



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS

# TRABAJO DE FIN DE GRADO

---

DISEÑO GEOTÉCNICO DE LAS CIMENTACIONES DEL  
VIADUCTO SOBRE EL RIO GUADIANA EN EL TRAMO III DE LA  
RONDA SUR DE BADAJOZ

---

*Presentado por*

Herrón Gonzalez, Jorge Luis

---

*Para la obtención del*

Grado en Ingeniería Civil

*Curso: 2019/2020*

*Fecha: 22/01/2020*

*Tutor: Julián Acalá Gonzalez*

*Cotutor: Ricardo Valiente Sanz*



# MEMORIA

## Índice

<b>1</b>	<b>Introducción</b> .....	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>Objetivo y Alcance</b> .....	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>Localización</b> .....	<b>4</b>
3.1	<i>Entorno físico</i> .....	5
<b>4</b>	<b>Antecedentes técnicos</b> .....	<b>5</b>
<b>5</b>	<b>Marco geológico</b> .....	<b>5</b>
5.1	<i>Geología Regional</i> .....	5
5.1.1	<i>Estratigrafía Regional</i> .....	6
5.2	<i>Ámbito local</i> .....	7
5.2.1	<i>Lito- Estratigrafía</i> .....	7
5.2.2	<i>Tectónica</i> .....	7
5.2.3	<i>Hidrogeología</i> .....	7
5.2.4	<i>Condicionantes sísmicos</i> .....	8
<b>6</b>	<b>Caracterización de los parámetros geotécnicos del terreno</b> .....	<b>8</b>
6.1	<i>Trabajos de campo</i> .....	8
6.1.1	<i>Sondeos</i> .....	8
6.1.2	<i>Ensayos SPT</i> .....	8
6.1.3	<i>Ensayos presiométricos</i> .....	9
	Se llevaron a cabo un total de 5 ensayos presiométricos, cabe resaltar que todos estos ensayos se realizaron dentro del nivel geotécnico que más adelante se definirá como nivel 2 (Suelo eluvial)....	9
6.1.4	<i>Localización de los ensayos y sondeos</i> .....	9
6.2	<i>Pruebas de laboratorio</i> .....	9
6.3	<i>Definición de los niveles estratigráficos</i> .....	10
6.4	<i>Nivel freático</i> .....	10
6.5	<i>Modelos y perfiles propuestos</i> .....	10
6.6	<i>Parametrización Geotécnica</i> .....	11
<b>7</b>	<b>Acciones</b> .....	<b>12</b>
7.1	<i>Descripción de la estructura</i> .....	13
7.2	<i>Acciones de la estructura e hipótesis de carga</i> .....	14
7.3	<i>Gestión de resultados</i> .....	14
7.4	<i>Combinación de Acciones</i> .....	15
7.5	<i>Pilas</i> .....	15
7.5.1	<i>Pandeo</i> .....	15
7.6	<i>Esfuerzos de superficie de las pilas en V</i> .....	16
<b>8</b>	<b>Cálculos geotécnicos</b> .....	<b>17</b>
8.1	<i>Criterio para la selección del tipo de cimentación</i> .....	17

**Memoria**

8.2	<i>Cimentaciones superficiales</i> .....	17
8.2.1	Procedimientos y comprobaciones (Tensión admisible).....	17
8.2.2	Dimensionamiento de las zapatas.....	18
8.2.3	Otras comprobaciones.....	18
8.3	<i>Cimentaciones Profundas</i> .....	18
8.3.1	Procedimiento y comprobaciones.....	18
<b>9</b>	<b>Cálculos estructurales</b> .....	<b>19</b>
9.1	<i>Análisis del elemento estructural</i> .....	19
9.2	<i>Áreas mínimas de armado</i> .....	19
9.2.1	Zapatas.....	19
9.2.2	Encepados.....	20
<b>10</b>	<b>Conclusiones</b> .....	<b>21</b>

## Memoria

### 1 Introducción

El presente Trabajo Final de Grado (TFG) consiste en el análisis, caracterización del terreno y diseño de la cimentación del viaducto que atraviesa el río Guadiana. Este viaducto hace parte de las obras de construcción del tramo III de la ronda sur de Badajoz. La problemática está en que se produjeron unos cambios en el modelo estructural del puente debido a los procedimientos constructivos, por ello es necesario elegir y dimensionar una cimentación adaptada a la nueva estructura. Para esto nos basaremos en la información estudio geotécnico que se realizó para el proyecto original, así como también los datos estructurales del tablero.

### 2 Objetivo y Alcance

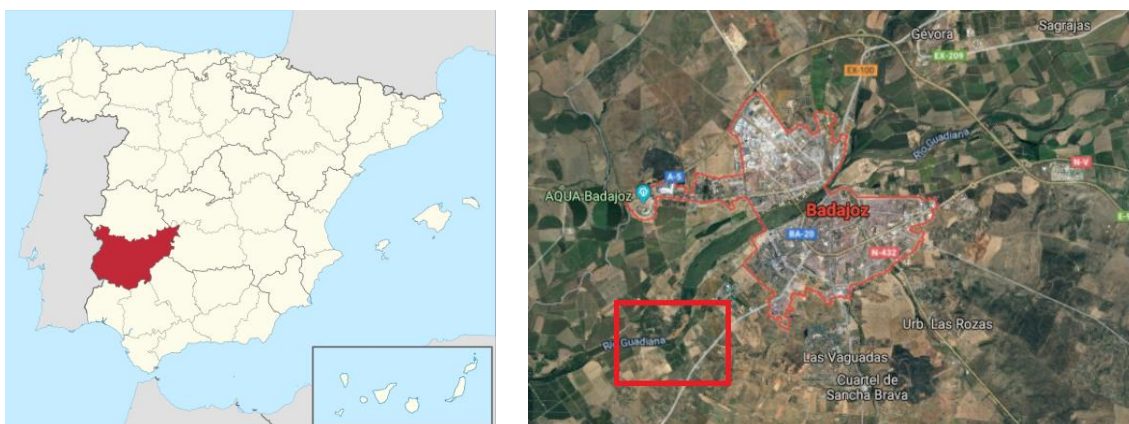
El objetivo de este proyecto académico es el de hacer una propuesta de cimentación adecuada y coherente a las necesidades del proyecto de ejecución, para esto se debe comenzar con un correcto análisis de los resultados de la campaña geotécnica realizada por la empresa ELABORA.

Se definirán todos los parámetros geotécnicos y se realizará una caracterización adecuada del terreno. Dicho terreno estará modelizado y representado con sus respectivos estratos.

El alcance de este trabajo permitirá dar solución a la problemática presente mediante cálculos justificados y ordenados. De manera detallada se definirán todas las condiciones y decisiones que se tomaron para el diseño final de la cimentación.

### 3 Localización

La zona de actuación se encuentra dentro de las obras de la ronda sur de Badajoz, (Extremadura) la construcción del viaducto comienza aproximadamente en el PK 4+000 del tramo el EX-107/Ferial llegando a la zona de afección del río. Las coordenadas en el sistema WGS84 son: latitud  $38.849974^\circ$  y longitud  $-7.020974^\circ$ .



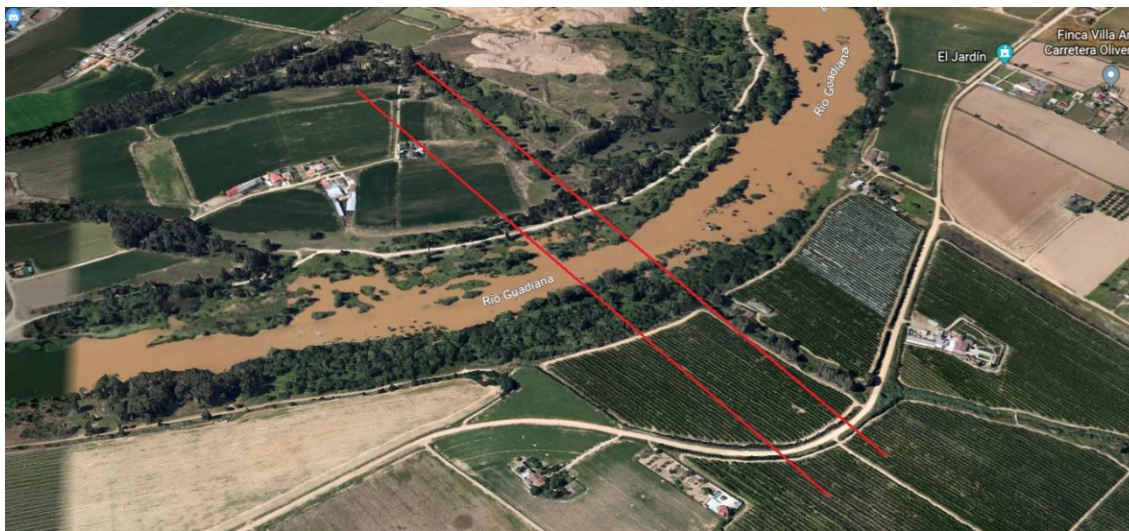
*Ilustración 1: Localización de la provincia y ciudad de Badajoz (Fuente: Google Maps)*

## Memoria

### 3.1 Entorno físico

La localidad de Badajoz es una zona llana con una altitud media de 185 msnm, la ciudad está situada en el suroeste de la península ibérica y al oeste de su provincia homónima en el límite con Portugal. En términos geológicos se encuentra emplazada en la submeseta sur, la zona colindante al Guadiana es un cerro de caliza paleozoicas denominada la muela.

Respecto a la zona de actuación se puede afirmar que el área colindante al cauce del río no está urbanizada, se trata de una zona adeshada con cultivos agrícolas. En definitiva, una gran llanura de inundación que se ve estrechada al llegar a la ciudad de Badajoz.



*Ilustración 2: Entorno físico de la zona de actuación y futuro paso del viaducto. ( Fuente: Google earth)*

## 4 Antecedentes técnicos

En el caso de este proyecto se tienen como antecedentes técnicos la campaña geotécnica llevada a cabo por la empresa ELABORA a cargo de la UTE PLACONSA ROVER MIVIC, además del informe geotécnico realizado por el departamento de la ingeniería del terreno. Por otra parte, está el "avance de reacciones en apoyos" de donde se obtendrá la información relativa a las cargas que ejercerá la estructura sobre las pilas, finalmente se contará con los planos generales del viaducto, los cuales dan una idea de la posición del replanteo de los pilares.

## 5 Marco geológico

El objetivo de este informe es el de recopilar y ordenar toda la información relevante relacionada con la litología y la geología de la zona de actuación, de modo que queden claros todos los condicionantes y la naturaleza del terreno que se va a caracterizar.

### 5.1 Geología Regional

En lo que respecta a el área que delimita la provincia de Badajoz, se puede apreciar una casi en su totalidad que la zona está ocupada por la depresión del río Guadiana. Dicha depresión está

**Memoria**

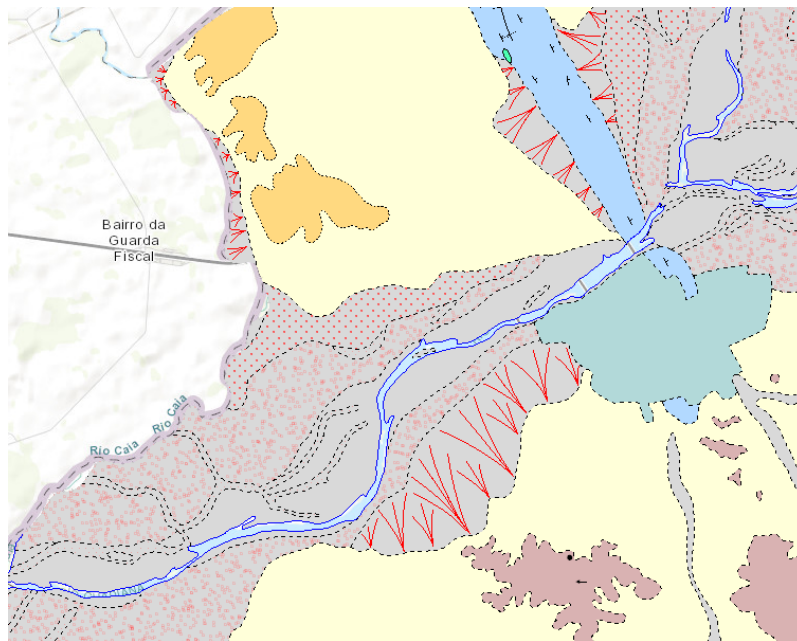
constituida por materiales terciarios y cuaternarios los cuales dan lugar a una morfología suave y alomada, sin accidentes topográficos importantes.

Se aprecia claramente que la zona próxima al río se corresponden con terrazas y llanuras aluviales, a las cuales se les da el nombre de vegas del Guadiana. Compuesto principalmente por formaciones sedimentarias del cuaternario.

**5.1.1 Estratigrafía Regional**

Badajoz se sitúa en la parte occidental de la cuenca del Guadiana, donde la representación de sedimentos neógenos y cuaternarios es casi exclusiva, a excepción de un afloramiento paleozoico situado en los alrededores de Badajoz.

El cuaternario lo constituyen los sedimentos del sistema de terrazas del río Guadiana, más los aluviones y coluviones de la red de drenaje configurada.



**LEYENDA**

CUATERNARIO	HOLOCENO	13	14	15	16	16 Depósitos de vertientes. Glacis. 15 Aluviales periódicos y/o fondos de valle. 14 Canal fluvial actual. 13 Canales fluviales antiguos.
	PLEISTOCENO	12	11	10	9	
TERCIARIO	NEOGENO	8	7	6	5	12 Terraza 1. 11 Terraza 2. 10 Terraza 3. 9 Gravas y arenas rojas, con limos y arenas gruesas, localmente gravas. (Rañas). 8 Gravas y arenas rojas. 7 Areniscas y conglomerados, con arcillas ocreas arenosas. (Unidad Superior). 6 Areniscas y conglomerados, con gravas y arenas rojizas. 5 Areniscas y conglomerados. 4 Arcillas rojas arenosas. (Unidad inferior). 3 Mármoles dolomíticos. 2 Diques de cuarzo. 1 Diabasas.
		MIOCENO	4	3	2	
	CAMBRICO INFERIOR	3	2	1		

*Ilustración 3: Recorte de la hoja 775 a escala 1:50000. (Fuente IGME)*

**Memoria**

5.2 Ámbito local

5.2.1 Lito- Estratigrafía

Basándonos en la Hoja 775 del mapa geológico a escala 1:50000, y en la Hoja 59 del mapa geotécnico a escala 1:200000 proporcionados por el IGME, además del informe geotécnico, se procederá con la definición de las unidades geológicas presentes en el área de estudio.

Las unidades que se encuentran en la zona de actuación son principalmente materiales cuaternarios identificados como terrazas, estos son depósitos de gravas y arenas con una cierta componente limo-arcillosa en la matriz. Estos depósitos apoyan sobre el sustrato miocénico (Unidad 6), a base de areniscas y conglomerados, con gravas, arenas rojizas y arcillas ocreas arenosas, este nivel apoya sobre unas arcillas rojas arenosas que constituye la unidad inferior.

Finalmente se encuentra el sustrato rocoso, esta formación está constituida en la zona de Badajoz, por mazas mamorizadas en las que se intercalan mármoles dolomíticos y pizarras con alternancias métricas de calizas y dolomías de color marrón rojizas. Las pizarras se describen como pizarras limosas y/o arenosas moscovíticas de color marrón violáceo.

5.2.2 Tectónica

Según los informes, la tectónica de la zona es inexistente, las capas están en una posición más o menos horizontal y mediante contactos discordantes entre las mismas.

5.2.3 Hidrogeología

La zona está situada en el sistema acuífero no 21, denominado "Terciario Detrítico y Cuaternario del Guadiana en Badajoz". El acuífero cuaternario, de 5 km de ancho, presenta buenas características hidrogeológicas. Las zonas de terrazas, canales y depósitos fluviales son las que presentan mayores permeabilidades. Están formadas por niveles de cantos rodados, principalmente cuarcíticos, intercalados con otros niveles de arenas silíceas de granulometría gruesa



*Ilustración 4: Recorte de la hidrogeología de la zona (Fuente IGME)*



### 5.2.4 Condicionantes sísmicos

De acuerdo con la normativa de sismicidad (NCSP-07), la aceleración básica de la zona de emplazamiento de esta estructura es superior a 0.04g por lo cual es preciso considerar las acciones accidentales de sismo.

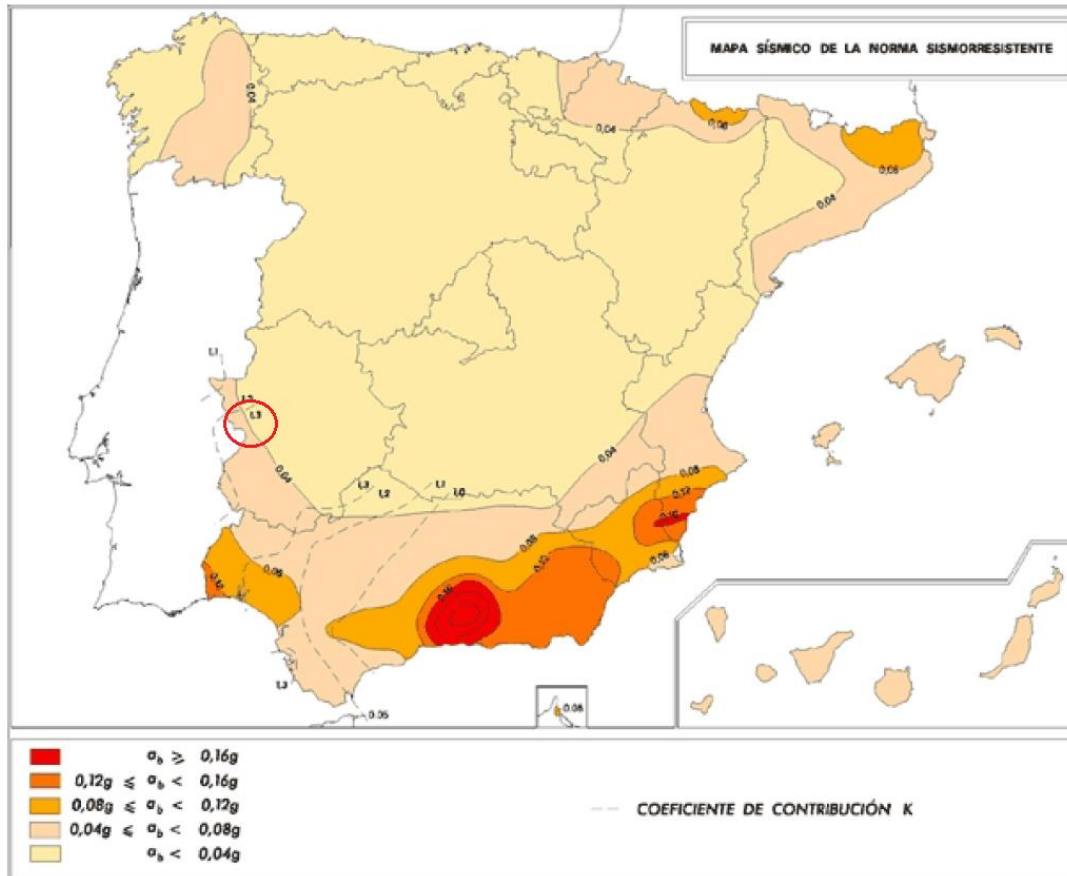


Ilustración 5: Mapa sísmico de la norma sismorresistente (Fuente: NCSP-07)

## 6 Caracterización de los parámetros geotécnicos del terreno

Como se mencionó anteriormente para este proyecto de realizaron 2 campañas, la primera correspondiente al proyecto constructivo, además de otra campaña complementaria en donde se realizaron más pruebas y ensayos.

### 6.1 Trabajos de campo

#### 6.1.1 Sondeos

En la zona de actuación se realizaron un total de 3 sondeos correspondientes al proyecto constructivo, y otros 6 en el complementario, todo esto para un total de 9 sondeos. La información de la situación y listado de sondeos y todas los trabajos de campo está en el anejo 3.

#### 6.1.2 Ensayos SPT

**Memoria**

Por otra parte, se realizaron 21 ensayos SPT (UNE:103800:1992) con una toma muestra de tubo hueco bipartido normalizado según (ASTM D2113-99 XP P94-202).

**6.1.3 Ensayos presiométricos**

Se llevaron a cabo un total de 5 ensayos presiométricos, cabe resaltar que todos estos ensayos se realizaron dentro del nivel geotécnico que más adelante se definirá como nivel 2 (Suelo eluvial).

**6.1.4 Localización de los ensayos y sondeos**



*Ilustración 6: Ensayos de campo ejecutados en la segunda campaña (Fuente: Estudio geotécnico)*

**6.2 Pruebas de laboratorio**

En la campaña geotécnica se tomaron una serie de muestras para ser sometidas a distintos ensayos de laboratorio, entre estas nos encontramos con ensayos de identificación como lo puede ser el ensayo de granulometría por tamizado y ensayos complementarios como los de compresión uniaxial. Para un detalle mayor de las pruebas realizadas consulte el anejo 3.

### 6.3 Definición de los niveles estratigráficos

*Nivel 0: RELLENOS SUPERFICIALES/TIERRA VEGETAL/LIMOS ARCILLOSOS SUELTOS*

El primer nivel diferenciado en la serie estratigráfica está constituido por el antiguo terreno vegetal/rellenos superficiales. Presenta escasa importancia en obra dado el espesor de la misma y a su vez se sobrepasará mediante los encepados de la cimentación profunda.

*NIVEL 1. GRAVAS ARENOSAS/LIMOS (ALUVIAL)*

El primer nivel diferenciado en la serie estratigráfica está constituido por unas arenas limosas y limos arenosos de compacidad medianamente suelta. Presenta un incremento de la compacidad con la profundidad como bien reflejan las pruebas dinámicas realizadas.

*NIVEL 2. SUELO ELUVIAL SUSTRATO ROCOSO ALTERADO, ARENAS PARCIALMENTE CEMENTADAS CON CANTOS*

El tercer nivel diferenciado en la serie estratigráfica está constituido por la alteración eluvial del sustrato rocoso constituido por unas cuarzoareniscas con niveles de pizarras. Se trata de un material de compacidad muy densa como bien reflejan los ensayos dinámicos con SPT en su totalidad superior a 50 golpes y rechazo.

*NIVEL 3-SUSTRATO ROCOSO (CUARZO ARENISCAS Y PIZARRAS ARENISCOSAS)*

El último nivel diferenciado en la serie estratigráfica está constituido por el sustrato rocoso a base de cuarzoareniscas, pizarras areniscosas moscovitas.

### 6.4 Nivel freático

Con la información presente en las columnas estratigráficas de los sondeos, se ha detectado la presencia del nivel freático en dos sondeos, específicamente los sondeos SPM3 (Pila 7) y SE-2.

Sondeo	Cota
SPM-3 (Pila 7)	2,7
SE-2	6,3

*Tabla 1: Presencia del nivel freático en los sondeos (Fuente: Estudio geotécnico).*

### 6.5 Modelos y perfiles propuestos

Una vez establecidas las potencias de los distintos niveles y teniendo las coordenadas y cotas de los sondeos, se realizó con la ayuda del software GEO5 una modelización del terreno para facilitar la comprensión y las disposiciones de los diferentes estratos en relación con su profundidad.

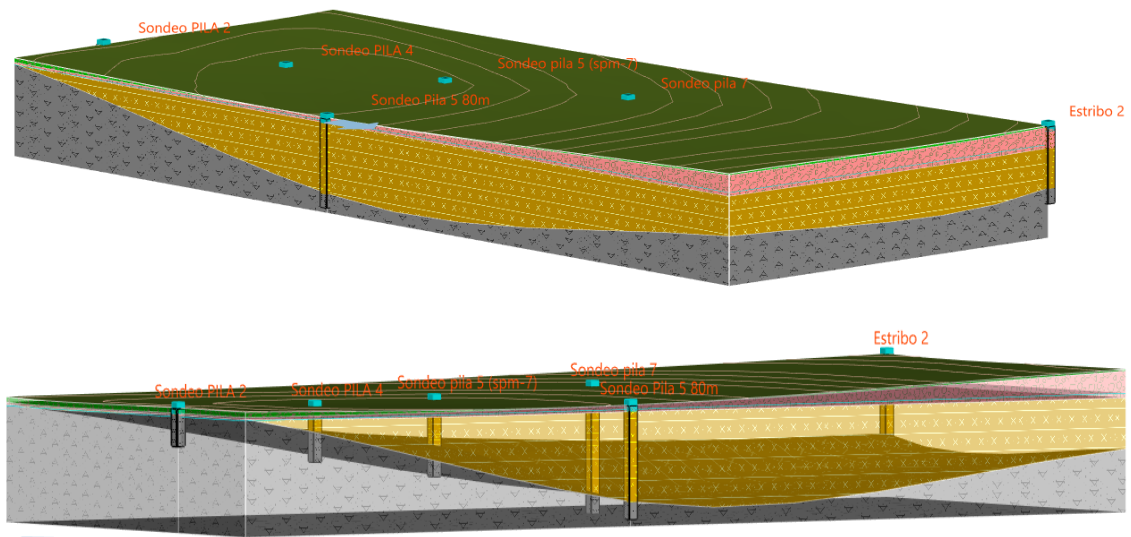


Ilustración 7: Vistas en 3D de la modelación del terreno (Fuente: Estudio geotécnico)

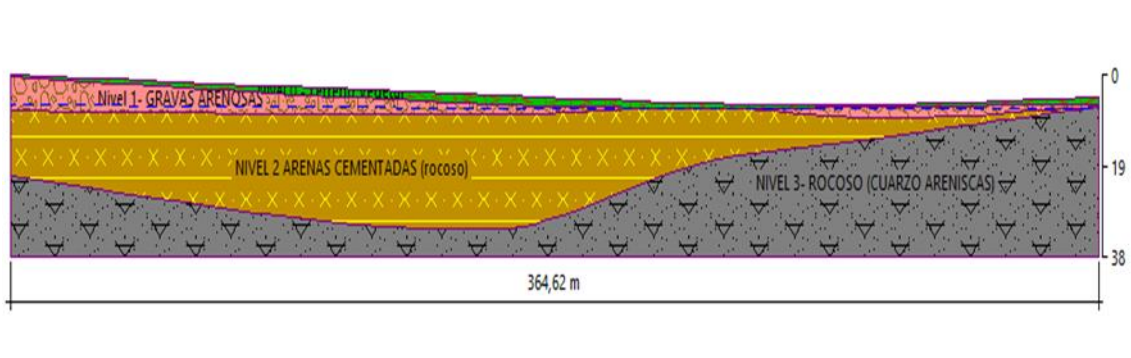


Ilustración 8: Perfil geológico correspondiente a la directriz del viaducto SP2-SE2 (Fuente: Estudio geotécnico)

## 6.6 Parametrización Geotécnica

A partir de todos los trabajos de campo y ensayos de laboratorio se prosigue con la obtención de los parámetros geotécnicos de cada uno de los estratos, dichos parámetros son vitales para el cálculo de la capacidad del terreno. En este proyecto se obtuvieron los valores de la cohesión ángulo de rozamiento, y peso específico mediante correlaciones empíricas (todas detalladas en el anejo). Después haber obtenido varios valores distintos se puede tomar un valor medio o solucionarlo con una media ponderada, ya que en muchos casos las correlaciones están pensadas para tipos específicos de terreno.

A continuación, se expondrán en tablas a modo de resumen los valores de dichos parámetros en cada uno de los estratos;

### **NIVEL 1. GRAVAS ARENOSAS/LIMOS (ALUVIAL)**

<b>Nivel 1</b>	
Ángulo de rozamiento efectivo	35°
Cohesión efectiva	---
Densidad aparente:	21 kN/m <sup>3</sup>
Módulo de deformación efectivo	35 Mpa

Tabla 2: Parámetros geotécnicos del nivel 1 (Fuente: Estudio geotécnico).

### **NIVEL 2. SUELO ELUVIAL SUSTRATO ROCOSO ALTERADO, ARENAS PARCIALMENTE CEMENTADAS CON CANTOS**

<b>Nivel 2</b>	
Ángulo de rozamiento efectivo	35°
Cohesión efectiva	20 kPa
Densidad aparente:	21 kN/m <sup>3</sup>
Módulo de deformación efectivo	150 Mpa

Tabla 3: Parámetros geotécnicos del nivel 2 (Fuente: Estudio geotécnico).

### **NIVEL 3-SUSTRATO ROCOSO (CUARZO ARENISCAS Y PIZARRAS ARENISCOSAS)**

<b>Nivel 3</b>	
Ángulo de rozamiento efectivo	40°
Cohesión efectiva	90 kPa
Densidad aparente:	24 kN/m <sup>3</sup>
Módulo de deformación efectivo	800-2500 Mpa

Tabla 4: Parámetros geotécnicos del nivel 3 (Fuente: Estudio geotécnico).

## **7 Acciones**

Tal y como está indicado en el anejo 1, el proyecto original de este viaducto sufrió varias modificaciones que cambiaron por completo el modelo estructural del mismo. La mayoría de estos cambios se realizaron en el tramo hiperestático de la estructura, el cual es el tramo que pasa por encima del cauce del río guadiana y tiene los vanos de mayor luz. En dicha zona del puente no se tienen las reacciones en los apoyos, ya que el tablero es sostenido mediante unas pilas en forma de V, este diseño permitió que se pudieran cubrir luces significativamente mayores que si se ejecutara mediante pilares convencionales, de esta manera se reducen los costes de ejecutar las cimentaciones en el cauce.

7.1 Descripción de la estructura

El nuevo Viaducto sobre el Río Guadiana tiene una longitud total de 420.00 m entre ejes de apoyos en estribos, que se divide en 12 vanos: 24.00 + 2 x 28.00 + 43.00 + 62.00 + 43.00 + 5 x 32.10 + 31.50 m. La estructura cuenta con un ancho total del tablero de 24.00, lo que permite albergar ambas calzadas de la ronda, según el siguiente reparto: barrera 0.70 m / calzada 10.95 m (2.30+3.5 x 2 x+1.65) / mediana 0.70 m / calzada 10.95 m / barrera 0.70 m.

La solución estructural elegida se compone de dos partes bien diferenciadas, una serie de vanos isostáticos antes (24.00 + 2 x 28.00) y después (5 x 32.10 + 31.50) del cruce sobre el cauce principal, mientras dicho tramo intermedio se resuelve con una solución continua (43.00 + 62.00 + 43.00) y pilas en forma de V. El tablero estará formado por dos vigas artesa en hormigón prefabricado de canto mínimo 1.80 m y ancho inferior 3.60 m, separadas a un inter-eje de 12.00 m, sobre las que se dispondrán correspondientes prelasas prefabricadas, que permitan ejecutar la losa superior con facilidad.

La subestructura estará compuesta de los correspondientes estribos cerrados en los extremos de la estructura y pilas convencionales ejecutadas in situ, salvo en el caso de las pilas P4 y P5, que serán en forma de V. Estas últimas se realizarán mediante elementos prefabricados, que se empotran en el tablero. En el resto de los apoyos, se dispondrán aparatos de apoyo convencionales de neopreno zunchado o armado siendo necesario la disposición de bulones inferiores e superiores para evitar su reptación o deslizamiento, salvo en el caso de los apoyos de la pila 3-frontales y pila 6-dorsales, en los que será necesario soportar una fuerza de tracción importante y deberán ser tipo "UPLIFT". Las dimensiones y alturas de los mismos vendrán marcadas por los vanos correspondientes y la posición de juntas de dilatación situadas en: E1, P3, P6, P9 y E2

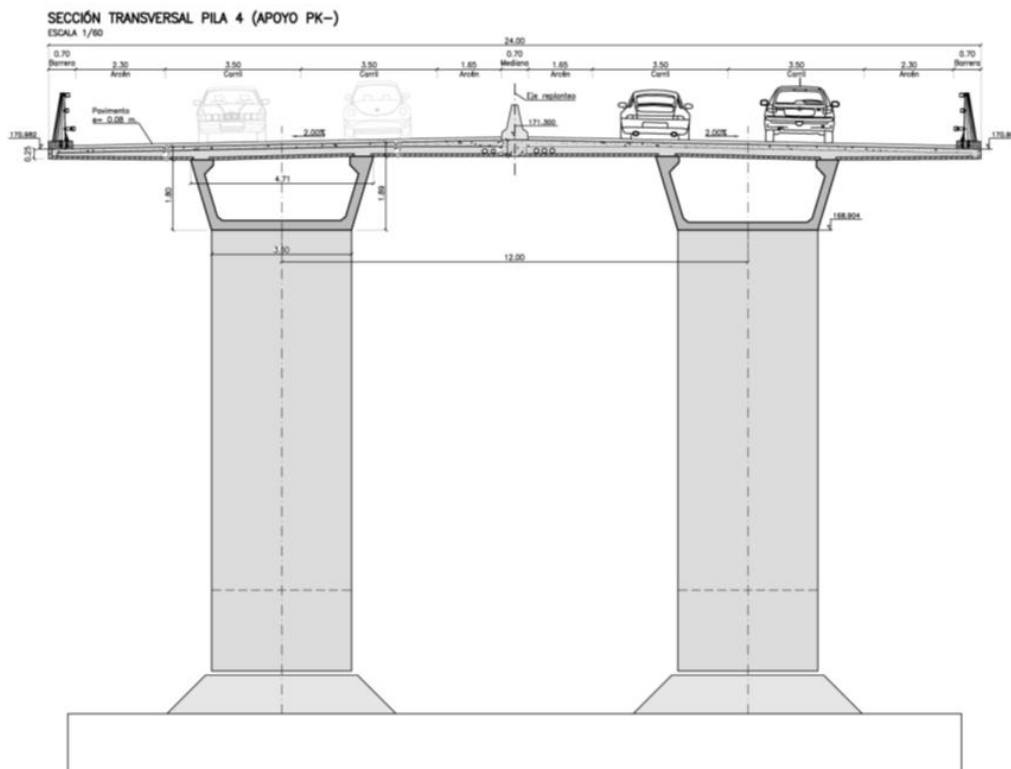


Ilustración 9: Planos de las secciones transversales del tablero en apoyos. (Fuente: Planos anteproyecto)

## 7.2 Acciones de la estructura e hipótesis de carga.

En este apartado se expondrán todo el listado de acciones que a las que la estructura se ve sometida, esta información se obtuvo del documento “avance de reacciones en apoyos” y se presenta aquí para la comprensión del listado de cargas y acciones que se mostrará a posteriori.

### **Cargas permanentes**

- a) Peso propio
- b) Cargas muertas
- c) Acciones diferidas derivadas de retracción y fluencia.

### **Sobrecargas**

- d) Sobrecargas de uso: Dentro de ésta última están incluida las acciones horizontales producidas por el frenado, Arranque y fuerza centrífuga.
- e) Acciones térmicas: variación uniforme de la temperatura y gradiente térmico.
- f) Viento.
- g) Nieve.

### **Acciones accidentales**

- h) Se han considerado las acciones accidentales de sismo por encontrarse esta estructura en una zona con una aceleración básica superior a 0.04 g.

Todo el detalle de los valores y la distribución de estas acciones esta en el anejo 4 de este documento.

## 7.3 Gestión de resultados

Una vez definidos todas las acciones se procede a la gestión del resultado de las envolventes de esfuerzos de estas, estas acciones se entregaron en un archivo Excel denominado “Reacciones en apoyos” el cual contenía varias hojas en las cuales había un croquis, las reacciones verticales, las horizontales y las debidas al sismo. el proceso de gestión e identificación de los valores mas desfavorables mínimos y máximos de la hoja de cargas verticales se realizó con la ayuda de macros para saber cuál de las hipótesis era la más desfavorable, una vez identificadas, se procedía con la extracción de dichos datos del listado, esto se hizo con la ayuda de tablas dinámicas.

En el anejo 4 hay una explicación mas clara y detallada de este proceso junto con el ejemplo para la pila 1, cabe aclarar que se hizo el mismo procedimiento con todas las pilas.

#### 7.4 Combinación de Acciones

Para cada situación de proyecto se identificarán las hipótesis de carga críticas y, para cada una de ellas el valor de cálculo, el efecto de las acciones se obtendrá combinando las acciones que puedan actuar simultáneamente, según los criterios generales que se indican.

Si se desea tener más detalle acerca de la combinación de acciones y de los coeficientes de combinación, véase al apartado 8 del Anejo 4 de este documento. De igual manera también se presenta un ejemplo de la combinación de acciones realizada en el caso de la pila P1.

#### 7.5 Pilas

Una vez obtenidos los esfuerzos verticales máximos y mínimos ya calculados se procede a calcular el incremento de axil que produce el peso propio de las pilas, además de los momentos que generan la totalidad de las cargas en la base del encepado.

Además de esto también se procederá con la comprobación estructural del pandeo de las pilas.

##### 7.5.1 Pandeo

En el caso de la comprobación de efectos de segundo orden se realizará con la metodología propuesta en el artículo 43 de la EHE-08. En este caso comenzaremos con el cálculo de la esbeltez mecánica del elemento estructural, en este caso está claro que el extremo inferior lo tenemos empotrado en el encepado, la dificultad está en determinar qué tipo de unión se producen en la cabeza de los pilares.

Esta comprobación se realizará para el pilar más desfavorable de todos, en este caso tenemos que la pila 6 es la que cuenta con el axil mayor, además de ser la que tiene mayor altura por lo que su esbeltez sería la menor de todas.

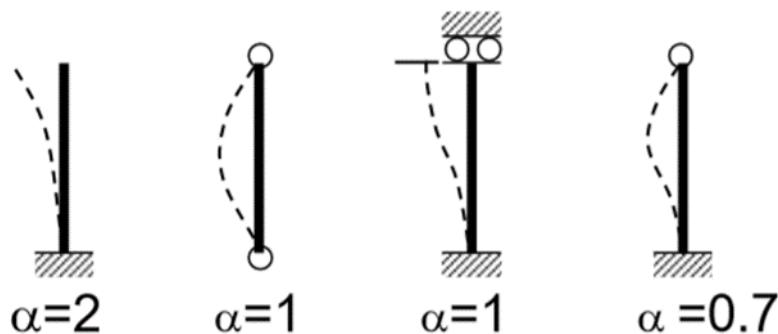


Ilustración 10: Coeficiente  $\alpha$  de longitud de pandeo (Fuente: scielo.conicyt)

Cabe mencionar que esta comprobación se hace en el plano de pandeo más desfavorable, en este caso estamos hablando del plano que es perpendicular a la dimensión más pequeña del pilar, el plano y, en el cual actúan los momentos longitudinales.



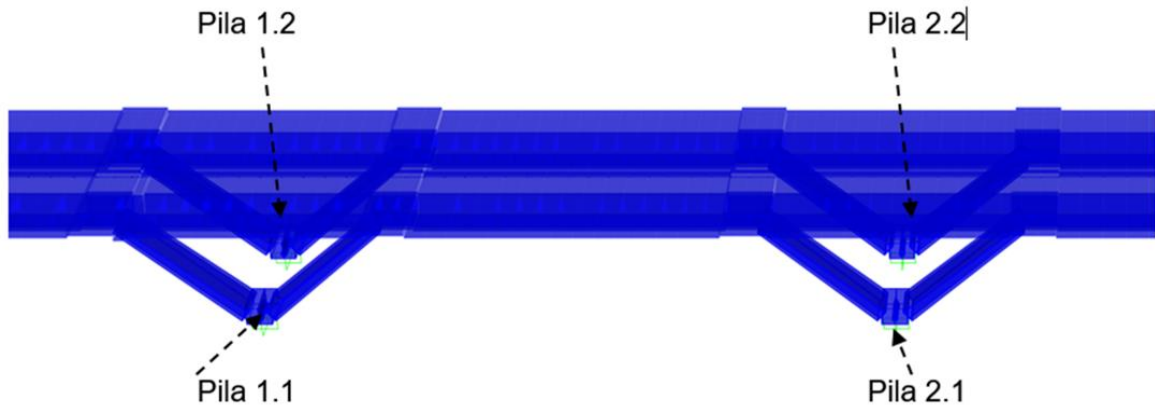
7.6 Esfuerzos de superficie de las pilas en V

En el caso de las pilas en V la situación de las acciones fue muy diferente, ya que estas hacían parte del tramo hiperestático, por lo que los esfuerzos del tablero están referenciados directamente a la base de la cimentación, teniendo en cuenta ya acciones como las del peso propio y los momentos de las acciones horizontales.

El listado que se dio fue similar al listado de los apoyos, sin embargo, en este caso solo había que seleccionar los valores máximos y mínimos del mismo y tomarlos como valores totales, dichos valores están reflejados en la tabla 17;

Pila	V total (Kn)	M Totalc(Kn/m)	
		ML	MT
P4	31021,0868	4636,59173	12413,0556
P5	31010,4803	4635,03194	12407,7484

Tabla 5: Axiles y momentos totales en el encepado, pilas 4 y 5. (Fuente: Elaboración propia)



**Coquis de la numeracion de las pilas**

Ilustración 11: Croquis del modelo estructural para las pilas en V. (Fuente: Datos anteproyecto)

## 8 Cálculos geotécnicos

La resistencia del terreno se estimará de acuerdo con el tipo de cimentación y su geometría, todos los procedimientos usados en el cálculo de dicha resistencia vienen de La guía de cimentaciones en obras de carretera redactado por el ministerio de fomento. La metodología elegida a la hora de hacer este cálculo es la que esta basada en los parámetros resistentes de Mohr- Coulomb. En este anejo se expondrán todos los cálculos de la cimentación y su interacción con el terreno.

### 8.1 Criterio para la selección del tipo de cimentación

En los resultados del estudio geotécnico del terreno concluimos que este está dividido en tres estratos, los parámetros resistentes de los niveles 1 y 2 tenían unos valores tan pequeños que al aplicar las fórmulas de carga de hundimiento para cimentaciones superficiales no cumplían de ninguna manera, por lo que se tomó como decisión final el llegar en la mayoría de los casos al sustrato rocoso.

Sin embargo, el perfil geotécnico que se elaboró a partir de los sondeos nos mostraba como en los primeros Pk de la alineación del viaducto, el estrato rocoso se encontraba a una profundidad escasa (4-5m) por lo que era suficiente con construir zapatas que se apoyaran en este estrato, por esta razón las pilas 1 y 2 se resuelven con cimentaciones superficiales. En la cimentación del estribo 1 si fue necesaria la ejecución mediante cimentaciones profundas, ya que en este caso el macizo rocoso se encuentra a una profundidad mayor, por ello, no es posible el uso de zapatas.

El resto de las cimentaciones fueron ejecutadas mediante pilotes hormigonados in situ, perforados y con entubación parcial, la disposición elegida para el diseño de los pilotes en cada pila fue en grupos de 4, una en cada esquina del encepado.

### 8.2 Cimentaciones superficiales

#### 8.2.1 Procedimientos y comprobaciones (Tensión admisible)

En este caso nos encontramos con una cimentación superficial ejecutada en roca, por lo que se comprueba de acuerdo con la guía de cimentaciones en obras de carretera.

Los resultados de la presión admisible de una zapata apoyada en el macizo rocoso son:

Carga de hundimiento zapata (ROCA)	
$\alpha 1$ (tipo de roca)	0,8
$\alpha 2$ (meteorización)	0,5
$\alpha 3$ (RQD)	0,774596669
Po (Kpa)	1000
qu (kpa)	31000
Pv adm (kpa)	1725,11
Factor de seguridad	1,5
Pv Roca adm (kpa)	1150,072461

Tabla 6: Valor de la presión admisible del terreno para zapatas. (Fuente: Elaboración propia)

### 8.2.2 Dimensionamiento de las zapatas.

Una vez obtenido el valor de la presión admisible se sigue con el cálculo de las dimensiones geométricas de la zapata, en este caso lo primero es obtener la sección equivalente, con dicha sección ya se puede la presión vertical máxima necesaria para hacer el dimensionamiento de las zapatas, los resultados de dicho dimensionamiento se muestran en la siguiente tabla.

Dimensionamiento de la zapata		P1
H (m)	1,2	
L(m)	6	
B(m)	5,5	
v1	1,1	
v2	1,775	
V	1,775	
$\alpha$	0,57777593	
h min	1,02555228	
Rígida?	SI	

Acciones	
V (tn)	1922,20
W Zapata (tn)	31,75
ML (tn/m)	1575,40
MT (tn/m)	1355,55
EI (m)	0,71
EB(m)	0,82
L* (m)	4,59
B* (m)	3,86
$p_v$ (Tn/m <sup>2</sup> )	110,27
$p_v$ (Kpa)	1081,75186

Tabla 7: Dimensionamiento de la zapata P1. (Fuente: Elaboración propia)

### 8.2.3 Otras comprobaciones

De acuerdo con los criterios de la GCOC, las comprobaciones de vuelco y deslizamiento no son necesarias en este caso, la justificación detallada se encuentra en los apartados 3.3.2 y 3.3.3 del Anejo 5.

## 8.3 Cimentaciones Profundas

La gran mayoría de las cimentaciones de este viaducto fueron de este tipo, en este caso se tenía que debido a las dimensiones y a las distancias entre pilas las condiciones geotécnicas eran muy distintas, todo esto por la variabilidad de los estratos. En la mayoría de los casos se procuró que los pilotes llegaran al estrato competente (nivel 3), sin embargo en algunas pilas había que descender mas de 22 metros de profundidad para llegar, por lo que algunos pilotes están trabajando por el fuste de los niveles 1 y 2.

### 8.3.1 Procedimiento y comprobaciones

En el caso de las cimentaciones profundas nos encontramos con una variabilidad bastante alta en la disposición de los estratos en el terreno, por lo que el alumno optó por hacer una modelización y un cálculo para cada una de las pilas por separado (a excepción de las pilas 9, 10 y 11). Para el cálculo de la resistencia del terreno con pilotes la guía ofrece distintas metodologías que dependen de los datos de partida disponibles.

Todo el procedimiento está expuesto en el apartado 4.1 del anejo 5, así como también el ejemplo del proceso de dimensionamiento de la pila P4.

## 9 Cálculos estructurales

Después de haber hecho el dimensionamiento de las cimentaciones, se procederá con el análisis de las zapatas y los encepados desde el punto de vista estructural, calculando las tensiones internas mínima para sacar las cuantías necesarias de acero que servirán como refuerzo. Una vez con estas cuantías se procederá con la disposición de estas en el elemento.

### 9.1 Análisis del elemento estructural

Tanto las cimentaciones superficiales como los encepados son elementos estructurales de hormigón en los que no es aplicable la teoría de la flexión por ende es necesario que el problema del armado sea resuelto con un modelo de bielas y tirantes.

El artículo 58.4.1 (Cimentaciones Rígidas) de la EHE-08 nos dice que; Para cada caso debe plantearse un modelo que permita establecer el equilibrio entre las acciones exteriores que transmite la estructura, las debidas al peso de tierra existente sobre las zapatas, encepados, etc; y las tensiones del terreno o reacciones de los pilotes.

Los modelos planteados en la EHE-08 están expuestos en el Anejo 6.

### 9.2 Áreas mínimas de armado

#### 9.2.1 Zapatas

Los cálculos se realizaron siguiendo la metodología expuesta en el apartado 2 de este anejo, en el caso de las zapatas la tensión que nos dice la armadura principal de tracción nos da un valor de 7317 Kn. Esta tensión nos da un área mínima de 0.019m<sup>2</sup> que se pueden cubrir con 40 redondos del 25.

Las armaduras adicionales se cubren con los requerimientos mínimos por geometría de la EHE-08.

Dimensiones zapata	
H (m)	1,2
L(m)	6,5
B(m)	5,5
a	6,5
a'	3,8
d	0,8
Nd	183430
Td	7317
As (m <sup>2</sup> )	0,0182
Disposición	40 fi 25
Area dispuesta	0,01963495

Tabla 8: Resultados de las áreas mínimas de armado en la zapata. (Fuente: Elaboración propia)

**Memoria**

**9.2.2 Encepados**

**Armadura principal**

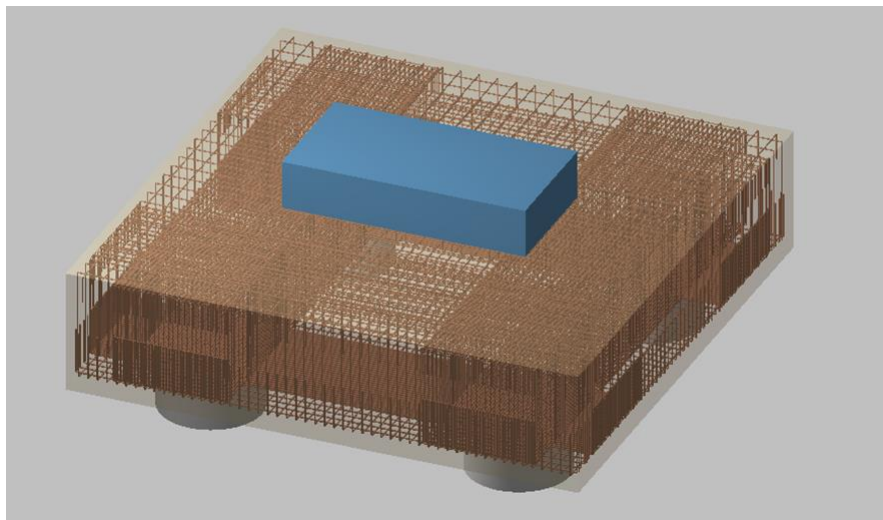
En el caso de las armaduras principales se tuvo que calcular la armadura de tracción en las dos direcciones, todo esto debido a la asimetría del pilar que se apoya en el encepado. Dicha asimetría hace que los vuelos del encepado sean significativamente diferentes generando así una diferencia importante en la armadura necesaria en cada banda.

En la siguiente imagen se puede apreciar la hoja Excel con los resultados de dicha cuantía, así como la disposición elegida por el alumno. En ambos casos la cuantía de armadura daba disposiciones que no entraban en la sección del ancho de banda, una solución común a este problema es disponer la armadura mediante capas.

armadura principal		Dimensiones del encepado	
Nd (Kn)	10026,68465	H (m)	1,9
d	1,8	L (m)	8
l1	4,8	B (m)	8
l2	4,8	Ø(m)	1,6
a1	3,8	Ancho banda	2,1
a2	1,95		
Fyd (Kpa)	400000	banda 2	40 fi 32 en 2 capas de 20
Td1 (Kn)	9502,413552	N max de barras (32)	27,8 barras
Td2 (Kn)	12533,35581		
As1 (m2)	0,023756034	banda 1	30 fi 32 en 3 capas de 15
As2 (m2)	0,031333339	N max de barras (32)	27,8 barras

*Tabla 2: Resultados de las áreas mínimas de armado en encepado. (Fuente: Elaboración propia)*

El detalle de las otras cuantías de armadura mínima del encepado se encuentra en el apartado 3.2 del anejo 6. Con la ayuda del programa CYPECAD se dibujó el modelo del encepado de acuerdo a los resultados del cálculo previo que se había realizado, una vez modelizado el programa arrojaba una vista de este tipo:



*Ilustración 12: Modelo 3D del encepado una vez armado. (Fuente: Elaboración CYPECAD)*

## 10 Conclusiones

En el desarrollo de este trabajo final de grado TFG se abordó un problema de un proyecto real, en que se tuvo que hacer uso de diferentes habilidades y conocimientos que el alumno adquirió durante el grado. No obstante, una buena parte de los temas abordados en el presente trabajo no se abordaron como tal durante la carrera, por lo que el alumno con ayuda de sus tutores tuvo que verse en la labor de adquirir dichos conocimientos para la correcta realización del mismo.

En lo que respecta al proyecto como tal, el alumno considera que los objetivos del diseño y dimensionamiento de la cimentación del viaducto del río Gudiana se ha cumplido satisfactoriamente.