

## ANEJO N° 16. REPOSICIÓN DE SERVICIOS

**ÍNDICE**

16.- ANEJO N° 16. REPOSICIÓN DE SERVICIOS .....	3
16.1.- INTRODUCCIÓN .....	3
16.2.- DETECCIÓN DE SERVICIOS.....	3
16.3.- SERVICIOS EXISTENTES.....	3
16.3.1.- Líneas eléctricas .....	3
16.3.2.- Iluminación.....	4
16.3.3.- Conducción de riego .....	4
16.4.- ACTUACIONES REALIZADAS. REPOSICIÓN DE SERVICIOS .....	5
16.4.1.- Líneas eléctricas .....	5
16.4.2.- Iluminación.....	6
16.4.3.- Conducción de riego .....	11
16.4.4.- Marco para futuras instalaciones del Chare.....	12
16.5.- PLANOS	12
APÉNDICE 1. CÁLCULOS DE ILUMINACIÓN .....	13
APÉNDICE 2. PLANOS ENDESA .....	19
APÉNDICE 3. INFRAESTRUCTURAS PIEDRAS-GUADIANA .....	23
APÉNDICE 4. CÁLCULOS ESTRUCTURALES .....	25

## 16.- ANEJO Nº 16. REPOSICIÓN DE SERVICIOS

### 16.1.- INTRODUCCIÓN

El objeto de este anejo es identificar los servicios existentes en la zona de actuación y las modificaciones y reposiciones necesarias para mantenerlos en funcionamiento durante la ejecución de las obras y una vez terminadas éstas.

### 16.2.- DETECCIÓN DE SERVICIOS

En esta fase se establecen los contactos oportunos con las compañías suministradoras y organismos oficiales para conocer el trazado y características de todos los servicios que pudieran existir en la zona de actuación. Para ello se han mantenido comunicaciones con:

- Ayuntamiento de Lepe
- Telefonía: TELEFÓNICA y ONO
- Líneas eléctricas: ENDESA
- Gas: GAS NATURAL
- Comunidad de regantes de El Chanza y El Piedras
- Comunidad de regantes Piedras – Guadiana
- Gestión integral de agua de la costa de Huelva (GIAHSA)

Se han recibido respuestas de las compañías consultadas, y una vez analizada la documentación facilitada y de las visitas realizadas a obra, se identifican en la zona de actuación líneas eléctricas aéreas, instalaciones de iluminación y conducciones de riego, cuya posible afección y en su caso, diseño de su reposición, es objeto de este anejo.

Los contactos mantenidos con las compañías suministradoras así como la documentación recibida se incluyen en el *Anejo 1.2.14 "Coordinación con otros organismos y servicios"*.

### 16.3.- SERVICIOS EXISTENTES

#### 16.3.1.- Líneas eléctricas

De acuerdo con los planos proporcionados por la compañía ENDESA, que se incluyen en el apéndice nº 2 de este anejo, y de acuerdo con las visitas realizadas a obra, se identifican dos líneas eléctricas aéreas de media tensión en la zona de implantación del nuevo enlace de Lepe Oeste.

La primera de estas líneas, cruza el trazado de la autovía A-49 a la altura de los ramales sur del enlace de Lepe Oeste, localizándose sus apoyos próximos a los márgenes exteriores de los ramales. Esta línea aérea en propiedad de la compañía Endesa.

El trazado de esta línea eléctrica se encuentra dentro de la zona de actuación de las obras de remodelación del enlace de Lepe Oeste. Bajo esta línea eléctrica únicamente está previsto una pequeña elevación, del orden de cm, de las rasantes de los ramales sur del enlace, por lo que esta línea no se ve afectada durante la ejecución de las obras, ni por su diseño final.



Línea eléctrica aérea sobre el trazado de la autovía A-49

La segunda de las líneas eléctricas discurre paralela al trazado de la carretera provincial HU-4400, por su margen izquierda en el sentido Villablanca – Lepe. A la altura del camino de acceso a la finca "Agromartín", parte de esta línea eléctrica principal un ramal que cruza la carretera provincial y llega hasta el enlace de Lepe Oeste. Esta línea eléctrica secundaria suministra energía a la instalación de alumbrado público del enlace y es propiedad del Ministerio de Fomento.

El trazado de esta línea se encuentra dentro de la zona de actuación de las obras de remodelación del enlace de Lepe Oeste, existiendo interferencia entre las obras proyectadas y el trazado de la línea eléctrica.





Línea eléctrica paralela al trazado de la carretera provincial HU-4400, que suministra energía a la instalación de alumbrado del enlace de Lepe Oeste

### 16.3.2.- Iluminación

Actualmente los ramales y el paso superior, así como las conexiones de la carretera provincial HU-4400 y de la carretera nacional N-445 del enlace de Lepe Oeste de la autovía A-49, se encuentran iluminados mediante báculos de 12 metros de altura y luminarias de vapor de sodio de 150 W.

El cuadro de mando de la instalación de iluminación del enlace queda ubicado en el relleno del margen izquierdo del ramal de incorporación a la autovía en el sentido Sevilla – LF Portuguesa.



Red de alumbrado en el enlace de Lepe Oeste de la autovía A-49

### 16.3.3.- Conducción de riego

Paralela al trazado de la carretera provincial HU-4400 por su margen derecha en el sentido Villablanca – Lepe, discurre una canalización de riego de polietileno de baja densidad PE DN40.

La conducción es propiedad de la comunidad de regantes Piedras – Guadiana. Durante la redacción de este proyecto se han mantenido contactos con la comunidad de regantes, habiéndose facilitado un plano con las infraestructuras de su propiedad existentes en la zona objeto de estudio. En el apéndice nº 3 se adjunta la documentación facilitada.

El trazado de esta conducción se encuentra dentro de la zona de actuación de las obras de remodelación del enlace de Lepe Oeste.

Durante las visitas realizadas a la zona objeto de estudio, se ha detectado una arqueta de registro de una conducción de riego, ubicada al sureste de la glorieta Oeste del enlace y que se verá afectada por la ejecución de las obras. Esta conducción es una tubería de fibrocemento con un diámetro nominal de 300 mm.

En las comunicaciones mantenidas con la comunidad de regantes Piedras – Guadiana, durante la redacción de este Proyecto de Construcción, se ha informado que esta conducción se encuentra fuera de servicio.



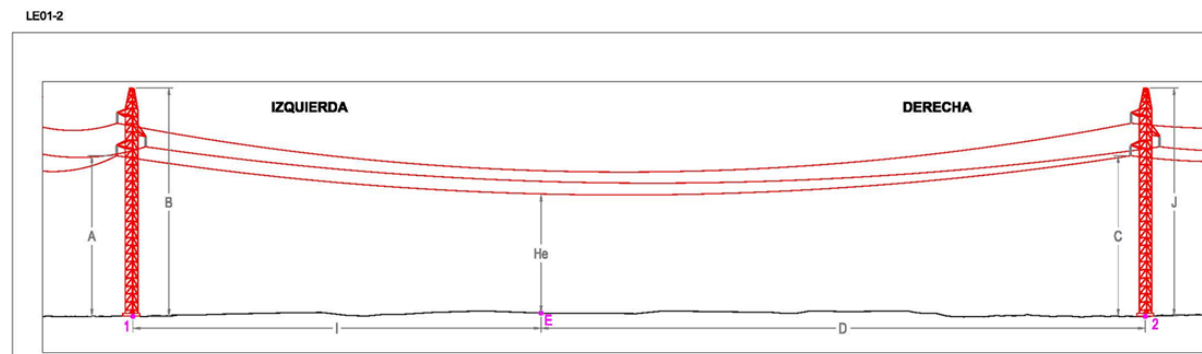
Conducción de fibrocemento de diámetro nominal de 300 mm fuera de uso

16.4.- ACTUACIONES REALIZADAS. REPOSICIÓN DE SERVICIOS

16.4.1.- Líneas eléctricas

Las obras definidas para la remodelación del enlace de Lepe Oeste, interfieren con el trazado de la línea eléctrica que suministra energía a la instalación de alumbrado público del enlace, propiedad del Ministerio de Fomento. Parte de la calzada anular de la glorieta Oeste se define bajo la línea aérea, y además el derrame de tierras afecta a un poste en el que se ubica un transformador eléctrico y desde el que realiza la conexión con la instalación de alumbrado.

Durante la redacción de este proyecto se han tomado cotas del tramo de línea que discurre sobre la rasante de la nueva glorieta.



		TEMPERATURA		19°C
Coordenadas ETRS-89 H29				
NUMERO	X	Y	Z	
1	654920.85	4126956.30	52.60	
E	654963.61	4126935.64	51.54	
2	655012.51	4126912.44	51.10	

PLANTA	I	47.49
	D	54.12
ALZADO	A	12.82
	B	11.27
	he	9.81
	C	13.41
	J	14.96

Actualmente la línea eléctrica presenta una cota de 10,24 metros respecto al terreno natural, en la zona donde está previsto el cruce con la calzada anular de la glorieta. Además, la calzada anular se diseña 3,81 m eleva respecto al terreno natural, por lo que una vez finalizadas las obras el gálibo libre de la línea eléctrica a la rasante de la glorieta será de 6,43 m.

De acuerdo con lo especificado en el "Reglamento Técnico de Líneas Eléctricas Aéreas de Alta Tensión", Decreto del Ministerio de Industria 315/1968, BOE 27.12.68, con objeto de evitar contactos accidentales, la distancia mínima de la rasante de la glorieta a la línea eléctrica ha de ser:

$$D > 3,3 + U/100, D \text{ en m.}$$

$$(D_{\text{mínimo}}) = 7,00 \text{ m}$$

U = Tensión nominal de la línea en kV

Siendo la tensión nominal de la línea de 15 kV, el gálibo vertical mínimo entre la rasante de la glorieta y la línea eléctrica ha de ser mayor o igual a 7,00 m. Dado que la definición de la glorieta oeste del enlace de Lepe se ha realizado con un galibo vertical de 6,43 m respecto a la línea, ésta se verá afectada por el diseño de las obras.

Por otra parte, el poste donde se ubica el transformador tampoco cumple con las distancias mínimas a borde de explanación, 8,00 m, a borde de calzada, 22,50 m, y centro de calzada, 25,00 m, establecidas en el "Reglamento Técnico de Líneas Eléctricas Aéreas de Alta Tensión".

Teniendo en cuenta lo anteriormente expuesto se hace necesario modificar la configuración actual del servicio. Se plantea la sustitución de 98 metros de línea aérea por una canalización subterránea entubada de 115 metros, situando el transformador en un armario a cota de terreno, aproximadamente coincidiendo con su situación actual.

La canalización quedará constituida por dos tubos de polietileno de 160 mm de diámetro, embebidos en un dado de hormigón HM-20 de 30 cm de altura y debidamente enterrados en zanja. En uno de los tubos se instalará el circuito y el segundo quedará de reserva.

La zanja tendrá una anchura de 0,35 m para la colocación de los dos tubos de 160 mm de diámetro y una profundidad de 0,80 m. La zanja se rellenará con hormigón HM-20 hasta 30 cm por encima de la solera. El resto de zanja se rellenará con suelo seleccionado compactado hasta el 95% del próctor modificado.

En la capa de suelo seleccionado y a una distancia mínima de la rasante de 0,10 m se colocará una cinta de señalización como advertencia de la presencia de cables eléctricos.

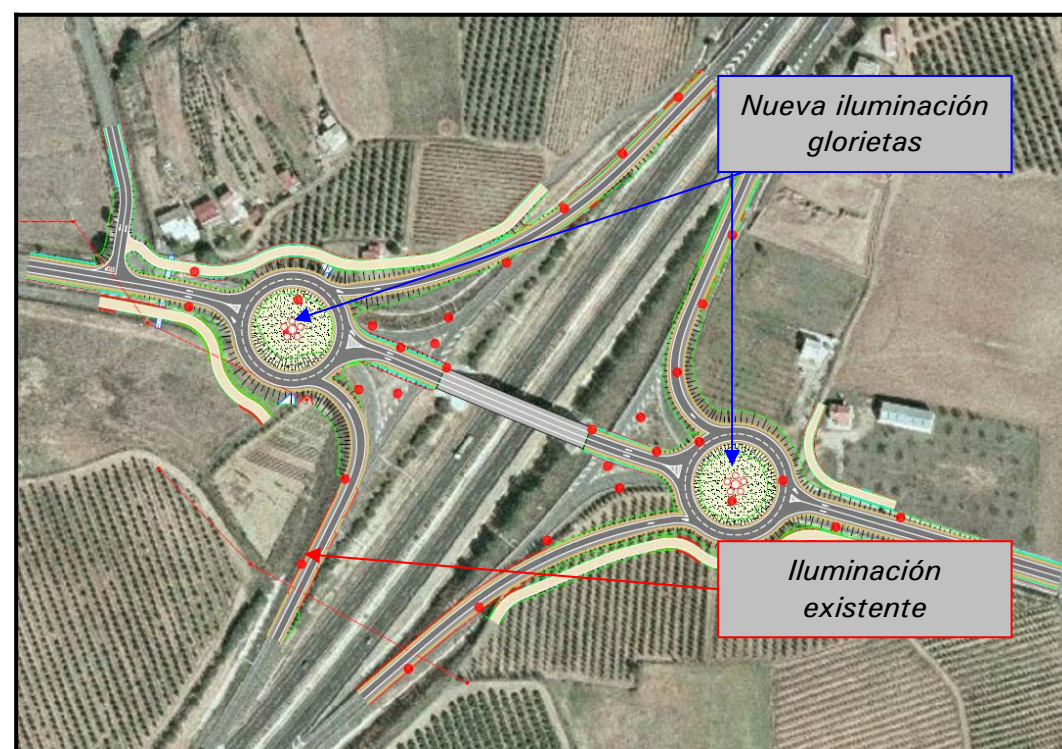
En la unión del cable subterráneo con la línea aérea se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:

- Debajo de la línea aérea se instalará un juego de cortacircuitos fusible-seccionador de expulsión o seccionadores unipolares de intemperie de las características necesarias, de acuerdo con la tensión de la línea y la nominal del cable. Asimismo se instalarán sistemas de protección contra sobretensiones de origen atmosférico a base de pararrayos de óxido metálico. Estos pararrayos se conectarán directamente a las pantallas metálicas de los cables y entre sí, la conexión será lo más corta posible y sin curvas pronunciadas.
- A continuación de los seccionadores, se colocarán los terminales de exterior que corresponda a cada tipo de cable.
- El cable subterráneo, en la subida a la red aérea, irá protegido con un tubo de acero galvanizado, que se empotrará en la cimentación del apoyo, sobresaliendo por encima del nivel del terreno un mínimo de 2,5 metros. En el tubo se alojarán las tres fases y su diámetro interior será 1,5 veces el de la terna de cables, con un mínimo de 15 cm.
- En caso de que la línea disponga de cables de control, la subida a la red aérea, irá protegida con un tubo de acero galvanizado, que terminará en la arqueta para comunicaciones situada junto a la cimentación del apoyo.



#### 16.4.2.- Iluminación

En las obras de remodelación del enlace de Lepe-Oeste se produce la afección a báculos de iluminación, que serán repuestos y recolocados tras la finalización de las obras.



Montaje de Planta general de la actuación proyectada y foto aérea con la situación de los báculos de iluminación afectados

La remodelación del enlace de Lepe supondrá la afección a un total de 34 báculos de iluminación, algunos aunque no interfieren con el trazado de los nuevos viales, es necesario reubicarlos para adaptar la separación entre báculos al nuevo diseño del enlace.

La reposición de la red de alumbrado consistirá en primer lugar en la retirada de todos los báculos y luminarias afectados, incluida la cimentación formada por un dado de hormigón, para una vez acabados los trabajos correspondientes a la mejora del enlace, reubicar los báculos con objeto de dotar al nuevo diseño de una iluminación adecuada. En segundo lugar, la reposición de la red de alumbrado requerirá de la ejecución de una nueva canalización eléctrica de alumbrado, entre los diferentes báculos repuestos.

El suministro de energía eléctrica a la nueva red de alumbrado público, se realizará desde el actual transformador que quedará reubicado en una caseta prefabricada al sureste de la glorieta Oeste del enlace. El centro de mando de la instalación de iluminación también quedará ubicado en su posición actual, sobre el talud del relleno del margen izquierdo del ramal de incorporación a la autovía en sentido Sevilla – LF Portuguesa.

La sustitución de las intersecciones en "T" por glorietas supondrá el desmontaje y no reposición de los báculos numerados como 27, 28, 29 y 30.

Para la iluminación de las nuevas glorietas se proyectan dos báculos centrales de 20 m de altura con corona móvil y capacidad para 5 proyectores.

En el ramal de acceso a la autovía, sentido Sevilla – LF Portugal, los báculos actuales presentan una implantación unilateral, situándose en el margen derecho con una separación entre báculos de 27 m. La remodelación de este ramal supondrá el desmontaje de los báculos numerados como 1, 2 y 3 y su posterior montaje manteniendo la separación de 27 m.

En el ramal de salida de la autovía, sentido LF- Portugal - Sevilla, los báculos actuales presentan una implantación unilateral, situándose en el margen derecho con una separación entre báculos de 27 m. La remodelación de este ramal supondrá el desmontaje de los báculos numerados como 4, 5, 6 y 7 y su posterior montaje manteniendo la separación de 27 m.

En el ramal de entrada a la autovía, sentido LF- Portugal - Sevilla, los báculos actuales presentan una implantación unilateral, situándose en el margen derecho con una separación entre báculos de 21,5 m. La remodelación de este ramal supondrá el desmontaje de los báculos numerados como 8, 9, 10 y 11 y su posterior montaje manteniendo la separación de 21,5 m.

En el ramal de salida de la autovía, sentido Sevilla – LF Portugal, los báculos actuales presentan una implantación unilateral, situándose en el margen derecho con una separación entre báculos de 23,5 m. La remodelación de este ramal supondrá el desmontaje de los báculos numerados como 12, 13, 14, 15, 16 y 17 y su posterior montaje manteniendo la separación de 23,5 m.

En la variante de la carretera HU-4400, los báculos actuales presentan una implantación bilateral, situándose a ambos márgenes de la carretera 30 m. La remodelación de este vial supondrá el desmontaje de los báculos numerados como 18, 19, 20 y 21 y su posterior montaje manteniendo la separación de 30 m.

En la variante de la carretera N-445, los báculos actuales presentan una implantación a tresbolillo en los metros más próximos a la intersección en "T", con una separación de 17 m, para luego adoptar una implantación unilateral, situándose en el margen derecho de la carretera a 30 m. La remodelación de este vial supondrá el desmontaje de los báculos numerados como 22, 23, 24, 25 y 26 y su posterior montaje manteniendo la separación de 17 - 30 m.

En el vial del paso superior sobre la autovía A-49, los báculos actuales presentan una implantación unilateral con una separación de 14 m. La remodelación de este vial supondrá el desmontaje de los báculos numerados como 31, 32, 33, y 34 y su posterior montaje manteniendo la separación de 14 m.

##### 16.4.2.1.- Cálculo de la red de alumbrado

###### Geometría de la instalación

En el centro de las glorietas se disponen torres con 5 proyectores de 600 W y 20 m de altura.

Fijación de parámetros fotométricos

Se diseñan como fuentes luminosas lámparas de vapor de sodio alta presión de 33.000, 55.000 y 90.000 lúmenes de flujo unitario respectivamente. Serán tubulares y la ampolla de estas será de color transparente.

Las luminarias llevarán incorporado el equipo de encendido de vapor de sodio de alta presión de 600 W y presentarán un grado de protección conjunto IP-66.

Niveles de iluminación

Se ha conseguido un nivel medio de entre 25 y 50 lux con uniformidades medias aceptables.

Factor de mantenimiento

Se ha considerado un factor de mantenimiento global de 0,85.

Factor de reflexión de superficie

Se ha considerado un factor de reflexión de superficie de 0,30.

Niveles de servicio

Son los resultantes de multiplicar el valor de iluminación media de cada equipo por el factor de conservación total.

Cálculos luminotécnicos

El resultado de los cálculos luminotécnicos y los diagramas de distribución de iluminancia pueden verse en el apéndice 1 de este anejo.

Cálculo de los circuitos de alimentación

Se ha procedido al dimensionamiento de los circuitos de alimentación utilizando la fórmula de cálculo de la caída de tensión basada en el mínimo volumen de cobre necesario y suponiendo que la alimentación se hace en cada caso desde en C.T. correspondiente.

El factor de potencia empleado para el cálculo ha sido de 0,95 y la potencia nominal de la lámpara se ha multiplicado previamente por 1,80 de acuerdo con el apartado 1.2.2 de la Instrucción M.I. BT 009 debido al equipo auxiliar encendido AF en el momento del arranque.

El factor de corrección usado para calcular la intensidad admisible de los conductores unipolares de cobre y aislamiento de PVC para 0,6/1 kV al ir bajo tubo, será de 0,80 según se especifica en el punto 4.3 del Anexo MI BT 007.

La intensidad valdrá:

$$I = \frac{1,80 \cdot P}{V \cdot fdp \cdot \sqrt{3}}$$

Donde:

- I= Intensidad en amperios
- P= Potencia en vatios
- V= Tensión en voltios
- fdp= Factor en potencia (0,95)

y la intensidad admitida por el conductor:

$$I_{ad} = I_n \cdot 0,80$$

Con lo que, para los conductores a usar, será de:

SECCIÓN	$I_{no\ min\ al}$	$I_{admisible}$
6 mm <sup>2</sup>	63	50,4
10 mm <sup>2</sup>	85	68,0
16 mm <sup>2</sup>	110	88,0
25 mm <sup>2</sup>	140	112,0
35 mm <sup>2</sup>	170	136,0
50 mm <sup>2</sup>	200	160,0

La caída de tensión se obtiene de la expresión:

$$E_v = \frac{I \cdot L \cdot \sqrt{3}}{C \cdot S}$$

Donde:

- I= Intensidad en amperios
- L= Longitud de conductor en metros
- C= Conductividad del Cobre (56)
- S= Sección del conductor en mm<sup>2</sup>

**16.4.2.2.- Cálculo de las cimentaciones**

**16.4.2.2.1 Características de las columnas**

Las columnas proyectadas tendrán las siguientes características:

Columnas de 10 a 12 m:

- Altura máxima: 12 m

- Sección troncocónica de Ø 60 mm en punta y Ø120 mm y espesor de 4,0 mm
- Luminaria horizontal de peso unitario 6 kg y área proyectada efectiva 0,160 m<sup>2</sup>
- Placa base: 400 x 400 x 10 mm, separación entre pernos 285 x 285 mm de chapa de acero con refuerzo anular y cartelas
- Brazo de conexión a luminaria 45 kg
- Fuste de chapa de acero al carbono acabado galvanizado

Columnas de 20 m:

- Altura máxima: 20 m
- Sección poligonal de 220 mm en punta y 1000 mm en base y espesor de 4,0 mm
- 5 Proyectoros de peso unitario 18 kg y área proyectada efectiva 0,162 m<sup>2</sup>
- Placa base: Ø1200 mm, con 12 pernos en corona circular
- Fuste de chapa de acero al carbono acabado galvanizado

Material	Módulo de Elasticidad	Módulo de Poisson	Límite elástico	Carga de Rotura	Alargamiento Rotura
Acero galvanizado	210.000 MPa	0.30	255 MPa	420 MPa	24,0%

**16.4.2.2.2 Método de cálculo**

La reglamentación que se ha utilizado para los cálculos es la siguiente:

- Norma Básica Edificación AE-88.
- Norma Básica Edificación EA-95.
- Norma UNE-EN 40-3-1.
- Norma UNE-EN 40-3-3.
- Norma UNE-ENV 1991-1-1.
- Orden Circular 36/2015 sobre criterios a aplicar en la iluminación de carreteras a cielo abierto y túneles. Tomo I. Recomendaciones para la iluminación de carreteras a cielo abierto.

Conforme a la Orden Circular 36/2015 sobre criterios a aplicar en la iluminación de carreteras a cielo abierto y túneles. Tomo I. Recomendaciones para la iluminación de carreteras a cielo abierto las dimensiones para una columna de 12 m deben ser de 0,90 x 0,90 x 1,20 m mientras que para columnas de altura superior a 14 m debe realizarse una comprobación de las dimensiones, por lo tanto se comprueba la seguridad de las cimentaciones diseñadas para las columnas de 20 m y 12 m.

Para determinar las cargas características a las que se someten las columnas y sus luminarias, se tendrán en cuenta tanto su peso propio como la acción del viento.

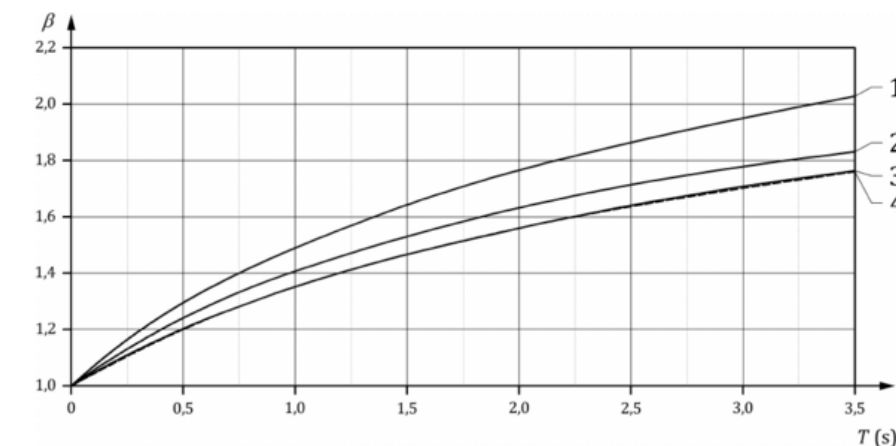
CARGAS DINÁMICAS

$$q(z) = \delta \cdot \beta \cdot f \cdot C_e(z) \cdot q(10)$$

Donde:

$\delta$ : es un coeficiente función de la altura del báculo o columna. Igual a 1-0.01.h, siendo 0,88 para las columnas de 12 m y 0,80 para las de 20 m.

$\beta$ : es un coeficiente función del comportamiento dinámico de la columna. Depende del periodo básico de vibración y la amortiguación del sistema. Se adopta 2,02



**Key**  
 1 metal  
 2 prestressed concrete  
 3 reinforced concrete  
 4 fibre reinforced polymer composite

Figure 1 — Coefficient  $\beta$  for the dynamic behaviour of columns

F: es un coeficiente topográfico. Se adopta 1, salvo que la topografía sea significativa.

$C_e(z)$ : es un coeficiente dependiente del terreno y de la altura sobre el nivel del suelo. Los báculos se instalarán en un terreno de categoría 3 (EN-UNE 40-3-1:2013) lo que para una altura de 20 m supone un coeficiente de 2,28 y 1,91 para 12 m.

Category	Description
I	Rough open sea, lake shore with at least 5 km upwind. Smooth flat country without obstacles.
II	Farmland with boundary hedges, occasional small farm structures, houses or trees.
III	Suburban or industrial areas and permanent forests
IV	Urban areas in which at least 15% of the surface is covered with buildings and their average exceeds 15m

Table 1- Description of terrain category



Height above ground z(m)	Terrain category			
	I	II	III	IV
20	3,21	2,81	2,28	1,72
19	3,17	2,77	2,24	1,69
18	3,14	2,74	2,20	1,65
17	3,10	2,70	2,16	1,60
16	3,07	2,66	2,11	1,56
15	3,03	2,62	2,07	1,56
14	2,98	2,57	2,02	1,56
13	2,94	2,52	1,96	1,56
12	2,89	2,47	1,91	1,56
11	2,83	2,41	1,85	1,56
10	2,78	2,35	1,78	1,56
9	2,71	2,29	1,71	1,56
8	2,64	2,21	1,63	1,56
7	2,57	2,13	1,63	1,56
6	2,48	2,04	1,63	1,56
5	2,37	1,93	1,63	1,56
4	2,25	1,80	1,63	1,56
3	2,09	1,80	1,63	1,56
2	1,88	1,80	1,63	1,56
1	1,88	1,80	1,63	1,56

Q (10) es la presión del viento de referencia en N/m<sup>2</sup>, que se determina por la expresión:

$$q(10) = 0,5 \cdot \rho \cdot C_s^2 \cdot v_{ref}^2$$

Donde:

- ρ: es la densidad del aire de 1,25 kg/m<sup>3</sup>
- C<sub>s</sub>: es un coeficiente que para un T = 25 años es de 0.96
- v<sub>ref</sub>: es la velocidad de referencia

A partir de la presión del viento se determina la fuerza que ejerce multiplicándola por la superficie proyectada y un factor de forma c, que depende de la forma y del Número de Reynolds. Para determinar la fuerza ejercida sobre los proyectores se empleará la Norma Básica de la Edificación AE-88.

Conforme al procedimiento anterior, para una altura de 11 a 30 m se considera una presión dinámica (presión de referencia) de 75 kg/m<sup>2</sup>. (Tabla 5.1 AE-88), equivalente a 750 N/m<sup>2</sup>.

La presión del viento será de:

Columnas de 12 m  $q(12) = 0,88 \cdot 2,02 \cdot 1,00 \cdot 1,56 \cdot 750 = 2.079 \text{ N/m}^2$   
 Columnas de 20 m  $q(20) = 0,80 \cdot 2,02 \cdot 1,00 \cdot 2,28 \cdot 750 = 2.763 \text{ N/m}^2$

La fuerza horizontal del viento se calcula con la siguiente fórmula:

$$F_c = A_c \cdot c \cdot q(z)$$

Donde:

A<sub>c</sub>: es el área proyectada, en m<sup>2</sup>, sobre un plano vertical normal a la dirección del viento

c: es el coeficiente de forma

El coeficiente de forma c, presente en la ecuación, será calculado con base en la normativa UNE-ENV 1991-2-4:1995, apartado 10.5, donde se puede ver como calcular el coeficiente de forma para elementos estructurales de sección rectangular.

El coeficiente de forma c para elementos estructurales de sección rectangular y con el viento soplando perpendicularmente a una de las caras será:

$$C_f = C_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda$$

Donde:

C<sub>f,0</sub>: es el coeficiente de fuerza de secciones rectangulares con bordes cortantes y esbeltez λ infinita (λ = l/b, l = longitud, b = anchura del elemento) Para d=b, se obtiene C<sub>f,0</sub> = 2,1

La cual permite buscar el valor c<sub>f,0</sub> de la grafica siguiente:

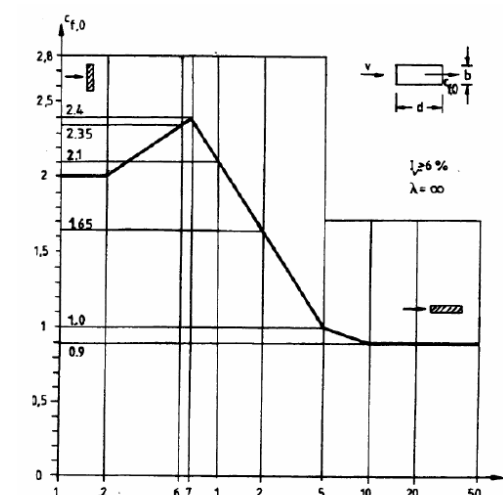


Figura A.1: Gráfico d/b - c<sub>f,0</sub>

ψ<sub>r</sub>: es el factor de reducción para secciones cuadradas con bordes redondeados, dependiendo del número de Reynolds. Se considera 1.

$\psi_\lambda$ : es el factor de reducción para elementos de esbeltez finita. Para  $\lambda = l/b$ , igual a  $2000/220 = 9,10$  para columnas de 20 m y  $1200/60 = 20$  para columnas de 12 m de la gráfica se obtiene para  $\varphi = 0,70$  y  $0,77$  respectivamente)

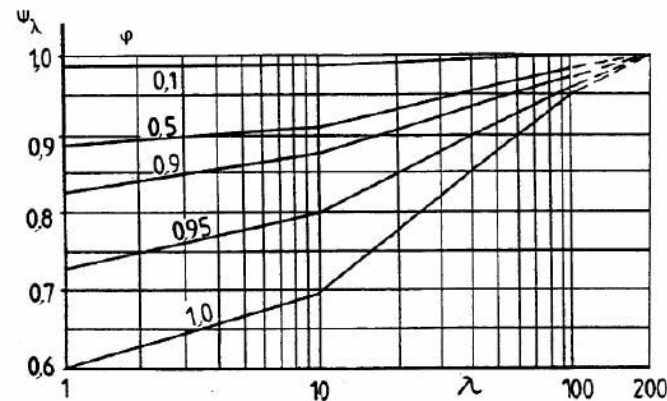


Figura A.2: Gráfico  $\psi_\lambda - \lambda$

De modo que el coeficiente de forma será:

Columnas de 12 m  $C_f = 1,617$   
 Columnas de 20 m  $C_f = 1,470$

De modo que la fuerza ejercida sobre la columna y las luminarias será:

Columnas de 12 m + 1 luminaria  $F_c = 2079 \text{ N/m}^2 \cdot 1,617 \cdot (0,95 + 0,16) = 5104,93 \text{ N}$   
 Columnas de 20 m  $F_c = 2763 \text{ N/m}^2 \cdot 1,470 \cdot (1,20 + 3 \cdot 0,162) = 6847,87 \text{ N}$

Los coeficientes de mayoración a emplear serán 1,20 para cargas permanentes (peso propio) y 1,40 m para cargas variables (acción el viento).

**CARGAS ESTÁTICAS**

Las cargas permanentes son las asociadas al peso propio de las luminarias y los brazos que son los que generarán fuerzas desestabilizadoras en la cimentación, y se consideran actuando en los centros de gravedad de los brazos y a una distancia de la conexión de la luminaria igual a 0,40 m su longitud total.

Para un brazo de 45 kg 470,4N a 0,25 m  
 Para luminaria en columna de 12 m 58,80 N a 0,50 m  
 Para un proyector en columna de 20 m 176,40 N a 0,25 m

Los coeficientes de mayoración a emplear serán 1,20 para cargas permanentes (peso propio) y 1,40 m para cargas variables (acción el viento).

**MOMENTOS FLECTORES**

$$M = F \cdot b$$

F: es la fuerza aplicada en N  
 B: es la distancia desde el punto de aplicación de la fuerza hasta el eje de rotación

Para dimensionar la cimentación se usará la ecuación de equilibrio de Sultzberger, que considera:

- Resistencia del terreno nula en superficie y crece proporcionalmente a la profundidad de la excavación
- El tipo de terreno está caracterizado por esta resistencia a una profundidad de 2 m
- El macizo de hormigón gira en un punto situado a 2/3 de su altura
- El momento estabilizador debe ser superior al del vuelco afectado por un coeficiente de seguridad de 1,5 en hipótesis normales y 1,2 en hipótesis anormales

- El momento al vuelco:

$$M_v = F (H + 2/3h)$$

- Momento estabilizador que se opone al vuelco tiene dos componentes:

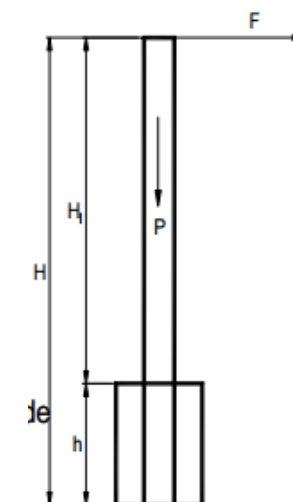
- o Reacciones horizontales del terreno

$$M_1 = b \cdot h^3 \cdot ct \cdot \tan(\alpha) / 36$$

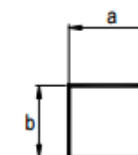
- o Reacciones verticales del terreno

$$M_2 = P \cdot a \cdot (1/2 - 2/3 \cdot (P/2 \cdot a^3 \cdot ct \cdot \tan(\alpha))^{0.5})$$

Donde:



$$C_t = \frac{C_t \left( \frac{\text{daN}}{\text{m}^3} \right)}{2(\text{m})} \cdot h(\text{m}) = \frac{C_t \left( \frac{\text{daN}}{\text{cm}^3} \right) 10^6}{2(\text{m})} \cdot h \cdot (\text{m})$$



- F: esfuerzo nominal del apoyo en daN.
- h: altura libre del apoyo en m.
- t: profundidad libre del apoyo en m.
- P: peso del conjunto macizo en daN.
- a: anchura de la cimentación en m.
- b: espesor de la cimentación en m.
- C't: coeficiente de compresibilidad del terreno a t metros de la profundidad en daN/cm·cm<sup>2</sup>.
- Ct: coeficiente de compresibilidad del terreno a 2 metros de la profundidad en daN/cm·cm<sup>2</sup> (que es dado en el reglamento)
- tg α: 0,01 correspondiente al ángulo máximo de giro macizo

Naturaleza del terreno	Peso específico aparente Tn/m <sup>3</sup>	Ángulo de talud natural Grados sexag.	Carga admisible daN/cm <sup>2</sup>	Coefficiente de rozamiento entre cemento y terreno al arranque Grados sexag.	Coefficiente de compresibilidad a 2 m de profundidad daN/cm <sup>2</sup> (b)
I. Rocas en buen estado: Isótropas			30-60		
II. Terrenos no coherentes: Estratificadas (con algunas grietas)			10-20		
a) Gravera arenosa (mínimo 1/3 de volumen de grava hasta 70 mm de tamaño)	1,80-1,90		4-8	20°-22°	
b) Arenoso grueso (con diámetros de partículas entre 2 mm y 0,2 mm)	1,60-1,80	30°	2-4	20°-25°	8-20
c) Arenoso fino (con diámetros de partículas entre 2 mm y 0,2 mm)	1,50-1,60		1,5-3		
III. Terrenos no coherentes sueltos:					
a) Gravera arenosa	1,70-1,80		3-5		
b) Arenoso grueso	1,60-1,70	30°	2-3		
c) Arenoso fino	1,40-1,50		1-1,5		8-12
IV. Terrenos coherentes (a):					
a) Arcilloso duro	1,80		4	20°-25°	10
b) Arcilloso semiduro	1,80	20°	2	22°	6-8
c) Arcilloso blando	1,50-2,00		1	14°-16°	4-5
d) Arcilloso fluido	1,60-1,70		-	0°	2-3
V. Fangos turbosos y terrenos pantanosos en general	0,60-1,1		(c)		(c)
VI. Terrenos de relleno sin consolidar	1,40-1,60	30°-40°	(c)	14°-20°	(c)

(a) Duro: Los terrenos con su humedad natural rompen difícilmente con la mano. Tonalidad en general clara.  
 Semiduro: Los terrenos con su humedad natural se amasan difícilmente con la mano. Tonalidad en general oscura.  
 Blando: Los terrenos con su humedad natural se amasan fácilmente, permitiendo obtener entre las manos cilindros de 3 mm de diámetro. Tonalidad oscura.  
 Fluido: Los terrenos con su humedad natural presionados en la mano cerrada fluyen entre los dedos. Tonalidad en general oscura.  
 (b) Puede admitirse que sea proporcional a la profundidad en que se considere la acción.  
 (c) Se determinará experimentalmente.

Aplicando la formulación y parámetros descritos anteriormente se comprueba la validez de las cimentaciones diseñadas:

H	12 m	
a	1 m	
b	1 m	
h	1,2 m	
1/3h	0,4 m	
2/3h	0,8 m	
<b>Fuerzas desestabilizadoras</b>		
Cargas horizontales		
Fviento	416,7730 daN	
Cmayoración	1,4	
<b>Fviento*</b>	<b>583,4822 daN</b>	<b>12,8 m</b>
Cargas verticales		
Peso brazo	47,0400 daN	
Cmayoración	1,2	
<b>Peso brazo*</b>	<b>56,4480 daN</b>	<b>0,25 m</b>
Peso luminaria	5,8800 daN	
Cmayoración	1,2	
<b>Peso luminaria*</b>	<b>7,0560 daN</b>	<b>0,5 m</b>
<b>Fuerzas estabilizadoras</b>		
Peso cimentación	2640 daN	
Peso columna	250,488 daN	
<b>Momento de vuelco</b>		
Por viento	7468,572 daNm	
Por peso brazo+luminaria	33,516000 daNm	
Coefficiente seguridad	1,5	
<b>Momento de vuelco*</b>	<b>11253,13 daN.m</b>	
<b>Momento estabilizador</b>		
Ct (terenos no coherentes)	8 daN/cm <sup>2</sup>	
Ct'	4800000 daN/cm <sup>3</sup>	
M1	9216 daN.m	
M2	2221,744 daN.m	
<b>Momento estabilizador</b>	<b>11437,744 kN/m</b>	
CUMPLE	SI	

H	20 m	
a	1,5 m	
b	1,5 m	
h	2,5 m	
1/3h	0,833333333 m	
2/3h	1,666666667 m	
<b>Fuerzas desestabilizadoras</b>		
Cargas horizontales		
Fviento	684,7000 daN	
Cmayoración	1,4	
<b>Fviento*</b>	<b>958,5800 daN</b>	
Cargas verticales		
Peso brazo	0,0000 daN	
Cmayoración	1,2	
<b>Peso brazo*</b>	<b>0,0000 daN</b>	
Peso luminaria	5,8800 daN	
Cmayoración	1,2	
<b>Peso luminaria*</b>	<b>7,0560 daN</b>	<b>0,25 m</b>
<b>Fuerzas estabilizadoras</b>		
Peso cimentación	12375 daN	
Peso columna	417,627 daN	
<b>Momento de vuelco</b>		
Por viento	20769,233 daNm	
Por peso brazo+luminaria	4,410000 daNm	
Coefficiente seguridad	1,5	
<b>Momento de vuelco*</b>	<b>31160,47 daN.m</b>	
<b>Momento estabilizador</b>		
Ct (terenos no coherentes)	8 daN/cm <sup>2</sup>	
Ct'	10000000 daN/cm <sup>3</sup>	
M1	65104,16667 daN.m	
M2	7833,355237 daN.m	
<b>Momento estabilizador</b>	<b>72937,5219 kN/m</b>	
CUMPLE	SI	

Conforme a la Orden Circular 36/2015 sobre criterios a aplicar en la iluminación de carreteras a cielo abierto y túneles. Tomo I. Recomendaciones para la iluminación de carreteras a cielo abierto las dimensiones para una columna de 12 m deben ser de 0,90 x 0,90 x 1,20 m mientras que para columnas de altura superior a 14 m debe realizarse una comprobación de las dimensiones.

### 16.4.3.- Conducción de riego

Las obras de remodelación del enlace de Lepe afectan a un tramo de 120 m de conducción de polietileno de baja densidad PE DN40 y a una válvula de parcela.

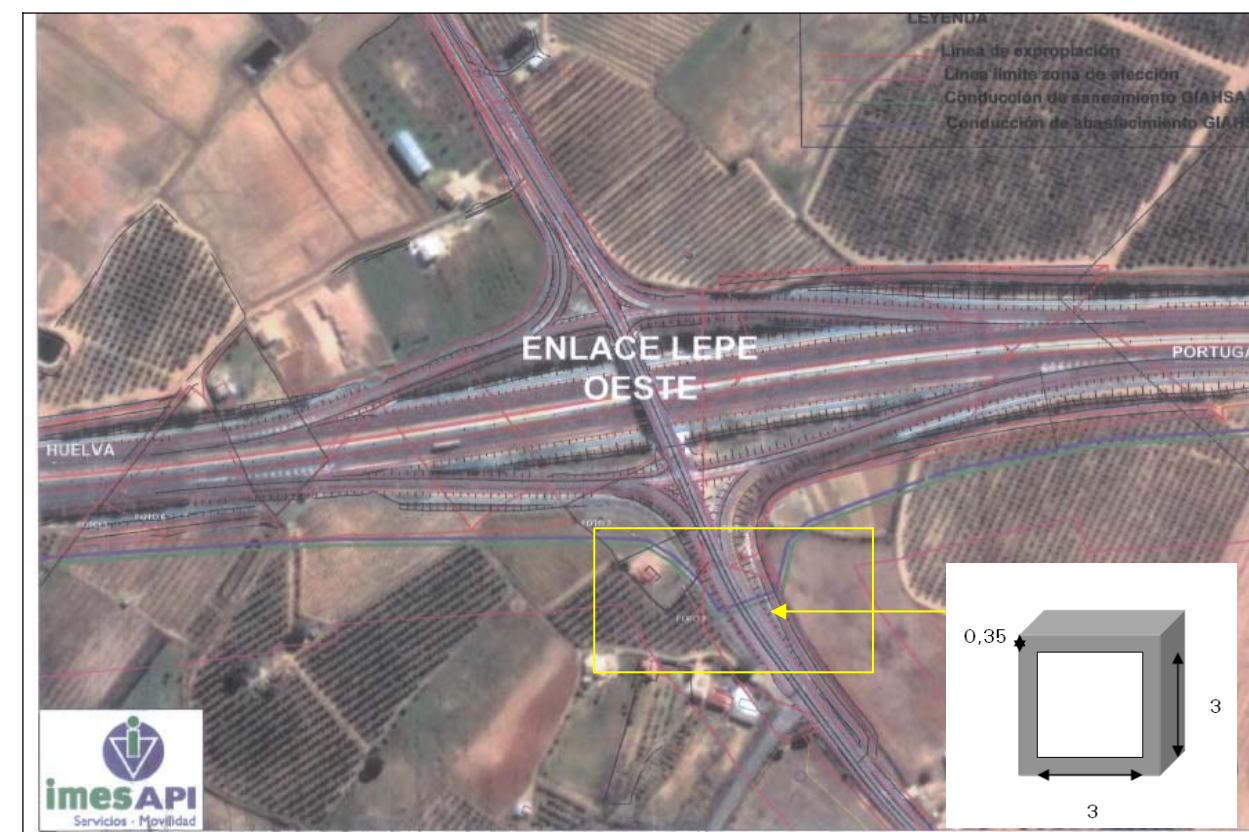
La reposición de este servicio se realiza definiendo un tramo de 80 m de longitud de nueva conducción, paralela al trazado del camino de servicio que da acceso a la parcela afectada, alojada en una zanja de 25 cm de base y 50 cm de altura. La tubería de tubería de polietileno baja densidad PE40, de 40 mm de diámetro nominal queda colocada en zanja sobre cama de arena, relleno lateral y superior hasta 10 cm por encima de la generatriz.



**16.4.4.- Marco para futuras instalaciones del Chare**

El trazado de las diversas instalaciones necesarias para el funcionamiento del Centro Hospitalario de Alta Resolución (CHARE) construido al suroeste del enlace de Lepe Oeste, interfiere con las nuevas obras proyectadas.

En la imagen siguiente se muestra el trazado previsto para las instalaciones y servicios del CHARE en la zona de implantación del nuevo enlace de Lepe Oeste.



*Plano facilitado por la Administración,  
con la situación aproximada de la estructura de paso de servicios*

Se proyecta, bajo la rasante de la carretera HU-4400, un marco de hormigón armado ejecutado "in situ" de dimensiones interiores 3,00 m x 3,00 m, con objeto de permitir el paso de las instalaciones y servicios previstos. Los cálculos estructurales se adjuntan en apéndice 4 de este anejo.

**16.5.- PLANOS**

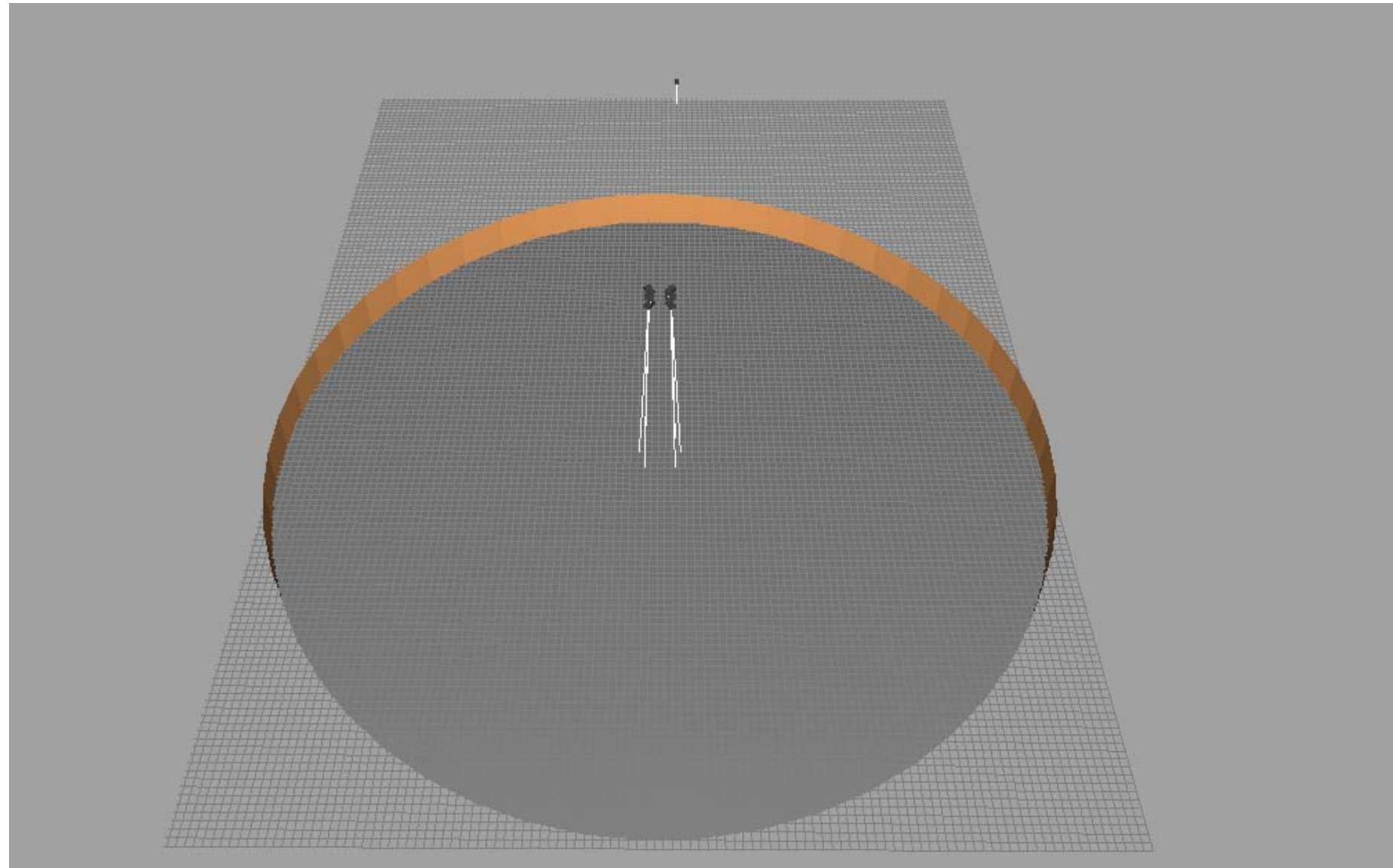
Los planos de servicios afectados se recogen en el *Documento Nº 2. Planos* de este proyecto. En ellos se presentan la situación actual y la reposición de los distintos servicios afectados.

---

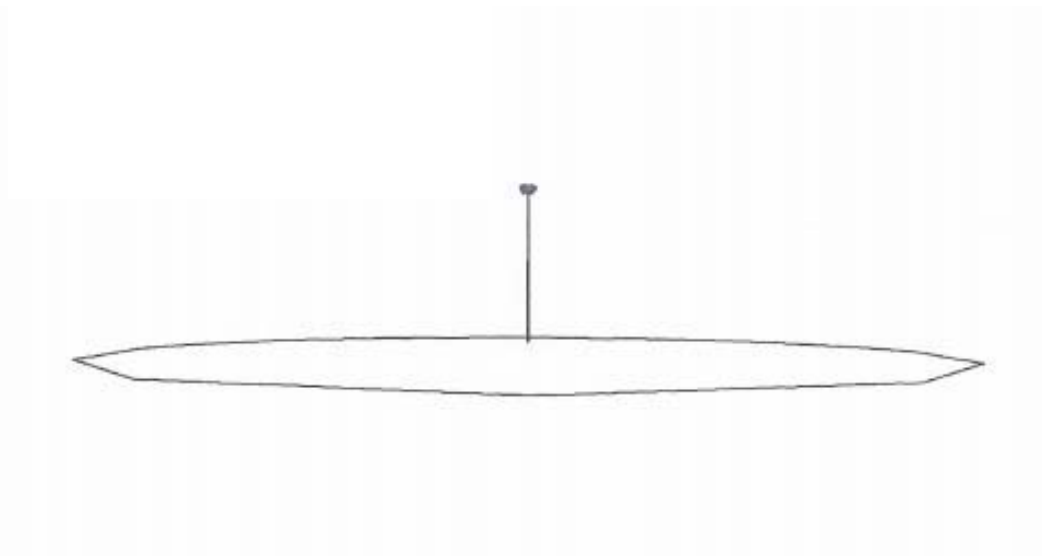
**APÉNDICE 1. CÁLCULOS DE ILUMINACIÓN**

---

AUTOVÍA A-49. ENLACE LEPE OESTE







**1.1 Información Área**

Superficie	Dimensiones (m)	Ángulo[*]	Color	Coefficiente Reflexión	Ium.Medio (lux)	Luminancia Media (cd/m²)
Suelo	68.50x68.50	Plano	RGB=128,128,128	40%	38	4.79

Dimensiones Paralelepípedo que incluye el Área [m]: 68,50x68,50x0,00  
 Rayita Puntos de Medida del Paralelepípedo [m]: dirección X 2,85 - Y 2,85  
 Potencia Específica del Plano de Trabajo [W/m²]: 0,822  
 Potencia Espec. de Iluminación del Pl. de Trab. [W/(m²\* 100lux)]: 2,187  
 Potencia Total [kW]: 3,000

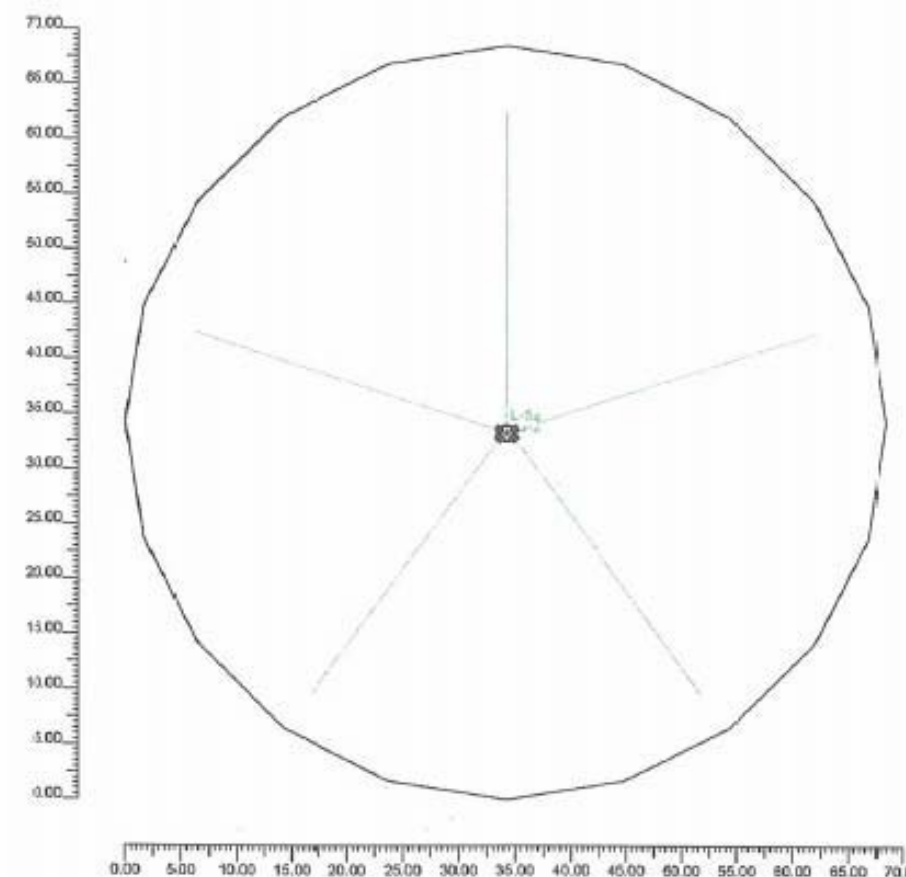
**1.2 Parámetros de Calidad de la Instalación**

Superficie	Resultados	Medio	Mínimo	Máximo	Min/Medio	Min/Máx	Medio/Máx
Plano de Trabajo(z=0.00 m)	Iluminancia Horizontal (E)	38 lux	20 lux	54 lux	0,53	0,37	0,70
Suelo	Iluminancia Horizontal (E)	38 lux	20 lux	54 lux	1:1,88	1:2,70	1:1,44
					0,53	0,37	0,70
					1:1,88	1:2,70	1:1,44

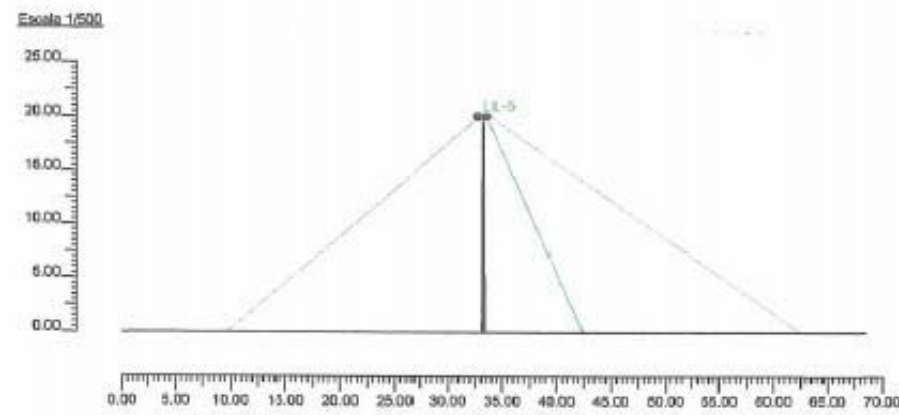
Tipo Cálculo: Solo Dir.

**2.1 Vista 2D en Planta**

Escala 1/500



2.2 Vista Lateral



3.1 Información Luminarias/Ensayos

Ref.	Línea	Nombre Luminaria (Nombre Ensayo)	Código Luminaria (Código Ensayo)	Luminarias N.	Ref.Lamp.	Lámparas N.
A	PRS	PRS-004 Vzap-600W/T (PHR-404/D Vzap-403W/T)	305.201 (300-5216 (D))	5	LMP-A	1

3.2 Información Lámparas

Ref.Lamp.	Tipo	Código	Flujo [lm]	Potencia [W]	Color [°K]	N.
LMP-A	Vzap-600 W/T-S	Vzap-600 W/T-S	90000	600	2000	5

3.3 Tabla Resumen Luminarias

Ref.	Lum.	On	Posición Luminarias X[m] Y[m] Z[m]	Rotación Luminarias X[°] Y[°] Z[°]	Código Luminaria	Factor Cons.	Código Lámparas	Flujo [lm]
A	1	X	33.60;34.60;20.00	55;0;72	305.201	0.85	Vzap-600 W/T-S	1*90000
	2	X	34.93;33.83;20.00	55;0;144		0.85		
	3	X	33.59;33.82;20.00	55;0;144		0.85		
	4	X	34.93;34.61;20.00	55;0;72		0.85		
	5	X	34.27;34.69;20.00	55;0;0		0.85		

3.4 Tabla Resumen Enfoques

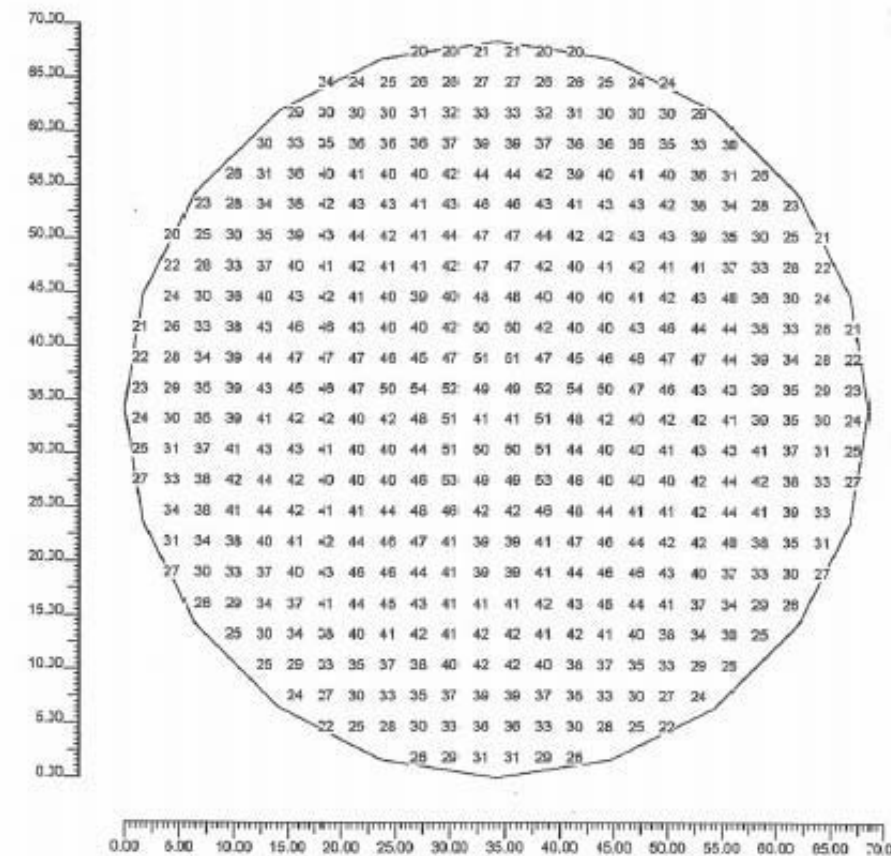
Torre	Fila	Columna	Ref. 2D	On	Posición Luminarias X[m] Y[m] Z[m]	Rotación Luminarias X[°] Y[°] Z[°]	Enfoques X[m] Y[m] Z[m]	R.Eje [°]	Factor Cons.	Ref.
			L-1	X	33.60;34.60;20.00	55;0;72	6.44;43.43;0.00	0	0.85	h
			L-2	X	34.93;33.83;20.00	55;0;144	51.72;10.72;0.00	0	0.85	h
			L-3	X	33.59;33.82;20.00	55;0;144	18.88;10.71;0.00	0	0.85	h
			L-4	X	34.93;34.61;20.00	55;0;72	62.08;43.44;0.00	0	0.85	h
			L-5	X	34.27;34.69;20.00	55;0;0	34.27;63.55;0.00	0	0.85	h

4.1 Valores de Iluminancia Horizontal sobre Plano de Trabajo

O (x0.00 y:1.00 z:0.00)	Resultados	Medio	Mínimo	Máximo	Min/Medio	Min/Máx	Medio/Máx
DX:2.85 DY:2.85	Iluminancia Horizontal (E)	36 lux	20 lux	54 lux	0.53	0.37	0.79
					1:1.88	1:2.70	1:1.44

Tipo Cálculo: Sólo Dir.

Escala 1/500



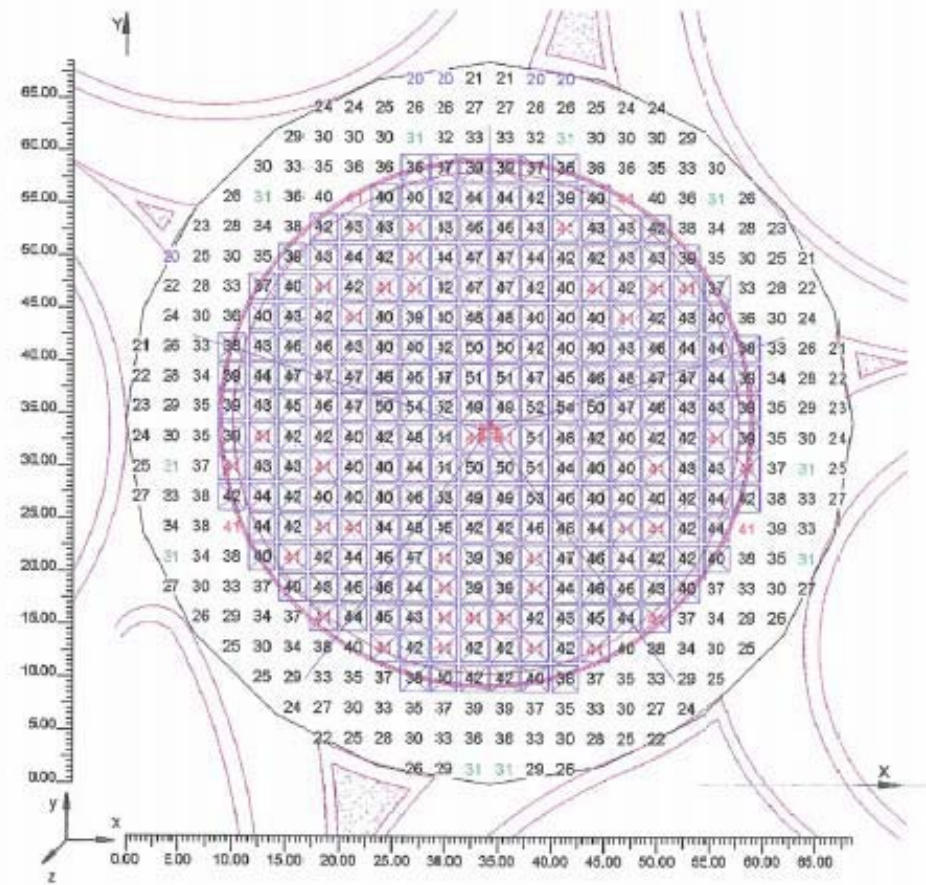
4.2 Valores de Iluminancia sobre room work plane

O (x:0.00 y:1.00 z:0.00)	Resultados	Medio	Mínimo	Máximo	Min/Medio	Min/Máx	Medio/Máx
OX:2.85 OY:2.85	Iluminancia Horizontal (E)	31 lux	20 lux	41 lux	0.65 1:1.53	0.48 1:2.07	0.74 1:1.36

Tipo Cálculo: Sólo Dir.

4.2 Valores de Iluminancia sobre room work plane

Escala 1/500

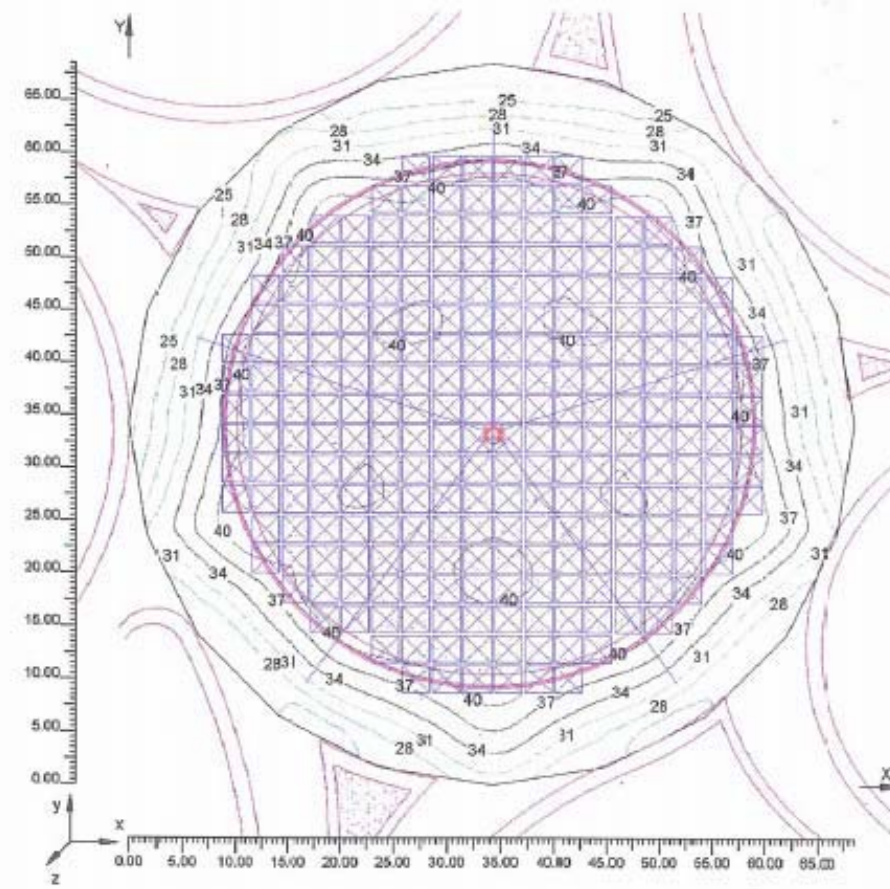


4.3 Curvas Isolux sobre room work plane 1

O (x:0.00 y:1.00 z:0.00)	Resultados	Medio	Mínimo	Máximo	Min/Medio	Min/Máx	Medio/Máx
OX:2.85 OY:2.85	Iluminancia Horizontal (E)	31 lux	20 lux	41 lux	0.65 1:1.53	0.48 1:2.07	0.74 1:1.36

Tipo Cálculo: Sólo Dir.

Escala 1/500



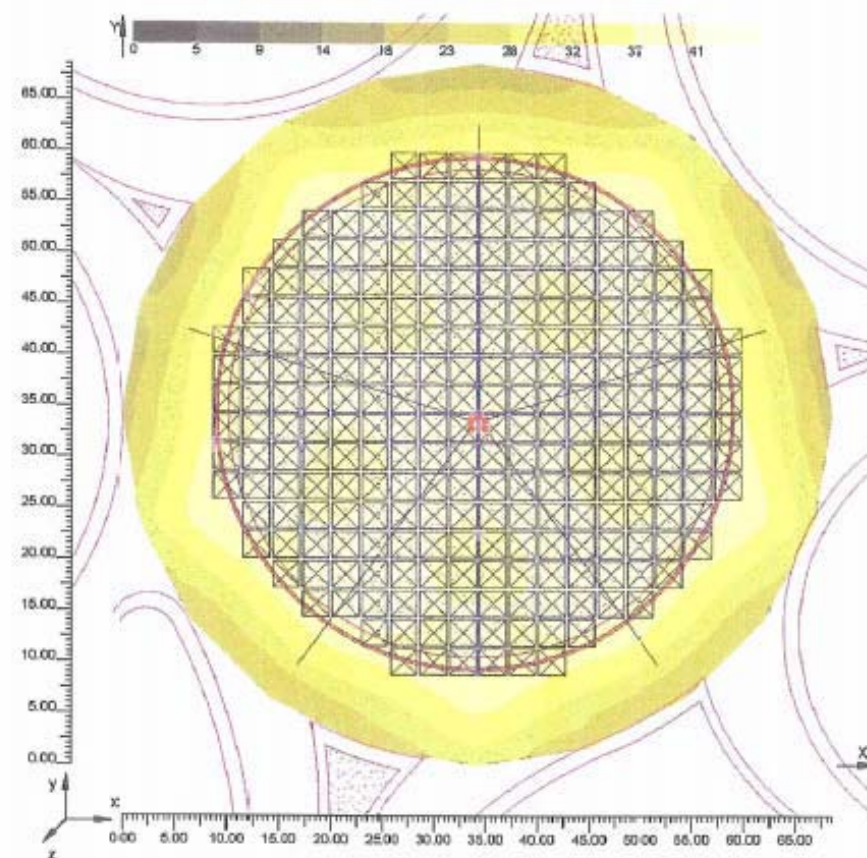


4.4 Diagrama de luminancia Spot sobre:room work plane 1 1

O (x:0.00 y:1.00 z:6.00)	Resultados	Medio	Mínimo	Máximo	Min/Medio	Min/Máx	Medio/Máx
DX:2.85 DY:2.85	Iluminancia Horizontal (E)	31 lux	20 lux	41 lux	0.65 1:1.53	0.48 1:2.07	0.74 1:1.36

Tipo Cálculo: Solo Dir.

Escala: 1/600

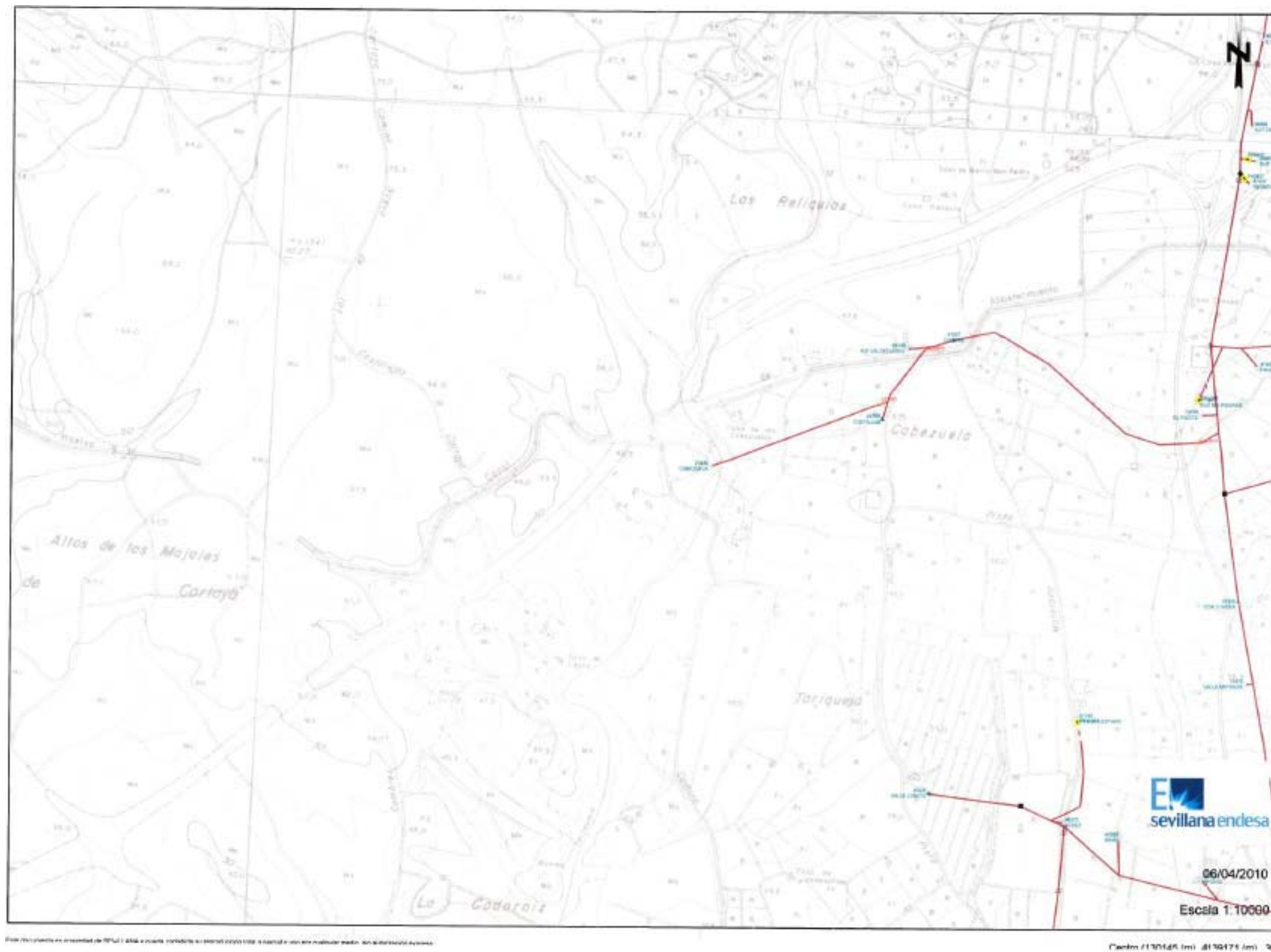


---

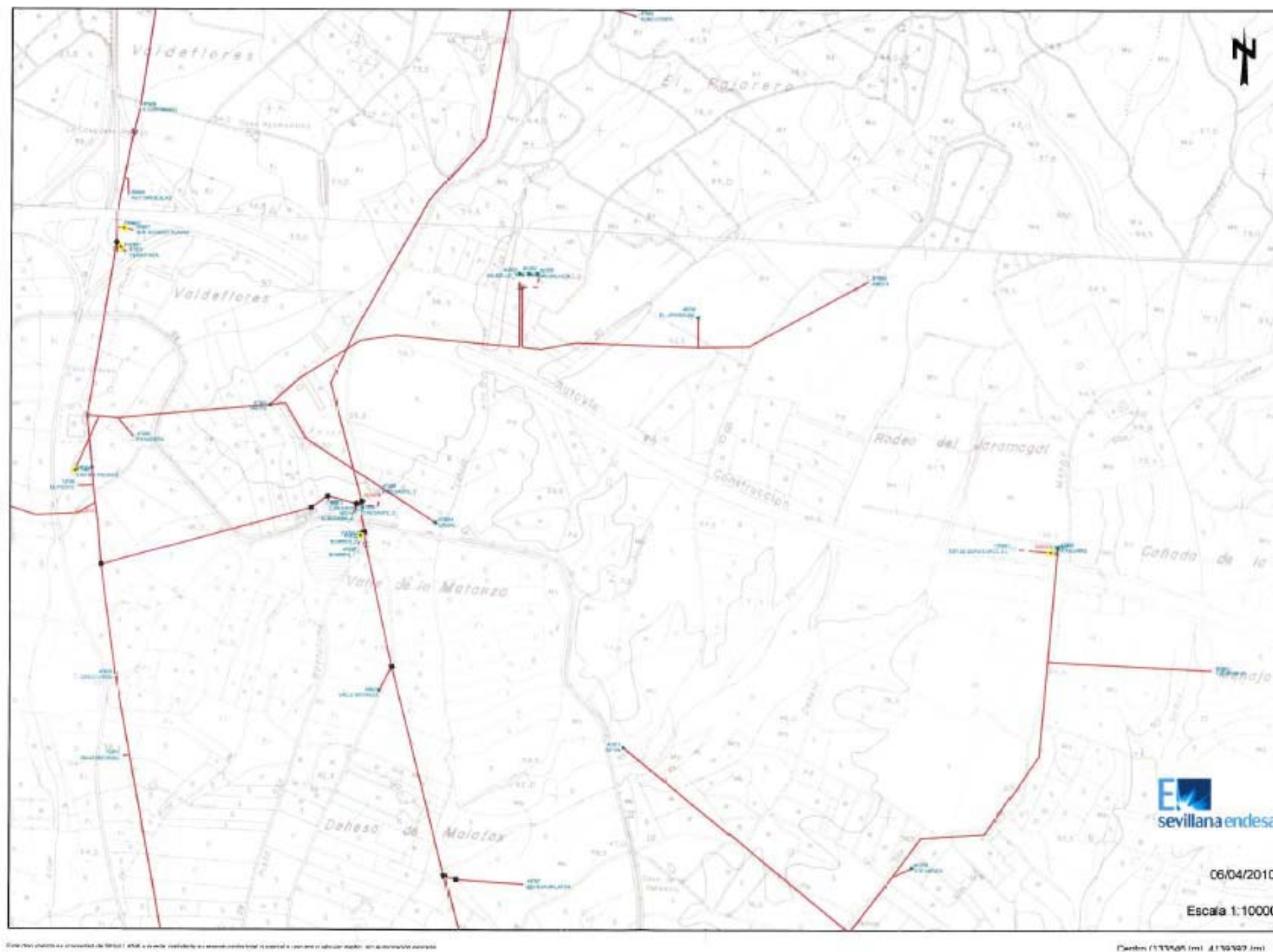
**APÉNDICE 2. PLANOS ENDESA**

---

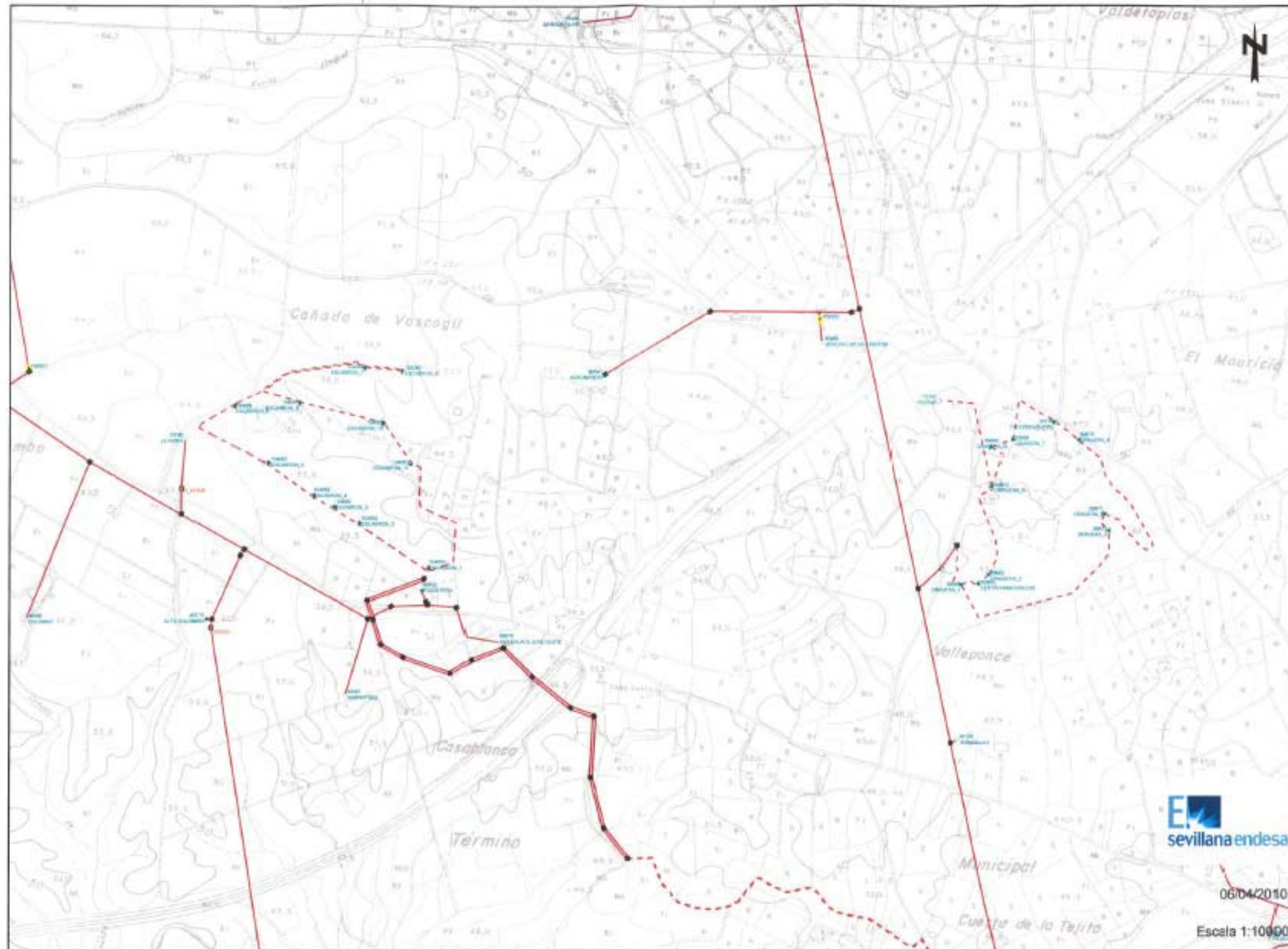
PP.KK. 88+000 – 117+100. AUTOVÍA A-49







ENLACE LEPE-OESTE. AUTOVÍA A-49



---

**APÉNDICE 3. INFRAESTRUCTURAS  
PIEDRAS-GUADIANA**

---





Servicios afectados por el Proyecto "Construcción de glorietas en el enlace tipo diamante. Autovía A-49, p.k. 117,00. Tramo: Enlace Huelva Norte-Enlace Lepe Oeste. Provincia de Huelva"



Plano nº 1

Autor:	
Fecha:	08/06/16
Escala:	1:10.000



---

**APÉNDICE 4. CÁLCULOS ESTRUCTURALES**

---

**Contenido**

1.- Cálculo de la sección del marco .....	2
1.1.- Normativa de referencia .....	2
1.2.- Programa y modelo de cálculo .....	2
2.- MATERIALES .....	6
2.1.- Hormigones .....	6
2.2.- Aceros .....	6
3.- ACCIONES CONSIDERADAS.....	7
3.1.- Acciones gravitatorias .....	7
3.2.- Empujes del terreno: situación estática y sísmica .....	9
3.3.- Acciones térmicas y reológicas: Juntas de dilatación. ....	11
3.4.- Coeficientes de ponderación de acciones.....	11
3.5.- Información geotécnica .....	11



## 1.- Cálculo de la sección del marco

### 1.1.- Normativa de referencia

La normativa básica empleada en el presente proyecto ha sido la siguiente:

- IAP-11: "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera"
- NCSP-07: "Norma de Construcción Sismorresistente de Puentes".
- EHE-08: "Instrucción para el Proyecto y la ejecución de obras de hormigón estructural".
- Guía de cimentaciones de obras de carretera (Ministerio de Fomento 2004)

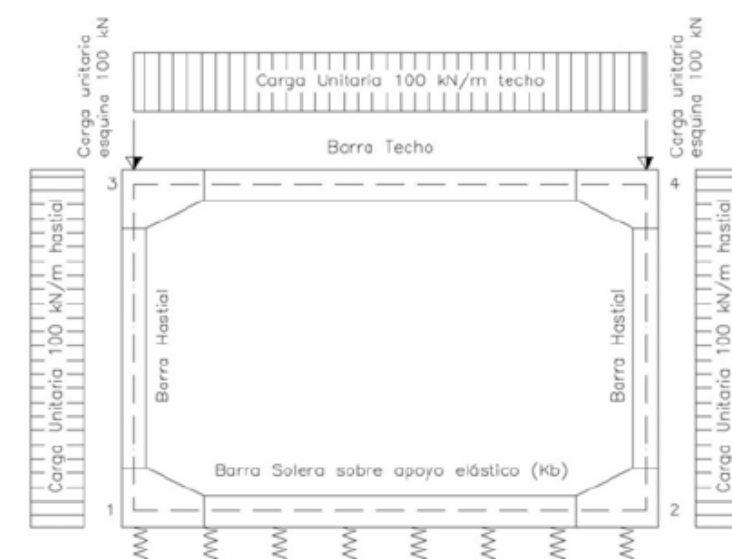
### 1.2.- Programa y modelo de cálculo

Para el cálculo de los marcos se ha utilizado un protocolo en hoja de cálculo de elaboración propia. Se expone a continuación la explicación del modelo que primero desarrolla la obtención de solicitaciones, y posteriormente realiza las comprobaciones resistentes.

Se trata de un modelo de cálculo matricial 2D desarrollado en hoja de cálculo, con elementos de 4 nudos y 12 GDL. El cálculo se realiza por ml de desarrollo, estimando para ello las rigideces de las cuatro barras. Para mejorar el modelo se considerado el tamaño extenso de los nudos de esquina, ya que los modelos comerciales presentan a veces chaflanes que mejoran su comportamiento. Se ha desarrollado un modelo estructural sencillo que considera el marco compuesto por esquinas rígidas que poseen deformación uniforme con tres grados de libertad en su plano (las traslaciones de nudo en ejes X e Y –U y V- y el giro rígido de la esquina – $\theta$ -), unidas por cuatro barras flexibles cuyas características mecánicas son las propias de una sección rectangular de canto igual espesor y de ancho unitario.



1. Según el esquema, una barra tipo posee 4 nudos (a, b, c, d), de los cuales las bielas a-b y c-d son rígidas, y solo es flexible la barra b-c. Sin embargo los nudos de cálculo son los a y d, que se ensamblan con el resto. En nuestro caso se ha supuesto que los nudos de cálculo se encuentran en las intersecciones de los ejes de los muros, estando las bielas rígidas representativas de los chaflanes, en prolongación de las flexibles. Otra singularidad del cálculo es el apoyo sobre medio elástico de la barra horizontal inferior. Es posible adaptar la matriz de rigidez de barra a esta situación, tal como se recoge en la literatura especializada. Desarrollos de las matrices de rigidez de barra exenta y barra apoyada en medio elástico se exponen en los listados para nuestro caso.
2. Una vez desarrolladas las matrices de rigidez de barras con las condiciones anteriores, el cálculo matricial se desarrolla de forma habitual. En este caso se ha aplicado cuatro hipótesis unitarias de 100 kn/ml aplicada en las barras verticales de hastiales, en el techo y 100 kN en los nudos de techo. Las hipótesis individuales se compondrán por combinación lineal de estas cargas unitarias por barras.



### 3. HIPÓTESIS INDIVIDUALES

Se han analizado las siguientes hipótesis individuales:

- H0 PESO PROPIO: Del marco de hormigón a partir de sus dimensiones geométricas con densidad 25 kN/m<sup>3</sup>.
- H1 EMPUJE DE TIERRAS (1): Correspondiente al relleno de tierras hasta techo exclusivamente, y aplicación del empuje al reposo. De acuerdo a las recomendaciones de la Guía de Cimentaciones, el diagrama de carga es uniforme, promediada en el alzado.
- H2 COMPACTADOR: Acción horizontal sobre uno de los hastiales exclusivamente de un compactador, cuya acción equivale a una sobrecarga uniforme enrasada con el techo de 20 kN/m<sup>2</sup>
- H3a PESO DE TIERRAS SOBRE TECHO: Correspondiente al relleno de tierras hasta coronación equivalente a la carga geoestática.
- H3b EMPUJE DE TIERRAS (2): Correspondiente a la acción horizontal sobre los hastiales del relleno anterior, calculada con empuje al reposo. Asimismo se considera una carga de valor uniforme promediada sobre los alzados.
- H4 SOBRECARGA DE TRÁFICO: Acción exclusivamente vertical sobre el techo del marco correspondiente a la acción de sobrecargas de IAP, calculada por promedio de carga móvil de carro según se explica en la exposición de acciones.
- H5 ROZAMIENTO NEGATIVO: Posible proyección negativa que actúa sobre la cubierta y los hastiales del marco, por asiento diferencial entre el marco y el resto del relleno.
- H6 EMPUJE SÍSMICO DEL TERRENO: Tal como se expone en el capítulo de "Acciones", la hipótesis sísmica de empuje del relleno de trasdós se introduce por hipótesis unitaria, de acuerdo al valor obtenido.

En los listados de cálculo se especifican los valores de presiones aplicadas sobre el marco de estas hipótesis, y los valores de las combinaciones lineales necesarias para transformar las cuatro hipótesis unitarias y en las siete individuales.

### 4. COMBINACIONES

Para establecer los ELU y los ELS se han establecido las siguientes combinaciones:

- COMBINACIONES EN ELU: Se han definido las siguientes combinaciones, de acuerdo a IAPF-08 y a EHE-08, para la obtención de armados del cuerpo del marco:

- (C1) CONSTRUCCIÓN: Fase constructiva en la cual el relleno alcanza el techo del marco, con aplicación del compactador en un solo lado. Empujes del terreno mayorados.
- (C2) CARGA PERMANENTE: Relleno completo con empujes horizontal del terreno mayorado.
- (C3) CARGA PERMANENTE: Relleno completo con empujes horizontal del terreno minorado.
- (C4) CARGA PERMANENTE (C3) MÁS SOBRECARGA: Relleno más sobrecarga de tráfico máxima.
- (C5) CARGA PERMANENTE (C2) + SOBRECARGA DE TRÁFICO + ROZAMIENTO NEGATIVO. Se aplica el rozamiento negativo considerado como acción permanente de valor no constante.
- (C6): COMBINACIÓN SÍSMICA. Se aplica a la sobrecarga con un coeficiente de combinación  $\psi_2 = 0,2$ .

Las combinaciones de hipótesis individuales son las siguientes:

- $C1 = 1,35 \times H0 + 1,5 \times (H1+H2)$
- $C2 = 1,35 \times H0 + 1,5 \times (H1 + H3a+H3b)$
- $C3 = 1,35 \times H0 + (H1+H3b) \times 0,5 + 1,5 \times H3a$
- $C4 = C3 + 1,5 \times H4$
- $C5 = C2 + H4 \times 1,5 + 1,5 \times H5$
- $C6 = H0 + H6 + 0,2 \times H4$

Las combinaciones establecidas para Estado Límite de Servicio se realizan en combinación rara análogas a las anteriores:

- $C1 = H0 + H1 + H2$
- $C2 = H0 + H1 + H3a + H3b$
- $C3 = H0 + (H1 + H3b) \times 0,5 + H3a$
- $C4 = H0 + (H1 + H3b) \times 0,5 + H3a + H4$
- $C5 = H0 + H1 + H3a + H3b + H4 + H5$
- $C7 = H0 + H1 + H3a + H3b + H5$

Siendo la combinación 7 la casi permanente utilizada para la comprobación de fisuración. Para el resto se obtienen con ello las deformaciones en centro de techo, solera y las presiones en cimentación.

### 5. CÁLCULO DE ARMADOS DE MARCOS

Los cálculos se presentan en los listados del Apéndice. A partir de las combinaciones citadas se obtienen la sollicitación máxima a flexión en cada elemento, determinando siete secciones de definición de armado que son:

- Lateral de solera, antes del chafalán.
- Centro de solera.
- Pie de hastial por encima de chafalán inferior.
- Centro de hastial.
- Cabeza de hastial por debajo del chafalán inferior.
- Lateral de techo, antes del chafalán.
- Centro de techo.

La demanda de armado a flexión se obtiene por la fórmula simplificada del Anejo 7 de EHE-08, sin considerar la compresión compatible, lo cual en este caso es del lado de la seguridad. La

comprobación a fisuración se realiza con la combinación C7 (casi permanente), en la cual la sobrecarga ferroviaria no interviene por poseer coeficiente de combinación 0. Se comprueba por las fórmulas analíticas del Anejo 8 de EHE-08, para obtener las características de la sección fisurada. La apertura de fisura se calcula de acuerdo a lo establecido en el Art. 49.2.4 de EHE-08.

La comprobación de ELU a cortante se realiza de acuerdo al Art. 44.2, para losas con o sin armadura transversal. En este caso sí se ha considerado la existencia de un axil compatible en hastiales, con objeto de evitar disponer aquí armadura. En general en losas de suelo y techo es necesaria armadura transversal.

En este caso, la armadura de los hastiales se comprueba en flexión compuesta, ya que su reducido espesor hace que la colaboración de la carga vertical axil compatible sea determinante para reducir el armado, comprobado tan solo en flexión simple.

### 6. RESULTADOS MÁS SIGNIFICATIVOS

En el cuadro siguiente se exponen los resultados más significativos del cálculo, en especial los valores de sobrecarga media repartida equivalente del tráfico, la carga de rozamiento negativo, los empujes en el trasdós de los alzados. Asimismo se presentan los resultados de deformaciones, asientos y presiones en el terreno en ELS combinación rara.

Marco pk >>>: Marco 3x3 Zona Lepe (Huelva)	
Ambiente:	Ila
Geometría del marco	
L (m) =	3.00 Luz libre interior
H (m) =	3.00 Alto libre interior
C,x (m) =	0.00 Cateto cartabón X
C,y (m) =	0.00 Cateto cartabón Y
C,sol (m) =	0.30 Espesor solera
C,sol (m) =	0.35 Espesor techo
C,has (m) =	0.25 Espesor hastiales
D (m) =	0.50 Altura relleno sobre techo
Terreno y rellenos	
Kb (kN/m3) =	17000.0 Coeficiente de balasto cimiento
Ko =	0.50 Coeficiente de empuje al reposo
γ (kN/m3) =	20.0 Densidad aparente del relleno
σ,adm (kPa) =	200.0 Tensión admisible del terreno
Resultados significativos de las acciones	
qy,0 (kPa) =	10.80 Carga permanente relleno
qy,1 (kPa) =	50.00 Sobrecarga equivalente tráfico
qy,2 (Kpa) =	0.43 Rozamiento negativo sobre techo
qx,0 (Kpa) =	23.25 Empuje al reposo hastiales
Deformaciones y presiones en cimiento	
v,izq (mm) =	6.1 Asiento comb. característica borde izquierdo
σ,izq (Kpa) =	104.5 Presión comb. característica borde izquierdo
v,cen (mm) =	5.2 Asiento comb. característica centro
σ,cen (Kpa) =	88.7 Presión comb. característica centro
v,cub (mm) =	6.9 Deformación techo i/asiento cimiento



## 2.- MATERIALES

A continuación se exponen las características de los materiales (de acuerdo a la clasificación de EHE-08). En todos los casos se aplicará para el Nivel de Control de materiales, la modalidad 3.

### 2.1.- Hormigones

- **HORMIGÓN CIMENTACIONES IN SITU:** Tipo HA-25/P/20/IIa (Consistencia plástica; tamaño máximo del árido 20 mm; estructura a la intemperie en ambiente normal con precipitaciones superiores a los 500mm)
  - Fck en probeta cilíndrica a 28 días > 25 Mpa
  - Módulo de elasticidad secante = 30.345 Mpa
  - Recubrimiento (nominal + accidental) = 25+5 mm
  - Contenido mínimo cemento = 275 kg/m<sup>3</sup>
  - Relación máxima agua/cemento = 0,6
  - Coeficiente de minoración ( $\gamma_c$ ) = 1,50

### 2.2.- Aceros

- **ACERO PASIVO:** Acero pasivo en elementos de cimentación B 500 S
  - Fyk > 500 Mpa.
  - Coeficiente de minoración ELU ( $\gamma_s$ ) = 1,15
  - Módulo de elasticidad para cálculo ( $E_s$ ) = 210.000 Mpa.
  - Alargamiento en rotura > 3,5 %

## 3.- ACCIONES CONSIDERADAS

### 3.1.- Acciones gravitatorias

Para el cálculo de las solicitaciones en la estructura y la cimentación se han partido de las siguientes acciones:

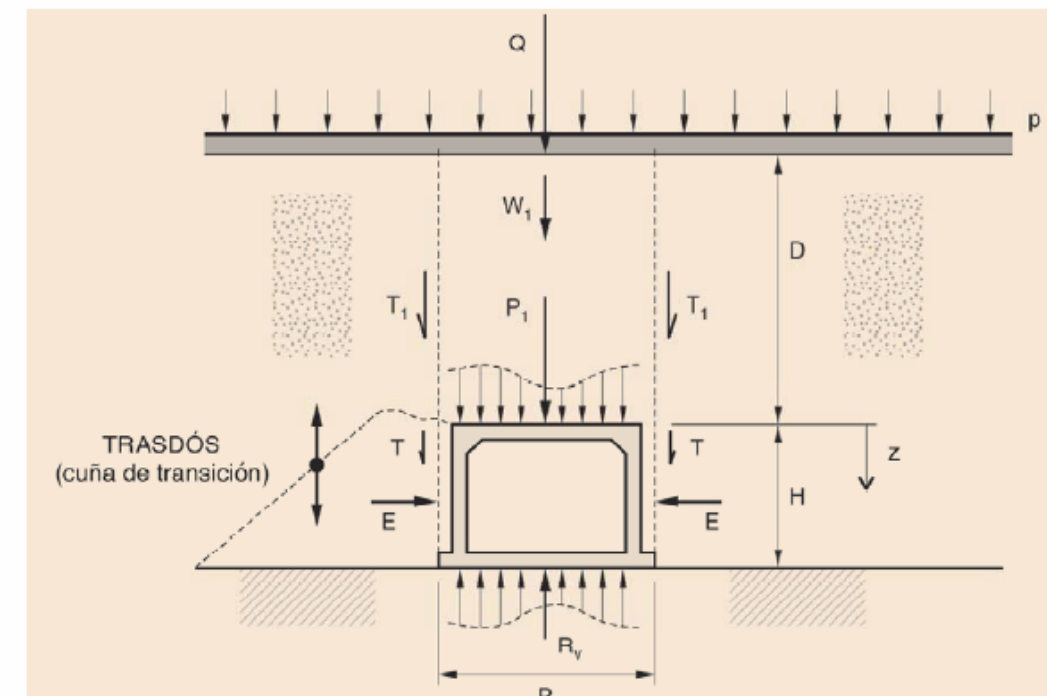
- **PESO PROPIO:** Para todas las secciones estructurales se obtienen sus pesos multiplicando el peso específico del hormigón por su sección bruta.

PESO ESPECÍFICO DEL HORMIGÓN: 25,0 kN/m<sup>3</sup>

- **CARGA PERMANENTE:** Carga uniforme correspondiente al peso del firme sobre cubierta de 0,5 m de espesor (0,2 m de pavimento aglomerado con densidad 24 kN/m<sup>3</sup>, y 0,3 de rellenos y bases con densidad aparente de 20kN/m<sup>3</sup>):

TOTAL CARGA PERMANENTE: 10,8 kN/m<sup>2</sup>

Adicionalmente se ha considerado el rozamiento por proyección negativa de asientos según lo establecido en el Art. 6.6.1 de la Guía de Cimentaciones, con un factor  $f = 1 + D/H \times E_t/E_r$ , siendo D y H la profundidad y la altura del marco, y el valor de  $E_t/E_r$  (la relación del módulo de deformación del relleno de trasdós –cuña granular- al módulo de deformación de terraplén superior) que se ha fijado en 3.



- **SOBRECARGAS DE USO: SOBRECARGA IAP-11:** Se ha considerado el proyecto dentro del ámbito de la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera" (IAP-11), pese a la complejidad de cálculo que ello supone. Las cubiertas se han distribuido en bandas longitudinales de carriles de 3,0m de ancho, en los que se aplican cargas móviles de acuerdo al Art. 4.1.2, para buscar las solicitaciones más desfavorables:

- SOBRECARGA REPARTIDA ( $q_{r,ik}$ ): 9,0 kN/m<sup>2</sup> en un carril y 2,5 kN/m<sup>2</sup> el resto.
- CARROS POR CARRIL ( $2Q_{rk}$ ):
  - 4 x 150 kN (1º carril)
  - 4x100 (2º carril)
  - 4x50 (3º carril)

Las cargas puntuales poseen una superficie de aplicación de 0,40 x 0,40 m<sup>2</sup>, estando separadas 1,2m en sentido del carril y 2,0m en sentido transversal. Para carriles de 3,0m la separación transversal entre carros es de 1,0m. Se considera una difusión de cargas puntuales en el relleno 1H:2V.

Se efectúa una estimación de la carga máxima por carro uniforme equivalente. Para ello se utiliza un programa de cálculo de losas por diferencias finitas (DIFINT), para obtener los esfuerzos de flexión y cortantes con dos hipótesis: losa apoyada y losa empotrada. Se parte de una distribución de carriles sobre la cubierta, y la posición de las huellas de los rectángulos de difusión de las cargas puntuales para cada uno de los tres carros considerados.

Difusión de sobrecargas de tráfico	
Datos de cargas de tráfico	
D (m) =	0.68 Altura sobre cubierta de obra + 1/2 canto
Bx (m) =	0.40 Área de apoyo sentido marcha
By (m) =	0.40 Área de apoyo sentido perpendicular
Bxx (m) =	1.08 Longitud X apoyo rueda difundida
Byy (m) =	1.08 Longitud Y apoyo rueda difundida
Q <sub>ik</sub> (kN) =	150.0 100.0 50.0 Carga carros por rueda
Sy (m) =	1.20 Distancia ejes carro sentido marcha
Sx (m) =	2.00 Distancia ejes carro sentido perpendicular
L (m) =	3.25 Luz entre ejes obra de fábrica

Con ello se obtienen valores de sobrecarga uniforme equivalente, diferentes dependiendo del esfuerzo o deformación de comparación:

Coordenadas de las áreas de carga: Hipótesis carretera transversal					
	Xi (m)	Yi (m)	Xf (m)	Yf (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )
Carro 1 R 1	13.46	1.09	14.54	2.16	129.8
Carro 1 R 3	15.46	1.09	16.54	2.16	129.8
Carro 2 R 1	10.46	1.09	11.54	2.16	86.5
Carro 2 R 3	12.46	1.09	13.54	2.16	86.5
Carro 3 R 1	16.46	1.09	17.54	2.16	43.3
Carro 3 R 3	18.46	1.09	19.54	2.16	43.3
Carril 1	13.50	0.00	16.50	3.25	9.0
Resto	0.00	0.00	30.00	3.25	2.5
Losa apoyada      Viga apoyada equivalente					
Q (kN/m) =	52.6	pL/2 >>>>>		32.4	
Mx+ (mkN/m) =	60.7	pL <sup>2</sup> /8 >>>>>		45.9	
V (mm) =	0.7	5pL <sup>4</sup> /384EI >>>>		44.6	
My+ (mkN/m) =	16.3	Flexión longitudinal centro			
q <sub>m2</sub> (kN/m <sup>2</sup> ) =	50.00	Sobrecarga tráfico IAP11			

Como se observa varía entre un mínimo de 32,4 kN/m<sup>2</sup> (cortante para losa apoyada), a 45,9 (flector de eje longitudinal). A la vista de estos resultados se considera suficientemente conservador considerar un valor de 50 kN/m<sup>2</sup>.

### 3.2.- Empujes del terreno: situación estática y sísmica

Para el cálculo de los empujes sobre el marco se han considerado en situación estática el empuje al reposo con los siguientes parámetros:

- Densidad aparente del relleno ( $\gamma_{ap}$ ) = 20 kN/m<sup>3</sup>
- Ángulo de rozamiento interno ( $\Phi$ ) = 30°
- Coeficiente de empuje al reposo = 0,50
- Coeficiente de balasto del cemento = 17 MN/m<sup>3</sup>

La situación sísmica, de acuerdo al Art. 2.8 NCSP-07, se considerará cuando la aceleración sísmica básica del emplazamiento ( $a_b$ ) sea igual o superior a 0,04 g, lo cual ocurre para la zona del emplazamiento. Ya que se trata de una estructura totalmente enterrada sin masas suspendidas, no existe sollicitación sísmica de inercia, de acuerdo al Art. 8.5.2.2., empleándose en este caso de obra de marco ligeramente enterrada, las consideraciones de empujes del terreno en situación dinámica como si de estribos se tratara. Los cálculos de los valores sísmicos para la determinación de los empujes sísmicos son los siguientes:



Párametros cálculo sísmico			
Ab (g) =	0.12	Aceleración sísmica emplazamiento	
K =	1.30	Coeficiente de contribución emplazamiento	
$\gamma_1$ =	1.30	Puente de importancia especial	
$\gamma_2$ =	1.00	Coeficiente de retorno 500 años	
$\rho$ =	1.30	Coeficiente de riesgo = $\gamma_1 \cdot \gamma_2$	
C (III) =	1.60	Coeficiente de terreno	
S =	1.23	Coef. amplificación = $C/1,25+3,33 \cdot (\rho \cdot Ab - 0.1)(1-C/1.25)$	
Ac (g) =	0.19	Aceleración sísmica cálculo horizontal	
Empuje Activo Estático: Formula Mononobe-Okabe			
i (°) =	0.00	0.00	Pendiente terreno trasdós
$\beta$ (°) =	0.00	0.00	Talud trasdós de muro
$\delta$ (°) =	0.00	0.00	Rozamiento muro-terreno
$\Phi$ (°) =	30.00	0.52	Ángulo Rozamiento Interno
Kh = Ac/g (sísmico)	0.00		Aceleración sísmica
The (°) =	0.00	0.00	Arc Tang Kh
Coeficientes de empuje			
Kah =	0.33	Coeficiente empuje activo horizontal	
Kav =	0.00	Coeficiente empuje activo vertical	
Empuje Activo Dinámico: Formula Mononobe-Okabe			
i (°) =	0.00	0.00	Pendiente terreno trasdós
$\beta$ (°) =	0.00	0.00	Talud trasdós de muro
$\delta$ (°) =	0.00	0.00	Rozamiento muro-terreno
$\Phi$ (°) =	30.00	0.52	Ángulo Rozamiento Interno
Kh = Ac/g (sísmico)	0.19		Aceleración sísmica
The (°) =	10.84	0.19	Arc Tang Kh
Coeficientes de empuje			
Kah =	0.47	Coeficiente empuje activo horizontal	
Kav =	0.00	Coeficiente empuje activo vertical	
Diagrama de empuje de tierras			
H (m) =	3.65	Altura total del marco	
Qo (kPa) =	10.8	Presión vertical sobre cubierta de marco	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	20.00	Densidad aparente del relleno	
E,ae (kN) =	57.5	Empuje activo estático sobre alzado	
$\Delta E,ad$ (kN) =	22.9	Empuje activo dinámico sobre alzado	
E,at (kN) =	80.5	Empuje activo total sobre alzado en situación sísmica	
q,t (kPa) =	22.0	Presión media sobre alzado en situación sísmica	

Se considera por tanto una aceleración sísmica de cálculo de 0,19g, a partir de la básica del emplazamiento cifrada en 0,12g (Zona Oeste de Huelva). A partir de esto se calculan los coeficientes de empuje activo estático y dinámico según la fórmula de Mononobe – Okabe (Anejo 6 NCSE-07). El empuje dinámico es la suma del estático calculado con el empuje activo (E,ae) más la diferencia del estático y dinámico ( $\Delta E,ad$ ), con diagrama triangular invertido. De forma simplificada el empuje total se considera con diagrama rectangular, resultando una presión media de 22,0 kPa sobre el alzado, que es el valor adoptado en el hipótesis mencionada anteriormente.

### 3.3.- Acciones térmicas y reológicas: Juntas de dilatación.

La retracción del hormigón de las losas se reducirá en la medida de lo posible con el hormigonado sucesivo mediante juntas constructivas cada 9,0m. Se aplica la recomendación de EC-2 en cuanto a la disposición de un armado longitudinal específico para absorber las deformaciones impuestas, basado en cuantías mínimas.

### 3.4.- Coeficientes de ponderación de acciones

7. ESTADOS LÍMITES ÚLTIMO: Control Intenso y Daños Medios. Comprobación de los ELU resistentes, por combinación de hipótesis pésimas concomitantes. En caso de aplicación de más de una sobrecarga, a la menor se le aplica el coeficiente de combinación.

- o  $\gamma_g$  (Permanentes) = 1,35/1,00 (desfavorable / favorable)
- o  $\gamma_q$  (Variables) = 1,50/0,00 (desfavorable / favorable)

8. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO: Comprobación tensional en situación de servicio, deformaciones, vibraciones, fisuración etc. En caso de aplicación de más de una sobrecarga, a la menor se le aplica el coeficiente de combinación, que será diferente en general para cada Estado Límite:

- o  $\gamma_g$  (Permanentes) = 1,00
- o  $\gamma_q$  (Variables) = 1,00/0,00 (desfavorable / favorable)

• COEFICIENTES DE COMBINACIÓN:

- o  $\Psi_0$  (Combinación rara) = 0,60
- o  $\Psi_1$  (Combinación frecuente) = 0,50
- o  $\Psi_2$  (Combinación casi - permanente) = 0,20

### 3.5.- Información geotécnica

Se ha considerado un módulo de deformabilidad vertical en modelo de Winkler de 17 Mpa/m, de acuerdo a un valor medio razonable de los suelos existentes. La presión máxima admisible supuesta es de 200 kPa.

Apéndice 1. Cálculo de sección tipo marco

Matriz Rigidez Global

KV 1/2 = 4250.0  
KH 1/2 = 1.00E+10

	u1	v1	θ1	u2	v2	θ2	u3	v3	θ3	u4	v4	θ4	P1(*)	D1(*)	P2(*)	D2(*)	P3(*)	D3(*)	P4(*)	D4(*)
u1	2920989	0	-23324	-2906959	0	0	-14030	0	-23675	0	0	0	0.0	0.0	166.3	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
v1	0	2105948	57336	0	-22851	41948	0	-2054062	0	0	0	0	0.0	-6.3	0.0	15.9	0.0	-15.1	0.0	-3.8
θ1	-23324	57336	154494	0	-41948	50601	23324	0	28661	0	0	0	0.0	1.3	-100.1	-11.8	0.0	10.3	0.0	0.6
u2	-2906959	0	0	1.00E+10	0	-23324	0	0	0	-14030	0	-23675	0.0	0.0	0.0	0.0	-166.3	0.0	0.0	0.0
v2	0	-22851	-41948	0	2105948	-57336	0	0	0	0	-2054062	0	0.0	-6.3	0.0	-15.1	0.0	15.9	0.0	-3.8
θ2	0	41948	50601	-23324	-57336	154494	0	0	0	23324	0	28661	0.0	-1.3	0.0	-10.3	100.1	11.8	0.0	-0.6
u3	-14030	0	23324	0	0	0	2913680	0	23675	-2899651	0	0	0.0	0.0	168.8	41.4	0.0	-41.3	0.0	0.0
v3	0	-2054062	0	0	0	0	0	2093530	64135	0	-39467	64135	-162.5	-6.3	0.0	15.9	0.0	-15.2	-100.0	-3.8
θ3	-23675	0	28661	0	0	0	23675	64135	184469	0	-64135	74618	-94.5	-1.2	104.3	-9.4	0.0	10.7	0.0	-0.2
u4	0	0	0	-14030	0	23324	-2899651	0	0	2913680	0	23675	0.0	0.0	0.0	41.4	-168.8	-41.4	0.0	0.0
v4	0	0	0	0	-2054062	0	0	-39467	-64135	0	2093530	-64135	-162.5	-6.3	0.0	-15.2	0.0	15.9	-100.0	-3.8
θ4	0	0	0	-23675	0	28661	0	64135	74618	23675	-64135	184469	94.5	1.2	0.0	-10.7	-104.3	9.4	0.0	0.2

Cálculo marco pk >> Marco 3x3 Zona Lepe (Huelva)

Geometría y parámetros del suelo

L (m) = 3.00 Luz libre interior  
 H (m) = 3.00 Alto libre interior  
 C,x (m) = 0.00 Tamaño esquina X  
 C,y (m) = 0.00 Tamaño esquina Y  
 C,s (m) = 0.30 Espesor solera  
 C,t (m) = 0.35 Espesor techo  
 C,ha (m) = 0.25 Espesor hastiales  
 L+2C,ha (m) = 3.50 Longitud total del marco  
 H+C<sub>s</sub>+C<sub>t</sub> (m) = 3.65 Altura total del marco  
 D (m) = 0.50 Altura relleno sobre techo marco  
 K<sub>b</sub> (kN/m<sup>3</sup>) = 17000 Coeficiente de balasto cimiento  
 K<sub>o</sub> = 0.50 Coeficiente de empuje al reposo  
 f = 1.41 Factor proyección para rozamiento negativo  
 γ (kN/m<sup>3</sup>) = 20.00 Densidad aparente del relleno

Presiones verticales sobre el techo

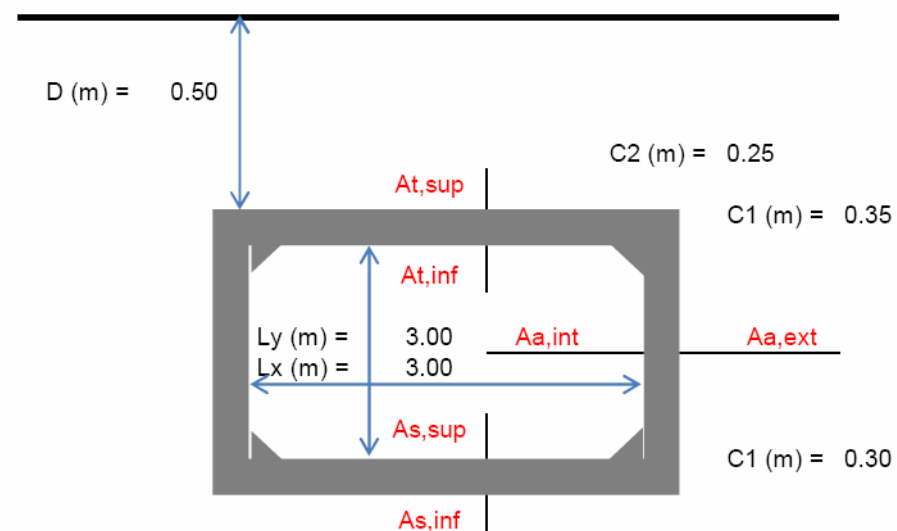
p,0 (kN/m) = 7.5 Peso propio cubierta  
 p,1 (kN/m) = 10.8 Peso relleno sobre techo (24 x 0,20 + 20 x 0,30)  
 p,2 (kN/m) = 50.0 Sobrecarga tráfico sobre techo  
 p,3 (kN/m) = 0.4 Rozamiento negativo

Presiones horizontales sobre los alzados

q,0 (kPa) = 18.3 Presión reposo relleno hasta techo: H x γ x K<sub>o</sub> / 2  
 q,1 (kPa) = 10.0 Presión de compactador: 20 x K<sub>o</sub>  
 q,2 (kPa) = 5.0 Presión reposo relleno total: D x γ x K<sub>o</sub>  
 q,sis (kPa) = 22.0 Presión media sobre alzado en situación sísmica

Cargas verticales en esquinas

P1 (kN) = 22.8 Peso propio de un hastial  
 P2 (kN) = 30.9 Rozamiento hastiales



Hipotesis definidas

	Hipotesis	K1	Ho,1	K2	Ho,2
H0: Peso Propio	H0 >>>	0.075	Techo	0.228	Esq
H1: Empuje tierras ambos lados hasta techo marco	H1 >>>	0.183	H,izq	0.183	H,der
H2: Compactador un lado solo	H2 >>>	0.100	H,izq		
H3a: Relleno de tierras sobre techo	H3a >>>	0.108	Techo		
H3b: Empuje de tierras ambos lados completo	H3b >>>	0.050	H,izq	0.050	H,der
H4: Sobrecarga de tráfico	H4 >>>	0.500	Techo		
H5: Rozamiento negativo	H5 >>>	0.004	Techo	0.309	Esq
H6: Sismo	H6 >>>	0.220	H,izq	0.220	H,der

Combinaciones

C1: Construcción	$C1 = 1,35 \times H0 + 1,5 \times (H1+H2)$
C2: Permanente empuje horizontal mayorado	$C2 = 1,35 \times H0 + 1,5 \times (H1 + H3a+H3b)$
C3: Permanente empuje horizontal minorado	$C3 = 1,35 \times H0 + (H1+H3b) \times 0,5 + 1,5 \times H3a$
C4: C3 + Sobrecarga (1,5)	$C4 = C3 + 1,5 \times H4$
C5: C2 + Sobrecarga (1,5) + Rozamiento Negativo (1,5)	$C5 = C2 + H4 \times 1,5 + 1,5 \times H5$
C6: Sismica	$C6 = H0 + H6 + 0,2 \times H4$
C7: ELS casi permanente	$C7 = H0 + H1 + H3a + H3b + H5$



Hipotesis unitarias					Hipótesis Básicas								Combinaciones ELU						ELS	
Solera,izq	Techo	H,izq	H,der	Esq	H0	H1	H2	H3a	H3b	H4	H5	H6	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	
N (kN)	1.1	249.3	-85.3	10.3	2.4	29.9	24.9	0.1	8.2	0.6	3.2	36.2	85.6	60.7	22.5	23.4	66.3	38.7	43.9	
Q (kN)	-135.9	-5.4	2.1	-84.0	-29.4	-0.6	-0.5	-14.7	-0.2	-67.9	-26.5	-0.7	-41.3	-62.8	-62.0	-163.9	-204.5	-43.7	-71.3	
M (mkN)	-11.1	-212.0	145.7	-14.7	-4.2	-12.1	-21.2	-1.2	-3.3	-5.5	-4.6	-14.6	-55.6	-30.6	-15.1	-23.4	-45.7	-19.9	-25.4	
Solera,der																				
N (kN)	-1.1	-249.3	85.3	-10.3	-2.4	-29.9	-24.9	-0.1	-8.2	-0.6	-3.2	-36.2	-85.6	-60.7	-22.5	-23.4	-66.3	-38.7	-43.9	
Q (kN)	-135.9	2.2	-5.4	-84.0	-29.4	-0.6	0.2	-14.7	-0.2	-67.9	-26.5	-0.7	-40.2	-62.8	-62.0	-163.9	-204.5	-43.7	-71.3	
M (mkN)	11.1	-146.2	212.5	14.7	4.2	12.1	-14.6	1.2	3.3	5.5	4.6	14.6	1.9	30.6	15.1	23.4	45.7	19.9	25.4	
Solera,centro																				
M (mkN)	-87.7	30.6	31.0	-46.7	-17.2	11.2	3.1	-9.5	3.1	-43.9	-14.8	13.6	-1.8	-16.0	-30.3	-96.1	-104.0	-12.4	-27.2	
H,izq,inf																				
N (kN)	162.5	-62.1	62.1	100.0	35.0	0.0	-6.2	17.5	0.0	81.2	31.6	0.0	37.9	73.6	73.6	195.4	242.8	51.2	84.1	
Q (kN)	1.1	234.3	-85.3	10.3	2.4	27.2	23.4	0.1	7.4	0.6	3.2	32.9	79.2	55.4	20.8	21.7	61.1	35.4	40.4	
M (mkN)	27.9	176.4	-133.2	23.6	7.5	7.9	17.6	3.0	2.2	13.9	7.4	9.5	48.4	29.7	19.6	40.6	61.7	19.8	28.0	
H,izq,sup																			0.0	
N (kN)	-162.5	62.1	-62.1	-100.0	-35.0	0.0	6.2	-17.5	0.0	-81.2	-31.6	0.0	-37.9	-73.6	-73.6	-195.4	-242.8	-51.2	-84.1	
Q (kN)	-1.1	68.2	85.3	-10.3	-2.4	28.0	6.8	-0.1	7.7	-0.6	-3.2	33.8	49.0	50.1	14.4	13.5	44.4	31.3	30.0	
M (mkN)	-24.4	74.9	-125.0	7.4	-0.1	-9.1	7.5	-2.6	-2.5	-12.2	2.2	-11.0	-2.6	-21.6	-10.0	-28.3	-36.6	-13.6	-12.2	
Hastial,centro																				
M (mkN)	-26.1	63.6	4.1	-8.1	-3.8	12.4	6.4	-2.8	3.4	-13.1	-2.6	14.9	22.9	14.2	-1.5	-21.1	-9.3	8.5	6.5	
H,der,inf																			0	
N (kN)	162.5	62.1	-62.1	100.0	35.0	0.0	6.2	17.6	0.0	81.3	31.6	0.0	56.6	73.6	73.6	195.5	242.8	51.3	84.1	
Q (kN)	-1.1	85.7	-234.7	-10.3	-2.4	-27.2	8.6	-0.1	-7.4	-0.6	-3.2	-32.9	-31.2	-55.4	-20.8	-21.7	-61.1	-35.4	-40.4	
M (mkN)	-27.9	133.6	-176.9	-23.6	-7.5	-7.9	13.4	-3.0	-2.2	-13.9	-7.4	-9.5	-1.9	-29.7	-19.6	-40.6	-61.7	-19.8	-28.0	
H,der,sup																			0.0	
N (kN)	-162.5	-62.1	62.1	-100.0	-35.0	0.0	-6.2	-17.6	0.0	-81.3	-31.6	0.0	-56.6	-73.6	-73.6	-195.5	-242.8	-51.3	-84.1	
Q (kN)	1.1	-85.7	-67.8	10.3	2.4	-28.0	-8.6	0.1	-7.7	0.6	3.2	-33.8	-51.6	-50.1	-14.4	-13.5	-44.4	-31.3	-30.0	
M (mkN)	24.4	125.5	-75.4	-7.4	0.1	9.1	12.5	2.6	2.5	12.2	-2.2	11.0	32.7	21.6	10.0	28.3	36.6	13.6	12.2	
Techo,izq																				
N (kN)	-1.1	85.7	85.3	-10.3	-2.4	31.2	8.6	-0.1	8.6	-0.6	-3.2	37.7	56.4	56.2	16.4	15.5	50.5	35.2	34.0	
Q (kN)	150.0	-62.1	62.1	0.0	11.3	0.0	-6.2	16.2	0.0	75.0	0.6	0.0	5.9	39.5	39.5	152.0	153.0	26.3	28.1	
M (mkN)	4.7	-53.7	132.1	-9.2	-1.8	14.3	-5.4	0.5	3.9	2.3	-2.8	17.3	11.0	25.7	7.5	11.0	25.0	16.0	14.2	
Techo,der																				
N (kN)	1.1	-85.7	-85.3	10.3	2.4	-31.2	-8.6	0.1	-8.6	0.6	3.2	-37.7	-56.4	-56.2	-16.4	-15.5	-50.5	-35.2	-34.0	
Q (kN)	150.0	62.1	-62.1	0.0	11.3	0.0	6.2	16.2	0.0	75.0	0.6	0.0	24.5	39.5	39.5	152.0	153.0	26.3	28.1	
M (mkN)	-4.7	-132.7	54.3	9.2	1.8	-14.3	-13.3	-0.5	-3.9	-2.3	2.8	-17.3	-39.0	-25.7	-7.5	-11.0	-25.0	-16.0	-14.2	
Techo,centro																				
M (mkN) =	107.8	-39.5	-38.9	9.2	10.2	-14.3	-4.0	11.6	-3.9	53.9	3.3	-17.3	-13.6	3.9	22.1	103.0	89.7	3.7	6.9	
Deformaciones y Presiones de solera																				
Techo (mm) =	-7.6	1.0	1.0	-3.9	-1.5	0.4	0.1	-0.8	0.1	-3.8	-1.3		-1.0	-1.8	-2.1	-5.9	-6.9	-3.1	-6.9	
Sol,cen (mm)	-5.0	-0.2	-0.2	-3.1	-1.1	-0.1	0.0	-0.5	0.0	-2.5	-1.0		-1.2	-1.7	-1.7	-4.2	-5.2	-2.7	-5.2	
Sol,izq (mm)	-6.3	15.9	-15.1	-3.8	-1.3	0.1	1.6	-0.7	0.0	-3.1	-1.2		0.4	-1.8	-1.9	-5.0	-6.1	-3.0	-6.1	
Sol,der (mm)	-6.3	-15.1	15.9	-3.8	-1.3	0.1	-1.5	-0.7	0.0	-3.1	-1.2		-2.7	-1.8	-1.9	-5.0	-6.1	-3.0	-6.1	
σ,izq (kPa)	-106.5	270.1	-257.1	-64.0	-22.6	2.4	27.0	-11.5	0.6	-53.2	-20.2		6.8	-31.1	-32.6	-85.8	-104.5	-51.3	-104.5	
σ,cen (kPa)	-85.6	-2.6	-2.6	-53.3	-18.6	-1.0	-0.3	-9.2	-0.3	-42.8	-16.8		-19.8	-29.0	-28.4	-71.2	-88.7	-45.9	-88.7	
σ,der (kPa)	-106.5	-257.2	270.2	-64.0	-22.6	2.4	-25.7	-11.5	0.6	-53.2	-20.2		-45.9	-31.1	-32.6	-85.8	-104.5	-51.3	-104.5	

Materiales y coeficientes de ponderación	
Fck (mPa) =	25.00 Resistencia característica del hormigón
Fyk (mPa) =	510.00 Resistencia característica de la armadura
$\gamma_G$ (*) =	1.50 Coeficiente mayoración acciones
$\gamma_c$ =	1.50 Coeficiente minoración hormigón
$\gamma_s$ =	1.15 Coeficiente minoración acero
r (m) =	0.041 Recubrimiento mecánico II a

**Armado de la solera >>>**

Dimensionado armadura: Esquina solera (S1)	
N,ed (kN) =	-66.3 Axil compatible (- >>> compresión)
Q,ed (kN) =	-204.5 Cortante compatible
M,ed (mkN) =	45.7 Flector de cálculo ELU
M,ek (mkN) =	25.4 Flector ELS Casi permanente

Comprobación a flexión	
C (m) =	0.30 Canto de la sección
B (m) =	1.00 Ancho de la sección
d (m) =	0.259 Canto útil en la sección de estudio
Uo (kN) =	4317 Capacidad mecánica del hormigón
Md (mkN) =	45.74 Momento de cálculo
Us1 (kN) =	180.4 Capacidad mecánica de la armadura necesaria
As1 (cm2) =	4.1 Sección necesaria por capacidad mecánica

Armadura mínima	
As21 (kN) =	4.5 Sección mecánica mínima: $0,04Ac \cdot Fcd / Fyd$
$\alpha$ =	1.05 Factor incremento cuantía mínima mecánica < 1.5
As22 (kN) =	4.3 Sección mecánica mínima: $\alpha \cdot As$
As3 (kN) =	3.0 Cuantía mínima geométrica /mil >>>> 1.00

Dimensionado armadura: Determinada por esquina	
As (cm2) =	4.3 Armadura necesaria
N =	10 Número de redondos
$\Phi$ (mm) =	11.05 Diámetro
As,real (cm2) =	9.6 Armadura dispuesta >>> OK

Armadura longitudinal	
As (cm2) =	3.0 Armadura necesaria
N =	5 Número de redondos
$\Phi$ (mm) =	11.05 Diámetro
As,real (cm2) =	4.8 Armadura dispuesta >>> OK

Dimensionado armadura: Central solera (S2)	
M,ed (mkN) =	-104.0 Flector de cálculo ELU
M,ek (mkN) =	-27.2 Flector ELS Casi permanente

Comprobación a flexión	
C (m) =	0.30 Canto de la sección
B (m) =	1.00 Ancho de la sección
d (m) =	0.259 Canto útil en la sección de estudio
Uo (kN) =	4317 Capacidad mecánica del hormigón
Md (mkN) =	103.99 Momento de cálculo
Us1 (kN) =	422.1 Capacidad mecánica de la armadura necesaria
As1 (cm2) =	9.5 Sección necesaria por capacidad mecánica

Armadura mínima	
As21 (kN) =	4.5 Sección mecánica mínima: $0,04Ac \cdot Fcd / Fyd$
$\alpha$ =	0.44 Factor incremento cuantía mínima mecánica < 1.5
As22 (kN) =	0.0 Sección mecánica mínima: $\alpha \cdot As$
As3 (kN) =	3.0 Cuantía mínima geométrica /mil >>>> 1.00

Dimensionado armadura	
As (cm2) =	9.5 Armadura necesaria
N =	5 Número de redondos
$\Phi$ (mm) =	16 Diámetro
As,real (cm2) =	10.1 Armadura dispuesta >>> OK

Armadura longitudinal	
As (cm2) =	3.0 Armadura necesaria
N =	5 Número de redondos
$\Phi$ (mm) =	11.05 Diámetro
As,real (cm2) =	4.8 Armadura dispuesta >>> OK

Comprobación fisuración	
Beta =	1.7 Parámetro cargas directas
s (mm) =	100.0 Separación media entre barras
k1 =	0.125 Tipo de sollicitación
Ac,ef (cm2) =	750 Area eficaz zona traccionada
As (cm2) =	9.6 Sección total armadura en zona traccionada
Sm (mm) =	145 Separación media de fisuras

Cálculo de tensiones en servicio	
Mk (KN.m) =	25.4 Momento de servicio
Fct (Mpa) =	2.56 Resistencia a tracción del hormigón
Wb (m3) =	0.015 Modulo resistente sección bruta
M.fis (KN.m) =	38.47 Momento de fisuración sección bruta
Ib (m4) =	0.0023 Inercia sección bruta

**Sección sin fisurar**

Comprobación cortante	
Vrd (kN) =	204.49 Cortante de cálculo efectivo
bo (m) =	1.00 Ancho reducido de la sección
$\xi$ =	1.88
$\rho_1$ =	0.004 Cuantía geométrica armadura transversal
$\sigma_{cd}$ (Kpa) =	221.0 Tensión compresión compatible
Vu2 (kN) =	115.69 Cortante resistido sin armadura transversal
Vu2,min (kN) =	144.73 Cortante resistido mínimo

Es necesario armado transversal	
Vu1 (kN) =	1295 Agotamiento por compresión oblicua 0.16
Vcu (kN) =	97.84 Colaboracion hormigon con armadura transversal
$\Phi_{cer}$ (mm) =	10 Diámetro rama de cerco
N,cer (mm) =	4 Nº de ramas por sección
S,min (m) =	0.194 Separación longitudinal mínima
S,cer (m) =	0.200 Separación entre cercos
$\alpha \cdot F_{ya}$ (kN/m) =	628.32 Cuantía mecánica de cercos
$\alpha \cdot F_{ya,min}$ =	241.98 Cuantía mecánica mínima a disponer
Vsu (kN) =	146.46 Colaboración armadura transversal
Vu2 (kN) =	244.30 Resistencia a cortante OK

Comprobación fisuración	
Beta =	1.7 Parámetro cargas directas
s (mm) =	200.0 Separación media entre barras
k1 =	0.125 Tipo de sollicitación
Ac,ef (cm2) =	750 Area eficaz zona traccionada
As (cm2) =	10.1 Sección total armadura en zona traccionada
Sm (mm) =	182 Separación media de fisuras

Cálculo de tensiones en servicio	
Mk (KN.m) =	27.2 Momento de servicio
Fct (Mpa) =	2.56 Resistencia a tracción del hormigón
Wb (m3) =	0.015 Modulo resistente sección bruta
M.fis (KN.m) =	38.47 Momento de fisuración sección bruta
Ib (m4) =	0.0023 Inercia sección bruta

**Sección sin fisurar**



**Armado del hastial >>>**

Dimensionado armadura: Inferior hastial (S3)

N,ed (kN) =	-242.8 Axil compatible (- >> compresión)
Q,ed (kN) =	61.1 Cortante compatible
M,ed (mkN) =	61.7 Flector de cálculo
N,ek (kN) =	-84.1 Axil compatible (- >> compresión)
M,ek (mkN) =	28.0 Flector ELS Casi permanente

Comprobación a flexión

C (m) =	0.25 Canto de la sección
B (m) =	1.00 Ancho de la sección
d (m) =	0.209 Canto útil en la sección de estudio
Uo (kN) =	3483 Capacidad mecánica del hormigón
Md (mkN) =	61.75 Momento de cálculo
Us1 (kN) =	309.1 Capacidad mecánica de la armadura necesaria
As1 (cm2) =	7.0 Sección necesaria por capacidad mecánica

Armadura mínima

As21 (kN) =	3.8 Sección mecánica mínima: $0,04Ac.Fcd/Fyd$
$\alpha$ =	0.57 Factor incremento cuantía mínima mecánica < 1.5
As22 (kN) =	0.0 Sección mecánica mínima: $\alpha.As$
As3 (kN) =	2.5 Cuantía mínima geométrica /mil >>>> 1.00

Dimensionado armadura

As (cm2) =	7.0 Armadura necesaria
N =	5 Número de redondos
$\Phi$ (mm) =	12 Diámetro
As,real (cm2) =	5.7 Armadura dispuesta >>> Revisar en FI-Comp

Armadura longitudinal

As (cm2) =	2.5 Armadura necesaria
N =	5 Número de redondos
$\Phi$ (mm) =	10 Diámetro
As,real (cm2) =	3.9 Armadura dispuesta >>> OK

Dimensionado armadura: Superior hastial (S5)

N,ed (kN) =	-242.8 Axil compatible (- >> compresión)
Q,ed (kN) =	44.4 Cortante compatible
M,ed (mkN) =	-36.6 Flector de cálculo
N,ek (kN) =	-84.1 Axil compatible (- >> compresión)
M,ek (mkN) =	-12.2 Flector ELS Casi permanente

Comprobación a flexión

C (m) =	0.25 Canto de la sección
B (m) =	1.00 Ancho de la sección
d (m) =	0.209 Canto útil en la sección de estudio
Uo (kN) =	3483 Capacidad mecánica del hormigón
Md (mkN) =	36.60 Momento de cálculo
Us1 (kN) =	179.7 Capacidad mecánica de la armadura necesaria
As1 (cm2) =	4.1 Sección necesaria por capacidad mecánica

Armadura mínima

As21 (kN) =	3.8 Sección mecánica mínima: $0,04Ac.Fcd/Fyd$
$\alpha$ =	0.96 Factor incremento cuantía mínima mecánica < 1.5
As22 (kN) =	0.0 Sección mecánica mínima: $\alpha.As$
As3 (kN) =	2.5 Cuantía mínima geométrica /mil >>>> 1.00

Dimensionado armadura

As (cm2) =	4.1 Armadura necesaria
N =	5 Número de redondos
$\Phi$ (mm) =	12 Diámetro
As,real (cm2) =	5.7 Armadura dispuesta >>> OK

Armadura longitudinal

As (cm2) =	2.5 Armadura necesaria
N =	5 Número de redondos
$\Phi$ (mm) =	10 Diámetro
As,real (cm2) =	3.9 Armadura dispuesta >>> OK

Comprobación fisuración	
Beta =	1.7 Parámetro cargas directas
s (mm) =	200.0 Separación media entre barras
k1 =	0.125 Tipo de sollicitación
Ac,ef (cm2) =	625 Area eficaz zona traccionada
As (cm2) =	5.7 Sección total armadura en zona traccionada
Sm (mm) =	188 Separación media de fisuras
Cálculo de tensiones en servicio	
Mk (KN.m) =	28.0 Momento de servicio (Casi permanente)
Fct (Mpa) =	2.56 Resistencia a tracción del hormigón
Wb (m3) =	0.010 Modulo resistente sección bruta
M.fis (KN.m) =	26.72 Momento de fisuración sección bruta
Ib (m4) =	0.0013 Inercia sección bruta
Sección fisurada	
ro1 =	0.0023 Cuantía geométrica
x (m) =	0.043 Posición fibra neutra fisurada en servicio
If (m4) =	0.0002 Inercia sección fisurada
$\sigma_{sr}$ (Mpa) =	20.51 Tensión de la armadura en fisuración
$\sigma_c$ (Mpa) =	5.49 Tensión + del hormigón en servicio
$\sigma_s$ (Mpa) =	210.02 Tensión de la armadura en servicio
Cálculo de la apertura de fisuras	
k2 =	1.00 Coeficiente de repetición
$\epsilon_{s,m} \times 1e-3$ =	0.99 Deformación unitaria de la armadura
Wk (mm) =	0.32 Ancho de fisuras < 0.30 NV
Comprobación cortante	
Vrd (kN) =	61.06 Cortante de cálculo efectivo
bo (m) =	1.00 Ancho reducido de la sección
$\xi$ =	1.98
$\rho_1$ =	0.003 Cuantía geométrica armadura transversal
$\sigma_{cd}$ (Kpa) =	971.3 Tensión compresión compatible
Vu2 (kN) =	112.42 Cortante resistido sin armadura transversal
Vu2,min (kN) =	149.15 Cortante resistido mínimo
OK	

Comprobación fisuración	
Beta =	1.7 Parámetro cargas directas
s (mm) =	200.0 Separación media entre barras
k1 =	0.125 Tipo de sollicitación
Ac,ef (cm2) =	625 Area eficaz zona traccionada
As (cm2) =	5.7 Sección total armadura en zona traccionada
Sm (mm) =	188 Separación media de fisuras
Cálculo de tensiones en servicio	
Mk (KN.m) =	12.2 Momento de servicio (Casi permanente)
Fct (Mpa) =	2.56 Resistencia a tracción del hormigón
Wb (m3) =	0.010 Modulo resistente sección bruta
M.fis (KN.m) =	26.72 Momento de fisuración sección bruta
Ib (m4) =	0.0013 Inercia sección bruta
Sección sin fisurar	
ro1 =	0.0023 Cuantía geométrica
x (m) =	0.043 Posición fibra neutra fisurada en servicio
If (m4) =	0.0002 Inercia sección fisurada
$\sigma_{sr}$ (Mpa) =	20.51 Tensión de la armadura en fisuración
$\sigma_c$ (Mpa) =	2.40 Tensión + del hormigón en servicio
$\sigma_s$ (Mpa) =	91.68 Tensión de la armadura en servicio
Cálculo de la apertura de fisuras	
k2 =	1.00 Coeficiente de repetición
$\epsilon_{s,m} \times 1e-3$ =	0.41 Deformación unitaria de la armadura
Wk (mm) =	0.13 Ancho de fisuras < 0.30 OK
Comprobación cortante	
Vrd (kN) =	44.44 Cortante de cálculo efectivo
bo (m) =	1.00 Ancho reducido de la sección
$\xi$ =	1.98
$\rho_1$ =	0.003 Cuantía geométrica armadura transversal
$\sigma_{cd}$ (Mpa) =	971.3 Tensión compresión compatible
Vu2 (kN) =	112.42 Cortante resistido sin armadura transversal
Vu2,min (kN) =	149.15 Cortante resistido mínimo
OK	

**Armado del techo >>>**

Dimensionado armadura: Lateral techo (S6)

N,ed (kN) = -56.2 Axil compatible (- >> compresión)  
 Q,ed (kN) = 39.5 Cortante compatible  
 M,ed (mkN) = 25.7 Flector de cálculo  
 M,ek (mkN) = 14.2 Flector ELS Casi permanente

Comprobación a flexión

C (m) = 0.35 Canto de la sección  
 B (m) = 1.00 Ancho de la sección  
 d (m) = 0.309 Canto útil en la sección de estudio  
 Uo (kN) = 5150 Capacidad mecánica del hormigón  
 Md (mkN) = 25.74 Momento de cálculo  
 Us1 (kN) = 84.0 Capacidad mecánica de la armadura necesaria  
 As1 (cm2) = 1.9 Sección necesaria por capacidad mecánica

Armadura mínima

As21 (kN) = 5.3 Sección mecánica mínima:  $0,04Ac.Fcd/Fyd$   
 $\alpha$  = 1.32 Factor incremento cuantía mínima mecánica < 1.5  
 As22 (kN) = 2.5 Sección mecánica mínima:  $\alpha.As$   
 As3 (kN) = 3.5 Cuantía mínima geométrica /mil >>>> 1.00

Dimensionado armadura

As (cm2) = 3.5 Armadura necesaria  
 N = 5 Número de redondos  
 $\Phi$  (mm) = 12 Diámetro  
 As,real (cm2) = 5.7 Armadura dispuesta >>> OK

Armadura longitudinal

As (cm2) = 3.5 Armadura necesaria  
 N = 8 Número de redondos  
 $\Phi$  (mm) = 12 Diámetro  
 As,real (cm2) = 9.0 Armadura dispuesta >>> OK

Dimensionado armadura: Central Techo (S7)

M,ed (mkN) = 103.0 Flector de cálculo

M,ek (mkN) = 6.9 Flector ELS Casi permanente

Comprobación a flexión

C (m) = 0.35 Canto de la sección  
 B (m) = 1.00 Ancho de la sección  
 d (m) = 0.309 Canto útil en la sección de estudio  
 Uo (kN) = 5150 Capacidad mecánica del hormigón  
 Md (mkN) = 102.99 Momento de cálculo  
 Us1 (kN) = 344.8 Capacidad mecánica de la armadura necesaria  
 As1 (cm2) = 7.8 Sección necesaria por capacidad mecánica

Armadura mínima

As21 (kN) = 5.3 Sección mecánica mínima:  $0,04Ac.Fcd/Fyd$   
 $\alpha$  = 0.76 Factor incremento cuantía mínima mecánica < 1.5  
 As22 (kN) = 0.0 Sección mecánica mínima:  $\alpha.As$   
 As3 (kN) = 3.5 Cuantía mínima geométrica /mil >>>> 1.00

Dimensionado armadura

As (cm2) = 7.8 Armadura necesaria  
 N = 7 Número de redondos  
 $\Phi$  (mm) = 25 Diámetro  
 As,real (cm2) = 34.4 Armadura dispuesta >>> OK

Armadura longitudinal

As (cm2) = 3.5 Armadura necesaria  
 N = 5 Número de redondos  
 $\Phi$  (mm) = 18.11 Diámetro  
 As,real (cm2) = 12.9 Armadura dispuesta >>> OK



Comprobación fisuración	
Beta =	1.7 Parámetro cargas directas
s (mm) =	200.0 Separación media entre barras
k1 =	0.125 Tipo de sollicitación
Ac,ef (cm2) =	875 Area eficaz zona traccionada
As (cm2) =	5.7 Sección total armadura en zona traccionada
Sm (mm) =	215 Separación media de fisuras

Cálculo de tensiones en servicio	
Mk (KN.m) =	14.2 Momento de servicio (Casi permanente)
Fct (Mpa) =	2.56 Resistencia a tracción del hormigón
Wb (m3) =	0.020 Modulo resistente sección bruta
M.fis (KN.m) =	52.37 Momento de fisuración sección bruta
Ib (m4) =	0.0036 Inercia sección bruta

**Sección sin fisurar**

Comprobación cortante	
Vrd (kN) =	39.49 Cortante de cálculo efectivo
bo (m) =	1.00 Ancho reducido de la sección
$\xi$ =	1.80
$\rho_1$ =	0.002 Cuantía geométrica armadura transversal
$\sigma_{cd}$ (Kpa) =	160.5 Tensión compresión compatible
Vu2 (kN) =	104.48 Cortante resistido sin armadura transversal
Vu2,min (kN) =	160.33 Cortante resistido mínimo

OK	
Vu1 (kN) =	1545 Agotamiento por compresión oblicua 0.03
Vcu (kN) =	88.30 Colaboracion hormigon con armadura transversal
$\Phi_{cer}$ (mm) =	10 Diámetro rama de cerco
N,cer (mm) =	4 Nº de ramas por sección
S,min (m) =	0.232 Separación longitudinal mínima
S,cer (m) =	0.20 Separación entre cercos
A $\alpha$ .Fy $\alpha$ (kN/m) =	628.32 Cuantía mecánica de cercos
A $\alpha$ .Fy $\alpha$ ,min =	241.98 Cuantía mecánica mínima a disponer
Vsu (kN) =	174.74 Colaboración armadura transversal
Vu2 (kN) =	263.04 Resistencia a cortante OK

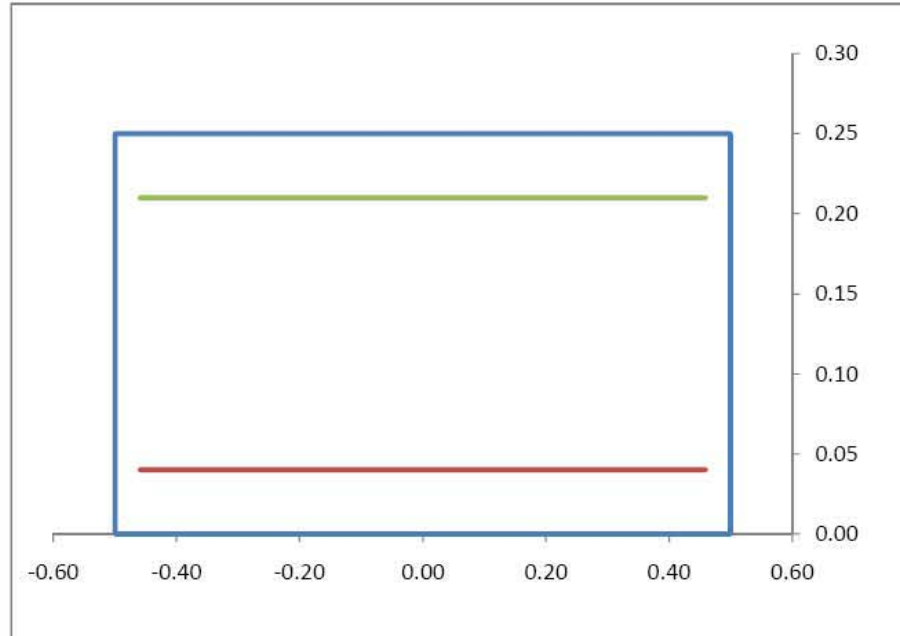
Comprobación fisuración	
Beta =	1.7 Parámetro cargas directas
s (mm) =	142.9 Separación media entre barras
k1 =	0.125 Tipo de sollicitación
Ac,ef (cm2) =	875 Area eficaz zona traccionada
As (cm2) =	34.4 Sección total armadura en zona traccionada
Sm (mm) =	142 Separación media de fisuras

Cálculo de tensiones en servicio	
Mk (KN.m) =	6.9 Momento de servicio (Casi permanente)
Fct (Mpa) =	2.56 Resistencia a tracción del hormigón
Wb (m3) =	0.020 Modulo resistente sección bruta
M.fis (KN.m) =	52.37 Momento de fisuración sección bruta
Ib (m4) =	0.0036 Inercia sección bruta

**Sección sin fisurar**

**Materiales y Geometría**

<b>Geometría</b>	
C (m) =	0.25 Canto total de la sección
N.div. =	40 Nº de divisiones del cálculo
Rec (m) =	0.040 Recubrimiento mecánico (eje armadura)



<b>Definición de la sección por rectángulos</b>			
Rect.i	Bi (m)	Hi (m)	H (m)
1	1.00	0.05	0.05
2	1.00	0.15	0.20
3	1.00	0.05	0.25

<b>Definición del armado por capas de armadura horizontal</b>										
Φ (mm)	NR	Yi (m)	As,i (cm2)	mi (mcm2)	li (m2cm2)	εs (e-3)	σs (Mpa)	T,i (kN)	M,i (mkN)	
10.0	5	0.040	3.93	0.82	0.03	-0.270	-56.61	-22.23	-4.67	
12.0	5	0.210	5.65	0.23	0.04	-10.000	-365.22	-206.53	-8.26	
			9.58	1.05	0.07			-228.8	-12.9	

<b>Materiales</b>	
Fck (Mpa) =	25.0 Resistencia característica hormigón
Ecm (Mpa) =	30345 Módulo elasticidad secante
k =	1.88 Parámetro fórmula hiperbólica
Fck,t (Mpa) =	-1.81 Resistencia a tracción del hormigón
εc1 (e-3) =	1.84 Deformación tensión máxima
εc,u1 (e-3) =	3.66 Deformación última hormigón
Fyk (Mpa) =	420 Resistencia característica acero
Es (Mpa) =	210000 Módulo elasticidad acero
γc =	1.50 Minoración hormigón
γs =	1.15 Minoración aceros
γd =	1.00 Mayoración acciones

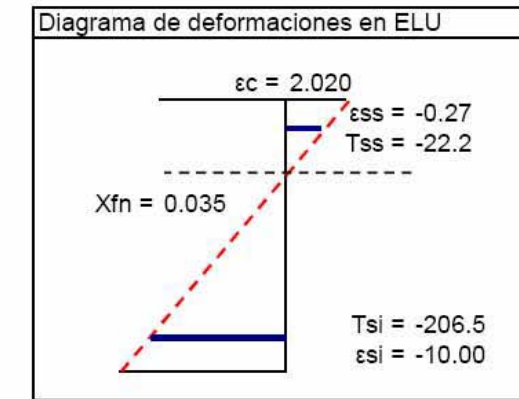
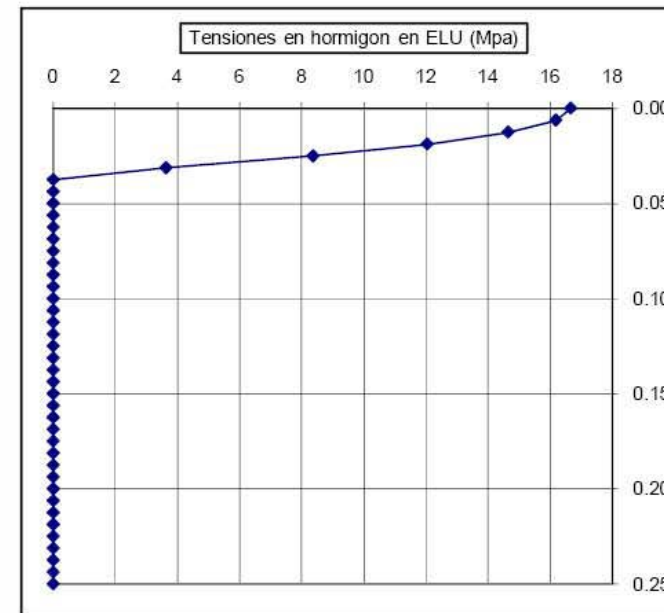
<b>Totales armadura</b>	
As (cm2) =	9.6
Ms (m.cm2) =	1.1
Is (m2.cm2) =	0.1
Ts (kN) =	-228.8
Ms (mkN) =	-12.9

**Comprobación ELU Flexión Compuesta**

<b>Solicitaciones ELU respecto CDG</b>	
N,ed (kN) =	218.5 Axil compatible
M,ed (mkN) =	57.6 Momento combinación característica

<b>Resultados</b>	
N,rd (kN) =	218.5 Ajuste equilibrio de la sección
M,rd (mkN) =	66.4 Momento último estimado
Equilibrio N >>>>>	0.0 <<<<< Esto debe ser 0
Check M >>>>>	OK Comprobación en término de flector

<b>Tanteos</b>	
Xfn (m) =	0.0353 Posición fibra neutra rotura >>> Tanteo
εc (e-3) =	2.02 Deformación Hormigón en rotura
Curvatura (Km-1) =	57.24 Curvatura en rotura
Dominio Rotura >>>>>	Dominio 2



**Comprobación ELS Flexión Compuesta**

Solicitaciones ELS respecto CDG	
N <sub>ek</sub> (kN) =	84.1 Axil compatible
M <sub>ek</sub> (mKN) =	28.0 Momento combinacion frecuente

Características mecánicas de la sección sin fisurar	
N <sub>eq,s</sub> =	6.92 Coef.Equivalencia. Arm Pasiva
Area (m2) =	0.257 Area homogeneizada de la sección
M <sub>est</sub> (m3) =	0.032 Momento estático a fibra inferior
Cdg (m) =	0.125 CDG desde fibra inferior
Inercia (m4) =	0.001 Inercia homogeneizada
W <sub>c,sup</sub> (m3) =	0.011 Mod.resistente sección superior
W <sub>c,inf</sub> (m3) =	0.011 Mod.resistente sección inferior
W <sub>s,inf</sub> (m3) =	0.016 Mod.resistente armadura pasiva

Tensiones en servicio sección homogeneizada sin fisurar	
σ <sub>c,sup</sub> (Mpa) =	2.92 Tensión superior hormigón
σ <sub>c,inf</sub> (Mpa) =	-2.25 Tensión inferior hormigón
M <sub>fis</sub> (mKN) =	19.7 Momento fisuración

Estado de la sección en servicio >>> Sección fisurada	
As <sub>min</sub> (cm2) =	3.97 Armadura mínima rotura frágil
Check A <sub>min</sub> >>>	OK Comprobación rotura frágil

Tanteos	
X <sub>fn</sub> (m) =	0.0481 Fibra neutra fisurada servicio <<< Tanteo
ε <sub>c</sub> (e-3) =	0.2380 Def. Hormigón en servicio <<< Tanteo
Curvatura (Km-1) =	4.952 Curvatura en servicio

Resultados	
N <sub>kr</sub> (KN) =	84.1 Ajuste equilibrio de la sección
M <sub>kr</sub> (mKN) =	28.0 Momento respuesta
Equilibrio N >>>>>	0.0 <<<< Esto debe ser 0
Equilibrio M >>>>>	0.0 <<<< Esto debe ser 0

Características mecánicas de la sección fisurada	
Area (m2) =	0.066 Area equivalente sección fisurada
M <sub>est</sub> (m3) =	0.014 Momento estático (fib.inf)
Cdg (m) =	0.209 CDG (fib.inf)
Inercia (m4) =	0.000 Inercia Fisurada
W <sub>c,sup</sub> (m3) =	0.003 Mod.resistente sección superior
W <sub>c,inf</sub> (m3) =	0.001 Mod.resistente sección inferior
W <sub>s,inf</sub> (m3) =	0.001 Mod.resistente armadura pasiva inferior
σ <sub>sr</sub> (Mpa) =	168.7 Tensión armadura pasiva en M.fis

Apertura fisura	
Diam. Arm (mm) =	12 Armadura longitudinal dispuesta
Sep (mm) =	200 Separación Armaduras
K1 =	0.125 Coeficiente de tracciones
K2 =	1.000 Coeficiente de repetición
β =	1.70 Coeficiente de apertura característica
Rec (mm) =	40 Recubrimiento Clase II,a
S (mm) =	180 Separación a considerar en cálculo
Bc (mm) =	1000 Anchura cabeza inferior sección
Ac.eficaz (mm2) =	62500 Area de hormigón traccionado
As (mm2) =	565 Sección armadura pasiva
Sm (mm) =	182 Separación calculada de fisuras
1-k2.(σ <sub>sr</sub> /Sg.s)^2 =	0.40 Reducción por Tension-Stefening
Wk (mm) =	0.10 Máxima fisura clase II a < 0,3 mm

Tensiones en niveles de armadura								
Yi (m)	As,i (cm2)	Mi (mcm2)	li (m2cm2)	ε <sub>s</sub> (e-3)	σ <sub>s</sub> (Mpa)	Ts,i (kN)	Ms,i (mKN)	
0.040	3.93	0.82	0.00	0.040	8.38	3.29	0.69	
0.210	5.65	0.23	0.16	-0.802	-168.41	-95.23	-3.81	
<b>TOTALES</b>	<b>9.58</b>	<b>1.05</b>	<b>0.16</b>			<b>-91.94</b>	<b>-3.12</b>	

