

Anejo nº 4

CÁLCULO DE ESTRUCTURAS

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN

2. DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA

3. BASES DE CÁLCULO

3.1 Característica de los materiales

3.2 Definición de acciones

3.3 Niveles de control de calidad

3.4 Coeficientes de seguridad

3.5 Combinaciones de cálculo

4. CÁLCULO DEL MARCO

4.1 Modelización de la estructura

4.2 Introducción de cargas

4.3 Verificación de ELU

4.4 Dimensionamiento de la estructura

5 CÁLCULO DE LAS ALETAS

5.1 Secciones tipo

5.2 Acciones a considerar

5.3 Estados de carga

5.4 Comprobaciones de servicio

5.5 ELU de agotamiento frente a sollicitaciones normales

5.6 ELU de cortante

5.7 ELS de fisuración

6 ELECCIÓN DE LA LOSA DE TRANSICIÓN

1.- INTRODUCCIÓN

El presente anejo tiene por objeto el cálculo de la estructura necesaria para llevar a cabo la reposición del camino en el PK 11+153 del tramo Cocentaina - Muro de Alcoy de la A7, en el término municipal de Muro de Alcoy, en la provincia de Alicante. La estructura a calcular es un marco de hormigón armado y cuatro aletas, dos en cada extremo de la estructura final.

En este anejo desarrollaremos los siguientes puntos:

- Se describen las bases del diseño utilizadas para definir la estructura.
- Se numeran las distintas instrucciones y normativas de obligado cumplimiento en la construcción de este tipo de obras.
- Se determinan los esfuerzos más desfavorables y sus concomitantes, según las distintas situaciones frente a E.L.U y frente a E.L.S.
- Por último, el dimensionamiento de la sección de la estructura, así como su armado, tal que sea capaz de soportar los esfuerzos más desfavorables anteriormente mencionados. Dicho dimensionamiento se realizará frente a E.L.U y frente a E.L.S.

Las instrucciones y normas aplicadas para dicho cálculo son:

- Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08), R.D. 1247/2008 de 18 de julio
- Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11).
- Guía de cimentaciones en obras de carretera.
- Norma Sismorresistente de Construcciones: Puentes (NCSP-07) R. D. 637/2007, de 18 de mayo.

El software informático utilizado es el siguiente:

Se utilizará para realizar el análisis estructural el programa informático **“SAP-2000”**, calculando los esfuerzos más desfavorables para las distintas situaciones de proyecto. Este programa basa sus cálculos en la práctica del cálculo elástico lineal por el método de los elementos finitos, que contempla opciones de cálculo estático y dinámico.

Para el dimensionamiento de las secciones de la estructura, así como de la cuantía mínima de acero que requieren dichas secciones para soportar los esfuerzos más desfavorables, se utilizará una tabla programada en Excel.

Para todos los cálculos realizados en el siguiente anejo, salvo que se diga lo contrario, nos estaremos refiriendo a la armadura transversal a la sección del cajón, puesto que la armadura longitudinal se calculará a partir de la transversal, según la EHE-08 por cuantías geométricas mínimas.

2.- DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA

El presente proyecto dará solución a una reposición de un camino existente mediante un paso inferior que se materializará en una estructura tipo marco y que estará situado en el P.K. 11+153 de la autovía del Mediterráneo, tramo Cocentaina - Muro de Alcoy, en el término municipal de Muro de Alcoy, en la provincia de Alicante. La longitud de la estructura viene condicionada por el ancho de la plataforma y es de 37 metros. La intersección entre el camino y la autovía presenta un esviaje de 14° respecto la perpendicular de la autovía.

Las dimensiones interiores de la estructura son 8,00 x 5,50 metros. Tanto la losa superior como la inferior tienen un espesor de 0.80 metros y los hastiales son de 0,80 metros de espesor. La función de cimentación la realizará la losa inferior, que asentará directamente en el terreno.

Para la contención del terreno a la entrada y salida del marco, se han provisto unas aletas formando un ángulo respecto a la dirección perpendicular de la directriz del marco de 16° y 32 ° en el lado norte del marco y 24° y 90° en el lado sur y que se cimentarán mediante zapata.

La altura de las aletas viene directamente condicionada por la altura del marco, pues éstas arrancan directamente de él. Así pues tendrán una altura en su comienzo de 6,30 metros hasta llegar, al final a una altura de 1 metro.

El coeficiente de balasto utilizado para el cálculo de esta estructura es de $k = 30.000 \text{ KN/m}^3$. Dicho coeficiente es lo suficientemente conservador como para asegurarnos que el terreno que realmente tenemos será más apropiado para cimentar que el calculado y se transmitirán a la losa unos esfuerzos flectores menores a los obtenidos en los cálculos, por tanto estaremos del lado de la seguridad.

Todos los paramentos de los marcos y de las aletas que estén en contacto con las tierras se impermeabilizarán mediante pintado con emulsión bituminosa y una posterior colocación de una lámina de geotextil. En la parte inferior de estos paramentos se coloca un tubo ranurado de PVC para sacar del trasdós el agua que se filtre. Además se dispondrá de una capa de gravas en el trasdós de todos los elementos verticales.

Las distintas fases que conforman el proceso constructivo del marco serán las siguientes:

- Fase 1: Excavación del terreno natural hasta la cota inferior del hormigón de limpieza.
- Fase 2: Ejecución de las soleras de los marcos y las aletas.
- Fase 3: Ejecución de los hastiales de los marcos
- Fase 4: Ejecución de las losas superiores de los marcos
- Fase 5: Ejecución de las aletas
- Fase 6: Terminaciones y acabados.

3.- BASES DE CÁLCULO

3.1.- Características de los materiales

Hormigón

Se emplearán dos tipos distintos de hormigón, uno como hormigón base o de limpieza y el otro para los elementos estructurales:

- Hormigón de limpieza HM-15
- Hormigón HA-25/B/20/IIa :
 - Resistencia característica en compresión: 25 MPa
 - Consistencia Blanda
 - Tamaño máximo del árido: 20 mm
 - Ambiente de exposición: IIa
 - Coeficiente de seguridad ELU del hormigón: 1,5
 - Resistencia de cálculo en compresión: 16,67 Mpa

Acero en armaduras pasivas

Se emplearán en todos los elementos de armado del hormigón el acero tipo B-500S. Sus principales características son:

- Resistencia característica armadura 51.000 T/m²
- Coeficiente de seguridad en rotura 1.15
- Resistencia de cálculo armadura 44347,83 T/m²
- Módulo de elasticidad $E_s = 210.000 \text{ T/m}^2$

3.2.- Definición de acciones

A continuación se citan las solicitaciones propuestas por la IAP-11 a título casi enunciativo. Un mayor desarrollo de su afección así como el cálculo de su magnitud vendrán especificados en apartados posteriores. No se ha incluido la posible presión intersticial del agua puesto que se supone un correcto drenaje en el trasdos de las estructuras.

3.2.1. Acciones permanentes (G).

Son aquellas que actúan en todo momento y son constantes en magnitud y posición. Las más importantes se detallan a continuación.

Peso propio.

Es la acción debida al peso de los elementos estructurales. Su valor se obtiene a partir de las dimensiones especificadas en los planos y del peso específico del material constitutivo

Cargas muertas.

Es la acción debida a los elementos no estructurales. En este caso se tiene la carga debida al peso de los materiales que gravitan sobre la losa superior, como son parte del terraplén y los paquetes de firme. Esta sollicitación no interviene en el cálculo de las aletas.

3.2.2. Acciones permanentes de valor no constante (G^*).

Son aquellas que actúan en todo momento pero cuya magnitud no es constante.

Empuje de tierras.

Por cuanto respecta al marco, y teniendo en cuenta la multiplicidad de estados de carga que sufrirá, deberemos contemplar la posibilidad de distintas deformaciones del trasdós de sus paramentos verticales y sus consecuentes diferentes modos de empuje.

Una forma de simplificar tal problema es poner al empuje una cota inferior y otra superior. Así, consideraremos que esta magnitud oscila entre su valor *activo*, es decir el mínimo valor de empuje horizontal al que están sometidos los hastiales, y su valor *al reposo*, es decir el máximo.

En las aletas sólo se tendrá en cuenta la posibilidad de empuje activo, como resulta obvio al tratarse de muros.

3.2.3. Acciones variables (Q).

Son aquellas que pueden actuar o no sobre la estructura.

Tren de cargas.

Se considerarán dos sollicitaciones, que actuarán únicamente sobre el marco.

La primera será una sobrecarga uniformemente repartida extendida en toda la plataforma de la autovía o en parte de ella, según sea más desfavorable para el estudio.

La segunda reproducirá la sobrecarga de un vehículo pesado que ira desplazándose a lo largo del tramo de autovía bajo el cual se inserta nuestro paso inferior y que actuará según un esquema bien preciso.

Sobrecarga en terraplenes adyacentes.

La tercera acción será una sobrecarga uniforme que actuara en la parte superior del terraplén contiguo al marco, en la zona por donde puede discurrir el tráfico, a efectos de calculo del empuje del terreno sobre algún elemento del marco en contacto con el.

Esta sollicitación también intervendrá en el cálculo de las aletas.

3.2.4. Acciones accidentales (A).

Sismo.

La *Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes* (NCSP-07) tiene por objeto establecer los criterios específicos que han de tenerse en cuenta dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica en los puentes de carretera y ferrocarril.

Nuestro proyecto tiene lugar en el término de Muro de Alcoy, provincia de Alicante, por lo que según el apartado 3.4 de dicha norma le corresponde una *aceleración sísmica básica* a_b igual a 0.07g m/s².

El apartado 2.8 de la NCSP-07 determina que *no será necesaria la consideración de las acciones sísmicas cuando la aceleración sísmica básica a_b del emplazamiento definida en el apartado 3.4 cumpla $a_b < 0.04 \cdot g$* , por lo que, al tener una aceleración de 0.07g > 0.04g, tendremos en cuenta los efectos de la sismicidad del terreno en materia de cálculo de acciones.

3.3.- Niveles de control de calidad

Control de ejecución.

Se seguirán las siguientes prescripciones:

- Cimentaciones: Control a nivel intenso y ejecución *in situ*.
- Marco: Control a nivel intenso y ejecución *in situ*.
- Aletas: Control a nivel intenso y ejecución *in situ*.

El control a nivel intenso exige que el constructor posea un sistema de calidad propio, auditado de forma externa, y que la elaboración de la ferralla y los elementos prefabricados, en caso de existir, se realicen en instalaciones industriales fijas y con un sistema de certificación voluntario.

Control de materiales.

Se aseguraran las siguientes prescripciones:

- Hormigón: Control estadístico.
- Acero: Control a nivel normal.

El control estadístico en el hormigón es de aplicación general en obras de hormigón en masa, hormigón armado y hormigón pretensado.

El control a nivel normal en el acero se aplica a todas las armaduras, tanto activas como pasivas.

3.4. Coeficientes de seguridad.

Estados límite últimos (ELU)

Los coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límite Últimos en situación persistente o transitoria son:

- Hormigón: $1.50 = \gamma_c$
- Acero: $1.15 = \gamma_s$

Y para la situación accidental son:

- Hormigón: $1.30 = \gamma_c$
- Acero: $1.00 = \gamma_s$

Los coeficientes parciales de seguridad para las acciones en situación persistente o transitoria son:

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	-	-	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Estados límite de servicio (ELS).

Los coeficientes de seguridad de los materiales en situación persistente o transitoria son:

- Hormigón: $1.00 = \gamma_c$
- Acero: $1.00 = \gamma_s$

Los coeficientes de seguridad de las acciones en el Estado Límite de Servicio son:

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		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

3.5. Combinaciones de cálculo.**3.5.1. Principios generales.**

Para cada una de las situaciones estudiadas se establecerán las posibles combinaciones de acciones. Una combinación de acciones consiste en un conjunto de acciones compatibles que se considerarán simultáneamente para una comprobación determinada.

Cada combinación, en general, estará formada por las acciones permanentes, una acción variable determinante y una o varias acciones variables concomitantes. Cualquiera de las acciones variables puede ser determinante.

3.5.2. Estados límite últimos (ELU).

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Situación permanente o transitoria:

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

- Situación accidental:

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

- Situación sísmica:

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

donde:

$G_{k,j}$	Valor característico de las acciones permanentes
$G_{k,j}^*$	Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante
P_k	Valor característico de la acción del pretensado
$Q_{k,1}$	Valor característico de la acción variable determinante
$\psi_{0,i} Q_{k,i}$	Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes
$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	Valor representativo frecuente de la acción variable determinante
$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	Valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental
A_k	Valor característico de la acción accidental
$A_{E,k}$	Valor característico de la acción sísmica

3.5.3 Estados Límite de Servicio

Para el Estado Límite de Servicio se consideran únicamente las situaciones de proyecto persistentes y transitorias. En estos casos, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Combinación poco probable:

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

- Combinación frecuente:

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

- Combinación cuasipermanente:

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

Los valores de los coeficientes Ψ son los siguientes:

Ψ_0	0.6
Ψ_1	0.5
Ψ_2	0.2

4.- CÁLCULO DEL MARCO

4.1.- Modelización de la estructura

Para la realización del estudio conjunto de la estructura se ha utilizado un modelo de elementos finitos tipo marco formado por nudos y barras llevado a cabo mediante el empleo del programa informático SAP 2000.

En él queda modelada la sección tipo marco mediante una rebanada de un metro de ancho y de dimensiones interiores de la estructura (8 x 5,5 m) más la mitad de los espesores de los hastiales y las losas (8.8 x 6.3 m).

La losa inferior está formada por 10 barras horizontales y 11 nudos (barras 31-40 y nudos 31-1). Al igual que ésta, la losa superior también está formada por 10 barras horizontales y 11 nudos que se corresponderán con las barras 11-20 y los nudos 11-21. Cada uno de estos elementos ha sido caracterizado con los materiales y las secciones adecuadas según el espesor adoptado para ambas losas, que, como en este caso, es el mismo, será:

$$A = 0.8 \text{ m}^2$$

$$I = 0.042667 \text{ m}^4$$

$$E = 27264000 \text{ KN/m}^2$$

$$W = 16 \text{ KN/m}$$

Por otra parte, los hastiales también están representados por 10 barras verticales y 11 nudos.

El hastial izquierdo comprende las barras 1-10 y los nudos 1-11 y el hastial derecho las barras 21-30 y los nudos 21-31. Como en el caso anterior, también estos elementos han

sido caracterizados con los materiales y secciones adecuadas según el espesor adoptado para ambos hastiales. De este modo tenemos:

$$A = 0.8 \text{ m}^2$$

$$I = 0.02858 \text{ m}^4$$

$$E = 27264000 \text{ KN/m}^2$$

$$W = 16 \text{ KN/m}$$

El apoyo de la losa inferior sobre el terreno, se simula mediante el programa gracias a la colocación de unos muelles cuya constante elástica viene definida por el coeficiente de balasto del terreno de apoyo y la longitud de las barras que representan la losa en el modelo.

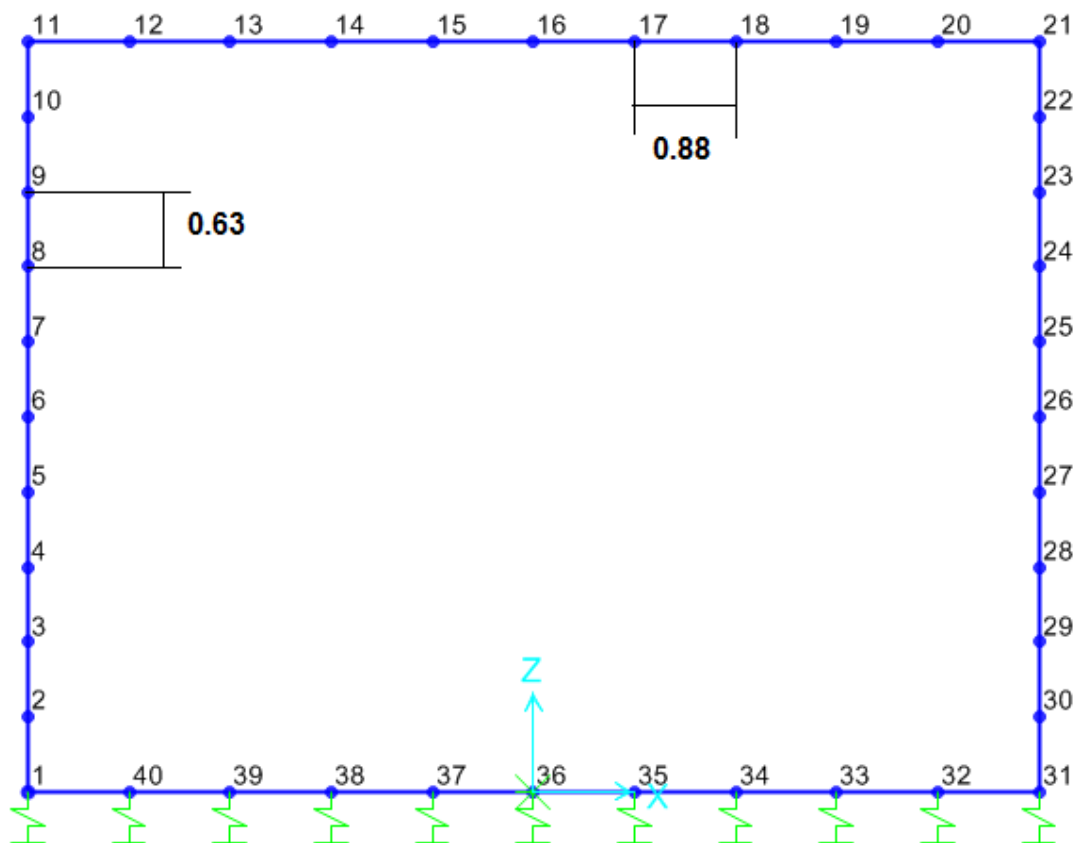
Así, la constante vendrá determinada mediante la siguiente fórmula:

$$\text{Rigidez (KN/m}^3\text{)} = \text{coeficiente de balasto (KN/m}^3\text{)} \times \text{Área influencia (m}^2\text{)}$$

El módulo de balasto a considerar tendrá un valor tomado como conservador de 3000 T/m³ o 30000KN/m³ ya que resultará un terreno de una rigidez menor a la real e inducirá mayores momentos flectores en la losa a la hora de dimensionarla. Como el eje de la solera mide 8.8 metros y contiene 10 barras, la dimensión de cada barra es de 0.88 metros. De este modo, la rigidez del muelle será:

$$\text{Rigidez (KN/m}^3\text{)} = 30000 \times [(8.8/10) \times 1] = 26400 \text{ KN/m}$$

A continuación se muestra el croquis del modelo de cálculo en el que aparece la numeración de los nudos:



4.2.- Introducción de cargas

A continuación exponemos el modo en que le han sido explicitadas al software las solicitaciones que actúan sobre el marco. La forma de sintetizar las cargas responde no solo a la necesidad de que el programa las entienda sino también a facilitar el posterior cálculo de envolventes de esfuerzos.

Recordamos que al considerar buenas las condiciones de drenaje en el trasdos, no se incluye el efecto de la presión intersticial del agua sobre el mismo

4.2.1. Acciones permanentes (G).

a) Peso propio.

Esta acción es la que corresponde al peso de los elementos estructurales. El peso específico relativo al del agua del material es, según la IAP-11, 2.5. Por tanto, el peso específico del material es:

$$2.5 \times 9.8 \text{ KN} / \text{m}^3 = 24.5 \text{ KN} / \text{m}^3 \approx 25 \text{ KN} / \text{m}^3$$

El peso propio lo obtendremos multiplicando el peso específico del material por el volumen de cada elemento.

b) Cargas muertas.

Sobre esta estructura, en la sección más desfavorable que es la cara oeste del marco, tenemos una altura de tierras de $h=3$ m. a la que habría que sumarle los diversos materiales que componen el paquete de firmes. Para considerar la carga que supone este volumen de materiales sobre la estructura tomamos un valor de $2.00 \text{ T} / \text{m}^3$ por lo que obtenemos una carga total de tierras de $3 \times 20 = 60 \text{ KN/m}^2$.

4.2.2. Cargas permanentes de valor no constante (G*).

Para el cálculo de los empujes del terreno consideramos el método de Rankine, para ello vamos a suponer que la fricción muro-terreno será cero, siendo el trasdós del cajón vertical, por lo que la resultante de los empujes será paralela a la superficie del terreno.

a) Empuje activo.

Como mínimo valor del empuje al que están sometidos los hastiales del marco se ha tomado el empuje activo del terreno. Se ha considerado un ángulo rozamiento de 30° ($\Phi = 30^\circ$), un peso específico del terreno de 2 T/m^3 ($\gamma_{ap} = 2 \text{ T/m}^3$) y un valor del coeficiente del rozamiento de tierras hastial de 0° ($c = 0^\circ$).

El valor del coeficiente de empuje K_a según la teoría de Coulomb es:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\theta}{1 + \text{sen}\theta} = \frac{1 - \text{sen}30}{1 + \text{sen}30} = 0.333$$

El empuje activo se obtiene a partir de la ecuación:

$$E_a = q \times K_a$$

donde q es el valor de las cargas muertas sobre la losa superior de la estructura. Por lo tanto, el empuje que actuará sobre los hastiales responderá a la siguiente expresión:

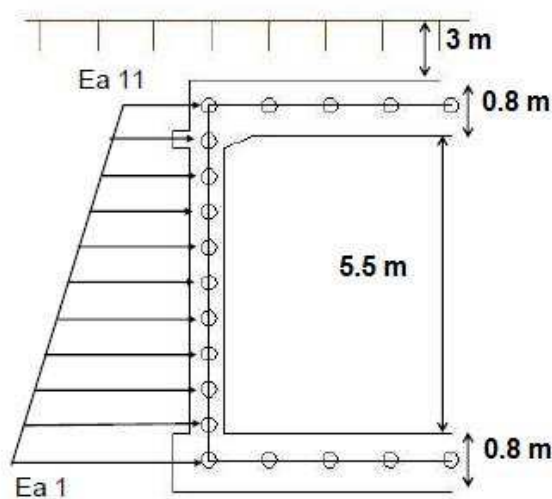
$$E_a = Z_{\text{profund.}} \times \gamma_{\text{aparente}} \times K_{\text{activo}}$$

donde:

L : longitud del hastial sobre la que actúa la carga correspondiente a cada nudo que en este caso es de: $l = 6.3/10 = 0.63 \text{ m}$

z : Profundidad, con origen en la superficie del terreno y signo positivo descendente.

De modo que resulta una carga trapezoidal distribuida en las barras que representan los hastiales y con sentido hacia el interior de la sección, siendo su valor máximo en los nudos de mayor profundidad, es decir nudo 1 (E_{a1}) y su simétrico 31, y mínimo en los nudos 11 (E_{a11}) y su simétrico 21. Así, teniendo en cuenta el metro de montera de tierras, los esfuerzos actuantes en los nodos extremos de los hastiales son:



- $E_{a11} = 0.3333 \times 20 \text{ KN/m}^3 \times (3 \text{ m}) \times 1 \text{ m} = 19.80 \text{ KN/m}$
- $E_{a1} = 0.3333 \times 20 \text{ KN/m}^3 \times (3 \text{ m} + 6.3 \text{ m}) \times 1 \text{ m} = 61.98 \text{ KN/m}$

b) Empuje de tierras al reposo.

Corresponde al valor superior de la presión ejercida en el trasdos, y acontece cuando el paramento vertical no se deforma.

En este caso, el coeficiente de empuje de tierras al reposo k_0 se ha calculado considerando que el terraplén es un suelo normalmente consolidado. Para ello se utiliza la expresión propuesta por Jaky para su obtención:

$$k_0 = 1 - \sin \phi = 1 - 0.5 = 0.5$$

Procediendo de manera análoga a como hicimos para el empuje activo, la expresión que nos proporciona el empuje horizontal de tierras será:

$$e_o = k_o \square \gamma_{ap} \square z$$

Donde:

E_o : Empuje de tierras en reposo.

k_o : Coeficiente de empuje en reposo.

γ_{ap} : Peso específico aparente.

z : Profundidad, con origen en la superficie del terreno y signo positivo descendente.

Del mismo modo, este empuje dará lugar a una distribución trapezoidal similar al representado en la figura anterior para los empujes activos, pero de mayor módulo. Los valores máximos y mínimos obtenidos también corresponderán con los nodos extremos de los hastiales:

- $E_{o11} = 0.5 \times 20 \text{ KN/m}^3 (3 \text{ m}) \times 1 \text{ m} = 30 \text{ KN/m}$
- $E_{o1} = 0.5 \times 20 \text{ KN/m}^3 (3 \text{ m} + 6,3 \text{ m}) \times 1 \text{ m} = 93 \text{ KN/m}$

4.2.3 Acciones variables (Q)

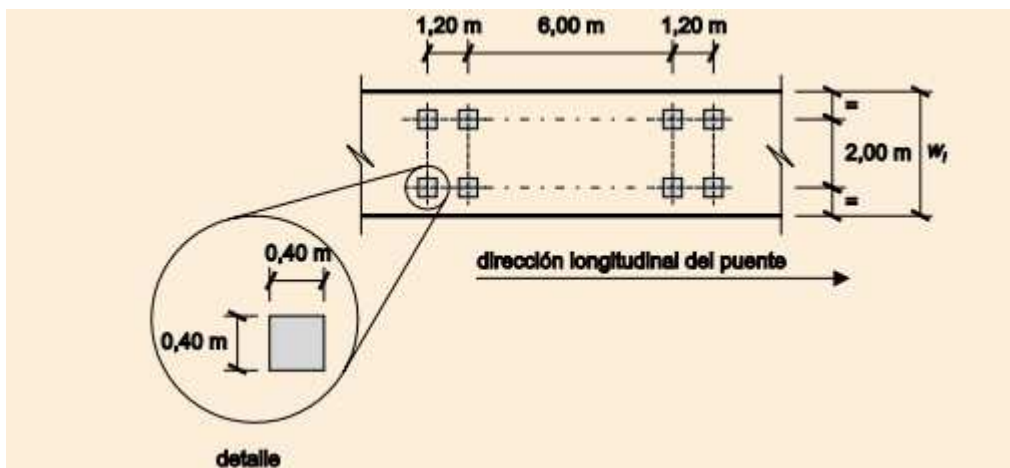
a) Sobrecarga repartida del tren de cargas.

La sobrecarga uniforme de 9 kN/m² se supondrá actuando a lo largo de las barras asociadas a la losa superior. Puesto que la porción unitaria de marco tiene un metro de profundidad, el valor a introducir en el software es 9 kN/m.

Además, para verificar que esta acción se aplique en el modo más exigente, cosa que puede ocurrir actuando en la totalidad de las barras o solo en parte de ellas, se introducirán diez estados de carga individuados combinándose de la forma más desfavorable. Cada uno de estos diez estados de carga corresponde a la actuación de los 9 kN/m sobre cada una de las diez barras del dintel.

b) Vehículo pesado del tren de cargas.

Se trata de la sobrecarga de un vehículo de 600 kN cuyo eje longitudinal se considera paralelo al de la calzada y se aplica mediante cuatro cargas de 150 kN cada una. La separación de las cargas en sentido longitudinal es de 1.2 m y de 2 m en sentido transversal. La superficie sobre la que actúa cada carga es de 0.40 m paralelamente al eje del vehículo y de 0.40 m transversalmente a este.



Tren de cargas para la comprobación del Estado Límite de Fatiga (IAP-11)

Suponemos que la difusión de la presión vertical se realiza a 30° en cada sentido de las dos direcciones principales, es decir, la del eje de la autovía y la perpendicular. Por consiguiente, el lugar común de los puntos del terraplén afectados por la acción constituye el volumen de una pirámide cuadrangular recta y no el de un cono. Si consideramos una distancia de 3 m entre la superficie de la calzada y el paramento superior del dintel, la mitad del lado de la base de dicho poliedro resulta ser 1.73 m. Así, ignorando superposiciones y considerando las cuatro cargas como un grupo que actúa en conjunto, obtenemos una superficie rectangular de afección de dimensiones 4.66 x 5.46 m.

Dividiendo el peso total del vehículo entre esta área calculamos la presión vertical que ejerce esta acción sobre la losa superior:

$$q_c = P_{veh} / A_{afec} = 600 / (4.66 \times 5.46) = 23.58 \text{ kN/m}^2$$

Donde:

q_c : Presión sobre la losa superior debida al carro.

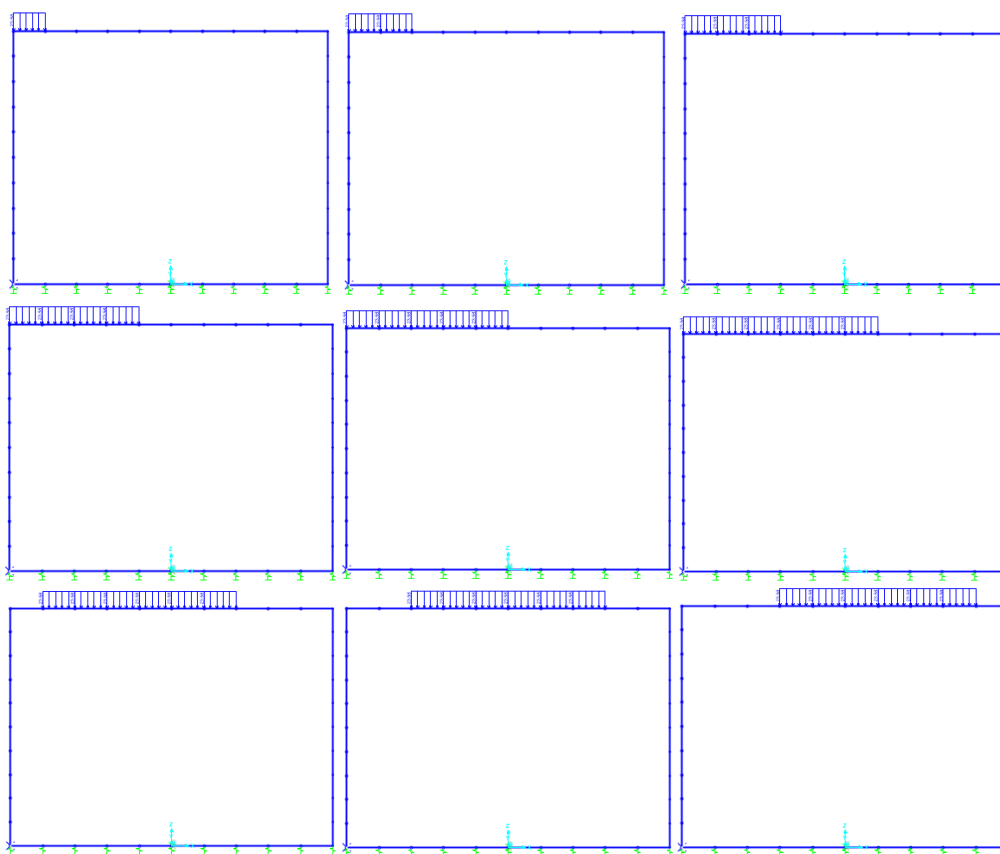
P_{veh} : Peso del vehiculo entero.

A_{afec} : Área de afección.

De nuevo, buscando su actuación más exigente, esta acción se introducirá en el software definiendo 15 estados de carga individuados encontrando el software utilizado para el presente proyecto, SAP, la combinación de estos estados de forma más desfavorable. Los estados de carga imitaran el avance del vehiculo a través de la luz del paso inferior, y puesto que la longitud del área de afección es 4.66 m, el carro presionara como máximo 6 barras consecutivas a la vez ya que:

$$N^\circ \text{ barras} = 4.848 / L_{barra} = 4.66 / 0.88 = 5.29 \rightarrow 6$$

Esta carga actúa de manera diferente sobre la losa, a medida que avanza, produciendo diferentes distribuciones. En los croquis siguientes se pueden observar dichas distribuciones:

**c) Sobrecarga en terraplenes adyacentes.**

Según la IAP-11, a efectos de cálculo del empuje del terreno sobre algún elemento del marco en contacto con él, se considerara actuando en la parte superior del terraplén, en la zona por donde pueda discurrir el tráfico, una sobrecarga uniforme de 10 kN/m^2 .

Esta sobrecarga solo la tendremos en cuenta cuando las sobrecargas producidas por el tráfico actúen a una distancia, medida en horizontal desde la parte superior de la estructura, menor o igual a la mitad de la altura del elemento de la estructura sobre el cual actúe el empuje.

Para realizar el cálculo se ha tomado como máximo valor del empuje sobre los hastiales propiciado por la sobrecarga el activo. Se han seguido los mismos pasos que en el apartado *Acciones permanentes de valor no constante (G^*)* por tratarse del mismo terreno, si bien se ha sustituido la expresión del empuje por la siguiente al no variar su magnitud con la profundidad:

$$e_a = k_a \times q_{\text{traf}} = 0.3333 \times 10 = 3.333 \text{ kN/m}^2$$

Donde:

e_a : Empuje activo de tierras.

k_a : Coeficiente de empuje activo.

q_{traf} : Sobrecarga en coronación.

En consecuencia, sobre cada nodo perteneciente a cualquier hastial se tendrá una fuerza puntual equivalente igual a:

$$F_{\text{traf}} = A_{\text{repr}} \times e_a = 3.33 \text{ kN/m}$$

Donde:

F_{traf} : Fuerza puntual aplicada a cada nodo a consecuencia de sobrecarga en terraplén.

A_{repr} : Area representada por cada nodo, considerando la profundidad de de la rebanada unitaria modelizada.

e_a : Empuje activo de tierras en el nodo.

4.2.4. Acciones accidentales: Acción sísmica (A)

a) Consideración de la acción sísmica

Según la NCSP-07 no será necesaria la consideración de las acciones sísmicas cuando la aceleración sísmica horizontal básica del emplazamiento a_b , que viene definida por la actividad sísmica en función de la zona de localización del proyecto, cumpla:

$$a_b < 0.04 \text{ g}$$

Donde g es la aceleración de la gravedad.

Tampoco será necesaria la consideración de las acciones sísmicas en las situaciones en que la aceleración sísmica horizontal de cálculo a_c cumpla:

$$a_c < 0.04 \text{ g}$$

Además, según contempla la IAP-11, para el cálculo del sismo se debe definir, en primer lugar, cuál es la importancia de la estructura a proyectar. En este caso tenemos una estructura de importancia NORMAL, que es aquella cuya destrucción puede ocasionar víctimas o interrumpir un servicio necesario para la colectividad o producir importantes pérdidas económicas, siempre que no se trate de un servicio imprescindible, ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.

En el grupo de estructuras de importancia normal se encuentran los pasos inferiores, que en este caso es el objeto de este proyecto. Además, aún tratándose de un paso inferior de una línea de alta velocidad, éste se sitúa en un ramal técnico y en consecuencia de importancia normal.

La estructura objeto del proyecto está situada en el término municipal de Muro de Alcoy (Alicante) en el que se tiene según el anejo 1 de la NCSP-07:

$$a_b = 0.07 \text{ g}$$

Con este valor ya podemos apreciar que la primera condición para no calcular el sismo no se cumple.

Para calcular la aceleración sísmica horizontal de cálculo se utiliza la siguiente expresión:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

donde:

ρ es un coeficiente de riesgo que se obtiene mediante la expresión: $\rho = \gamma_I \cdot \gamma_{II}$

- γ_I es el factor de importancia, que en este caso como se trata de una estructura de importancia normal es igual a 1.
- γ_{II} es el factor modificador por considerar un periodo de retorno diferente de 500 años:
En este caso tomamos como periodo de retorno 500 años, que se correspondería con $\gamma_{II} = 1.3$

Por lo tanto $\rho = 1 \times 1.3 = 1.3$

S es el coeficiente de amplificación del terreno, que toma los siguientes valores en función del término $\rho \cdot a_b$:

$$\rho \times a_b \leq 0.1g \qquad S = \frac{C}{1.25}$$

donde C es el coeficiente de amplificación del terreno. En la zona donde se va a situar el paso inferior se corresponde con un suelo Tipo III (suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme). Por tanto el coeficiente C tendrá un valor de 1.6.

Como $\rho \times a_b \leq 0.1g$ se aplicará la siguiente expresión:

$$S = \frac{1.6}{1.25} = 1.28$$

Con estos datos la aceleración de cálculo queda:

$$a_c = 1.28 \times 1.3 \times 0.07g = 0.1164 g$$

Por tanto se comprueba que tampoco se cumple la segunda consideración para no efectuar el cálculo del sismo, es por esta razón por la que a continuación se procederá a la realización de dicho cálculo mediante el modo Fundamental y la teoría pseudoestática; y una vez calculado se comprobará si la combinación de acciones resultante es más desfavorable actuando el sismo que sin actuar.

b) Cálculos

Como la montera de tierras por encima de la estructura tiene un espesor inferior que la mitad de su luz se siguen los criterios especificados para el caso de estribos rígidamente unidos al tablero.

Se deberán considerar en la dirección longitudinal:

- Fuerzas de inercia de la estructura estimadas mediante el modo Fundamental.
- Empuje de las tierras, calculado mediante la teoría pseudoestática.

Fuerzas de inercia

Las fuerzas de inercia quedarían determinadas mediante la siguiente expresión:

$$F = M \cdot a_c \cdot \alpha(T)$$

Donde:

M: es la masa calculada como la suma de la losa superior y de las cargas muertas teniendo en cuenta en la combinación de acciones que se contempla un coeficiente de combinación $\psi_2=0.2$, con lo que se consideraría la sobrecarga de uso.

a_c : es la aceleración de cálculo del terreno

$\alpha(T)$ es la aceleración espectral del espectro de cálculo, correspondiente al periodo fundamental T del puente, en segundos, estimado mediante la expresión:

$$T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{M}{K_s}}$$

Donde **K_s** es la rigidez equivalente.

Así pues, la masa que tenemos es la siguiente:

$$M = 54 + 18 + 6.875 = 788.75 \text{ kN} = 78.875 \text{ T / m}$$

La rigidez será:

$$K_s = 10000 / 0.6345 = 15760 \text{ kN}$$

Y por tanto el periodo:

$$T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{78.875}{15760}} = 0.44 \text{ s}$$

Una vez se tiene el periodo de oscilación del puente ya se está en disposición de realizar el cálculo de la aceleración espectral $\alpha(T)$, pero en primer lugar hay que ver en qué zona del espectro estamos y para ello hemos de conocer previamente los valores que limitan el espectro de esta estructura:

$$T_a = (k \cdot C) / 10 = (1 \cdot 1.6) / 10 = 0.16 \text{ s}$$

$$T_b = (k \cdot C) / 2.5 = (1 \cdot 1.6) / 2.5 = 0.64 \text{ s}$$

$$T_c = k \cdot (2 + C) = 1 \cdot (2 + 1.6) = 3.6 \text{ s}$$

Como se puede apreciar, el valor obtenido del periodo de la estructura a calcular está comprendido entre T_a y T_b . Lo que conduce a la aplicación de la siguiente expresión:

$$\alpha(T) = 2.5 \cdot v$$

donde **v** es un factor corrector dependiente de un índice de amortiguamiento ξ que a su vez depende de la participación del tipo de sismo (frecuente o último), en este caso último ($\xi=5$):

$$v = (5/\xi) 0.4 = (5/5) 0.4 = 1$$

Entonces tendremos:

$$\alpha(T) = 2.5 \cdot v = 2.5 \cdot 1 = 2.5$$

Finalmente, el valor correspondiente a las fuerzas de inercia será, para el sismo último:

$$F = M \cdot ac \cdot \alpha(T) = 78.875 \cdot 0.1164g \cdot 2.5 = 22.95g \quad T = 225.16 \text{ kN}$$

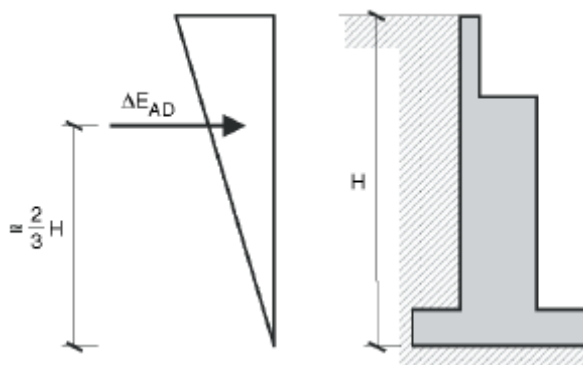
Esta fuerza se aplicará en los nodos de las esquinas superiores.

Empuje de las tierras

Como se está calculando una estructura enterrada, el movimiento que provocaría un sismo se traduciría en un incremento del empuje de tierras que ésta sufre.

El método utilizado es el pseudoestático, desarrollado inicialmente por Okabe y Mononobe y que se basa en la generalización de los principios de la estática a la situación sísmica, mediante la adición, a las fuerzas existentes en la situación estática, de fuerzas de inercia y sobreempujes, que son función de las características del sismo analizado.

El incremento de empuje calculado mediante este método será aplicado a una altura de $2H/3$ de la base y seguirá una ley triangular como la que se indica en el dibujo:



Para calcular ese incremento dinámico del empuje de tierras (ΔE_{AD}), que se produce como consecuencia del sismo se aplicará la siguiente ecuación:

$$\Delta E_{AD} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * (K_{AD} - K_{AE})$$

Donde:

γ : Peso específico del terreno ($\gamma=2T/m^3$)

H: Altura del muro ($H=7.8m$)

K_{AD} : Coeficiente de empuje activo en condiciones dinámicas

$$K_{AD} = \frac{(1 \pm k_v) \cos^2 (\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)} \right]^2}$$

Donde:

θ Ángulo de gravedad aparente con respecto a la vertical:

$$\theta = \arctg\left(\frac{k_b}{1+k_v}\right) = 6.639$$

K_v Coeficiente sísmico vertical:

$$k_v = \pm \frac{k_h}{2} = 0$$

K_h Coeficiente sísmico horizontal:

$$k_h = \frac{a_c}{g} = \frac{0.07g}{g} \approx 0$$

Siendo a_c la aceleración sísmica horizontal de cálculo cuyo valor en este caso es $0.07g$. De este modo, se tiene un único valor de $\theta = 6.639^\circ$, que a continuación y junto con los datos que ahora indicaremos nos dará el resultado de coeficiente de empuje activo en condiciones dinámicas.

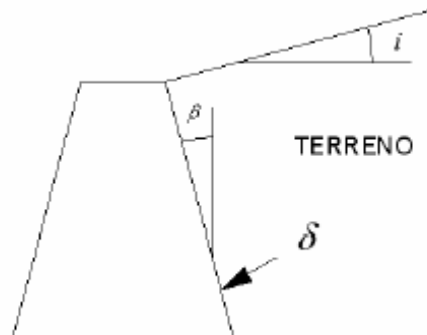
Siendo:

Φ : ángulo de rozamiento interno del terreno ($\Phi = 30^\circ$)

β : ángulo del paramento del muro respecto de la vertical ($\beta = 0^\circ$)

δ : ángulo de rozamiento estructura-terreno ($\delta = 0^\circ$)

i : ángulo de inclinación del terreno respecto a la horizontal ($i = 0^\circ$)



Y sustituyendo estos valores en la fórmula que me define K_{AD} :

$$k_{AD} = \frac{(1+0) \cdot \cos^2(30-0-6.639)}{\cos 6.639 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(0+0+6.639) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30+0) \cdot \sin(30-0-6.639)}{\cos(0+0+6.639) \cdot \cos(0-0)}} \right]^2} = 0.408$$

En consecuencia, el valor del incremento de empuje como consecuencia del sismo será:

$$\Delta E_{AD} = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 6.3^2 \cdot (0.408 - 0.333) = 29.77T$$

4.2.5 Combinación de acciones y cálculo de envolventes

Para los Estados Límite Últimos se seguirá la combinación de acciones persistente o transitoria, y para los Estados Límite de Servicio la casipermanente.

4.3. VERIFICACIÓN DEL E.L.U.

4.3.1. Esfuerzos.

Una vez calculadas todas las cargas, se le aplicarán a la estructura de elementos finitos modelizada en el apartado 4.1. de este mismo anejo.

Estas cargas se combinan según lo indicado en el apartado 3.5.2 de este mismo anejo y a partir de éstas, se obtienen las envolventes correspondientes a cada una de ellas. De estas envolventes obtenemos los valores máximos y mínimos de los axiles, cortantes y flectores así como sus concomitantes.

ENVOLVENTE DE AXILES, CORTANTES Y FLECTORES					
Barra	Posición		Axil	Cortante	Flectores
	m		KN	KN	KN-m
1	0	Max	-360,91	471,573	772,7835
	0,63	Max	-353,035	383,518	513,3667
	0	Min	-787,833	-13,34	75,8162
	0,63	Min	-777,202	-16,487	74,3342
2	0	Max	-353,035	383,518	513,3667
	0,63	Max	-345,16	301,416	307,5492
	0	Min	-777,202	-16,487	74,3342
	0,63	Min	-766,571	-19,634	74,8346
3	0	Max	-345,16	301,416	307,5492
	0,63	Max	-337,285	225,268	151,5804
	0	Min	-766,571	-19,634	74,8346
	0,63	Min	-755,94	-22,781	77,3175
4	0	Max	-337,285	225,268	151,5804
	0,63	Max	-329,41	155,074	162,8082
	0	Min	-755,94	-22,781	77,3175
	0,63	Min	-745,308	-25,928	-38,8762
5	0	Max	-329,41	155,074	162,8082
	0,63	Max	-321,535	90,833	179,4093
	0	Min	-745,308	-25,928	-38,8762
	0,63	Min	-734,677	-29,075	-115,3723
6	0	Max	-321,535	90,833	179,4093
	0,63	Max	-313,66	32,545	197,993
	0	Min	-734,677	-29,075	-115,3723
	0,63	Min	-724,046	-32,222	-153,2719
7	0	Max	-313,66	32,545	197,993
	0,63	Max	-305,785	-17,067	218,6976
	0	Min	-724,046	-32,222	-153,2719
	0,63	Min	-713,415	-38,09	-156,3256
8	0	Max	-305,785	-17,067	218,6976

Anejo nº 4 CÁLCULO DE ESTRUCTURAS

	0,63	Max	-297,91	-20,214	241,6398
	0	Min	-713,415	-38,09	-156,3256
	0,63	Min	-702,783	-84,471	-128,2843
9	0	Max	-297,91	-20,214	241,6398
	0,63	Max	-290,035	-23,361	266,5645
	0	Min	-702,783	-84,471	-128,2843
	0,63	Min	-692,152	-124,898	-72,8985
10	0	Max	-290,035	-23,361	266,5645
	0,63	Max	-282,16	-26,508	293,4717
	0	Min	-692,152	-124,898	-72,8985
	0,63	Min	-681,521	-159,371	6,0811
11	0	Max	-26,508	-282,16	-6,0811
	0,85	Max	-26,508	-212,268	329,8744
	0	Min	-159,371	-681,521	-293,4717
	0,85	Min	-159,371	-552,821	109,7235
12	0	Max	-26,508	-212,268	329,8744
	0,85	Max	-26,508	-138,296	680,0735
	0	Min	-159,371	-552,821	109,7235
	0,85	Min	-159,371	-425,141	312,1914
13	0	Max	-26,508	-138,296	680,0735
	0,85	Max	-26,508	-60,158	923,6689
	0	Min	-159,371	-425,141	312,1914
	0,85	Min	-159,371	-298,612	453,3264
14	0	Max	-26,508	-60,158	923,6689
	0,85	Max	-26,508	22,208	1093,5197
	0	Min	-159,371	-298,612	453,3264
	0,85	Min	-159,371	-173,357	490,8622
15	0	Max	-26,508	22,208	1093,5197
	0,85	Max	-26,508	108,839	1153,432
	0	Min	-159,371	-173,357	490,8622
	0,85	Min	-159,371	-50,999	470,598
16	0	Max	-26,508	108,839	1153,432
	0,85	Max	-26,508	231,198	1093,5197
	0	Min	-159,371	-50,999	470,598
	0,85	Min	-159,371	35,632	392,5338
17	0	Max	-26,508	231,198	1093,5197
	0,85	Max	-26,508	356,452	923,6689
	0	Min	-159,371	35,632	392,5338
	0,85	Min	-159,371	117,998	256,6697
18	0	Max	-26,508	356,452	923,6689
	0,85	Max	-26,508	482,981	634,2743
	0	Min	-159,371	117,998	256,6697
	0,85	Min	-159,371	196,137	63,0055
19	0	Max	-26,508	482,981	634,2743
	0,85	Max	-26,508	610,661	234,911
	0	Min	-159,371	196,137	63,0055
	0,85	Min	-159,371	270,108	-188,6266
20	0	Max	-26,508	610,661	234,911
	0,85	Max	-26,508	739,361	-150,2086
	0	Min	-159,371	270,108	-188,6266
	0,85	Min	-159,371	340	-640,986
21	0	Max	-347,875	156,225	-133,8481
	0,63	Max	-340	159,371	-150,2086
	0	Min	-749,992	23,361	-541,9044

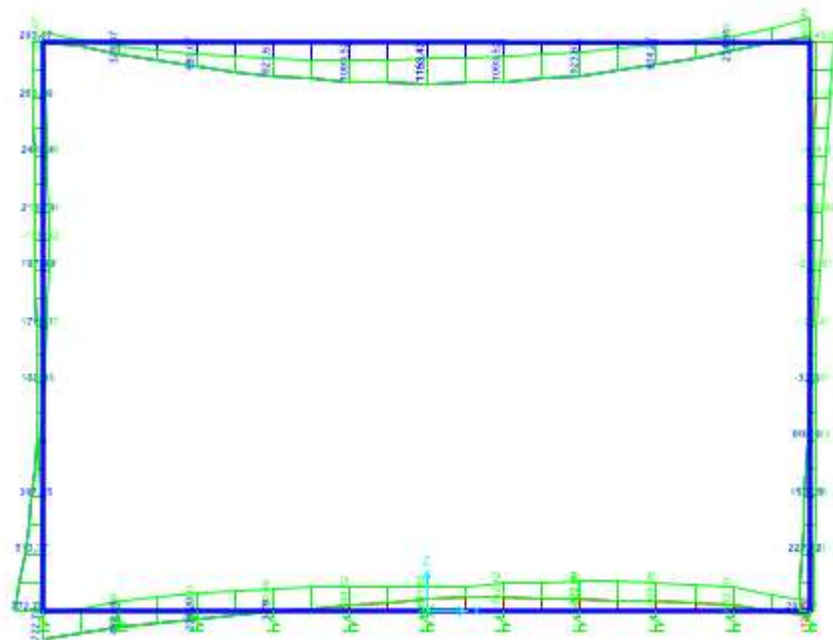
Anejo nº 4 CÁLCULO DE ESTRUCTURAS

22	0,63	Min	-739,361	26,508	-640,986
	0	Max	-355,75	153,078	-119,47
	0,63	Max	-347,875	156,225	-133,8481
23	0	Min	-760,624	20,214	-444,8054
	0,63	Min	-749,992	23,361	-541,9044
	0	Max	-363,625	149,931	-107,0745
24	0,63	Max	-355,75	153,078	-119,47
	0	Min	-771,255	17,067	-349,6889
	0,63	Min	-760,624	20,214	-444,8054
25	0	Max	-371,5	146,784	-96,6615
	0,63	Max	-363,625	149,931	-107,0745
	0	Min	-781,886	13,92	-256,8099
26	0,63	Min	-771,255	17,067	-349,6889
	0	Max	-379,375	143,637	-74,8736
	0,63	Max	-371,5	146,784	-96,6615
27	0	Min	-792,517	10,774	-179,4093
	0,63	Min	-781,886	13,92	-256,8099
	0	Max	-387,25	140,49	3,7487
28	0,63	Max	-379,375	143,637	-74,8736
	0	Min	-803,149	7,627	-162,8082
	0,63	Min	-792,517	10,774	-179,4093
29	0	Max	-395,125	137,343	80,3885
	0,63	Max	-387,25	140,49	3,7487
	0	Min	-813,78	4,48	-148,9307
30	0,63	Min	-803,149	7,627	-162,8082
	0	Max	-403	134,197	155,0458
	0,63	Max	-395,125	137,343	80,3885
31	0	Min	-824,411	1,333	-137,4753
	0,63	Min	-813,78	4,48	-148,9307
	0	Max	-410,875	131,05	227,7206
32	0,63	Max	-403	134,197	155,0458
	0	Min	-835,042	-1,814	-128,0023
	0,63	Min	-824,411	1,333	-137,4753
33	0	Max	-418,75	127,903	298,4128
	0,63	Max	-410,875	131,05	227,7206
	0	Min	-845,674	-4,961	-120,5119
34	0,63	Min	-835,042	-1,814	-128,0023
	0	Max	127,903	-240,089	-143,1892
	0,85	Max	127,903	-223,089	120,5119
35	0	Min	-4,961	-495,78	-642,0974
	0,85	Min	-4,961	-472,83	-298,4128
	0	Max	127,903	-77,32	-272,7099
36	0,85	Max	127,903	-60,32	-143,1892
	0	Min	-4,961	-285,414	-805,0467
	0,85	Min	-4,961	-262,464	-642,0974
37	0	Max	127,903	27,57	-339,6624
	0,85	Max	127,903	44,57	-272,7099
	0	Min	-4,961	-152,974	-822,8888
38	0,85	Min	-4,961	-130,024	-805,0467
	0	Max	127,903	97,115	-369,7954
	0,85	Max	127,903	114,115	-339,6624
39	0	Min	-4,961	-82,822	-752,418
	0,85	Min	-4,961	-59,872	-822,8888
	0	Max	127,903	146,825	-317,0347

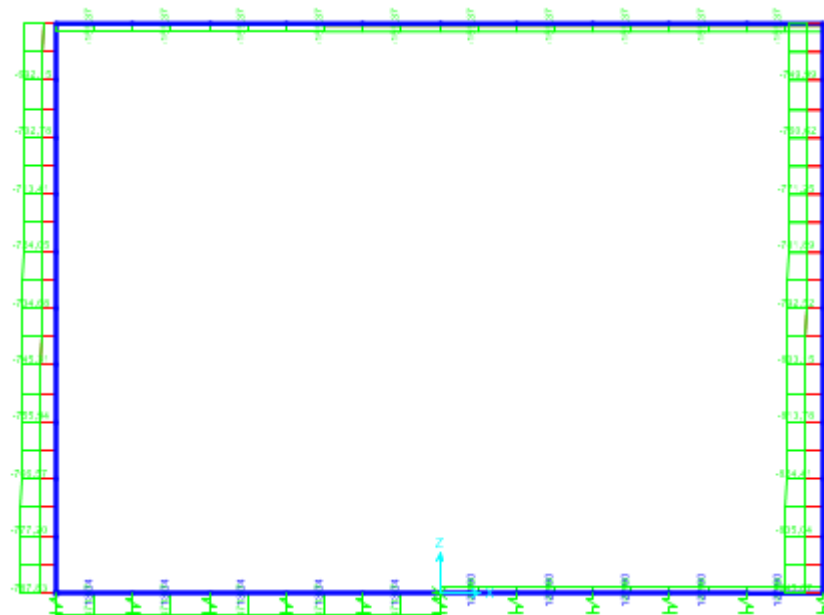
Anejo nº 4 CÁLCULO DE ESTRUCTURAS

36	0,85	Max	127,903	165,444	-369,7954
	0	Min	-4,961	-43,306	-691,6117
	0,85	Min	-4,961	-21,975	-752,418
	0	Max	13,34	185,112	-170,0193
	0,85	Max	13,34	206,442	-317,0347
	0	Min	-471,573	-13,903	-684,7179
37	0,85	Min	-471,573	4,716	-691,6117
	0	Max	13,34	228,899	3,7865
	0,85	Max	13,34	251,849	-170,0193
	0	Min	-471,573	22,048	-639,4502
	0,85	Min	-471,573	39,048	-684,7179
	0	Max	13,34	292,915	209,197
38	0,85	Max	13,34	315,865	3,7865
	0	Min	-471,573	70,268	-523,996
	0,85	Min	-471,573	87,268	-639,4502
	0	Max	13,34	396,309	452,4856
	0,85	Max	13,34	419,259	209,197
	0	Min	-471,573	142,049	-291,5771
39	0,85	Min	-471,573	159,049	-523,996
	0	Max	13,34	539,415	772,7835
	0,85	Max	13,34	562,365	452,4856
	0	Min	-471,573	250,982	75,8162
	0,85	Min	-471,573	267,982	-291,5771

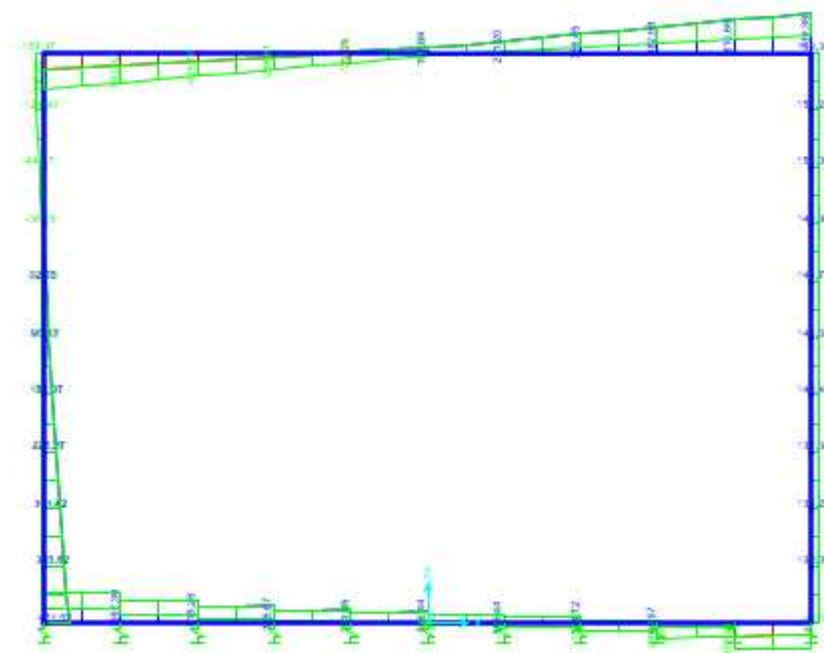
Con las siguientes envolventes:



Envolvente de flectores en rotura



Envolvente de axiles en rotura



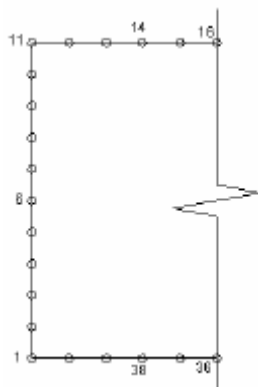
Envolvente de cortantes en rotura

4.4 Dimensionamiento de la estructura

4.4.1 ELU de agotamiento frente a solicitaciones normales

El marco ha de resistir los esfuerzos de flexocompresión que se consideran a partir de las envolventes de E.L.U. de axiles y flectores. Observando estos esfuerzos, estaremos en disposición de determinar la armadura necesaria para la resistencia a estos importantes esfuerzos. De estas envolventes obtenemos los valores máximos y mínimos de momentos flectores y sus axiles concomitantes, así como de los axiles y sus momentos concomitantes.

Estos valores se han tomado en unos determinados nudos de la sección que se ha utilizado para realizar los cálculos. Los nudos que se han tomado son los siguientes:



Se considera solamente la mitad del modelo por ser simétricas las envolventes de esfuerzo debido a la simetría en la estructura.

Programando una tabla en Excel obtendremos la cantidad de armadura necesaria para resistir estos esfuerzos. Observamos lo que ocurre para:

- Losa superior
- Losa inferior
- Hastiales (serán idénticos, ya que la estructura es simétrica).

4.4.1.1. Armado de la losa superior

Para esta parte del marco se despreciara la contribución del axil de compresión, reduciéndose el esquema solicitante al de una flexión simple.

Teniendo en cuenta el diagrama de momentos, la estrategia de armado consistirá en calcular el área de cuatro armaduras:

- ***Armadura básica de positivos.*** Se dispondrá en la cara inferior a lo largo de toda la luz. Su momento de dimensionamiento será el correspondiente al nodo 13 puesto que en esa sección comenzara a estar anclada la siguiente armadura.
- ***Armadura de refuerzo de positivos.*** Acompañara a la anterior en la zona central de la luz, lugar de mayores momentos positivos, por lo que se calculara como un exceso sobre la anterior. Se utilizara para su dimensionamiento el máximo momento positivo obtenido, correspondiente al centro-luz, nodo 16.
- ***Armadura básica de negativos.*** Se instalara en la cara superior de la pieza, cerca de ambos extremos a lo largo de toda la luz. Correspondiendo su dimensionamiento con el 30 % del momento flector actuante en el nodo central del dintel, ubicado en el nodo 16.
- ***Armadura de refuerzo de negativos.*** Se añadirá a la armadura básica de negativos dispuesta en la zona superior. Para su determinación se considerará el máximo momento negativo que actúa sobre la pieza, ubicado en el nodo 11.

Las características a tener en cuenta han sido:

- Hormigón: HA-25
- Ambiente: IIa
- Acero: B500S
- Canto: 0.8m
- Ancho: 1.00 m
- Recubrimiento mecánico: 0.08m

Flectores en rotura

$M_{\min} = 470.598 \text{ KNm}$	Cantidad armado: 15.46 cm^2
$M_{\max} = 1170 \text{ kNm}$	Cantidad armado: 42.72 cm^2

El armado a disponer en la losa superior será el siguiente:

Armado de flexión superior: Estará formado por una armadura base $\square 16/20$ que se coloca para resistir la flexión en la unión con los hastiales y además por una armadura de refuerzo diseñada para resistir los picos de flexión negativa que se alcanzan en esa unión $\square 20/20$ que tendrá unas longitudes de 2.50 m en la losa y 1.50 m en hastial respectivamente.

Armado de flexión inferior: Estará formado por una armadura base $\square 25/12.5$ al que se le añadirá un refuerzo en la parte central de $\square 25/30$

Armadura de reparto: Se calcula a partir de unos mínimos mecánicos y unos geométricos. La armadura de reparto superior debe cumplir los mínimos geométricos a un 1.8‰ de la sección del hormigón repartido en las dos caras que en este caso será:

- El armado de reparto superior estará formado por $\square 16/20$.
- El armado de reparto inferior estará formado por $\square 20/20$

4.4.1.2 Armado de la losa inferior

Se procede de igual modo que con la losa superior, si bien el sentido de los momentos se invierte. Así, en el centro de la solera se tendrán ahora momentos negativos y en sus extremos, positivos.

Las características a tener en cuenta han sido:

- Hormigón: HA-25
- Ambiente: IIa
- Acero: B500S
- Canto: 0.8m
- Ancho: 1.00 m
- Recubrimiento mecánico: 0.08m

Flectores en rotura

$M_{\min} = 339.66 \text{ KNm}$	Cantidad armado: 11.06 cm^2
---------------------------------	---------------------------------------

$$M_{\max} = 915.12 \text{ kNm}$$

$$\text{Cantidad armado: } 30.72 \text{ cm}^2$$

El armado a disponer en la losa superior será el siguiente:

Armado de flexión superior: Estará formado por una armadura base $\square 25/12.5$ al que se le añadirá un refuerzo en la parte central de $\square 20/25$

Armado de flexión inferior: Estará formado por una armadura base $\square 20/20$ que se coloca para resistir la flexión en la unión con los hastiales y además por una armadura de refuerzo diseñada para resistir los picos de flexión negativa que se alcanzan en esa unión $\square 20/20$ que tendrá unas longitudes de 2.50 m en la losa y 1.50 en hastial respectivamente.

Armadura de reparto: Se calcula a partir de unos mínimos mecánicos y unos geométricos. La armadura de reparto inferior debe cumplir los mínimos geométricos a un 1.8% de la sección del hormigón repartido en las dos caras que en este caso será:

- El armado de reparto superior estará formado por $\square 20/20$.
- El armado de reparto inferior estará formado por $\square 16/20$

4.4.1.3 Armado de los hastiales

El armado de los hastiales se realiza considerando que estos elementos están sometidos a flexocompresión, por tanto se van a tener en cuenta tanto la envolvente de axiles con sus respectivos momentos concomitantes, como la envolvente de momentos con sus respectivos axiles concomitantes.

Por lo que será evaluar la resistencia de estas secciones bajo cuatro situaciones distintas como son:

- Axil máximo y momento concomitante.
- Axil mínimo y momento concomitante.
- Momento máximo y axil concomitante.
- Momento mínimo y axil concomitante.

Por último, debe decir que los resultados de esfuerzos axiles dados por el programa consideran positiva la tracción.

El armado a disponer en los hastiales será el siguiente:

Armado vertical en el trasdós: Estará formado por una armadura base de $\square 25/20$ y un armadura de refuerzo de $\square 20/20$ que tendrá unas longitudes de 1.5 en hastial

Armado vertical en el intradós: Estará formado por una armadura base de $\square 25/12.5$

Armado de reparto: Se calcula a partir de unos mínimos mecánicos y unos geométricos. Se colocarán $\square 16/20$ en el trasdós y $\square 20/20$ en el intradós.

4.4.2 ELU de agotamiento frente a cortante

La determinación de la armadura necesaria a colocar en cada una de las partes del marco para que este resista los esfuerzos de cortante a los que se va a ver sometido durante su vida útil se realizará en función de las envolventes de esfuerzos obtenidas mediante la consideración de Estados Límite Último de cortante.

Estos esfuerzos han quedado determinados en el apartado 4.3.1. del presente anejo. Se tomarán de las envolventes obtenidas los valores máximos de los cortantes y sus axiles concomitantes sobre los nudos que forman el modelo de cálculo, previamente ya indicados.

Comprobaciones a realizar

El Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo cortante se puede alcanzar, 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 (Artículo 44.2.3 EHE).

$$\begin{aligned} V_{rd} &\leq V_{u1} \\ V_{rd} &\leq V_{u2} \end{aligned}$$

Donde:

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

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

Obtención de V_{u1} :

$$V_{u1} = k * f_{lcd} * b_0 * d * \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta}$$

Donde:

K: coeficiente de reducción por esfuerzo axil. En el caso de las losas se desprecia el esfuerzo axil, con lo que quedaría un $k=1$, en cambio, en el caso de los hastiales, se ha de tener en cuenta y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$k = \frac{5}{3} * \left(1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}\right)$$

f_{cd} : Resistencia a compresión del hormigón ($f_{lcd}=0.60 \cdot f_{cd}$).

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil del elemento.

θ : ángulo entre las bielas de compresión del hormigón y el eje de la pieza. Se adopta $\cotg \theta = \cotg \theta_e$, donde $\cotg \theta_e = \sqrt{1 - \frac{\sigma_{cd}}{f_{ct,m}}}$ y siendo $f_{ct,m}$ la resistencia media a tracción del hormigón. Así en las losas tenemos un $\cotg \theta = 1$ y en el hastial habrá que calcularlo
 α : ángulo formado por las armaduras con el eje de la pieza.

Una vez realizada la primera comprobación se realiza la segunda:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.15}{1.5} * \xi * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0.15 * \sigma'_{cd} \right] * b_0 * d$$

Donde:

ξ : Coeficiente definido mediante la expresión

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

ρ_1 : Cuantía geométrica de la armadura de la armadura longitudinal traccionada.

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_0 * d}$$

σ'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón. En el caso de las losas como no se considera el axil, este valor es 0 y en el caso de los hastiales tiene un valor definido mediante la expresión:

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c}$$

Donde:

N_d : Esfuerzo axil de cálculo (tracción positiva)

A_c : Área total de la sección de hormigón.

En caso de que ambas comprobaciones no se cumplan, significará que el elemento en cuestión que se está analizando precisa de armadura de cortante que se dimensionará siguiendo el siguiente procedimiento:

$$V_{su} = V_{rd} - V_{cu}$$

Donde:

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{1.5} * \xi * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0.15 * \sigma'_{cd} \right] * b_0 * d$$

Una vez obtenemos V_{su} , se calculará el área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo con la directriz de la pieza, que se definirá mediante la siguiente expresión:

$$A_{\alpha} = \frac{V_{su}}{f_{y\alpha,d} * 0.9 * d}$$

Armadura de cortante losa superior

El cortante máximo de cálculo V_{rd} se produce a un canto útil de los extremos de losa con un valor de 739.36 kN.

Realizamos la primera comprobación:

$$V_{u1} = 1 * 15 * 10^3 * 1 * 0.8 * \frac{1+0}{1+1} = 6000 \text{ kN}$$

Realizamos la segunda comprobación:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.15}{1.5} * 1.5 * (100 * 4.7 * 10^{-3} * 25)^{\frac{1}{3}} - 0.15 * 0 \right] * 1 * 10^3 * 750 = 272.81 \text{ kN}$$

Siendo:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{750}} = 1.5$$

$$A_s = 34.3 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_0 * d} = \frac{34.3}{100 * 75} = 4.7 * 10^{-3}$$

Como $V_{u1} > V_{rd}$, pero en cambio, $V_{u2} < V_{rd}$, requiere de armadura de cortante.

$$A_{90} * 0.9 * d * f_{y\alpha d} = V_{rd} - V_{cu}$$

$$A_{90} = \frac{486.74}{400 * 10^3 * 0.9 * 0.75} = 18.52 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima de armadura a disponer es:

$$A_{90,\min} = \frac{\text{sen} \alpha * f_{ct,m} * b_0}{7.5 * f_{y90d}} = \frac{1 * 2.56 * 10^3 * 1}{7.5 * 400 * 10^3} = 8.53 \text{ cm}^2$$

Como $A_{\alpha,\min} < A_{90}$, la armadura de cortante a disponer será 18.52 cm²

La armadura de cortante estará dispuesta por cercos $\square 12/25$. Esta disposición se decide por mínimos; utilizando los redondos transversales como armadura de montaje, intercalando cercos cada 25 cm, por facilidad constructiva, utilizando la armadura transversal como armadura de montaje según el plano “Armado del marco” en “Detalle de cercos”.

Armadura de cortante losa inferior

El cortante máximo de cálculo V_{rd} se produce a un canto útil de los extremos de losa con un valor de 419.6 kN

Realizamos la primera comprobación:

$$V_{u1} = 1 * 15 * 10^3 * 1 * 0.8 * \frac{1+0}{1+1} = 6000 \text{ kN}$$

Realizamos la segunda comprobación:

$$V_{u2} = \left[\frac{0.15}{1.5} * 1.5 * (100 * 3.84 * 10^{-3} * 25)^{\frac{1}{3}} - 0.15 * 0 \right] * 1 * 10^3 * 750 = 255.03 \text{ kN}$$

Siendo:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{750}} = 1.5$$

$$A_s = 30.72 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_0 * d} = \frac{30.72}{100 * 80} = 3.84 * 10^{-3}$$

Como $V_{u1} > V_{rd}$, pero en cambio, $V_{u2} < V_{rd}$, requiere de armadura de cortante.

$$A_{90} * 0.9 * d * f_{y\alpha d} = V_{rd} - V_{cu}$$

$$A_{90} = \frac{164.57}{400 * 10^3 * 0.9 * 0.75} = 5.71 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima de armadura a disponer es:

$$A_{90, \min} = \frac{\text{sen} \alpha * f_{ct, m} * b_0}{7.5 * f_{y90d}} = \frac{1 * 2.56 * 10^3 * 1}{7.5 * 400 * 10^3} = 8.53 \text{ cm}^2$$

Como $A_{a,min} < A_{90}$, la armadura de cortante a disponer será 8.53 cm^2

La armadura de cortante estará dispuesta por cercos $\square 12/25$. Esta disposición se decide por mínimos; utilizando los redondos transversales como armadura de montaje, intercalando cercos cada 25cm, por facilidad constructiva, utilizando la armadura transversal como armadura de montaje según el plano “Armado del marco” en “Detalle de cercos”.

Armadura de cortante hastiales

Como es habitual en la mayoría de los muros, esta parte del marco de hormigón no necesitara armadura de cortante. Para favorecer este hecho, aquí sí va a tenerse en cuenta la contribución a la resistencia a corte de la compresión, si bien a través de los axiles mínimos correspondientes a cada sección de estudio.

La comprobación de resistencia a corte por alma traccionada se realizará tanto en el extremo superior del paramento como en el inferior, si bien procediendo de igual modo que con las losas las secciones de referencia se trasladan a los puntos situados a un canto útil de los bordes de los muros.

Puesto que, como ya hemos comentado, para el dimensionamiento del armado de los hastiales no consideramos el axil nulo como si hicimos con las losas, la influencia de este será incorporada en las expresiones del calculo del esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua, con el coeficiente K ; y del esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma, donde la influencia del axil corresponde a la tensión axial media en el alma de la sección σ'_{cd}

El cortante máximo de cálculo V_{rd} se produce a un canto útil de los extremos de los hastiales con un valor de 293.45 kN y un axil de compresión de 692.15 kN.

$$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{A_{cd}} = \frac{-787.83}{0.8} = -984.78 \text{ kN/m}^2 = -0.984 \text{ MPa}$$

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{1.5} * 1.5 * (100 * 3.84 * 10^{-3} * 25)^{\frac{1}{3}} - 0.15 * -0.984 \right] * 1 * 10^3 * 750 = 373.11 \text{ kN}$$

Al ser $V_{cu} >$ que V_{rd} no será necesario disponer de armadura de cortante.

4.4.3 ELS de fisuración

En estructuras de hormigón suele ser inevitable la aparición de fisuras. Estas no suponen ningún problema para la durabilidad de la estructura y su uso normal, siempre y cuando se limite la abertura característica de fisura.

Al igual que se hizo en los estados límites últimos, se considera la porción unitaria de marco en los cálculos, sobre la cual estudiaremos únicamente el ELS de fisuración debido a la tracción de las fibras longitudinales. Así, no analizamos esta comprobación

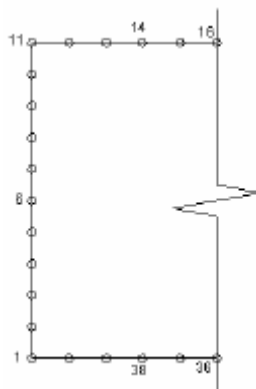
desde la perspectiva de la compresión o de la descompresión porque entendemos que no son fenómenos con el protagonismo suficiente como para ello.

La abertura característica de fisura, w_k , es decir el valor de distancia entre las caras de las grietas superado solo en el 5% de los casos, será calculada para la combinación de esfuerzos del estado límite de servicio cuasi permanente.

El ambiente de exposición presente en este proyecto es el ambiente IIa para todas la estructura, por lo que la abertura máxima considerada $w_{max} = 0.3mm$. Por lo que se debe comprobar, en aquellos casos en los que se produzca fisuración que la abertura de fisura w_k es menor o igual que la máxima permitida.

$$w_k \leq w_{max} = 0.3mm \text{ (Artículo 49.2.3 EHE-08)}$$

La comprobación de estas aberturas de fisuras se realizará en los siguientes puntos del marco:



Las zonas del dintel y la solera expuestos a la aparición de fisuras corresponden a la parte central, en los paramentos inferiores, y en las cercanías de los hastiales, donde las fisuras se producen en la parte exterior, correspondientes a las zonas de mayores tracciones. Al igual que en todos los casos anteriores, los cálculos se han realizado sobre los nudos que forman el modelo de calculo. Por tanto, la comprobación de abertura de fisura por tracción tendrá lugar en los nudos que soportan las peores situaciones de estas zonas, es decir, en aquellos cuyo momento sea máximo en modulo.

Cabe decir que si el momento flector actuante en estos nudos no supera el momento de fisuración, no será necesario calcular la abertura de fisura característica. Este momento de fisuración se define como:

$$M_{fisuración} = \frac{f_{ct,m} \cdot I_b}{y_1}$$

Donde:

- $M_{fisuración}$: Momento en el que la fibra más traccionada del hormigón alcanza el valor $f_{ct,m}$.
- $f_{ct,m}$: Resistencia media del hormigón a compresión. Definido como:

$$f_{ctm,fl} = \max \left[\left(1.6 - \frac{h}{1000} \right) f_{ctm}; f_{ctm} \right]$$

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

- Ib: Momento de inercia de la sección bruta.
- y1: Distancia del centro de gravedad de la sección bruta a la fibra extrema en tracción.

La abertura característica de fisura w_k , se define como:

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \epsilon_{sm}$$

Donde:

- β : Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico que adopta un valor de 1.3 cuando solo actúan acciones indirectas y 1.7 para un caso de proyecto normal. En este caso se tendrá $\beta=1.7$.

s_m : Separación media de fisuras, expresada en mm.

$$s_m = 2c + 0.2s + 0.4k_1 \cdot \phi \cdot \frac{A_{c,eficaz}}{A_s}$$

- c: Recubrimiento de las armaduras traccionadas.
- S: Distancia entre las barras longitudinales. Si $s > 15\phi$ se tomará $s=15\phi$. En el caso de vigas armadas con n barras, se tomará $s=b/n$ siendo b el ancho de la viga.
- k_1 : Coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección, de valor:

$$k_1 = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{\epsilon_1}$$

Donde ϵ_1 y ϵ_2 son las deformaciones máxima y mínima calculadas en sección fisurada, en los límites de la zona de tracción. Para los casos de flexión simple, se puede adoptar un valor $k_1=0.125$.

- ϕ : Diámetro de la barra traccionada más gruesa o diámetro equivalente en el caso de grupo de barras.
- $A_{c,eficaz}$: Área de hormigón en la zona de recubrimiento, en donde las barras a tracción incluyen de forma efectiva en la abertura de fisuras.
- A_s : Sección total de las armaduras situadas en el área $A_{c,eficaz}$.

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

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{SR}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_{SR}}{E_s}$$

- σ_s : Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.
- E_s : Modulo de deformación longitudinal del acero.
- k_2 : Coeficiente de valor 1.0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0.5 para las restantes.
- σ_{SR} = Tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón, lo cual se supone que ocurre cuando la tensión de tracción en la fibra más traccionada de hormigón alcanza el valor f_{ctm} ,fl.

4.4.3.1 Esfuerzos

La envolvente de esfuerzos para la combinación cuasi permanente será la siguiente:

Envolvente de esfuerzos			
Elemento	Posición		Flector
	m		KN-m
1		Cara	
	0	superior	496,5398
	0,63	Cara inferior	326,2664
		Cara	
	0	superior	61,692
	0,63	Cara inferior	69,3568
2		Cara	
	0	superior	326,2664
	0,63	Cara inferior	190,4043
		Cara	
	0	superior	69,3568
	0,63	Cara inferior	77,0217
3		Cara	
	0	superior	190,4043
	0,63	Cara inferior	86,4529
		Cara	
	0	superior	77,0217
	0,63	Cara inferior	84,6865
4		Cara	
	0	superior	86,4529
	0,63	Cara inferior	92,3513
		Cara	
	0	superior	84,6865
	0,63	Cara inferior	11,9118
5		Cara	
	0	superior	92,3513
	0,63	Cara inferior	100,0161

Anejo nº 4 CÁLCULO DE ESTRUCTURAS

		Cara	
	0	superior	11,9118
	0,63	Cara inferior	-35,7194
		Cara	
6	0	superior	100,0161
	0,63	Cara inferior	107,6809
		Cara	
	0	superior	-35,7194
	0,63	Cara inferior	-58,9413
		Cara	
7	0	superior	107,6809
	0,63	Cara inferior	115,3457
		Cara	
	0	superior	-58,9413
	0,63	Cara inferior	-60,2544
		Cara	
8	0	superior	115,3457
	0,63	Cara inferior	123,0106
		Cara	
	0	superior	-60,2544
	0,63	Cara inferior	-42,159
		Cara	
9	0	superior	123,0106
	0,63	Cara inferior	130,6754
		Cara	
	0	superior	-42,159
	0,63	Cara inferior	-7,1557
		Cara	
10	0	superior	130,6754
	0,63	Cara inferior	138,3402
		Cara	
	0	superior	-7,1557
	0,63	Cara inferior	42,2551
		Cara	
11	0	superior	-42,2551
	0,85	Cara inferior	185,0687
		Cara	
	0	superior	-138,3402
	0,85	Cara inferior	121,7598
		Cara	
12	0	superior	185,0687
	0,85	Cara inferior	354,5926
		Cara	
	0	superior	121,7598
	0,85	Cara inferior	324,0598
		Cara	
13	0	superior	354,5926
	0,85	Cara inferior	468,5598
		Cara	
	0	superior	324,0598
	0,85	Cara inferior	466,3165
		Cara	
14	0	superior	468,5598
	0,85	Cara inferior	555,2598
		Cara	
	0	superior	466,3165
	0,85	Cara inferior	520,2404
15	0	Cara	555,2598

Anejo nº 4 CÁLCULO DE ESTRUCTURAS

		superior	
	0,85	Cara inferior	584,1598
		Cara	
	0	superior	520,2404
	0,85	Cara inferior	516,3642
		Cara	
16	0	superior	584,1598
	0,85	Cara inferior	555,2598
		Cara	
	0	superior	516,3642
	0,85	Cara inferior	454,6881
		Cara	
17	0	superior	555,2598
	0,85	Cara inferior	468,5598
		Cara	
	0	superior	454,6881
	0,85	Cara inferior	335,212
		Cara	
18	0	superior	468,5598
	0,85	Cara inferior	324,0598
		Cara	
	0	superior	335,212
	0,85	Cara inferior	157,9359
		Cara	
19	0	superior	324,0598
	0,85	Cara inferior	121,7598
		Cara	
	0	superior	157,9359
	0,85	Cara inferior	-77,1402
		Cara	
20	0	superior	121,7598
	0,85	Cara inferior	-138,3402
		Cara	
	0	superior	-77,1402
	0,85	Cara inferior	-370,0164
		Cara	
21	0	superior	-130,6754
	0,63	Cara inferior	-138,3402
		Cara	
	0	superior	-314,2353
	0,63	Cara inferior	-370,0164
		Cara	
22	0	superior	-123,0106
	0,63	Cara inferior	-130,6754
		Cara	
	0	superior	-258,4543
	0,63	Cara inferior	-314,2353
		Cara	
23	0	superior	-115,3457
	0,63	Cara inferior	-123,0106
		Cara	
	0	superior	-202,6732
	0,63	Cara inferior	-258,4543
		Cara	
24	0	superior	-107,6809
	0,63	Cara inferior	-115,3457
		Cara	
	0	superior	-146,8922

Anejo nº 4 CÁLCULO DE ESTRUCTURAS

	0,63	Cara inferior	-202,6732
		Cara	
25	0	superior	-91,1112
	0,63	Cara inferior	-107,6809
		Cara	
	0	superior	-100,0161
	0,63	Cara inferior	-146,8922
		Cara	
26	0	superior	-35,3301
	0,63	Cara inferior	-91,1112
		Cara	
	0	superior	-92,3513
	0,63	Cara inferior	-100,0161
		Cara	
27	0	superior	20,4509
	0,63	Cara inferior	-35,3301
		Cara	
	0	superior	-84,6865
	0,63	Cara inferior	-92,3513
		Cara	
28	0	superior	76,2319
	0,63	Cara inferior	20,4509
		Cara	
	0	superior	-77,0217
	0,63	Cara inferior	-84,6865
		Cara	
29	0	superior	132,013
	0,63	Cara inferior	76,2319
		Cara	
	0	superior	-69,3568
	0,63	Cara inferior	-77,0217
		Cara	
30	0	superior	187,794
	0,63	Cara inferior	132,013
		Cara	
	0	superior	-61,692
	0,63	Cara inferior	-69,3568
		Cara	
31	0	superior	-157,1971
	0,85	Cara inferior	61,692
		Cara	
	0	superior	-390,8773
	0,85	Cara inferior	-187,794
		Cara	
32	0	superior	-282,9131
	0,85	Cara inferior	-157,1971
		Cara	
	0	superior	-470,2802
	0,85	Cara inferior	-390,8773
		Cara	
33	0	superior	-347,7907
	0,85	Cara inferior	-282,9131
		Cara	
	0	superior	-470,0831
	0,85	Cara inferior	-470,2802
		Cara	
34	0	superior	-376,5047
	0,85	Cara inferior	-347,7907

Anejo nº 4 CÁLCULO DE ESTRUCTURAS

		Cara	
	0	superior	-421,6381
	0,85	Cara inferior	-470,0831
		Cara	
35	0	superior	-343,6134
	0,85	Cara inferior	-376,5047
		Cara	
	0	superior	-384,3535
	0,85	Cara inferior	-421,6381
		Cara	
36	0	superior	-243,3207
	0,85	Cara inferior	-343,6134
		Cara	
	0	superior	-376,5047
	0,85	Cara inferior	-384,3535
		Cara	
37	0	superior	-118,8248
	0,85	Cara inferior	-243,3207
		Cara	
	0	superior	-347,7907
	0,85	Cara inferior	-376,5047
		Cara	
38	0	superior	38,3582
	0,85	Cara inferior	-118,8248
		Cara	
	0	superior	-282,9131
	0,85	Cara inferior	-347,7907
		Cara	
39	0	superior	239,9194
	0,85	Cara inferior	38,3582
		Cara	
	0	superior	-157,1971
	0,85	Cara inferior	-282,9131
		Cara	
40	0	superior	496,5398
	0,85	Cara inferior	239,9194
		Cara	
	0	superior	61,692
	0,85	Cara inferior	-157,1971

Comprobación fisuración en el dintel

Se aplicará la comprobación de fisuración por tracción en las secciones cuyo momento sea máximo en modulo, es decir, las correspondientes a los nodos 16 y 11 a pesar de que este ultimo se encuentre en la confluencia de la losa con el hastial

Los cálculos para la determinación de la abertura de fisura se han realizado de forma manual. El momento de fisuración que se obtiene para esta sección del marco es:

$$M_{\text{fisuración}} = \frac{f_{ct,m,lb}}{y_1} = \frac{2.565 * 10^3 * 0.04266}{0.4} = 271.03$$

Nodo 16

El momento en dicho nodo es $M_k = 468.56 \text{ kNm}$. Este momento característico es mayor que el momento de fisuración, por lo que se sí se producirá fisuración en el centro del dintel. Será por tanto necesario estudiar la abertura característica de fisura, con tal de comprobar la condición de estado límite de servicio para este tipo de ambiente de exposición en el hormigón.

Datos iniciales:

$$c = r_{\min} + \square_{\text{cerco}} = 0.0575 \text{ m}$$

$$A_{c, \text{eficaz}} = (7.5 * 0.025 + 0.07) * l = 0.2575 \text{ m}$$

$$A_s = 34.3 \text{ cm}^2$$

$$k_1 = 0.125 \quad s = 0.1433 \text{ m} \quad k_2 = 0.5 \quad E_s = 2 * 10^5 \text{ MPa}$$

Separación media de fisuras:

$$S_m = 2 * 0.0575 + 0.2 * 0.1433 + 0.4 * 0.125 * \frac{0.025 * 0.2575}{34.3 * 10^{-2}} = 0.2375 \text{ m}$$

Para el cálculo de las tensiones de la armadura traccionada, en elementos de hormigón armado se utilizan las siguientes expresiones:

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0.8 * d * A_s} = \frac{468.56}{0.8 * 0.75 * (34.3 * 10^{-4})} = 227677.36 \text{ kN} / \text{m}^2 = 227.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0.8 * d * A_s} = \frac{271.03}{0.8 * 0.75 * (34.3 * 10^{-4})} = 131695.82 \text{ kN} / \text{m}^2 = 131.695 \text{ MPa}$$

Obteniendo por tanto:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{227.67}{2 * 10^5} \left[1 - 0.5 * \left(\frac{131.69}{227.67} \right)^2 \right] = 9.47 * 10^{-4} > 0.4 * \frac{227.67}{2 * 10^5}$$

Finalmente, la abertura de fisura que se produce es:

$$W_k = 1.7 * 237.5 * 9.47 * 10^{-4} = 0.2837 \text{ mm}$$

Como la abertura de fisura es menor que 0.3 mm, no es necesario disponer armadura de fisuración.

Nodo 11

El momento en dicho nodo es $M_k = -185.34 \text{ kNm}$. Este momento característico es menor que el momento de fisuración, por lo que no se producirá fisuración en los extremos del dintel.

Comprobación fisuración en la losa inferior*Nodo 36*

El momento en dicho nodo es $M_k = 376.50$ kNm Este momento característico es mayor que el momento de fisuración, por lo que se sí se producirá fisuración en el centro del dintel. Será por tanto necesario estudiar la abertura característica de fisura, con tal de comprobar la condición de estado límite de servicio para este tipo de ambiente de exposición en el hormigón.

Datos iniciales:

$$c = r_{min} + \square_{cerco} = 0.0575 \text{ m}$$

$$A_{c,eficaz} = (7.5 * 0.025 + 0.07) * I = 0.2575 \text{ m}$$

$$A_s = 31.4 \text{ cm}^2$$

$$k_1 = 0.125 \quad s = 0.09 \text{ m} \quad k_2 = 0.5 \quad E_s = 2 * 10^5 \text{ MPa}$$

Separación media de fisuras:

$$S_m = 2 * 0.0575 + 0.2 * 0.09 + 0.4 * 0.125 * \frac{0.025 * 0.2575}{31.4 * 10^{-2}} = 0.134 \text{ m}$$

Para el cálculo de las tensiones de la armadura traccionada, en elementos de hormigón armado se utilizan las siguientes expresiones:

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0.8 * d * A_s} = \frac{376.5}{0.8 * 0.75 * (31.4 * 10^{-4})} = 199840.76 \text{ kN} / \text{m}^2 = 199.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0.8 * d * A_s} = \frac{271.03}{0.8 * 0.75 * (31.4 * 10^{-4})} = 143858 \text{ kN} / \text{m}^2 = 143.58 \text{ MPa}$$

Obteniendo por tanto:

$$\epsilon_{sm} = \frac{199.84}{2 * 10^5} \left[1 - 0.5 * \left(\frac{143.58}{199.84} \right)^2 \right] = 7.41 * 10^{-4} > 0.4 * \frac{199.84}{2 * 10^5}$$

Finalmente, la abertura de fisura que se produce es:

$$W_k = 1.7 * 134 * 7.41 * 10^{-4} = 0.16 \text{ mm}$$

Como la abertura de fisura es menor que 0.3 mm, no es necesario disponer armadura de fisuración.

Nodo 1

El momento en dicho nodo es $M_k = -239.91$ kNm. Este momento característico es menor que el momento de fisuración, por lo que no se producirá fisuración en los extremos del dintel.

Comprobación fisuración en los hastiales

En los hastiales no es necesario evaluar la fisuración ya que no suele resultar problemática debido al efecto del axil al cual está sometido. Aun así si comprobamos el momento de cálculo con el de fisuración podemos observar que es menor, y por tanto, no se produce fisuración.

5.- CÁLCULO DE LAS ALETAS

Una vez realizada la estructura principal del presente proyecto, se ejecutan las aletas, cuya misión es la de contener las tierras del terraplén con un talud 3H:2V.

Las aletas se ejecutarán “in situ” adosadas a los hastiales del cajón y separados de estos mediante una junta en frío.

5.1.- Secciones tipo

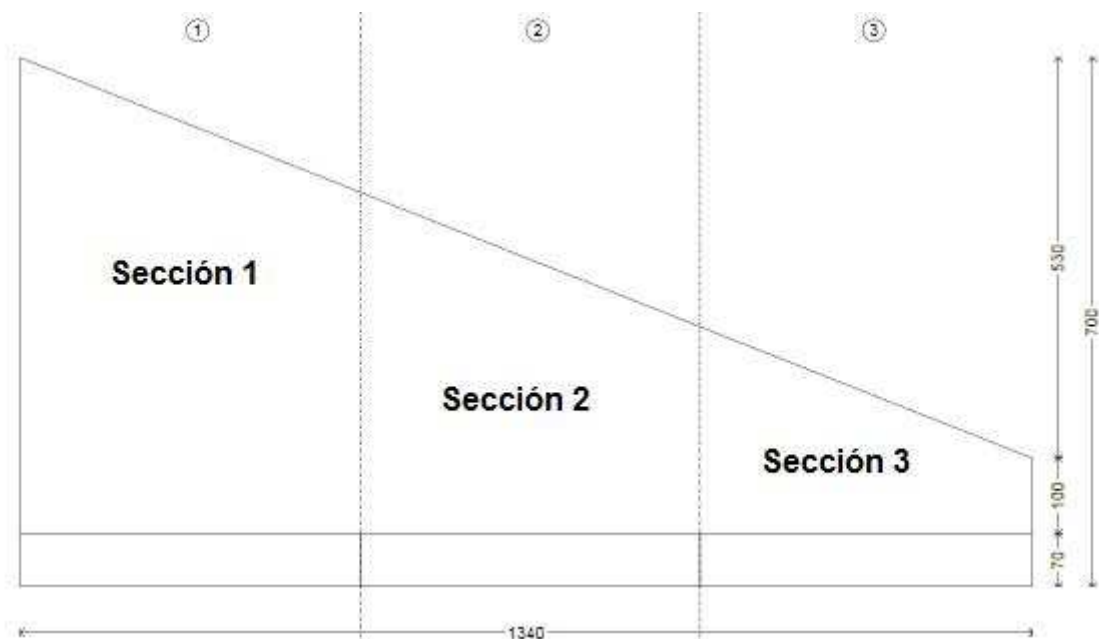
Teniendo en cuenta las necesidades geométricas que deben satisfacer las aletas al acompañar el descenso del talud de la autovía adaptándose a su vez a las irregularidades del terreno y a la posición del paso inferior, surgen alturas de muro muy diferentes a lo largo de ellas. Lo ideal sería adaptar una sección diferente en cada uno de los puntos de la directriz de cada aleta de acuerdo con la altura de muro que allí se presentara puesto que los esfuerzos soportados ahí serían particulares, pero esta tarea es inviable por motivos obvios.

Como solución intermedia, se propone dividir longitudinalmente en planta las aletas formando módulos de longitud de 4,5 a cada uno de los cuales se asignará una única sección. De esta manera conseguimos que, al menos parcialmente, la disminución de los espesores de alzado y zapata, así como del ancho de esta última, acompañe la caída de tierras. Se ha de tener en cuenta también que el talud que forma el terraplén será un 3H:2V, y por tanto las aletas no tendrán las mismas dimensiones al inicio y al final. Tendrán además una altura variable que estará comprendida entre los 6.3 metros en el extremo en contacto con el marco y 1 metro en el extremo final. Y se dispondrán formando unos ángulos de 90° y 24° en la parte sur y 32° y 76° en la parte norte.

Las aletas se han calculado como muros en mensula que están sometidos en su trasdós a la acción del terreno.

Cada uno de estos tramos tendrá un armado y una geometría constantes (salvo la altura del muro variable) definidos mediante una sección tipo tomada como la más desfavorable, en este caso será aquella sección a la que le corresponda la mayor altura del muro.

Por tanto, en el cálculo emplearemos tres secciones tipo:

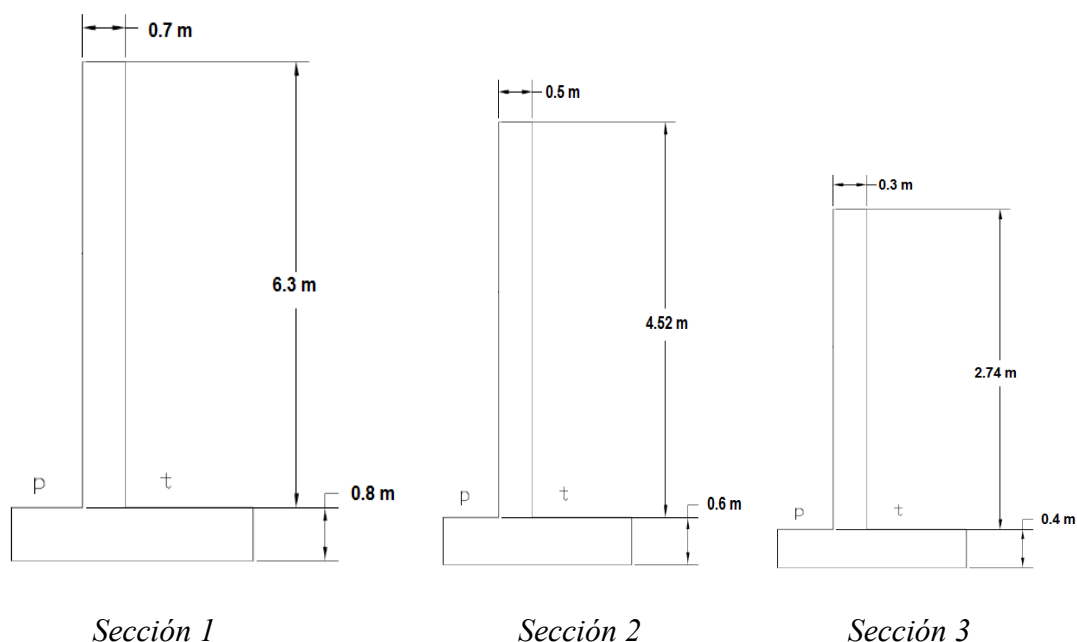


	Aleta NO			Aleta NE			Aleta SO			Aleta SE		
Tramo	Sección 1	Sección 2	Sección 3	Sección 1	Sección 2	Sección 3	Sección 1	Sección 2	Sección 3	Sección 1	Sección 2	Sección 3
Longitud (m)	0,45	0,45	0,44	0,45	0,45	0,44	0,45	0,45	0,44	0,45	0,45	0,44
Altura inicial (m)	6,3	4,52	2,74	6,3	4,52	2,74	6,3	4,52	2,74	6,3	4,52	2,74
Altura final (m)	4,52	2,74	1	4,52	2,74	1	4,52	2,74	1	4,52	2,74	1

Las dimensiones de cada una de las secciones tipo se definirán atendiendo al siguiente criterio:

- El **ancho del muro** será constante y tendrá un valor de $0.1 \cdot H$ o mayor, siendo H la altura del muro.
- El **canto de la zapata** será ligeramente superior al ancho del muro y de valor constante, en este caso se toma un valor de $0.1 \cdot H + 0.1$, es decir, se incrementa en 10 centímetros el ancho del muro.

De esta manera, siguiendo estos dos criterios, las secciones quedarían con la siguiente geometría, a falta de determinar las dimensiones de la puntera y del talón del muro mensula:



La anchura de la zapata de cada muro, así como su distribución entre puntera y talón, se establecerá definitivamente en un posterior apartado de dimensionamiento, en el cual se contemplarán los Estados Límite Últimos asociados al terreno así como las solicitaciones pertinentes.

5.2 Acciones a considerar

A continuación un breve repaso de las solicitaciones que actúan sobre las aletas. Al igual que con el marco, se supone una profundidad de 1 m en las secciones de cálculo y no se contemplará la posible presión intersticial del agua por considerarse que existe una situación de buen drenaje en el trasdós

Acciones permanentes (G)

Peso propio.

Se considerará un peso específico para el hormigón estructural de 25 kN/m^3 , con lo que multiplicando por el volumen total de dicho material obtendremos su resultante final.

Cargas muertas.

El volumen de terraplén que gravita sobre el talón de la zapata con un peso específico aparente de 20 kN/m^3 .

Acciones permanentes de valor no constante (G*)

A diferencia de lo que ocurriría con el marco, en este caso conocemos el movimiento que experimentará el muro bajo la acción de las solicitaciones. Efectivamente, el alzado cederá ante el empuje de las tierras que, por tanto, será activo.

Sin embargo, puesto que el apartado de dimensionamiento de las secciones se realizará considerando inclinaciones distintas del terreno en el trasdós, el empuje deberá ser calculado en modo diferente según la superficie del mismo sea horizontal o bien presente pendiente.

Empuje activo de tierras con superficie horizontal en trasdós.

Manteniendo los 20 kN/m³ de peso específico aparente γ_{ap} del terraplén, sus 30° de ángulo de rozamiento interno φ y su cohesión nula, el empuje horizontal de tierras se relaciona con el vertical mediante el coeficiente k_a dado por Rankine:

$$k_a = \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} = \frac{1 - \operatorname{sen} 30}{1 + \operatorname{sen} 30} = 0.333$$

Así pues, la expresión del empuje será la siguiente:

$$e_a = k_a * \gamma_{ap} * z$$

Donde:

e_a	Empuje activo de tierras.
k_a	Coficiente de empuje activo.
γ_{ap}	Peso específico aparente.
z	Profundidad, con origen en la superficie del terreno y signo positivo descendente

Por ultimo, cabe mencionar que el empuje tendrá que ser calculado a lo largo de la superficie de referencia, es decir, el plano vertical que contiene la cara de trasdos de la zapata.

Empuje activo de tierras con superficie inclinada en trasdós.

Los parámetros geotécnicos del terreno resultarán iguales a los anteriores a excepción del coeficiente de empuje activo de tierras k_a , el cual se calculará según la Teoría de Coulomb mediante la siguiente expresión:

$$k_a = \left(\frac{\frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin \alpha}}{\sqrt{\sin(\alpha + \delta) + \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right)$$

Siendo:

K_a	Coficiente de empuje activo.
α	Ángulo que forma el plano del trasdos con la horizontal($\alpha=90^\circ$).

- β Ángulo de inclinación de las tierras respecto de la horizontal que pasa por la base del muro (se adopta el valor más restrictivo como ($\beta=19.47^\circ$)).
- δ Ángulo de rozamiento trasdos-terreno ($\delta=0^\circ$).
- ϕ Ángulo de rozamiento interno del terreno ($\phi=30^\circ$).

Este ángulo de inclinación de las tierras con respecto a la horizontal ha sido obtenido de los cálculos trigonométricos realizados con los datos de partida antes mencionados: ángulo de desviación de las aletas con respecto al eje del marco (45°), tendido del talud (3H:2V), longitud del punto más alejado de la aleta con respecto al marco.

Como resulta obvio, la disparidad de ángulos que las distintas aletas forman con respecto a la autovía propicia coeficientes de empuje y valores de β diferentes. Puesto que del lado de la seguridad de diseño, buscamos siempre las sollicitaciones más pesimistas, adoptaremos para los cálculos de las secciones cuyo terreno en trasdos sea inclinado los valores siguientes por maximizar el empuje horizontal al aumentar el módulo de la presión y la longitud en que actúa

Con estos valores se obtiene el siguiente valor para el coeficiente de empuje activo:

$$k_{AE} = 0.436$$

La superficie sobre la cual debe calcularse el empuje así como su formulación no cambia, siendo esta última:

$$e_a = k_{ae} \cdot \gamma_{ap} \cdot z$$

Acciones Variables (Q)

Tren de cargas.

Esta sollicitación no interviene en este caso.

Sobrecarga en terraplenes adyacentes.

Según la IAP-11, a efectos de cálculo del empuje del terreno sobre algún elemento del marco en contacto con él, se considerará actuando en la parte superior del terraplén, en la zona por donde pueda discurrir el tráfico, una sobrecarga uniforme de 10 kN/m^2 .

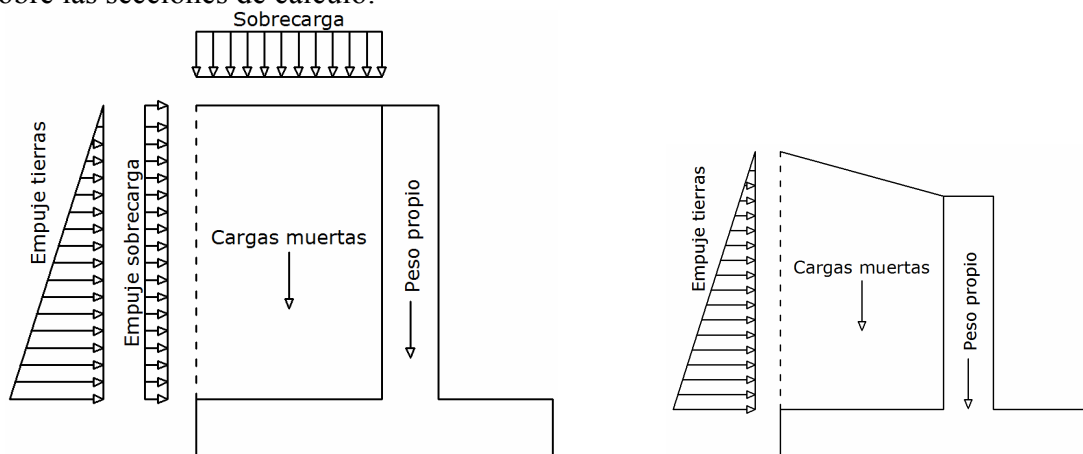
Así, esta acción producirá dos efectos en aquellas paredes inmediatamente en contacto con la coronación del terraplén de la autovía, a saber, la presión vertical directa de sobrecarga y su empuje asociado de tierras en trasdós. En consecuencia, solo se aplicará con los módulos de las aletas que arranquen de las secciones extremas del marco.

Teniendo en cuenta que es de aplicación el coeficiente k_a obtenido según la Teoría de Rankine por ser la berma una superficie prácticamente horizontal, el valor del incremento de empuje queda así:

$$e_a = k_a \cdot q_{\text{traf}} = 0.3333 \cdot 10 = 3.333 \text{ kN/m}^2$$

5.3. Estados de carga

Por sintetizar lo que ha venido indicándose en la sección de acciones permanentes de valor no constante y en la de variables, existen dos casos de carga de posible aplicación sobre las secciones de cálculo:



El primer estado de carga se aplica a los muros que arrancan de las secciones extremas del marco de hormigón y por tanto más cercanos a la berma de la autovía, mientras que el segundo se emplea en el resto de casos.

5.4 Comprobaciones de servicio

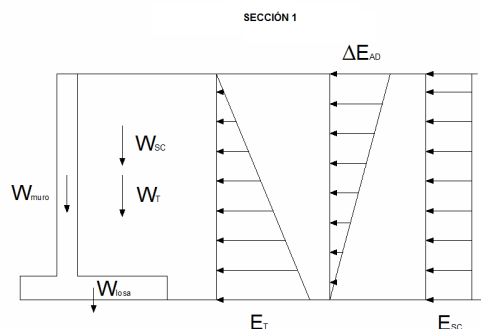
Para las tres secciones de aletas modelizadas se realizarán las siguientes comprobaciones:

- Seguridad al vuelco
- Seguridad al deslizamiento
- Tensión admisible en el plano de cimentación

Se comprobarán, bajo la combinación de acciones de servicio característica (rara o poco frecuente) que el coeficiente de seguridad al deslizamiento sea superior a 1.5, el coeficiente de seguridad al vuelco sea superior a 1.8 y que la tensión transmitida al cimiento sea inferior a la admisible.

Sección 1

En la sección 1 van a actuar las siguientes fuerzas:



En esta sección el muro tiene una altura $H = 6.3$ m. con lo que el ancho del muro, como tiene que ser $h \geq H/10$, se ha tomado un valor de $h = 0.7$ m. El canto de la losa, será de $h = 0.8$ m.

$$W_{muro} = H * h * \gamma_{hormigón} = 6.3 * 0.7 * 25 = 110.25 \text{ kN}$$

$$W_{losa} = h * (T + P + h) * \gamma_{hormigón} = 0.8 * (T + P + 0.7) * 25 = 20 (T + P + 0.7) \text{ KN}$$

$$W_t = H * T * \gamma_{tierras} = 126T \text{ kN}$$

$$E_t = \frac{1}{2} * (H + h)^2 * k_a * \gamma_{tierra} = \frac{1}{2} * (6.3 + 0.5)^2 * 0.333 * 20 = 168.03 \text{ kN}$$

$$SC = q_{sc} * T = 10T \text{ kN}$$

$$E_{sc} = (H + c) * k_a * q_{sc} = (6.3 + 0.8) * 3.333 = 23.66 \text{ kN}$$

$$E_{sismo} = \frac{1}{2} * \gamma_{tierras} * (k_{AD} - k_{AE}) = \frac{1}{2} * 20 * (0.405 - 0.333) = 37.80 \text{ kN}$$

Comprobación de seguridad frente al deslizamiento

La condición a satisfacer en el muro es la siguiente:

$$F_d = \frac{\sum F_v * \tan \varphi}{\sum F_h}$$

Donde:

F_v es el sumatorio de las fuerzas verticales que actúan sobre la sección de muro analizada.

F_h el sumatorio de fuerzas horizontales.

De este modo:

$$F_v = W_{muro} + W_{losa} + W_t + W_{sc}$$

$$F_h = E_{tierras} + E_{sc} + E_{sismo} \text{ (En combinación accidental)}$$

Como se puede apreciar, esta ecuación queda dependiente de los valores de puntera y talón del muro, pues van a ser hallados gracias a tres condiciones que se van a imponer resolviendo las ecuaciones resultantes por iteración de manera que se cumplan simultáneamente los tres criterios.

Comprobación de seguridad frente al vuelco

La condición a satisfacer por el muro es la siguiente:

$$F_v = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{vuelco}}}$$

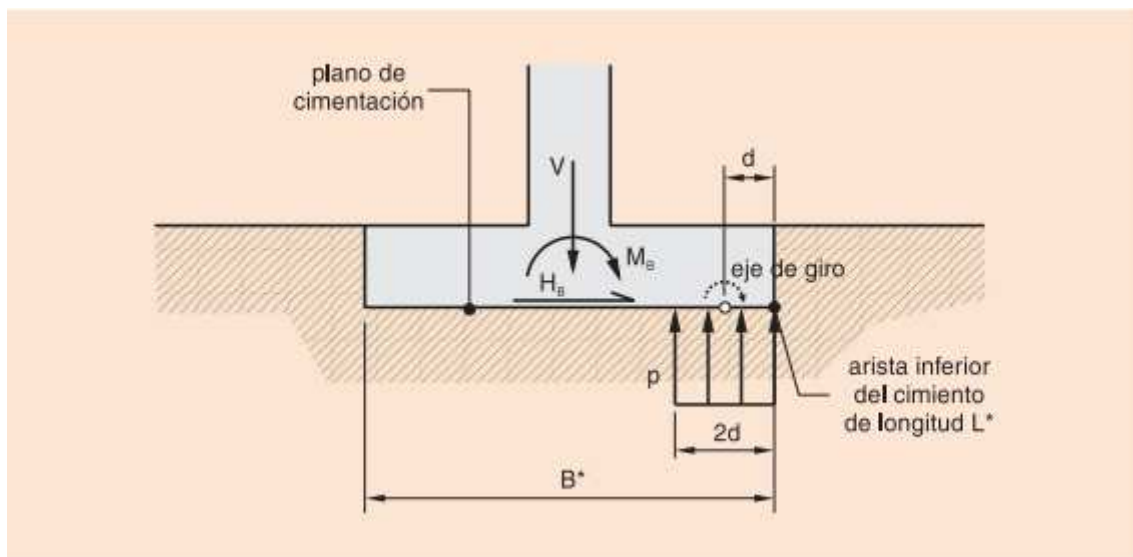
Donde:

ΣM_{est} Sumatorio de los momentos *estabilizadores*, que en este caso son los correspondientes al peso del muro, al peso de la losa, al peso de las tierras y al peso correspondiente a la sobrecarga.

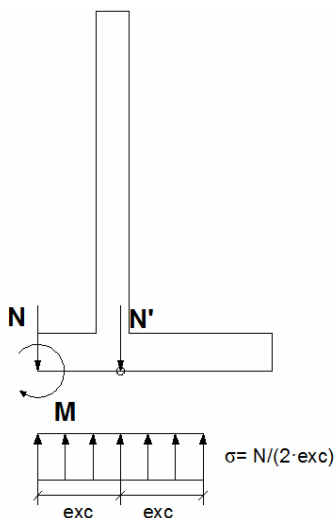
ΣM_{vol} Sumatorio de los momentos *volcadores* que producirían la desestabilización de la estructura debido al movimiento del vuelco. En este caso son los correspondientes al empuje de tierras y al empuje asociado a la sobrecarga.

$$\Sigma M_{\text{est}} = M_{W_{\text{muro}}} + M_{W_{\text{losa}}} + M_{W_t}$$

$$\Sigma M_{\text{vol}} = M_{\text{Etierras}}$$



Esquema del retranqueo del eje de giro

Comprobación de tensión admisible en la cimentación

Para esta comprobación, es necesario que se cumpla la siguiente condición:

$$\sigma = \frac{N}{2 \cdot e} \leq \sigma_{adm}$$

Donde:

- σ Tensión admisible ($\sigma_{adm} = 3 \text{ kp/cm}^2$).
- N Sumatorio de fuerzas verticales.
- e Excentricidad y cuya expresión viene definida mediante la siguiente ecuación:

$$e = \frac{\sum M_{est} - \sum M_{volc}}{\sum F_v}$$

Como hemos dicho anteriormente, para obtener los valores del talón y la puntera del talón, se han de cumplir las tres condiciones descritas. Mediante iteración obtenemos los siguientes valores:

Sección 1: Puntera: 1.5 m Talón: 3 m

Sección 2 y 3

En esta secciones tenemos los muros con unas alturas de $H_2 = 4.52 \text{ m}$ y $H_3 = 2.74$. y unos anchos de muro y canto de la losa similares a la sección 1. Estas secciones, por estar lo suficientemente alejadas del terraplén, no se ven afectadas por la sobrecarga.

Para dichas secciones realizaremos las mismas comprobaciones que para la sección 1 con los datos de cada sección.

Así obtenemos unos valores mediante iteración de:

Sección 2: Puntera: 1 m Talón: 2 m

Sección 3: Puntera: 0.5 m Talón: 1 m

5.5. ELU de agotamiento frente a sollicitaciones normales

La determinación de la armadura de las tres secciones que conforman las aletas se realizará analizando los siguientes puntos:

- La sección inferior del muro en su unión con la losa
- La sección del muro a H/4 de altura respecto a su unión con la losa.
- La sección de la losa en su intersección con el intradós del muro. En este punto se produce el flector M2. Con este flector se obtiene la armadura inferior de flexión de la losa.
- La sección de la losa en su intersección con el trasdós del muro. En este caso, en este punto se produce el flector M1, a partir del cual se obtiene la armadura superior de flexión de la losa.

En el cálculo no se tiene en cuenta la actuación de los esfuerzos axiales. De este modo se realiza un cálculo del lado de la seguridad.

La cuantía de armadura se obtiene mediante el empleo de una tabla programada en Excel.

Armado del muro Sección 1

Para el cálculo de la armadura a flexión debemos de tener en cuenta el momento en el empotramiento del alzado con la zapata y el momento a una distancia de H/3 de dicho empotramiento.

Se adoptan un coeficiente de seguridad $\gamma=1.5$, este coeficiente se multiplicara por el momento que resulte, obteniéndose así unas cargas mayoradas.

Las características a tener en cuenta han sido:

- Hormigón: HA-25
- Ambiente: IIa
- Acero: B500S
- Canto: 0.6 m
- Ancho: 1.00 m
- Recubrimiento mecánico: 0.08m

Armadura vertical del trasdós

En la base del muro se tiene:

$$M_{\text{total}} = M_{\text{Etierras}} + M_{\text{sc}}$$

Que como ya se ha dicho se debe aplicarle un coeficiente de seguridad $\gamma=1.5$

De este modo, y mediante el uso de la hoja de cálculo Excel, se calcula la armadura necesaria para resistir este momento de cálculo que tiene como resultado:

$$A_s = 42.51 \text{ cm}^2$$

A 3H/4 de la parte superior del muro se tiene, para los dos estados definidos anteriormente:

$$M_{\text{Etierras}} \text{ y } M_{\text{sc}}$$

De esta manera, sobre el muro está actuando un momento total de valor:

$$M_{\text{total}} = M_{\text{Etierras}} + M_{\text{sc}}$$

Que como ya se ha dicho se debe aplicarle un coeficiente de seguridad $\gamma=1.5$

De este modo, y mediante el uso de la hoja de cálculo Excel, se calcula la armadura necesaria para resistir este momento de cálculo que tiene como resultado:

$$A_s = 21.08 \text{ cm}^2$$

La armadura vertical del trasdós del muro estará formada por barras de $\square 20/15$ a la que serán añadidas barras $\square 20/15$ que tendrán una longitud de 4.20 metros desde la base del muro. Donde l_a es la longitud de anclaje y para un hormigón HA-25 y un diámetro de redondo de 20 mm, tiene un valor de 80 cm y un refuerzo de $\square 20/20$ de 420 cm

Armadura vertical del intradós

La armadura vertical del intradós será dimensionada según la norma y como mínimo tiene un valor de un 30% de la armadura del trasdós.

Así pues, si la armadura del trasdós viene definida como $\square 20/15 + \square 20/15$ hasta una altura de 4.2 metros, esto supone un área real de $43.96 \text{ cm}^2/\text{m}$

Aplicando la norma resulta que el 30% de $21.98 \text{ cm}^2/\text{m}$ y $21.98 \text{ cm}^2/\text{m}$ es $6.594 \text{ cm}^2/\text{m}$ y $6.594 \text{ cm}^2/\text{m}$ con lo cual, la armadura del intradós del muro estará formada por barras $\square 16/20$ y $\square 16/20$

Donde l_a es la longitud de anclaje y para un hormigón HA-25 y un diámetro de redondo de 16 mm, en la coronación optamos una longitud mayor de 70 cm envolviendo el muro para evitar posibles fisuras, los anclaje en zapata, teniendo en cuenta que deben apoyar en patilla con una dimensión mayor de 30 cm y mayor de dos separaciones de la armadura inferior de la zapata 30 cm; optamos por una dimensión no menor de 40 cm

Solapos: teniendo en cuenta las solicitudes de armado, la dispuesta, solapo en prolongación y el mayor diámetro $\square 20$, optamos por una longitud de solapo de 100 cm

Armadura horizontal del muro

La armadura horizontal del muro viene definida según la norma como un 3,2‰ de la sección de hormigón repartida en ambas caras. Con lo cual, la armadura horizontal en cada cara vendrá representada por $\square 20/20$.

Zapata de la aleta

A continuación se calculará la armadura correspondiente ala zapata de la sección 1. Ésta se calcula para la situación más desfavorable, que es en la que actúan sobre ella la acción del peso de las tierras y el de la sobrecarga conjuntamente. Se calcularán los momentos en los puntos 1 y 2 indicados en el dibujo, de manera que en esos valores y mediante la hoja Excel, se determine la armadura tanto superior como inferior.

Armadura flexión superior e inferior.

El significativo aumento de área dispuesta con respecto a la estrictamente necesaria responde al requerimiento de que exista una cuantía geométrica longitudinal suficiente como para evitar que se tenga que armar a cortante esta parte de la aleta, como se vera en el apartado correspondiente.

Armadura flexión superior: $\square 25/15$

Armadura flexión inferior: $\square 20/20$

Armadura de reparto: La armadura de reparto de la losa viene definida según la norma como un 1.8‰ de la sección de hormigón repartida en ambas caras. Se disponen tanto inferior como superior $\square 12/15$

Armado del muro Sección 2 y 3

Para el cálculo de la armadura a flexión debemos de tener en cuenta los mismos momentos que para la sección 1.

Se adoptan un coeficiente de seguridad $\gamma=1.5$, este coeficiente se multiplicara por el momento que resulte, obteniéndose así unas cargas mayoradas.

Las características a tener en cuenta han sido:

- Hormigón: HA-25
- Ambiente: IIa
- Acero: B500S
- Canto: 0.6 m
- Ancho: 1.00 m
- Recubrimiento mecánico: 0.08m

Armadura vertical del trasdós

En la base del muro se tiene:

$$M_{\text{total}} = M_{\text{Etierras}} + M_{\text{sc}}$$

Que como ya se ha dicho se debe aplicarle un coeficiente de seguridad $\gamma=1.5$

De este modo, y mediante el uso de la hoja de cálculo Excel, se calcula la armadura necesaria para resistir este momento de cálculo que tiene como resultado:

$$\begin{aligned}\text{Sección 2: } A_s &= 33.68 \text{ cm}^2 \\ \text{Sección 3: } A_s &= 27.86 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

A 3H/4 de la parte superior del muro se tiene, para los dos estados definidos anteriormente:

$$M_{\text{Etierras}} \text{ y } M_{\text{sc}}$$

De esta manera, sobre el muro está actuando un momento total de valor:

$$M_{\text{total}} = M_{\text{Etierras}} + M_{\text{sc}}$$

Que como ya se ha dicho se debe aplicarle un coeficiente de seguridad $\gamma=1.5$

De este modo, y mediante el uso de la hoja de cálculo Excel, se calcula la armadura necesaria para resistir este momento de cálculo que tiene como resultado:

$$\begin{aligned}\text{Sección 2: } A_s &= 15.2 \text{ cm}^2 \\ \text{Sección 3: } A_s &= 14.9 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

La armadura vertical del trasdós del muro estará formada por:

- En la sección 2: barras de $\square 20/20$ a la que serán añadidas barras $\square 20/20$ que tendrán una longitud de 4.20 metros desde la base del muro. Donde l_a es la longitud de anclaje y para un hormigón HA-25 y un diámetro de redondo de 20 mm.
- Donde l_a es la longitud de anclaje y para un hormigón HA-25 y un diámetro de redondo de 16 mm, en la coronación optamos una longitud mayor de 70 cm envolviendo el muro para evitar posibles fisuras, los anclaje en zapata, teniendo en cuenta que deben apoyar en patilla con una dimensión mayor de 30 cm y mayor de dos separaciones de la armadura inferior de la zapata 30 cm; optamos por una dimensión no menor de 40 cm
- Solapos: teniendo en cuenta las solicitudes de armado, la dispuesta, solapo en prolongación y el mayor diámetro $\square 20$, optamos por una longitud de solapo de 100 cm
- En la sección 3: barras de $\square 20/20$ que tendrán una longitud de 4.20 metros desde la base del muro. Donde l_a es la longitud de anclaje y para un hormigón HA-25 y un diámetro de redondo de 20 mm
- Donde l_a es la longitud de anclaje y para un hormigón HA-25 y un diámetro de redondo de 16 mm, en la coronación optamos una longitud mayor de 70 cm envolviendo el muro para evitar posibles fisuras, los

anclaje en zapata, teniendo en cuenta que deben apoyar en patilla con una dimensión mayor de 30 cm y mayor de dos separaciones de la armadura inferior de la zapata 30 cm; optamos por una dimensión no menor de 40 cm

- Solapos: teniendo en cuenta las solicitudes de armado, la dispuesta, solapo en prolongación y el mayor diámetro $\phi 20$, optamos por una longitud de solapo de 100 cm. Cuando la aleta reduzca a 200 cm se podrá optar dejar de utilizar los solapos, ya que se podrá optar por la prolongación de la patilla hasta la coronación

Armadura vertical del intradós

La armadura vertical del intradós será dimensionada según la norma y como mínimo tiene un valor de un 30% de la armadura del trasdós.

Así pues, si la armadura del trasdós viene definida en la sección 2 como $\phi 20/15 + \phi 20/15$ y en la sección 3 como $\phi 20/20$ esto supone un área real de $34.54 \text{ cm}^2/\text{m}$ y 28.26 cm^2 respectivamente.

Aplicando la norma resulta una cuantía de armado formada por:

- En la sección 2 barras $\phi 16/20$ reforzadas con barras $\phi 16/20$
- En la sección 3 barras $\phi 16/20$

Donde l_a es la longitud de anclaje y para un hormigón HA-25 y un diámetro de redondo de 16 mm, en la coronación optamos una longitud mayor de 70 cm envolviendo el muro para evitar posibles fisuras, los anclaje en zapata, teniendo en cuenta que deben apoyar en patilla con una dimensión mayor de 30 cm y mayor de dos separaciones de la armadura inferior de la zapata 30 cm; optamos por una dimensión no menor de 40 cm

Solapos: teniendo en cuenta las solicitudes de armado, la dispuesta, solapo en prolongación y el mayor diámetro $\phi 16$, optamos por una longitud de solapo de 100 cm

Armadura horizontal del muro

La armadura horizontal del muro viene definida según la norma como un 3,2‰ de la sección de hormigón repartida en ambas caras. Con lo cual, la armadura horizontal en cada cara vendrá representada por $\phi 20/20$ en ambas secciones.

Zapata de las aletas

A continuación se calculará la armadura correspondiente ala zapata de la sección 1. Ésta se calcula para la situación más desfavorable, que es en la que actúan sobre ella la acción del peso de las tierras y el de la sobrecarga conjuntamente. Se calcularán los momentos en los puntos 1 y 2 indicados en el dibujo, de manera que en esos valores y mediante la hoja Excel, se determine la armadura tanto superior como inferior.

Armadura flexión superior e inferior.

El significativo aumento de área dispuesta con respecto a la estrictamente necesaria responde al requerimiento de que exista una cuantía geométrica longitudinal suficiente como para evitar que se tenga que armar a cortante esta parte de la aleta, como se vera en el apartado correspondiente.

En la sección 2:

- Armadura flexión superior: $\square 20/20$
- Armadura flexión inferior: $\square 20/20$
- Armadura de reparto: La armadura de reparto de la losa viene definida según la norma como un 1.8‰ de la sección de hormigón repartida en ambas caras. Se disponen tanto inferior como superior $\square 12/15$

En la sección 3:

- Armadura flexión superior: $\square 20/20$
- Armadura flexión inferior: $\square 20/20$
- Armadura de reparto: La armadura de reparto de la losa viene definida según la norma como un 1.8‰ de la sección de hormigón repartida en ambas caras. Se disponen tanto inferior como superior $\square 12/15$

5.6 ELU de Cortante

Las secciones para las que se va a realizar la comprobación de estado límite último de cortante son las siguientes:

- La sección que se encuentra a una distancia igual a un canto útil de la base del muro.
- La sección que se encuentra a una distancia igual a un canto útil de la intersección con el plano del intradós del muro lo que se corresponde con el punto 1 ya anteriormente definido.
- La sección que se encuentra a una distancia igual a un canto útil de la intersección con el plano del trasdós del muro lo que se corresponde con el punto 2 ya anteriormente definido.

La armadura necesaria, en el caso de que la comprobación concluya que es necesaria, se obtendrá utilizando la hoja Excel programada. Pero teniendo en cuenta el elevado coste de la armadura de cortante, la intención con respecto a las aletas es la de no incluirla.

Realizando las correspondientes comprobaciones a un canto útil, de manera análoga al cálculo de la losa del marco mediante la hoja Excel, de cada una de las secciones a analizar se observa que todas ellas cumplen con la condición de:

$$V_{cu} > V_{rd}$$

Por lo que no precisarán de armadura de cortante ninguna de ellas.

5.7 ELS de fisuración

Se procederá de idéntico modo que con el marco. Así, al igual que en él, para verificar este Estado Límite de Servicio sólo será necesario que la abertura característica de fisura w_k , es decir el valor de distancia entre las caras de las grietas superado solo en el 5% de los casos, debida a la componente de tracción de la flexión sea inferior a la abertura máxima de fisura w_{max} correspondiente al ambiente *Ila* de exposición general del hormigón, que vale 0.3 mm.

La sección susceptible de sufrir problemas por fisuración es la I, que se analizara en los dos casos bajo la combinación de acciones para los Estados Límite Últimos pero sin incrementar al final sus esfuerzos resultantes en un 50%.

Estudio de la fisuración en la base del muro

$$M_{\text{fisuración}} = \frac{f_{ct,m,lb}}{y_1} = \frac{2.565 \cdot 10^3 \cdot 0.03658}{0.4} = 242.34$$

El momento en dicho nodo es $M_k = 273.33$ kNm Este momento característico es mayor que el momento de fisuración, por lo que se sí se producirá fisuración en el centro del dintel. Será por tanto necesario estudiar la abertura característica de fisura, con tal de comprobar la condición de estado límite de servicio para este tipo de ambiente de exposición en el hormigón.

Datos iniciales:

$$c = r_{min} + \square_{\text{cerco}} = 0.0575 \text{ m}$$

$$A_{c, \text{eficaz}} = (7.5 \cdot 0.020 + 0.05) \cdot 1 = 0.20 \text{ m}$$

$$A_s = 22.45 \text{ cm}^2$$

$$k_1 = 0.125 \quad s = 0.1343 \text{ m} \quad k_2 = 0.5 \quad E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

Separación media de fisuras:

$$S_m = 2 \cdot 0.0575 + 0.2 \cdot 0.1343 + 0.4 \cdot 0.125 \cdot \frac{0.02 \cdot 0.20}{22.45 \cdot 10^{-2}} = 0.1865 \text{ m}$$

Para el cálculo de las tensiones de la armadura traccionada, en elementos de hormigón armado se utilizan las siguientes expresiones:

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0.8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{273.33}{0.8 \cdot 0.65 \cdot (22.45 \cdot 10^{-4})} = 132869.36 \text{ kN/m}^2 = 132.869 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0.8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{242.34}{0.8 \cdot 0.65 \cdot (22.45 \cdot 10^{-4})} = 129685.68 \text{ kN/m}^2 = 129.685 \text{ MPa}$$

Obteniendo por tanto:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{132.869}{2 \cdot 10^5} \left[1 - 0.5 \cdot \left(\frac{129.685}{132.869} \right)^2 \right] = 7.58 \cdot 10^{-4} > 0.4 \cdot \frac{132.869}{2 \cdot 10^5}$$

Finalmente, la abertura de fisura que se produce es:

$$w_k = 1.7 \cdot 186.5 \cdot 7.58 \cdot 10^{-4} = 0.2404 \text{ mm}$$

Como la abertura de fisura es menor que 0.3 mm, no es necesario disponer armadura de fisuración.

Este cálculo está referenciado a la sección 1 de las aletas. En la sección 2 y 3 los valores obtenidos de w_k son:

Sección 2: $w_k = 0.2378 \text{ mm}$

Sección 3: $w_k = 0.2298 \text{ mm}$

Al ser en estos también menor a 0.3 mm no será necesario disponer de armadura de fisuración.

6. ELECCIÓN DE LA LOSA DE TRANSICIÓN.

Según la “Nota de servicio sobre Losas de transición en obras de paso” de la Dirección General de Carreteras, debido a la dificultad para compactar perfectamente los terraplenes de acceso a una obra de paso se generan asientos diferenciales entre esta y los primeros. Para subsanar este efecto, suelen disponerse losas de transición que suavicen la discontinuidad resultante. En nuestro caso, al ubicarse nuestro paso inferior bajo una autovía, no podemos prescindir de esta.

La longitud de una losa de transición no puede ser menor de 3 m, porque se anularía su efecto beneficioso, ni mayor de 5 m, porque perjudicaría la interacción con el terraplén. Puesto que una autovía es la más exigente de las vías de transporte por carretera, directamente proponemos la losa de transición más completa.

De esta forma, la losa proyectada tendrá 5 m de longitud, 30 cm de canto y su ancho abarcara los cuatro carriles totales de la autovía, amén de penetrar transversalmente 3 m en la mediana y en cada sentido.

La longitud de la losa, pues, resulta ser la mayor de todas las posibles, y puesto que la altura del terraplén alledaño es de unos 9 m, es perfectamente viable.

Por cuanto respecta a los materiales, cabe decir que se ejecutara con hormigón HA-25/B/20/IIa+H y acero B 500 S, y contará con el siguiente esquema de armado:

Anejo nº 4 CÁLCULO DE ESTRUCTURAS

ARMADO DE LA LOSA	
MAGNITUD	VALOR
Armadura longitudinal, cara inferior	φ16/25 cm
Armadura longitudinal, cara superior	φ12/25 cm
Armadura transversal, cara inferior	φ8/25 cm
Armadura transversal, cara superior	φ8/25 cm

La losa apoyara sobre una mensula situada a lo largo de todo el hastial que en sección transversal resultará ser un dado de 30 x 30 cm. La unión entre este y la losa se establecerá mediante una rotula plástica, obtenida dejando en el hormigón un estrangulamiento central de 8cm de anchura, cosido con pasadores φ20/100 cm.

