



PAYMACOTAS

Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

---

# **ANEJO 13:**

# **CÁLCULOS ESTRUCTURALES**



## ÍNDICE

<b>1.</b>	<b>OBJETO</b> .....	<b>3</b>
<b>2.</b>	<b>SOFTWARE</b> .....	<b>3</b>
<b>3.</b>	<b>DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS</b> .....	<b>3</b>
3.1.	Esquema general .....	3
3.2.	Aliviadero-bombeo Panes.....	5
3.3.	Aliviadero-bombeo Siejo.....	5
3.4.	Aliviadero final .....	6
<b>4.</b>	<b>PARÁMETROS DE DISEÑO</b> .....	<b>7</b>
4.1.	Terreno.....	7
4.2.	Nivel freático .....	7
4.3.	Cargas.....	7
4.4.	Características del hormigón armado .....	8
<b>5.</b>	<b>PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO</b> .....	<b>9</b>
5.1.	Hipótesis de cálculo .....	9
5.2.	Módulo de balasto .....	9
5.3.	Flotabilidad.....	11
5.3.1.	Aliviadero final .....	11
5.3.2.	Aliviadero de Panes .....	12
5.3.3.	Aliviadero de Siejo.....	12
<b>6.</b>	<b>CÁLCULO MECÁNICO DE TUBERÍAS</b> .....	<b>13</b>
6.1.	Introducción .....	13
6.2.	Parámetros de diseño .....	13
6.3.	Resumen de resultados .....	13

## APÉNDICES

Apéndice 1: Cálculo estructural del aliviadero-bombeo de Panes

Apéndice 2: Cálculo estructural del aliviadero-bombeo de Siejo

Apéndice 3: Cálculo estructural del aliviadero final

Apéndice 4: Cálculo mecánico de tuberías



## 1. OBJETO

En el presente *Anejo 13: "Cálculos estructurales"* del proyecto de "**Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes, T.M. de Peñamellera Baja (Asturias)**" se realiza la comprobación de la resistencia estructural de las construcciones incluidas en el proyecto.

Los datos del terreno se han obtenido del *Anejo 2: "Estudio geotécnico"*, las cargas usadas se han establecido de acuerdo al DB SE-AE y los cálculos se han realizado de acuerdo a la EHE-08 y al DB SE-C.

## 2. SOFTWARE

Para realizar los cálculos estructurales y mecánicos se han utilizado las siguientes aplicaciones informáticas:

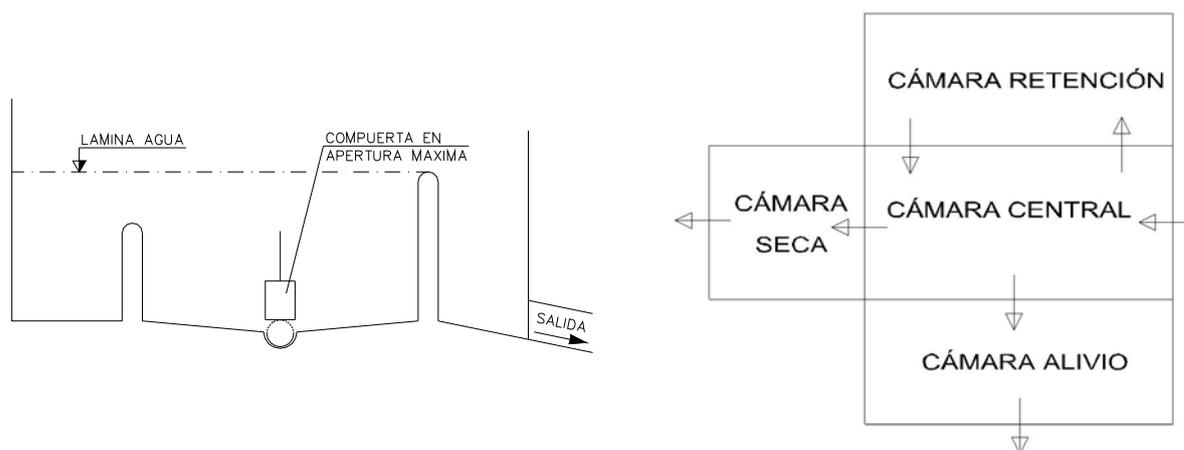
- Aliviaderos y bombeos: CYPE 2010
- Cálculo mecánico de tuberías: aplicación proporcionada por la Asociación de Tubos de Hormigón Armado (ATHA), versión 2.02<sup>a</sup>.

## 3. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

El proyecto incluye la realización de tres aliviaderos, cuya función es impedir que las aguas pluviales que entren en la red unitaria durante los aguaceros lleguen hasta la EDAR. En estos aliviaderos se retiene parte de las aguas de lluvia y se asegura conseguir una disolución adecuada antes de su vertido directo al río. Dos de estos aliviaderos cuentan con bombeos para elevar la cota de agua. Los aliviaderos están definidos en el *Plano 7: "Estructuras hidráulicas"* de este Proyecto.

### 3.1. Esquema general

De forma habitual los aliviaderos son construcciones enterradas de hormigón armado. En la parte superior pueden estar abiertos, pero normalmente se dispone una losa y los accesos a su interior se realizan a través de una caseta. Dada la carga contaminante de las aguas residuales el hormigón debe ser del tipo HA-30/B/20/IV+Qb de acuerdo a la EHE-08.



Esquema general de un aliviadero

El aliviadero cuenta con varios cuerpos o cámaras para realizar las funciones de regulación del caudal, retención de aguas de lluvia y dilución de carga contaminante.

El agua entra en la cámara central por un tubo de un diámetro mayor que la salida hacia la cámara seca. El paso entre estas dos cámaras normalmente está regulado por una compuerta tajadera, una válvula vortex u otro elemento que regule el caudal de salida. La cámara seca recibe ese nombre porque el agua no la inunda, su función es acceder al elemento que regula el caudal de salida.

En épocas de lluvia al caudal de aguas residuales se le suma el procedente de la escorrentía superficial. Antes de que se produzca el vertido se debe asegurar que la carga contaminante se diluya en un volumen suficiente de agua, por lo que el aliviadero tiene que tener un volumen mínimo. La retención se consigue en parte con la cámara central, que normalmente se complementa con una o varias cámaras de retención. Entre la cámara central y la cámara de retención existe un muro de altura acotada, por encima del cual puede desbordar el agua. El retorno se produce por un tubo de pequeño diámetro situado en el punto bajo y que cuenta con una clapeta antirretorno. La cámara de retención ayuda al mantenimiento del aliviadero, ya que reduce el volumen de la cámara central (que facilita su autolimpieza) y la propia cámara de retención se puede limpiar una vez vaciada.

Entre la cámara central y la cámara de alivio también existe un muro de altura acotada, dispuesto a mayor cota que el de la cámara de retención. Con caudales importantes el nivel del agua sube por encima del labio del alivio y empieza a desbordar con una carga contaminante muy diluida. Desde esta cámara sale un tubo de diámetro similar al que entra en el aliviadero y que vierte a un cauce fluvial.

En este proyecto en dos de los aliviaderos además se disponen bombeos para elevar el agua. En estos casos la regulación se consigue con el propio bombeo, por lo que no se necesita la cámara seca. Las bombas se disponen en una cámara de bombeo inundable y el agua sale por una tubería a presión. También se dispone una cámara de llaves para la regulación de la tubería a presión.



### 3.2. Aliviadero-bombeo Panes

A este aliviadero llegan los vertidos de la mayor parte de la red unitaria del núcleo de Panes y los de la localidad de Colosía, estos últimos considerados ya aliviados. También se ha diseñado previendo la posible incorporación en el futuro de los vertidos aliviados del resto de núcleos del concejo de Peñamellera Baja situados aguas arriba (Suarias, parroquia de Abándames, parroquia de Tobes y parroquia de Cuñaba).

Al aliviadero entra el colector de Panes con un diámetro de 1.500 mm a la cota 17,47. La cámara central tiene una longitud de 7,00, una anchura de 1,18 y una pendiente del 2%.

El labio de vertido a la cámara de retención se sitúa a la cota 19,00. Esta cámara tiene unas dimensiones de 7,00 m por 4,60 m. De la cámara de retención el agua retorna a la cámara central con una canaleta de 300 mm. de anchura con una clapeta antiretorno en su extremo. En la cámara de retención se dispone un limpiador basculantes para facilitar la limpieza automática de la cámara.

El labio de alivio se sitúa a la cota 19,50. La cámara de alivio tiene unas dimensiones de longitud de 7,00 una anchura de 2,00 y una pendiente del 2%. El vertido se realiza a la cota 17,93. La salida del aliviadero se realiza con una tubería de diámetro 1.200 mm, pendiente mínima del 0,60% y longitud 14,40 m.

Las aguas de la cámara central pasan a la cámara de bombeo por un conducto con diámetro de entrada 400 mm y que dispone de una compuerta tajadera (para cerrar manualmente la entrada de agua a la cámara de bombeo).

Sobre el aliviadero se dispone una caseta de dimensiones 6,35 m por 5,30 m. La urbanización se realiza a la cota 23,40. Se dispone una acera perimetral a la caseta, acceso mediante un camino de hormigón ranurado y dos pequeñas sendas, completándose la urbanización con una zona verde. El acceso se realiza desde la zona de aparcamiento de El Tilo en Panes.

Para realizar este aliviadero es necesario demoler las instalaciones de la antigua EDAR fuera de servicio y parte del aparcamiento de El Tilo.

### 3.3. Aliviadero-bombeo Siejo

A este aliviadero llegan los vertidos de Siejo y parte de los de Panes. También se ha diseñado previendo la posible incorporación en el futuro de los vertidos aliviados provenientes de Alevia.

Al aliviadero entra la incorporación de Siejo con un diámetro de 1.000 mm a la cota 14,00. La cámara central tiene una longitud de 6,00, una anchura de 3,00 y una pendiente del 1%.

El labio de alivio se sitúa a la cota 18,75. La cámara de alivio tiene unas dimensiones de 6,00 m por 2,00 m y una pendiente del 5%. El vertido se realiza a la cota 17,75. La salida del aliviadero se realiza con una tubería de diámetro 1.000 mm, pendiente mínima del 0,50% y longitud 64,80 m.

Sobre el aliviadero se dispone un vestíbulo de entrada dispuesto a media ladera y construido en hormigón con dimensiones exteriores 9,50 m por 5,90 m. La entrada se realiza



a la cota 22,50 desde una callejuela paralela a la carretera nacional N-621 y que comunica con la carretera autonómica AS-114. Se dispone firme de hormigón como reposición del firme existente y se planta una zona verde alrededor. La parte superior se encuentra a la altura de la carretera nacional N-621 a la cota 27,00 y también se urbaniza. Se dispone acera con ancho 3,50 m en el borde de la N-621; la parte superior del aliviadero con dimensiones queda como una pequeña plazoleta con dimensiones de 9,70 por 5,90 rematada con acera, una bancada con luminarias y con los desniveles protegidos con barandilla de altura 1,10 m. Se dispone una escalera de anchura 1,50 m para bajar a la calle inferior.

### **3.4. Aliviadero final**

A este aliviadero llegan los vertidos de un parte de la red unitaria del núcleo de Panes y los de la localidad de Cimiano, además llegan los vertidos ya aliviados del resto de Panes y de Siejo y Colosía. También se ha diseñado previendo la posible incorporación en el futuro de los vertidos aliviados del resto de núcleos del concejo de Peñamellera Baja situados aguas arriba (Suarias, Alevia, parroquia de Abándames, parroquia de Tobes y parroquia de Cuñaba).

Al aliviadero entra el colector general con un diámetro de 1.000 mm a la cota 23,14. La cámara central tiene una longitud de 5,00 m., una anchura de 1,50 y una pendiente del 2%.

El labio de vertido a la cámara de retención se sitúa a la cota 24,75 m. Esta cámara tiene unas dimensiones de 3,00 m. por 5,00 m. De la cámara de retención el agua retorna a la cámara central con una canaleta de 300 mm. con una clapeta antiretorno en su extremo. En la cámara de retención se dispone un limpiador basculante para facilitar la limpieza automática de la cámara.

El labio de alivio se sitúa a la cota 25,25. La cámara de alivio tiene unas dimensiones de 1,50 m. por 5,00 m. y una pendiente del 2%. El vertido se realiza a la cota 23,65. La salida del aliviadero se realiza con una tubería de diámetro 1.000 mm., pendiente mínima del 0,70% y longitud 132,00 m.

Las aguas de la cámara central pasan a la cámara seca regulada mediante válvula tajadera con diámetro de entrada 500 mm. Esta cámara tiene unas dimensiones de 2,50 m por 2,50 m. De la cámara seca las aguas se dirigen a la nueva EDAR proyectada con un colector de diámetro 400 mm diámetro, pendiente mínima del 0,30% y longitud 31,20 m.

Sobre el aliviadero se dispone una caseta de dimensiones 5,80 m por 5,50 m. La urbanización se realiza a la cota 31,50. Se dispone una acera perimetral a la caseta, zahorra y suelo cemento para el acceso y se planta una zona verde alrededor. El perímetro se cierra con valla de 2,00 m de altura. El acceso se realiza desde la zona del silo de fundentes para mantenimiento de la carretera nacional N-621.



## 4. PARÁMETROS DE DISEÑO

### 4.1. Terreno

El estudio del terreno se realiza en el *Anejo 2: "Estudio geotécnico"*. En las zonas dónde se disponen las estructuras el terreno está formado por materiales eluviales y aluviales, con un sustrato rocoso formado por areniscas y limolitas permotriásicas que no es seguro que se alcance. Para quedar dentro de la seguridad se considerará que la cimentación no llega al sustrato rocoso en el cálculo de los aliviaderos bombeos de Panes y Siejo. En cuanto al aliviadero final, de acuerdo al estudio geotécnico, la cimentación de este se efectuará sobre las areniscas y limonitas permotriásicas, por lo que se considera un terreno de mayor capacidad portante.

En el estudio geotécnico los materiales aluviales se describen principalmente como gravas mal graduadas con arenas y pocos finos, mientras que los materiales eluviales mayoritariamente como arenas arcillosas; aunque en ambos casos con cierto grado de heterogeneidad. Ambos materiales se consideran de excavabilidad fácil, con taludes 1H/1V para profundidad mayor de 1,5 m. Las presiones admisibles para cimentaciones superficiales ( $q_{adm}$ ) son del orden de 1 a 2 kp/cm<sup>2</sup>.

De acuerdo a estos datos se considera que queda del lado de la seguridad suponer para los cálculos un terreno de granular con los siguientes parámetros obtenidos del estudio geotécnico y del Anejo D del DB SE-C:

Parámetro	Notación	Valor parámetro
Peso específico aparente	$\gamma_{ap}$	18 kN/m <sup>3</sup>
Huecos		30%
Peso específico sumergido		11 kN/m <sup>3</sup>
Ángulo de rozamiento interno		30°
Permeabilidad		10 <sup>-6</sup> m/s

### 4.2. Nivel freático

Aunque el nivel freático es variable se supone del lado de la seguridad que se sitúa 3 m. por debajo de la cota del terreno.

### 4.3. Cargas

Los valores de los pesos específicos de los materiales y de las sobrecargas vienen definidos en el DB SE-AE y en la EHE-08.



PAYMACOTAS

## Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

### Peso propio:

Material o elemento	Peso propio
Hormigón armado	25 kN/m <sup>3</sup>
Fábrica de ladrillo cerámico hueco	12 kN/m <sup>3</sup>
Cubierta de teja	3 kN/m <sup>2</sup>
Forjado 25+5	4 kN/m <sup>2</sup>
Mortero	23 kN/m <sup>3</sup>
Aislamiento lana de roca	0,02 kN/m <sup>2</sup>
Sándwich acústico	0,03 kN/m <sup>2</sup>
Agua	10 kN/m <sup>3</sup>

### Sobrecargas:

Elemento	Sobrecarga (repartida con parte proporcional de puntual)
Zona tráfico vehículos	4 kN/m <sup>2</sup>
Interior construcciones	2 kN/m <sup>2</sup>
Cubierta	1 kN/m <sup>2</sup>

#### **4.4. Características del hormigón armado**

De acuerdo a la EHE-08 las características del hormigón armado que se empleará son las siguientes:



ESTRUCTURAS DE HORMIGON EN MASA, ARMADO O PRETENSADO CUADRO DE CARACTERISTICAS ADECUADO A LA INSTRUCCION "EHE-08".					
HORMIGON					
ELEMENTOS ESTRUCTURALES	Tipo de hormigón	Nivel de control	Recubrimiento nominal (mm)	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma_c$ )	
Losas cimentación	HA-30/B/20/IV + Qb	ESTADÍSTICO	50	1,5	
Muros	HA-30/B/20/IV + Qb	ESTADÍSTICO	50	1,5	
Losas cierre	HA-30/B/20/IV + Qb	ESTADÍSTICO	50	1,5	
ACERO					
ELEMENTOS ESTRUCTURALES	Tipo de acero	Nivel de control	El acero a emplear en las armaduras deberá estar certificado		Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma_s$ )
Toda la obra	B 500-S	NORMAL			1,15
EJECUCION					
Nivel de control de la ejecución	Coeficientes parciales de seguridad para la comprobación de Estados Límite Últimos				
	TIPO DE ACCION	Situación permanente o transitoria		Situación accidental	
NORMAL			Ef. favorable	Ef. desfavorable	Ef. favorable
	Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,6$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
	Permanente	$\gamma_Q = 1,00$	$\gamma_Q = 1,5$	$\gamma_Q = 1,00$	$\gamma_Q = 1,00$

## 5. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

### 5.1. Hipótesis de cálculo

Para la comprobación de los aliviaderos se realizan tres hipótesis:

- Aliviadero vacío: condicionará el dimensionamiento de los muros externos y se debe comprobar que no haya flotabilidad; también condicionará el armado superior de la losa de cimentación.
- Aqua a cota del labio de la cámara de retención: condicionará el dimensionamiento del muro situado entre la cámara central y la cámara de retención.
- Aqua a cota de vertido: condicionará el dimensionamiento del muro situado entre la cámara central y la cámara de alivio y el resto de muros internos; también condicionará la losa de cimentación.

### 5.2. Módulo de balasto

El modulo de balasto indicado en las características del terreno se refiere a una placa de 30 x 30 cm. Para otras dimensiones este módulo varía (disminuye al aumentar las dimensiones de la cimentación).



El procedimiento para el cálculo del módulo de balasto se explica en el DB SE-C (Anejo E.5).

La formulación es la siguiente para suelos granulares:

$$k_{sB} = k_{sp30} \left( \frac{B + 0,3}{2 \cdot B} \right)^2$$

$$k_{sBL} = k_{sB} \cdot \frac{2}{3} \left( 1 + \frac{B}{2 \cdot L} \right)$$

$k_{sB}$  = módulo balasto para zapata cuadrada

$k_{sBL}$  = módulo balasto para zapata rectangular

$k_{sp30}$  = módulo balasto para placa cuadrada 30 cm

B = ancho zapata (m)

L = largo zapata (m)

Para este proyecto se toman los siguientes valores (dimensiones por exceso para quedar del lado de la seguridad):

CÁLCULO DE MÓDULO DE BALASTO EN SUELOS GRANULARES. ALIVIADERO BOMBEO PANES Y ALIVIADERO BOMBEO SIEJO	
MÓDULO BALASTO PLACA 30 cm	DIMENSIONES
Ksp30 = 30 MN/m3	Ancho(B) = 7,50 m Largo (L) = 7,80 m
ZAPATA CUADRADA	ZAPATA RECTANGULAR
$K_{sB} = K_{sp30} \cdot \left( \frac{B + 03}{2 \cdot B} \right)^2$	$K_{sBL} = K_{sB} \cdot \left( 1 + \frac{B}{2 \cdot L} \right)$
Ksb = 8.112,00 kN/m3	Ksbl = 12.012,00 kN/m3
CÁLCULO DE MÓDULO DE BALASTO EN SUELOS GRANULARES, ALIVIADERO FINAL	
MÓDULO BALASTO PLACA 30 cm	DIMENSIONES
Ksp30 = 300 MN/m3	Ancho(B) = 6,10 m Largo (L) = 8,70 m
ZAPATA CUADRADA	ZAPATA RECTANGULAR
$K_{sB} = K_{sp30} \cdot \left( \frac{B + 03}{2 \cdot B} \right)^2$	$K_{sBL} = K_{sB} \cdot \left( 1 + \frac{B}{2 \cdot L} \right)$
Ksb = 82.558,45 kN/m3	Ksbl = 111.501,36 kN/m3



### 5.3. Flotabilidad

En un depósito sumergido una de las comprobaciones que debe realizarse es que su peso es suficiente para evitar elevaciones debido a la subpresión con el depósito vacío.

En el DB SE-C entre los factores parciales (tabla 2.1) no se cita este caso. Se considera que se puede asimilar al caso de deslizamiento, por lo que para este caso debe tener un factor de seguridad igual o superior a 1,5:

$$F_{\text{estabilizadoras}} > 1,50 \times F_{\text{desestabilizadoras}}$$

#### 5.3.1. Aliviadero final

Se calcula en primer lugar el peso de la estructura del aliviadero vacío, considerando el peso de los muros y losas de hormigón armado, considerando que el peso propio del hormigón armado es de 25 kN/m<sup>3</sup>.

En este caso, el peso de los muros es:

$$134,75 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3.368,75 \text{ kN}$$

Y el peso de las losas es de:

$$41,25 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1.031,25 \text{ kN}$$

Con lo que el peso total de la estructura, vacía, será de:

$$3.368,75 \text{ kN} + 1.031,25 \text{ kN} = 4.400,00 \text{ kN}$$

En cuanto al empuje debido a la subpresión (teniendo un nivel freático situado a una profundidad de 3,00 m.), consideraremos que sobre la losa inferior situada a la cota 22,51 la subpresión es de 59,90 kN/m<sup>2</sup>, mientras que sobre la losa situada a la cota 23,15 la subpresión es de 53,50 kN/m<sup>2</sup>. Con las dimensiones detalladas a continuación de cada una de estas losas obtenemos el empuje debido a la subpresión:

$$(5,60 \times 5,80 + 2,90 \times 3,30) \text{ m}^2 \times 59,90 \text{ kN/m}^2 = 2.518,80 \text{ kN}$$

$$(1,90 \times 5,80) \text{ m}^2 \times 53,50 \text{ kN/m}^2 = 589,57 \text{ kN}$$

Por lo que el empuje total debido a la subpresión será:

$$2.518,80 \text{ kN} + 589,57 \text{ kN} = 3.108,37 \text{ kN}$$

Con el factor de seguridad considerado (1,5), comprobamos que se cumple la condición:

$$3.108,37 \text{ kN} \times 1,50 = 4.662,55 \text{ kN} > 4.400,00 \text{ kN}$$



Por tanto, en este caso obtenemos un coeficiente de seguridad de 1,42. No obstante, en el cálculo no se ha considerado el peso de los recrecidos de hormigón necesarios para conseguir las pendientes definidas en cada una de las cámaras, ni el peso propio de la caseta, por lo que puede considerarse que el resultado obtenido es aceptable.

### 5.3.2. Aliviadero de Panes

Se calcula en primer lugar el peso de la estructura del aliviadero vacío, considerando el peso de los muros y losas de hormigón armado, considerando que el peso propio del hormigón armado es de 25 kN/m<sup>3</sup>.

En este caso, el peso de los muros es:

$$124,45 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3.111,25 \text{ kN}$$

Y el peso de las losas es de:

$$58,93 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1.473,25 \text{ kN}$$

Con lo que el peso total de la estructura, vacía, será de:

$$3.111,25 \text{ kN} + 1.473,25 \text{ kN} = 4.584,50 \text{ kN}$$

En cuanto al empuje debido a la subpresión, consideraremos los siguientes empujes sobre las respectivas losas:

$$(7,80 \times 7,50) \text{ m}^2 \times 35,70 \text{ kN/m}^2 = 2.088,45 \text{ kN}$$

$$(3,33 \times 2,60) \text{ m}^2 \times 41,70 \text{ kN/m}^2 = 361,04 \text{ kN}$$

$$(7,80 \times 2,40) \text{ m}^2 \times 29,00 \text{ kN/m}^2 = 542,88 \text{ kN}$$

Por lo que el empuje total debido a la subpresión será:

$$2.088,45 \text{ kN} + 361,04 \text{ kN} + 542,88 \text{ kN} = 2.992,37 \text{ kN}$$

Con el factor de seguridad considerado (1,5), comprobamos que se cumple la condición:

$$2.992,37 \text{ kN} \times 1,50 = 4.488,55 \text{ kN} < 4.584,50 \text{ kN}$$

### 5.3.3. Aliviadero de Siejo

Se calcula en primer lugar el peso de la estructura del aliviadero vacío, considerando el peso de los muros, muros pantalla y losas de hormigón armado, considerando que el peso propio del hormigón armado es de 25 kN/m<sup>3</sup>.

En este caso, el peso de los muros, incluyendo la caseta para las instalaciones es:

$$65,27 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1631,78 \text{ kN}$$



Y el peso de las losas es de:

$$57,73 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1443,28 \text{ kN}$$

Mientras que el peso de los muros pantalla es:

$$328,68 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 8217,00 \text{ kN}$$

Con lo que el peso total de la estructura, vacía, será de:

$$1631,78 \text{ kN} + 1443,28 \text{ kN} + 8217,00 \text{ kN} = 11292,06 \text{ kN}$$

En cuanto al empuje debido a la subpresión, consideraremos el empuje sobre la superficie total a la cota de la cimentación:

$$(8,90 \times 5,30) \text{ m}^2 \times 65 \text{ kN/m}^2 = 3066,05 \text{ kN}$$

Con el factor de seguridad considerado (1,5), comprobamos que se cumple la condición:

$$3066,05 \text{ kN} \times 1,50 = 4599,075 \text{ kN} < 11292,06 \text{ kN}$$

## 6. CÁLCULO MECÁNICO DE TUBERÍAS

### 6.1. Introducción

El objeto del presente cálculo es establecer para los tubos de hormigón utilizados una relación entre la altura de relleno y la clase resistente según la ASTM.

Dado que la clase resistente mínima será de Clase III, simplemente se comprobará para cada diámetro propuesto la altura máxima de relleno para la cual sería válida una Clase III.

### 6.2. Parámetros de diseño

Dado que las tuberías se apoyarán embebidas en hormigón con una profundidad mínima de  $De/4$  y que el relleno se compactará al 95% P.N, se supone un factor de apoyo de 2,8.

Para los cálculos se supone que el relleno es arena arcillosa.

Se considera una sobrecarga de un eje simple de 70 Kn (7t)

### 6.3. Resumen de resultados

A continuación se incluye una tabla resumen de las alturas de relleno mientras que en el Apéndice 4 se detallan los cálculos efectuados:



PAYMACOTAS

## Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

$\Phi$ (mm)	H <sub>Max</sub> Clase III (m)
300	6
400	6
600	7
700	6
800	7
1.000	8
1.200	7
1.500	7

Llanera, Septiembre de 2010

El Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Autor del Proyecto

Fdo.: Francisco José Caso García



PAYMACOTAS

## APÉNDICES



## APÉNDICE 1:

# CÁLCULO ESTRUCTURAL DEL ALIVIADERO- BOMBEO DE PANES



## 1. CÁLCULO DE LOS MUROS DE HORMIGÓN

### 1. Datos generales de la estructura

Proyecto: Aliviadero-bombeo Panes. Modelo completo

### 2. Datos geométricos de grupos y plantas

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
6	Cubierta	6	Cubierta	2.90	-0.00
5	Intermedia	5	Intermedia	1.00	-2.90
4	Labio alivio	4	Labio alivio	0.50	-3.90
3	Labio retención	3	Labio retención	1.07	-4.40
2	Alivio	2	Alivio	0.60	-5.47
1	Retención	1	Retención	0.60	-6.07
0	Bombeo				-6.67

### 3. Datos geométricos de pilares, pantallas y muros

#### 3.1. Muros

- Las coordenadas de los vértices inicial y final son absolutas.
- Las dimensiones están expresadas en metros.



Datos geométricos del muro

Referencia	Tipo muro	GI- GF	Vértices	Planta	Dimensiones
M1	Muro de hormigón armado	0-6	( 0.20, 6.90) ( 0.20, 10.05)	6	0.2+0.2=0.4
				5	0.2+0.2=0.4
				4	0.2+0.2=0.4
M2	Muro de hormigón armado	0-6	( 0.20, 9.60) ( 4.05, 9.60)	6	0.2+0.2=0.4
				5	0.2+0.2=0.4
				4	0.2+0.2=0.4
M3	Muro de hormigón armado	0-6	( 0.20, 7.40) ( 4.00, 7.40)	6	0.2+0.2=0.4
				5	0.2+0.2=0.4
				4	0.2+0.2=0.4
M4	Muro de hormigón armado	0-6	( 3.53, 7.40) ( 3.53, 9.60)	6	0.2+0.2=0.4
				5	0.2+0.2=0.4
				4	0.2+0.2=0.4
M6	Muro de hormigón armado	1-6	( 3.53, 2.50) ( 12.25, 2.50)	6	0.2+0.2=0.4
				5	0.2+0.2=0.4
M8	Muro de hormigón armado	1-4	( 3.53, 9.60) ( 11.20, 9.60)	4	0.2+0.2=0.4
M9	Muro de hormigón armado	2-6	( 3.53, 9.60) ( 3.53, 13.05)	6	0.2+0.2=0.4
				5	0.2+0.2=0.4
M10	Muro de hormigón armado	2-6	( 10.93, 9.60) ( 10.93, 13.15)	6	0.2+0.2=0.4
				5	0.2+0.2=0.4
M11	Muro de hormigón armado	2-6	( 3.53, 12.00) ( 10.93, 12.00)	6	0.2+0.2=0.4
				5	0.2+0.2=0.4
M13	Muro de hormigón armado	1-3	( 3.85, 7.45) ( 11.50, 7.45)	3	0.15+0.15=0.3



M5	Muro de hormigón armado	1-6	( 3.53, 2.50) ( 3.53, 7.40)	6	0.2+0.2=0.4
				5	0.2+0.2=0.4
M7	Muro de hormigón armado	1-6	( 10.93, 2.50) ( 10.93, 7.45)	6	0.2+0.2=0.4
				5	0.2+0.2=0.4
M12	Muro de hormigón armado	1-6	( 10.93, 7.45) ( 10.93, 9.60)	6	0.2+0.2=0.4
				5	0.2+0.2=0.4

Empujes y zapata del muro

Referencia	Empujes	Zapata del muro
M1	Empuje izquierdo: Terreno Empuje derecho:	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles
M2	Empuje izquierdo: Terreno Empuje derecho:	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles
M3	Empuje izquierdo: Nivel agua bombas Empuje derecho:	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles
M4	Empuje izquierdo: Nivel agua bombas Empuje derecho:	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles
M6	Empuje izquierdo: Nivel agua retención Empuje derecho:	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles



PAYMACOTAS

## Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

M8	Empuje izquierdo: Sin empujes Empuje derecho:	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles
M9	Empuje izquierdo: Terreno Empuje derecho:	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles
M10	Empuje izquierdo: Nivel agua alivio Empuje derecho:	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles
M11	Empuje izquierdo: Terreno Empuje derecho:	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles
M13	Empuje izquierdo: Nivel agua labio retencion Empuje derecho:	Viga de cimentación: 0.300 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles
M5	Empuje izquierdo: Terreno Empuje derecho:	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles
M7	Empuje izquierdo: Nivel agua retención Empuje derecho:	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles
M12	Empuje izquierdo: Sin empujes Empuje derecho:	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles



#### 4. Losas y elementos de cimentación

Losas cimentación	Canto (cm)	Módulo balasto (kN/m <sup>3</sup> )	Tensión admisible en situaciones persistentes (MPa)	Tensión admisible en situaciones accidentales (MPa)
Todas	50	12000.00	0.118	0.177

#### 5. Normas consideradas

Hormigón: EHE-08

Aceros conformados: CTE DB-SE A

Aceros laminados y armados: CTE DB-SE A

#### 6. Acciones consideradas

##### 6.1. Gravitatorias

Planta	S.C.U(kN/m <sup>2</sup> )	Cargas muertas(kN/m <sup>2</sup> )
Cubierta	4.0	3.0
Intermedia	2.0	0.0
Labio alivio	2.0	0.0
Labio retención	2.0	0.0
Alivio	2.0	0.0
Retención	2.0	0.0
Bombeo	2.0	0.0

##### 6.2. Hipótesis de carga

Automáticas	Carga permanente Sobrecarga de uso
-------------	---------------------------------------



Adicionales	Referencia	Descripción	Naturaleza
	Q1 Nivel agua (LLeno)	Nivel agua	Sobrecarga de uso
	Q1 Nivel agua (Vacío)	Nivel agua	Sobrecarga de uso
	N1 Nieve	Nieve	Nieve

### 6.3. Empujes en muros

#### Terreno

Una situación de relleno

Carga: Carga permanente

Con nivel freático: Cota -3.00 m

Con relleno: Cota 0.00 m

Ángulo de talud 0.00 Grados

Densidad aparente 18.00 kN/m<sup>3</sup>

Densidad sumergida 11.00 kN/m<sup>3</sup>

Ángulo rozamiento interno 30.00 Grados

Evacuación por drenaje 1.00 %

Carga 1:

Tipo: Uniforme

Valor: 4.00 kN/m<sup>2</sup>

#### Nivel agua bombas

Primera situación de relleno

Carga: Q1 Nivel agua (Vacío)

Con nivel freático: Cota -6.67 m

Segunda situación de relleno

Carga: Q1 Nivel agua (LLeno)



Con nivel freático: Cota -3.55 m

#### Nivel agua retención

Primera situación de relleno

Carga:Q1 Nivel agua (Vacío)

Con nivel freático: Cota -6.07 m

Segunda situación de relleno

Carga:Q1 Nivel agua (LLeno)

Con nivel freático: Cota -3.55 m

#### Nivel agua labio retención

Primera situación de relleno

Carga:Q1 Nivel agua (Vacío)

Con nivel freático: Cota -6.07 m

Segunda situación de relleno

Carga:Q1 Nivel agua (LLeno)

Con nivel freático: Cota -4.40 m

#### Nivel agua labio alivio

Primera situación de relleno

Carga:Q1 Nivel agua (Vacío)

Con nivel freático: Cota -6.07 m

Segunda situación de relleno

Carga:Q1 Nivel agua (LLeno)

Con nivel freático: Cota -3.90 m



## Nivel agua alivio

Primera situación de relleno

Carga:Q1 Nivel agua (Vacío)

Con nivel freático: Cota -5.47 m

Segunda situación de relleno

Carga:Q1 Nivel agua (LLeno)

Con nivel freático: Cota -3.55 m

**6.4. Listado de cargas**Cargas especiales introducidas (en KN, KN/m y KN/m<sup>2</sup>)

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
0	Carga permanente	Puntual	2.45	( 0.80, 8.95)
	Carga permanente	Puntual	2.45	( 0.80, 8.50)
	Carga permanente	Puntual	2.45	( 0.80, 8.05)
	Sobrecarga de uso	Superficial	31.20	( 0.40, 9.40) ( 0.40, 7.60) ( 3.33, 7.60) ( 3.33, 9.40)
1	Carga permanente	Superficial	5.00	( 10.73, 7.30) ( 3.73, 7.30) ( 3.73, 2.70) ( 10.73, 2.70)
	Carga permanente	Superficial	1.75	( 3.73, 9.40) ( 3.73, 7.60) ( 10.73, 7.60) ( 10.73, 9.40)
	Sobrecarga de uso	Superficial	23.20	( 10.73, 7.30) ( 3.73, 7.30) ( 3.73, 2.70) ( 10.73, 2.70)
	Sobrecarga de uso	Superficial	23.20	( 3.73, 9.40) ( 3.73, 7.60) ( 10.73, 7.60) ( 10.73, 9.40)
2	Carga permanente	Superficial	1.75	( 3.73, 11.80) ( 3.73, 9.80) ( 10.73, 9.80) ( 10.73, 11.80)
	Sobrecarga de uso	Superficial	18.50	( 3.73, 11.80) ( 3.73, 9.80)



( 10.73, 9.80) ( 10.73, 11.80)

6	Carga permanente Puntual	3.45 ( 3.50, 9.70)
	Carga permanente Puntual	3.45 ( 0.55, 9.70)
	Carga permanente Puntual	3.45 ( 3.50, 6.70)
	Carga permanente Lineal	30.00 ( 0.20, 6.00) ( 6.20, 6.00)
	Carga permanente Lineal	30.00 ( 6.20, 11.10) ( 0.20, 11.10)
	Carga permanente Lineal	30.00 ( 0.20, 11.10) ( 0.20, 6.00)
	Carga permanente Lineal	30.00 ( 6.20, 11.10) ( 6.20, 6.00)
	Sobrecarga de uso Puntual	5.47 ( 0.55, 9.70)
	Sobrecarga de uso Puntual	5.47 ( 3.50, 9.70)
	Sobrecarga de uso Puntual	5.47 ( 3.50, 6.70)
	Sobrecarga de uso Lineal	2.23 ( 0.20, 11.10) ( 0.20, 6.00)
	Sobrecarga de uso Lineal	2.23 ( 0.20, 6.00) ( 6.20, 6.00)
	Sobrecarga de uso Lineal	2.23 ( 6.20, 11.10) ( 0.20, 11.10)
	Sobrecarga de uso Lineal	2.23 ( 6.20, 11.10) ( 6.20, 6.00)
	N1 Nieve Lineal	2.23 ( 6.20, 11.10) ( 6.20, 6.00)
	N1 Nieve Lineal	2.23 ( 6.20, 6.00) ( 0.20, 6.00)
	N1 Nieve Lineal	2.23 ( 0.20, 6.00) ( 0.20, 11.10)
	N1 Nieve Lineal	2.23 ( 0.20, 11.10) ( 6.20, 11.10)

## 7. Estados límite

E.L.U. de rotura. Hormigón	CTE
E.L.S. Fisuración. Hormigón	Categoría de uso: A. Zonas residenciales
E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones	Cota de nieve: Altitud inferior o igual a 1000 m
Tensiones sobre el terreno	Acciones características



Desplazamientos	
-----------------	--

## 8. Situaciones de proyecto

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

- **Con coeficientes de combinación**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

- **Sin coeficientes de combinación**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

Donde:

$G_k$

Acción permanente

$Q_k$

Acción variable

$\gamma_G$

Coficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes

$\gamma_{Q,1}$

Coficiente parcial de seguridad de la acción variable principal

$\gamma_{Q,i}$

Coficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento

( $i > 1$ )



PAYMACOTAS

## Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

$\psi_{p,1}$

Coefficiente de combinación de la acción variable principal

$\psi_{a,i}$

Coefficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento

( $i > 1$ )

### 8.1. Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ ) y coeficientes de combinación ( $\psi$ )

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán:

#### ▪ E.L.U. de rotura. Hormigón: EHE-08

Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
Carga permanente (G)	1.000	1.350	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.500	1.000	0.700
Nieve (Q)	0.000	1.500	1.000	0.500

#### ▪ E.L.S. Fisuración. Hormigón: EHE-08

Cuasipermanente				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )



PAYMACOTAS

### Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	0.300	0.300
Nieve (Q)	0.000	1.000	0.000	0.000

### E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: EHE-08 / CTE DB-SE C

Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
Carga permanente (G)	1.000	1.600	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600	1.000	0.700
Nieve (Q)	0.000	1.600	1.000	0.500

### Tensiones sobre el terreno

Acciones variables sin sismo		
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000
Nieve (Q)	0.000	1.000



## Desplazamientos

Acciones variables sin sismo		
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000
Nieve (Q)	0.000	1.000

## 9. Materiales utilizados

### 9.1.- Hormigones

Para todos los elementos estructurales de la obra: HA-30;  $f_{ck} = 30$  MPa;  $\gamma_c = 1.50$

### 9.2.- Aceros por elemento y posición

Para todos los elementos estructurales de la obra: B 500 S;  $f_{yk} = 500$  MPa;  $\gamma_s = 1.15$

## 10. Armado de muros.

Muro M1: Longitud: 315 cm [Nudo inicial: 0.20;6.90 -> Nudo final: 0.20;10.05]											
Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Cubierta	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Intermedia	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Labio alivio	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Labio retención	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Alivio	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---



PAYMACOTAS

## Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

Retención	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
-----------	------	------------	------------	------------	------------	-----	-----	-----	-----	-------	-----

Muro M2: Longitud: 385 cm [Nudo inicial: 0.20; 9.60 -> Nudo final: 4.05; 9.60]											
Planta	Espesor (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver (cm)	Sep.hor (cm)		
Cubierta	40.0	Ø12c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---
Intermedia	40.0	Ø12c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---
Labio alivio	40.0	Ø12c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---
Labio retención	40.0	Ø12c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---
Alivio	40.0	Ø12c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---
Retención	40.0	Ø12c/10 cm	Ø12c/10 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---

Muro M3: Longitud: 380 cm [Nudo inicial: 0.20; 7.40 -> Nudo final: 4.00; 7.40]											
Planta	Espesor (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver (cm)	Sep.hor (cm)		
Cubierta	40.0	Ø12c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---
Intermedia	40.0	Ø12c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---
Labio alivio	40.0	Ø12c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---
Labio retención	40.0	Ø12c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---
Alivio	40.0	Ø12c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---
Retención	40.0	Ø12c/10 cm	Ø12c/10 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---



PAYMACOTAS

## Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

Muro M4: Longitud: 220 cm [Nudo inicial: 3.53; 7.40 -> Nudo final: 3.53; 9.60]											
Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Cubierta	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	97.3	---
Intermedia	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Labio alivio	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Labio retención	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Alivio	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Retención	40.0	Ø12c/15 cm	Ø12c/15 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	3	Ø10	30	15	100.0	---

Muro M6: Longitud: 872.47 cm [Nudo inicial: 3.53; 2.50 -> Nudo final: 12.25; 2.50]											
Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Cubierta	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Intermedia	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Labio alivio	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Labio retención	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Alivio	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---

Muro M8: Longitud: 767.47 cm [Nudo inicial: 3.53; 9.60 -> Nudo final: 11.20; 9.60]											
Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Labio alivio	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---



PAYMACOTAS

## Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

Labio retención	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Alivio	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---

Muro M9: Longitud: 345 cm [Nudo inicial: 3.53;9.60 -> Nudo final: 3.53;13.05]											
Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Cubierta	40.0	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---
Intermedia	40.0	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---
Labio alivio	40.0	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---
Labio retención	40.0	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---

Muro M10: Longitud: 355 cm [Nudo inicial: 10.93;9.60 -> Nudo final: 10.93;13.15]											
Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Cubierta	40.0	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---
Intermedia	40.0	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---
Labio alivio	40.0	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---
Labio retención	40.0	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---

Muro M11: Longitud: 740 cm [Nudo inicial: 3.53;12.00 -> Nudo final: 10.93;12.00]											
Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Cubierta	40.0	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---



PAYMACOTAS

### Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

Intermedia	40.0	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---
Labio alivio	40.0	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---
Labio retención	40.0	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	1	Ø8	20	20	100.0	---

Muro M13: Longitud: 765 cm [Nudo inicial: 3.85; 7.45 -> Nudo final: 11.50; 7.45]

Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Labio retención	30.0	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm	---	---	---	---	100.0	---
Alivio	30.0	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm	---	---	---	---	92.6	---

Muro M5: Longitud: 490 cm [Nudo inicial: 3.53; 2.50 -> Nudo final: 3.53; 7.40]

Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Cubierta	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Intermedia	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Labio alivio	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Labio retención	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Alivio	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---

Muro M7: Longitud: 495 cm [Nudo inicial: 10.93; 2.50 -> Nudo final: 10.93; 7.45]

Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Cubierta	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---

B31-342A\_113AN01A\_RA.doc



PAYMACOTAS

### Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

Intermedia	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Labio alivio	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Labio retención	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Alivio	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---

Muro M12: Longitud: 215 cm [Nudo inicial: 10.93;7.45 -> Nudo final: 10.93;9.60]

Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Cubierta	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Intermedia	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Labio alivio	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Labio retención	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Alivio	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---

F.C. = El factor de cumplimiento indica el porcentaje de área en el cual el armado y espesor de hormigón son suficientes.



## APÉNDICE 2:

# CÁLCULO ESTRUCTURAL DEL ALIVIADERO- BOMBEO DE SIEJO



## 1. CÁLCULO DE MUROS PANTALLA

### 1.- Norma y materiales

Norma de hormigón: EHE-CTE (España)

Hormigón: HA-30, Control estadístico

Acero: B 500 S, Control Normal

Clase de exposición: Clase IV

Recubrimiento geométrico: 7.0 cm

Tamaño máximo del árido: 20 mm

### 2.- Acciones

Mayoración esfuerzos en construcción: 1.60

Mayoración esfuerzos en servicio: 1.60

Sin análisis sísmico

Sin considerar acciones térmicas en puntales

### 3.- Datos generales

Cota de la rasante: 0.00 m

Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m

Tipología: Muro pantalla de hormigón armado

### 4.- Descripción del terreno

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro pantalla: 0.0 %

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro pantalla: 0.0 %

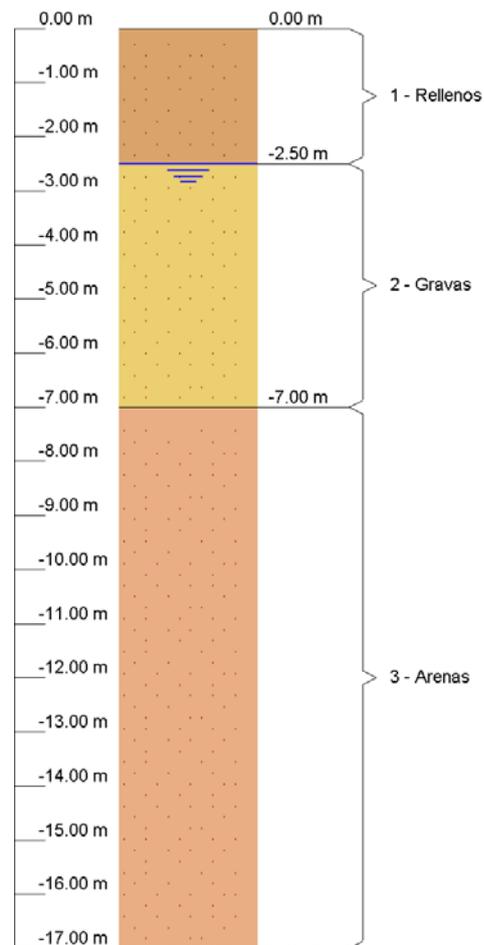


ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coefficientes de empuje
1 - Rellenos	0.00 m	Densidad aparente: 19.0 kN/m <sup>3</sup> Densidad sumergida: 11.0 kN/m <sup>3</sup> Ángulo rozamiento interno: 33 grados Cohesión: 0.00 kN/m <sup>2</sup> Módulo de balasto empuje activo: 50000.0 kN/m <sup>3</sup> Módulo de balasto empuje pasivo: 50000.0 kN/m <sup>3</sup> Gradiente módulo de balasto: 0.0 kN/m <sup>4</sup>	Activo trasdós: 0.29 Reposo trasdós: 0.46 Pasivo trasdós: 3.39 Activo intradós: 0.29 Reposo intradós: 0.46 Pasivo intradós: 3.39
2 - Gravas	-2.50 m	Densidad aparente: 20.0 kN/m <sup>3</sup> Densidad sumergida: 11.0 kN/m <sup>3</sup> Ángulo rozamiento interno: 38 grados Cohesión: 0.00 kN/m <sup>2</sup> Módulo de balasto empuje activo: 100000.0 kN/m <sup>3</sup> Módulo de balasto empuje pasivo: 100000.0 kN/m <sup>3</sup> Gradiente módulo de balasto: 0.0 kN/m <sup>4</sup>	Activo trasdós: 0.24 Reposo trasdós: 0.38 Pasivo trasdós: 4.20 Activo intradós: 0.24 Reposo intradós: 0.38 Pasivo intradós: 4.20
3 - Arenas	-7.00 m	Densidad aparente: 20.0 kN/m <sup>3</sup> Densidad sumergida: 12.0 kN/m <sup>3</sup> Ángulo rozamiento interno: 37 grados Cohesión: 0.00 kN/m <sup>2</sup> Módulo de balasto empuje activo: 90000.0 kN/m <sup>3</sup> Módulo de balasto empuje pasivo: 90000.0 kN/m <sup>3</sup> Gradiente módulo de balasto: 0.0 kN/m <sup>4</sup>	Activo trasdós: 0.25 Reposo trasdós: 0.40 Pasivo trasdós: 4.02 Activo intradós: 0.25 Reposo intradós: 0.40 Pasivo intradós: 4.02



## 5.- Sección vertical del terreno



## 6.- Geometría y justificación de la profundidad de la pantalla

### 6.1.- Características geométricas de la pantalla

Altura total: 16.50 m  
Espesor: 60 cm  
Longitud tramo: 2.50 m



## 6.2.- Profundidad de la pantalla

Evitar problemas de sifonamiento es uno de los principales condicionantes en el diseño de pantallas y en la determinación de la profundidad que debe alcanzar el muro pantalla.

De acuerdo con el Código Técnico, DB SE-Cimentaciones, se establece que la seguridad frente al sifonamiento se estudiará minorando el gradiente crítico del terreno,  $i_{cr}$ , por un factor  $\gamma_M = 2$ .

$$i_r \leq i_{cr} / \gamma_M \quad (6.15)$$

siendo

$i_r$  el gradiente real en sentido vertical, en un determinado punto;

$i_{cr}$  el gradiente que anula la tensión efectiva vertical en dicho punto.

El cálculo del gradiente crítico puede realizarse de acuerdo con la siguiente formulación:

La presión efectiva sobre un terreno es:

$$p' = z \cdot \gamma' - i \cdot z \cdot \gamma_w$$

Cuando la presión efectiva vale 0, se alcanza el gradiente hidráulico crítico, ( $p' = 0$ ):

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

En este caso, la densidad sumergida se ha establecido en  $11 \text{ kN/m}^3$ , por lo que el gradiente crítico vale:

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{11}{10} = 1,10$$

Por otro lado, se define gradiente hidráulico como la relación entre la diferencia de altura piezométrica entre dos puntos de suelo,  $h$ , y la longitud de la línea de filtración del agua,  $l$ , a través del suelo existente entre ellos:

$$i_c = \frac{h}{l}$$



PAYMACOTAS

## Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

En este caso, teniendo en cuenta que se ha estimado el nivel freático a 2,50 m. por debajo de la cota del terreno (+22.50 m), y la profundidad de la excavación es de 9,50 m hasta la cota +13.00, el valor de  $h$  es de 7,00 metros.

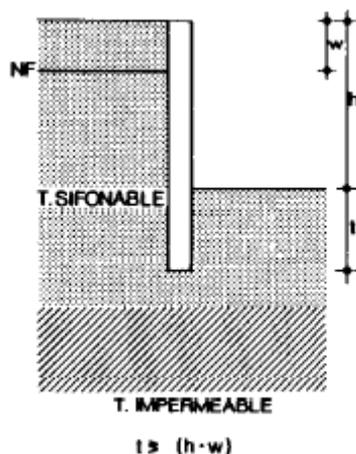
En cuanto al valor de  $l$ , corresponde a la suma del valor de  $h$  más dos veces la profundidad de anclaje de la pantalla.

Aplicando el coeficiente de seguridad de 2 establecido por el CTE, tenemos la siguiente formulación:

$$\frac{i_c}{2} = \frac{h}{l} = \frac{h}{h + 2 \cdot x} = \frac{7}{7 + 2 \cdot x}$$

Resolviendo la ecuación, la profundidad de la pantalla por debajo de la excavación debe ser al menos, de 2,86 metros.

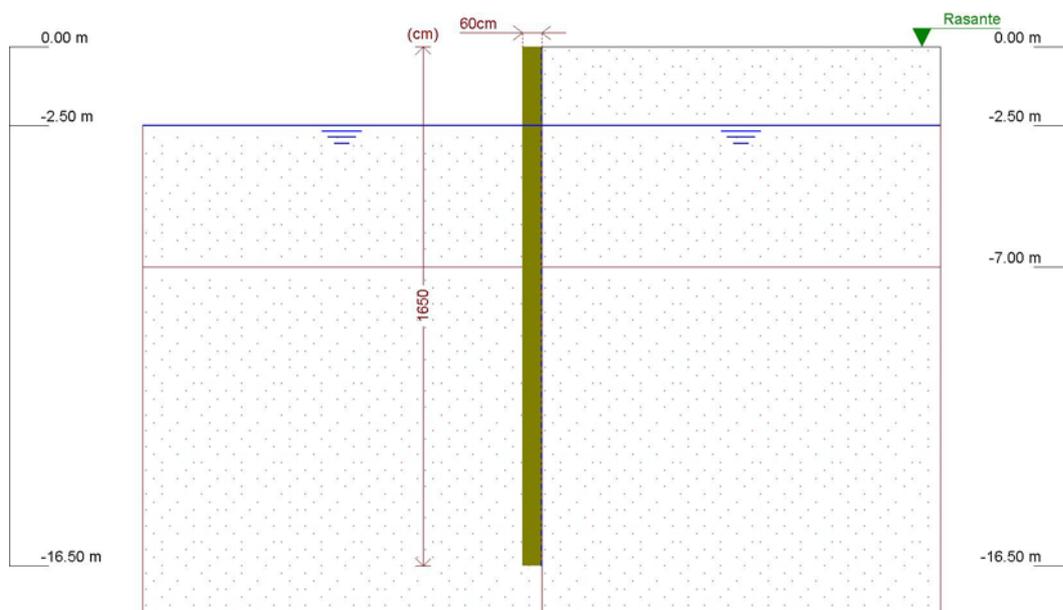
Por otro lado, de acuerdo a la NTE-Pantallas, se establece que en suelos sifonables, la longitud de la pantalla por debajo del fondo de la excavación, debe ser igual a la altura del nivel freático sobre dicho fondo:



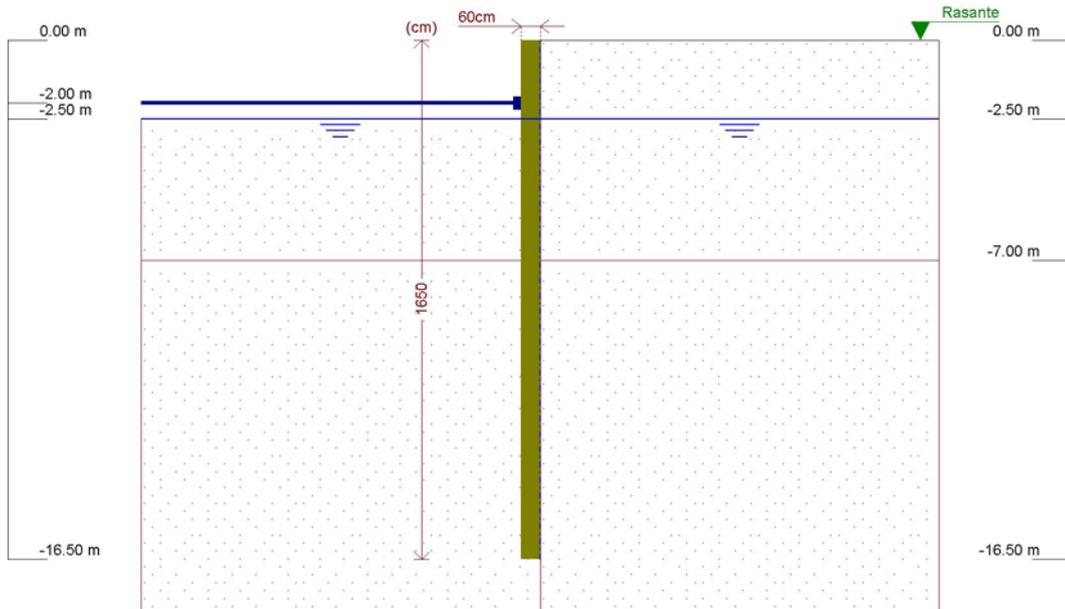
Dado que en este caso la altura del nivel freático sobre el fondo de la excavación es de 7 metros, se adoptará una profundidad de anclaje de otros 7 metros, siendo la profundidad total de la pantalla de 16,50 m (2,5 + 7,0 + 7,0 metros).



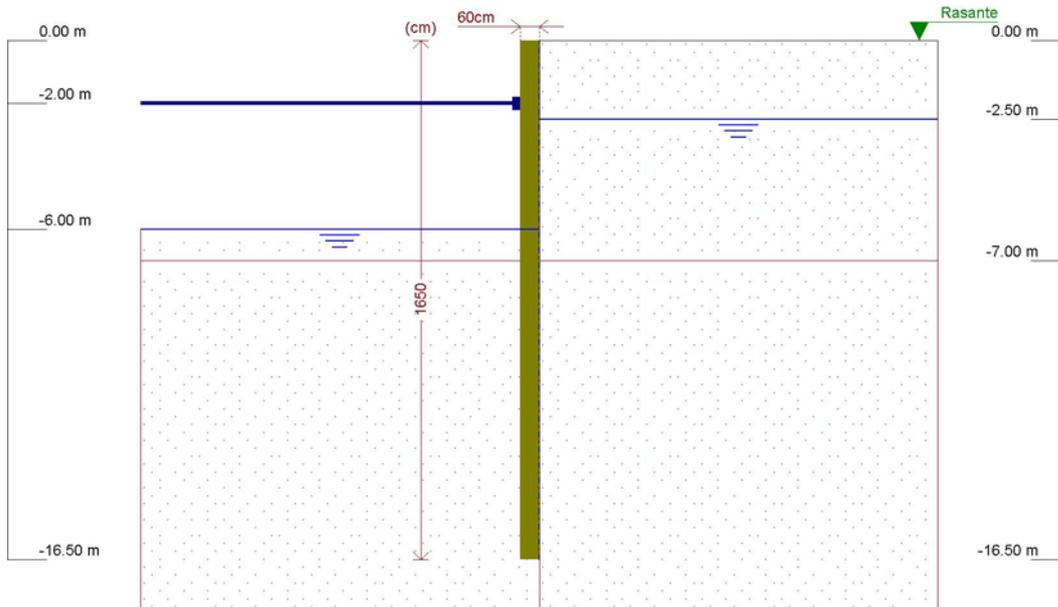
### 7.- Esquema de las fases



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 1	Excavación hasta la cota: -2.50 m	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -2.50 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -2.50 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -2.50 m



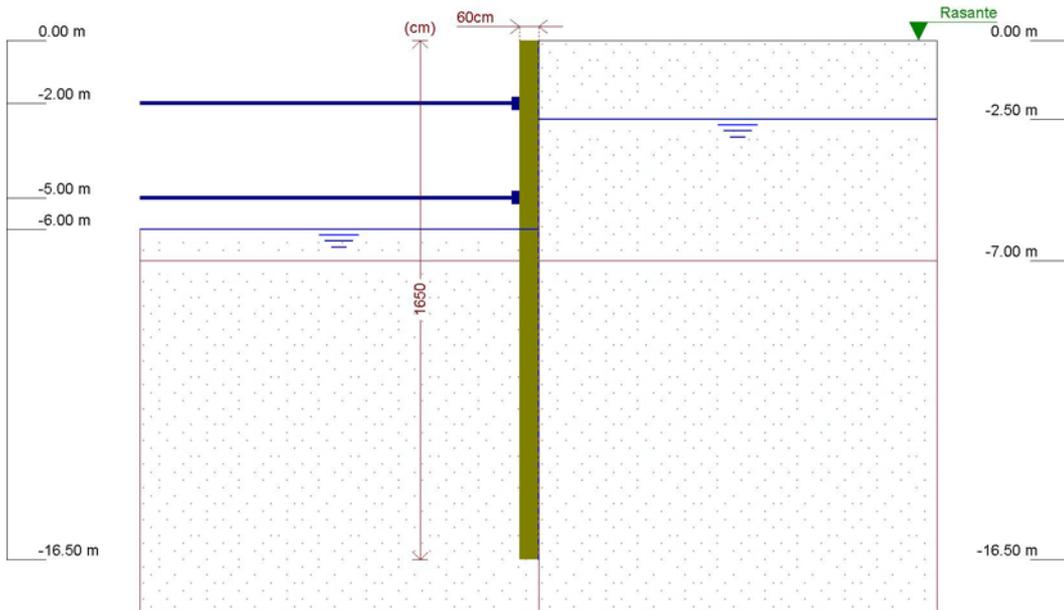
Referencias	Nombre	Descripción
Fase 2	Colocación de puntal en la cota -2.00 m	<p>Tipo de fase: Constructiva</p> <p>Cota de excavación: -2.50 m</p> <p>Con nivel freático trasdós hasta la cota: -2.50 m</p> <p>Con nivel freático intradós hasta la cota: -2.50 m</p>



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 3	Excavación hasta la cota: -6.00 m	<p>Tipo de fase: Constructiva</p> <p>Cota de excavación: -6.00 m</p> <p>Con nivel freático trasdós hasta la cota: -2.50 m</p> <p>Con nivel freático intradós hasta la cota: -6.00 m</p>



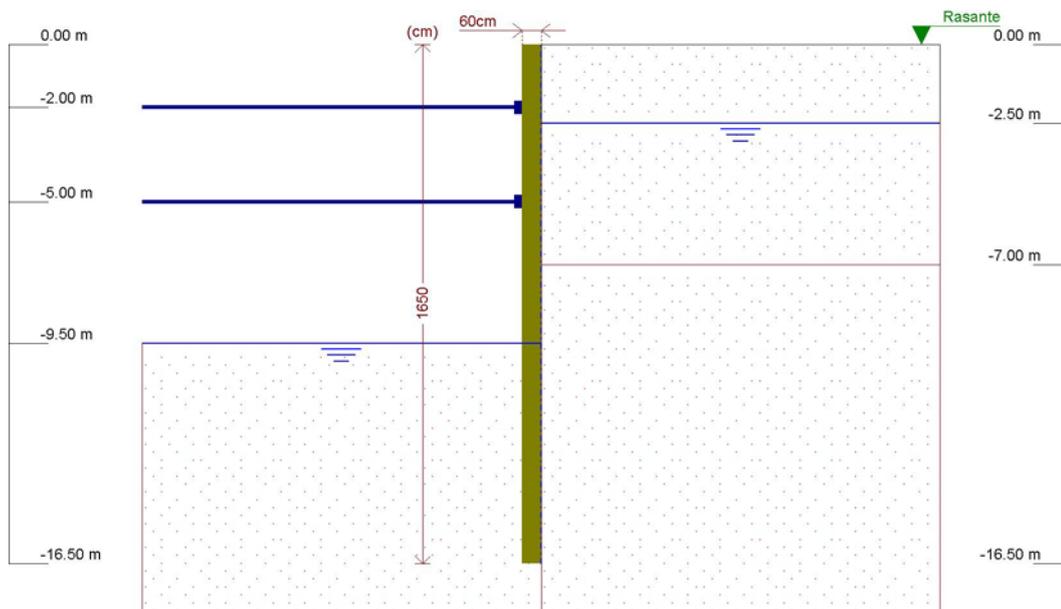
## Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 4	Colocación de puntal en la cota -5.00 m	<p>Tipo de fase: Constructiva</p> <p>Cota de excavación: -6.00 m</p> <p>Con nivel freático trasdós hasta la cota: -2.50 m</p> <p>Con nivel freático intradós hasta la cota: -6.00 m</p>



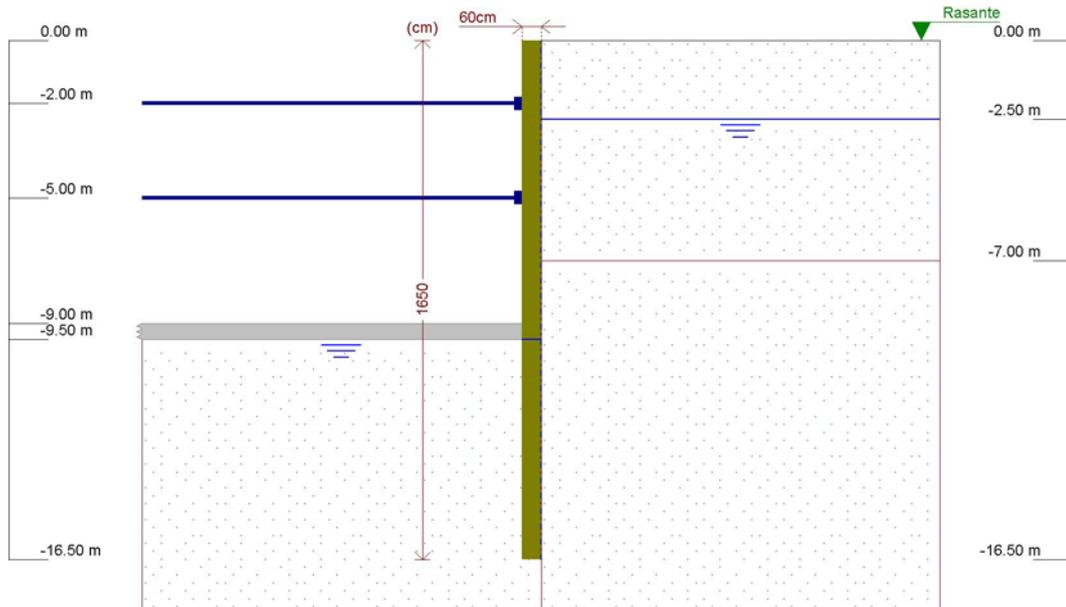
## Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes



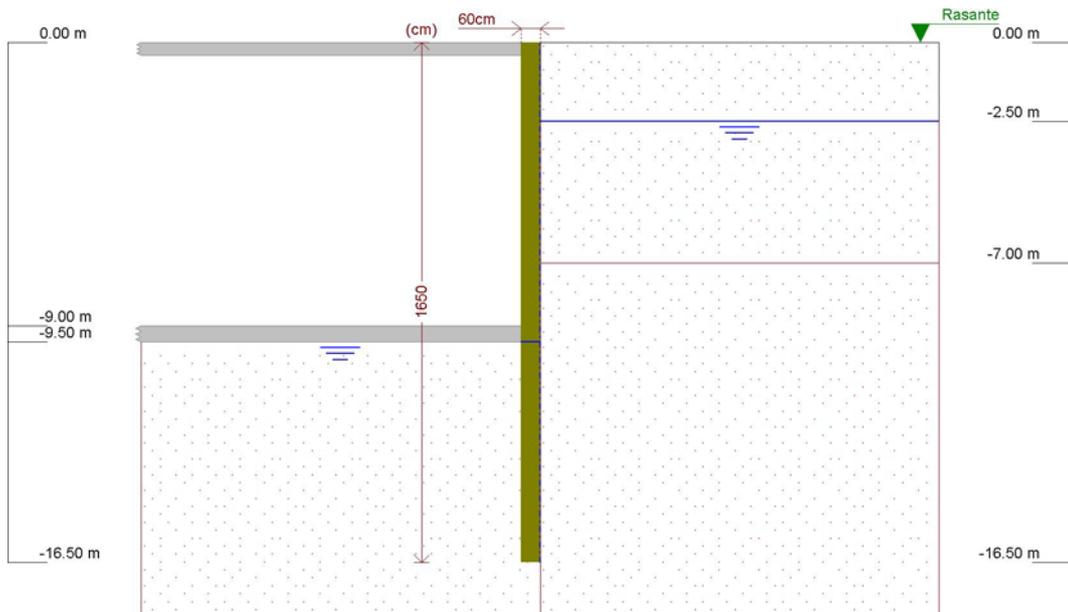
Referencias	Nombre	Descripción
Fase 5	Excavación hasta la cota: -9.50 m	<p>Tipo de fase: Constructiva</p> <p>Cota de excavación: -9.50 m</p> <p>Con nivel freático trasdós hasta la cota: -2.50 m</p> <p>Con nivel freático intradós hasta la cota: -9.50 m</p>



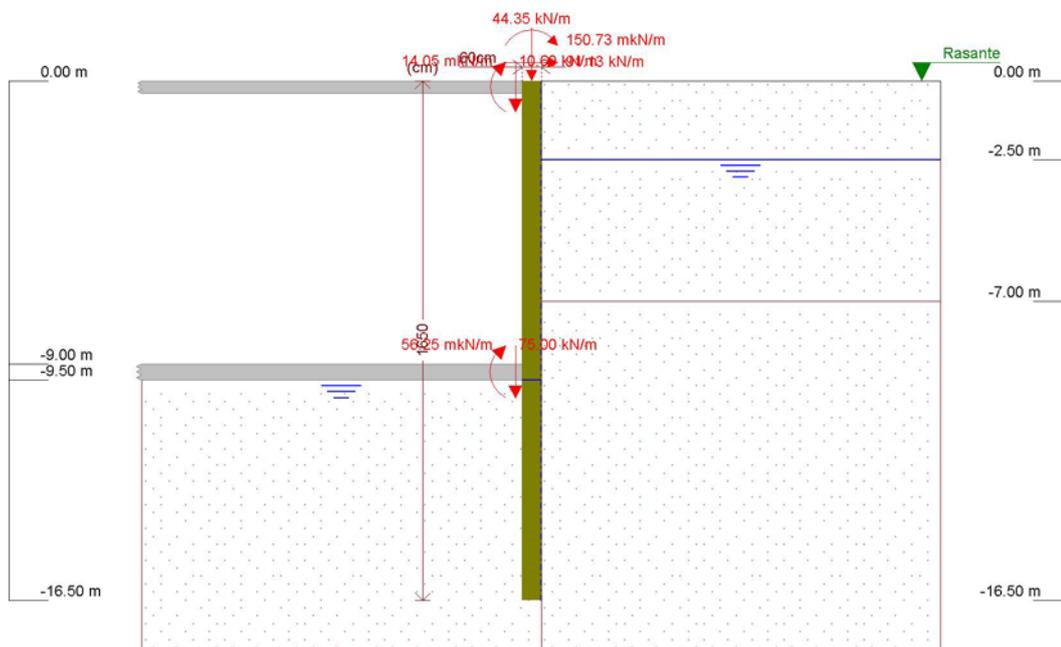
## Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 6	Construcción de forjado (Cota: -9.00 m)	<p>Tipo de fase: Constructiva</p> <p>Cota de excavación: -9.50 m</p> <p>Con nivel freático trasdós hasta la cota: -2.50 m</p> <p>Con nivel freático intradós hasta la cota: -9.50 m</p>



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 7	Construcción de forjado (Cota: 0.00 m)	Tipo de fase: Servicio Cota de excavación: -9.50 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -2.50 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -9.50 m



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 8	Entrada en servicio	Tipo de fase: Constructiva Cota de excavación: -9.50 m Con nivel freático trasdós hasta la cota: -2.50 m Con nivel freático intradós hasta la cota: -9.50 m



## 8.- Elementos de apoyo

### PUNTALES

Descripción	Fase inicial	Fase final
Cota: -2.00 m Rigidez axil: 122696 kN/m Separación: 2.5 m	Colocación de puntal en la cota -2.00 m	Construcción de forjado (Cota: -9.00 m)
Cota: -5.00 m Rigidez axil: 122696 kN/m Separación: 2.5 m	Colocación de puntal en la cota -5.00 m	Construcción de forjado (Cota: -9.00 m)

### FORJADOS

Descripción	Fase de construcción	Fase de servicio
Cota: 0.00 m Canto: 40 cm Cortante fase constructiva: 0 kN/m Cortante fase de servicio: 11 kN/m Rigidez axil: 2696629 kN/m <sup>2</sup>	Construcción de forjado (Cota: 0.00 m)	Entrada en servicio
Cota: -9.00 m Canto: 50 cm Cortante fase constructiva: 0 kN/m Cortante fase de servicio: 75 kN/m Rigidez axil: 3370786 kN/m <sup>2</sup>	Construcción de forjado (Cota: -9.00 m)	Entrada en servicio



**9.- Resultados de las fases**

Esfuerzos sin mayorar.

*FASE 1: EXCAVACIÓN HASTA LA COTA: -2.50 M*

**BÁSICA**

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (mkN/m)	Ley de empujes (kN/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (kN/m <sup>2</sup> )
0.00	-1.02	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00
-1.50	-0.69	22.07	5.25	3.06	8.40	0.00
-3.00	-0.38	44.15	18.68	23.75	-10.51	0.00
-4.50	-0.17	66.22	-4.15	30.94	-8.52	0.00
-6.00	-0.09	88.29	-10.88	17.04	1.08	0.00
-7.50	-0.08	110.36	-6.51	3.70	4.36	0.00
-9.00	-0.09	132.44	-1.43	-1.18	1.98	0.00
-10.50	-0.10	154.51	0.38	-1.42	0.37	0.00
-12.00	-0.11	176.58	0.50	-0.64	-0.16	0.00
-13.50	-0.11	198.65	0.22	-0.13	-0.17	0.00
-15.00	-0.11	220.73	0.03	0.01	-0.07	0.00
-16.50	-0.10	242.80	0.00	-0.00	0.04	0.00
Máximos	-0.08	242.80	18.68	32.35	12.60	0.00
	Cota: -6.75 m	Cota: -16.50 m	Cota: -3.00 m	Cota: -4.00 m	Cota: -2.25 m	Cota: 0.00 m
Mínimos	-1.02	0.00	-10.88	-1.59	-21.42	0.00
	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: -6.00 m	Cota: -9.75 m	Cota: -3.25 m	Cota: 0.00 m



FASE 2: COLOCACIÓN DE PUNTAL EN LA COTA -2.00 M

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (mkN/m)	Ley de empujes (kN/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (kN/m <sup>2</sup> )
0.00	-1.02	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
-1.50	-0.69	22.07	5.25	3.06	8.40	0.00
-3.00	-0.38	44.15	18.68	23.75	-10.51	0.00
-4.50	-0.17	66.22	-4.15	30.94	-8.52	0.00
-6.00	-0.09	88.29	-10.88	17.04	1.08	0.00
-7.50	-0.08	110.36	-6.51	3.70	4.36	0.00
-9.00	-0.09	132.44	-1.43	-1.18	1.98	0.00
-10.50	-0.10	154.51	0.38	-1.42	0.37	0.00
-12.00	-0.11	176.58	0.50	-0.64	-0.16	0.00
-13.50	-0.11	198.65	0.22	-0.13	-0.17	0.00
-15.00	-0.11	220.73	0.03	0.01	-0.07	0.00
-16.50	-0.10	242.80	0.00	-0.00	0.04	0.00
Máximos	-0.08	242.80	18.68	32.35	12.60	0.00
	Cota: -6.75 m	Cota: -16.50 m	Cota: -3.00 m	Cota: -4.00 m	Cota: -2.25 m	Cota: 0.00 m
Mínimos	-1.02	0.00	-10.88	-1.59	-21.42	0.00
	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: -6.00 m	Cota: -9.75 m	Cota: -3.25 m	Cota: 0.00 m



FASE 3: EXCAVACIÓN HASTA LA COTA: -6.00 M

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (mkN/m)	Ley de empujes (kN/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (kN/m <sup>2</sup> )
0.00	-1.65	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00
-1.50	-2.18	22.07	5.25	3.06	8.40	0.00
-3.00	-2.71	44.15	-64.93	-62.48	12.61	4.91
-4.50	-2.98	66.22	-27.01	-130.09	16.53	19.62
-6.00	-2.70	88.29	38.87	-116.35	20.46	34.34
-7.50	-1.94	110.36	81.57	-9.44	-42.78	34.34
-9.00	-1.13	132.44	27.33	77.28	-85.70	34.34
-10.50	-0.64	154.51	-19.61	69.08	-43.78	34.34
-12.00	-0.44	176.58	-21.85	34.68	-28.66	34.34
-13.50	-0.39	198.65	-11.60	10.56	-27.44	34.34
-15.00	-0.40	220.73	-3.07	1.20	-30.67	34.34
-16.50	-0.41	242.80	0.00	0.00	-34.52	34.34
Máximos	-0.39	242.80	81.57	81.89	20.46	34.34
	Cota: -13.75 m	Cota: -16.50 m	Cota: -7.50 m	Cota: -9.50 m	Cota: -6.00 m	Cota: -6.00 m
Mínimos	-2.98	0.00	-74.50	-136.62	-95.84	0.00
	Cota: -4.50 m	Cota: 0.00 m	Cota: -2.25 m	Cota: -5.00 m	Cota: -8.75 m	Cota: 0.00 m



FASE 4: COLOCACIÓN DE PUNTAL EN LA COTA -5.00 M

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (mkN/m)	Ley de empujes (kN/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (kN/m <sup>2</sup> )
0.00	-1.65	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
-1.50	-2.18	22.07	5.25	3.06	8.40	0.00
-3.00	-2.71	44.15	-64.93	-62.48	12.61	4.91
-4.50	-2.98	66.22	-27.01	-130.09	16.53	19.62
-6.00	-2.70	88.29	38.87	-116.35	20.46	34.34
-7.50	-1.94	110.36	81.57	-9.44	-42.78	34.34
-9.00	-1.13	132.44	27.33	77.28	-85.70	34.34
-10.50	-0.64	154.51	-19.61	69.08	-43.78	34.34
-12.00	-0.44	176.58	-21.85	34.68	-28.66	34.34
-13.50	-0.39	198.65	-11.60	10.56	-27.44	34.34
-15.00	-0.40	220.73	-3.07	1.20	-30.67	34.34
-16.50	-0.41	242.80	0.00	-0.00	-34.52	34.34
Máximos	-0.39	242.80	81.57	81.89	20.46	34.34
	Cota: -13.75 m	Cota: -16.50 m	Cota: -7.50 m	Cota: -9.50 m	Cota: -6.00 m	Cota: -6.00 m
Mínimos	-2.98	0.00	-74.50	-136.62	-95.84	0.00
	Cota: -4.50 m	Cota: 0.00 m	Cota: -2.25 m	Cota: -5.00 m	Cota: -8.75 m	Cota: 0.00 m



FASE 5: EXCAVACIÓN HASTA LA COTA: -9.50 M

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (mkN/m)	Ley de empujes (kN/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (kN/m <sup>2</sup> )
0.00	1.20	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00
-1.50	-1.67	22.07	53.23	33.45	33.57	0.00
-3.00	-4.70	44.15	-23.79	36.52	12.61	4.91
-4.50	-7.89	66.22	14.13	30.62	16.53	19.62
-6.00	-11.20	88.29	-215.80	-189.75	20.46	34.34
-7.50	-13.70	110.36	-121.42	-434.55	25.60	49.05
-9.00	-14.35	132.44	2.55	-511.70	30.08	63.77
-10.50	-12.80	154.51	133.53	-386.78	-13.72	68.67
-12.00	-9.58	176.58	173.49	-139.14	-81.66	68.67
-13.50	-5.75	198.65	111.55	79.29	-149.59	68.67
-15.00	-2.23	220.73	-52.29	115.64	-178.76	68.67
-16.50	0.84	242.80	-26.63	0.00	144.36	68.67
Máximos	1.20	242.80	173.91	133.19	144.36	68.67
	Cota: 0.00 m	Cota: -16.50 m	Cota: -11.75 m	Cota: -14.50 m	Cota: -16.50 m	Cota: -9.50 m
Mínimos	-14.39	0.00	-252.24	-512.34	-206.20	0.00
	Cota: -8.75 m	Cota: 0.00 m	Cota: -5.25 m	Cota: -8.75 m	Cota: -14.75 m	Cota: 0.00 m



FASE 6: CONSTRUCCIÓN DE FORJADO (COTA: -9.00 M)

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (mkN/m)	Ley de empujes (kN/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (kN/m <sup>2</sup> )
0.00	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.50	-1.67	22.07	53.23	33.45	33.57	0.00
-3.00	-4.70	44.15	-23.79	36.52	12.61	4.91
-4.50	-7.89	66.22	14.13	30.62	16.53	19.62
-6.00	-11.20	88.29	-215.80	-189.75	20.46	34.34
-7.50	-13.70	110.36	-121.42	-434.55	25.60	49.05
-9.00	-14.35	132.44	2.55	-511.70	30.08	63.77
-10.50	-12.80	154.51	133.53	-386.78	-13.72	68.67
-12.00	-9.58	176.58	173.49	-139.14	-81.66	68.67
-13.50	-5.75	198.65	111.55	79.29	-149.59	68.67
-15.00	-2.23	220.73	-52.29	115.64	-178.76	68.67
-16.50	0.84	242.80	-26.63	0.00	144.36	68.67
Máximos	1.20	242.80	173.91	133.19	144.36	68.67
	Cota: 0.00 m	Cota: -16.50 m	Cota: -11.75 m	Cota: -14.50 m	Cota: -16.50 m	Cota: -9.50 m
Mínimos	-14.39	0.00	-252.24	-512.34	-206.20	0.00
	Cota: -8.75 m	Cota: 0.00 m	Cota: -5.25 m	Cota: -8.75 m	Cota: -14.75 m	Cota: 0.00 m



FASE 7: CONSTRUCCIÓN DE FORJADO (COTA: 0.00 M)

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (mkN/m)	Ley de empujes (kN/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (kN/m <sup>2</sup> )
0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.25	-3.53	18.39	-118.66	-126.60	7.00	0.00
-2.75	-9.13	40.47	-103.58	-292.51	11.95	2.45
-4.25	-13.47	62.54	-70.32	-422.18	15.88	17.17
-5.75	-15.98	84.61	-9.10	-477.49	19.80	31.88
-7.25	-16.42	106.68	80.34	-416.44	24.86	46.60
-8.75	-15.07	128.76	199.51	-195.16	29.33	61.31
-10.25	-12.84	150.83	-70.43	-193.60	61.58	68.67
-11.75	-9.85	172.90	91.76	-145.50	-8.31	68.67
-13.25	-6.24	194.97	116.77	33.18	-112.55	68.67
-14.75	-2.76	217.05	-8.42	115.78	-204.59	68.67
-16.25	0.27	239.12	-63.59	6.20	86.46	68.67
Máximos	1.60	242.80	245.64	117.89	129.76	68.67
	Cota: 0.00 m	Cota: -16.50 m	Cota: -9.25 m	Cota: -14.50 m	Cota: -16.50 m	Cota: -9.50 m
Mínimos	-16.49	0.00	-157.72	-477.49	-204.59	0.00
	Cota: -6.75 m	Cota: 0.00 m	Cota: -9.50 m	Cota: -5.75 m	Cota: -14.75 m	Cota: 0.00 m



FASE 8: ENTRADA EN SERVICIO

BÁSICA

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (mkN/m)	Ley de empujes (kN/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (kN/m <sup>2</sup> )
0.00	1.82	44.35	-91.13	-150.73	0.00	0.00
-1.25	-4.18	73.34	-89.52	-279.01	7.00	0.00
-3.00	-11.09	99.09	-70.84	-418.92	12.61	4.91
-4.75	-15.53	124.85	-23.88	-501.37	17.19	22.07
-6.50	-17.02	150.60	61.13	-463.59	21.77	39.24
-8.25	-15.81	176.35	185.73	-237.89	27.84	56.41
-9.75	-13.63	273.42	-142.53	-131.60	49.59	68.67
-11.50	-10.38	299.17	66.69	-164.74	12.05	68.67
-13.25	-6.23	324.92	115.95	32.25	-111.01	68.67
-15.00	-2.23	350.68	-41.86	104.59	-179.33	68.67
Máximos	1.82	372.75	274.77	117.03	128.93	68.67
	Cota: 0.00 m	Cota: -16.50 m	Cota: -9.25 m	Cota: -14.50 m	Cota: -16.50 m	Cota: -9.50 m
Mínimos	-17.02	44.35	-168.82	-505.76	-204.45	0.00
	Cota: -6.50 m	Cota: 0.00 m	Cota: -9.26 m	Cota: -5.25 m	Cota: -14.75 m	Cota: 0.00 m



## 10.- Resultados para los elementos de apoyo

Esfuerzos sin mayorar.

### Puntales

Cota: -2.00 m	
Fase	Resultado
Colocación de puntal en la cota -2.00 m	Carga puntual: 0.00 kN Carga lineal: 0.00 kN/m
Excavación hasta la cota: -6.00 m	Carga puntual: 217.77 kN Carga lineal: 87.11 kN/m
Colocación de puntal en la cota -5.00 m	Carga puntual: 217.77 kN Carga lineal: 87.11 kN/m
Excavación hasta la cota: -9.50 m	Carga puntual: 253.94 kN Carga lineal: 101.58 kN/m
Construcción de forjado (Cota: -9.00 m)	Carga puntual: 253.94 kN Carga lineal: 101.58 kN/m

Cota: -5.00 m	
Fase	Resultado
Colocación de puntal en la cota -5.00 m	Carga puntual: 0.00 kN Carga lineal: 0.00 kN/m
Excavación hasta la cota: -9.50 m	Carga puntual: 739.54 kN Carga lineal: 295.82 kN/m
Construcción de forjado (Cota: -9.00 m)	Carga puntual: 739.54 kN Carga lineal: 295.82 kN/m



Forjados

Cota: 0.00 m	
Fase	Resultado
Construcción de forjado (Cota: 0.00 m)	Carga lineal: 123.87 kN/m
Entrada en servicio	Carga lineal: 3.64 kN/m

Cota: -9.00 m	
Fase	Resultado
Construcción de forjado (Cota: -9.00 m)	Carga lineal: 0.00 kN/m
Construcción de forjado (Cota: 0.00 m)	Carga lineal: 427.62 kN/m
Entrada en servicio	Carga lineal: 467.86 kN/m

11.- Descripción del armado

Armado trasdós	vertical	Armado vertical intradós	Armado horizontal	base	Rigidizador vertical	Rigidizador horizontal
Ø32c/30		Ø32c/15  Refuerzos: - Ø32 L= 9.55 m, D= 0.60 m  D: Distancia desde coronación	Ø25c/20		2 Ø32	7 Ø32



**12.- Comprobaciones geométricas y de resistencia**

Referencia: Muros pantalla (Aliviadero Siejo. Muros pantalla)		
Comprobación	Valores	Estado
Recubrimiento: <i>Norma EHE. Artículo 37.2.4.</i>	Mínimo: 7 cm Calculado: 7 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: <i>Norma EHE. Artículo 66.4.1 (pag.235).</i>	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 17.5 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma EHE, artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: <i>Artículo 42.3.5 de la norma EHE</i>	Mínimo: 0.0008 Calculado: 0.00409	Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: <i>Criterio J.Calavera. Muros de contención y muros de sótano. (Cuantía horizontal &gt; 20% Cuantía vertical)</i>	Mínimo: 0.00357 Calculado: 0.00409	Cumple
Longitud de patilla horizontal: <i>La longitud de la patilla debe ser, como mínimo, 12 veces el diámetro. Criterio de J. Calavera, "Manual de Detalles Constructivos en Obras de Hormigón Armado".</i>	Mínimo: 30 cm Calculado: 34 cm	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: <i>Artículo 42.3.5 de la norma EHE</i>	Mínimo: 0.0009	
- Trasdós:	Calculado: 0.00446	Cumple
- Intradós:	Calculado: 0.00893	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: <i>Artículo 42.3.5 de la norma EHE</i>	Mínimo: 0.00027	
- Trasdós:	Calculado: 0.00446	Cumple
- Intradós:	Calculado: 0.00893	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: <i>Norma EHE, artículo 42.3.2 (Flexión simple o compuesta)</i>	Mínimo: 0.00184	
- Trasdós:	Calculado: 0.00446	Cumple
- Intradós:	Calculado: 0.00893	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida: <i>Norma EHE, artículo 42.3.2 (Flexión simple o compuesta)</i>	Mínimo: 0.00011 Calculado: 0.00446	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00012 Calculado: 0.00893	Cumple
Cuantía máxima geométrica de armadura vertical total: <i>EC-2, art. 5.4.7.2</i>	Máximo: 0.04 Calculado: 0.02234	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Norma EHE. Artículo 66.4.1 (pag.235).</i>	Mínimo: 3.2 cm	
- Trasdós:	Calculado: 26.8 cm	Cumple



PAYMACOTAS

## Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

Referencia: Muros pantalla (Aliviadero Siejo. Muros pantalla)		
Comprobación	Valores	Estado
- Intradós:	Calculado: 4.3 cm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE. Artículo 42.3.1 (pag. 149).</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 15 cm	Cumple
Comprobación a flexión compuesta: <i>Comprobación realizada por módulo de pantalla</i>		Cumple
Comprobación a cortante:	Calculado: 1099 kN	
Comprobación de fisuración: <i>Artículo 49.2.4 de la norma EHE</i>	Máximo: 0.2 mm Calculado: 0.183 mm	Cumple
Longitud de solapes: <i>Artículo 66.6.2 de la norma EHE</i>	Mínimo: 2.68 m	
- Base trasdós:	Calculado: 2.7 m	Cumple
- Base intradós:	Calculado: 2.7 m	Cumple
Rigidizadores horizontales:		
- Diámetro mínimo: <i>Criterio de CYPE Ingenieros. El diámetro del rigidizador debe ser como mínimo igual al mayor diámetro de la armadura base vertical.</i>	Mínimo: 32 mm Calculado: 32 mm	Cumple
- Separación máxima: <i>Criterio NTE. Acondicionamiento del Terreno, Cimentaciones.</i>	Máximo: 2.5 m Calculado: 2.35 m	Cumple
Rigidizadores verticales:		
- Diámetro mínimo: <i>Criterio de CYPE Ingenieros. El diámetro del rigidizador debe ser como mínimo igual al mayor diámetro de la armadura base vertical.</i>	Mínimo: 32 mm Calculado: 32 mm	Cumple
- Separación máxima: <i>Criterio NTE. Acondicionamiento del Terreno, Cimentaciones.</i>	Máximo: 1.5 m Calculado: 1.25 m	Cumple
<b>Información adicional:</b>		
<p>- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -9.25 m, Md: -2020.79 kN·m, Nd: 0.00 kN, Vd: 104.05 kN, Tensión máxima del acero: 408.410 MPa</p> <p>- Además de la comprobación de cortante propia de la norma, se muestra la de la EH91 y el EC2, pues para espesores relativamente grandes, el criterio de la EHE puede resultar excesivamente restrictivo.</p> <p>- Sección crítica a cortante: Cota: -9.25 m</p> <p>- Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -5.75 m, M: -1193.72 kN·m, N: 0.00 kN</p> <p>- Los esfuerzos están mayorados y corresponden al ancho total del tramo definido. (Longitud tramo: 2.50 m)</p>		



**13.- Comprobaciones de estabilidad (coeficientes de seguridad)**

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Coeficientes de seguridad): Muros pantalla (Aliviadero Siejo. Muros pantalla)		
Comprobación	Valores	Estado
<p>Relación entre el momento originado por los empujes pasivos en el intradós y el momento originado por los empujes activos en el trasdós:</p> <p>-Hipótesis básica: <i>Valor introducido por el usuario.</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Excavación hasta la cota: -2.50 m:</li> <li>-Colocación de puntal en la cota -2.00 m:</li> <li>-Excavación hasta la cota: -6.00 m:</li> <li>-Colocación de puntal en la cota -5.00 m (1)</li> <li>-Excavación hasta la cota: -9.50 m (1)</li> <li>-Construcción de forjado (Cota: -9.00 m) (1)</li> <li>-Construcción de forjado (Cota: 0.00 m) (1)</li> <li>-Entrada en servicio (1)</li> </ul> <p>(1)Existe más de un apoyo.</p>	<p>Mínimo: 1.5</p> <p>Calculado: 7.905</p> <p>Calculado: 11.23</p> <p>Calculado: 3.856</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>No procede</p> <p>No procede</p> <p>No procede</p> <p>No procede</p> <p>No procede</p>
<p>Relación entre el empuje pasivo total en el intradós y el empuje realmente movilizado en el intradós:</p> <p>-Hipótesis básica: <i>Valor introducido por el usuario.</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Excavación hasta la cota: -2.50 m:</li> <li>-Colocación de puntal en la cota -2.00 m:</li> <li>-Excavación hasta la cota: -6.00 m:</li> <li>-Colocación de puntal en la cota -5.00 m (1)</li> <li>-Excavación hasta la cota: -9.50 m (1)</li> <li>-Construcción de forjado (Cota: -9.00 m) (1)</li> <li>-Construcción de forjado (Cota: 0.00 m) (1)</li> <li>-Entrada en servicio (1)</li> </ul> <p>(1)Existe más de un apoyo.</p>	<p>Mínimo: 1.67</p> <p>Calculado: 7.578</p> <p>Calculado: 7.578</p> <p>Calculado: 3.31</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>No procede</p> <p>No procede</p> <p>No procede</p> <p>No procede</p> <p>No procede</p>
Se cumplen todas las comprobaciones		



**14.- Comprobaciones de estabilidad (círculo de deslizamiento pésimo)**

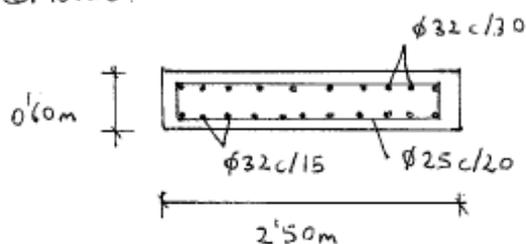
Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): Muros pantalla v9 (Aliviadero Siejo. Muros pantalla)		
Comprobación	Valores	Estado
Círculo de deslizamiento pésimo:		
-Combinaciones sin sismo: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.8	
-Excavación hasta la cota: -2.50 m: Coordenadas del centro del círculo (-2.03 m ; 6.60 m) - Radio: 15.10 m:	Calculado: 10.018	Cumple
-Colocación de puntal en la cota -2.00 m: Coordenadas del centro del círculo (-2.03 m ; 6.60 m) - Radio: 15.10 m:	Calculado: 10.018	Cumple
-Excavación hasta la cota: -6.00 m: Coordenadas del centro del círculo (-3.90 m ; 0.20 m) - Radio: 17.20 m:	Calculado: 5.396	Cumple
-Colocación de puntal en la cota -5.00 m: Coordenadas del centro del círculo (-3.90 m ; 0.20 m) - Radio: 17.20 m:	Calculado: 5.396	Cumple
-Excavación hasta la cota: -9.50 m: Coordenadas del centro del círculo (-4.40 m ; 2.99 m) - Radio: 19.99 m:	Calculado: 2.997	Cumple
-Construcción de forjado (Cota: -9.00 m) (1)		No procede
-Construcción de forjado (Cota: 0.00 m) (1)		No procede
-Entrada en servicio (1)		No procede
(1) No es necesario comprobar la estabilidad global (círculo de deslizamiento pésimo) cuando en la fase se ha definido algún forjado.		
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Excavación hasta la cota: -2.50 m: Combinaciones sin sismo - Debido a que el círculo de deslizamiento pésimo pasa por el elemento de contención, éste deberá resistir un cortante de, al menos, 1224.536 kN/m en la intersección con dicho círculo. Esto es necesario para garantizar la validez del coeficiente de seguridad calculado.		
- Colocación de puntal en la cota -2.00 m: Combinaciones sin sismo - Debido a que el círculo de deslizamiento pésimo pasa por el elemento de contención, éste deberá resistir un cortante de, al menos, 1224.536 kN/m en la intersección con dicho círculo. Esto es necesario para garantizar la validez del coeficiente de seguridad calculado.		



## 15.- Comprobación del esfuerzo cortante sobre la pantalla

Comprobación esfuerzo cortante

Según Artículo 44.º EHE-09: Estado límite de agotamiento frente a cortante.



$$V_{rd} = V_d = 1099 \text{ kN}$$

Comprobaciones a realizar:

- $V_{rd} \leq V_{u1}$
- $V_{rd} \leq V_{u2}$

- Obtención de  $V_{u1}$  según 44.2.3.1.

$$V_{u1} = k \cdot f_{tcd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot \alpha \theta + \cot \alpha \phi}{1 + \cot^2 \theta}$$

De forma habitual:

$$V_{u1} = 0'30 \cdot f_{tcd} \cdot b_0 \cdot d$$

$$f_{tcd} = \frac{30}{1'50} \text{ N/mm}^2$$

$$b_0 = 2500 \text{ mm}$$

$$d = 600 - \left( 70 + 25 + \frac{32}{2} \right) = 489 \text{ mm}$$



$$\Rightarrow V_{u1} = 0'30 \cdot \frac{30}{1'50} \cdot 2500 \cdot 489 \cdot 10^{-3} = 7335 \text{ kN}$$

$$V_{u1} = 7335 \text{ kN} > V_{rd} = 1099 \text{ kN} \Rightarrow \text{Cumple}$$

- Obtención de  $V_{u2}$  según 44.2.3.2.2.

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

· Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante:

$$V_{cu} = \left[ \frac{0'15}{\delta_c} \cdot \epsilon \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot \delta_{cv})^{1/3} + 0'15 \cdot \alpha_1 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot \beta \cdot d \cdot d$$

De forma habitual:

$$V_{cu} = \frac{0'15}{\delta_c} \cdot \epsilon \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot \delta_{cv})^{1/3} \cdot b_0 \cdot d$$

$$\epsilon = 1 + \left( \frac{200}{d} \right)^{1/2} \leq 2'0 \Rightarrow \epsilon = 1 + \left( \frac{200}{499} \right)^{1/2} = 1'64$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq 0'02 \Rightarrow \rho_1 = \frac{15 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 32^2}{2500 \cdot 489} = 0'00987$$

$$\delta_{cv} = \delta_{cu} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow V_{cu} = \frac{0'15}{1'50} \cdot 1'64 \cdot (100 \cdot 0'009 \cdot 30)^{1/3} \cdot 2500 \cdot 489 \cdot 10^{-3} = 620'26 \text{ kN}$$

Por tanto,  $V_{su} = V_{rd} - V_{cu}$

$$V_{su} = 1099 \text{ kN} - 620'26 \text{ kN} = 478'74 \text{ kN}$$



$$V_{su} = A_d \cdot \beta_{gad} \cdot 0'90 \cdot d \Rightarrow A_d = \frac{V_{su}}{0'90 \cdot d \cdot \beta_{gad}}$$

$$\Rightarrow A_d = \frac{V_{su}}{0'90 \cdot d \cdot \beta_{gad}} = \frac{478'74 \cdot 10^3}{0'90 \cdot 489 \cdot 400} = 2'72 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Comprobación de armadura mínima:

$$\geq \frac{A_d \cdot \beta_{gad}}{\sin \alpha} \geq \frac{\beta_{ck,m}}{f's} \cdot b_0$$

$$\Rightarrow A_{d\text{mínima}} = \frac{1}{f's} \cdot \frac{\beta_{ck,m}}{\beta_{gad}} \cdot b_0 = \frac{1}{f's} \cdot \frac{2'896}{400} \cdot 2500 = 2'41 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\beta_{ck,m} = 0'30 \cdot \beta_{ck}^{2/3} = 0'30 \cdot 30^{2/3} = 2'896 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Separación entre varos: } S_f \leq \frac{A_{df}}{A_d} = \frac{2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 25^2 \text{ mm}^2}{2'92 \text{ mm}^2/\text{m}} = 360'94 \text{ mm}$$

Según 44.2.3.4.1. Si  $V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1} \Rightarrow S_f \leq 0'75 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) \leq 600 \text{ mm}$

$$\frac{1}{5} V_{u1} = \frac{7335 \text{ kN}}{5} = 1467 \text{ kN} > 1099 \text{ kN} = V_{rd}$$

$$\Rightarrow S_f \leq 0'75 \cdot 489 = 366'75 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$$

Por tanto, armadura horizontal varos  $\phi 25$  c/20 cm



**16.- Medición**

Referencia: Muro pantalla de hormigón armado		B 500 S, CN		Total
Nombre de armado		Ø25	Ø32	
Armado vertical trasdós	Longitud (m)		8x9.15	73.20
	Peso (kg)		8x57.77	462.14
Armado vertical trasdós	Longitud (m)		8x10.58	84.64
	Peso (kg)		8x66.80	534.36
Armado vertical intradós	Longitud (m)		15x9.15	137.25
	Peso (kg)		15x57.77	866.51
Armado vertical intradós	Longitud (m)		15x10.58	158.70
	Peso (kg)		15x66.80	1001.93
Armado vertical intradós - Refuerzos	Longitud (m)		14x9.55	133.70
	Peso (kg)		14x60.29	844.09
Junta lateral positiva	Longitud (m)		3x8.83	26.49
	Peso (kg)		3x55.75	167.24
Junta lateral positiva	Longitud (m)		3x10.58	31.74
	Peso (kg)		3x66.80	200.39
Junta lateral negativa	Longitud (m)		1x8.83	8.83
	Peso (kg)		1x55.75	55.75
Junta lateral negativa	Longitud (m)		1x10.58	10.58
	Peso (kg)		1x66.80	66.80
Armado horizontal	Longitud (m)			475.59
	Peso (kg)	83x5.73 83x22.08		1832.62
Armado rigidizadores verticales	Longitud (m)		2x11.86	23.72
	Peso (kg)		2x74.88	149.75
Armado rigidizadores verticales	Longitud (m)		2x7.42	14.84
	Peso (kg)		2x46.85	93.69
Armado rigidizadores verticales	Longitud (m)		2x11.86	23.72
	Peso (kg)		2x74.88	149.75
Armado rigidizadores verticales	Longitud (m)		2x7.42	14.84
	Peso (kg)		2x46.85	93.69
Armado rigidizadores horizontales	Longitud (m)		14x3.63	50.82
	Peso (kg)		14x22.92	320.84
Totales	Longitud (m)	475.59	793.07	
	Peso (kg)	1832.62	5006.93	6839.55
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	523.15	872.38	
	Peso (kg)	2015.88	5507.63	7523.51

**Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)**

Elemento	B 500 S, CN (kg)			Hormigón (m³)
	Ø25	Ø32	Total	HA-30, Control estadístico
Referencia: Muro pantalla de hormigón armado	2015.88	5507.62	7523.50	24.75
Totales	2015.88	5507.62	7523.50	24.75



## 2. CÁLCULO DE MUROS DE HORMIGÓN

### 1. Datos generales de la estructura

Proyecto: Aliviadero Siejo. Modelo completo

### 2. Datos geométricos de grupos y plantas

Aliviadero:

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
3	Cubierta	3	Cubierta	2.30	0.00
2	Bombas	2	Bombas	2.45	-2.30
1	Salida	1	Salida	4.25	-4.75
0	Cimentación				-9.00

Caseta:

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
1	Cubierta caseta	1	Cubierta caseta	4.50	4.50
0	Cubierta aliviadero		Cubierta aliviadero		0.00

### 3. Datos geométricos de pilares, pantallas y muros

#### 3.1. Muros

- Las coordenadas de los vértices inicial y final son absolutas.
- Las dimensiones están expresadas en metros.



Datos geométricos del muro

Referencia	Tipo muro	GI- GF	Vértices		Planta	Dimensiones Izquierda+Derecha=Total
			Inicial	Final		
M6	Muro de hormigón armado	0-3	( 0.30, 6.75)	( 6.20, 6.75)	3	0.15+0.15=0.3
					2	0.15+0.15=0.3
					1	0.15+0.15=0.3
M7	Muro de hormigón armado	0-2	( 2.75, 0.30)	( 2.75, 6.75)	2	0.15+0.15=0.3
					1	0.15+0.15=0.3
M5	Muro de hormigón armado	0-3	( 2.75, 6.75)	( 6.20, 6.75)	3	0.15+0.15=0.3
					2	0.15+0.15=0.3
					1	0.15+0.15=0.3
M11	Muro de hormigón armado	2-3	( 0.30, 3.95)	( 2.75, 3.95)	3	0.15+0.15=0.3

Referencia	Tipo muro	GI- GF	Vértices		Planta	Dimensiones Izquierda+Derecha=Total
			Inicial	Final		
M1	Muro de hormigón armado	0-1	(154.00,246.20)	(154.00,256.50)	1	0.15+0.15=0.3
M2	Muro de hormigón armado	0-1	(148.40,246.00)	(148.40,256.20)	1	0.15+0.15=0.3
M4	Muro de hormigón armado	0-1	(148.40,247.13)	(154.00,247.13)	1	0.15+0.15=0.3
M3	Muro de hormigón armado	0-1	(148.40,256.33)	(154.00,256.33)	1	0.15+0.15=0.3



Empujes y zapata del muro

Referencia	Empujes	Zapata del muro
M6	Empuje izquierdo: Sin empujes Empuje derecho: Terreno cim-salida	Viga de cimentación: 0.300 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles -Situaciones persistentes: 1.20 MPa -Situaciones accidentales: 1.20 MPa Módulo de balasto: 7800.00 kN/m³
M7	Empuje izquierdo: Terreno cim-salida Empuje derecho: Agua retencion	Viga de cimentación: 0.300 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles -Situaciones persistentes: 1.20 MPa -Situaciones accidentales: 1.20 MPa Módulo de balasto: 7800.00 kN/m³
M5	Empuje izquierdo: Sin empujes Empuje derecho: Agua retencion	Viga de cimentación: 0.300 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles -Situaciones persistentes: 1.20 MPa -Situaciones accidentales: 1.20 MPa Módulo de balasto: 7800.00 kN/m³
M11	Empuje izquierdo: Sin empujes Empuje derecho: Sin empujes	Sin vinculación exterior Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.30



Referencia	Empujes	Zapata del muro
M1	Empuje izquierdo:	Viga de cimentación: 0.300 x 0.400
	Sin empujes	Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.40
	Empuje derecho:	Tensiones admisibles
	Relleno	-Situaciones persistentes: 1.20 MPa -Situaciones accidentales: 1.20 MPa Módulo de balasto: 100000.00 kN/m <sup>3</sup>
M2	Empuje izquierdo:	Viga de cimentación: 0.300 x 0.400
	Relleno	Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.40
	Empuje derecho:	Tensiones admisibles
	Sin empujes	-Situaciones persistentes: 1.20 MPa -Situaciones accidentales: 1.20 MPa Módulo de balasto: 100000.00 kN/m <sup>3</sup>
M4	Empuje izquierdo:	Viga de cimentación: 0.300 x 0.400
	Sin empujes	Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.40
	Empuje derecho:	Tensiones admisibles
	Sin empujes	-Situaciones persistentes: 1.20 MPa -Situaciones accidentales: 1.20 MPa Módulo de balasto: 100000.00 kN/m <sup>3</sup>
M3	Empuje izquierdo:	Viga de cimentación: 0.300 x 0.400
	Relleno	Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.40
	Empuje derecho:	Tensiones admisibles
	Sin empujes	-Situaciones persistentes: 1.20 MPa -Situaciones accidentales: 1.20 MPa Módulo de balasto: 100000.00 kN/m <sup>3</sup>



#### 4. Losas y elementos de cimentación

Losas cimentación	Canto (cm)	Módulo balasto (kN/m <sup>3</sup> )	Tensión admisible en situaciones persistentes (MPa)	Tensión admisible en situaciones accidentales (MPa)
Todas	50	7800.00	1.20	1.20

#### 5. Normas consideradas

Hormigón: EHE-CTE

Aceros conformados: CTE DB-SE A

Aceros laminados y armados: CTE DB-SE A

#### 6. Acciones consideradas

##### 6.1. Gravitatorias

Nombre del grupo	S.C.U (kN/m <sup>2</sup> )	Cargas muertas (kN/m <sup>2</sup> )
Cubierta aliviadero	4.00	0.00
Bombas	2.00	0.00
Salida	0.00	0.00
Cimentación	0.00	0.00
Cubierta caseta	2.00	0.00



## 6.2. Hipótesis de carga

Automáticas	Carga permanente		
	Sobrecarga de uso		
Adicionales	Referencia	Descripción	Naturaleza
	Q 1 Nivel agua	Aliviadero lleno/vacío	Sobrecarga de uso
	Q2 Puente grúa (1)	Situación puente grúa	Sobrecarga de uso
	Q2 Puente grúa (2)	Situación puente grúa	Sobrecarga de uso
	Q2 Puente grúa (3)	Situación puente grúa	Sobrecarga de uso
	Q2 Puente grúa (4)	Situación puente grúa	Sobrecarga de uso

## 6.3. Empujes en muros

### Agua retencion

Primera situación de relleno

Carga: Q 1 Nivel agua

Con nivel freático: Cota: -9.00 m

Segunda situación de relleno

Carga: Q 1 Nivel agua

Con nivel freático: Cota: -3.50 m

### Terreno

Una situación de relleno

Carga: Q 1 Nivel agua

Con nivel freático: Cota: -2.50 m

Con relleno: Cota: 0.00 m

Ángulo de talud: 0.00 Grados

Densidad aparente: 18.00 kN/m<sup>3</sup>



Densidad sumergida: 11.00 kN/m<sup>3</sup>

Ángulo rozamiento interno: 30.00 Grados

Evacuación por drenaje: 1.00 %

#### Terreno cim-salida

Una situación de relleno

Carga:Q 1 Nivel agua

Con nivel freático: Cota: -4.75 m

Con relleno: Cota: -4.75 m

Ángulo de talud: 0.00 Grados

Densidad aparente: 18.00 kN/m<sup>3</sup>

Densidad sumergida: 11.00 kN/m<sup>3</sup>

Ángulo rozamiento interno: 30.00 Grados

Evacuación por drenaje: 1.00 %

#### Agua salida

Primera situación de relleno

Carga:Q 1 Nivel agua

Con nivel freático: Cota: -4.75 m

Segunda situación de relleno

Carga:Q 1 Nivel agua

Con nivel freático: Cota: -3.50 m



## 6.4. Listado de cargas

Cargas especiales introducidas (en KN, KN/m y KN/m<sup>2</sup>)

Grupo Hipótesis		Tipo	Valor	Coordenadas
2	Carga permanente	Lineal	15.00	( 0.30, 3.95) ( 2.75, 3.95)
	Carga permanente	Lineal	15.00	( 2.75, 3.95) ( 6.20, 3.95)
3	Carga permanente	Puntual	4.51	( 0.85, 8.50)
	Carga permanente	Puntual	4.51	( 0.85, 1.10)
	Carga permanente	Puntual	4.51	( 5.65, 8.50)
	Carga permanente	Puntual	4.51	( 5.65, 1.10)
	Carga permanente	Lineal	33.75	( 6.05, 9.65) ( 0.45, 9.65)
	Carga permanente	Lineal	33.75	( 0.45, 9.65) ( 0.45, 0.45)
	Carga permanente	Lineal	33.75	( 0.45, 0.45) ( 6.05, 0.45)
	Carga permanente	Lineal	33.75	( 6.05, 0.45) ( 6.05, 9.65)
	Sobrecarga de uso	Lineal	5.30	( 0.45, 9.65) ( 0.45, 0.45)
	Sobrecarga de uso	Lineal	5.30	( 6.05, 0.45) ( 6.05, 9.65)
	Q2 Puente grúa (1)	Puntual	5.63	( 0.85, 8.50)
	Q2 Puente grúa (2)	Puntual	5.63	( 0.85, 1.10)
	Q2 Puente grúa (3)	Puntual	5.63	( 5.65, 8.50)
	Q2 Puente grúa (4)	Puntual	5.63	( 5.65, 1.10)

## 7. Estados límite

E.L.U. de rotura. Hormigón	CTE Control de la ejecución: Normal Categoría de uso: A. Zonas residenciales
----------------------------	--



	Cota de nieve: Altitud inferior o igual a 1000 m
E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones	CTE Control de la ejecución: Normal Categoría de uso: A. Zonas residenciales Cota de nieve: Altitud inferior o igual a 1000 m
Tensiones sobre el terreno	Acciones características
Desplazamientos	Acciones características

## 8. Situaciones de proyecto

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

Con coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$



Donde:

$G_k$  Acción permanente

$Q_k$  Acción variable

$\gamma_G$   
Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes

$\gamma_{Q,1}$   
Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal

$\gamma_{Q,i}$   
Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento  
( $i > 1$ )

$\psi_{p,1}$   
Coeficiente de combinación de la acción variable principal

$\psi_{a,i}$   
Coeficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento  
( $i > 1$ )



### 8.1. Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ ) y coeficientes de combinación ( $\psi$ )

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán:

E.L.U. de rotura. Hormigón: EHE-CTE

Situación 1: Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
Carga permanente (G)	1.00	1.50	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.60	1.00	0.70
Viento (Q)	0.00	1.60	1.00	0.60
Nieve (Q)	0.00	1.60	1.00	0.50
Sismo (A)				

Situación 2: Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
Carga permanente (G)	1.00	1.00	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00	0.30	0.30
Viento (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Nieve (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Sismo (A)	-1.00	1.00	1.00	0.00(*)



(\*) Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 0 % de los de la otra.

E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: EHE-CTE

Situación 1: Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
Carga permanente (G)	1.00	1.60	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.60	1.00	0.70
Viento (Q)	0.00	1.60	1.00	0.60
Nieve (Q)	0.00	1.60	1.00	0.50
Sismo (A)				

Situación 2: Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
Carga permanente (G)	1.00	1.00	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00	0.30	0.30
Viento (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Nieve (Q)	0.00	1.00	0.00	0.00
Sismo (A)	-1.00	1.00	1.00	0.00(*)



(\*) Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 0 % de los de la otra.

Tensiones sobre el terreno

Desplazamientos

Situación 1: Acciones variables sin sismo		
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00
Viento (Q)	0.00	1.00
Nieve (Q)	0.00	1.00
Sismo (A)		

Situación 2: Sísmica		
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00
Viento (Q)	0.00	0.00
Nieve (Q)	0.00	1.00
Sismo (A)	-1.00	1.00



## 9. Materiales utilizados

### 9.1. Hormigones

Elemento	Hormigón	Plantas	Fck (MPa)	$\gamma_c$
Forjados	HA-30 , Control Estadístico	Todas	30	1.50
Cimentación	HA-30 , Control Estadístico	Todas	30	1.50
Pilares y pantallas	HA-30 , Control Estadístico	Todas	30	1.50
Muros	HA-30 , Control Estadístico	Todas	30	1.50

### 9.2. Acero en barras

Elemento	Posición	Acero	Fyk (MPa)	$\gamma_s$
Pilares y pantallas	Barras(Verticales)	B 500 S , Control Normal	500	1.15
	Estribos(Horizontales)	B 500 S , Control Normal	500	1.15
Vigas	Negativos(superior)	B 500 S , Control Normal	500	1.15
	Positivos(inferior)	B 500 S , Control Normal	500	1.15
	Montaje(superior)	B 500 S , Control Normal	500	1.15
	Piel(lateral)	B 500 S , Control Normal	500	1.15
	Estribos	B 500 S , Control Normal	500	1.15
Forjados	Punzonamiento	B 500 S , Control Normal	500	1.15
	Negativos(superior)	B 500 S , Control Normal	500	1.15
	Positivos(inferior)	B 500 S , Control Normal	500	1.15



PAYMACOTAS

## Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

	Nervios negativos	B 500 S , Control Normal	500	1.15
	Nervios positivos	B 500 S , Control Normal	500	1.15
Losas de cimentación	Punzonamiento	B 500 S , Control Normal	500	1.15
	Negativos(superior)	B 500 S , Control Normal	500	1.15
	Positivos(inferior)	B 500 S , Control Normal	500	1.15

### 10. Listado de armado de muros de sótano

Referencia: Muro M6

Sector	Espesores	Arm.ver	Arm.hor	Arm.Trans	F.C.	Estado
Planta 1	0.15 m	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm	0	100 %	---
	0.15 m	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm			
Planta 2	0.15 m	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm	0	100 %	---
	0.15 m	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm			
Planta 3	0.15 m	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm	0	100 %	---
	0.15 m	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm			

Referencia: Muro M7

Sector	Espesores	Arm.ver	Arm.hor	Arm.Trans	F.C.	Estado
Planta 1	0.15 m	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm	0	100 %	---
	0.15 m	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm			
Planta 2	0.15 m	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm	0	98.7 %	---
	0.15 m	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm			

Referencia: Muro M5

Sector	Espesores	Arm.ver	Arm.hor	Arm.Trans	F.C.	Estado
Planta 1	0.15 m	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm	0	100 %	---



PAYMACOTAS

## Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

	0.15 m	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm			
Planta 2	0.15 m	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm	0	100 %	---
	0.15 m	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm			
Planta 3	0.15 m	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm	0	100 %	---
	0.15 m	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm			

Referencia: Muro M11

Sector	Espesores	Arm.ver	Arm.hor	Arm.Trans	F.C.	Estado
Planta 3	0.15 m	Ø6c/10 cm	Ø8c/20 cm	0	100 %	---
	0.15 m	Ø6c/10 cm	Ø8c/20 cm			

Referencia: Muro M1

Sector	Espesores	Arm.ver	Arm.hor	Arm.Trans	F.C.	Estado
Planta 1	0.15 m	Ø12c/10 cm	Ø10c/10 cm	0	100 %	---
	0.15 m	Ø12c/10 cm	Ø10c/10 cm			

Referencia: Muro M2

Sector	Espesores	Arm.ver	Arm.hor	Arm.Trans	F.C.	Estado
Planta 1	0.15 m	Ø12c/10 cm	Ø10c/10 cm	0	100 %	---
	0.15 m	Ø12c/10 cm	Ø10c/10 cm			

Referencia: Muro M4

Sector	Espesores	Arm.ver	Arm.hor	Arm.Trans	F.C.	Estado
Planta 1	0.15 m	Ø10c/10 cm	Ø10c/10 cm	0	100 %	---
	0.15 m	Ø10c/10 cm	Ø10c/10 cm			



Referencia: Muro M3

Sector	Espesores	Arm.ver	Arm.hor	Arm.Trans	F.C.	Estado
Planta 1	0.15 m	Ø10c/10 cm	Ø10c/10 cm	0	100 %	---
	0.15 m	Ø10c/10 cm	Ø10c/10 cm			

Para cada planta la línea superior hace referencia al lado izquierdo del muro y la inferior al lado derecho.

F.C. = El factor de cumplimiento indica el porcentaje de área en el cual el armado y espesor de hormigón son suficientes.



## APÉNDICE 3:

# CÁLCULO ESTRUCTURAL DEL ALIVIADERO FINAL



## 1. CÁLCULO DE LOS MUROS DE HORMIGÓN

### 1. Datos generales de la estructura

Proyecto: Aliviadero final. Modelo completo

### 2. Datos geométricos de grupos y plantas

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
4	Cubierta	4	Cubierta	6.25	0.00
3	Labio alivio	3	Labio alivio	0.50	-6.25
2	Labio retención	2	Labio retención	1.10	-6.75
1	Alivio	1	Alivio	0.64	-7.85
0	Retención				-8.49

### 3. Datos geométricos de pilares, pantallas y muros

#### 3.1. Muros

- Las coordenadas de los vértices inicial y final son absolutas.
- Las dimensiones están expresadas en metros.

Datos geométricos del muro

Referencia	Tipo muro	GI- GF	Vértices		Planta	Dimensiones Izquierda+Derecha=Total
			Inicial	Final		
M1	Muro de hormigón armado	0-4	( 0.20, -0.55)	( 0.20, 3.00)	4	0.2+0.2=0.4
					3	0.2+0.2=0.4
					2	0.2+0.2=0.4
					1	0.2+0.2=0.4



PAYMACOTAS

### Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

M4	Muro de hormigón armado	0-2	( 3.55, -0.70) ( 3.55, 3.00)	2	0.15+0.15=0.3
				1	0.15+0.15=0.3
M3	Muro de hormigón armado	0-4	( 0.20, 2.60) ( 3.55, 2.60)	4	0.2+0.2=0.4
				3	0.2+0.2=0.4
				2	0.2+0.2=0.4
				1	0.2+0.2=0.4
M13	Muro de hormigón armado	0-4	( 3.00, 5.50) ( 6.65, 5.50)	4	0.2+0.2=0.4
				3	0.2+0.2=0.4
				2	0.2+0.2=0.4
				1	0.2+0.2=0.4
M10	Muro de hormigón armado	0-3	( 5.40, -0.65) ( 5.40, 2.90)	3	0.2+0.2=0.4
				2	0.2+0.2=0.4
				1	0.2+0.2=0.4
M6	Muro de hormigón armado	0-4	( 3.55, 2.60) ( 5.40, 2.60)	4	0.2+0.2=0.4
				3	0.2+0.2=0.4
				2	0.2+0.2=0.4
				1	0.2+0.2=0.4
M8	Muro de hormigón armado	1-4	( 5.40, 2.60) ( 8.70, 2.60)	4	0.2+0.2=0.4
				3	0.2+0.2=0.4
				2	0.2+0.2=0.4
M9	Muro de hormigón armado	1-4	( 7.30, 0.20) ( 7.30, 2.60)	4	0.2+0.2=0.4
				3	0.2+0.2=0.4
				2	0.2+0.2=0.4
M12	Muro de hormigón armado	0-4	( 5.90, 2.60) ( 5.90, 5.50)	4	0.2+0.2=0.4
				3	0.2+0.2=0.4
				2	0.2+0.2=0.4
				1	0.2+0.2=0.4



### Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

M11	Muro de hormigón armado	0-4	( 3.00, 2.60) ( 3.00, 5.50)	4	0.2+0.2=0.4
				3	0.2+0.2=0.4
				2	0.2+0.2=0.4
				1	0.2+0.2=0.4
M2	Muro de hormigón armado	0-4	( 0.20, -2.80) ( 3.55, -2.80)	4	0.2+0.2=0.4
				3	0.2+0.2=0.4
				2	0.2+0.2=0.4
				1	0.2+0.2=0.4
M5	Muro de hormigón armado	0-4	( 3.55, -2.80) ( 5.40, -2.80)	4	0.2+0.2=0.4
				3	0.2+0.2=0.4
				2	0.2+0.2=0.4
				1	0.2+0.2=0.4
M7	Muro de hormigón armado	1-4	( 5.40, -2.80) ( 7.30, -2.80)	4	0.2+0.2=0.4
				3	0.2+0.2=0.4
				2	0.2+0.2=0.4

#### Empujes y zapata del muro

Referencia	Empujes	Zapata del muro
M1	Empuje izquierdo: Terreno Empuje derecho: Nivel agua	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles -Situaciones persistentes: 0.294 MPa -Situaciones accidentales: 0.441 MPa Módulo de balasto: 111500.00 kN/m³
M4	Empuje izquierdo: Sin empujes Empuje derecho:	Viga de cimentación: 0.300 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles



## Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

	Nivel agua labio retención	-Situaciones persistentes: 0.294 MPa -Situaciones accidentales: 0.441 MPa Módulo de balasto: 111500.00 kN/m <sup>3</sup>
M3	Empuje izquierdo:  Terreno  Empuje derecho:  Nivel agua	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50  Tensiones admisibles -Situaciones persistentes: 0.294 MPa -Situaciones accidentales: 0.441 MPa Módulo de balasto: 111500.00 kN/m <sup>3</sup>
M13	Empuje izquierdo:  Terreno  Empuje derecho:  Sin empujes	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50  Tensiones admisibles -Situaciones persistentes: 0.294 MPa -Situaciones accidentales: 0.441 MPa Módulo de balasto: 111500.00 kN/m <sup>3</sup>
M10	Empuje izquierdo:  Nivel agua labio alivio  Empuje derecho:  Terreno retención-alivio	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50  Tensiones admisibles -Situaciones persistentes: 0.294 MPa -Situaciones accidentales: 0.441 MPa Módulo de balasto: 111500.00 kN/m <sup>3</sup>
M6	Empuje izquierdo:  Sin empujes  Empuje derecho:  Nivel agua	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50  Tensiones admisibles -Situaciones persistentes: 0.294 MPa -Situaciones accidentales: 0.441 MPa Módulo de balasto: 111500.00 kN/m <sup>3</sup>



PAYMACOTAS

## Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

M8	Empuje izquierdo: Terreno Empuje derecho: Nivel agua alivio	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles -Situaciones persistentes: 0.294 MPa -Situaciones accidentales: 0.441 MPa Módulo de balasto: 111500.00 kN/m <sup>3</sup>
M9	Empuje izquierdo: Nivel agua alivio Empuje derecho: Terreno	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles -Situaciones persistentes: 0.294 MPa -Situaciones accidentales: 0.441 MPa Módulo de balasto: 111500.00 kN/m <sup>3</sup>
M12	Empuje izquierdo: Sin empujes Empuje derecho: Terreno	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles -Situaciones persistentes: 0.294 MPa -Situaciones accidentales: 0.441 MPa Módulo de balasto: 111500.00 kN/m <sup>3</sup>
M11	Empuje izquierdo: Terreno Empuje derecho: Sin empujes	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles -Situaciones persistentes: 0.294 MPa -Situaciones accidentales: 0.441 MPa Módulo de balasto: 111500.00 kN/m <sup>3</sup>
M2	Empuje izquierdo: Nivel agua Empuje derecho: Terreno	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50 Tensiones admisibles -Situaciones persistentes: 0.294 MPa



		-Situaciones accidentales: 0.441 MPa Módulo de balasto: 111500.00 kN/m <sup>3</sup>
M5	Empuje izquierdo:  Nivel agua  Empuje derecho:  Terreno	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50  Tensiones admisibles  -Situaciones persistentes: 0.294 MPa -Situaciones accidentales: 0.441 MPa Módulo de balasto: 111500.00 kN/m <sup>3</sup>
M7	Empuje izquierdo:  Nivel agua alivio  Empuje derecho:  Terreno	Viga de cimentación: 0.400 x 0.500 Vuelos: izq.:0.00 der.:0.00 canto:0.50  Tensiones admisibles  -Situaciones persistentes: 0.294 MPa -Situaciones accidentales: 0.441 MPa Módulo de balasto: 111500.00 kN/m <sup>3</sup>

#### 4. Losas y elementos de cimentación

Losas cimentación	Canto (cm)	Módulo balasto (kN/m <sup>3</sup> )	Tensión admisible en situaciones persistentes (MPa)	Tensión admisible en situaciones accidentales (MPa)
Todas	50	111500.00	0.294	0.441

#### 5. Normas consideradas

Hormigón: EHE-08

Aceros conformados: CTE DB-SE A

Aceros laminados y armados: CTE DB-SE A



## 6. Acciones consideradas

### 6.1. Gravitatorias

Planta	S.C.U(kN/m <sup>2</sup> )	Cargas muertas(kN/m <sup>2</sup> )
Cubierta	4.0	3.0
Labio alivio	2.0	0.0
Labio retención	2.0	0.0
Alivio	2.0	0.0
Retención	2.0	0.0

### 6.2. Hipótesis de carga

Automáticas	Carga permanente Sobrecarga de uso		
Adicionales	Referencia	Descripción	Naturaleza
	Q1 Nivel agua (Lleno)	Nivel agua	Sobrecarga de uso
	Q1 Nivel agua (Vacío)	Nivel agua	Sobrecarga de uso
	N1 Nieve	Nieve	Nieve

### 6.3. Empujes en muros

Terreno

Una situación de relleno

Carga: Carga permanente

Con nivel freático: Cota -3.00 m

Con relleno: Cota 0.00 m

Ángulo de talud 0.00 Grados

Densidad aparente 18.00 kN/m<sup>3</sup>



Densidad sumergida 11.00 kN/m<sup>3</sup>

Ángulo rozamiento interno 30.00 Grados

Evacuación por drenaje 1.00 %

Carga 1:

Tipo: Uniforme

Valor: 4.00 kN/m<sup>2</sup>

#### Nivel agua

Primera situación de relleno

Carga: Q1 Nivel agua (Vacío)

Con nivel freático: Cota -8.49 m

Segunda situación de relleno

Carga: Q1 Nivel agua (Lleno)

Con nivel freático: Cota -5.75 m

#### Nivel agua labio retención

Primera situación de relleno

Carga: Q1 Nivel agua (Vacío)

Con nivel freático: Cota -8.49 m

Segunda situación de relleno

Carga: Q1 Nivel agua (Lleno)

Con nivel freático: Cota -6.75 m

#### Nivel agua labio alivio

Primera situación de relleno

Carga: Q1 Nivel agua (Vacío)

Con nivel freático: Cota -8.49 m

Segunda situación de relleno

Carga: Q1 Nivel agua (Lleno)



Con nivel freático: Cota -6.25 m

#### Nivel agua alivio

Primera situación de relleno

Carga: Q1 Nivel agua (Vacío)

Con nivel freático: Cota -7.85 m

Segunda situación de relleno

Carga: Q1 Nivel agua (Lleno)

Con nivel freático: Cota -5.75 m

#### Terreno retención-alivio

Una situación de relleno

Carga: Carga permanente

Con relleno: Cota -7.85 m

Ángulo de talud 0.00 Grados

Densidad aparente 18.00 kN/m<sup>3</sup>

Densidad sumergida 11.00 kN/m<sup>3</sup>

Ángulo rozamiento interno 30.00 Grados

Evacuación por drenaje 1.00 %

### 6.4. Listado de cargas

Cargas especiales introducidas (en KN, KN/m y KN/m<sup>2</sup>)

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
0	Carga permanente	Superficial	5.00	( 5.40, 2.80) ( 5.70, 2.80) ( 5.70, 5.30) ( 3.20, 5.30) ( 3.20, 2.80) ( 3.55, 2.80)
	Carga permanente	Superficial	4.00	( 3.00, 2.40) ( 0.40, 2.40) ( 0.40, -2.60) ( 3.40, -2.60)



				( 3.40, 2.40)
	Carga permanente Superficial	2.00	( 5.20, 2.40)	( 3.70, 2.40)
			( 3.70, -2.60)	( 5.20, -2.60)
	Sobrecarga de uso Superficial	27.40	( 3.00, 2.40)	( 0.40, 2.40)
			( 0.40, -2.60)	( 3.40, -2.60)
			( 3.40, 2.40)	
	Sobrecarga de uso Superficial	21.60	( 5.20, 2.40)	( 3.70, 2.40)
			( 3.70, -2.60)	( 5.20, -2.60)
1	Carga permanente Superficial	1.50	( 7.10, 2.40)	( 5.90, 2.40)
			( 5.60, 2.40)	( 5.60, -2.60)
			( 7.10, -2.60)	
	Sobrecarga de uso Superficial	21.00	( 7.10, 2.40)	( 5.90, 2.40)
			( 5.60, 2.40)	( 5.60, -2.60)
			( 7.10, -2.60)	
4	Carga permanente Lineal	12.60	( 6.10, 5.50)	( 2.80, 5.50)
	Carga permanente Lineal	12.60	( 1.75, 2.80)	( 1.75, 0.20)
	Carga permanente Lineal	12.60	( 1.75, 0.20)	( 7.25, 0.20)
	Carga permanente Lineal	12.60	( 7.25, 0.20)	( 7.25, 2.80)
	Carga permanente Lineal	6.77	( 6.10, 5.50)	( 2.80, 5.50)
	Carga permanente Lineal	6.77	( 1.75, 2.80)	( 1.75, 0.20)
	Carga permanente Lineal	6.77	( 1.75, 0.20)	( 7.25, 0.20)
	Carga permanente Lineal	6.77	( 7.25, 0.20)	( 7.25, 2.80)



Carga permanente	Lineal	9.03 ( 6.10, 5.50) ( 2.80, 5.50)
Carga permanente	Lineal	9.03 ( 1.75, 2.80) ( 1.75, 0.20)
Carga permanente	Lineal	9.03 ( 1.75, 0.20) ( 7.25, 0.20)
Carga permanente	Lineal	9.03 ( 7.25, 0.20) ( 7.25, 2.80)
Sobrecarga de uso	Lineal	2.26 ( 6.10, 5.50) ( 2.80, 5.50)
Sobrecarga de uso	Lineal	2.26 ( 1.75, 2.80) ( 1.75, 0.20)
Sobrecarga de uso	Lineal	2.26 ( 1.75, 0.20) ( 7.25, 0.20)
Sobrecarga de uso	Lineal	2.26 ( 7.25, 0.20) ( 7.25, 2.80)
N1 Nieve	Lineal	2.26 ( 6.10, 5.50) ( 2.80, 5.50)
N1 Nieve	Lineal	2.26 ( 1.75, 2.80) ( 1.75, 0.20)
N1 Nieve	Lineal	2.26 ( 1.75, 0.20) ( 7.25, 0.20)
N1 Nieve	Lineal	2.26 ( 7.25, 0.20) ( 7.25, 2.80)

## 7. Estados límite

E.L.U. de rotura. Hormigón	CTE
E.L.S. Fisuración. Hormigón	Categoría de uso: A. Zonas residenciales
E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones	Cota de nieve: Altitud inferior o igual a 1000 m
Tensiones sobre el terreno	Acciones características
Desplazamientos	



## 8. Situaciones de proyecto

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

Con coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

Donde:

$G_k$  Acción permanente

$Q_k$  Acción variable

$\gamma_G$  Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes

$\gamma_{Q,1}$  Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal

$\gamma_{Q,i}$  Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento

( $i > 1$ )



$\psi_{p,1}$  Coeficiente de combinación de la acción variable principal

$\psi_{a,i}$  Coeficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento

(i > 1)

### 8.1. Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ ) y coeficientes de combinación ( $\psi$ )

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán:

#### E.L.U. de rotura. Hormigón: EHE-08

Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
Carga permanente (G)	1.000	1.350	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.500	1.000	0.700
Nieve (Q)	0.000	1.500	1.000	0.500

#### E.L.S. Fisuración. Hormigón: EHE-08

Cuasipermanente				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )



**Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes**

Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	0.300	0.300
Nieve (Q)	0.000	1.000	0.000	0.000

**E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: EHE-08 / CTE DB-SE C**

<b>Persistente o transitoria</b>				
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )		Coeficientes de combinación ( $\psi$ )	
	Favorable	Desfavorable	Principal ( $\psi_p$ )	Acompañamiento ( $\psi_a$ )
Carga permanente (G)	1.000	1.600	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600	1.000	0.700
Nieve (Q)	0.000	1.600	1.000	0.500

**Tensiones sobre el terreno**

<b>Acciones variables sin sismo</b>		
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000
Nieve (Q)	0.000	1.000

**Desplazamientos**

<b>Acciones variables sin sismo</b>	
	Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ )



PAYMACOTAS

## Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000
Nieve (Q)	0.000	1.000

### 9. Materiales utilizados

#### 9.1. Hormigones

Para todos los elementos estructurales de la obra: HA-30;  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ ;  $\gamma_c = 1.50$

#### 9.2.- Aceros en barras

Para todos los elementos estructurales de la obra: B 500 S;  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ;  $\gamma_s = 1.15$

### 10. Armados de muros

Muro M1: Longitud: 355 cm [Nudo inicial: 0.20; -0.55 -> Nudo final: 0.20; 3.00]											
Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Cubierta	40.0	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Labio alivio	40.0	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Labio retención	40.0	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Alivio	40.0	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---

Muro M4: Longitud: 370 cm [Nudo inicial: 3.55; -0.70 -> Nudo final: 3.55; 3.00]											
Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		



PAYMACOTAS

## Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

Labio retención	30.0	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm	---	---	---	---	100.0	---
Alivio	30.0	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm	Ø8c/10 cm	---	---	---	---	100.0	---

Muro M3: Longitud: 335 cm [Nudo inicial: 0.20;2.60 -> Nudo final: 3.55;2.60]

Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Cubierta	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Labio alivio	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Labio retención	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Alivio	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---

Muro M13: Longitud: 365 cm [Nudo inicial: 3.00;5.50 -> Nudo final: 6.65;5.50]

Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Cubierta	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Labio alivio	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Labio retención	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Alivio	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---

Muro M10: Longitud: 355 cm [Nudo inicial: 5.40;-0.65 -> Nudo final: 5.40;2.90]

Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Labio alivio	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---



PAYMACOTAS

### Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

Labio retención	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Alivio	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---

Muro M6: Longitud: 185 cm [Nudo inicial: 3.55;2.60 -> Nudo final: 5.40;2.60]

Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Cubierta	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Labio alivio	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Labio retención	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Alivio	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---

Muro M8: Longitud: 330 cm [Nudo inicial: 5.40;2.60 -> Nudo final: 8.70;2.60]

Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Cubierta	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Labio alivio	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Labio retención	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---

Muro M9: Longitud: 240 cm [Nudo inicial: 7.30;0.20 -> Nudo final: 7.30;2.60]

Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Cubierta	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Labio alivio	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---

B31-342A\_113AN01A\_RA.doc



PAYMACOTAS

### Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

Labio retención	40.0	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	Ø16c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
-----------------	------	------------	------------	------------	------------	---	----	----	----	-------	-----

Muro M12: Longitud: 290 cm [Nudo inicial: 5.90;2.60 -> Nudo final: 5.90;5.50]											
Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Cubierta	40.0	Ø12c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø16c/25 cm	Ø16c/25 cm	1	Ø8	25	20	100.0	---
Labio alivio	40.0	Ø12c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø16c/25 cm	Ø16c/25 cm	1	Ø8	25	20	100.0	---
Labio retención	40.0	Ø12c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø16c/25 cm	Ø16c/25 cm	1	Ø8	25	20	100.0	---
Alivio	40.0	Ø12c/20 cm	Ø12c/20 cm	Ø16c/25 cm	Ø16c/25 cm	1	Ø8	25	20	100.0	---

Muro M11: Longitud: 290 cm [Nudo inicial: 3.00;2.60 -> Nudo final: 3.00;5.50]											
Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Cubierta	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Labio alivio	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Labio retención	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---
Alivio	40.0	Ø12c/30 cm	Ø12c/30 cm	Ø16c/30 cm	Ø16c/30 cm	---	---	---	---	100.0	---

Muro M2: Longitud: 335 cm [Nudo inicial: 0.20;-2.80 -> Nudo final: 3.55;-2.80]											
Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Cubierta	40.0	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Labio alivio	40.0	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---

B31-342A\_113AN01A\_RA.doc



PAYMACOTAS

### Ordenación hidráulico-sanitaria del río Deva en Panes

Labio retención	40.0	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Alivio	40.0	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---

Muro M5: Longitud: 185 cm [Nudo inicial: 3.55; -2.80 -> Nudo final: 5.40; -2.80]

Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Cubierta	40.0	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Labio alivio	40.0	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	1	Ø8	15	30	83.3	---
Labio retención	40.0	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---
Alivio	40.0	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	1	Ø8	15	30	100.0	---

Muro M7: Longitud: 190 cm [Nudo inicial: 5.40; -2.80 -> Nudo final: 7.30; -2.80]

Planta	Espesor(cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C.(%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver(cm)	Sep.hor(cm)		
Cubierta	40.0	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	1	Ø8	15	20	100.0	---
Labio alivio	40.0	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	1	Ø8	15	20	100.0	---
Labio retención	40.0	Ø16c/20 cm	Ø16c/20 cm	Ø20c/15 cm	Ø20c/15 cm	1	Ø8	15	20	100.0	---

F.C. = El factor de cumplimiento indica el porcentaje de área en el cual el armado y espesor de hormigón son suficientes.



## **APÉNDICE 4:**

# **CÁLCULO MECÁNICO DE TUBERÍAS**

# Cálculo Mecánico de Tuberías de Hormigón Armado

## Memoria de Cálculos

El procedimiento para realizar los cálculos, extraído del Anexo A de la norma UNE 127 010, es el siguiente:

Determinación de acciones actuantes sobre el tubo: carga producida por relleno, carga producida por el tráfico (carretera, ferroviario o aeroportuario), carga puntual, carga uniformemente distribuida en superficie, carga producida por compactadores

Obtención del Factor de Apoyo mínimo recomendado, según las condiciones de instalación

Determinación de la clase resistente exigible al tubo según las acciones actuantes y las condiciones de instalación

Este procedimiento es aplicable en la instalación de tubos de diámetro en mm: 300, 400, 500, 600, 800, 1000, 1200, 1400, 1500, 1600, 1800, 2000, 2500, 3000

### Tipos de instalación:

Se consideran cuatro tipos posibles de instalación:

Zanja

Terraplén

Zanja terraplenada

Zanja inducida en terraplén

### Relleno.

La Norma clasifica las tierras del relleno en uno de los siguientes cinco tipos:

Clase de relleno.	$\lambda \mu'$	$\gamma_r$ (KN/m <sup>3</sup> )
1 Arcilla plástica	0,110	21,0
2 Arcilla ordinaria	0,130	19,2
3 Arena arcillosa	0,150	19,2
4 Arenas y gravas	0,165	17,6
5 Mat gran sin cohesión (zahorras)	0,192	19,0

donde:

$\gamma_r$  = Peso específico del terreno, en kN/m<sup>3</sup>

$\lambda = \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)$  es el Coeficiente de Rankine

$\varphi$  = Angulo de Rozamiento interno del relleno;

$\mu = \text{tg} \varphi$  es el Coeficiente de Rozamiento del relleno

$\mu' = \text{tg} \varphi'$  es el Coeficiente de Rozamiento del relleno contra los paramentos de la zanja, en que  $\varphi'$  es el correspondiente Angulo de Rozamiento

Se permite definir al usuario las características del terreno a partir de los valores de  $\gamma_r$  y  $\varphi$ .

## Determinación de la carga producida por el relleno:

El efecto favorable del rozamiento negativo tanto en zanja como en zanja terraplenada, disminuye a medida que aumenta la anchura de la zanja, lo que obliga a calcular también el peso del relleno como si la tubería estuviera colocada en terraplén con  $\eta = 1$  y considerar como real el menor de ambos, ya que la carga para el caso de tubería colocada en terraplén es la mayor que se puede producir para una altura de relleno determinada. Este doble cálculo resulta obligado para cualquier tipo de zanja incluso la terraplenada

Las anteriores consideraciones contempladas en la Instrucción de Tubos de Hormigón Armado y Pretensado del Instituto Eduardo Torroja no se explicitan en el Apéndice de Cálculo de la Norma UNE 127.010, si bien el Programa de Cálculo lo tiene en cuenta y realiza automáticamente la comparación dando como resultado el valor inferior.

En todos los casos, se limita la altura  $h_r$  de relleno por encima de la clave del tubo a 0,5 metros procediéndose, cuando es necesario, a avisar al usuario.

### Instalación en zanja

Carga producida por el relleno:

$$q_r = C_z \cdot \gamma_r \cdot h_r \cdot b \text{ en kN/m con } h_r \text{ y } b \text{ en metros}$$

donde:

$$C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu'(hr/b)}}{2\lambda\mu'(hr/b)}$$

El valor de  $C_z$  depende de la razón  $hr/b$  del coeficiente  $\lambda\mu'$  característicos de cada instalación.

En aplicación de la norma UNE EN 1610, se recomienda que el resguardo lateral de la zanja sea, como mínimo, igual a los valores siguientes en función del diámetro nominal instalado:

DN	$\beta > 60^\circ$	$\beta \leq 60^\circ$
$\leq 350$	0.25	0.2
$> 350$ a $\leq 700$	0.35	
$> 700$ a $\leq 1200$	0.43	
$> 1200$	0.5	

Siendo  $\beta$  el ángulo de la pared de la zanja medido desde la horizontal

El usuario es avisado de esta recomendación cuando resulta oportuno y se le ofrece la posibilidad de corregirlo automáticamente

### Instalación en terraplén

Carga producida por el relleno:

$$q_r = C_t \cdot \gamma_r \cdot h_r \cdot D_e \text{ en kN/m con } h_r \text{ y } D_e \text{ en metros.}$$

El valor de  $C_t$  depende de la razón  $h_r/D_e$ , del coeficiente  $\lambda\mu$  y de la altura del plano de igual asentamiento  $h_0$  y se obtiene por:

Para  $hr \leq h_0$

$$C_z = \frac{e^{2\lambda\mu (hr / De)} - 1}{2\lambda\mu(hr / De)}$$

Para  $hr > h_0$

$$C_z = \frac{e^{2\lambda\mu (h_0 / De)} - 1}{2\lambda\mu(hr / De)} + \frac{hr - h_0}{hr} \cdot e^{2\lambda\mu (h_0 / De)}$$

El valor de  $h_0$ , altura del plano de igual asentamiento, se obtiene, en metros, resolviendo la ecuación:

$$e^{2\lambda\mu \frac{h_0}{De}} - 2\lambda\mu \frac{h_0}{De} = 2\lambda\mu\delta\eta + 1$$

donde:

- $\delta$  es la razón de asentamiento y depende de la naturaleza de la base sobre la que se instala el tubo. Se toma uno de los siguientes valores si el usuario no determina un valor específico:

Base rígida (roca o suelo muy compacto)	$\delta = 1$
Base de suelo natural ordinario	$\delta = 0,5$
Base muy asentable (terraplén no bien compactado)	$\delta = 0,3$

- $\eta$  es la razón de proyección en terraplén:

$$\eta = \frac{h'r}{De}$$

Se toma  $\eta = 1$  cuando se calcula la carga máxima de la instalación en zanja o zanja terraplenada.

### Instalación en zanja terraplenada

La carga producida por el relleno se obtiene de:

$$q_r = C_z t \cdot \gamma_r \cdot hr \cdot b \text{ en kN/m con } hr \text{ y } b \text{ en metros.}$$

El valor de  $C_z t$  se obtiene por :

Para  $hr \leq h_0$

$$C_{zt} = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' (hr/b)}}{2\lambda\mu'(hr/b)}$$

Para  $hr > h_0$

$$C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' (h_0/b)}}{2\lambda\mu'(hr/b)} + \frac{hr - h_0}{hr} e^{-2\lambda\mu' (h_0/b)}$$

El valor de  $h_0$ , altura del plano de igual asentamiento, se obtiene, en metros, resolviendo la ecuación:

$$e^{-2\lambda\mu' \frac{h_0}{b}} + 2\lambda\mu' \frac{h_0}{b} = 2\lambda\mu' |\delta' \eta'| + 1$$

donde:

- $\delta'$  es la razón de asentamiento que se suele tomar en la práctica un valor dependiente de la razón de proyección. Se obtiene por interpolación a partir de la tabla siguiente si el usuario no define directamente el valor:

$\eta'$	$\delta'$
0.5	-0.1
1.0	-0.3
1.5	-0.5
2.0	-1.0

- $\eta'$  es la razón de proyección en zanja terraplénada:

$$\eta' = \frac{h''r}{b}$$

Se recomendarán las mismas limitaciones del resguardo lateral que se recomiendan en la instalación en zanja.

### Instalación en zanja inducida en terraplén.

Para la correcta ejecución de este tipo de instalación es obligatorio que  $hr \geq De$ . Se producirá en los casos necesarios un aviso de esta limitación al usuario.

La carga producida por el relleno se obtiene de:

$$q_r = C_{zt} \cdot \gamma_r \cdot hr \cdot b_2 \text{ en kN/m con } hr \text{ y } b_2 \text{ en metros}$$

El valor de  $C_{zt}$  se obtiene por :

Para  $hr \leq h_0$

$$C_{zt} = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu (hr/b_2)}}{2\lambda\mu(hr/b_2)}$$

Para  $hr > h_0$

$$C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu (h_0/b_2)}}{2\lambda\mu(hr/b_2)} + \frac{hr-h_0}{hr} \cdot e^{-2\lambda\mu (h_0/b_2)}$$

El valor de  $h_0$ , altura del plano de igual asentamiento, se obtiene, en metros, resolviendo la ecuación:

$$e^{-2\lambda\mu \frac{h_0}{b_2}} + 2\lambda\mu \frac{h_0}{b_2} = 2\lambda\mu |\delta' \eta'| + 1$$

donde:

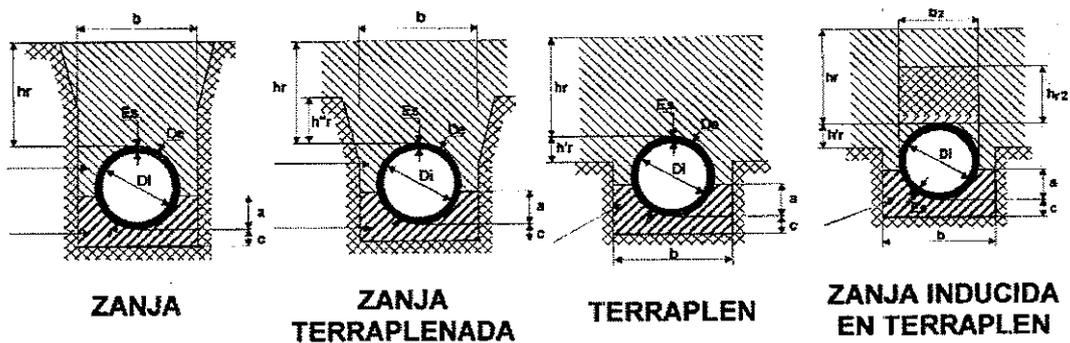
$\delta'$  es la razón de asentamiento que se suele tomar en la práctica un valor dependiente de la razón de proyección. Se obtiene por interpolación a partir de la tabla siguiente si el usuario no define directamente el valor:

$\eta'$	$\delta'$
0.5	-0.5
1.0	-0.7
1.5	-1.0
2.0	-2.0

$\eta'$  es la razón de proyección en zanja inducida en terraplén:

$$\eta' = \frac{h_{t2}}{b_2}$$

$b_2$  será superior al diámetro exterior de la tubería sólo cuando el usuario lo indique al desear calcular una instalación en zanja inducida con colocación de tubería después del terraplén. En este caso  $b_2 = b$ . Por defecto se considerará  $b_2 = D_e$ .



## TIPOS DE INSTALACIÓN

### Determinación de la carga producida por el tráfico automovilístico:

La norma considera tres tipos de vehículos, entre los que el usuario selecciona uno:

Eje simple de 70 kN (7t).

Eje simple de 130 kN (13t).

Carro de tres ejes de 600 kN (60t).

Los valores de las cargas en kN/m producidas sobre el tubo se obtienen de las siguientes fórmulas, siendo  $h_r$  la profundidad en metros del plano de clave,  $D_e$  el diámetro exterior en metros de la conducción y  $L_e = 0,20 + 1,4h_r + 1,05 D_e$  la longitud eficaz de tubería sobre la que se aplica la carga, en metros

- **Eje simple de 70 kN.** Se aplican las siguientes fórmulas según los valores de  $h_r$  y  $D_e$ , con  $t = 1,4h_r + 0,30$  y con  $s = 1,4(h_r - 1,21)$ :

En el caso de que  $h_r \geq 1,21$  m:

$$q_m = \frac{35}{t L_e} (D_e + s) \quad \text{si } D_e \geq s$$

$$q_m = \frac{70}{t L_e} D_e \quad \text{si } D_e < s$$

En el caso de que  $h_r \leq 1,21$  m y  $D_e \leq 2,0$  m:

$$q_m = \frac{35}{L_e} C_i \quad \text{si } D_e \geq t$$

$$q_m = \frac{35}{t L_e} (C_i D_e) \quad \text{si } D_e < t$$

En el caso de que  $h_r \leq 1,21$  m y  $D_e > 2,0$  m, con  $v = D_e + 1,4h_r - 1,70$ :

$$q_m = \frac{35}{t L_e} C_i \cdot v$$

- **Eje simple de 130 kN.** Se aplican las siguientes fórmulas según los valores de  $h_r$  y  $D_e$ , con  $t = 1,4h_r + 0,60$  y con  $s = 1,4(h_r - 1,00)$ :

En el caso de que  $h_r \geq 1,0$  m:

$$q_m = \frac{65}{t \cdot L_e} (D_e + s) \quad \text{si } D_e \geq s$$

$$q_m = \frac{130}{t \cdot L_e} (D_e) \quad \text{si } D_e < s$$

En el caso de que  $hr \leq 1,0$  m y  $D_e \leq 2,0$  m:

$$q_m = \frac{65}{L_e} C_i \quad \text{si } D_e \geq t$$

$$q_m = \frac{65}{t \cdot L_e} (C_i - D_e) \quad \text{si } D_e < t$$

En el caso de que  $hr \leq 1,0$  m y  $D_e > 2,0$  m:

$$q_m = \frac{65}{t \cdot L_e} (D_e + s) \cdot C_i$$

- **Triple eje de 600 kN.** Se añade a la  $q_m$  calculada una sobrecarga de uso de  $(4,0 D_e)$  kN/m. Se aplican las siguientes fórmulas según los valores de  $hr$  y  $D_e$ , con  $t = 1,4hr + 0,60$  y con  $s = 1,4(hr - 1,00)$ :

En el caso de que  $hr \geq 1,0$  m:

$$q_m = \frac{300}{t (L_e + 3,0)} (D_e + s) \quad \text{si } D_e \geq s$$

$$q_m = \frac{600}{t (L_e + 3,0)} (D_e) \quad \text{si } D_e < s$$

En el caso de que  $hr \leq 1,0$  m y  $D_e \leq 2,0$  m:

$$q_m = \frac{300}{(L_e + 3,0)} \quad \text{si } D_e \geq t$$

$$q_m = \frac{100}{t \cdot L_e} \cdot D_e \quad \text{o} \quad q_m = \frac{300}{(L_e + 3,0) \cdot t} \cdot D_e$$

si  $D_e < t$  tomando el mayor valor obtenido.

En el caso de que  $h_r \leq 1,0$  m y  $D_e > 2,0$  m:

$$q_m = \frac{300}{t \cdot (L_e + 3,0)} (D_e + s)$$

Para profundidades superiores a los 4 m no se consideran cargas de tráfico

Para profundidades inferiores a 0,9 m y en los casos de eje simple de 70kN y de 130 kN se aplica un coeficiente de impacto  $C_i$  según los valores indicados en la tabla siguiente:

<u>hr en m.</u>	<u><math>C_i</math></u>
$hr < 0,60$	1,20
$0,60 < hr < 0,90$	1,10
$0,90 < hr$	1,00

Se recomienda, cuando es necesario, que el recubrimiento mínimo de tierras por encima de la clave del tubo sea no menor de 1 m

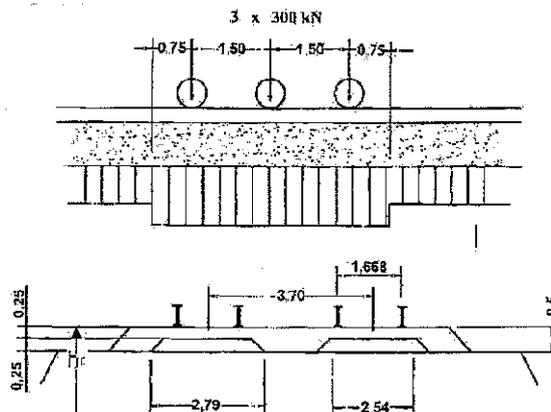
### Determinación de la carga producida por el tráfico ferroviario:

En los dos modelos siguientes de cargas ferroviarias la altura del relleno por encima de la clave del tubo debe ser como mínimo de un metro. Se produce en los casos necesarios un aviso de esta limitación al usuario.

Se recomienda, cuando es necesario, que el recubrimiento mínimo de tierras por encima de la clave del tubo sea no menor de 1,5 m.

### VIA RENFE:

El tren de cargas considerado es el tipo A de la instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril.



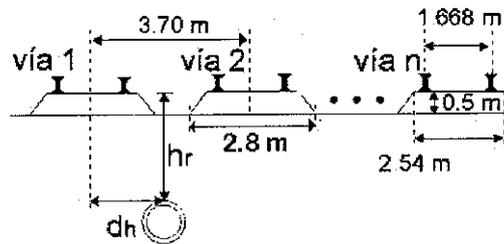
La sobrecarga debida a la locomotora es de:

$$qf_{\text{renfe}} = \frac{900}{4,5 \times 2,8} = 71,4 \text{ kN/m}^2$$

Se considera un coeficiente de impacto  $C_i$ , función de la velocidad y que se calcula con la siguiente expresión siendo siempre  $C_i \geq 1$ :

$$C_i = 1 + \frac{0,33 V}{100} - 0,1 (h_r)$$

con  $V$  expresado en km/h, con un valor máximo de 200 km/h.



Dada la instalación mostrada, se considera un reparto a  $35^\circ$ , teniéndose en cuenta la superposición de presiones debidas a la presencia de varias vías, si procede; para ello se tiene en cuenta la distancia  $d_h$  desde la primera vía hasta la clave del tubo y la profundidad  $h_r$

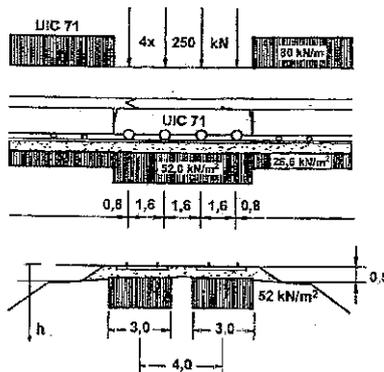
La carga ferroviaria a aplicar, teniéndose en cuenta si es necesario la superposición de presiones en función de la profundidad de la clave del tubo  $h_r$ , es la siguiente:

$$qf_{\text{renfe}} = \frac{D_e \times C_i \times 71,4 \times 4,5 \times 2,8}{(4,5 + 2 \times 0,7 \times (h_r - 0,5)) \times (2,8 + 2 \times 0,7 \times (h_r - 0,5))} \text{ kN/m}$$

Se ofrece la posibilidad de calcular la carga para una tubería instalada en el sentido longitudinal de la vía férrea o transversalmente a la traza de esta, en cuyo caso sólo se tiene en cuenta para el cálculo la carga expresada anteriormente en función de  $h_r$ , multiplicada por el número máximo de vías cuyas sobrecargas se solapan a la profundidad de instalación de la tubería.

#### VIA UIC 71:

El tren de cargas considerado es el de la UIC 71



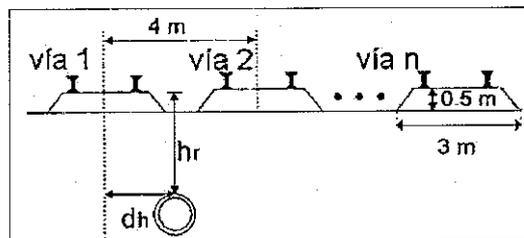
La sobrecarga debida a la locomotora es de:

$$q_{f_{UIC}} = \frac{1000}{6,4 \times 3} = 52 \text{ kN/m}^2$$

La sobrecarga debida a los vagones es de: 26,6 kN/m<sup>2</sup>

Se considera un coeficiente de impacto  $C_i$  que se calcula con la expresi3n indicada a continuaci3n, siendo siempre  $C_i \geq 1$ :

$$C_i = 1,4 - (0,1 (h_r - 0,5))$$



Dada la instalaci3n mostrada, se considera un reparto a 35°, teniéndose en cuenta la superposici3n de presiones debidas a locomotora y vagones y a la presencia de varias vías, si procede; para esto último se tiene en cuenta la distancia  $d_h$  desde la primera vía hasta la clave del tubo y la profundidad  $h_r$ , de forma análoga a lo expuesto para la vía RENFE

La carga ferroviaria a aplicar, teniéndose en cuenta si es necesario la superposici3n de presiones debidas a locomotora y vagones en funci3n de la profundidad de la clave del tubo  $h_r$ , es la siguiente:

$$q_{f_{UIC}} = \left( \frac{(52 - 26,6) \times 6,4 \times 3}{(6,4 + 1,4 \times (h_r - 0,5))} + \frac{26,6 \times 3}{(3 + 1,4 \times (h_r - 0,5))} \right) \times C_i \times D_e \text{ en kN/m}$$

Se ofrece la posibilidad de calcular la carga para una tubería instalada en el sentido longitudinal de la vía férrea o transversalmente a la traza de esta, en cuyo caso sólo se tendrá en cuenta para el cálculo la carga expresada anteriormente en funci3n de  $h_r$ , multiplicada por el número máximo de vías cuyas sobrecargas se solapan a la profundidad de instalaci3n de la tubería.

**Determinaci3n de la carga producida por el tráfic3 aéreo:**

Se calcula como sigue:

qaereo = De qQ en kN/m, obteniéndose qQ de la tabla siguiente, expresado en kN/m<sup>2</sup>:

hr(m)	qQ en kN/m <sup>2</sup>				
	900 kN (DC9)	1800 kN (DC8)	3500 kN (Jumbo)	5500 kN	7500 kN
>=1.0	98	117.6	132.3	137.2	147
2.0	39.2	68.6	88.2	107.8	117.6
3.0	19.6	39.2	58.8	78.4	88.2
4.0	14.7	24.5	39.2	58.8	78.4
5.0	9.8	19.6	29.4	39.2	53.9
6.0	9.8	14.7	24.5	34.3	39.2
7.0	4.9	9.8	19.6	24.5	34.3
8.0	4.9	9.8	14.7	24.5	29.4
9.0	4.9	9.8	14.7	19.6	24.5
10.0	4.9	9.8	14.7	14.7	19.6
15.0	4.9	4.9	4.9	9.8	14.7

A profundidades no inferiores a 1 m, la presión determinada incluye el coeficiente de impacto si la carga de 150 kN/m<sup>2</sup>, producida por las aeronaves, se aplica en la superficie y no se considera el efecto de reparto de las cargas producido por el pavimento. Para valores intermedios de la tabla se interpola.

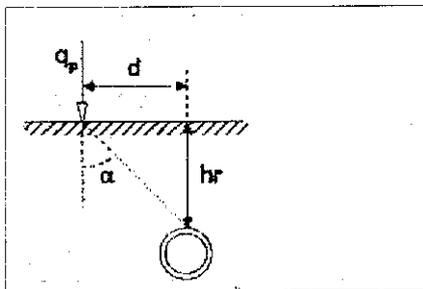
Para la correcta aplicación de estos valores es por lo tanto obligatorio que hr/1 m. Se produce en los casos necesarios un aviso de esta limitación al usuario.

Se recomienda, cuando es necesario, que el recubrimiento mínimo de tierras por encima de la clave del tubo sea no menor de 1,5 m.

### Otras cargas:

- **Cargas puntuales**

La acción que se produce debido a una carga puntual qp en kN, cuyo eje de aplicación se sitúa a una distancia mínima d del eje del tubo, se evalúa según la teoría de Boussinesq:



$$q = \frac{3D_e q_p \cos^5 \alpha}{2h^2 r}$$

donde:

$$\cos \alpha = \frac{h_r}{\left(h_r^2 + d^2\right)^{\frac{1}{2}}}$$

Se obtiene q en kN/m con De y hr en metros.

- **Cargas uniformemente distribuidas en superficie**

Cuando sobre el relleno de una zanja, de ancho b en metros, se localiza una sobrecarga uniforme qs en kN/m<sup>2</sup>, la repercusión sobre el tubo se calcula de la siguiente forma:

$$q = bq_s e^{-2\lambda\mu \frac{h_r}{b}} \text{ en kN/m}$$

Si la carga se aplica sobre una instalación en terraplén o zanja terraplenada, se asimila a un sobreexpesor H de relleno de valor equivalente a:

$$H = \frac{q_s}{\gamma_r}$$

donde  $\gamma_r$  es el peso específico del terreno en kN/m<sup>3</sup> y  $q_s$  es la carga uniforme de superficie en kN/m<sup>2</sup>

### • Cargas debidas a compactadores

Las cargas debidas a compactadores se evalúan como sigue:

$$q_c = C_q \quad D_e$$

donde:

$q_c$ : carga sobre el tubo (N/m)

$D_e$ : diámetro exterior del tubo (m)

$C_c$ : carga sobre la clave del tubo (N/m<sup>2</sup>)

$P_c$ : carga del compactador por m de ancho de rodillo (N/m)

$C_c$  se obtiene de la expresión:

- Para carga estática:		$C_c = (2 \cdot P_c) / ( \cdot hr )$
- Para carga dinámica:	0.3 m ≤ hr ≤ 2 m	$C_c = (12 \cdot P_c) / ( \cdot hr )$
	2 m ≤ hr ≤ 3 m	$C_c = (10 \cdot P_c) / ( \cdot hr )$
	hr > 3 m	$C_c = (8 \cdot P_c) / ( \cdot hr )$

### Factores de apoyo:

En todos los casos, salvo en el caso de seleccionar el apoyo directo en el que  $c=0$ , los valores de  $c$  dependen del terreno y se obtienen de la siguiente tabla, según sea el valor de  $D_i$ :

	$D_i < 0,7$	$0,7 < D_i < 1,5$	$D_i > 1,5$
Suelo	0.10	0.10	0.15
Roca	0.15	0.23	0.30

En el caso que el usuario seleccione el apoyo directo automáticamente se seleccionará  $c=0$  para el cálculo del ancho de zanja y viceversa. El usuario es avisado con anterioridad de este hecho.

### Factores de apoyo en zanja y zanja terraplenada

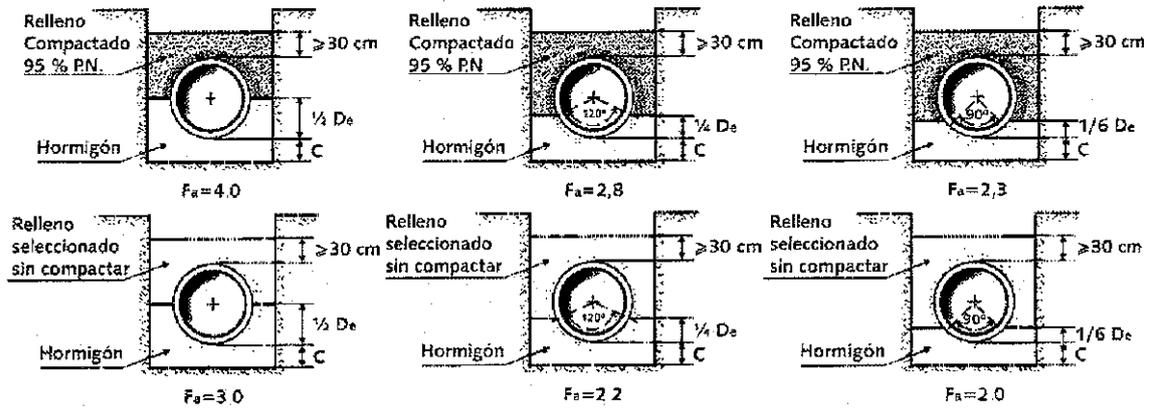
APOYO EN HORMIGÓN EN MASA $f_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$	
Relleno Compactado, apoyo de 180°:	4.0
Relleno Seleccionado sin compactar, apoyo de 180°:	3.0
Relleno Compactado, apoyo de 120°:	2.8
Relleno Seleccionado sin compactar, apoyo de 120°:	2.2

Relleno Compactado, apoyo de 90°:	2.3
Relleno Seleccionado sin compactar, apoyo de 90°:	2.0

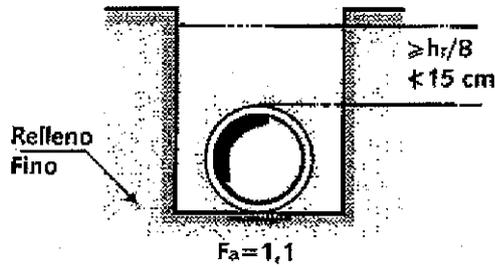
**APOYO GRANULAR**

Relleno y apoyo de material granular compactado:	2.1
Relleno Compactado, apoyo de 180°:	1.9
Relleno Compactado, apoyo de 90°:	1.7
Relleno seleccionado sin compactar, apoyo de 180°:	1.5

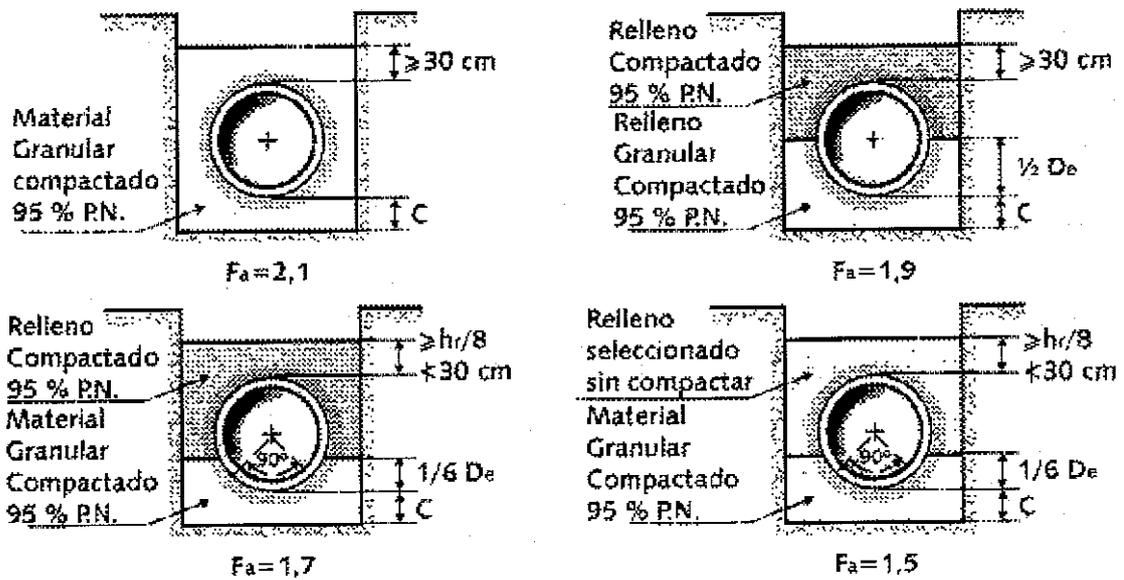
**APOYO DIRECTO (NO RECOMENDADO):** 1.1



Factor de apoyo con hormigón en masa



Factor de apoyo directo.



Factor de apoyo con material granular

### Factores de apoyo en terraplén y en zanja inducida

En las instalaciones de terraplén y zanja inducida, puede tomarse en consideración el empuje activo del relleno sobre una parte de la tubería, lo que conduce a valores del factor de apoyo mayores, a igualdad de las restantes condiciones, que en los casos de instalación en zanja. El valor del factor de apoyo sigue dependiendo del tipo de apoyo, pero ahora queda condicionado, además por la superficie sobre la que actúa el empuje de las tierras del terraplén. No existe por tanto un único valor para cada tipo de apoyo, como ocurre en el caso de instalación en zanja.

La resultante de las presiones laterales que actúan a cada lado de la conducción, es para un tubo circular:

$$\frac{\lambda \gamma_I (2h_I + \eta D_e)}{2} \eta D_e$$

siendo  $\lambda = 0,33$  por omisión si el usuario no define un valor concreto.

Dividida por la carga vertical  $q_r$  da la razón de la carga horizontal a la vertical

$$\theta = \frac{\lambda \eta}{C_t} \left( 1 + \frac{\eta D_e}{2h_I} \right)$$

El factor de apoyo se obtiene mediante la fórmula:

$$F_a = \frac{\alpha}{n - v\theta}$$

" $\alpha$ " es un valor que depende de la directriz del tubo y en el caso de tubos circulares es 1,431.

" $n$ " es un parámetro que tiene en cuenta el tipo de apoyo y cuyo valor en el caso de un tubo circular se obtiene del siguiente cuadro:

Clase de apoyo	A	B	C	D
$n =$	0,505	0,707	0,840	1,310

"v" es un parámetro que depende del área sobre la que se aplica la carga horizontal, por tanto de la razón de proyección  $\eta$ , para tubo circular, sus valores se recogen en la siguiente tabla:

Clase de apoyo $\eta =$	A v =	B, C y D v =
0.0	0.150	0.000
0.3	0.743	0.217
0.5	0.856	0.423
0.7	0.811	0.594
0.9	0.678	0.655
1.0	0.638	0.638

Para valores intermedios de la tabla se interpola.

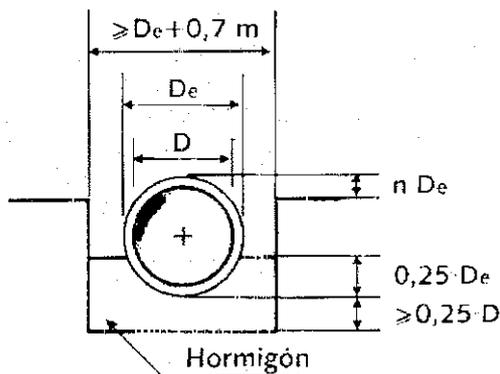
El factor de apoyo puede ser de 4 tipos tal y como se describe a continuación:

Tipo A: Base de hormigón

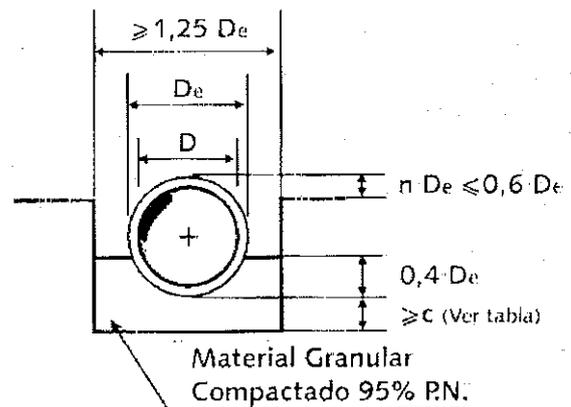
Tipo B: Base de material granular compactado ( $n \leq 0.6$ )

Tipo C: Base de material granular compactado ( $n \leq 0.83$ )

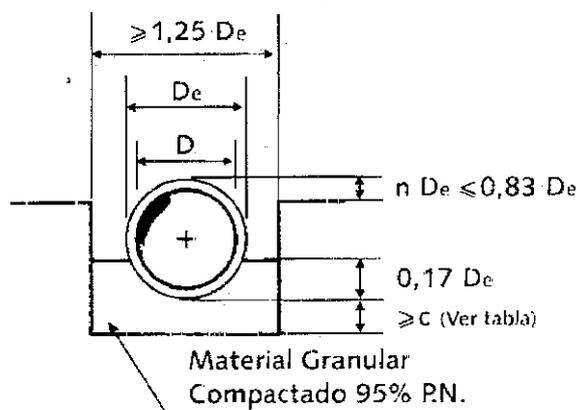
Tipo D: Apoyo directo.



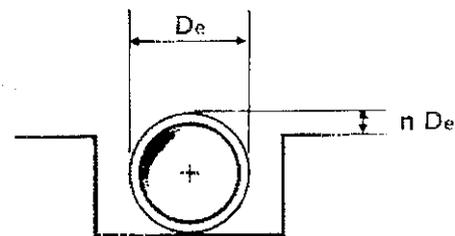
**CLASE A**



**CLASE B**



**CLASE C**



**CLASE D**

**Cálculo de la Clase resistente según UNE 127 010:**

La carga de cálculo se obtiene de la siguiente expresión :

$$\text{CARGA DE CÁLCULO (kN/m)} = \frac{1,5 \times q_{\text{total}}}{F_{\text{ap}} \times D_i}$$

donde  $q_{\text{total}}$  es la suma de la carga del relleno, la carga del tráfico, el efecto de la carga puntual y el efecto de la carga uniformemente distribuida, expresadas en kN/m.

La clase exigible al tubo se obtiene, partiendo de la carga de cálculo mínima y según el tipo de tubo, de la siguiente tabla:

Carga de cálculo ≤ 60	CLASE 60
60 ≤ Carga de cálculo ≤ 90	CLASE 90
90 ≤ Carga de cálculo ≤ 135	CLASE 135
135 ≤ Carga de cálculo ≤ 180	CLASE 180

Restricciones de la tabla:

Diámetro interior $D_i$ (mm)	Clase 60	Clase 90	Clase 135	Clase 180
300 a 800	*	SI	SI	SI
1000 a 1800	SI	SI	SI	SI
1800 a 2000	SI	SI	SI	**
2500 a 3000	SI	SI	**	**

\* Diámetros no contemplados en la norma UNE 127 010 para clase 60.

\*\* Diseños especiales no contemplados en la Norma cuyo dimensionamiento a propuesta del fabricante deberá ser autorizado por la dirección de Obra

### Cálculo de la Clase resistente según ASTM C76M:

Partiendo de la carga de fisuración obtenida de la siguiente expresión :

$$\text{CARGA DE FISURACIÓN (kN/m}^2\text{)} = \frac{q_{\text{total}}}{F_{\text{ap}} \times D_i}$$

donde  $q_{\text{total}}$  es la suma de las cargas calculadas actuantes sobre el tubo, expresada en kN/m;  $F_{\text{ap}}$  expresa el Factor de Apoyo y  $D_i$  el diámetro interior del tubo, se calcula la clase resistente mediante la tabla siguiente, escogiendo la mayor posible:

Clase	<u>I</u>	<u>II</u>	<u>III</u>	<u>IV</u>	<u>V</u>
Carga de fisuración en kN/m <sup>2</sup>	≤ 40	≤ 50	≤ 65	≤ 100	≤ 140

Una vez calculada la clase se obtiene la Carga de Cálculo de la siguiente manera:

Clase I, II, III y IV:

$$\text{CARGA DE CÁLCULO} = 1,5 \cdot \text{CARGA DE FISURACIÓN}$$

Clase V:

$$\text{CARGA DE CÁLCULO} = 1,25 \cdot \text{CARGA DE FISURACIÓN}$$

### NOTAS ADICIONALES:

Para alturas de recubrimiento inferiores a un metro se recomienda el uso de vibradores ligeros para

no dañar los tubos.

Se prestará especial cuidado en la ejecución del relleno en las proximidades del tubo.

**Cálculo Numérico Tubos Hormigón Armado**

Versión: 2.02a

Datos de la Obra:

Sección tipo:

Cliente:

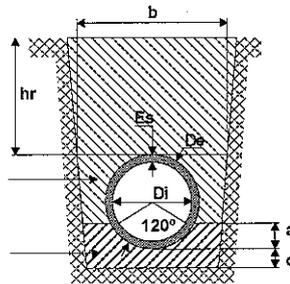
**Esquema de instalación:**

Instalación en Zanja; Relleno: Arena Arcillosa

(Este croquis no representa proporciones reales)

Relleno Compactado 95% P N

Hormigón



De= 0.4 m
Di= 0.3 m
Es= 50 mm
hr= 6 m
a=0.1 m
b=1 m
c=0.08 m (Suelo)
c=0.15 m (Roca)
(c según terreno)

**Cálculos:**

Carga producida por terreno (qr):

$$q_r = C_z \cdot \gamma_r \cdot h_r \cdot b \quad ; \quad \text{con } C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}}{2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}$$

Fap= 2.8
$\gamma = 19.2 \text{ kN/m}^3$
$\lambda\mu' = 0.15$

qr= 53.42 kN/m

Carga Carretera Eje simple de 70 kN (7 t)

0 kN/m

Carga puntual de 0t situada a 0 m

0 kN/m

Carga uniformemente distribuida en superficie de 0 t/m<sup>2</sup>

0 kN/m

Carga debida a compactador

0 kN/m

Carga de Fisuración= 63.593 kN/m<sup>2</sup>

Qtotal= 53.42 kN/m

$$\text{CARGA DE CÁLCULO} = \frac{1.5 \cdot Q_{\text{total}}}{F_{ap} \cdot D_i} = 95.39 \text{ kN/m}^2$$

Clase mínima ASTM-C76M exigible:

Clase III

(Válido para hr <= 6.39 m)

**Cálculo Numérico Tubos Hormigón Armado**

Versión: 2 02a

**Datos de la Obra:**

**Sección tipo:**

**Cliente:**

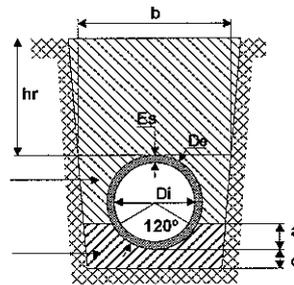
**Esquema de instalación:**

Instalación en Zanja; Relleno: Arena Arcillosa

(Este croquis no representa proporciones reales)

Relleno Compactado 95% P N

Hormigón



De= 0.4 m
Di= 0.3 m
Es= 50 mm
hr= 7 m
a=0.1 m
b=1 m
c=0.08 m (Suelo)
c=0.15 m (Roca)
(c según terreno)

**Cálculos:**

Carga producida por terreno (qr):

$$q_r = C_z \cdot \gamma_r \cdot h_r \cdot b \quad ; \quad \text{con } C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}}{2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}$$

Fap= 2.8
$\gamma = 19.2 \text{ kN/m}^3$
$\lambda\mu' = 0.15$

qr= 56.16 kN/m

Carga Carretera Eje simple de 70 kN (7 t)

0 kN/m

Carga puntual de 0t situada a 0 m

0 kN/m

Carga uniformemente distribuida en superficie de 0 t/m<sup>2</sup>

0 kN/m

Carga debida a compactador

0 kN/m

Carga de Fisuración= 66.86 kN/m<sup>2</sup>

Qtotal= 56.16 kN/m

$$\text{CARGA DE CÁLCULO} = \frac{1.5 \cdot Q_{\text{total}}}{F_{ap} \cdot D_i} = 100.29 \text{ kN/m}^2$$

**Clase mínima ASTM-C76M exigible:**

**Clase IV**

(Válido para cualquier altura de relleno hr)

**Cálculo Numérico Tubos Hormigón Armado**

Versión: 2.02a

Datos de la Obra:

Sección tipo:

Cliente:

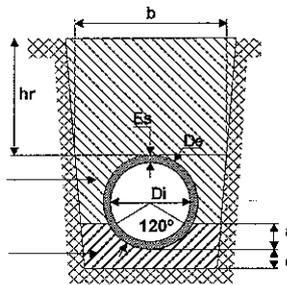
**Esquema de instalación:**

Instalación en Zanja; Relleno: Arena Arcillosa

(Este croquis no representa proporciones reales)

Relleno Compactado 95% P N

Hormigón



De=	0.518 m
Di=	0.4 m
Es=	59 mm
hr=	6 m
a=	0.13 m
b=	1.2 m
c=	0.08 m (Suelo)
c=	0.15 m (Roca)
	(c según terreno)

**Cálculos:**

Carga producida por terreno (qr):

$$q_r = C_z \cdot \gamma_r \cdot h_r \cdot b \quad ; \quad \text{con } C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}}{2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}$$

Fap=	2.8
$\gamma =$	19.2 kN/m <sup>3</sup>
$\lambda\mu' =$	0.15

qr= 71.59 kN/m

Carga Carretera Eje simple de 70 kN (7 t)

0 kN/m

Carga puntual de 0t situada a 0 m

0 kN/m

Carga uniformemente distribuida en superficie de 0 t/m<sup>2</sup>

0 kN/m

Carga debida a compactador

0 kN/m

Carga de Fisuración= 63.92 kN/m<sup>2</sup>

Qtotal= 71.59 kN/m

CARGA DE CÁLCULO =  $\frac{1.5 \cdot Q_{total}}{F_{ap} \cdot D_i} = 95.88 \text{ kN/m}^2$

Clase mínima ASTM-C76M exigible:

**Clase III**

(Válido para hr <= 6.24 m)

**Cálculo Numérico Tubos Hormigón Armado**

Versión: 2 02a

**Datos de la Obra:**

**Sección tipo:**

**Cliente:**

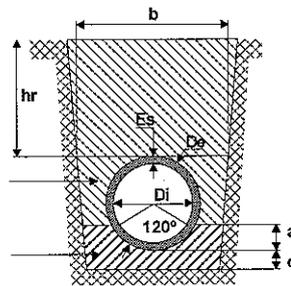
**Esquema de instalación:**

Instalación en Zanja; Relleno: Arena Arcillosa

(Este croquis no representa proporciones reales)

Relleno Compactado 95% P N

Hormigón



De=	0 518 m
Di=	0 4 m
Es=	59 mm
hr=	7 m
a=	0 13 m
b=	1 2 m
c=	0 08 m (Suelo)
c=	0 15 m (Roca)
	(c según terreno)

**Cálculos:**

Carga producida por terreno (qr):

$$q_r = C_z \cdot \gamma_r \cdot h_r \cdot b \quad ; \quad \text{con } C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}}{2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}$$

Fap=	2 8
$\gamma =$	19 2 kN/m <sup>3</sup>
$\lambda\mu' =$	0 15

Carga Carretera Eje simple de 70 kN (7 t)

Carga puntual de 0t situada a 0 m

Carga uniformemente distribuida en superficie de 0 t/m<sup>2</sup>

Carga debida a compactador

Carga de Fisuración= 67 98 kN/m<sup>2</sup>

qr=	76 14 kN/m
	0 kN/m
	0 kN/m
	0 kN/m
	0 kN/m
Qtotal=	76 14 kN/m

$$\text{CARGA DE CÁLCULO} = \frac{1.5 \cdot Q_{total}}{F_{ap} \cdot D_i} = 101 97 \text{ kN/m}^2$$

**Clase mínima ASTM-C76M exigible:**

**Clase IV**

(Válido para cualquier altura de relleno hr)

**Cálculo Numérico Tubos Hormigón Armado**

Versión: 2 02a

Datos de la Obra:

Sección tipo:

Ciente:

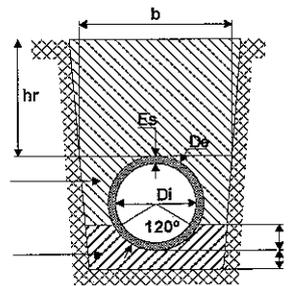
**Esquema de instalación:**

Instalación en Zanja; Relleno: Arena Arcillosa

(Este croquis no representa proporciones reales)

Relleno Compactado 95% P N

Hormigón



De= 0 75 m  
Di= 0 6 m  
Es= 75 mm  
hr= 7 m

a=0 188 m  
b=1 5 m  
c=0 08 m (Suelo)  
c=0 15 m (Roca)  
(c según terreno)

**Cálculos:**

Carga producida por terreno (qr):

$$q_r = C_z \cdot \gamma_r \cdot h_r \cdot b \quad ; \quad \text{con } C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}}{2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}$$

Fap= 2 8  
γ= 19 2 kN/m³  
λμ' = 0 15

qr= 108 49 kN/m

Carga Carretera Eje simple de 70 kN (7 t)

0 kN/m

Carga puntual de 0t situada a 0 m

0 kN/m

Carga uniformemente distribuida en superficie de 0 t/m²

0 kN/m

Carga debida a compactador

0 kN/m

Carga de Fisuración= 64 573 kN/m²

Qtotai= 108 49 kN/m

$$\text{CARGA DE CÁLCULO} = \frac{1.5 \cdot Q_{\text{total}}}{F_{ap} \cdot D_i} = 96 86 \text{ kN/m}^2$$

**Clase mínima ASTM-C76M exigible:**

**Clase III**

(Válido para hr <= 7 1 m)

**Cálculo Numérico Tubos Hormigón Armado**

Versión: 2 02a

Datos de la Obra:

Sección tipo:

Cliente:

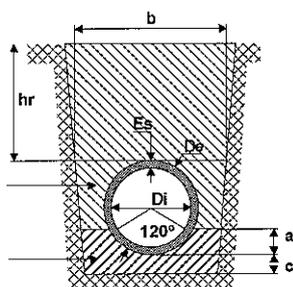
**Esquema de instalación:**

Instalación en Zanja; Relleno: Arena Arcillosa

(Este croquis no representa proporciones reales)

Relleno Compactado 95% P N

Hormigón



De=	0.75 m
Di=	0.6 m
Es=	75 mm
hr=	8 m
a=	0.188 m
b=	1.5 m
c=	0.08 m (Suelo)
c=	0.15 m (Roca)
	(c según terreno)

**Cálculos:**

Carga producida por terreno (qr):

$$q_r = C_z \cdot \gamma_r \cdot h_r \cdot b \quad ; \quad \text{con } C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}}{2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}$$

Fap=	2.8
γ=	19.2 kN/m³
λμ'=	0.15

qr= 114.92 kN/m

Carga Carretera Eje simple de 70 kN (7 t)

0 kN/m

Carga puntual de 0t situada a 0 m

0 kN/m

Carga uniformemente distribuida en superficie de 0 t/m²

0 kN/m²

Carga debida a compactador

0 kN/m

Carga de Fisuración= 68.407 kN/m²

Qtotal= 114.92 kN/m

CARGA DE CÁLCULO =  $\frac{1.5 \cdot Q_{total}}{F_{ap} \cdot D_i}$  = 102.61 kN/m²

Clase mínima ASTM-C76M exigible:

**Clase IV**

(Válido para cualquier altura de relleno hr)

**Cálculo Numérico Tubos Hormigón Armado**

Versión: 2.02a

Datos de la Obra:

Sección tipo:

Cliente:

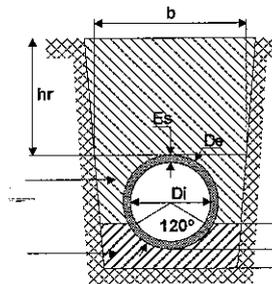
**Esquema de instalación:**

Instalación en Zanja; Relleno: Arena Arcillosa

(Este croquis no representa proporciones reales)

Relleno Compactado 95% P N

Hormigón



De=	0.862 m
Di=	0.7 m
Es=	81 mm
hr=	6 m
a=	0.216 m
b=	1.7 m
c=	0.08 m (Suelo)
c=	0.15 m (Roca)
	(c según terreno)

**Cálculos:**

Carga producida por terreno (qr):

$$q_r = C_z \cdot \gamma_r \cdot h_r \cdot b \quad ; \quad \text{con } C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}}{2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}$$

Fap=	2.8
γ=	19.2 kN/m³
λμ'=	0.15

- Carga Carretera Eje simple de 70 kN (7 t)
- Carga puntual de 0t situada a 0 m
- Carga uniformemente distribuida en superficie de 0 t/m²
- Carga debida a compactador
- Carga de Fisuración= 61.633 kN/m²

qr=	120.8 kN/m
	0 kN/m
	0 kN/m
	0 kN/m
	0 kN/m
Qtotal=	120.8 kN/m

$$\text{CARGA DE CÁLCULO} = \frac{1.5 \cdot Q_{total}}{Fap \cdot Di} = 92.45 \text{ kN/m}^2$$

Clase mínima ASTM-C76M exigible:

Clase III

(Válido para hr <= 6.61 m)

**Cálculo Numérico Tubos Hormigón Armado**

Versión: 2.02a

**Datos de la Obra:**

**Sección tipo:**

**Cliente:**

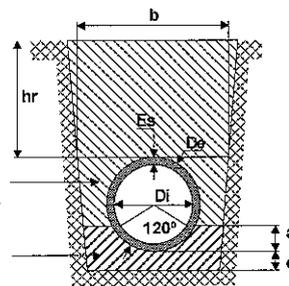
**Esquema de instalación:**

Instalación en Zanja; Relleno: Arena Arcillosa

(Este croquis no representa proporciones reales)

Relleno Compactado 95% P N

Hormigón



De= 0.862 m
Di= 0.7 m
Es= 81 mm
hr= 7 m
a=0.216 m
b=1.7 m
c=0.08 m (Suelo)
c=0.15 m (Roca)
(c según terreno)

**Cálculos:**

Carga producida por terreno (qr):

$$q_r = C_z \cdot \gamma_r \cdot h_r \cdot b \quad ; \quad \text{con } C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}}{2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}$$

Fap= 2.8
$\gamma = 19.2 \text{ kN/m}^3$
$\lambda\mu' = 0.15$

- Carga Carretera Eje simple de 70 kN (7 t)
- Carga puntual de 0t situada a 0 m
- Carga uniformemente distribuida en superficie de 0 t/m<sup>2</sup>
- Carga debida a compactador
- Carga de Fisuración= 66.927 kN/m<sup>2</sup>

qr= 131.18 kN/m
0 kN/m
0 kN/m
0 kN/m
0 kN/m
0 kN/m
Qtotal= 131.18 kN/m

$$\text{CARGA DE CÁLCULO} = \frac{1.5 \cdot Q_{\text{total}}}{F_{ap} \cdot D_i} = 100.39 \text{ kN/m}^2$$

**Clase mínima ASTM-C76M exigible:**

**Clase IV**

(Válido para cualquier altura de relleno hr)

**Cálculo Numérico Tubos Hormigón Armado**

Versión: 2.02a

**Datos de la Obra:**

**Sección tipo:**

**Cliente:**

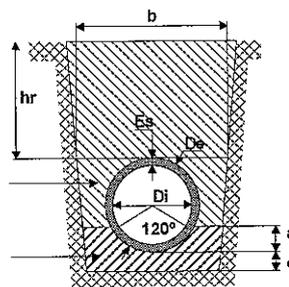
**Esquema de instalación:**

Instalación en Zanja; Relleno: Arena Arcillosa

(Este croquis no representa proporciones reales)

Relleno Compactado 95% P N

Hormigón



De=	0.984 m
Di=	0.8 m
Es=	92 mm
hr=	7 m
a=	0.246 m
b=	1.8 m
c=	0.1 m (Sueio)
c=	0.23 m (Roca)
	(c según terreno)

**Cálculos:**

Carga producida por terreno (qr):

$$q_r = C_z \cdot \gamma_r \cdot h_r \cdot b \quad ; \quad \text{con } C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}}{2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}$$

Fap=	2.8
$\gamma =$	19.2 kN/m <sup>3</sup>
$\lambda\mu' =$	0.15

qr= 142.78 kN/m

- Carga Carretera Eje simple de 70 kN (7 t)
- Carga puntual de 0t situada a 0 m
- Carga uniformemente distribuida en superficie de 0 t/m<sup>2</sup>
- Carga debida a compactador
- Carga de Fisuración= 63.74 kN/m<sup>2</sup>

- 0 kN/m
- 0 kN/m
- 0 kN/m
- 0 kN/m

Qtotal= 142.78 kN/m

CARGA DE CÁLCULO =  $\frac{1.5 \cdot Q_{total}}{F_{ap} \cdot D_i} = 95.61 \text{ kN/m}^2$

**Clase mínima ASTM-C76M exigible:**

**Clase III**

(Válido para hr <= 7.28 m)

**Cálculo Numérico Tubos Hormigón Armado**

Versión: 2 02a

**Datos de la Obra:**

**Sección tipo:**

**Cliente:**

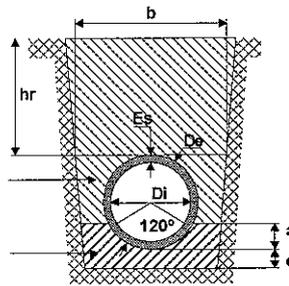
**Esquema de instalación:**

Instalación en Zanja; Relleno: Arena Arcillosa

(Este croquis no representa proporciones reales)

Relleno Compactado 95% P N

Hormigón



De=	0 984 m
Di=	0 8 m
Es=	92 mm
hr=	8 m
a=	0 246 m
b=	1 8 m
c=	0 1 m (Suelo)
c=	0 23 m (Roca)
	(c según terreno)

**Cálculos:**

Carga producida por terreno (qr):

$$q_r = C_z \cdot \gamma_r \cdot h_r \cdot b \quad ; \quad \text{con } C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}}{2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}$$

Fap=	2 8
γ=	19 2 kN/m³
λμ'=	0 15

qr= 152 7 kN/m

Carga Carretera Eje simple de 70 kN (7 t)

0 kN/m

Carga puntual de 0t situada a 0 m

0 kN/m

Carga uniformemente distribuida en superficie de 0 t/m²

0 kN/m

Carga debida a compactador

0 kN/m

Carga de Fisuración= 68 167 kN/m²

Qtotal= 152 7 kN/m

$$\text{CARGA DE CÁLCULO} = \frac{1.5 \cdot Q_{total}}{F_{ap} \cdot D_i} = 102 25 \text{ kN/m}^2$$

**Clase mínima ASTM-C76M exigible:**

**Clase IV**

(Válido para cualquier altura de relleno hr)

**Cálculo Numérico Tubos Hormigón Armado**

Versión: 2 02a

Datos de la Obra:

Sección tipo:

Cliente:

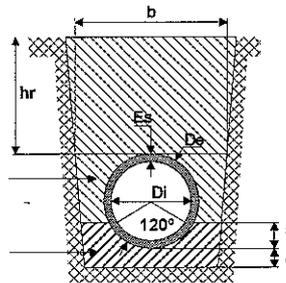
**Esquema de instalación:**

Instalación en Zanja; Relleno: Arena Arcillosa

(Este croquis no representa proporciones reales)

Relleno Compactado 95% P N

Hormigón



De=	1 218 m
Di=	1 m
Es=	109 mm
hr=	8 m
a=	0 304 m
b=	2 m
c=	0 1 m (Suelo)
c=	0 23 m (Roca)
	(c según terreno)

**Cálculos:**

Carga producida por terreno (qr):

$$q_r = C_z \cdot \gamma_r \cdot h_r \cdot b \quad ; \quad \text{con } C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}}{2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}$$

Fap=	2 8
γ=	19 2 kN/m <sup>3</sup>
λμ'=	0 15

qr= 178 89 kN/m

Carga Carretera Eje simple de 70 kN (7 t)

0 kN/m

Carga puntual de 0t situada a 0 m

0 kN/m

Carga uniformemente distribuida en superficie de 0 t/m<sup>2</sup>

0 kN/m

Carga debida a compactador

0 kN/m

Carga de Fisuración= 63 887 kN/m<sup>2</sup>

Qtotal= 178 89 kN/m

$$\text{CARGA DE CÁLCULO} = \frac{1.5 \cdot Q_{total}}{F_{ap} \cdot D_i} = 95 83 \text{ kN/m}^2$$

Clase mínima ASTM-C76M exigible:

**Clase III**

(Válido para hr <= 8 27 m)

**Cálculo Numérico Tubos Hormigón Armado**

Versión: 2.02a

Datos de la Obra:

Sección tipo:

Cliente:

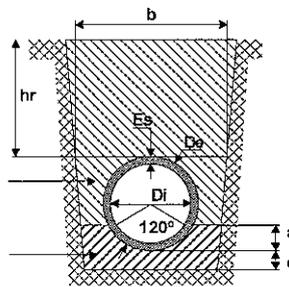
**Esquema de instalación:**

Instalación en Zanja; Relleno: Arena Arcillosa

(Este croquis no representa proporciones reales)

Relleno Compactado 95% P N

Hormigón



De=	1 218 m
Di=	1 m
Es=	109 mm
hr=	9 m
a=	0 304 m
b=	2 m
c=	0 1 m (Suelo)
c=	0 23 m (Roca)
	(c según terreno)

**Cálculos:**

Carga producida por terreno (qr):

$$q_r = C_z \cdot \gamma_r \cdot h_r \cdot b \quad ; \quad \text{con } C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}}{2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}$$

Fap=	2 8
$\gamma =$	19 2 kN/m <sup>3</sup>
$\lambda\mu' =$	0 15

qr= 189 63 kN/m

Carga Carretera Eje simple de 70 kN (7 t)

0 kN/m

Carga puntual de 0t situada a 0 m

0 kN/m

Carga uniformemente distribuida en superficie de 0 t/m<sup>2</sup>

0 kN/m

Carga debida a compactador

0 kN/m

Carga de Fisuración= 67 72 kN/m<sup>2</sup>

Qtotal= 189 63 kN/m

$$\text{CARGA DE CÁLCULO} = \frac{1.5 \cdot Q_{\text{total}}}{F_{ap} \cdot D_i} = 101 58 \text{ kN/m}^2$$

Clase mínima ASTM-C76M exigible:

Clase IV

(Válido para cualquier altura de relleno hr)

**Cálculo Numérico Tubos Hormigón Armado**

Versión: 2 02a

Datos de la Obra:

Sección tipo:

Ciente:

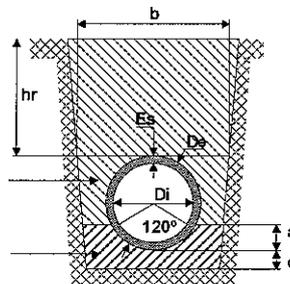
**Esquema de instalación:**

Instalación en Zanja; Relleno: Arena Arcillosa

(Este croquis no representa proporciones reales)

Relleno Compactado 95% P N

Hormigón



De=	1.45 m
Di=	1.2 m
Es=	125 mm
hr=	7 m
a=	0.362 m
b=	2.3 m
c=	0.1 m (Suelo)
c=	0.23 m (Roca)
	(c según terreno)

**Cálculos:**

Carga producida por terreno (qr):

$$q_r = C_z \cdot \gamma_r \cdot h_r \cdot b \quad ; \quad \text{con } C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}}{2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}$$

Fap=	2.8
γ=	19.2 kN/m³
λμ'=	0.15

qr= 202.69 kN/m

Carga Carretera Eje simple de 70 kN (7 t)

0 kN/m

Carga puntual de 0t situada a 0 m

0 kN/m

Carga uniformemente distribuida en superficie de 0 t/m²

0 kN/m

Carga debida a compactador

0 kN/m

Carga de Fisuración= 60.32 kN/m²

Qtotal= 202.69 kN/m

CARGA DE CÁLCULO =  $\frac{1.5 \cdot Q_{total}}{Fap \cdot Di} = 90.48 \text{ kN/m}^2$

Clase mínima ASTM-C76M exigible:

Clase III

(Válido para hr <= 7.94 m)

**Cálculo Numérico Tubos Hormigón Armado**

Versión: 2.02a

Datos de la Obra:

Sección tipo:

Cliente:

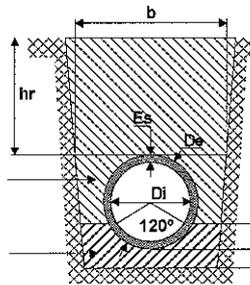
**Esquema de instalación:**

Instalación en Zanja; Relleno: Arena Arcillosa

(Este croquis no representa proporciones reales)

Relleno Compactado 95% P N

Hormigón



De=	1.45 m
Di=	1.2 m
Es=	125 mm
hr=	8 m
a=	0.362 m
b=	2.3 m
c=	0.1 m (Suelo)
c=	0.23 m (Roca)
	(c según terreno)

**Cálculos:**

Carga producida por terreno (qr):

$$q_r = C_z \cdot \gamma_r \cdot h_r \cdot b \quad ; \quad \text{con } C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}}{2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}$$

Fap=	2.8
$\gamma =$	19.2 kN/m <sup>3</sup>
$\lambda\mu' =$	0.15

qr= 219.3 kN/m

Carga Carretera Eje simple de 70 kN (7 t)

0 kN/m

Carga puntual de 0t. situada a 0 m

0 kN/m

Carga uniformemente distribuida en superficie de 0 t/m<sup>2</sup>

0 kN/m

Carga debida a compactador

0 kN/m

Carga de Fisuración= 65.267 kN/m<sup>2</sup>

Qtotal= 219.3 kN/m

$$\text{CARGA DE CÁLCULO} = \frac{1.5 \cdot Q_{total}}{F_{ap} \cdot D_i} = 97.9 \text{ kN/m}^2$$

Clase mínima ASTM-C76M exigible:

Clase IV

(Válido para hr <= 37.44 m)

**Cálculo Numérico Tubos Hormigón Armado**

Versión: 2.02a

**Datos de la Obra:**

**Sección tipo:**

**Cliente:**

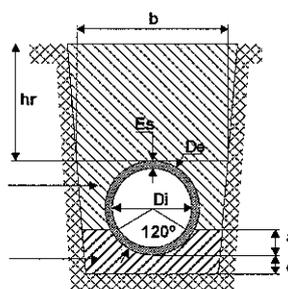
**Esquema de instalación:**

Instalación en Zanja; Relleno: Arena Arcillosa

(Este croquis no representa proporciones reales)

Relleno Compactado 95% P N

Hormigón



De=	1.8 m
Di=	1.5 m
Es=	150 mm
hr=	7 m
a=	0.45 m
b=	2.8 m
c=	0.1 m (Suelo)
c=	0.23 m (Roca)
	(c según terreno)

**Cálculos:**

Carga producida por terreno (qr):

$$q_r = C_z \cdot \gamma_r \cdot h_r \cdot b \quad ; \quad \text{con } C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}}{2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}$$

Fap=	2.8
γ=	19.2 kN/m³
λμ'=	0.15

- Carga Carretera Eje simple de 70 kN (7 t)
- Carga puntual de 0t situada a 0 m
- Carga uniformemente distribuida en superficie de 0 t/m²
- Carga debida a compactador
- Carga de Fisuración= 63.033 kN/m²

qr=	264.74 kN/m
	0 kN/m
	0 kN/m
	0 kN/m
	0 kN/m
Qtotal=	264.74 kN/m

$$\text{CARGA DE CÁLCULO} = \frac{1.5 \cdot Q_{total}}{Fap \cdot Di} = 94.55 \text{ kN/m}^2$$

**Clase mínima ASTM-C76M exigible:**

**Clase III**

(Válido para hr <= 7.33 m)

**Cálculo Numérico Tubos Hormigón Armado**

Versión: 2 02a

**Datos de la Obra:**

**Sección tipo:**

**Cliente:**

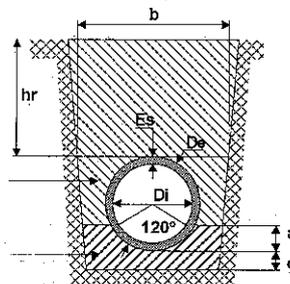
**Esquema de instalación:**

Instalación en Zanja; Relleno: Arena Arcillosa

(Este croquis no representa proporciones reales)

Relleno Compactado 95% P N

Hormigón



De=	1.8 m
Di=	1.5 m
Es=	150 mm
hr=	8 m
a=	0.45 m
b=	2.8 m
c=	0.1 m (Suelo)
c=	0.23 m (Roca)
	(c según terreno)

**Cálculos:**

Carga producida por terreno (qr)

$$q_r = C_z \cdot \gamma_r \cdot h_r \cdot b \quad ; \quad \text{con } C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}}{2\lambda\mu' \frac{h_r}{b}}$$

Fap=	2.8
$\gamma =$	19.2 kN/m <sup>3</sup>
$\lambda\mu' =$	0.15

qr= 288.82 kN/m

Carga Carretera Eje simple de 70 kN (7 t)

0 kN/m

Carga puntual de 0t situada a 0 m

0 kN/m

Carga uniformemente distribuida en superficie de 0 t/m<sup>2</sup>

0 kN/m

Carga debida a compactador

0 kN/m

Carga de Fisuración= 68.767 kN/m<sup>2</sup>

Qttotal= 288.82 kN/m

$$\text{CARGA DE CÁLCULO} = \frac{1.5 \cdot Q_{\text{total}}}{F_{ap} \cdot D_i} = 103.15 \text{ kN/m}^2$$

**Clase mínima ASTM-C76M exigible:**

**Clase IV**

(Válido para hr <= 16.93 m)