



*euskal trenbide sarea*

---

Proyecto Constructivo del  
desdoblamiento en Deba entre los PK  
72+509.074 y PK 73+181.011

---

## Anejo 07. Estructuras y Obras de Fábrica

Abril 2024





## Índice:

<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
<b>2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA</b> .....	<b>1</b>
<b>3. NORMATIVA DE APLICACIÓN</b> .....	<b>3</b>
<b>4. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES</b> .....	<b>3</b>
4.1. TIPO DE AMBIENTE Y CLASE DE EXPOSICIÓN .....	3
4.2. HORMIGONES.....	3
<b>5. ACCIONES</b> .....	<b>4</b>
5.1. ACCIONES CONSIDERADAS .....	4
5.1.1. Acciones permanentes (G) .....	4
5.1.2. Acciones variables (Q) .....	4
5.2. COMBINACIÓN DE ACCIONES .....	4
5.2.1. Estados Límite Últimos.....	4
5.2.2. Estados Límite de Servicio.....	5
5.2.3. Coeficientes de mayoración de acciones.....	6
5.2.4. Factores de simultaneidad de las acciones .....	6
<b>6. MODELO DE CÁLCULO</b> .....	<b>7</b>
6.1. ALZADOS .....	7
6.2. LOSA DE CIMENTACIÓN .....	8
<b>7. COMPROBACIONES</b> .....	<b>8</b>
7.1. ALZADOS .....	9
7.1.1. Tensiones y deformaciones .....	9
7.1.2. Comprobación del esfuerzo cortante .....	12
7.2. LOSA DE CIMENTACIÓN .....	14
7.2.1. Tensiones y deformaciones .....	14
7.2.2. Comprobación del esfuerzo cortante .....	18
7.3. LLAVE DE CORTANTE.....	19



# Anejo 07. Estructuras y Obras de Fábrica

## 1. INTRODUCCIÓN

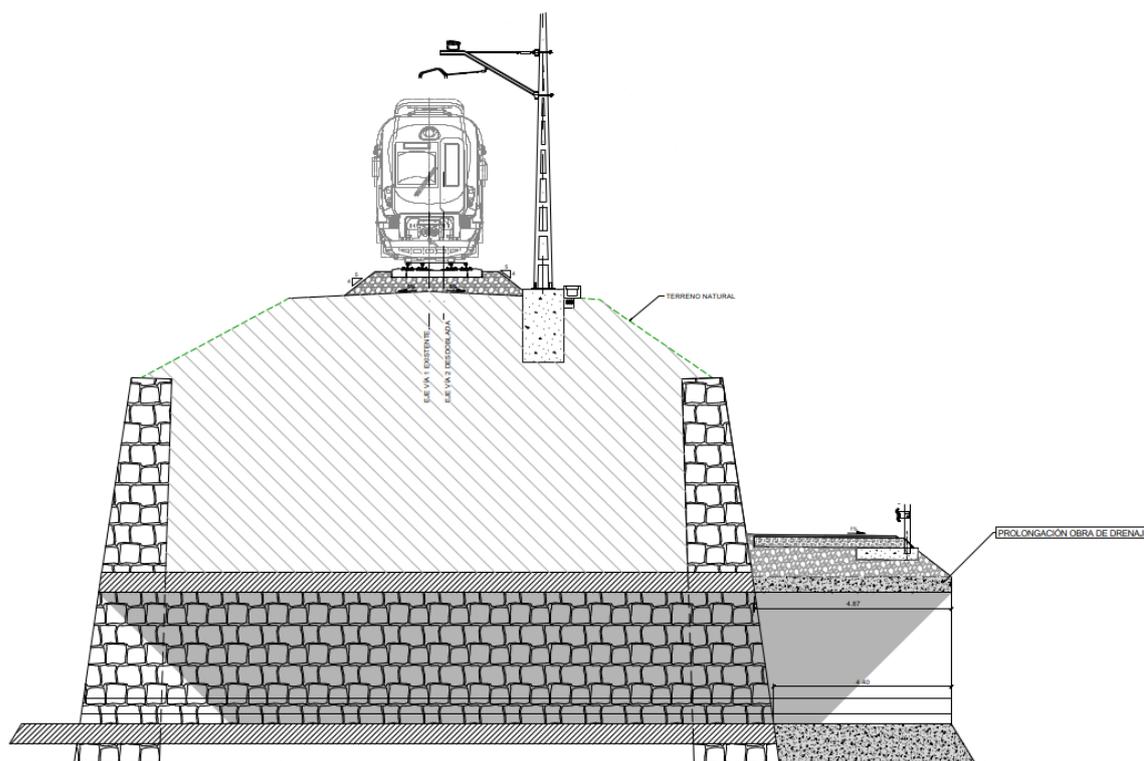
El presente anejo tiene como objeto definir y justificar técnicamente la estructura de la galería de la obra de drenaje en la alternativa del camino de acceso a la obra y de servicio por la parte baja en el PK 0+132.944 integrada dentro del PROYECTO CONSTRUCTIVO DEL DESDOBLAMIENTO EN DEBA ENTRE LOS PK 72+509.074 y PK 73+181.011.

La obra de drenaje es la ODT 72+502.

## 2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Se trata de una galería de hormigón en masa proyectada como continuación de la galería de sillería de la ODT 72+502 existente, sobre la cual discurrirá el camino de servicio y acceso a la obra.

La figura inferior muestra el perfil transversal completo del PK 0+132,944 del camino proyectado y 72+502 de la vía actual.



Perfil transversal alternativa camino de servicio en el PK 0+132,944 obra de drenaje ODT 72+502

La galería de sillería de la obra de drenaje, según inspección realizada, presenta algunas patologías apreciables desde su interior (intradós de hastiales y bóveda).

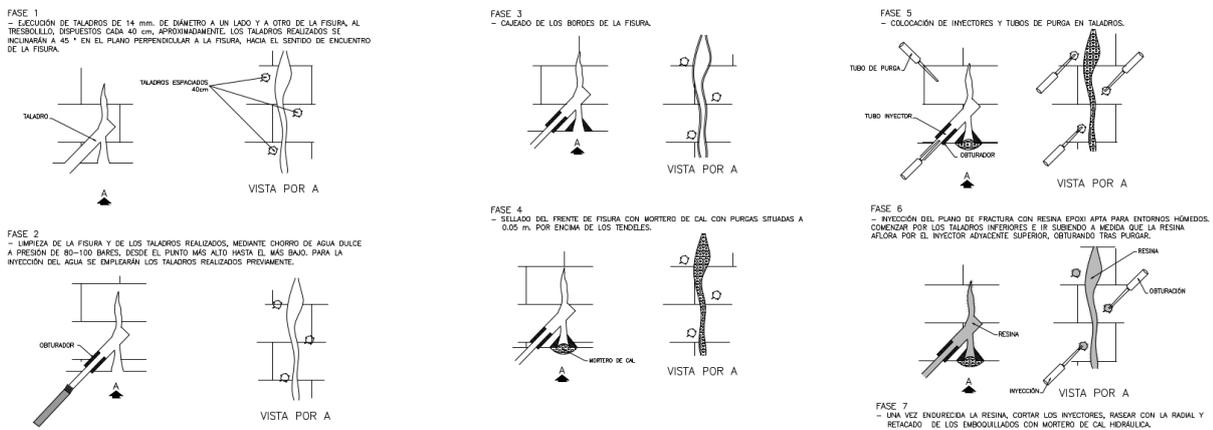
Se ha observado la existencia de una grieta de cierta importancia, que recorre sin solución de continuidad, hastiales y bóveda en las proximidades de la boca Sureste de la conducción hidráulica. La posición del agrietamiento es compatible con un giro de vuelco del muro de sostenimiento de los

rellenos sobre los que se apoya la plataforma ferroviaria, que ha arrastrado consigo un tramo de la conducción hidráulica.



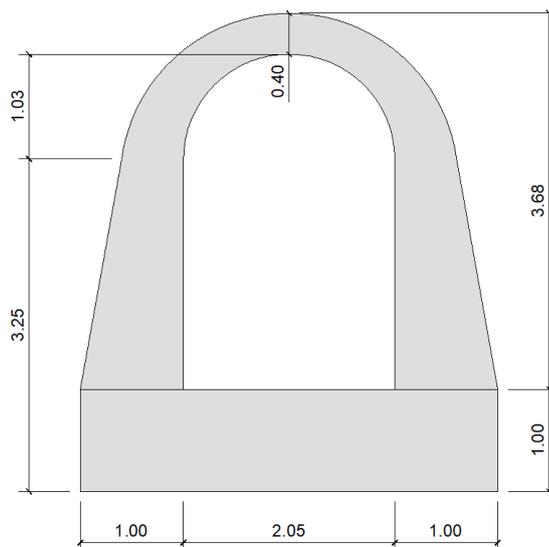
Vista de la grieta descrita. La apertura de la grieta aumenta de zócalo de hastial a clave de bóveda, lo que es compatible con un giro de vuelco del muro de conetención del relleno de la plataforma ferroviaria.

Se contempla el relleno interior de las grietas observadas mediante una resina epoxi que penetre hacia el trasdós de la estructura, empleando posteriormente un mortero de cal hidráulica para el sellado del frente.



Fases de reparación de fisuras

La sección tipo de la prolongación de la galería de sillería de la ODT 72+502 proyectada consta de una losa de cimentación de 1 metro de espesor sobre la que parten los alzados de 2,25 m de alto que soportan un arco rebajado cuyo punto más alto se sitúa 3,58 m sobre la solera. Los alzados son de espesor variable (desde 1 m en la base, hasta 0.40 m en la clave del arco) y el espacio libre generado es de 2,05 m de ancho por 3,28 m de alto, tal y como se muestra en la siguiente figura.



Sección tipo de la galería proyectada

Sobre el arco de la galería se dispone el terreno y el paquete de firme del camino de acceso, cuya rasante de pavimento se encuentra a cota 59,36 m.

### 3. NORMATIVA DE APLICACIÓN

Para el desarrollo de los cálculos, se ha tenido en cuenta la siguiente normativa:

- Código Estructural, R.D. 470/2021, de 29 de junio.
- Código Técnico de la Edificación – CTE, R.D. 314/2006, de 17 de marzo.
- Instrucción de Acciones de puentes de carretera – IAP-11, de septiembre 2011.

### 4. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

#### 4.1. TIPO DE AMBIENTE Y CLASE DE EXPOSICIÓN

- Hormigón en cimentaciones: **X0**
- Hormigón en alzados: **X0**

Correspondientes a elementos de hormigón en masa (art. 27.1 del Código Estructural).

#### 4.2. HORMIGONES

HORMIGÓN	TIPIFICACIÓN (art.33.6)	COMPOSICIÓN			REC. mm	Mod. Control Resistencia (art. 57.5.3)	Nivel de control de la ejecución (art. 14.3)	Coeficiente Parcial Seguridad Yc
		Tipo de Cemento	Cont. Mínimo kg/m <sup>3</sup>	Máx. Relación A/C				
Losa cimentación	HM-30/B/20/XO	CEMI 42.5 R	250	0,65	--	Estadístico	Normal	1.50
Alzados	HM-30/B/20/XO	CEMI 42.5 R	250	0,65	--	Estadístico	Normal	1.50

## 5. ACCIONES

### 5.1. ACCIONES CONSIDERADAS

Para el cálculo de la estructura se han considerado las acciones mostradas a continuación.

#### 5.1.1. Acciones permanentes (G)

- Peso propio del hormigón en masa, de peso específico **23,00 kN/m<sup>3</sup>**.
- Carga muerta del terreno, considerando un peso específico de **20 kN/m<sup>3</sup>**, ángulo de rozamiento de 30° y cohesión 0 kN/m<sup>2</sup>.
- Empuje del terreno, considerando un coeficiente de empuje activo  $K_A=0.33$ .

#### 5.1.2. Acciones variables (Q)

- Sobrecarga de tráfico de vehículos en componente vertical
  - Carga uniforme de **9 kN/m<sup>2</sup>** y cargas puntuales de vehículo pesado de **4x150 kN** aplicados en una superficie de 40x40 cm.  
Estas cargas se han aplicado en la proyección horizontal el arco, considerando que el área de aplicación se aumenta a razón de  $H/\tan\phi$  (siendo H la altura desde el vial hasta el segmento considerado del arco y  $\phi$  el ángulo de rozamiento de 30°).
  - Carga uniforme de 10 kN/m<sup>2</sup> en el resto de la sección
- Sobrecarga de tráfico de vehículos en componente horizontal, considerando las cargas anteriores en componente vertical multiplicadas por un coeficiente de empuje activo  $K_A=0.33$ .

NOTA: No se considera el empuje hidrostático en el trasdós de la bóveda, puesto que se trata de un relleno a base de material filtrante contenido entre muros de escollera con mechinales que permiten la salida del agua.

### 5.2. COMBINACIÓN DE ACCIONES

Las combinaciones de acciones se han realizado siguiendo la IAP-11, con los coeficientes parciales y factores de simultaneidad fijados en dicha normativa y que se muestran a lo largo del presente apartado, planteándose para el estudio de la estructura las 3 siguientes hipótesis de carga:

- Hipótesis nº1: Con todas las cargas actuando
- Hipótesis nº2: Con todas las cargas actuando, salvo la sobrecarga de tráfico sobre la parte derecha.
- Hipótesis nº3: Con todas las cargas actuando, salvo la sobrecarga de tráfico sobre la parte derecha y considerando una descompensación de empujes del terreno de un 20% (reduciendo el lado derecho).

#### 5.2.1. Estados Límite Últimos

- **Situaciones persistentes o transitorias**

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones, excepto en ELU de fatiga, se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

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

- **Situaciones accidentales sin sismo**

Esta combinación de acciones se hará de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} G_{k,m}^* + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_d$$

En general, en situación accidental, no se considerará la actuación del viento ni de la nieve.

### 5.2.2. Estados Límite de Servicio

Para estos estados se consideran únicamente las situaciones persistentes y transitorias, excluyéndose las accidentales. Las combinaciones de las diferentes acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

- **Combinación característica (poco probable o rara)**

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

Esta combinación, que coincide formalmente con la combinación fundamental de ELU, se utiliza en general para la verificación de ELS irreversibles.

- **Combinación frecuente**

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

Esta combinación se utiliza en general para la verificación de ELS reversibles.

- **Combinación casi-permanente**

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

Esta combinación se utiliza también para la verificación de algunos ELS reversibles y para la evaluación de los efectos diferidos.

donde:

- $G_{k,j}$  valor representativo de cada acción permanente
- $G_{k,m}^*$  valor representativo de cada acción permanente de valor no constante
- $\psi_{1,1} Q_{k,1}$  valor frecuente de la principal acción variable concomitante con la acción accidental
- $\psi_{2,i} Q_{k,i}$  valor casi-permanente del resto de las acciones variables concomitantes
- $A_d$  valor de cálculo de la acción accidental

### 5.2.3. Coeficientes de mayoración de acciones

Serán de aplicación los siguientes coeficientes de mayoración de acciones:

ACCIÓN		ELU		ELS	
		DESFAVORABLE	FAVORABLE	DESFAVORABLE	FAVORABLE
(G)	Peso propio	1,35	1	1	1
	Carga muerta	1,35	1	1	1
(G*)	Pretensado P1	1/1,2 <sup>(1)</sup> /1,3 <sup>(2)</sup>	1	1,1 <sup>(1)</sup>	0,9 <sup>(1)</sup>
	Pretensado P2	1,35	1	1	1
	Otras presolicitaciones	1	1	1	1
	Reológicas	1,35	1	1	1
	Empuje del terreno	1,5	1	1	1
	Asientos	1,2/1,35 <sup>(3)</sup>	0	1	0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,35	1	1	1
(Q)	Sobrecarga de uso	1,35	0	1	0
	Sobrecarga de uso en terraplenes	1,5	0	1	0
	Acciones Climáticas	1,5	0	1	0
	Empuje hidrostático	1,5	0	1	0
	Empuje hidrodinámico	1,5	0	1	0
	Sobrecargas de construcción	1,35	0	1	0

### 5.2.4. Factores de simultaneidad de las acciones

Serán de aplicación los siguientes coeficientes de simultaneidad de las acciones variables:

ACCIÓN		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	
Sobrecarga de uso	Vehículos pesados	0,75	0,75	0	
	gr 1, Cargas verticales	Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
		gr 2, Cargas Horizontales	0	0	0
	gr 3, Peatones	0	0	0	
	gr 4, Aglomeraciones	0	0	0	
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0,4	0,4	0	
Viento	$F_{wk}$ en situación persistente	0,6	0,2	0	
	$F_{wk}$ en construcción	0,8	0	0	
	$F_{wk}$ en pasarelas	0,3	0,2	0	
Acción térmica	$T_k$	0,6	0,6	0,5	
Nieve	$Q_{Sn,k}$ en construcción	0,8	0	0	
Acción del agua	$W_k$ Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0	
	$W_k$ Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0	
Sobrecarga de construcción	$Q_c$	1,0	0	1,0	

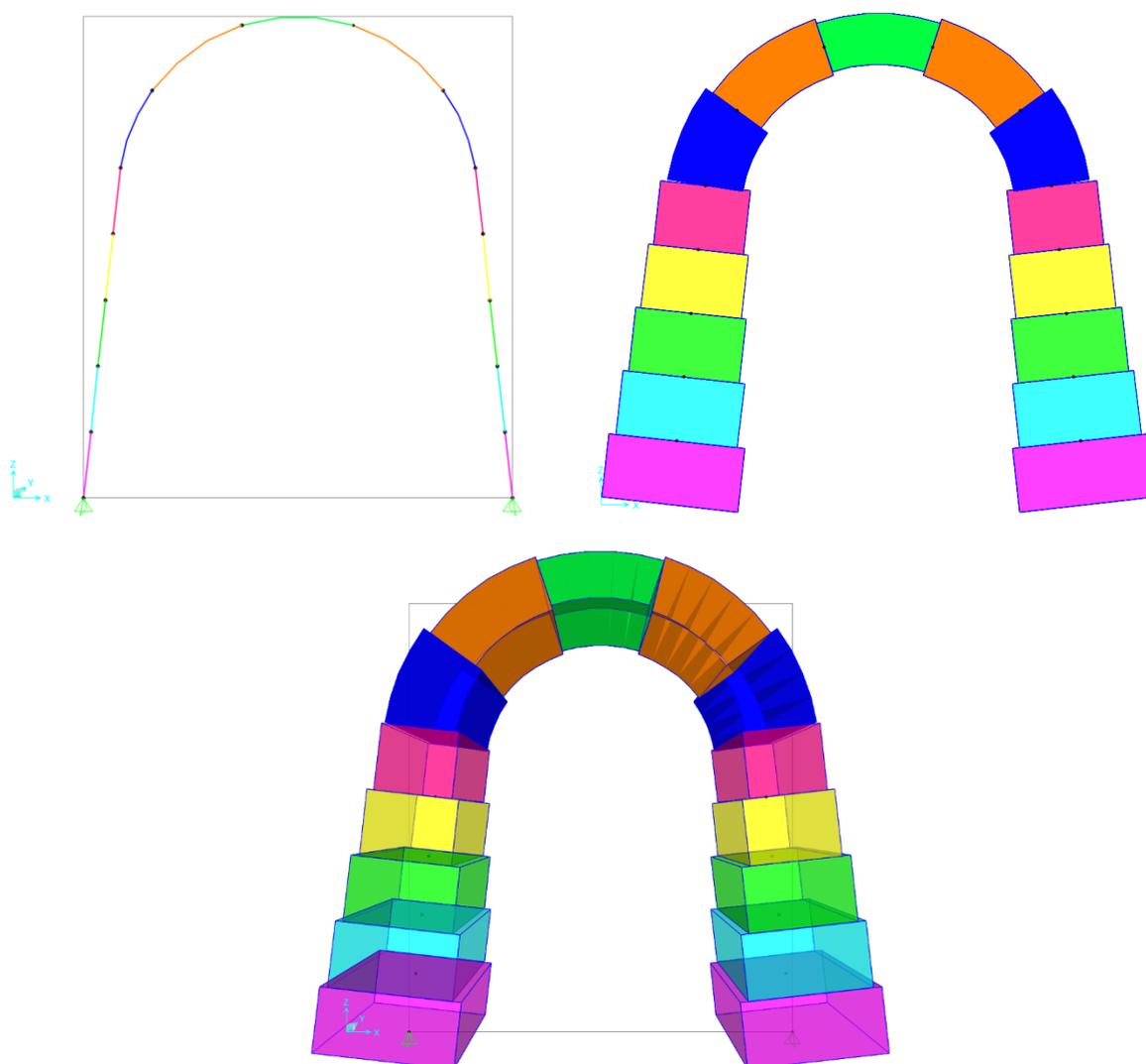
## 6. MODELO DE CÁLCULO

### 6.1. ALZADOS

Conociendo el galibo de la sección tipo, para el dimensionamiento y las comprobaciones de los elementos estructurales de la galería, se ha realizado un modelo en 2D de la misma mediante el software de cálculo de elementos finitos SAP2000 v25 con el cual se han obtenido los esfuerzos y tensiones ante las combinaciones más desfavorables de las acciones descritas con anterioridad.

Estos esfuerzos de cálculo han sido posteriormente en FAGUS 9 para comprobar las tensiones obtenidas y se ha realizado un cálculo manual para la comprobación de los resultados obtenidos.

En el modelo se SAP2000, se ha creado el material con sus propiedades y se ha recreado la forma de la estructura mediante segmentos o *frames* de diferentes anchos de sección (desde 1 m en la base, hasta 0.40 m en la clave del arco, como se menciona previamente en el apartado de descripción de las estructuras) por 1 m de largo y biapoyada, como se muestra en las siguientes figuras.

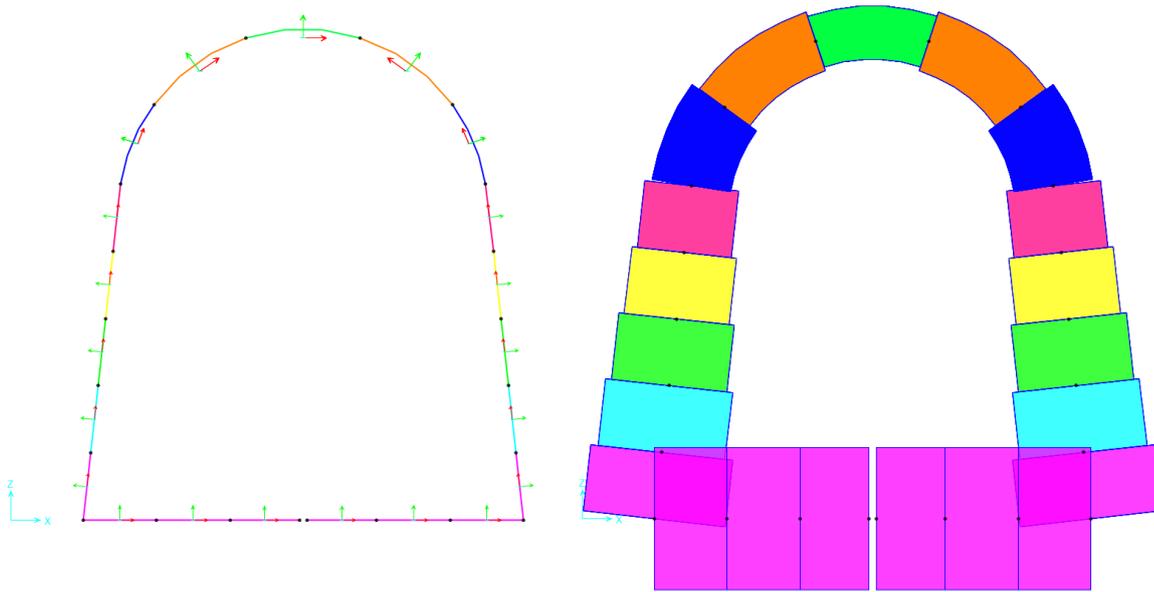


Modelo SAP2000 v25: Modelo de barras y modelo extruido 3D de los alzados

## 6.2. LOSA DE CIMENTACIÓN

Para el cálculo y dimensionamiento de la losa, se ha llevado a cabo un procedimiento similar al de los alzados; elaborando un nuevo modelo a partir del anterior que contenía tan solo los alzados y que, siguiendo un criterio conservador en cuanto a los esfuerzos obtenidos, incluye apoyos simples.

Para una losa de 1m de espesor, al modelo de SAP2000 anterior, se le ha añadido un *frame* del ancho expuesto anteriormente y, tras aplicarle unos muelles en el eje vertical con rigidez 12000 kN/m/m (correspondientes al módulo de balasto vertical del terreno) y 6000 kN/m/m en el eje horizontal (correspondientes al módulo de balasto horizontal del terreno), se obtienen los esfuerzos para realizar la posterior comprobación manual y la verificación de los resultados en un nuevo modelo de FAGUS 9.



Modelo SAP2000 v25: Modelo de barras y modelo extruido de la galería completa.

## 7. COMPROBACIONES

Las comprobaciones realizadas tanto sobre los alzados como sobre la losa son las siguientes:

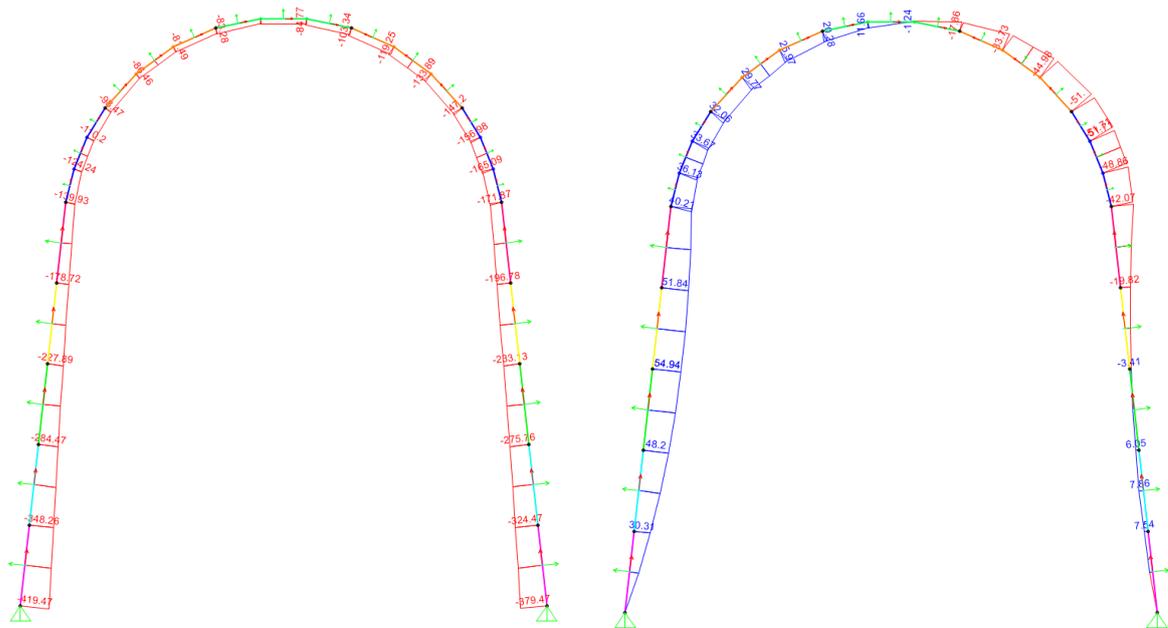
- Comprobación de las tensiones y deformaciones
- Comprobación del esfuerzo cortante

Al hormigonarse en dos fases (losa y alzados), se incluye un tercer apartado con las verificaciones relativas a la llave de cortante dispuesta.

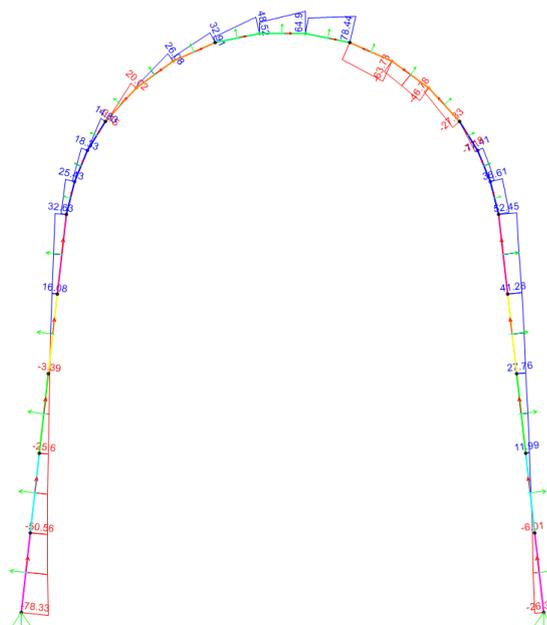
## 7.1. ALZADOS

### 7.1.1. Tensiones y deformaciones

Los resultados de los esfuerzos obtenidos en SAP2000 para la combinación en ELU HIP nº3 (con todas las cargas actuando, salvo la sobrecarga de tráfico sobre la parte derecha y considerando un 80% del empuje del terreno sobre la parte derecha), que es la que se considera más desfavorable, han sido los que se muestran en las siguientes figuras.



Esfuerzos obtenidos en SAP2000: Esfuerzo axial (izquierda), en kN; Momento flector (derecha), en kNm.



Esfuerzos obtenidos en SAP2000: Esfuerzo cortante, en kN.

Los valores mostrados por las figuras anteriores en la sección con la relación más desfavorable (por la generación de tracciones) entre espesor, esfuerzo axil y momento flector en la combinación de ELU para la HIP n°3 son los siguientes:

Para la sección de espesor 0,49 m...

- Esfuerzo axil = -147,2 kN
- Esfuerzo cortante = -28 kN
- Momento flector = -51,1 kNm

Para estos esfuerzos de cálculo, las tensiones máximas obtenidas en el cálculo manual son:

- Tensión máxima de tracción:

$$\sigma_{x_{max,T}} = \frac{N_x}{A} + \frac{M_y * z_{max,T}}{I_y} = \frac{-147,2 \text{ kN}}{0,49 \text{ m}^2} + \frac{-51,1 \text{ kNm} * \left(-\frac{0,49 \text{ m}}{2}\right)}{\frac{1}{12} * (1 \text{ m}) * (0,49 \text{ m})^2} = 976,56 \text{ kPa}$$

- Tensión máxima de compresión:

$$\sigma_{x_{max,C}} = \frac{N_x}{A} + \frac{M_y * z_{max,T}}{I_y} = \frac{-147,2 \text{ kN}}{0,49 \text{ m}^2} + \frac{-51,1 \text{ kNm} * \left(\frac{0,49 \text{ m}}{2}\right)}{\frac{1}{12} * (1 \text{ m}) * (0,49 \text{ m})^2} = -1577,38,75 \text{ kPa}$$

Se comprueba que estas tensiones no superan los valores de las resistencias de cálculo del HM-30 a compresión ( $f_{cd}$ ) y a tracción ( $f_{ctd}$ ).

$$f_{cd,pl} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,8 * \frac{30 \text{ MPa}}{1,50} = 16,00 \text{ MPa}$$

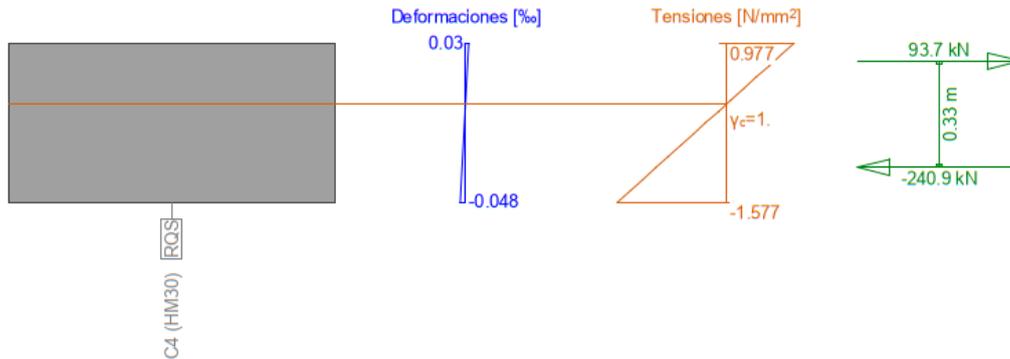
$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct} * \frac{f_{ctk 0,05}}{\gamma_c} = 0,80 * \frac{2,00 \text{ MPa}}{1,50} = 1,06 \text{ MPa}$$

El modelo elaborado en FAGUS 9 ofrece ks resultados mostrados en las siguientes páginas, en los que se comprueba que los cálculos realizados a mano coinciden y que no se superan los valores de las resistencias de diseño del material y las correspondientes deformaciones.

**Se verifica la comprobación de tensiones y deformaciones.**

FAGUS	Página 1
Alzados-Alt-Desdoblamiento-Deba	12.03.24, 11:57
TYPESA Técnica y Proyectos SA - E-28043 Madrid	Fagus-9 - Rel. 234 (0)

Sección transversal ST-49CM (HM30): Análisis de tensiones dadas las fuerzas  $N_x=-147.2, M_y=-51.1$ ; Escala 1 :20.0



### Verif. estado de tens. Sección (Viga): ST-49CM

#### Esfuerzos

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			Esfuerzos de corte y torsión			Observaciones
			N [kN]	$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]	$V_y$ [kN]	$V_z$ [kN]	T [kNm]	
1	AP5		-147.2	-51.1	-				-

- : Cálculo a flexión simple según eje y !!

#### Parámetros de análisis AP5 Código: Codigo Estructural 2021

ID	$\sigma$ - $\epsilon$ -Diagrama				Límites de deformación			Factores de la resistencia						Otros valores	
	c	s	p	M	$\epsilon_{c2}$ [%]	$\epsilon_{cu3}$ [%]	$\epsilon_{ud}$ [%]	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\alpha_{cc}$ [-]	$\gamma_c$ [-]	$\gamma_s$ [-]	$\gamma_p$ [-]	$\gamma_M$ [-]	$\theta$ [-]	$\varphi$ [-]
AP5	1/1	1	1	1				200.	1.	1.	1.	1.	1.	45.	0.

#### Deformaciones y tensiones extremas

Nombre	Clase	$y_q$ [m]	$z_q$ [m]	$\epsilon$ [%]	$\sigma_d$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [-]
RQS	HM30	-0.5	0.	-0.048	-1.577	1.00
RQS	HM30	0.5	0.49	0.03	0.977	1.00

#### Tensiones y deformaciones en último paso de la iteración

N [kN]	Esfuerzos			Deformación y curvatura			Valores rigidez		
	$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]		$\epsilon_x$ [%]	$\chi_y$ [km <sup>-1</sup> ]	$\chi_z$ [km <sup>-1</sup> ]	$N/\epsilon_x$ [kN]	$M_y/\chi_y$ [kNm <sup>2</sup> ]	$M_z/\chi_z$ [kNm <sup>2</sup> ]
-147.2	-51.1	0.		-0.009	-0.2	0	16170000.	323534.75 *	1347500.

Nr.:

\\192.168.55.6\it9966\3-WIP\13-1-F\13-1-1-NOGR\ACT\IMDADES\ACT-06-ESTRUCTURAS\01- PROLONGACION GALERIA\01- ALZADOS\FAGUS\Muro-Alt02-Desk

### 7.1.2. Comprobación del esfuerzo cortante

La comprobación de la resistencia ante el esfuerzo cortante se ha realizado de forma manual, teniendo en cuenta las consideraciones fijadas por el Código Estructural para estructuras de hormigón en masa.

Los valores de los esfuerzos de cálculo en las secciones con la relación más desfavorable (por la generación de tensiones tangenciales) entre espesor y el esfuerzo axil y cortante de cálculo en la combinación de ELU para la HIP nº3, son los siguientes:

- Sección con espesor 0,41 m
  - Esfuerzo axil = -103,34 kN
  - Esfuerzo cortante = 78,44 kN
- Sección con espesor 1,00 m
  - Esfuerzo axil = -419,74 kN
  - Esfuerzo cortante = -78,33 kN

El hormigón en masa HM-30 tiene las siguientes características de resistencia:

Resistencia de cálculo a compresión:

$$f_{cd,pl} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,8 * \frac{30 \text{ MPa}}{1,50} = 16,00 \text{ MPa}$$

Resistencia de cálculo a tracción, según relación lineal (ec.12.1):

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct} * \frac{f_{ctk 0,05}}{\gamma_c} = 0,80 * \frac{2,00 \text{ MPa}}{1,50} = 1,06 \text{ MPa}$$

En elementos de HM puede considerarse la resistencia a tracción del hormigón en ELU de cortante, siempre que pueda descartarse la rotura frágil y asegurarse una resistencia adecuada.

En la sección con espesor 0,41 m, se tienen unas componentes de la tensión de cálculo tales que...

- Componente normal de la tensión de cálculo, considerando nulo el esfuerzo axil:

$$\sigma_{cp} = 0 \text{ kPa}$$

- Componente tangencial de la tensión de cálculo:

$$\tau_{cp} = k * \frac{V_{ed}}{A_{cc}} = 1,50 * \frac{78,44 \text{ kN}}{0,41 \text{ m}^2} = 286,97 \text{ kPa}$$

Debiendo comprobarse que  $\tau_{cp} \leq f_{cvd}$

Donde, siendo la tensión de compresión límite,

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd,pl} - 2 * \sqrt{f_{ctd,pl} * (f_{ctd,pl} + f_{cd,pl})} = 16,00 - 2 * \sqrt{1,06 * (1,06 + 16,00)} = 7,50 \text{ MPa}$$

Para  $\sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim}$ , la resistencia de cálculo a cortante y a compresión del hormigón se calcula como...

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} * f_{ctd,pl}} = \sqrt{(1,06 \text{ MPa})^2 + 0 * 1,06 \text{ MPa}} = 1,06 \text{ MPa}$$

**Se cumple la comprobación a cortante**, al verificarse que el valor de la componente tangencial de la tensión de cálculo ( $\tau_{cp}$ ) no supera el valor de la resistencia de cálculo a cortante y a compresión del hormigón ( $f_{cvd}$ ).

En la sección con espesor 0,41 m, se tienen unas componentes de la tensión de cálculo tales que...

- Componente normal de la tensión de cálculo:

$$\sigma_{cp} = 0 \text{ kPa}$$

- Componente tangencial de la tensión de cálculo:

$$\tau_{cp} = k * \frac{V_{ed}}{A_{cc}} = 1,50 * \frac{78,33 \text{ kN}}{1,00 \text{ m}^2} = 117,50 \text{ kPa}$$

Debiendo comprobarse que  $\tau_{cp} \leq f_{cvd}$

Donde, siendo la tensión de compresión límite,

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd,pl} - 2 * \sqrt{f_{ctd,pl} * (f_{ctd,pl} + f_{cd,pl})} = 16,00 - 2 * \sqrt{1,06 * (1,06 + 16,00)} = 7,50 \text{ MPa}$$

Para  $\sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim}$ , la resistencia de cálculo a cortante y a compresión del hormigón se calcula como...

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} * f_{ctd,pl}} = \sqrt{(1,06 \text{ MPa})^2 + 0 * 1,006 \text{ MPa}} = 1,06 \text{ MPa}$$

**Se cumple la comprobación a cortante**, al verificarse que el valor de la componente tangencial de la tensión de cálculo ( $\tau_{cp}$ ) no supera el valor de la resistencia de cálculo a cortante y a compresión del hormigón ( $f_{cvd}$ ).

## 7.2. LOSA DE CIMENTACIÓN

### 7.2.1. Tensiones y deformaciones

#### 7.2.1.1. Tensiones sobre el terreno

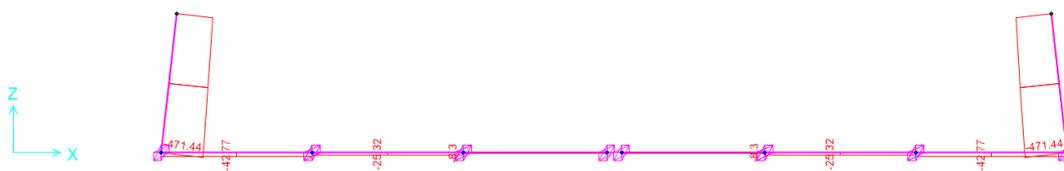
Las tensiones sobre el terreno, para las hipótesis 1 y 3 de cada estado ELU persistente (ELU-1), ELS característica (ELS-1) y ELS casi-permanente (ELS-3), los siguientes:

Node	ELU-1		ELS-1		ELS-3	
	Hip nº1	Hip nº3	Hip nº1	Hip nº3	Hip nº1	Hip nº3
1	94.16	92.01	59.78	60.08	53.14	54.70
2	181.68	171.60	115.12	112.21	102.15	102.28
3	170.68	155.21	107.93	101.66	95.59	92.79
4	80.17	70.02	50.58	45.95	44.72	42.00
5	80.17	68.83	50.58	45.46	44.72	41.78
6	170.68	140.22	107.93	93.22	95.59	86.12
7	181.68	142.69	115.12	95.52	102.15	88.74
8	94.16	70.79	59.78	47.72	53.14	44.58
<b>kN total</b>	1053.38	911.37	666.82	601.82	591.2	552.99
<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	3.05	3.05	3.05	3.05	3.05	3.05
<b>Mpa</b>	0.345	0.299	0.219	0.197	0.194	0.181
<b>kg/cm<sup>2</sup></b>	3.454	2.988	2.186	1.973	1.938	1.813

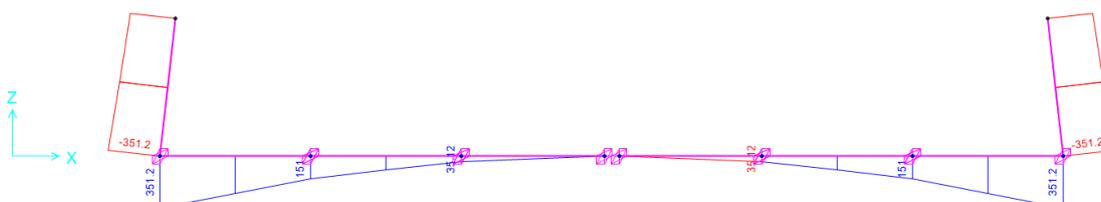
La estructura deberá apoyar sobre el macizo rocoso sano [R] que se sitúa a la cota del propio cauce del arroyo y cuya tensión admisible se ha estimado de valor  $Q_{adm}=7,4 \text{ kg/cm}^2$ , por lo que se comprueba que **no se superan las tensiones admisibles sobre el terreno**.

#### 7.2.1.2. Tensiones en la losa de HA

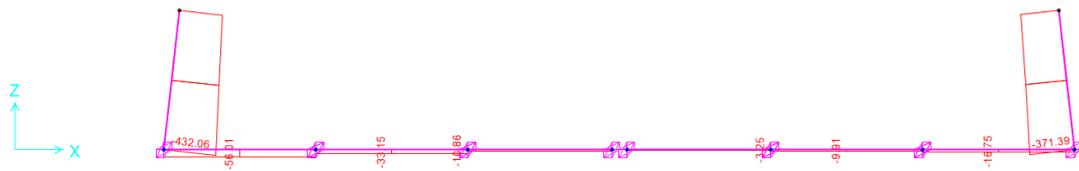
Los esfuerzos en la losa son, para las Hipótesis 1 y 3 de la combinación en situación persistente en Estado Límite Último (ELS-1) y de la combinación cuasi-permanente en Estado Límite de Servicio (ELS-3) los mostrados en las siguientes figuras.



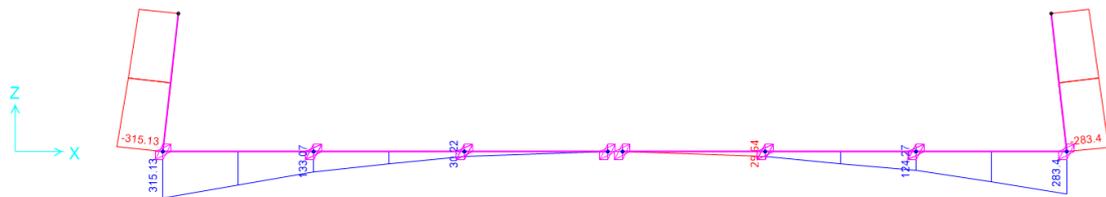
Esfuerzos axil de cálculo, en kN, sobre la losa bajo la hipótesis de carga nº1 en ELU-1



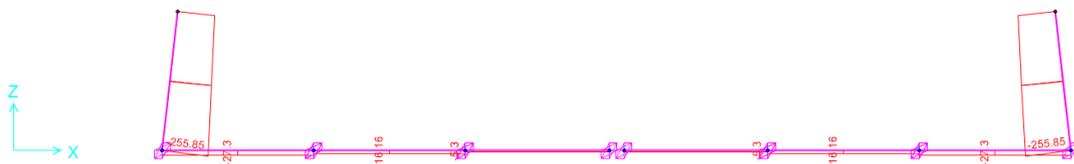
Momento flector de cálculo, en kNm, sobre la losa bajo la hipótesis de carga nº1 en ELU-1



Esfuerzos axil de cálculo, en kN, sobre la losa bajo la hipótesis de carga n°3 en ELU-1



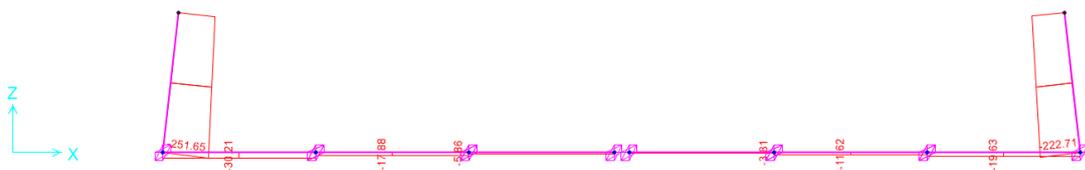
Momento flector de cálculo, en kNm, sobre la losa bajo la hipótesis de carga n°3 en ELU-1



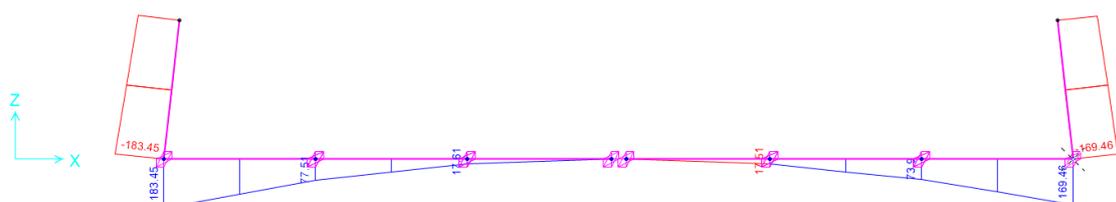
Esfuerzos axil de cálculo, en kN, sobre la losa bajo la hipótesis de carga n°1 en ELS-3



Momento flector de cálculo, en kNm, sobre la losa bajo la hipótesis de carga n°1 en ELS-3



Esfuerzos axil de cálculo, en kN, sobre la losa bajo la hipótesis de carga n°3 en ELS-3



Momento flector de cálculo, en kNm, sobre la losa bajo la hipótesis de carga n°3 en ELS-3

Para el estudio de tensiones y deformaciones, se han tomado los esfuerzos de cálculo en la combinación de la hipótesis nº3 para situación persistente o transitoria en ELU a una distancia igual al canto útil de la sección.

Estos esfuerzos de cálculo, analizando las figuras anteriores tienen los siguientes valores:

- Esfuerzo axial = -56 kN
- Esfuerzo cortante = -233,86 kN
- Momento flector = -140,25 kNm

El cálculo manual de las tensiones máxima de tracción y compresión es el mostrado a continuación:

- Tensión máxima de tracción:

$$\sigma_{x_{max,T}} = \frac{N_x}{A} + \frac{M_y * z_{max,T}}{I_y} = \frac{-56,0 \text{ kN}}{1,00 \text{ m}^2} + \frac{-140,25 \text{ kNm} * \left(-\frac{1,00 \text{ m}}{2}\right)}{\frac{1}{12} * (1,00 \text{ m}) * (1,00 \text{ m})^2} = 780,50 \text{ kPa}$$

- Tensión máxima de compresión:

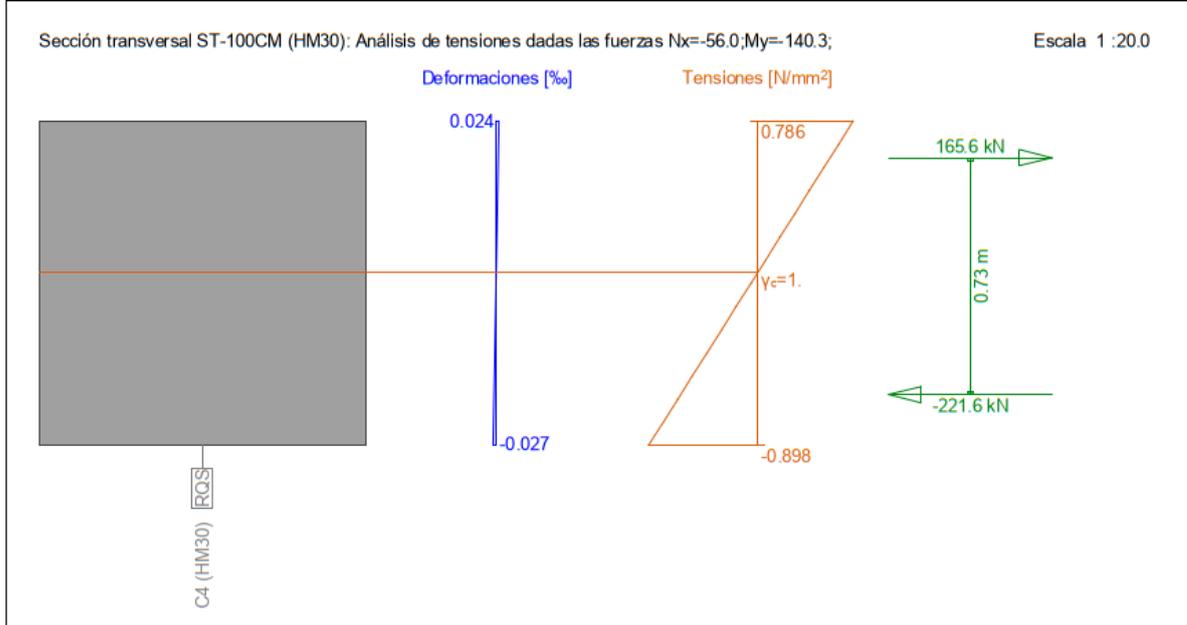
$$\sigma_{x_{max,C}} = \frac{N_x}{A} + \frac{M_y * z_{max,T}}{I_y} = \frac{-56,0 \text{ kN}}{1,00 \text{ m}^2} + \frac{-140,25 \text{ kNm} * \left(\frac{1,00 \text{ m}}{2}\right)}{\frac{1}{12} * (1,00 \text{ m}) * (1,00 \text{ m})^2} = -897,50 \text{ kPa}$$

Se comprueba que estas tensiones no superan los valores de las resistencias de cálculo del HM-30 a compresión ( $f_{cd}$ ) de 20.000 kPa y a tracción ( $f_{ctd}$ ) de 1060 kPa mostrados con anterioridad.

El modelo elaborado en FAGUS 9 ofrece ks resultados mostrados en las siguientes páginas, en los que se comprueba que los cálculos realizados a mano coinciden y que no se superan los valores de las resistencias de diseño del material y las correspondientes deformaciones.

**Se verifica la comprobación de tensiones y deformaciones.**

FAGUS	Página 1
Losa100cm-Galeria-Desdoblamiento-Deba-v01	12.03.24, 15:34
TYPESA Técnica y Proyectos SA - E-28043 Madrid	Fagus-9 - Rel. 234 (0)



**Verif. estado de tens. Sección (Viga): ST-100CM**

**Esfuerzos**

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal			Esfuerzos de corte y torsión			Observaciones
			N [kN]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	T [kNm]	
1	AP5		-56.0	-140.3	-				-

- : Cálculo a flexión simple según eje y !!

**Parámetros de análisis AP5 Código: Código Estructural 2021**

ID	σ-ε-Diagrama				Límites de deformación			Factores de la resistencia						Otros valores	
	c	s	p	M	ε <sub>c2</sub> [‰]	ε <sub>c3</sub> [‰]	ε <sub>ud</sub> [‰]	σ <sub>s</sub> [N/mm²]	α <sub>cc</sub> [-]	γ <sub>c</sub> [-]	γ <sub>s</sub> [-]	γ <sub>p</sub> [-]	γ <sub>M</sub> [-]	θ [-]	φ [-]
AP5	1/1	1	1	1				200.	1.	1.	1.	1.	1.	45.	0.

**Deformaciones y tensiones extremas**

Nombre	Clase	y <sub>q</sub> [m]	z <sub>q</sub> [m]	ε [‰]	σ <sub>d</sub> [N/mm²]	γ [-]
RQS	HM30	-0.5	0.	-0.027	-0.898	1.00
RQS	HM30	0.5	1.	0.024	0.786	1.00

**Tensiones y deformaciones en último paso de la iteración**

N [kN]	Esfuerzos		Deformación y curvatura			Valores rigidez		
	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]	ε <sub>x</sub> [‰]	χ <sub>y</sub> [km <sup>-1</sup> ]	χ <sub>z</sub> [km <sup>-1</sup> ]	N/ε <sub>x</sub> [kN]	M <sub>y</sub> /χ <sub>y</sub> [kNm²]	M <sub>z</sub> /χ <sub>z</sub> [kNm²]
-56.	-140.3	0.	-0.002	-0.1	0	33000000.	2750000.	* 2750000.

	Nr.:
--	------

\\192.168.55.61\9966\3-WIPR\3-1-F1\3-1-1-NOGRACTIVIDADES\ACT-06-ESTRUCTURAS\01- PROLONGACION GALERIA\01- ALZADOS\FAGUS\Muro-A\I02-Desd

### 7.2.2. Comprobación del esfuerzo cortante

El esfuerzo cortante se comprueba en la sección del borde del apoyo, donde su valor de cálculo en la combinación de ELU para la HIP nº3 son los siguientes es de 233,86 kN.

El hormigón en masa HM-30 tiene las siguientes características de resistencia:

Resistencia de cálculo a compresión:

$$f_{cd,pl} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,8 * \frac{30 \text{ MPa}}{1,50} = 16,00 \text{ MPa}$$

Resistencia de cálculo a tracción, según relación lineal (ec.12.1):

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct} * \frac{f_{ctk 0,05}}{\gamma_c} = 0,80 * \frac{2,00 \text{ MPa}}{1,50} = 1,06 \text{ MPa}$$

En elementos de HM puede considerarse la resistencia a tracción del hormigón en ELU de cortante, siempre que pueda descartarse la rotura frágil y asegurarse una resistencia adecuada.

En la sección con espesor 1,00 m, se tienen unas componentes de la tensión de cálculo tales que...

- Componente normal de la tensión de cálculo, considerando nulo el esfuerzo axil:

$$\sigma_{cp} = 0 \text{ kPa}$$

- Componente tangencial de la tensión de cálculo:

$$\tau_{cp} = k * \frac{V_{ed}}{A_{cc}} = 1,50 * \frac{233,86 \text{ kN}}{1,00 \text{ m}^2} = 350,80 \text{ kPa}$$

Debiendo comprobarse que  $\tau_{cp} \leq f_{cvd}$

Donde, siendo la tensión de compresión límite,

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd,pl} - 2 * \sqrt{f_{ctd,pl} * (f_{ctd,pl} + f_{cd,pl})} = 16,00 - 2 * \sqrt{1,06 * (1,06 + 16,00)} = 7,50 \text{ MPa}$$

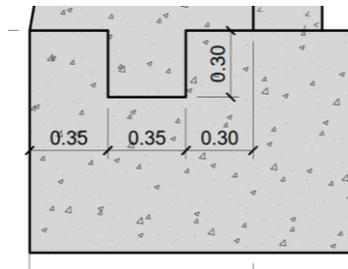
Para  $\sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim}$ , la resistencia de cálculo a cortante y a compresión del hormigón se calcula como...

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} * f_{ctd,pl}} = \sqrt{(1,06 \text{ MPa})^2 + 0 * 1,006 \text{ MPa}} = 1,06 \text{ MPa}$$

**Se cumple la comprobación a cortante**, al verificarse que el valor de la componente tangencial de la tensión de cálculo ( $\tau_{cp}$ ) no supera el valor de la resistencia de cálculo a cortante y a compresión del hormigón ( $f_{cvd}$ ).

### 7.3. LLAVE DE CORTANTE

Se realiza en este punto la comprobación de la llave de cortante, con las dimensiones mostradas en los planos, verificando que en cada cara de la llave no se supera el valor de la componente tangencial de la tensión de cálculo ( $\tau_{cp}$ ) y la resistencia a compresión del hormigón ( $f_{cvd}$ ).



Dimensiones de la llave de cortante

En la sección estudiada, analizando los resultados de los esfuerzos obtenidos en SAP2000 para la combinación en ELU HIP nº3 (con todas las cargas actuando, salvo la sobrecarga de tráfico sobre la parte derecha y considerando un 80% del empuje del terreno sobre la parte derecha), que es la que se considera más desfavorable, el esfuerzo cortante de cálculo tiene el siguiente valor:

- Esfuerzo cortante de cálculo:  $V_{ed} = 78,33 \text{ kN}$

El hormigón en masa HM-30 tiene las siguientes características de resistencia:

Resistencia de cálculo a compresión:

$$f_{cd,pl} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,8 * \frac{30 \text{ MPa}}{1,50} = 16,00 \text{ MPa}$$

Resistencia de cálculo a tracción, según relación lineal (ec.12.1):

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct} * \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = 0,80 * \frac{2,00 \text{ MPa}}{1,50} = 1,06 \text{ MPa}$$

En elementos de HM puede considerarse la resistencia a tracción del hormigón en ELU de cortante, siempre que pueda descartarse la rotura frágil y asegurarse una resistencia adecuada.

Para  $\sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim}$ , considerando nulo el esfuerzo axial siguiendo un criterio conservador. la resistencia de cálculo a cortante y a compresión del hormigón ( $f_{cvd}$ ) se calcula como...

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} * f_{ctd,pl}} = \sqrt{(1,06 \text{ MPa})^2 + 0 * 1,006 \text{ MPa}} = 1,06 \text{ MPa}$$

Se tiene, por tanto, para cada cara, una componente tangencial de la tensión de cálculo ( $\tau_{cp}$ ) tal que:

$$\tau_{cp} = k * \frac{V_{ed}}{A_{cc}} = 1,50 * \frac{78,33 \text{ kN}}{1,00 \text{ m} * 0,35 \text{ m}} = 335,70 \text{ kPa} \rightarrow \text{Se comprueba que } \tau_{cp} \leq f_{cvd}$$

La tensión máxima de compresión ( $\sigma_{x_{max,c}}$ ) se obtiene como:

$$\sigma_{x_{max,c}} = \frac{-N_x}{A} = \frac{-78,33 \text{ kN}}{1,00 \text{ m} * 0,35 \text{ m}} = -223,80 \text{ kPa} \rightarrow \text{Se comprueba que } \sigma_{x_{max,c}} \leq f_{cd,pl}$$

**Se cumplen las comprobaciones** de la llave de cortante planteada.