



ANEJO Nº4: CÁLCULOS GEOTÉCNICOS Y DE SUBESTRUCTURAS

|       |                                                     |    |
|-------|-----------------------------------------------------|----|
| 1.    | OBJETO.....                                         | 2  |
| 2.    | ALCANCE Y METODOLOGÍA.....                          | 2  |
| 3.    | DATOS DE PARTIDA .....                              | 2  |
| 4.    | DESCRIPCIÓN DE LA OBRA .....                        | 2  |
| 4.1.  | PILAS.....                                          | 2  |
| 4.2.  | ESTRIBOS.....                                       | 3  |
| 4.3.  | CIMENTACIÓN .....                                   | 3  |
| 5.    | BASES DE CÁLCULO .....                              | 3  |
| 5.1.  | NORMATIVA EMPLEADA .....                            | 3  |
| 5.2.  | CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES .....             | 4  |
| 5.3.  | MÉTODOS DE DIMENSIONAMIENTO.....                    | 4  |
| 6.    | ACCIONES CONSIDERADAS .....                         | 4  |
| 6.1.  | ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE .....       | 4  |
| 6.2.  | ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE .....    | 5  |
| 6.3.  | ACCIONES VARIABLES.....                             | 5  |
| 7.    | COMBINACION DE ACCIONES.....                        | 9  |
| 7.1.  | HIPÓTESIS DE CÁLCULO .....                          | 9  |
| 7.2.  | COEFICIENTES DE SEGURIDAD .....                     | 9  |
| 8.    | MODELO DE CÁLCULO DE LA SUBESTRUCTURA .....         | 10 |
| 8.1.  | MODELO DE LAS PILAS .....                           | 10 |
| 8.2.  | MODELO DE LOS ESTRIBOS.....                         | 10 |
| 9.    | COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS.....                     | 10 |
| 9.1.  | COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS DE LAS PILAS .....       | 12 |
| 9.2.  | COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS EN LOS ESTRIBOS.....     | 14 |
| 10.   | DISEÑO DEL ARMADO DE LA SUBESTRUCTURA .....         | 19 |
| 10.1. | DISEÑO DEL ARMADO DE LAS PILAS .....                | 19 |
| 10.2. | DISEÑO DEL ARMADO DE LAS ZAPATAS DE LAS PILAS ..... | 20 |
| 10.3. | DISEÑO DEL ARMADO DE LOS ESTRIBOS.....              | 21 |
| 11.   | RESUMEN Y CONCLUSIONES .....                        | 24 |



## 1. OBJETO

El objeto del presente anejo es la descripción y justificación del cálculo de todos los elementos situados por debajo de los apoyos del puente, es decir, de las pilas, estribos y de las cimentaciones previstas. Así mismo se realizará el dimensionamiento y comprobación de los mismos de acuerdo con la normativa vigente.

Se han realizado para el dimensionamiento los cálculos necesarios y las correspondientes comprobaciones de los coeficientes de seguridad frente a los distintos estados límite que, de manera justificada, se exponen en los puntos siguientes.

## 2. ALCANCE Y METODOLOGÍA

El alcance del presente documento comprende el diseño y dimensionamiento de los siguientes elementos:

- Pilas
- Estribos
- Zapatas de cimentación

Queda fuera del alcance del mismo el cálculo y dimensionamiento de los elementos constructivos de detalles, por ejemplo:

- Los detalles de unión
- Las juntas
- Aletas de estribo
- Rampas de acceso al enlace

Éstos se han predimensionado y valorado económicamente pero no influyen notablemente en la concepción y coste de la Obra.

## 3. DATOS DE PARTIDA

Para el desarrollo de este proyecto se ha contado con la siguiente información de partida:

- a) Geometría de la zona y estado actual de la conexión entre la autovía RN23 y la Ronda Este de Tiaret.
- b) Trazado del enlace a proyectar.
- c) Informe Geotécnico de la zona emitido por la empresa constructora LIC, Levantina de Ingeniería y Construcción S.L.
- d) Estudio geotécnico elaborado por el "Laboratoire Travaux Publics L'Ouest"

- e) Trabajos de campo y laboratorio, realizados para el Estudio Geotécnico complementario realizado por la empresa Blamberg.

En el *Anejo Nº3 Informe geológico-Geotécnico*, se recoge toda la información en lo referente a la geología y geotécnica de la zona de estudio así como la justificación del tipo de cimentación adoptada.

## 4. DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

A continuación se describe la subestructura de la obra proyectada de manera resumida ya que la descripción completa detallada se recoge en el *ANEJO Nº1 Estudio de soluciones*.

### 4.1. Pilas

La Autoridad encargada del proyecto ha realizado un estudio de trazado del enlace por lo que el diseño del trazado viene sugerido. La longitud del enlace es dato, siendo ésta de 182 m, con la posibilidad de ampliarla o reducirla ligeramente si el diseño así lo requiere. Se plantea, por tanto, una solución de enlace mediante un puente tipo viga de canto constante, tablero mixto y una longitud total de 182 m.

El trazado en alzado está formado por dos rampas en los extremos con una pendiente de 7% durante 49 m y un tramo central horizontal (con la pendiente longitudinal mínima) durante 84 m. El puente se encuentra apoyado sobre 6 pilas de manera que se obtiene 7 vanos: los de los extremos de 21 m y el resto de 28 m. Las alturas de las pilas no son iguales, ya que las dos pilas que se encuentran en las rampas presentan una altura de 5,2 m y el resto de pilas, al encontrarse en la parte horizontal, tienen una altura de 7,4 y 7,2 m.

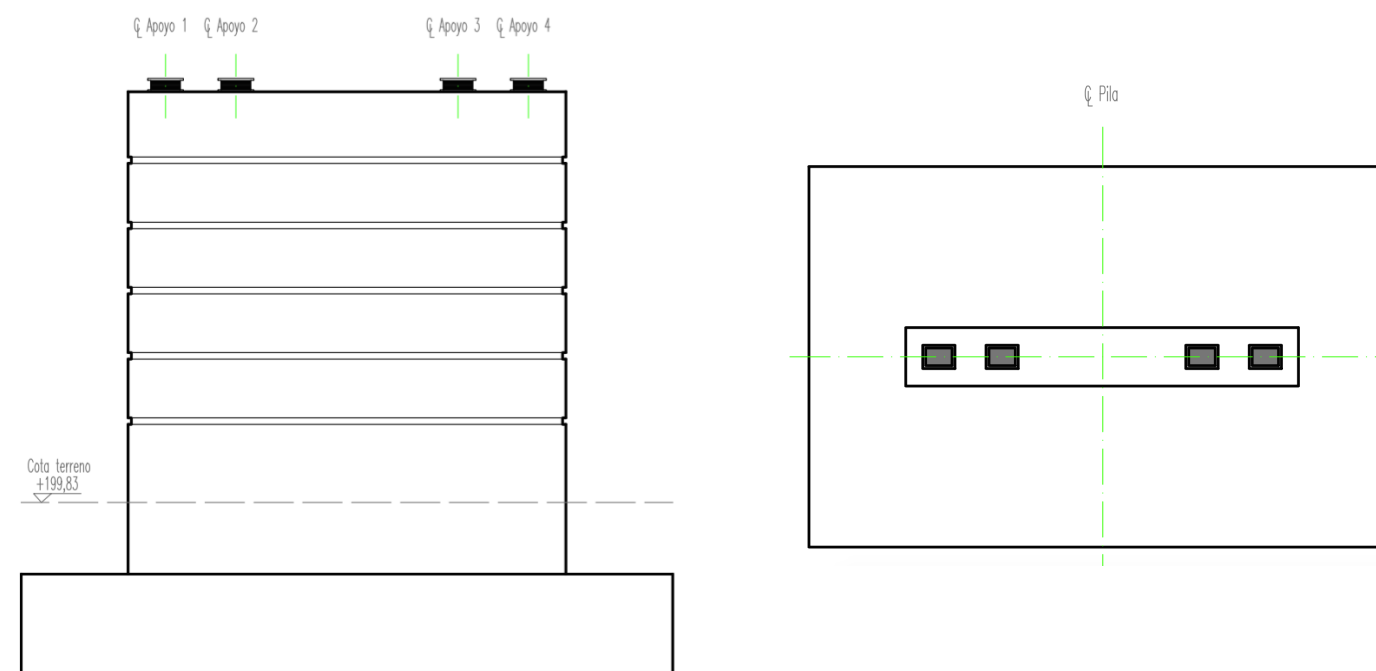


Figura 4.1.a. Definición geométrica de las pilas.



Todas la pilas presentan la misma sección resistente, únicamente difieren en la altura como se ha indicado con anterioridad. El canto de las pilas es de 1 m y el ancho de las pilas es de 6,7 m. Esta dimensiones se deben a razones de diseño por un lado, ya que los apoyos de la vigas en cajón están separados 4,5 m en una misma pila y por ello se han dispuesto 6,7 m de ancho; y por razones resistentes por otro lado.

#### 4.2. Estribos

Se han planteado estribos cerrados convencionales constituidos por un muro frontal de 1 m de espesor y dos aletas cuya función principal es la de contención de tierras.

El muro frontal del estribo tiene una altura de 4 m y un ancho total de 9,8 m. Esta dimensiones son debidas a razones funcionales y de diseño ya que el muro frontal del estribo debía abarcar el ancho total de la pasarela y para conseguir una mejor interfaz entre el enlace y las tierras.

Los muros laterales de los estribos se han diseñado para contener las tierras interiores y por lo tanto en la comprobación del estribo solo se consideran, actuando en los muros laterales, el empuje de tierras en el trasdós y la interacción muro frontal-muro lateral. Los muros laterales tienen una altura de 4 m en su sección mas alta, un longitud de 2,5 m y un canto de 0,50 m . Así mismo, en la parte final del muro lateral, se encuentran dos aletas las cuales no son objetivo de este proyecto y, por lo tanto, únicamente se ha previsto su consideración.

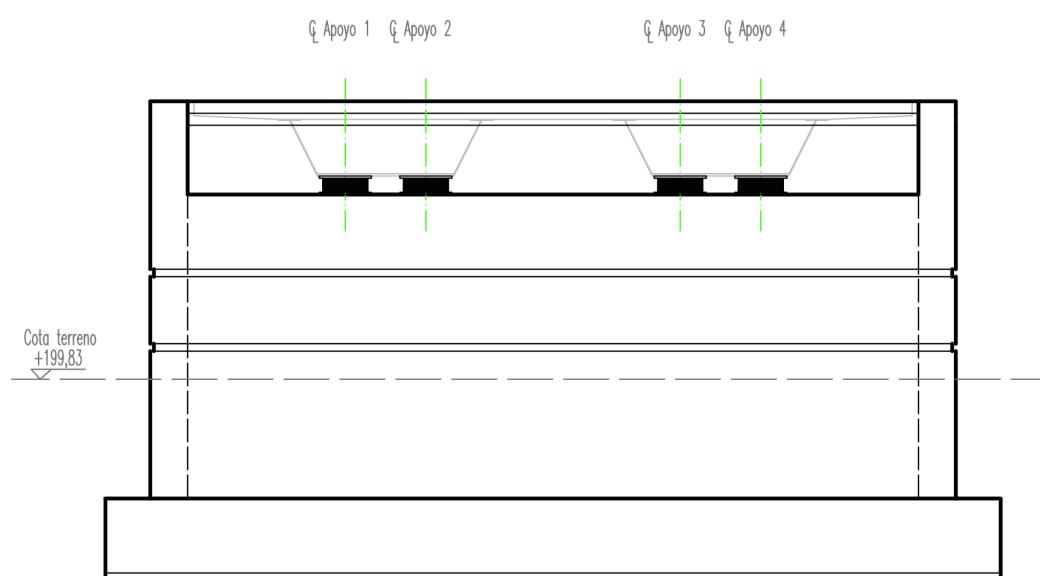


Figura 4.2.a. Sección transversal en estribos

#### 4.3. Cimentación

Debido a que el terreno presenta un primer estrato de arcillas con elevada tensión admisible y no se encuentra nivel freático en la zona, se ha optado por realizar una cimentación superficial mediante zapatas a la cota -2,70 m desde la actual superficie del terreno.

Las zapatas de las pilas presentan las misma dimensión en todas ellas. El canto de las zapatas es de 1,5 m, el ancho de las zapatas es de 6,5 m y el largo de 10 m.

Las zapatas de los estribos presentan un canto de 1 m, un ancho de 5 m y 12 m de largo.

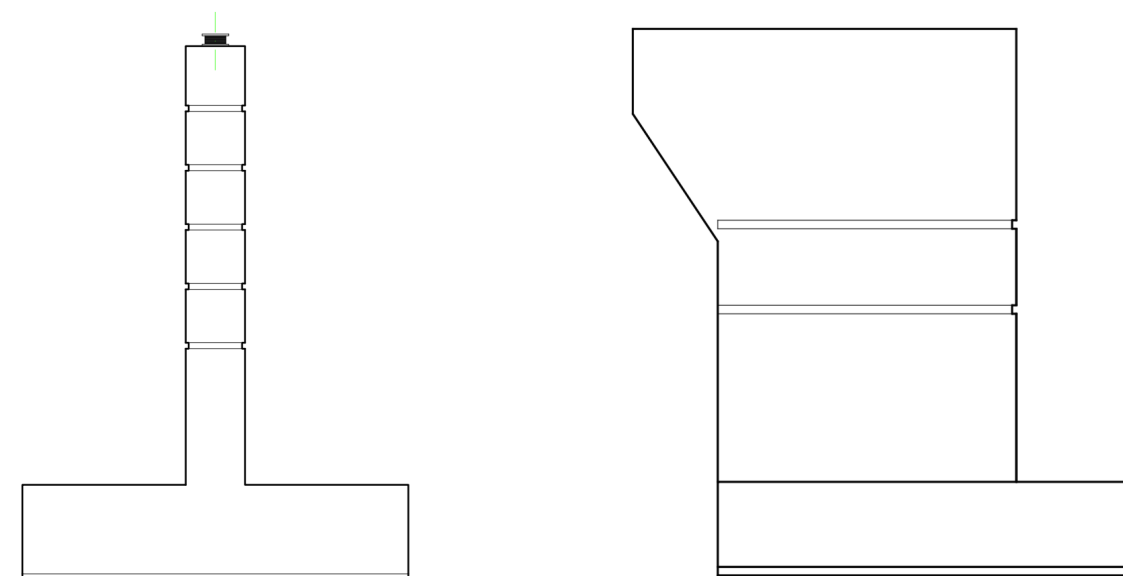


Figura 4.3.a. Alzado longitudinal de la pila y del estribo.

### 5. BASES DE CÁLCULO

#### 5.1. Normativa empleada

Para la realización del presente documento se han considerado las siguientes normas, instrucciones y bibliografía de referencia.

#### ACCIONES

Document Technique Règlementaire D.T.R.: Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

**MATERIALES-CONSTRUCCIÓN:**

EC-2. Eurocódigo 2, Proyecto de Estructuras de Hormigón.

EC-7, Eurocódigo 7, Cimentaciones

**5.2. Características de los materiales****HORMIGÓN ARMADO**

| Tipo           | Elemento        | Control | Fck (MPa) | Fcd (MPa) | $\gamma_c$ | E (GPa) | $\nu$ | $\alpha$ (°C-1)      |
|----------------|-----------------|---------|-----------|-----------|------------|---------|-------|----------------------|
| HA-30/B/20/Ila | Losa inferior   | Normal  | 30        | 20        | 1,5        | 33      | 0,2   | 1 · 10 <sup>-5</sup> |
| HA-35/B/20/Ila | Estribo y pilas | Normal  | 35        | 23,3      | 1,5        | 33      | 0,2   | 1 · 10 <sup>-5</sup> |

**5.3. Métodos de dimensionamiento**

El dimensionamiento de la estructura se llevará a cabo de acuerdo con los principios de la mecánica racional y la teoría de estructuras, adaptada al diseño conceptual. Con este fin, los requisitos que deben seguirse son los que se establece en la normativa empleada y en otras recomendaciones, citadas en el *Apartado 5.1. Normativa empleada* de este mismo anejo.

De acuerdo con lo dicho anteriormente, se harán los cálculos de la estructura basándose en el teorema de los Estados Límite, lo que significa que la seguridad de cada elemento de la estructura, o la totalidad,

se garantiza mediante la verificación de que el nivel de solicitación al que está sometido la estructura (o elemento), no supera jamás el máximo nivel de rendimiento que puede lograr: Estado Límite.

Este principio de seguridad está normalmente dado por la inecuación que se define a continuación:

$$S_d < R_d$$

Donde  $S_d$  significa el valor de cálculo a considerar en cada caso, y  $R_d$  es la respuesta máxima estructural en cada caso: el valor límite.

Para aplicar correctamente esta prueba de seguridad, tanto las situaciones de servicio como las que conducen a la destrucción de la estructura, es decir, los Estados Límite de Servicio (ELS) y los Estados Límite Último (ELU), se consideraran atendiendo a las definiciones contenidas en la normativa vigente.

Los Estados Límite Último son los asociados a la rotura seccional o de elementos, lo que resulta en el agotamiento de la estructura. Un ELU es un estado límite, tal que de ser rebasado la estructura completa o una parte de la misma puede colapsar al superar su capacidad resistente ( $R_d$ ).

Un Estado Límite de Servicio es un tipo de estado límite que, de ser rebasado, produce una pérdida de funcionalidad o deterioro de la estructura, pero no es riesgo inminente a corto plazo. En general, los ELS se refieren a situaciones solventables, reparables o que admiten medidas paliativas o molestias no graves a los usuarios.

Para determinar la solicitación ( $S_d$ ) se tienen en cuenta los cálculos, una vez que los valores de cargas se han ponderado según la combinación de carga que se este realizando, utilizando coeficientes parciales de seguridad que se detallan en el *Apartado 7.2. Coeficientes de seguridad*. Por otra parte, el valor límite ( $R_d$ ) de cada sección o elemento es el resultado de tener en cuenta las características geométricas de la sección, así como el rendimiento de los materiales una vez que han sido multiplicados por factores de seguridad, los cuales se indican también en el *Apartado 7.2. Coeficientes de seguridad*.

**5.3.1. Diseño del armado**

Para el dimensionamiento del armado se ha utilizado el *EC-2. Eurocódigo 2*. Para ello se ha calculado el área de armado necesaria para resistir las tracciones en los diferentes elementos de hormigón y, por otro lado, se ha determinado el armado mínimo necesario por razones geométricas, control de fisuración y el mínimo mecánico.

**6. ACCIONES CONSIDERADAS**

A continuación se describen las acciones consideradas en el cálculo estructural de la pasarela detallando tanto su cálculo como su modo de aplicación en el modelo estructural.

**6.1. Acciones permanentes de valor constante**

Están formadas por los distintos elementos que constituyen la estructura, que actúan en todo momento y son constantes en posición y magnitud. A efectos de aplicación en este proyecto, y según el Document Technique Règlementaire D.T.R, están constituidas básicamente por el peso propio de la estructura y las cargas muertas de la misma.

**PESO PROPIO**

Será el correspondiente a los elementos estructurales con su sección bruta afectados por sus densidades:

- Para el acero,  $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- Para el hormigón,  $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$

**CARGA MUERTA**

Es la correspondiente a los elementos no estructurales que gravitan sobre los estructurales como pavimento, barrera, etc.



- Para el pavimento del puente se empleara una capa de impermeabilización de 1 cm, dos subbases formando un total de 6 cm, sobre las que se ejecutará la capa de rodadura de 3 cm de espesor. El pavimento queda perfectamente definido en el *ANEJO Nº5 Equipamientos* y en el *Documento Nº2 Planos*. A efectos de cálculo se ha considerado una sobrecarga de 0,83 kN/m<sup>2</sup> aplicada en toda la superficie del tablero.
- Para determinar la carga de la barandilla se ha calculado el peso de la misma a partir del área de los elementos que la forman, la cual queda perfectamente definida en el *ANEJO Nº5 Equipamientos* y en el *Documento Nº2 Planos*. A efectos de cálculo se ha considerado una carga 3,25 kN/m aplicada en los voladizos.
- Para determinar la carga de la imposta, se ha realizado el diseño y la medición mediante el programa AutoCAD. Se considera aplicada una carga de 0,8 kN/m aplicada en los voladizos.

## 6.2. Acciones permanentes de valor no constante

En el cálculo de los elementos de contención de tierras se consideran las acciones debidas al relleno del trasdós, considerando independientemente los efectos del peso del terreno y de los empujes.

El peso del terreno se determina aplicando el volumen de terreno que gravita sobre la superficie del elemento horizontal, el peso específico del relleno vertido y compactado.

El empuje sobre los elementos estructurales se determinará, de acuerdo con los conceptos geotécnicos, en función de las características y de la interacción terreno-estructura.

Se considera el empuje activo con los valores de los coeficientes de empuje, ángulo de rozamiento interno y densidad del terreno, indicados a continuación:

- Ángulo de rozamiento interno:
- Densidad:
- Coeficiente de empuje activo
- Coeficiente de empuje activo
- Coeficiente de incremento de empuje por sismo:

No se considera la hipótesis de desequilibrio de los empujes hidrostáticos a ambos lados de la estructura debido a que se definen en proyecto los sistemas de drenaje y desagües necesarios. Éstos son una mala de geotextil y un tubo dren dispuestos en el trasdós del muro principal como se incida en el *Documento Nº2 Planos*.

En el caso de los asientos del terreno, sus valores se deducen de los parámetros o condiciones establecidas en el informe geotécnico recogido en el *ANEJO Nº3 Informe geológico-geotécnico*, teniendo en cuenta las características del terreno, la tipología y geométrica de la cimentación y las cargas transmitidas.

## 6.3. Acciones variables

### 6.3.1. Sobrecarga de uso

Son acciones externas a la estructura que pueden actuar o no en ella, dependiendo de su uso.

#### SOBRECARGA UNIFORME

La sobrecarga uniforme es la carga debida al tráfico, la cual, según el *Document Technique Réglementaire D.T.R*, se divide en dos sistemas de cargas: un sistema de cargas A (carga distribuida) y un sistema de carga B (carga puntual debida a un carro de tráfico).

Para poder definir el valor de ambos sistemas de cargas es necesario definir el ancho cargable del puente,  $L_c$ . El ancho cargable del puente queda determinado por la longitud, en sentido transversal al tablero, disponible para el tráfico de vehículos. La normativa argelina establece que esta distancia se trata del ancho del tablero excluyendo las zonas destinadas a aceras, barreras de seguridad y 0,50 m a partir de la barrera de seguridad hacia el centro de la calzada. En nuestro caso no se disponen de aceras, por lo que el ancho cargable del puente es:

$$L_c = \text{Ancho} - \text{Barreras} - 2 \cdot 0,50 = 9,60 - 2 \cdot 0,80 - 2 \cdot 0,50 = 7 \text{ m}$$

Se puede observar que el ancho cargable coincide, en este caso, con los dos carriles de tráfico.

El número de vías, a efectos de cálculo estructural, viene determinado por la siguiente expresión:

$$N^{\circ} \text{ vías} = \frac{L_c}{3} \text{ (parte entera)}$$

En nuestro caso se obtienen 2 vías las cuales coinciden con los carriles reales del puente, por lo que el ancho de cada vía es de 3,50 m.

- Sistema de cargas A: carga uniformemente distribuida

La carga uniformemente distribuida viene dada por la expresión que se define a continuación y que es función del largo cargable:

$$A(l) = 2,30 + \frac{360}{l + 12}$$

El largo cargable se determina mediante la distancia que hay entre dos puntos de momento nulo dentro de un mismo vano. Por lo que se deduce que la magnitud de la carga del sistema A depende de la longitud de cada vano. En nuestro caso, se tienen dos longitudes de vano diferentes: 21 m y 28 m. Para los vanos de 21 m, la distancia entre dos puntos de momento nulo es de 18 m y para los vanos de 28 m la distancia entre dos puntos de momento nulo es de 21 m.

Por lo tanto, la sobrecarga de uso debida al sistema de cargas A presenta el siguiente valor:



Para los vanos de 21 m:  $A = 14,3 \text{ kN/m}^2$

Para los vanos de 28 m:  $A = 13,21 \text{ kN/m}^2$

- Sistema de cargas B: cargas puntuales

La carga del sistema B se trata de un vehículo de 3 ejes, todos con ruedas simples de neumáticos y que responden a las características siguientes:

Carga total de 300 kN

Carga transmitida por cada uno de los dos ejes traseros: 120 kN

Carga transmitida por el eje delantero: 60 kN

Longitud del vehículo: 10,50 m

Ancho del vehículo: 2,50 m

Distancia entre los ejes traseros: 1,50 m

Distancia entre el eje delantero y el primer eje trasero: 4,50 m

Superficie de impacto de una rueda trasera: 0,25 x 0,25 m

Superficie de impacto de una rueda delantera: 0,20 x 0,20 m

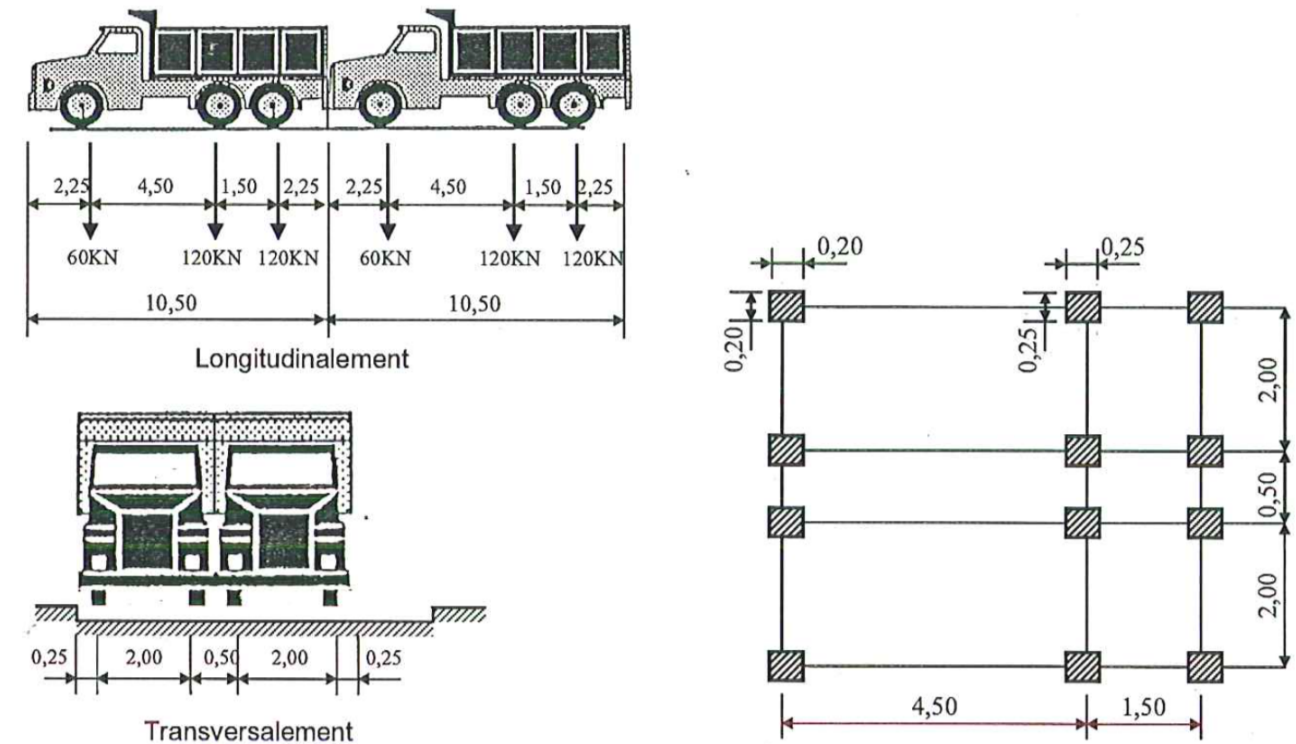


Figura 6.3.1.a. Disposición del sistema de cargas B.

En la *Figura 6.3.1.a. Disposición del sistema de cargas B*, queda determinado el vehículo tipo, así como sus dimensiones y las cargas anteriormente descritas.

Se deben disponer en la calzada tantos vehículos como número de vías se ha determinado, es decir, en el presente caso 2 vehículos.

La disposición de estos vehículos será la más desfavorable tanto en sentido longitudinal como transversal, es decir, los vehículos no tienen por qué estar necesariamente situados uno contiguo al otro.

En función de la clase de puente y del número de filas consideradas, los valores de las cargas del sistema B deben ser multiplicados por el coeficiente bc. En este caso, el número de vías es 2 y la clase de puente es primera clase, por lo que el coeficiente bc adquiere el valor 1,1.

- Coeficiente de mayoración dinámica

Las cargas del sistema B deben ser mayoradas por el coeficiente dinámico, el cual es el mismo para cada elemento de la obra. El coeficiente de mayoración dinámica relativo a un elemento viene determinado por la siguiente expresión:

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot L} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{G}{S}}$$

Donde L representa la longitud del elemento, G la carga permanente del mismo y S la carga B aplicada en la zona donde se encuentra el elemento.

Dado que la carga se aplica sobre la losa de hormigón, se va a calcular el factor dinámico de este elemento y se va a aplicar a la carga B directamente. De esta manera se obtiene que el factor dinámico adquiere un valor de 1,1.

### 6.3.2. Fuerza de frenado

Las cargas de tráfico de los sistemas A y B son susceptibles de desarrollar fuerzas de frenado, esfuerzos sobre la superficie de la calzada en un sentido de circulación.



La resultante de las fuerzas de frenado se pueden suponer centradas en el tablero sobre el eje longitudinal de la calzada.

Los esfuerzos de frenado, generalmente, no influyen en la estabilidad del propio tablero, pero se deben considerar para la estabilidad de los apoyos (pilas y estribos) y la resistencia de los aparatos de apoyos.

La fuerza de frenado correspondiente a la carga del sistema A viene dada por la siguiente ecuación:

$$F = \frac{A \cdot S}{20 + 0,0035S}$$

El resultado es una fuerza puntual donde S es la superficie cargada.

Dado que la fuerza A depende de la longitud del vano, la fuerza de frenado también y por lo tanto la fuerza de frenado F adquiere estos valores:

Para los vanos de 21 m:  $F = 744,8 \text{ kN}$ , lo cual corresponde a una carga lineal de  $q_1 = 4,09 \text{ kN/m}$

Para los vanos de 28 m:  $F = 688,07 \text{ kN}$ , lo cual corresponde a una carga lineal de  $q_2 = 3,8 \text{ kN/m}$

Por otro lado, un vehículo del sistema B puede desarrollar una fuerza de frenado igual a su peso. En el caso de que hayan más de un camión del sistema B en la calzada, se supone que solo uno de ellos frena.

El esfuerzo de frenado debido a la carga B es de  $F(B) = 660 \text{ kN}$ , aplicado a lo largo del eje longitudinal se obtiene que  $q = 3,63 \text{ kN/m}$

Los esfuerzos de frenado no tienen que ser mayorados por el coeficiente dinámico.

### 6.3.3. Sobrecarga en terraplenes

A efectos de cálculo de los empujes del terreno sobre los elementos de la estructura en contacto con este, se considerará actuando en la parte superior del terraplén una sobrecarga uniforme de  $10 \text{ kN/m}^2$  en aquellas zonas por donde pueda discurrir el tráfico.

### 6.3.4. Acciones térmicas

Las acciones térmicas se consideraran mediante la componente de variación uniforme de temperatura ( $\Delta T$ ) que experimentará el elemento estructural, asociada fundamentalmente al rango anual de la temperatura ambiente en el lugar de su emplazamiento.

#### COMPONENTE UNIFORME DE LA TEMPERATURA

La normativa argelina *Document Technique Règlementaire D.T.R* establece que, para las obras situadas en la parte central de Argelia, se debe adoptar una variación uniforme de temperatura de  $+45^\circ\text{C}$  y  $-20^\circ\text{C}$ .

Para el cálculo de apoyos hay que sumar  $\pm 10^\circ\text{C}$ .

#### COMPONENTE DE LA DIFERENCIA DE TEMPERATURA

Para tableros mixto, el efecto de la diferencia vertical de temperatura se considerará mediante una diferencia en la temperatura de las secciones parciales de acero y de hormigón.

La normativa argelina *Document Technique Règlementaire D.T.R* establece que, para las obras situadas en la parte central de Argelia, se debe adoptar un gradiente de  $\pm 8^\circ\text{C}$ .

El gradiente es positivo si la temperatura de la fibra superior del tablero es mas grande que la de la fibra inferior.

### 6.3.5. Viento

Los esfuerzos del viento son introducidos en los cálculos como presiones horizontales estáticas aplicadas en las superficies expuestas al viento. La intensidad del viento, asimilada a un valor característico, sobre los elementos del tablero es:

Para las obras en servicio:  $2 \text{ kN/m}^2$

Para las obras en construcción:  $1,25 \text{ kN/m}^2$

El viento desarrolla una presión aplicada, normalmente, en el eje longitudinal a lo largo de toda la superficie de la estructura. Normalmente se considera el viento transversal soplando perpendicularmente al eje longitudinal y aplicado sobre toda la cara lateral del tablero.

En el caso general, para el cálculo de los esfuerzos debidos al viento, se tiene que determinar las superficies sometidas a la presión del viento en función del tipo de circulación y de la geometría de la obra. En nuestro caso las superficies sometidas al esfuerzo del viento son los cajones de acero, la losa de hormigón y las barreras de seguridad, todas ellas en su proyección vertical.

Es decir, el viento actúa sobre el canto de la tablero y sobre una distancia  $d_1$  a partir de la superficie del tablero. Esta distancia  $d_1$  viene dada por la normativa argelina e indica que en el caso de tener barreras de seguridad opacas, la distancia  $d_1$  es igual a la altura de la barrera. En nuestro caso la barrera de seguridad presenta una altura de  $1,3 \text{ m}$  y por lo tanto se obtiene que la acción del viento sobre el tablero es la siguiente:

Valor característico  $2 \text{ kN/m}^2$  aplicado sobre el canto total del tablero más la altura de la barrera, es decir sobre  $2,00 \text{ m}$ . A efectos de cálculo supone una carga distribuida de  $4,00 \text{ kN/m}^2$  aplicada sobre el canto del tablero.



Para considerar el viento sobre las pilas, la normativa argelina establece que el valor característico de la presión del viento es de 1,00 kN/m<sup>2</sup> para obras en servicio. Dado que el canto de las pilas expuesto al viento es de 1,00 m, a efectos de cálculo se considera una carga distribuida de 1 kN/m aplicada a lo largo de la pila.

### 6.3.6. Nieve

La normativa argelina no considera la acción de la nieve ya que el valor característico de ésta acción en Argelia no es relevante y es más desfavorable las otras cargas frente a esta, por lo que no es necesario obtener el valor característico ya que la combinación más desfavorable para cálculos y comprobaciones no considera esta acción.

### 6.3.7. Acción sísmica

Para considerar el efecto del sismo en el puente se ha realizado un estudio sísmico de la zona según las indicaciones de la normativa sísmica argelina: *Projet du règlement parasismique des ouvrages d'art*.

En función del uso al cual se destine la estructura, la pasarela se clasificará según importancia, en este caso el puente pertenece al Grupo 2: puente importante. Así mismo, la zona también tiene que clasificar según la sismicidad que presenta y, en este caso, la zona de Tiaret se considera zona I lo cual significa que es una zona sísmica fiable.

El coeficiente de aceleración sísmica de la zona es función de la clasificación de la estructura y de la zona, en este caso el coeficiente de aceleración sísmica A es 0,12.

A continuación es necesario clasificar la zona según las características del terreno. La normativa argelina *Projet du règlement parasismique des ouvrages d'art* presenta un cuadro, Tabla 3.2 Características geotécnicas de la zona, donde se concluye que la zona de estudio se encuentra dentro de la categoría S2.

Por otro lado, se calculará la acción del sismo sobre la estructura mediante el programa de cálculo SAP2000, que realizará un cálculo modal espectral, para ello se necesitarán algunos parámetros sísmicos de la zona que se detallan a continuación.

#### ACELERACIÓN SÍSMICA DE CÁLCULO:

Debido a la existencia de accidentes tectónicos y señales de movimientos recientes en el entorno, se puede determinar que la zona objeto del proyecto se encuentra en un área sísmicamente activa.

Para caracterizar el movimiento sísmico se debe definir la aceleración sísmica de cálculo ( $a_c$ ) con la cual se establece el espectro de respuesta:

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

- La aceleración básica de la zona se obtiene como producto de la aceleración sísmica A y el valor de la gravedad, es decir  $a_b = A \cdot g = 0,12 \cdot g$
- El coeficiente adimensional de riesgo  $\rho$  es igual a 1
- Para considerar el coeficiente de amplificación del terreno S, la norma establece que su valor depende de la categoría del terreno, en este caso la categoría es S2 y por lo tanto el coeficiente S es igual a 1,1.

Por consiguiente, sustituyendo los valores en la expresión anterior se obtiene que la aceleración sísmica de cálculo es  $a_c = 0,132 \cdot g$

#### ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICA

Para las componentes verticales y horizontales de la acción sísmica, se consideran los espectros de respuesta que se incluyen en el *Anexo Nº1 CÁLCULO SÍSMICO*. A continuación se recogen los parámetros del espectro de respuesta elástica, Sae (T):

- Aceleración sísmica,  $A = 0,12$
- Aceleración de la gravedad,  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
- Coeficiente de zona,  $S = 1,1$
- Factor de corrección del amortiguamiento:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

donde  $\xi$  es el factor de amortiguamiento, que en el caso de acero es de 2. Por lo que el factor de corrección del amortiguamiento es  $\eta = 1,323$

- Periodos característicos asociados a la categoría de la zona,  $T_1$  y  $T_2$ ,  $T_1 = 0,15$  y  $T_2 = 0,40$ .
- Para la componente vertical se requiere el coeficiente que considera la importancia de la componente vertical,  $\alpha$ , el cual depende de la zona sísmica. En este caso, la zona sísmica es la I y por lo tanto  $\alpha = 0,7$ .

Aplicando las expresiones indicadas en el *Anexo Nº1 CÁLCULO SÍSMICO* del *Anejo Nº2. CÁLCULOS ESTRUCTURALES DE SUPERESTRUCTURA* y considerando los parámetros definidos anteriormente se obtienen los espectros de respuesta vertical y horizontal que se adjuntan en el *Anexo Nº1 CÁLCULO SÍSMICO* del *Anejo Nº2. CÁLCULOS ESTRUCTURALES DE SUPERESTRUCTURA* y los cuales se ha introducido en el programa de cálculo SAP2000 para el cálculo modal.

Para considerar la acción sísmica en el modelo de cálculo se considerará el valor máximo de la actuación simultánea, según las combinaciones que se detallan a continuación, de la acción sísmica en las direcciones horizontales X e Y, y en la dirección vertical Z.



$$\begin{aligned} &A_{EX} + 0,3 A_{EY} + 0,3 A_{AZ} \\ &0,3 A_{EX} + A_{EY} + 0,3 A_{AZ} \\ &0,3 A_{EX} + 0,3 A_{EY} + A_{AZ} \end{aligned}$$

Concluimos que, como se puede observar en el *Anexo Nº3. RESULTADOS*, la acción sísmica condiciona los resultados ya que provoca los esfuerzos más elevados.

## 7. COMBINACION DE ACCIONES

### 7.1. Hipótesis de cálculo

La normativa argelina *Document Technique Règlementaire D.T.R.* desarrolla las diferentes combinaciones en ELU y ELS que deben comprobarse en la estructura. En estas fórmulas ya se considera el coeficiente mayorador que lleva cada acción, como se puede observar a continuación:

ESTADO LÍMITE ÚLTIMO:

Combinaciones fundamentales:

|      |                                                                                                |
|------|------------------------------------------------------------------------------------------------|
| ELU1 | $1,35 (PP+CM) + 1,5 (SA \text{ o } SB) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T + 1,5 \cdot 0,5 \cdot \Delta T$ |
| ELU2 | $1,35 (PP+CM) + 1,5 (SA \text{ o } SB) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W$                                |
| ELU3 | $1,35 (PP + CM) + 1,5 W$                                                                       |

Donde PP es la carga debida al peso propio, CM la carga debida a los elementos que gravitan sobre la estructura (carga muerta), SA la carga debida al sistema A, SB la carga debida al sistema B, T la variación uniforme de temperatura y  $\Delta T$  el gradiente térmico.

Combinaciones accidentales:

|      |                                       |
|------|---------------------------------------|
| ELU4 | $PP+CM + 0,6 (SA \text{ o } SB) + Ad$ |
| ELU5 | $PP+CM + Ad$                          |

Donde PP es la carga debida al peso propio, SA la debida al sistema A, SB la debida al sistema B y Ad la carga debida a la acción sísmica.

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO:

Combinaciones raras:

|      |                                                                   |
|------|-------------------------------------------------------------------|
| ELS1 | $(PP+CM) + (SA \text{ o } SB) + 0,6 \cdot T + 0,5 \cdot \Delta T$ |
| ELS2 | $(PP+CM) + 0,6 \cdot T + 0,5 \cdot \Delta T$                      |
| ELS3 | $(PP+CM) + \Delta T$                                              |
| ELS4 | $(PP+CM) + W$                                                     |
| ELS5 | $(PP+CM) + T$                                                     |

Combinación frecuente:

|      |                                                                       |
|------|-----------------------------------------------------------------------|
| ELS6 | $(PP+CM) + 0,6 (SA \text{ o } SB) + 0,6 \cdot T + 0,5 \cdot \Delta T$ |
|------|-----------------------------------------------------------------------|

Combinación casi-permanente:

|        |       |
|--------|-------|
| ELS QP | PP+CM |
|--------|-------|

### 7.2. Coeficientes de seguridad

Los coeficientes de seguridad están incluidos en las combinaciones citadas anteriormente a falta de los coeficientes minoradores o amplificadores de carga se los cuales se incluyen a continuación:

COEFICIENTES PARA LAS ACCIONES PERMANENTES:

| Cargas              | Desfavorable | Favorable |
|---------------------|--------------|-----------|
| Peso propio         | 1,06         | 0,9       |
| Tierras             | 1,05         | 0,95      |
| Asfalto y hormigón  | 1,4          | 0,8       |
| Otros equipamientos | 1,2          | 0,8       |
| Otras cargas        | 1            | 1         |

Tabla 7.2.a Coeficientes para las acciones permanentes

COEFICIENTES PARA LAS ACCIONES DE TRÁFICO:

| Cargas                  | Naturaleza del estado límite |     |
|-------------------------|------------------------------|-----|
|                         | ELU de resistencia           | ULS |
| Cargas sobre la calzada | 1,07                         | 1,2 |

Tabla 7.2.b. Coeficientes para las acciones de tráfico



## 8. MODELO DE CÁLCULO DE LA SUBESTRUCTURA

A continuación se describe el modelo de los estribos y de las pilas que se ha considerado para realizar los cálculos necesarios para el dimensionamiento de los elementos.

### 8.1. Modelo de las pilas

Para el cálculo de las pilas, como se ha determinado en el *Anejo Nº2. Diseño estructural de la superestructura*, éstas se han introducido en el modelo de SAP2000.

Dado que las pilas presentan una dimensión mayor que la otra, se ha decidido introducir en el modelo dos pilas por cada sección de apoyo, cada una de las cuales recibe los dos puntos de apoyo que tiene cada cajón metálico.

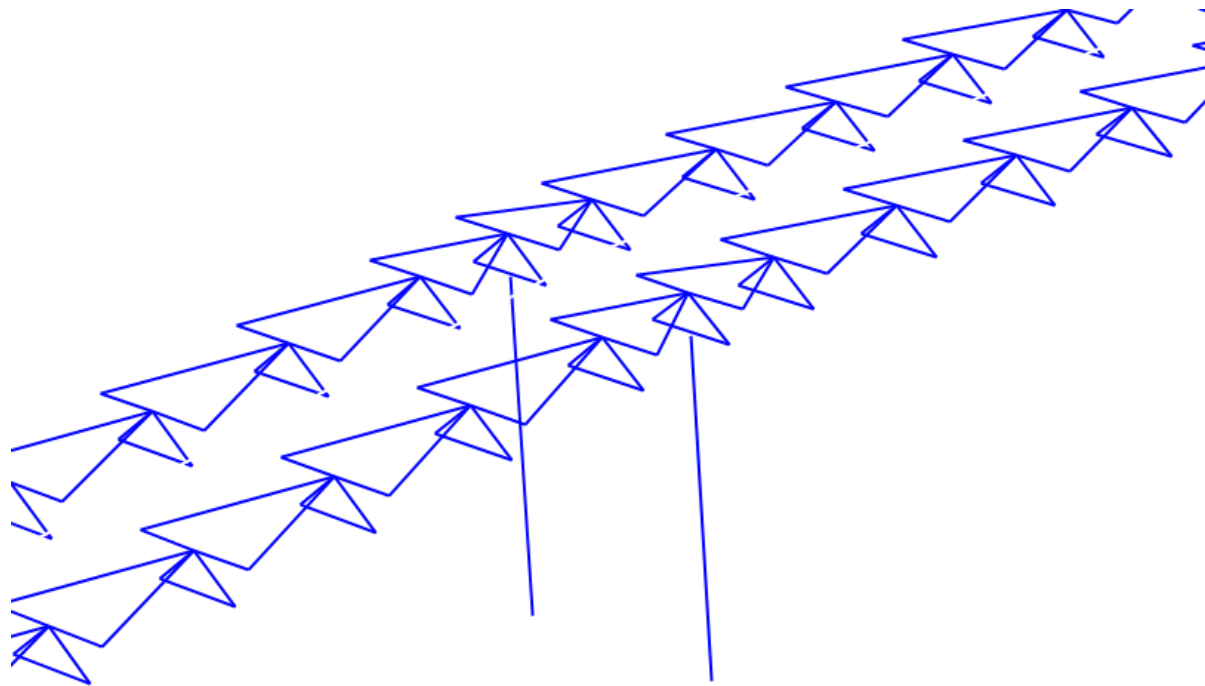


Figura 8.1.a. Detalle de las pilas del modelo

### 8.2. Modelo de los estribos

En el modelo de la estructura definido en el *Anejo Nº2. Diseño estructural de la superestructura*, no se han modelado los estribos. Para simular el comportamiento de los estribos se han establecido unos apoyos con las siguientes características:

- Tanto en la dirección del eje longitudinal como transversal (desplazamientos en el plano horizontal) se han dispuesto dos muelles con una rigidez de 1785,7 kN/m de manera que se considera la contribución del terreno.

- En la dirección vertical se ha restringido el desplazamiento.

Con las reacciones que se obtienen en esos apoyos se ha procedido a modelar en estribo en un modelo de SAP2000 independiente.

Para modelar los estribos se ha considerado el muro frontal de 4 m de altura, 9,8 m de largo y un espesor de 1 m y los muros laterales de 4 m de altura, 2,5 m de largo y 0,5 m de espesor, así como la zapata de 5x12 m y 1 m de espesor.

Para modelar la acción del terreno sobre el que apoya el estribo se han introducido muelles con rigidez igual al coeficiente de balasto del terreno,  $k = 9375 \text{ kN/m}^3$  en el sentido vertical y restringiendo el movimiento en el plano horizontal y el giro en el eje vertical.

A continuación, se han introducido las cargas en el muro frontal del estribo las cuales se han obtenido en las reacciones del modelo completo bajo la combinación más desfavorable. Así mismo, se ha considerado la acción del terreno, como un empuje de tierras en el trasdós del estribo, considerando un terreno con un peso específico de  $20 \text{ kN/m}^3$  y una sobrecarga en el terraplén de  $10 \text{ kN/m}^2$ .

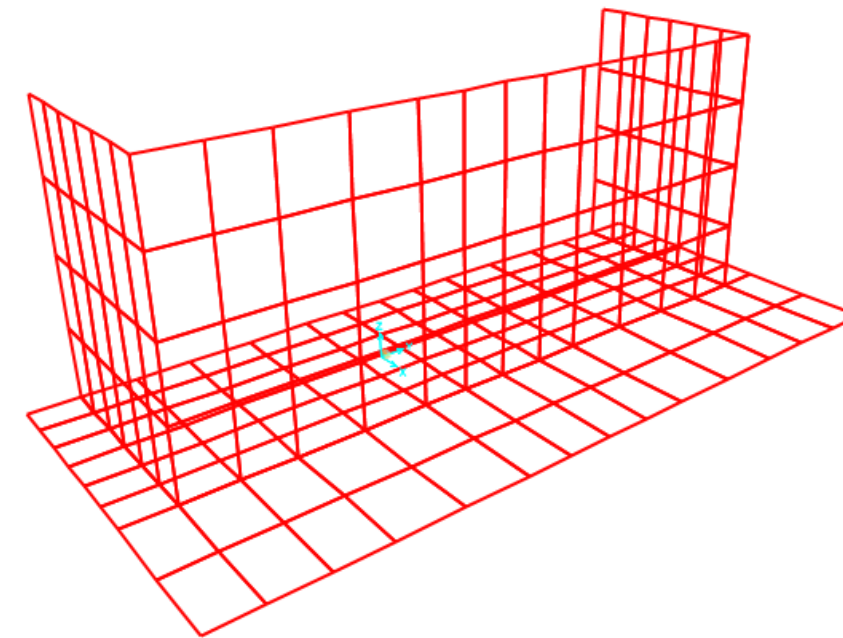


Figura 8.2.a. Modelo de los estribos

## 9. COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS

En el presente apartado se adjuntan los cálculos referentes al dimensionamiento y comprobación de las pilas y estribos del puente.

Se procede por tanto a realizar las comprobaciones:

ELU de estabilidad global:

Uno de los aspectos más importantes del estudio de una cimentación es el relativo a su estabilidad global. Este estudio solo puede omitirse cuando se trate de cimentaciones de obras en terrenos llanos y firmes. A estos efectos se entienden por <<llanos>> aquellos terrenos cuya pendiente media en el entorno de la cimentación (entorno con amplitud del orden 5 veces el ancho del cimientto) no supera el 10% y por <<firmes>> aquellos que no presentan ningún signo de inestabilidad previa, ni evidencia que los puedan presentar en el futuro.

Puesto que se trata de un terreno que no presenta signo de inestabilidad previa ni lo evidencia de cara al futuro y presenta una amplitud mayor a 5 veces el ancho del cimientto y una pendiente aproximada de 0,1 no será necesario realizar a comprobación de ELU de estabilidad global.

ELU de hundimiento:

Se deberá calcular la carga de hundimiento, ésta difiere según se considera a corto plazo o largo plazo, se considera que a corto plazo será más favorable, por lo tanto nos centramos en el cálculo a largo plazo.

Para el cálculo de la carga de hundimiento a largo plazo se debe realizar un cálculo en efectivas y se ha aplicado la formulación de Brinch-Hansen:

$$q'_h = c' N_c s_c d_c i_c + q' N_q s_q d_q i_1 + \frac{1}{2} N_\gamma B' \gamma^* s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

El coeficiente de seguridad frente a hundimiento se obtiene mediante la expresión:

$$F_h = \frac{q'_h}{q_t}$$

Donde la carga transmitida al terreno,  $q_t$ , se obtiene de la relación de las cargas verticales y el área efectiva.

ELU de deslizamiento:

Se define como coeficiente de seguridad al deslizamiento de una cimentación superficial al número F por el que habría que dividir los valores de los parámetros resistentes para que se alcance la condición de rotura.

Se deberá calcular la máxima resistencia del terreno al deslizamiento  $H_{max}$  y compararla con la fuerza aplicada, en caso de que la primera superior no se producirán problemas, en caso contrario habrá que tomar las medidas oportunas

$$H_{max} = Q' \cdot \tan(\varphi_c) + B' L' c_c$$

donde:

$Q'$  = resultante vertical efectiva

$\varphi_c$  = ángulo de rozamiento terreno-zapata

$Cc$  = adherencia terreno-zapata

La fórmula del factor de seguridad al deslizamiento es la siguiente:

$$F_d = \frac{V' \cdot \tan(\varphi_c) + B' L' Cc + R}{H}$$

ELU de vuelco:

No es necesario comprobar el vuelco en una estructura en el caso de que cumpla para hundimiento, para deslizamiento y la resultante vertical pase por el núcleo central.

Si es necesario realizar la comprobación frente a vuelco, para ello se obtendrán los momentos que crean todas las fuerzas dividiéndolos por una parte en estabilizadores (el de la resultante vertical efectiva  $Q'$  y el empuje pasivo) y por otra, en volcadores (los debidos a las componentes horizontales de las acciones (suelo pasivo)).

En primer lugar calculará el retranqueo,  $d$ , respecto al eje longitudinal  $B'$ , para calcularlo se utilizará la siguiente fórmula:

$$d = \frac{0,5 Q}{Q_h B'}$$

Se calcularán los momentos de las fuerzas respecto a ese punto ( $d$ ) y se calculará el factor de seguridad frente a vuelco:

$$F_v = \frac{M_{estabilizadores}}{M_{volcadores}}$$

ELS de asiento inducidos:

Una vez comprobados los Estados Límite Último (ELU) se pasará a comprobar el único Estado Límite de Servicio (ELS) que interesa respecto de la cimentación, el de los asiento inducidos al terreno. Para ello se utilizará el Método de Steinbrenner en el cual se supone que el terreno es un sólido elástico.

Según este método, el asiento de un punto O situado en la esquina de la cimentación, viene dado por la expresión:

$$S_o = \Delta_{(1)} + \Delta_{(2)}$$

Donde los asientos del estrato 1 y del estrato 2 vienen dados por las expresiones siguientes, respectivamente:

$$\Delta_{(1)} = \rho_0 - \rho_1 = q \cdot B \cdot I_{\rho 1} / E_1$$

$$\Delta_{(2)} = \rho_1 - \rho_2 = q \cdot B \cdot (I_{\rho 2} - I_{\rho 1}) / E_2$$



### 9.1. Comprobaciones geotécnicas de las pilas

En este apartado se procede a comprobar las pilas geotécnicamente. Se disponen de 6 pilas, las cuales presenten esfuerzos diferentes y 2 de ellas tienen una altura de 5,2 m y el resto de 7,75 m. A continuación se muestra la comprobación realizada a una de las pilas tipo 1 (pilas de mayor altura) y al final del apartado se recoge en una tabla el resultado de las comprobaciones del resto de pilas.

Los esfuerzos en el entronque de la pila con el estribo obtenidos mediante las combinaciones de acciones indicadas anteriormente para la primera pila de Tipo 1, son los indicados a continuación:

|                |              |
|----------------|--------------|
| V              | 6547 kN      |
| M <sub>B</sub> | -8997,3 kN·m |
| M <sub>L</sub> | -158,3 kN·m  |
| H <sub>B</sub> | -1395 kN     |
| H <sub>L</sub> | -22 kN       |

#### 9.1.1. ELU de hundimiento:

El modo de fallo de nominado <<hundimiento>> se produce cuando la capacidad de soporte del terreno es inferior a la carga que transmite la cimentación al terreno.

Para la carga de hundimiento, se recomienda la expresión de Brinch-Hansen (1973) que tiene en cuenta la forma de la zapata, cargas excéntricas y la profundidad, aunque con algunos cambios añadidos:

$$q'_h = c' N_c s_c d_c i_c + q' N_q s_q d_q i_1 + \frac{1}{2} N_\gamma B' \gamma^* s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (1)$$

siendo:

$q'_h$  = Presión vertical de hundimiento

$q$  = Sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación, en el entorno del cimiento.

$c$  = Cohesión de cálculo.

$\gamma^*$  = Peso específico del terreno

$B'$  = Anchura equivalente del cimiento

$N_c, N_q, N_\gamma$  = Factores de capacidad de carga

$d_c, i_c, s_c, d_q, i_q, s_q, d_\gamma, i_\gamma, s_\gamma$  = Factores adimensionales para considerar diversos efectos.

- Los factores de capacidad de carga  $N_q, N_c, N_\gamma$ :

Los cálculos se han realizado para  $\phi' = 27^\circ$

$$N_q = \frac{1 + \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')} \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi')} = 45,90$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan(\phi)} = 88,135$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi) = 34,322$$

- Factores de forma  $s_q, s_c, s_\gamma$ :

$$s_q = s_c = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c} = 1,322$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'} = 0,814$$

- Factores de inclinación de carga  $i_q, i_c, i_\gamma$

$$i_q = (1 - 0,7 \cdot \tan(\delta_B))^3 \cdot (1 - \tan(\delta_L)) = 1$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = 1$$

$$i_\gamma = (1 - \tan(\delta_B))^3 \cdot (1 - \tan(\delta_L)) = 1$$

Siendo  $\delta_B$  y  $\delta_L$  los ángulos de la inclinación de la carga con respecto a la vertical. En este caso puesto que no se tiene ningún ángulo de inclinación de cargas todos los factores son igual a la unidad.

- Factores de profundidad  $d_q, d_c, d_\gamma$ :

Al tratarse de cimentaciones superficiales los valores de los factores de profundidad se pueden obtener mediante las expresiones:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \arctg\left(\frac{D}{B'}\right) = 1,25$$

$$d_c = 1 + 2 \cdot \frac{N_q}{N_c} \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \arctg\left(\frac{D}{B'}\right) = 1,13$$

$$d_\gamma = 1$$



Una vez definidos los factores que nos influyen en la carga de hundimiento se procede al cálculo de la misma.

Considerando los valores de los parámetros anteriores y adoptando un valor de  $Y = 20 \text{ kN/m}^3$  y  $B' = 6 \text{ m}$  y sustituyendo en la expresión (1), la carga de hundimiento tiene un valor de:

$$q'_{h1} = 6928,00 \text{ kPa}$$

Puesto que el terreno está estratificado, ahora se supondrá que la zapata apoya directamente en el estrato inferior de margas arcillosas. Para obtener la carga de hundimiento de este terreno y compararla directamente con el de las arcillas limosas del estrato superior.

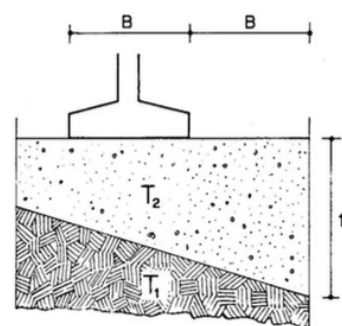
Siguiendo el mismo procedimiento anterior, con la diferencia de tener un ángulo de rozamiento efectivo de  $\varphi' = 30^\circ$  y una cohesión de  $c = 20 \text{ kp/cm}^2$ , se obtiene la carga de hundimiento siguiente:

$$q'_{h2} = 12990,70 \text{ kPa}$$

Como el estrato inferior es más resistente frente a hundimiento que el estrato superior, según la *Figura 9.1.1.a. Terreno estratificado*, la carga de hundimiento vendrá dada por algunas de las expresiones de dicha figura según el caso.

T1, que es la distancia desde el plano de apoyo de la cimentación hasta el siguiente estrato es igual a 2,3 m y  $B = 6 \text{ m}$ , entonces la relación  $T1/b$  es igual a 0.38 y por lo tanto se tomará la segunda expresión de la figura para la carga de hundimiento. Así pues, sustituyendo, se queda una carga de hundimiento final de:

$$q'_h = 9671 \text{ kPa}$$



$$\begin{aligned} \frac{t}{B} > 0,7 &\rightarrow q_h = q_{h2} \\ \frac{t}{B} < 0,7 &\rightarrow q_h = q_{h1} - \frac{q_{h1} - q_{h2}}{0,7} \cdot \frac{t}{B} \end{aligned}$$

Figura 9.1.1.a. Terreno estratificado. Caso B:  $q_{h2} > q_{h1}$

Por lo tanto, como la carga transmitida,  $q_t$ , es igual a:

$$q_t = \frac{V}{A'} = 157 \text{ kN/m}^2$$

El coeficiente de seguridad frente a hundimiento será:

$$F_h = \frac{q'_h}{q_t} = 61$$

Como el coeficiente de seguridad es mayor que los límites que establece la normativa (indicados en la *Tabla 9.1.a. Coeficiente de seguridad frente a hundimiento*), se concluye que la pila analizada cumple frente a hundimiento.

| Combinación de acciones | Coeficiente de seguridad al hundimiento |
|-------------------------|-----------------------------------------|
| Casi-permanente         | $F_d \geq 3,00$                         |
| Característica          | $F_d \geq 2,60$                         |
| Accidental              | $F_d \geq 2,20$                         |

Tabla 9.1.a. Coeficientes de seguridad frente a hundimiento

De manera análoga se ha realizado la misma comprobación en el resto de pilas obteniéndose la *Tabla 9.1.b. Comprobación frente a hundimiento de las pilas del puente*.

| Elemento           | Carga de hundimiento | Carga transmitida | Factor de seguridad |
|--------------------|----------------------|-------------------|---------------------|
| Pila 1             | 9725 kPa             | 152 kPa           | 64                  |
| Pila 2 (explicada) | 9671 kPa             | 157 kPa           | 61                  |
| Pila 3             | 9789 kPa             | 162 kPa           | 60                  |
| Pila 4             | 9859 kPa             | 160 kPa           | 62                  |
| Pila 5             | 10207 kPa            | 197 kPa           | 52                  |
| Pila 6             | 10097 kPa            | 180 kPa           | 56                  |

Tabla 9.1.b. Comprobación frente a hundimiento de las pilas del puente

### 9.1.2. ELU de deslizamiento

Debido a los esfuerzos horizontales que le llegan a la pila, se procede a comprobar el deslizamiento de la cimentación.

El factor de seguridad viene determinado por la siguiente expresión:

$$F_d = \frac{V' \cdot \tan(\varphi_c) + B' L' Cc + R}{H} \quad (2)$$

Donde:

$V$  = Resultante vertical efectiva

$\varphi_c, Cc$  = Ángulo de rozamiento y cohesión, del contacto del elemento de la cimentación con el terreno.



H = Resultante de las fuerzas horizontales que actúan sobre el plano de la cimentación

B', L' = Dimensiones efectivas de la cimentación

R = Suma de las posibles resistencias en la misma dirección y sentido contrario a H

La resultante vertical efectiva V es igual a 8497 kN como se ha indicado anteriormente y la fuerza H es igual a 3291 kN. Aplicando la expresión (2) sustituyendo los valores indicados anteriormente y sin considerar la posibilidad de que se movilicen empujes pasivos para estar de la seguridad, se obtiene un coeficiente de seguridad frente al deslizamiento de 2,4.

Como el coeficiente de seguridad es mayor que los límites que establece la normativa (indicados en la *Tabla 9.1.b. Coeficiente de seguridad frente a deslizamiento*), se concluye que la pila analizada cumple frente a deslizamiento.

| Combinación de acciones | Coeficiente de seguridad al deslizamiento |
|-------------------------|-------------------------------------------|
| Casi-permanente         | $F_d \geq 1,50$                           |
| Característica          | $F_d \geq 1,30$                           |
| Accidental              | $F_d \geq 1,10$                           |

Tabla 9.1.c. Coeficientes de seguridad frente a deslizamiento

De manera análoga se ha realizado la misma comprobación en el resto de pilas obteniéndose los resultados que se indican en la *Tabla 9.1.d. Comprobación frente a deslizamiento de las pilas del puente*

| Elemento           | Factor de seguridad |
|--------------------|---------------------|
| Pila 1             | 3,8                 |
| Pila 2 (explicada) | 2,3                 |
| Pila 3             | 5,4                 |
| Pila 4             | 3,6                 |
| Pila 5             | 2,6                 |
| Pila 6             | 2,5                 |

Tabla. 9.1.d. Comprobación frente a deslizamiento de las pilas del puente

### 9.1.3. ELU de vuelco

No es necesario comprobar el vuelco en una estructura en el caso de que cumpla para hundimiento, para deslizamiento y la resultante vertical pase por el núcleo central. En este caso, como ha quedado demostrado anteriormente, se cumplen las comprobaciones de hundimiento y de deslizamiento. Así mismo, al tratarse de las pilas todos los esfuerzos se encuentran en la misma y por lo tanto la resultante vertical pasa por el núcleo central.

### 9.1.4. ELS asientos

Como se ha determinado, el cálculo de asiento en arcillas se va a realizar mediante el Método de Steinbrenner, el cual considera que el terreno se comporta como un sólido elástico.

El asiento en la esquina de la cimentación viene dado por la expresión:

$$S_o = \Delta_{(1)} + \Delta_{(2)} \quad (3)$$

Donde:

$$\Delta_{(1)} = \rho_0 - \rho_1 = q \cdot B \cdot I_{\rho 1} / E_1$$

$$\Delta_{(2)} = \rho_1 - \rho_2 = q \cdot B \cdot (I_{\rho 2} - I_{\rho 1}) / E_2$$

Para obtener el asiento máximo, el cual se da en el centro de la zapata, se calcula el asiento en la esquina de la zapata y posteriormente se multiplica por 2 para obtener el asiento máximo de la cimentación.

El estrato 1, de espesor 2,3 m, está formado por arcillas limosas con  $E = 24000 \text{ kPa}$ , mientras que el estrato 2, de espesor 15 m, está formado por margas arcillosas con  $E = 134500 \text{ kPa}$ .

La carga transmitida por la cimentación al terreno es de 157 kPa.

El asiento en el primer estrato es de 1,4 mm y el asiento del segundo estrato es de 2 mm. Por lo tanto el asiento total estimado en la esquina de la zapata es de 3 - 4 mm. Por lo que el asiento en el centro de la cimentación se estima entorno a los 6 - 7 mm.

De manera análoga se ha realizado el mismo cálculo en el resto de pilas obteniéndose asientos estimados de 6 - 8 mm en las pilas

El asiento máximo en zapatas aisladas es de 2,5 cm por lo que se puede cumplir que se cumple holgadamente esta limitación.

El asiento diferencial es máximo entre pilas es de 4 mm. Dado que la normativa establece un máximo de asiento diferencial de  $L/200$ , siendo L la distancia entre apoyos, se puede observar que también se cumple esta limitación.

## 9.2. Comprobaciones geotécnicas en los estribos

En este apartado se procede a realizar las comprobaciones geotécnicas de los estribos. Para ello se ha cogido el estribo que se encuentra más solicitado, aunque las solicitaciones son prácticamente idénticas. En la *Figura 9.2.3.a y b. Cargas sobre el estribo* se pueden observar qué cargas se van a tener en cuenta para realizar las comprobaciones geotécnicas.



En la *Tabla 9.2.a. Solicitaciones de los estribos* se puede observar los esfuerzos que el puente le transmite a los estribos a través de los apoyos, donde queda determinada la localización de los mismos así como la planta del estribo en la *Figura 9.2.a. Croquis de las cargas en la planta del estribo*.

| Localización | Tipo de solicitación | Valor  | Distancia al lado B | Distancia al lado L | Distancia vertical |
|--------------|----------------------|--------|---------------------|---------------------|--------------------|
| Punto 1      | Vertical             | 537 kN | 0,5                 | 3,15                |                    |
|              | Horizontal           | 66 kN  |                     |                     | 5                  |
| Punto 2      | Vertical             | 493 kN | 0,5                 | 1,3                 |                    |
|              | Horizontal           | 66 kN  |                     |                     | 5                  |
| Punto 3      | Vertical             | 493 kN | 0,5                 | -1,3                |                    |
|              | Horizontal           | 66 kN  |                     |                     | 5                  |
| Punto 4      | Vertical             | 537 kN | 0,5                 | -3,15               |                    |
|              | Horizontal           | 66 kN  |                     |                     | 5                  |

Tabla 9.2.a Solicitaciones de los estribos.

El peso propio de los elementos del estribo se muestran en la *Tabla 9.2.b. Peso propio de los elementos de los estribos*, donde queda determinado tanto el valor del peso propio como las distancia a los eje B y L de zapata, los cuales quedan ilustrados en la *Figura 9.2.a. Croquis de las cargas en la planta del estribo*.

| Elemento       | Peso propio | Distancia al lado B | Distancia al lado L |
|----------------|-------------|---------------------|---------------------|
| Muro frontal   | 980 kN      | 0,5                 | 0                   |
|                | 125 kN      | -1,25               | 4,65                |
| Muro lateral 2 | 125 kN      | -1,25               | -4,65               |
|                | 1500 kN     | 0                   | 0                   |

Tabla 9.2.b. Peso propio de los elementos de los estribos

Las cargas que producen las tierras tanto contenidas dentro del estribo como en los laterales de los muros lateral y en el intradós se muestran en la *Tabla 9.2.c. Peso propio y empujes de las tierras*. En el trasdós del estribo se ha considerado, además de las tierras contenidas, una sobrecarga en el terraplén de 10kN/m<sup>2</sup>

| Localización   | Peso tierras | Empuje tierras          | Distancia al lado B | Distancia vertical |
|----------------|--------------|-------------------------|---------------------|--------------------|
| Trasdós        | 1760 kN      | 40 kN                   | -1,25               | 2,5                |
|                |              | 35,7 kN                 |                     | 1,67               |
| Muro lateral 1 | 308 kN       | Se compensan mutuamente |                     |                    |
|                | 308 kN       |                         |                     |                    |
| Intradós       | 972 kN       | 10,8                    | 0,75                | 0,9                |

Tabla. 9.2.c. Peso propio y empujes de las tierras.

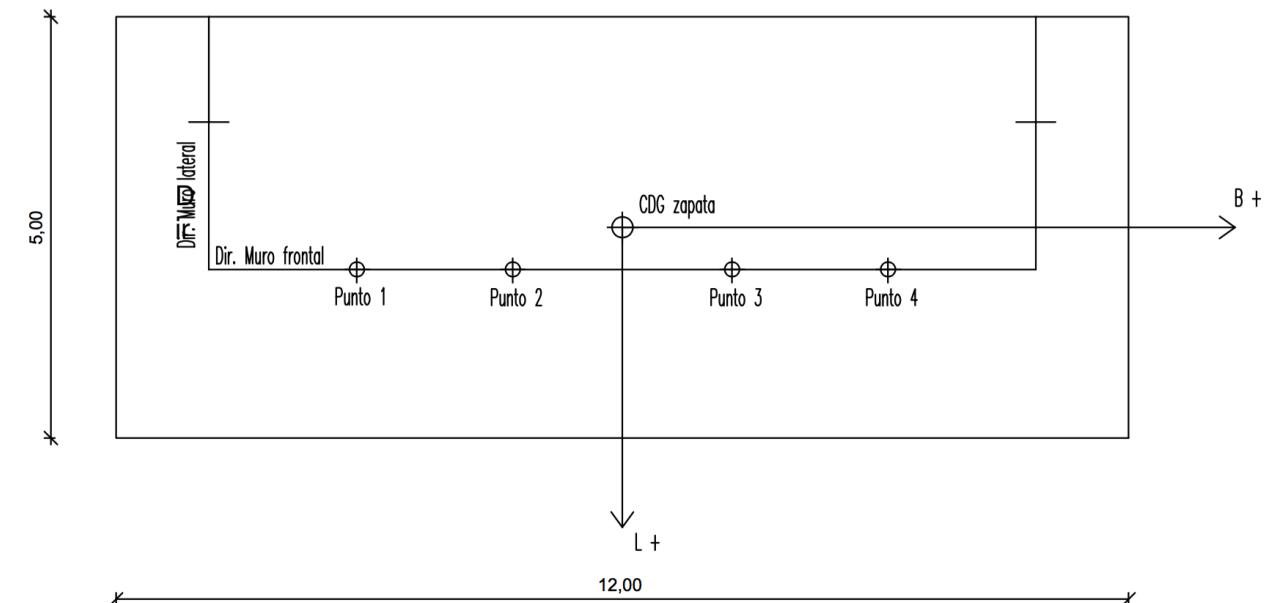


Figura 9.2.a. Croquis de las cargas en la planta del estribo

Una vez quedan definidas las cargas que actúan sobre el estribo se procede a realizar las comprobaciones geotécnicas:

#### 9.2.1. ELU de hundimiento

El modo de fallo de nominado <<hundimiento>> se produce cuando la capacidad de soporte del terreno es inferior a la carga que transmite la cimentación al terreno.

Para la carga de hundimiento, se recomienda la expresión de Brinch-Hansen (1973) que tiene en cuenta la forma de la zapata, cargas excéntricas y la profundidad, aunque con algunos cambios añadidos:

$$q'_h = c'N_c s_c d_c i_c + q'N_q s_q d_q i_1 + \frac{1}{2}N_\gamma B' \gamma^* s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (1)$$

siendo:

$q'_h$  = Presión vertical de hundimiento

$q$  = Sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación, en el entorno del cimiento.

$c$  = Cohesión de cálculo.

$\gamma^*$  = Peso específico del terreno



$B'$  = Anchura equivalente del cimiento

$N_c, N_q, N_\gamma$  = Factores de capacidad de carga

$d_c, i_c, s_c, d_q, i_q, s_q, d_\gamma, i_\gamma, s_\gamma$  = Factores adimensionales para considerar diversos efectos.

- Los factores de capacidad de carga  $N_q, N_c, N_\gamma$ :

Los cálculos se han realizado para  $\varphi' = 27^\circ$

$$N_q = \frac{1 + \sin(\varphi')}{1 - \sin(\varphi')} \cdot e^{\pi \cdot \tan(\varphi')} = 45,90$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan(\varphi')} = 88,135$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi) = 34,322$$

- Factores de forma  $S_q, S_c, S_\gamma$ :

$$s_q = s_c = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c} = 1,322$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'} = 0,814$$

- Factores de inclinación de carga  $i_q, i_c, i_\gamma$

$$i_q = (1 - 0,7 \cdot \tan(\delta_B))^3 \cdot (1 - \tan(\delta_L)) = 1$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = 1$$

$$i_\gamma = (1 - \tan(\delta_B))^3 \cdot (1 - \tan(\delta_L)) = 1$$

Siendo  $\delta_B$  y  $\delta_L$  los ángulos de la inclinación de la carga con respecto a la vertical. En este caso puesto que no se tiene ningún ángulo de inclinación de cargas todos los factores son igual a la unidad.

- Factores de profundidad  $d_q, d_c, d_\gamma$ :

Al tratarse de cimentaciones superficiales los valores de los factores de profundidad se pueden aproximar a la unidad.

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin\varphi)^2 \cdot \arctg\left(\frac{D}{B'}\right) = 1,3$$

$$d_c = 1 + 2 \cdot \frac{N_q}{N_c} \cdot (1 - \sin\varphi)^2 \cdot \arctg\left(\frac{D}{B'}\right) = 1,16$$

$$d_\gamma = 1$$

Una vez definidos los factores que nos influyen en la carga de hundimiento se procede al cálculo de la misma.

Considerando los valores de los parámetros anteriores y adoptando un valor de  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  y  $B' = 4,69 \text{ m}$  y sustituyendo en la expresión (1), la carga de hundimiento tiene un valor de:

$$q'_{h1} = 6576,97 \text{ kPa}$$

Puesto que el terreno está estratificado, ahora se supondrá que la zapata apoya directamente en el estrato inferior de margas arcillosas. Para obtener la carga de hundimiento de este terreno y compararla directamente con el de las arcillas limosas del estrato superior.

Siguiendo el mismo procedimiento anterior, con la diferencia de tener un ángulo de rozamiento efectivo de  $\varphi' = 30^\circ$  y una cohesión de  $c = 20 \text{ kp/cm}^2$ , se obtiene la carga de hundimiento siguiente:

$$q'_{h2} = 12234,70 \text{ kPa}$$

Como el estrato inferior es más resistente frente a hundimiento que el estrato superior, según la *Figura 9.1.a. Terreno estratificado*, la carga de hundimiento vendrá dada por algunas de las expresiones de dicha figura según el caso.

$T_1$ , que es la distancia desde el plano de apoyo de la cimentación hasta el siguiente estrato es igual a 2,3 m y  $B = 6 \text{ m}$ , entonces la relación  $T_1/b$  es igual a 0,38 y por lo tanto se tomará la segunda expresión de la figura para la carga de hundimiento. Así pues, sustituyendo, se queda una carga de hundimiento final de:

$$q'_h = 8516,76 \text{ kPa}$$

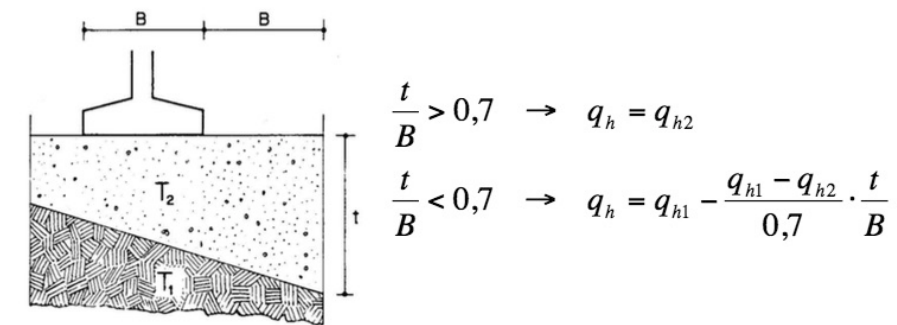


Figura 9.2.1.a. Terreno estratificado. Caso b:  $q_{hT2} > q_{hT1}$

Por lo tanto, como la carga transmitida,  $q_t$ , es igual a:

$$q_t = \frac{V}{A'} = 211,8 \text{ kN/m}^2$$



El coeficiente de seguridad frente a hundimiento será:

$$F_h = \frac{q'_h}{q_t} = 40$$

Como el coeficiente de seguridad es mayor que los límites que establece la normativa (indicados en la *Tabla 9.2.2.a. Coeficiente de seguridad frente a hundimiento*), se concluye que la pila analizada cumple frente a hundimiento.

| Combinación de acciones | Coeficiente de seguridad al hundimiento |
|-------------------------|-----------------------------------------|
| Casi-permanente         | $F_d \geq 3,00$                         |
| Característica          | $F_d \geq 2,60$                         |
| Accidental              | $F_d \geq 2,20$                         |

Tabla 9.2.1.a. Coeficientes de seguridad frente a hundimiento

### 9.2.2. ELU de deslizamiento

Debido a los esfuerzos horizontales que le llegan a la pila, se procede a comprobar el deslizamiento de la cimentación.

El factor de seguridad viene determinado por la siguiente expresión:

$$F_d = \frac{V' \cdot \tan(\varphi_c) + B' L' C_c + R}{H} \quad (2)$$

Donde:

V= Resultante vertical efectiva

$\varphi_c, C_c$  = Ángulo de rozamiento y cohesión, del contacto del elemento de la cimentación con el terreno.

H = Resultante de las fuerzas horizontales que actúan sobre el plano de la cimentación

B', L' = Dimensiones efectivas de la cimentación

R = Suma de las posibles resistencias en la misma dirección y sentido contrario a H

La resultante vertical efectiva V es igual a 8138 kN como se ha indicado anteriormente y la fuerza H es igual a 933,921 kN. Aplicando la expresión (2) sustituyendo los valores indicados anteriormente y sin considerar la posibilidad de que se movilicen empujes pasivos para estar de la seguridad, se obtiene un coeficiente de seguridad frente al deslizamiento de 4,16.

Como el coeficiente de seguridad es mayor que los límites que establece la normativa (indicados en la *Tabla 9.2.2.b. Coeficiente de seguridad frente a deslizamiento*), se concluye que la pila analizada cumple frente a deslizamiento.

| Combinación de acciones | Coeficiente de seguridad al deslizamiento |
|-------------------------|-------------------------------------------|
| Casi-permanente         | $F_d \geq 1,50$                           |
| Característica          | $F_d \geq 1,30$                           |
| Accidental              | $F_d \geq 1,10$                           |

Tabla 9.2.2.c. Coeficientes de seguridad frente a deslizamiento

### 9.2.3. ELU de vuelco

A pesar de que se cumplen las comprobaciones de hundimiento y vuelco, al tratarse del estribo y presentar cargas excéntricas, se va a realizar la comprobación de vuelco.

Para ello se obtendrán los momentos que crean todas las fuerzas dividiéndolos por una parte en estabilizadores (el de la resultante vertical efectiva Q' y el empuje pasivo) y por otra, en volcadores (los debidos a las componentes horizontales de las acciones (suelo pasivo)).

En primer lugar calculará el retranqueo, d, respecto al eje longitudinal B', para calcularlo se utilizará la siguiente fórmula:

$$d = \frac{0,5 Q}{Q_h B'}$$

Se toman los momentos que generan todas las cargas a las que esta sometido el estribo, las cuales están indicadas al inicio de este apartado y representadas en la *Figura 9.2.3.a. Cargas sobre el estribo. Sección estribo* y en la *Figura 9.2.3.b. Cargas sobre el estribo. Planta estribo*. En la *Tabla 9.2.3.a. Momentos estabilizadores y desestabilizadores del estribo* se encientan recogidos los momentos que generan dichas cargas.

Una vez determinados los momentos estabilizadores y desestabilizadores, se calculará el factor de seguridad frente a vuelco:

$$F_v = \frac{M_{estabilizadores}}{M_{volcadores}}$$

Donde:

$$M_{estabilizadores} = 20741,3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{volcadores} = 1479,3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por lo tanto el factor de seguridad frente a vuelco es de 14.



| Denominación | Debido a                    | Valor [kN·m] |
|--------------|-----------------------------|--------------|
| Mest1        | Peso tierras trasdós        | 6521,0       |
| Mest2        | Peso tierras muro frontal 1 | 1340,3       |
| Mest3        | Peso tierras muro frontal 2 | 1340,3       |
| Mest4        | Peso tierras intradós       | 1359,2       |
| Mest5        | Peso propio muro frontal    | 1860,4       |
| Mest6        | Peso propio muro frontal 1  | 456,0        |
| Mest7        | Peso propio muro frontal 2  | 456,0        |
| Mest8        | Peso propio zapata          | 3597,5       |
| Mest9        | Solicitación V en punto 1   | 1019,4       |
| Mest10       | Solicitación V en punto 2   | 935,9        |
| Mest11       | Solicitación V en punto 3   | 935,9        |
| Mest12       | Solicitación V en punto 4   | 1010,4       |
| Mvolc1       | Solicitación H en punto1    | 330,0        |
| Mvolc2       | Solicitación H en punto 2   | 330,0        |
| Mvolc3       | Solicitación H en punto 3   | 330,0        |
| Mvolc4       | Solicitación H en punto 4   | 330,0        |
| Mvolc5       | Empuje de tierras trasdós   | 100,0        |
| Mvolc6       | Empuje de tierras trasdós   | 59,3         |

Tabla 9.2.3.a. Momentos estabilizadores y desestabilizadores del estribo

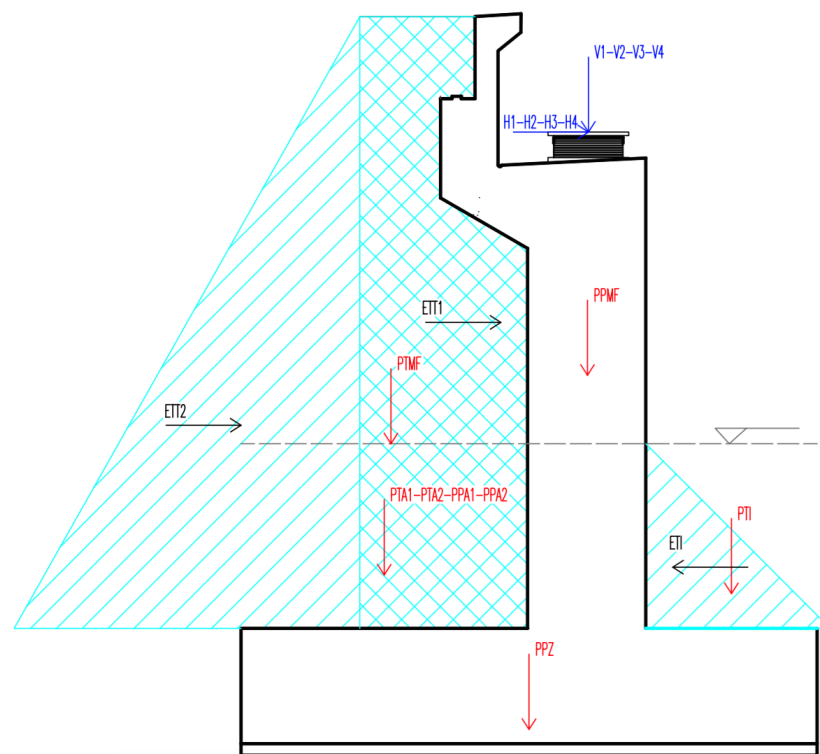


Figura 9.2.3.a. Cargas sobre el estribo. Sección estribo.

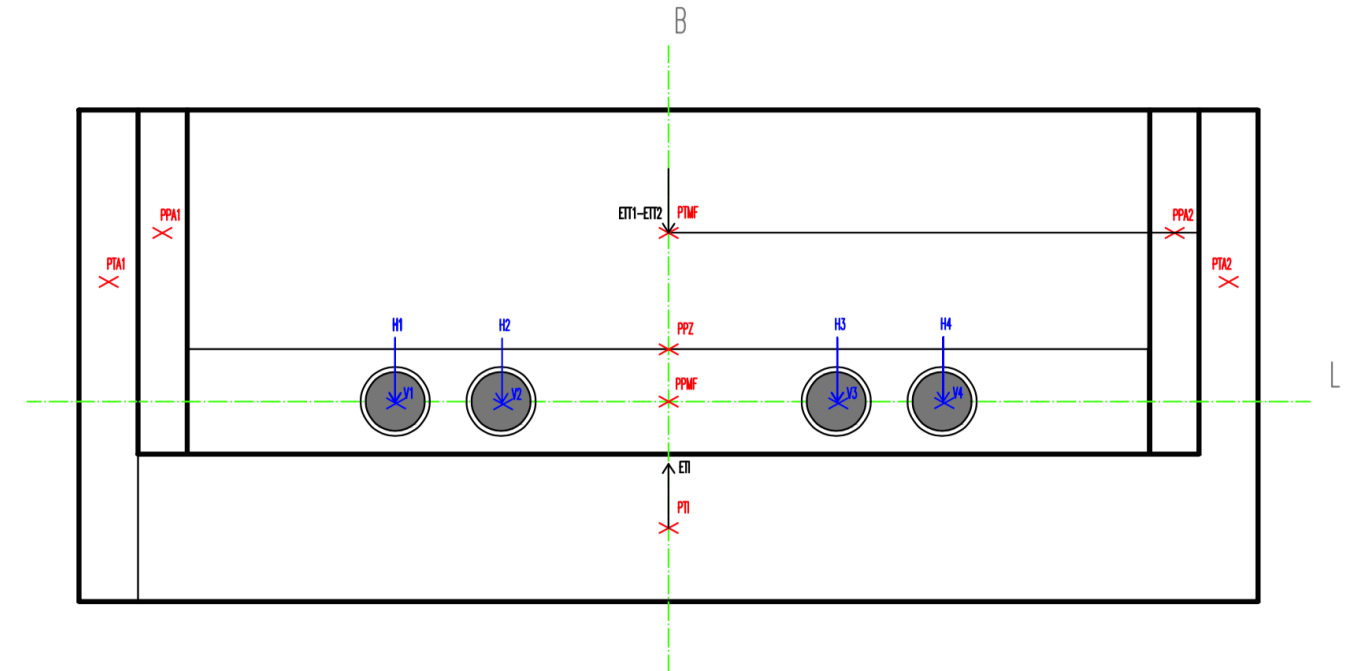


Figura 9.2.3.b. Cargas sobre el estribo. Planta estribo

#### 9.2.4. ELS de asientos

Como se ha determinado, el cálculo de asiento en arcillas se va a realizar mediante el Método de Steinbrenner, el cual considera que el terreno se comporta como un sólido elástico.

El asiento en la esquina de la cimentación viene dado por la expresión:

$$S_o = \Delta_{(1)} + \Delta_{(2)} \quad (3)$$

Donde:

$$\Delta_{(1)} = \rho_0 - \rho_1 = q \cdot B \cdot I_{\rho 1} / E_1$$

$$\Delta_{(2)} = \rho_1 - \rho_2 = q \cdot B \cdot (I_{\rho 2} - I_{\rho 1}) / E_2$$

Para obtener el asiento máximo, el cual se da en el centro de la zapata, se calcula el asiento en la esquina de la zapata y posteriormente se multiplica por 2 para obtener el asiento máximo de la cimentación.

El estrato 1, de espesor 2,3 m, está formado por arcillas limosas con  $E = 24000 \text{ kPa}$ , mientras que el estrato 2, de espesor 15 m, está formado por margas arcillosas con  $E = 134500 \text{ kPa}$ .



La carga transmitida por la cimentación al terreno es de 211,8 kPa.

El asiento en el primer estrato es de 1,4 mm y el asiento del segundo estrato es de 2 mm. Por lo tanto el asiento total estimado en la esquina de la zapata es de 3 - 4 mm. Por lo que el asiento en el centro de la cimentación se estima entorno a los 6 -7 mm.

El asiento máximo en zapatas aisladas es de 2,5 cm por lo que se puede cumplir que se cumple holgadamente esta limitación.

El asiento diferencial es máximo entre pilas es de 4 mm. Dado que la normativa establece un máximo de asiento diferencial de  $L/200$ , siendo  $L$  la distancia ente apoyos, se puede observar que también se cumple esta limitación.

## 10. DISEÑO DEL ARMADO DE LA SUBESTRUCTURA

Para el diseño del armado de la cimentación se ha utilizado el *EC-2. Eurocódigo 2, Proyecto de Estructuras de Hormigón*. A través de los modelos de pilas y estribos descritos anteriormente en este anejo, se han calculados las armaduras necesarias de cálculo y las armaduras por mínimos debidas a mínimo geométricos, de fisuración y mecánicos.

### 10.1. Diseño del armado de las pilas

Para el armado de las pilas se ha decidido calcular el armado en la primera pila (pila corta) y en la segunda pila (pila larga) y disponer el mismo armado en las demás pilas de las mismas dimensiones ya que los esfuerzos en las otras son ligeramente inferiores.

Para el diseño del armado de las pilas se ha utilizado el modelo descrito en el apartado 8.1. Modelo de las pilas de este mismo Anejo. Es decir, se han calculado las cargas en el centro del entronque de la pila con la zapata y se ha armado la pila para esos esfuerzos, los cuales se recogen en la *Tabla 10.1.a. Esfuerzos en las pilas*.

| Elemento       | Esfuerzo vertical, V | Esfuerzo horizontal, H | Momento eje y, Mb |
|----------------|----------------------|------------------------|-------------------|
| Pila 1 (corta) | 1221,6 kN/m          | 267,0 kN/m             | 1127,9 kN·m/m     |
| Pila 2 (larga) | 1336,2 kN/m          | 241,2 kN/m             | 1554,6 kN·m/m     |

Tabla 10.1.a. Esfuerzos en las pilas.

Mediante estos esfuerzos se han calculado los armados necesarios por cálculos y los armados necesarios por mínimos. A continuación se detalla el armado de la Pila 1 (corta) y posteriormente se recoge en la *Tabla.10.1.b. Resumen de los armados de las pilas*, el armado de las pilas del puente.

- Cálculo de la armadura vertical:

La armadura vertical de tracción necesaria obtenida en base a las solicitudes que se muestran en la *Tabla 10.1.a* es de  $1,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$

Las armaduras por mínimos obtenidas se recogen a continuación:

Armadura por mínimos geométricos en la cara traccionada:

$$A_{s,v \min} = 0,0009 \cdot A_c = 9 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

Armadura por mínimos mecánicos en la cara traccionada:

$$A_{s,v \min} = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 1,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$$

Armadura mínima de tracción para el control de la fisuración:

$$A_{s,\min} \cdot \sigma_s = 0,2 \cdot A_c \cdot k \cdot f_{ct,m} = 2,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$$

Armadura mínima en la cara comprimida:

$$A_{sc,\min} 0,30 \cdot A_{s,\min} = 4,6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

En el *Anejo Nº2. Diseño estructural de la superestructura* se ha recogido la comprobación tensional en la armadura (*Apartado 9.3. Control tensional* de ese mismo Anejo) y se ha determinado que el armado necesario para que las armaduras no agoten por tensión en el acero es de  $3,0 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$

Como se puede observar la armadura limitante en el caso de la armadura vertical para la cara traccionada es la armadura mínima requerida debido al control de tensional, siendo esta de  $3,0 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$ . En el caso de la cara comprimida se deberá disponer un armado de  $4,6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$ .

- Cálculo de la armadura horizontal:

La armadura necesaria horizontal para el control de fisuración es la siguiente:

Para los primeros 2,5 m desde el entronque con la zapata:

$$A_{sh,\min} = 0,0032 \cdot A_c = 8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \text{ Por cada cara}$$

Para el resto de altura de muro:

$$A_{sh,\min} = 0,002 \cdot A_c = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \text{ Por cada cara}$$

- Estado límite de agotamiento frente a cortante

Se ha realizado la comprobación del ELU de agotamiento frente a cortante como estipula el *EC-2. Eurocódigo 2, Proyecto de Estructuras de Hormigón*. (art. 6.2.1. (8) y 6.2.2).

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = v \cdot b_w \cdot d$$



| Armado de las pilas de H =5,2 m       |                          |                              |                      |                      |     |
|---------------------------------------|--------------------------|------------------------------|----------------------|----------------------|-----|
| Tipo                                  | Designación              | Cuantía (cm <sup>2</sup> /m) | Dispuesta            | l <sub>bd</sub> (mm) |     |
| Cálculo                               | A <sub>s,calc</sub>      | 13.94                        |                      |                      |     |
| Armadura mínima vertical              | Fisuración               | A <sub>s,v min</sub>         | 20.86                |                      |     |
|                                       | Tracción                 | Geométrica                   | A <sub>s,v min</sub> |                      |     |
|                                       |                          | Mecánica                     | A <sub>s,v min</sub> |                      |     |
|                                       | Compresión               | A <sub>s,v min</sub>         | 4.60                 | Ø12/25               | 425 |
|                                       | Tension en las armaduras | A <sub>s,min</sub>           | 3.00                 | Ø20/10               | 495 |
| Armadura mínima horizontal (por cara) | h<2,5                    | A <sub>s,h min</sub>         | 8.00                 | Ø16/25               | 555 |
|                                       | h>2,5                    | A <sub>s,h min</sub>         | 5.00                 | Ø16/40               | 555 |

Tabla.10.1.b. Resumen de los armados de las pilas (1)

| Armado de las pilas H = 7,2 m y H = 7,4 m |                          |                              |                      |                      |     |
|-------------------------------------------|--------------------------|------------------------------|----------------------|----------------------|-----|
| Tipo                                      | Designación              | Cuantía (cm <sup>2</sup> /m) | Dispuesta            | l <sub>bd</sub> (mm) |     |
| Cálculo                                   | A <sub>s,calc</sub>      | 23.20                        |                      |                      |     |
| Armadura mínima vertical                  | Fisuración               | A <sub>s,v min</sub>         | 20.86                |                      |     |
|                                           | Tracción                 | Geométrica                   | A <sub>s,v min</sub> |                      |     |
|                                           |                          | Mecánica                     | A <sub>s,v min</sub> |                      |     |
|                                           | Compresión               | A <sub>s,v min</sub>         | 4.60                 | Ø12/25               | 425 |
|                                           | Tension en las armaduras | A <sub>s,v min</sub>         | 3.50                 | Ø25/15               | 888 |
| Armadura mínima horizontal (por cara)     | h<3,9                    | A <sub>s,h min</sub>         | 8.00                 | Ø16/25               | 555 |
|                                           | h>3,9                    | A <sub>s,h min</sub>         | 5.00                 | Ø16/40               | 555 |

Tabla.10.1.b. Resumen de los armados de las pilas (2)

## 10.2. Diseño del armado de las zapatas de las pilas

Para el diseño del armado de las zapatas de las pilas se ha procedido de manera análoga al armado de la propia pila, es decir, se ha obtenido el armado de las zapatas de la Pila 1 (corta) y de la Pila 2 (larga) y se ha dispuesto este en el resto de pilas de las mismas dimensiones.

Para el diseño del armado de las zapatas de las pilas se ha utilizado los esfuerzos en las pilas indicados en la Tabla 10.1.a. Esfuerzos en las pilas.

Por las dimensiones de la cimentación, 10x6,5x1,5 m, se ha diseñado el armado de la misma mediante un modelo de zapata flexible, obteniéndose los siguientes esfuerzos de cálculo para el armado de la zapata:

| Elemento       | Momento        | Cortante |
|----------------|----------------|----------|
| Pila 1 (corta) | 1075,9 kN·m/m  | 804 kN/m |
| Pila 2 (larga) | 1035,01 kN·m/m | 957 kN/m |

Tabla. 10.2.a. Esfuerzos de cálculo para el armado de las zapatas

A continuación se detalla el diseño del armado de la zapata de la Pila 1 y finalmente se recoge en la Tabla. 10.2.b. Resumen del armado de las zapatas, el armado necesario en todas las zapatas de las pilas del puente.

- Cálculo de la armadura de tracción

La armadura de tracción necesaria obtenida en base a las solicitaciones que se muestran en la Tabla 10.2.a es de  $2,0 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$

Las armaduras por mínimos obtenidas se recogen a continuación:

Armadura por mínimos geométricos:

$$A_{s,v min} = 0,0009 \cdot A_c = 1,17 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$$

Armadura por mínimos mecánicos:

$$A_{s,v min} = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 1,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$$

Armadura mínima de tracción para el control de la fisuración:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = 0,2 \cdot A_c \cdot k \cdot f_{ct,m} = 2,44 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$$

Armadura mínima en la cara comprimida:

$$A_{s,min} 0,30 \cdot A_{s,min} = 1,17 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$$

Como se puede observar la armadura limitante en el caso de la cara traccionada es la armadura mínima para el control de la fisuración, siendo esta de  $2,44 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$ . En el caso de la cara comprimida se deberá disponer un armado de  $1,17 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$ .

- Cálculo de la armadura de reparto transversal:

$$A_{sh,min} = 0,2 \cdot A_{sv} = 4,88 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

- Estado de agotamiento frente a cortante:

Se ha realizado la comprobación del ELU de agotamiento frente a cortante como estipula el EC-2. Eurocódigo 2, Proyecto de Estructuras de Hormigón. (art. 6.2.1. (8) y 6.2.2).

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = v \cdot b_w \cdot d$$



De esta manera se obtiene el cortante de agotamiento de la sección de la zapata cuando no se dispone de armadura de cortante. Se ha obtenido que el cortante máximo para el cual se producirá agotamiento es de 625,45 kN. Para obtener el cálculo al que esta sometida la zapata se ha realizado el cálculo a un cálculo útil  $d$ , obteniéndose un cortante de 579 kN. Por tanto se comprueba que la sección resiste frente a cortante.

| Armado de la zapata de las pilas de H = 5,2 m |                     |                              |                      |                      |            |
|-----------------------------------------------|---------------------|------------------------------|----------------------|----------------------|------------|
| Tipo                                          | Designación         | Cuantía (cm <sup>2</sup> /m) | Dispuesta            | l <sub>bd</sub> (mm) |            |
| Cálculo                                       | A <sub>s,calc</sub> | 20.00                        |                      |                      |            |
| Armadura mínima longitudinal                  | Fisuración          | A <sub>s,l min</sub>         | 11.70                |                      |            |
|                                               | Tracción            | Geométrica                   | A <sub>s,l min</sub> | 24.40                | Ø25/20 888 |
|                                               |                     | Mecánica                     | A <sub>s,l min</sub> | 18.00                |            |
|                                               | Compresión          | A <sub>s,l min</sub>         | 11.70                | Ø20/25               | 483        |
|                                               |                     | A <sub>s,t min</sub>         | 4.88                 | Ø12/25               | 293        |

| Armado de la zapata de las pilas de H = 7,2 m y H = 7,4 m |                     |                              |                      |                      |            |
|-----------------------------------------------------------|---------------------|------------------------------|----------------------|----------------------|------------|
| Tipo                                                      | Designación         | Cuantía (cm <sup>2</sup> /m) | Dispuesta            | l <sub>bd</sub> (mm) |            |
| Cálculo                                                   | A <sub>s,calc</sub> | 17.00                        |                      |                      |            |
| Armadura mínima longitudinal                              | Fisuración          | A <sub>s,l min</sub>         | 11.70                |                      |            |
|                                                           | Tracción            | Geométrica                   | A <sub>s,l min</sub> | 24.40                | Ø25/20 875 |
|                                                           |                     | Mecánica                     | A <sub>s,l min</sub> | 18.00                |            |
|                                                           | Compresión          | A <sub>s,l min</sub>         | 11.70                | Ø20/25               | 483        |
|                                                           |                     | A <sub>s,t min</sub>         | 4.52                 | Ø12/25               | 293        |

Tabla. 10.2.b. Resumen del armado de las zapatas

### 10.3.Diseño del armado de los estribos

Para el diseño del armado de los estribos se ha realizado el modelo descrito en el apartado 8.2. *Modelo de los estribos* de este mismo Anejo y se ha cargado con las cargas que recibe del puente y empuje de tierras en el trasdós del mismo.

Las cargas que recibe de puente se han obtenido mediante el modelo completo descrito en el Anejo Nº2. *Diseño estructural de la superestructura*, y se han seleccionado las reacciones mayores ya que son las más desfavorables para el estribo. Éstas reacciones se han obtenido bajo la envolvente global de las combinaciones en ELU descritas en el Anejo Nº2. *Diseño estructural de la superestructura*. Se ha

decidido elegir la combinación global a pesar de que los esfuerzos no son concomitantes para estar del lado de la seguridad. Sin embargo, si con estos esfuerzos se obtuviese un armado excesivo, se debería encontrar la peor combinación y utilizar los esfuerzos concomitantes.

Los esfuerzos exteriores que recibe el estribo son los siguientes

| LOCALIZACIÓN DEL ESFUERZO | ESFUERZO          | VALOR DEL ESFUERZO |
|---------------------------|-------------------|--------------------|
| Apoyo 1                   | Cortante, V       | 66 kN              |
|                           | Axil, N           | 537 kN             |
| Apoyo 2                   | Cortante, V       | 66 kN              |
|                           | Axil, N           | 493 kN             |
| Apoyo 3                   | Cortante, V       | 66 kN              |
|                           | Axil, N           | 493 kN             |
| Apoyo 4                   | Cortante, V       | 66 kN              |
|                           | Axil, N           | 537 kN             |
| Trasdós del estribo       | Empuje de tierras | En z=4 ; 0 kPa     |
|                           |                   | En z =0; 100 kPa   |

Tabla 10.3.a. Solicitaciones de los estribos

Con estas acciones se ha analizado el modelo de Estribo y se han determinado los esfuerzos necesarios para el cálculo del armado que se muestran a continuación:

#### MURO FRONTAL:

|                                       |                |
|---------------------------------------|----------------|
| Esfuerzos para la armadura vertical   | M = 287 kN·m/m |
|                                       | N = 264 kN/m   |
|                                       | V = 184 kN/m   |
| Esfuerzos para la armadura horizontal | M = 130 kN·m/m |
|                                       | N = 112 kN/m   |
|                                       | V = 184 kN/m   |

Tabla 10.3.b. Esfuerzos para el cálculo del armado en el muro frontal

- Cálculo de la armadura vertical:

La armadura vertical de tracción necesaria obtenida en base a las solicitaciones que se muestran en la Tabla 10.3.b es de  $4,02 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$

Las armaduras por mínimos obtenidas se recogen a continuación:

Armadura por mínimos geométricos en la cara traccionada:

$$A_{s,v \min} = 0,0009 \cdot A_c = 1,2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$$



Armatura por mínimos mecánicos en la cara traccionada:

$$A_{s,v\min} = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 1,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$$

Armatura mínima de tracción para el control de la fisuración:

$$A_{s,\min} \cdot \sigma_s = 0,2 \cdot A_c \cdot k \cdot f_{ct,m} = 2,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$$

Armatura mínima en la cara comprimida:

$$A_{sc,\min} 0,30 \cdot A_{s,\min} = 4,6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

Como se puede observar la armadura limitante en el caso de la armadura vertical para la cara traccionada es la armadura mínima para el control de la fisuración, siendo esta de  $2,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$ . En el caso de la cara comprimida se deberá disponer un armado de  $4,6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$ .

- Cálculo de la armadura horizontal:

La armadura horizontal de tracción necesaria obtenida en base a las solicitaciones que se muestran en la *Tabla 10.2.b* es de  $4,38 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$

La armadura necesaria horizontal para el control de fisuración es la siguiente:

Para los primeros 2,5 m desde el entronque con la zapata:

$$A_{sh,\min} = 0,0032 \cdot A_c = 8,0 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \text{ Por cada cara}$$

Para el resto de altura de muro:

$$A_{sh,\min} = 0,002 \cdot A_c = 5,0 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \text{ Por cada cara}$$

Como se puede observar la armadura limitante horizontal es la obtenida por mínimos.

#### MURO LATERAL:

|                                       |                |
|---------------------------------------|----------------|
| Esfuerzos para la armadura vertical   | M = 104 kN·m/m |
|                                       | N = 274 kN/m   |
|                                       | V = 84 kN/m    |
| Esfuerzos para la armadura horizontal | M = 130 kN·m/m |
|                                       | N = 112 kN/m   |
|                                       | V = 132 kN/m   |

Tabla.10.3.c. Esfuerzos para el cálculo del armado en el muro lateral

- Cálculo de la armadura vertical:

La armadura vertical de tracción necesaria obtenida en base a las solicitaciones que se muestran en la *Tabla 10.3.c* es de  $8,28 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$

Las armaduras por mínimos obtenidas se recogen a continuación:

Armatura por mínimos geométricos en la cara traccionada:

$$A_{s,v\min} = 0,0009 \cdot A_c = 6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

Armatura por mínimos mecánicos en la cara traccionada:

$$A_{s,v\min} = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 8,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

Armatura mínima de tracción para el control de la fisuración:

$$A_{s,\min} \cdot \sigma_s = 0,2 \cdot A_c \cdot k \cdot f_{ct,m} = 1,04 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$$

Armatura mínima en la cara comprimida:

$$A_{sc,\min} 0,30 \cdot A_{s,\min} = 2,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

Como se puede observar la armadura limitante en el caso de la armadura vertical para la cara traccionada es la armadura mínima para el control de la fisuración, siendo esta de  $1,04 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$ . En el caso de la cara comprimida se deberá disponer un armado de  $2,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$ .

- Cálculo de la armadura horizontal:

La armadura vertical de tracción necesaria obtenida en base a las solicitaciones que se muestran en la *Tabla 10.3.c* es de  $4,38 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$

La armadura necesaria horizontal para el control de fisuración es la siguiente:

Para los primeros 2,5 m desde el entronque con la zapata:

$$A_{sh,\min} = 0,0032 \cdot A_c = 8,0 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \text{ Por cada cara}$$

Para el resto de altura de muro:

$$A_{sh,\min} = 0,002 \cdot A_c = 5,0 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \text{ Por cada cara}$$



ZAPATA:

|                                         |                |
|-----------------------------------------|----------------|
| Esfuerzos para la armadura longitudinal | M = 204 kN·m/m |
| Esfuerzos para la armadura transversal  | M = 105 kN·m/m |

Tabla.10.3.d. Esfuerzos para el cálculo del armado en el muro lateral

- Cálculo de la armadura longitudinal

La armadura longitudinal necesaria obtenida en base a las solicitaciones que se muestran en la *Tabla 10.3.d* es de  $5,16 \cdot 10^{-4} m^2/m$

Las armaduras por mínimos obtenidas se recogen a continuación:

Armadura por mínimos geométricos:

$$A_{s,v \min} = 0,0009 \cdot A_c = 9,0 \cdot 10^{-4} m^2/m$$

Armadura por mínimos mecánicos:

$$A_{s,v \min} = \frac{0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 1,39 \cdot 10^{-3} m^2/m$$

Armadura mínima de tracción para el control de la fisuración:

$$A_{s,\min} \cdot \sigma_s = 0,2 \cdot A_c \cdot k \cdot f_{ct,m} = 1,88 \cdot 10^{-3} m^2/m$$

Armadura mínima en la cara comprimida:

$$A_{sc,\min} 0,30 \cdot A_{s,\min} = 9,0 \cdot 10^{-4} m^2/m$$

Como se puede observar la armadura limitante en el caso de la cara traccionada es la armadura mínima para el control de la fisuración, siendo esta de  $188 \cdot 10^{-3} m^2/m$ . En el caso de la cara comprimida se deberá disponer un armado de  $9,0 \cdot 10^{-4} m^2/m$ .

- Cálculo de la armadura transversal:

La armadura transversal necesaria obtenida en base a las solicitaciones que se muestran en la *Tabla 10.3.d* es de  $5,16 \cdot 10^{-4} m^2/m$

La armadura mínima de reparto transversal es de  $3,76 \cdot 10^{-4} m^2/m$

| Armado muro frontal                   |            |                      |                              |            |                      |
|---------------------------------------|------------|----------------------|------------------------------|------------|----------------------|
| Tipo                                  |            | Designación          | Cuantía (cm <sup>2</sup> /m) | Dispuesta  | l <sub>bd</sub> (mm) |
| Armadura vertical de cálculo          |            | A <sub>s,calc</sub>  | 4.02                         |            |                      |
| Armadura horizontal de cálculo        |            | A <sub>s,calc</sub>  | 4.38                         |            |                      |
| Armadura mínima vertical              | Tracción   | Fisuración           | A <sub>s,l min</sub>         | 21.00      | Ø25/20 863           |
|                                       |            | Geométrica           | A <sub>s,l min</sub>         | 12.00      |                      |
|                                       |            | Mecánica             | A <sub>s,l min</sub>         | 15.00      |                      |
|                                       | Compresión | A <sub>s,l min</sub> | 4.60                         | Ø12/25 386 |                      |
| Armadura mínima horizontal (por cara) | h<2,5      | A <sub>s,t min</sub> | 8.00                         | Ø12/15 383 |                      |
|                                       | h>2,5      | A <sub>s,t min</sub> | 5.00                         | Ø12/20 381 |                      |

| Armado aleta                          |            |                      |                              |            |                      |
|---------------------------------------|------------|----------------------|------------------------------|------------|----------------------|
| Tipo                                  |            | Designación          | Cuantía (cm <sup>2</sup> /m) | Dispuesta  | l <sub>bd</sub> (mm) |
| Cálculo                               |            | A <sub>s,calc</sub>  | 8.28                         |            |                      |
| Armadura mínima vertical              | Tracción   | Fisuración           | A <sub>s,l min</sub>         | 10.40      | Ø20/30 456           |
|                                       |            | Geométrica           | A <sub>s,l min</sub>         | 6.00       |                      |
|                                       |            | Mecánica             | A <sub>s,l min</sub>         | 8.50       |                      |
|                                       | Compresión | A <sub>s,l min</sub> | 2.50                         | Ø12/40 367 |                      |
| Armadura mínima horizontal (por cara) | h<2,5      | A <sub>s,t min</sub> | 8.00                         | Ø12/15 383 |                      |
|                                       | h>2,5      | A <sub>s,t min</sub> | 5.00                         | Ø12/20 381 |                      |

| Armado de la zapata               |            |                       |                              |            |                      |
|-----------------------------------|------------|-----------------------|------------------------------|------------|----------------------|
| Tipo                              |            | Designación           | Cuantía (cm <sup>2</sup> /m) | Dispuesta  | l <sub>bd</sub> (mm) |
| Armadura longitudinal de cálculo  |            | A <sub>s,l calc</sub> | 5.16                         |            |                      |
| Armadura transversal de cálculo   |            | A <sub>s,t calc</sub> | 2.65                         |            |                      |
| Armadura mínima longitudinal      | Tracción   | Fisuración            | A <sub>s,l min</sub>         | 18.80      | Ø25/25 893           |
|                                   |            | Geométrica            | A <sub>s,l min</sub>         | 9.00       |                      |
|                                   |            | Mecánica              | A <sub>s,l min</sub>         | 13.90      |                      |
|                                   | Compresión | A <sub>s,l min</sub>  | 9.00                         | Ø16/20 398 |                      |
| Armadura de reparto (transversal) |            | A <sub>s,t min</sub>  | 3.76                         | Ø16/30 390 |                      |

Tabla 10.3.e. Resumen armado estribos (Parte 2)



## 11. RESUMEN Y CONCLUSIONES

En el presente Anejo se han definido los elementos que conforman la subestructura del puente, es decir, las pilas, los estribos y las cimentaciones de ambos.

Así mismo se han realizado las comprobaciones geotécnicas, tanto para las pilas como para los estribos, de hundimiento, deslizamiento, vuelco y asentos; determinándose que la subestructura cumple todos los requisitos geotécnicos.

Por último se ha diseñado el armado necesario en las pilas, estribos y zapatas de ambos, mediante los esfuerzos obtenidos con el modelo de cálculo para la peor combinación de los Estados Límite Último.

Se puede concluir, que los elementos que forman la subestructura cumple los requisitos bajo el Estado Límite de Servicio y el Estado Límite Último.