

GRADO EN INGENIERÍA CIVIL  
**TRABAJO FIN DE GRADO**

***PROYECTO CONSTRUCTIVO PARA LA  
RENOVACIÓN DEL PUENTE DE SANTA  
CRUZ EN LLODIO, ÁLAVA***

***DOCUMENTO 1- MEMORIA Y ANEXOS***

**Alumno/Alumna:** Zaballa Azcoaga, Mikel

**Director/Directora (1):** Correa Garcia, Nekane

**Director/Directora (2):**

**Curso:** 2019-2020

**Fecha:** En Bilbao, a 13 de Febrero de 2020

# ÍNDICE

1. ANEXO 0. MEMORIA CONSTRUCTIVA
2. ANEXO 1. FOTOS DEL ESTADO ACTUAL
3. ANEXO 2. TOPOGRAFÍA
4. ANEXO 3. CLIMATOLOGÍA Y METEOROLOGÍA
5. ANEXO 4. ESTUDIO GEOTÉCNICO
6. ANEXO 5. ANÁLISIS DEL TRAFICO Y FIRMES
7. ANEXO 6. SEÑALIZACIÓN
8. ANEXO 7. ALUMBRADO
9. ANEXO 8. SERVICIOS AFECTADOS
10. ANEXO 9. CÁLCULO ESTRUCTURAL. TABLERO
11. ANEXO 10. CÁLCULO ESTRUCTURAL. ESTRIBOS Y MUROS  
LATERALES
12. ANEXO 11. ELEMENTOS DEL PUENTE
13. ANEXO 12. PROCESO CONSTRUCTIVO

ANEXO 0  
MEMORIA DESCRIPTIVA

## Contenido

1. Objeto .....	3
2. Situación y emplazamiento .....	3
3. Conocimientos previos.....	5
3.1. Clasificación .....	5
3.2. Partes de un puente.....	7
3.2.1. Subestructura o Infraestructura.....	7
3.2.2. Superestructura.....	7
3.3. Estudios básicos.....	8
3.4. Tipos de puentes .....	8
3.4.1. Puentes de arco .....	8
3.4.2. Puentes de vigas .....	9
3.4.3. Puentes de armadura.....	10
3.4.4. Puentes colgantes.....	10
3.4.5. Puentes de arco atados.....	11
3.4.6. Puentes de suspensión .....	12
3.4.7. Puentes voladizos .....	12
4. Elección del tipo de puente .....	13
5. Puentes tipo losa.....	14
6. Descripción del proyecto.....	14
6.1. Descripción geométrica .....	14
6.2. Estudio topográfico.....	14
6.3. Climatología y meteorología .....	15
6.4. Estudio hidrológico.....	15
6.5. Estudio geotécnico .....	16

6.6.	Análisis del tráfico y firmes .....	17
6.7.	Señalización .....	17
6.8.	Alumbrado .....	17
6.9.	Servicios afectados .....	18
6.10.	Calculo estructural del tablero.....	18
6.11.	Calculo estructural de los estribos y muros laterales .....	19
6.12.	Elementos del puente .....	20
6.13.	Proceso constructivo .....	20
7.	Prueba de carga .....	21
8.	Resumen del presupuesto .....	22
9.	Documentos del proyecto.....	23
9.1.	Documento 1. Memoria .....	23
9.1.1.	Memoria descriptiva.....	23
9.1.2.	Anexos.....	23
9.2.	Documento 2. Planos .....	23
9.3.	Documento 3. Pliego de condiciones.....	24
9.4.	Documento 4. Presupuesto .....	24
10.	Normativa .....	25
11.	Bibliografía.....	25

## 1. Objeto

El objetivo de este proyecto es la reconstrucción de un puente en Santa Cruz, para garantizar la seguridad tanto de los conductores como de los propios peatones. Para ello se construirá un carril, y dos aceras en ambos bordes de la calzada. Este puente sustituirá al actual, que simplemente consta de un carril de 3m de ancho para vehículos y ningún tipo de paso para los peatones.

## 2. Situación y emplazamiento

Llodio es un municipio de la comunidad autónoma País Vasco situado al norte de Álava, en la frontera con la provincia de Vizcaya. Se encuentra enmarcado en el Valle de Ayala y cuenta con una población de 18.237 habitantes (Mujeres 9.231 - Hombres 9.006), lo que le convierte en la segunda localidad en importancia de Álava en número de habitantes, por detrás de Vitoria-Gasteiz, la capital. Es la población principal de la comarca, tanto en habitantes como en nivel de actividad industrial y comercial.



Imagen 1. Comunidad autónoma del País Vasco

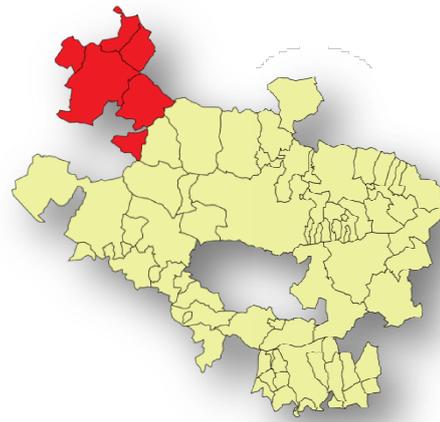


Imagen 2. Valle de Ayala en Álava



Imagen 3. Laudio/Llodio en el Valle de Ayala

Llodio tiene una extensión de 37.675 kilómetros cuadrados y se encuentra dividido en siete barrios: Ugarte, Gardea, Areta, Lateorro, Larrazabal-Landaluze, Larraño y la zona centro. El Nervión es el eje fundamental de la actividad del municipio, ya que es el río principal de la localidad. El Nervión realiza un recorrido de siete kilómetros para atravesar el municipio y en su transcurrir recibe la aportación de agua de los numerosos arroyos con que cuenta Llodio: San Juan, Aldaikorreka, Oleta, Larra, Zabale y Olarte, entre otros.

Todos estos arroyos nacen en los diferentes montes que circundan la segunda localidad alavesa. Estos montes han condicionado el desarrollo del valle de Llodio y, aunque la altitud en el centro del municipio ronda los 130 metros, la orografía del terreno que rodea el municipio varía en cada barrio y en los distintos montes que circundan el pueblo: Pagolar (718 m), Mostatxa (667 m), Elorritxugana (721 m), Zenagortagane (700 m), Kamaraka (782 m), Goikogane (698 m), Lujamendi (470 m)...

La situación geográfica de Llodio, en la frontera con Bizkaia, contribuye a la buena comunicación del municipio (a 20 kilómetros de Bilbao y a 47 de Vitoria-Gasteiz). Llodio limita al norte con Okondo y Arrankudiaga, al este con Arrankudiaga y Orozko, y al sur y al oeste con Okondo y Ayala.



Imagen 4. Ludio/Llodio

Llodio es un punto estratégico a nivel de comunicaciones ya que tiene fácil acceso al puerto y al aeropuerto y es un referente importante en la configuración de la red viaria y de ferrocarril. Hoy en día, el municipio cuenta con tres estaciones y constante servicio de trenes tanto desde Bilbao como desde Orduña (cada 25 minutos). También hay autobuses desde la capital vizcaína, a los que hay que sumar los que unen Llodio con Vitoria-Gasteiz. En cuanto a las carreteras también tienen



Imagen 5. Comunicaciones de Ludio/Llodio

buenas comunicaciones, ya que la autopista A-68 y la carretera A-625 les permiten llegar con comodidad hasta el centro del municipio.

En cuanto a la localización exacta de nuestro puente, este se encuentra en el barrio de Gardea, en Santa Cruz, situado al sur de Llodio. Este puente cruzara las vías C-3 y unirá a los vecinos de Santa Cruz al resto de Gardea y Llodio.

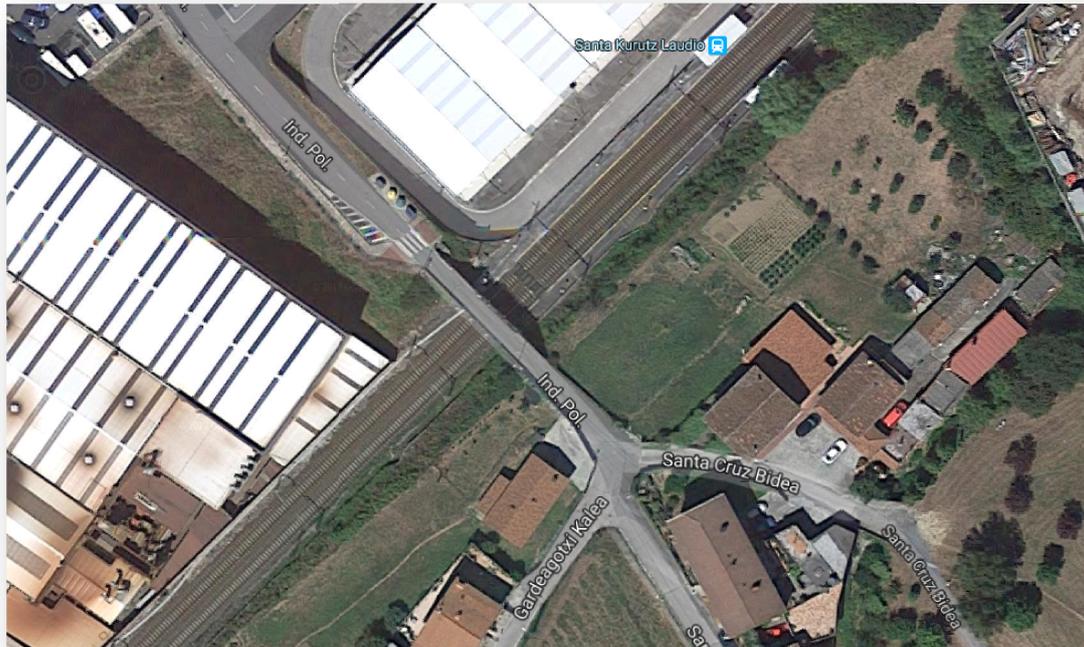


Foto 1. Vista en planta del puente de Santa Cruz

### 3. Conocimientos previos

Antes de entrar de lleno en la materia, es necesario conocer algo más sobre los puentes, para entender el por qué de esta elección. Para ello, en los siguientes apartados se hace una pequeña introducción a los puentes, explicando brevemente su clasificación, las partes de un puente, los estudios básicos a realizar y los tipos de puentes. Posteriormente y en base a todo lo descrito, se ha procedido a la elección del puente del que se basa este estudio.

#### 3.1. Clasificación

Los puentes pueden ser clasificados según muchas características que presentan, entre las clasificaciones más comunes se tienen las siguientes:

- **Por su longitud:**
  - Puentes mayores (Luces de vano mayores a los 50 m.).

- Puentes menores (Luces entre 10 y 50 m.).
- Alcantarillas (Luces menores a 10 m.).
- **Por el servicio que presta:**
  - Puentes camineros.
  - Puentes ferroviarios.
  - Puentes en pistas de aterrizaje
  - Puentes acueducto (para el paso de agua solamente).
  - Puentes canal (para vías de navegación).
  - Puentes para oleoductos.
  - Puentes basculantes (en zonas navegables)
  - Puentes parpadeantes (en cruces de navegación)
  - Pasarelas (o puentes peatonales)
  - Puentes mixtos (resultado de la combinación de casos).
- **Por el material del que se construye la superestructura:**
  - Puentes de madera.
  - Puentes de mampostería de ladrillo.
  - Puentes de mampostería de piedra.
  - Puentes de hormigón ciclópeo.
  - Puentes de hormigón simple.
  - Puentes de hormigón armado.
  - Puentes de hormigón pretensado.
  - Puentes de sección mixta.
  - Puentes metálicos.
- **Por la ubicación del tablero:**
  - Puentes de tablero superior.
  - Puentes de tablero inferior.
  - Puentes de tablero intermedio.
  - Puentes de varios tableros.
- **Por los mecanismos de transmisión de cargas a la infraestructura:**
  - Puentes de vigas.
  - Puentes aporticados.
  - Puentes de arco.
  - Puentes en volados sucesivos.
  - Puentes atirantados
  - Puentes colgantes.
- **Por sus condiciones estáticas:**
  - Isostáticos :
    - Puentes simplemente apoyados.
    - Puentes continuos con articulaciones.
    - Puentes en arco (articulados).
  - Hiperestáticos:
    - Puentes continuos.
    - Puentes en arco.

- Puentes aporticados.
- **Por el ángulo que forma el eje del puente con el del paso inferior (o de la corriente de agua):**
  - Puentes rectos (Ángulo de esviaje  $90^\circ$ ).
  - Puentes esviados (Ángulo de esviaje menor a  $90^\circ$ ).
  - Puentes curvos (Ángulo variable a lo largo del eje). (*Fotografía 1.11*)
- **Por su duración :**
  - Puentes definitivos.
  - Puentes temporales o provisionales.

### 3.2. Partes de un puente.

Se compone de las siguientes partes principales:

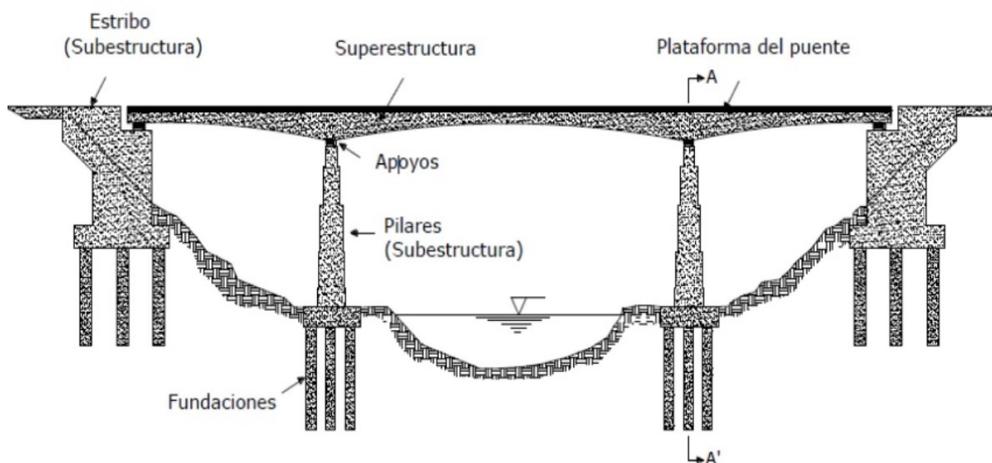


Imagen 6. Partes de un puente

#### 3.2.1. Subestructura o Infraestructura.

Compuesta por estribos y pilares.

Estribos, son los apoyos extremos del puente, que transfieren la carga de éste al terreno y que sirven además para sostener el relleno de los accesos al puente.

Pilares, son los apoyos intermedios, es decir, que reciben reacciones de dos tramos de puente, transmitiendo la carga al terreno.

#### 3.2.2. Superestructura.

Compuesta de tablero y estructura portante.

El tablero, está formado por la losa de concreto, enmaderado o piso metálico, el mismo descansa sobre las vigas principales en forma directa ó a través de largueros y viguetas transversales, siendo el elemento que soporta directamente las cargas.

Estructura portante o estructura principal, es el elemento resistente principal del puente, en un puente colgante sería el cable, en un puente en arco sería el anillo que forma el arco, etc.

También son parte de esta las vigas, diafragmas, aceras, postes, pasamanos, capa de rodadura, en el caso de puentes para ferrocarriles se tuviera las rieles y los durmientes.

### 3.3. Estudios básicos

Antes de proceder con el diseño del proyecto de un puente, es indispensable realizar los estudios básicos que permitan tomar conocimiento pleno de la zona, que redunde en la generación de información básica necesaria y suficiente que concluya en el planteamiento de soluciones satisfactorias plasmadas primero en anteproyectos y luego en proyectos definitivos reales, y ejecutables.

El proyectista deberá informarse adecuadamente de las dificultades y bondades que le caracterizan a la zona antes de definir el emplazamiento del puente. Emplazamiento que deberá ser fruto de un estudio comparativo de varias alternativas, y que sea la mejor respuesta dentro las limitaciones (generación de información) y variaciones de comportamiento de los cambios naturales y provocados de la naturaleza.

Debe igualmente especificar el nivel de los estudios básicos y los datos específicos que deben ser obtenidos. Si bien es cierto que los datos naturales no se obtienen nunca de un modo perfecto, estos deben ser claros y útiles para la elaboración del proyecto. Las especificaciones y metodología a seguir para la realización de los estudios básicos no son tratados en esta obra. Los estudios básicos deben ser realizados de acuerdo a los requerimientos del proyectista, por personal especializado, con experiencia, y según los procedimientos que se establecen en los manuales especializados de ingeniería de puentes, que en general son más exigentes que lo requerido para las edificaciones.

Como parte de los estudios básicos, es igualmente recomendable realizar un estudio, infraestructura instalada, mano de obra especializada, equipos, y otros que el proyectista considere de utilidad.

### 3.4. Tipos de puentes

#### 3.4.1. Puentes de arco

Estos puentes usan el arco como componente estructural principal. Están hechos con una o más bisagras, dependiendo de qué tipo de carga y fuerzas de estrés deben soportar. Ejemplos de puentes de arco son “Puente Viejo” en Mostar, Bosnia y Herzegovina y el Puente de la Puerta del Infierno en Nueva York.



Foto 2. Puentes de arco. Puente Mostar en Bosnia y Herzegovina

- Ventajas:
  - Permiten utilizar materiales simples, como piedra y similares, cemento, materiales de relleno, hormigón en masa (no armado), ladrillo, etc. (epoca de los romanos y medieval).
  - A partir del siglo XIX se empezó a utilizar el hierro.
  - Son adecuados en sitios capaces de proporcionar una buena resistencia al empuje horizontal.
  - Se pueden utilizar para salvar grandes distancias construyéndolos con una serie de arcos sucesivos.
- Desventajas:
  - La piedra y muchos materiales similares son fuertes en esfuerzos de compresión, pero poco resistentes a esfuerzos de tracción, por lo que por eso, muchos puentes en arco, están diseñados para trabajar a compresión.

### 3.4.2. Puentes de vigas

Tipo muy básico de puentes apoyados por varios travesaños de varias formas y tamaños. Pueden ser inclinados o en forma de V. Ejemplo de puente de vigas es Lake Pontchartrain Causeway en el sur de Louisiana.



Foto 3. Puente de vigas. Puente Lake Pontchartrain Causeway

### 3.4.3. Puentes de armadura

Diseños de puentes muy populares que usan malla diagonal de postes sobre el puente. Los dos diseños más comunes son los postes principales (dos postes diagonales soportados por una sola columna vertical en el centro) y postes principales (dos postes diagonales, dos postes verticales y postes horizontales que conectan dos postes verticales en la parte superior).



Foto 4. Puente de armadura

### 3.4.4. Puentes colgantes

Son puentes sostenidos por un arco invertido formado por numerosos cables de acero, del que se suspende el tablero del puente mediante tirantes verticales. Al igual que el puente de arco, es un puente que resiste gracias a su forma. Las fuerzas

principales en este tipo de puentes son de tracción en los cables principales y de compresión en los pilares.



Foto 5. Puente colgante. Akashi Kaikyo.

- Ventajas:
  - El vano central puede ser muy largo en relación a la cantidad de material empleado.
  - Pueden tener la plataforma a gran altura permitiendo el paso de barcos muy altos.
  - No se necesitan apoyos centrales durante su construcción, permitiendo su construcción sobre profundos cañones, masas de agua con mucho tráfico marítimo....
  - Puede flexionar bajo vientos severos y terremotos (un puente más rígido debería ser más fuerte).
- Inconvenientes:
  - En condiciones de fuertes vientos o turbulencias se hace intransitable por falta de rigidez.
  - Bajo grandes cargas de viento, las torres ejercen un gran momento (fuerza en sentido curvo) en el suelo, y requieren una gran cimentación cuando se trabaja en suelos débiles, lo que resulta caro.

#### 3.4.5. Puentes de arco atados

Parecidos a los puentes de arco, pero transfieren el peso del puente y la carga de tráfico a la cuerda superior que está conectada a los cordones inferiores en la base del puente. A menudo se llaman arcos de arco o arco de cuerdas de arco.



Foto 6. Puente arco. Arcos de Alconétar, Embalse de Alcantara.

#### 3.4.6. Puentes de suspensión

Puentes que utilizan cuerdas o cables de la suspensión vertical para soportar el peso de la cubierta del puente y el tráfico. Ejemplo de puente colgante es Golden Gate Bridge en San Francisco.



Foto 7. Puente de suspensión. Golden Gate Bridge

#### 3.4.7. Puentes voladizos

De apariencia similar a los puentes en arco, pero soportan su carga no a través de los soportes verticales sino a través de los arriostamientos diagonales. Ejemplo de puente voladizo es el puente de Queensboro en la ciudad de Nueva York.



Foto 8. Puente voladizo. Puente de Queensboro en la ciudad de nueva York

#### 4. Elección del tipo de puente

Para elegir el tipo de puente más adecuado, es necesario disponer previamente de los datos mencionados con anterioridad para el proyecto de un puente. La elección del tipo de sistema estructural es una de las etapas más importantes en la elaboración del proyecto de un puente.

En general, se debe tener presente:

- Las condiciones naturales del lugar de emplazamiento de la obra
- Las diversas soluciones técnicamente factibles de acuerdo a las dimensiones del proyecto.

En base a lo anterior, se deben preparar anteproyectos y luego de una evaluación técnico-económica elegir la solución más conveniente.

La luz del puente es el primer parámetro a considerar cuando se inicia el proceso de selección del tipo o tipos de puentes a estudiar. En este caso, la luz a salvar será de 10,5 m.

Para este caso, se ha optado por un puente de tipo losa de hormigón armado. Esta solución también abarca una serie de ventajas no descritas como por ejemplo la rápida y sencilla creación del mismo, sin necesidad de mano de obra especializada. Otra ventaja sería que se puede acoplar a distintas demandas y es ideal para el paso de los vehículos.

## 5. Puentes tipo losa

Este tipo de puentes son usados especialmente para luces menores a los 7 metros en puentes carreteros y 5 metros tratándose de puentes ferroviarios, pudiendo llegarse a luces de 12 metros con hormigón armado y hasta los 35 metros con losas de hormigón preesforzado, y son de una gran ayuda espacialmente cuando se están reutilizando antiguos estribos, en las figuras siguientes se puede observar algunas características más importantes de este tipo de puente.

Los puentes losas pueden formar uno de los tres tipos siguientes:

- Uno o más tramos de losa simplemente apoyados sobre estribos y/o pilares. Este tipo se denominan losas simples.
- Una losa continua extendiéndose sobre tres o más apoyos pero sin que esta forme una sola sección con estos. Este tipo de losa se denomina losa continua y puede ser de espesor uniforme o variable y en este último caso la variación de espesor puede ser lineal o parabólica.
- Una losa continua y además la cual este unida con sus apoyos, en uno o más tramos, constituyendo una losa en pórtico. En este caso el espesor es mayormente variable salvo que se trate de losas de luces inferiores a 6 metros por cada tramo.

## 6. Descripción del proyecto

### 6.1. Descripción geométrica

En este caso, la solución a proyectar se basaría en un puente corto, de 10,5 m de luz, y de 6,5 m de altura desde la cota del terreno. Por lo tanto, siguiendo los criterios anteriormente descritos, la solución más idónea para este puente sería la de un puente con viga continua, más específicamente, tipo losa. Esta losa, ira simplemente apoyada en sus dos extremos en dos estribos, sin necesidad de ningún tipo de pila.

En cuanto a la superestructura, esta losa sería de 10,5 m de largo por 5,8 m de ancho, en los que tendríamos un carril de 3 m de ancho junto con dos aceras de 1,2 m cada una.

Siguiendo con la subestructura, nos encontramos con dos estribos de 9,15 m de altura y acompañados con dos muros laterales, uno a cada lado de los estribos. Estos muros laterales tendrán la misma altura que los estribos, y serán de utilizados para el acopio de los rellenos donde luego irán comprendidos los firmes de la carretera.

### 6.2. Estudio topográfico

Un estudio topográfico se podría definir como un conjunto de acciones realizadas sobre un terreno con herramientas adecuadas para obtener una representación gráfica o plano.

Una vez obtenido el plano, este resulta muy útil para cualquier obra que se vaya a realizar sobre el terreno. De esta forma podemos conocer la posición de los puntos de interés y su posición exacta mediante la latitud, longitud y elevación o cota.

Para realizar un estudio topográfico es necesario disponer de varios instrumentos como el nivel y la estación total. El punto de partida de una edificación empieza con un levantamiento topográfico. Es el principio de una serie de etapas básicas que van desde la identificación y señalamiento del terreno hasta deslindes y amojonamientos.

Para este proyecto, solo se ha podido obtener información de la pagina web del ayuntamiento de Llodio como de la pagina web de la Diputación Foral de Álava. Ambos planos están realizados por el Servicio de Ordenacion del Territorio y Urbanismo.

La Cartografía Base publicada, ha sido elaborada con métodos topográficos y fotogramétricos asegurando su precisión en las 3 dimensiones X, Y, Z. Se trata por tanto de la base ideal para el desarrollo de nuevos proyectos y productos derivados, para todo el territorio. Esta información ha sido completada con medidas tomadas in situ, mediante un metro y un laser métrico.

### **6.3. Climatología y meteorología**

En este anexo se han recogido datos sobre las precipitaciones, temperaturas, humedad y viento. Éstos datos han sido recogido de la estación de Gardea, cuyo código es COD67 con una cota de 141 m. Estos datos, para el cálculo correcto, han sido complementados con los que nos aporta el EHE-08.

### **6.4. Estudio hidrológico**

Cuando se desea desarrollar una nueva infraestructura o iniciar procesos de organización industrial o de construcción de residencias es necesario realizar un estudio hidrológico o estudio hidráulico, ya que si dichos proyectos discurren en las proximidades de los cauces de los ríos, de un arroyo o de otras masas de agua de propiedad pública, pueden verse afectadas por la obra.

Por ello, se realizan los estudios de hidrología y los estudios de inundabilidad, que regulan las diferentes confederaciones hidrográficas. El estudio hidráulico en definitiva, es un documento que define cuáles son las consecuencias hidráulicas que una obra o proyecto puede llegar a afectar el estado de una cuenca hidrológica que le corresponde.

En este caso no se ha hecho un estudio hidrológico, debido a que según datos obtenidos de URA, el lugar o emplazamiento de este proyecto está fuera de peligro de inundación. En la siguiente imagen se muestra una imagen donde se muestra la delimitación de zonas inundables.



Imagen 7. Delimitación de zonas inundables URA

### 6.5. Estudio geotécnico

El proyecto de cimentación de un edificio o similar, así como el movimiento de tierras necesario para su construcción, precisan de un conocimiento preciso del terreno.

En primer lugar es necesario conocer las propiedades de los materiales y definir su comportamiento ante la nueva situación.

En segundo lugar, se necesita tener un conocimiento preciso de la geometría y distribución de las capas que configuran el terreno de cimentación. Ante la limitación, en cuanto a número de puntos, que tiene toda investigación, esta geometría se debe interpretar a partir de unos pocos datos, por lo que es imprescindible la interpretación de los datos recogidos en la campaña de campo (sondeos y ensayos penetrométricos) y los resultados de pruebas de laboratorio de suelos por un técnico cualificado.

En tercer lugar, es necesario conocer las condiciones hidrogeológicas del terreno donde se encuentra el puente.

Para el estudio geotécnico de este proyecto, se ha obtenido un informe geotécnico de la construcción de unos muros de contención realizados a escasos 150 m del emplazamiento del puente. En este estudio se explica los ensayos y sondeos realizados, entre los que destacan los sondeos de testificación y los ensayos SPT.

También se muestra el perfil geotécnico del terreno, con una explicación detallada de cada unidad geotécnica que se tiene. Estos datos también nos aporta información sobre el nivel piezométrico y nivel freático, así como la resistencia del terreno, dato clave para el posterior cálculo de las cimentaciones.

## 6.6. Análisis del tráfico y firmes

El diseño de un Sistema de Control y Regulación del Tráfico está pensado para incrementar la eficiencia y capacidad del sistema de transporte y mejorar su seguridad. El sistema de control de tráfico consiste en esencia en unos dispositivos que permitan detectar las situaciones anómalas, un centro de control en el que se reciben las informaciones de los detectores y se adoptan las decisiones pertinentes, y un medio para comunicar estas decisiones a los usuarios finales. Los sistemas de captación son los encargados de la captación de datos de tráfico, especialmente velocidad, intensidad y densidad. Estos datos son mandados al centro de control donde son tratados mediante algoritmos y se establece un mapa continuo del estado del tráfico, se genera una base de datos y se simula para analizar situaciones concretas.

En definitiva, se desarrolla un sistema que, en función a diversas variables, detecte el nivel de flujo del tráfico (fluido, denso, condensado), y las anomalías (detección automática de incidentes) que se produzcan, pero que, además, sea capaz de predecir cómo se va a comportar el sistema en el futuro inmediato en función del estado actual, o en función de un día/hora determinados.

En este caso, a fin de determinar la información sobre la intensidad del tráfico y a falta de datos oficiales de esta vía, se ha optado por una recogida de datos manual hecha in-situ. Para ello, los días 13-03-2018 y 22-03-2018, se han efectuado dos mediciones para su posterior cálculo del IMD y para determinar secciones del firme. También se ha propuesto una alternativa de acceso mientras duren los trabajos.

## 6.7. Señalización

El objetivo de este anexo será definir las diferentes señales que se usarán. Estas señalizaciones serán tanto horizontales como verticales. La señalización tendrá que ser fácilmente entendible para los usuarios, para la segura circulación de los mismos. Se describen tanto señalizaciones finales, como las provisionales que se usaran durante la ejecución de los trabajos.

## 6.8. Alumbrado

Las instalaciones de alumbrado público tienen la finalidad de iluminar las vías de circulación o comunicación y los espacios comprendidos entre edificaciones, que por sus características o seguridad general, deben permanecer iluminadas, en forma permanente o circunstancial, sean o no de dominio público.

El alumbrado público debe proporcionar unas condiciones de visibilidad idóneas para la conducción de vehículos, el paseo de viandantes o la observación del entorno.

Una buena iluminación urbana aumenta la seguridad de las personas y propiedades disminuyendo los delitos en vías públicas, aumenta la capacidad de reacción ante amenazas. También contribuye a la reducción de accidentes en la carretera, y a la ambientación urbana, dando personalidad al ambiente, pudiendo identificar lugares por su iluminación.

### 6.9. Servicios afectados

El objeto de este anexo es la localización y descripción de los servicios existentes que puedan verse afectados por las obras definidas en el proyecto de construcción del puente de Santa Cruz en Llodio y que deben ser repuestos total o parcialmente.

En este caso son tres los servicios identificados que se tendrán que sustituir. Por un lado el tendido eléctrico, la cual circula por vía aérea y en este proyecto se soterrara. Por otro lado el tendido de telefónica. El que al igual que el eléctrico circula por vía aérea y se tendrá que soterrar. Y por último la red de abastecimiento de aguas, la cual se mantendrá como bien se explica en el anexo correspondiente.

### 6.10. Cálculo estructural del tablero

En este anexo se han realizado los cálculos pertinentes para el dimensionamiento de la losa maciza de hormigón armado. En primer lugar se ha empezado por definir las dimensiones del tablero para su posterior cálculo de esfuerzos y armado. En cuanto a las dimensiones:

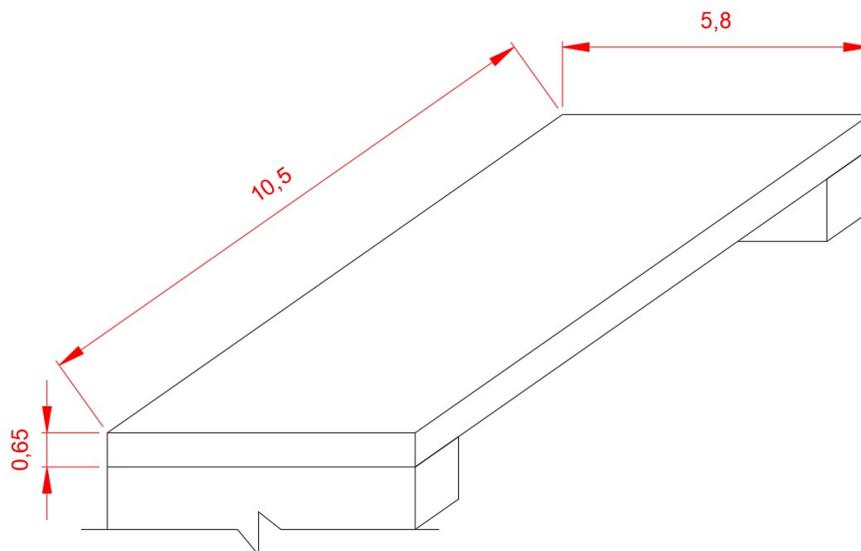


Imagen 8. Dimensiones del tablero

Una vez obtenidas las dimensiones, se ha procedido al cálculo de los esfuerzos que actuarán sobre el tablero, entre ellas tenemos las acciones permanentes (peso propio y cargas muertas), las acciones variables (sobre carga de uso, viento y nieve) y acciones accidentales (impactos y acción sísmica). Cabe destacar que al ser una losa biapoyada, el cálculo se ha hecho para una losa unidireccional, simplificando el cálculo al de una viga biapoyada.

Una vez definidos los esfuerzos se ha procedido al cálculo de las combinaciones (ELU y ELS), calculando así la combinación más desfavorable.

Con todo lo necesario ya, se procede al cálculo del armado de la losa, quedando todo definido en los planos correspondientes.

### 6.11. Cálculo estructural de los estribos y muros laterales

En este apartado se han realizado los cálculos y comprobaciones para el cálculo de los estribos y muros laterales del puente. Para ello, antes hemos debido de obtener las reacciones producidas por el tablero (anexo anterior) y los esfuerzos producidos por el terreno, de ahí la vital importancia de tener un estudio geotécnico exhaustivo.

En este apartado también, se ha comenzado por dimensionar los estribos y muros:

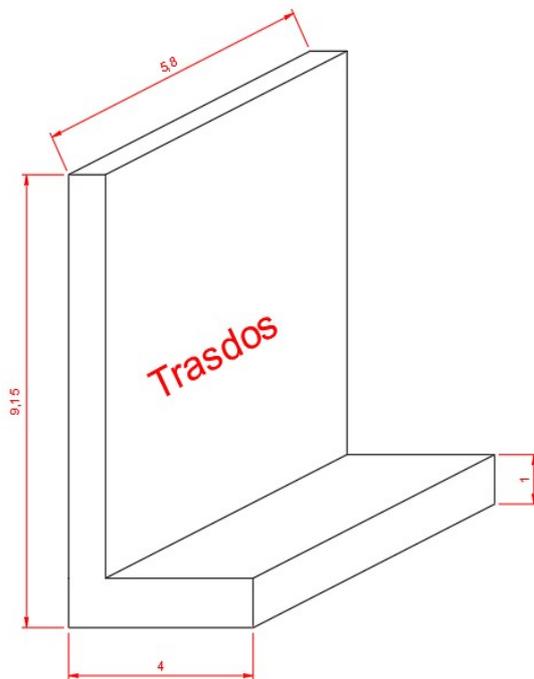


Imagen 9. Dimensiones de los estribos

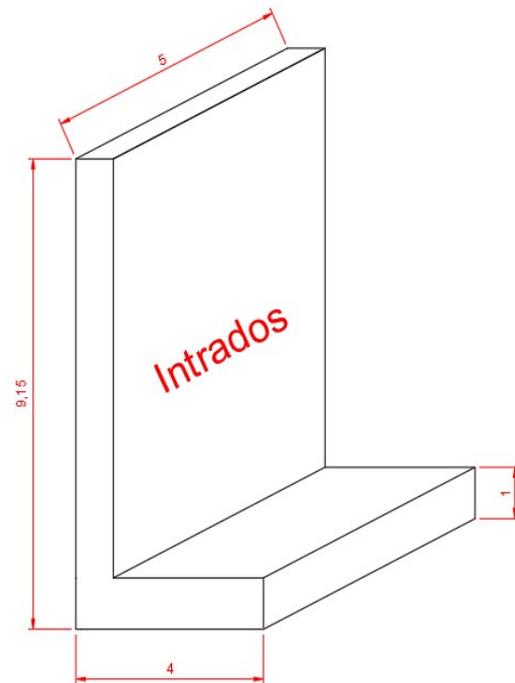


Imagen 10. Dimensiones de los muros

Al igual que con el tablero, una vez obtenidas las dimensiones de los estribos y muros, se ha procedido al cálculo de los esfuerzos que actuaran sobre ellos. Posteriormente se han hecho las comprobaciones de estabilidad estructural (comprobación al deslizamiento, al vuelco y al hundimiento). En el caso de los estribos, las comprobaciones se han efectuado en fase de construcción y fase de servicio, mientras que con los muros solo en fase de servicio.

Con todas las comprobaciones ya realizadas, entonces si ha procedido al cálculo del armado de muros y estribos. A la vez que se va ha ido haciendo este cálculo también se han hecho comprobaciones a flexión, esfuerzo cortante y fisuración. Obtenidas todas las comprobaciones, se han dado por finalizados los cálculos.

### **6.12. Elementos del puente**

En este apartado se han detallado los diferentes aparatos que formaran parte del puente y que no se han mencionado anteriormente, como por ejemplo los aparatos de apoyo, las juntas, las barandillas y el drenaje. Además de eso se ha añadido las escaleras que dan acceso a la estación de santa cruz.

### **6.13. Proceso constructivo**

En este apartado se han detallado los procesos constructivos a seguir en cada una de las etapas. En las que se incluyen las siguientes:

- Desbroce, limpieza y preparación del terreno
- Demolición del puente existente
- Replanteo
- Excavación
- Construcción de los estribos, muros laterales y escaleras
- Construcción de la losa
- Pavimentación asfáltica
- Acabados

Además de esto, se ha añadido un cuadro como la que se ve a continuación con la planificación de la obra.

TRABAJOS	MESES				
	1	2	3	4	5
Desbroce del terreno	■				
Demolición del puente	■				
Replanteo		■			
Excavación		■			
Estribos, muros y escaleras		■	■	■	
Losa				■	■
Pavimentación asfáltica					■
Acabados					■
Seguridad y salud	■	■	■	■	■
Limpieza final de obra					■

## 7. Prueba de carga

La prueba de carga de recepción de una estructura es un conjunto de operaciones consistente en la reproducción de uno o varios estados de carga sobre la misma, antes de su puesta en servicio, con objeto de confirmar que el proyecto y construcción de la obra se han llevado a cabo de forma satisfactoria.

La Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP) establece que la prueba de carga será obligatoria en aquellas obras de paso en que alguno de sus vanos tenga una luz igual o superior a 12 metros. Para luces inferiores a tal longitud, el Director de Obra o, en su caso, el Director del Proyecto, podrá decidir la realización de la prueba en función de las características o circunstancias particulares de la estructura.

Estas pruebas deben ser ejecutadas por personal técnico especializado, bajo la dirección de un ingeniero con experiencia suficiente y que será designado por el Director de Obra.

## 8. Resumen del presupuesto

### RESUMEN DE PRESUPUESTO

CAPÍTULO	RESUMEN	IMPORTE	%
01	MOVIMIENTO DE TIERRAS Y DEMOLICIONES.....	29.237,00	16,05
02	DEMOLICIONES.....	13.066,40	7,17
03	CIMENTACIONES.....	19.309,45	10,60
04	ESTRUCTURA.....	70.031,31	38,45
05	FIRMES DE CARRETERA.....	4.236,86	2,33
06	ABASTECIMIENTO.....	8.060,70	4,43
07	SANEAMIENTO.....	2.450,00	1,35
08	ELECTRICIDAD.....	4.707,75	2,58
09	TELECOMUNICACIONES.....	2.041,80	1,12
10	SEÑALIZACION.....	658,92	0,36
11	ACABADOS.....	21.585,86	11,85
12	MEDIOS AUXILIARES.....	969,80	0,53
13	GESTIÓN DE RESIDUOS.....	2.800,00	1,54
14	CONTROL DE CALIDAD Y ENSAYOS.....	90,00	0,05
15	SEGURIDAD Y SALUD.....	2.900,00	1,59
	<b>PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL</b>	<b>182.145,85</b>	
	10% IVA.....	18.214,59	
	<b>PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN</b>	<b>200.360,44</b>	

Asciende el presupuesto a la expresada cantidad de DOSCIENTOS MIL TRESCIENTOS SESENTA EUROS con CUARENTA Y CUATRO CÉNTIMOS

, 3 de enero 2020.

## 9. Documentos del proyecto

### 9.1. Documento 1. Memoria

#### 9.1.1. Memoria descriptiva

#### 9.1.2. Anexos

- Fotos del estado actual
- Topografía
- Climatología y meteorología
- Geología
- Análisis del tráfico de firmes
- Señalización
- Alumbrado
- Servicios afectados
- Calculo estructural. Tablero
- Calculo estructural. Estribos y muros laterales
- Elementos del puente
- Proceso constructivo

### 9.2. Documento 2. Planos

- Plano 01. Plano de situación
- Plano 02. Plano de emplazamiento
- Plano 03.1. Plano topográfico
- Plano 03.2. Plano de topográfico. Sección A-A'
- Plano 04.1. Plano de situación futura. Planta
- Plano 04.1. Plano de situación futura. Alzado
- Plano de sección de tablero. Detalles

- Plano de sección de tablero. Armado
- Plano de estribos. Acotado
- Plano de sección de estribos. Armado
- Plano de muros laterales. Acotado
- Plano de sección de muros laterales. Armado
- Plano de escaleras
- Plano de servicios afectados. Electricidad
- Plano de servicios afectados. Telecomunicaciones
- Plano de servicios afectados. Abastecimiento
- Plano de detalle de canalizaciones

### **9.3. Documento 3. Pliego de condiciones**

### **9.4. Documento 4. Presupuesto**

## 10. Normativa

- Real decreto 1247/2008, de 18 de Julio, por el que aprueba la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08).
- Orden FOM/273/2016, de 19 de febrero, por la que se aprueba la Norma 3.1- IC Trazado, de la Instrucción de Carreteras.
- ORDEN FOM/2842/2011, de 29 de Septiembre, por la que se aprueba la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP- 11).
- Orden FOM/534/2014, de marzo, por la que se aprueba LA NORMA 8.1-IC señalización vertical, de la Instrucción de Carreteras.
- Orden FOM/534/2014, de marzo, por la que se aprueba LA NORMA 8.2-IC “Marcas Viales” de la Instrucción de Carreteras.
- Orden de 31 de agosto de 1987 sobre señalización, balizamiento, defensa, limpieza y terminación de obras fijas en vías fuera de poblado.
- Real Decreto 637/2007, de 18 de mayo, por el que se aprueba la Norma de Construcción Sismoresistente: Puentes (NCSP-07)".
- Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de carreteras y puentes (PG-3).

## 11. Bibliografía

- Diputación foral de Álava: [www.araba.eus](http://www.araba.eus)
- Ayuntamiento de Llodio: [www.laudio.eus](http://www.laudio.eus)
- Aemet: [www.aemet.com](http://www.aemet.com)
- Euskalmet: [www.euskalmet.euskadi.eus](http://www.euskalmet.euskadi.eus)
- BOE: [www.boe.es](http://www.boe.es)
- Estructurando: [www.estructurando.net](http://www.estructurando.net)
- Apuntes ingeniería civil: [www.apuntesingenieriacivil.blogspot.com](http://www.apuntesingenieriacivil.blogspot.com)
- Apuntes de la escuela de ingenieros de Bilbao

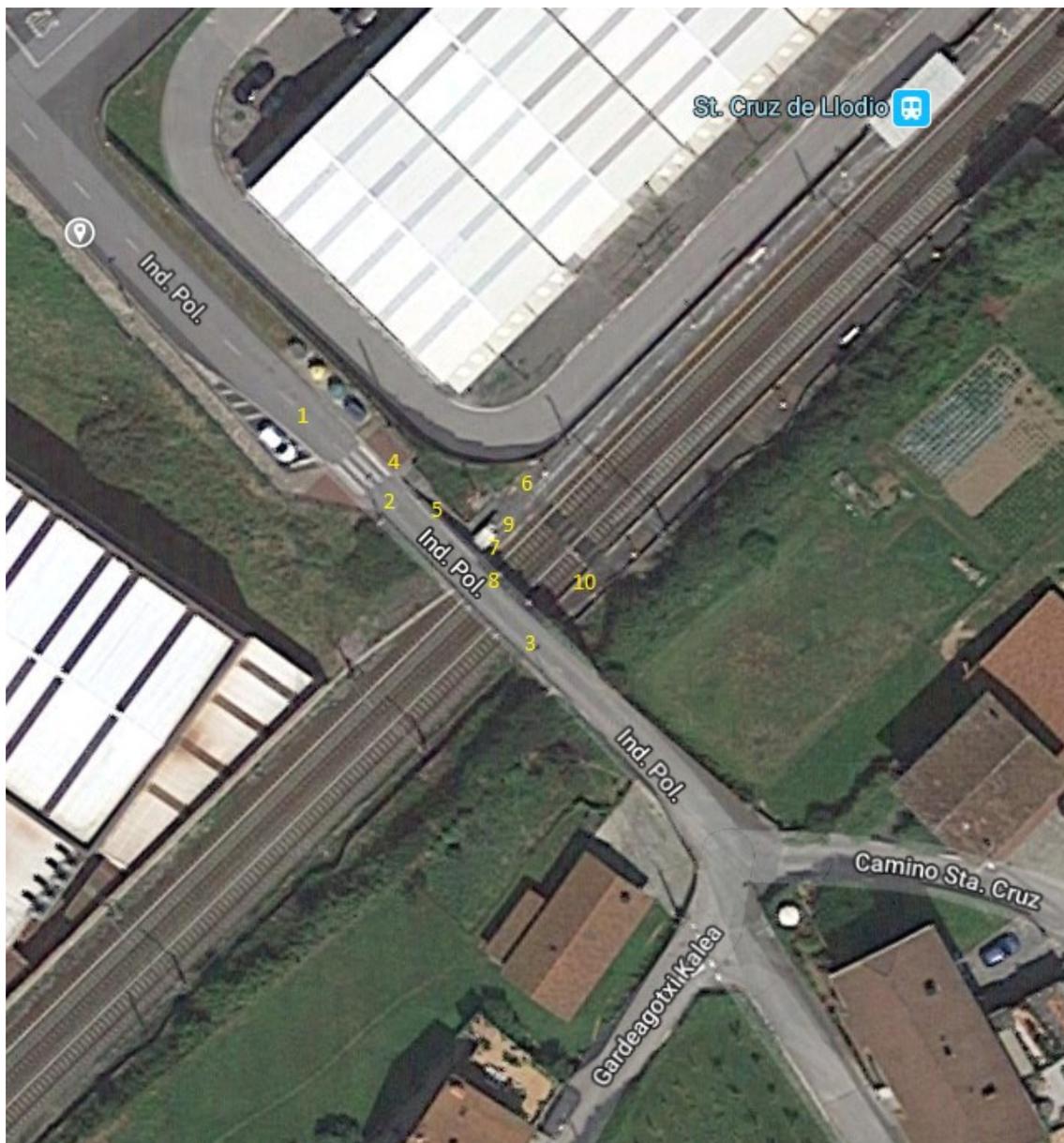
## ANEXO 1

### FOTOS DEL ESTADO ACTUAL

## Contenido

1. Fotos del estado actual del puente.....	2
--	---

## 1. Fotos del estado actual del puente



Mapa 1. Vista en planta del puente de Santa Cruz



Foto 1. Vista desde los polígonos



Foto 2. Vista desde los polígonos



Foto 3. Vista desde Gardeagotxi



Foto 4. Vista escaleras

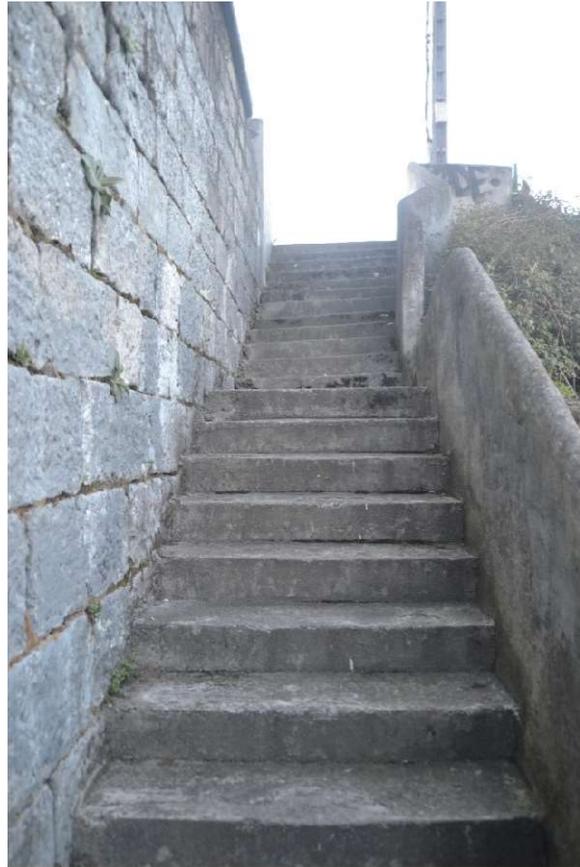


Foto 5. Vista de las escaleras



Foto 6. Vista desde el apeadero de Santa Cruz



Foto 7. Vista desde debajo



Foto 8. Vista desde los tubos de saneamiento



Foto 9. Vista inferior desde apeadero de Santa Cruz



Foto 10. Vista inferior desde apeadero de Santa Cruz

ANEXO 2  
TOPOGRAFÍA Y CARTOGRAFÍA

## Contenido

1. Introducción .....	2
2. Cartografía del ayuntamiento de Llodio.....	2
3. Cartografía de la Diputación Foral de Álava .....	2
4. Vértices geodésicos .....	2

## 1. Introducción

Los planos a usar, serán sacados tanto de la página web del ayuntamiento de Llodio como de la página web de la Diputación Foral de Álava. Ambos planos están realizados por el Servicio de Ordenación del Territorio y Urbanismo, que corresponden a la Diputación Foral de Álava.

Esta IDE (Infraestructura de datos espaciales) y la Información Territorial que en ella se muestra, se desarrolla atendiendo a las recomendaciones de la Directiva Europea INSPIRE y del Consejo Superior Geográfico, permitiendo su interoperabilidad con otros sistemas e informaciones geográficas.

La Cartografía Base publicada (BTA5000 y BTU500), ha sido elaborada con métodos topográficos y fotogramétricos asegurando su precisión en las 3 dimensiones X, Y, Z. Se trata por tanto de la base ideal para el desarrollo de nuevos proyectos y productos derivados, para todo el territorio.

## 2. Cartografía del ayuntamiento de Llodio

Esta cartografía en sistema de referencia ETRS89 es obtenida de una transformación local a partir de la cartografía original en el sistema de referencia ED50. Esta cartografía ED50 fue realizada en el año 2005 y transformada a ETRS89 en noviembre de 2014. La equidistancia de las curvas de nivel es de 1 metro.

## 3. Cartografía de la Diputación Foral de Álava

Esta IDE y la Información Territorial que en ella se muestra, se desarrolla atendiendo a las recomendaciones de la Directiva Europea INSPIRE y del Consejo Superior Geográfico, permitiendo su interoperabilidad con otros sistemas e informaciones geográficas.

La Cartografía Base publicada (BTA5000 y BTU500), ha sido elaborada con métodos topográficos y fotogramétricos asegurando su precisión en las 3 dimensiones X, Y, Z. Se trata por tanto de la base ideal para el desarrollo de nuevos proyectos y productos derivados, para todo el territorio.

## 4. Vértices geodésicos

Con la publicación del Real Decreto 1071/2007, se adopta el sistema ETRS89 como sistema de referencia geodésico oficial en España. En el mismo se establece como referencia de altitudes, los registros del nivel medio del mar en Alicante.

Dichos sistemas de referencia se materializan en la provincia de Álava, mediante una red de vértices geodésicos y de señales de nivelación de precisión, distribuidas uniformemente a lo largo del territorio.

A estas dos redes hay que añadir la de estaciones de referencia GNSS (Global Navigation Satellite System) de Euskadi. Todas estas redes son conformes entre sí y con las del IGN (Instituto Geográfico Nacional).

La red de vértices geodésicos que envuelven la provincia de Álava la conforman un total de 254 vértices, de los cuales 9 son REGENTE y 65 pertenecen a la red ROI. Estas 74 señales son coincidentes con vértices de la red del IGN.

Con el fin de dotar de coordenadas ETRS89a la red de vértices geodésicos de Álava, se ha procedido a re observar y re calcular dicha red en 2012. Un convenio de colaboración entre la DFA y el IGN, ha permitido obtener unas únicas coordenadas ETRS89 de los vértices geodésicos comunes a ambas redes.

Aquí un listado de las nuevas coordenadas ETRS89, así como una planta y las reseñas de algunos de los vértices REGENTE, ROI y de 4º Orden de la red de Álava situados en Llodio o en las cercanías.

- Kamaraka
- Garate
- Larraño
- Larrako-Larraño
- Pagolar
- Untzeta
- Jesuri



Mapa 1: Localización de los vértices geodésicos



Arabako Foru Aldundia  
Diputación Foral de Álava

Ingurumen eta Hirigintza Saila  
Departamento de Medio Ambiente y Urbanismo

Hirigintza Zerbitzua  
Servicio de Urbanismo

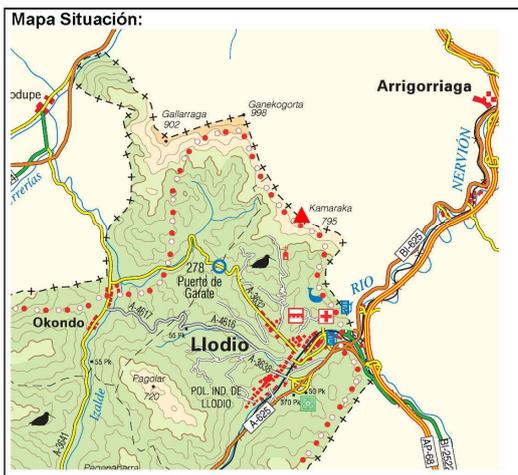
**RESEÑA VÉRTICE GEODÉSICO**

<b>Nombre:</b> KAMARAKA <b>Número DFA:</b> 2 <b>Número IGN:</b> <b>Orden:</b> 4 Orden	<b>Coordenadas Geográficas</b> <b>Sistema de Ref:</b> ED50 ETRS89 <b>Longitud:</b> -2° 57' 34,12030" -2° 57' 38,80638" ±0.060 m <b>Latitud:</b> 43° 10' 35,44181" 43° 10' 31,50779" ±0.060 m <b>Altitud (CP):</b> 850,033 m ±0.095 m <b>Compensación:</b> 1992-1993 1 de enero de 2012 Elipse de error al 95% de confianza
<b>Municipio:</b> Llodio <b>Provincia:</b> Araba/Álava <b>Hoja 1/5000:</b> 166-40 <b>Fecha de Construcción:</b> 1992-1993 <b>Fecha de Última Observación:</b> 2010-2011 (GPS) <b>Calculado por:</b> Instituto Geográfico Nacional <b>Pilar:</b> 1.20 m de alto <b>Base:</b> 0.55 m de alto	<b>Coordenadas UTM Huso30</b> <b>Sistema de Ref:</b> ED50 ETRS89 <b>X:</b> 503293,574 m 503187,685 m <b>Y:</b> 4780503,557 m 4780295,805 m <b>Factor escala:</b> 0,99960013 0,99960012 <b>Convergencia</b> 0° 01' 40" 0° 01' 37" <b>ANMM/Ortométrica (CP):</b> 799,692 m

**Situación y acceso:**  
 Se accede desde el barrio de Santa Lucía en Llodio por la pista que lleva hasta la ermita. Unos 300 metros antes de la ermita se toma una pista que bordea una casa. Se sigue en ascenso hasta llegar a una zona donde la pista se suaviza. Frente a un anchurón se toma una pista forestal en mal estado, que en zig-zag permite subir hasta lo más alto, donde está el hito.



**Observaciones:**  
 Informe del estado del vértice: [cartografia@alava.net](mailto:cartografia@alava.net)



CF: Centrado Forzado. CP: Cabeza Pilar. BP: Base Pilar. ANMM: Altitud sobre el nivel medio del mar.



Arabako Foru Aldundia  
Diputación Foral de Álava

Ingurumen eta Hirigintza Saila  
Departamento de Medio Ambiente y Urbanismo

Hirigintza Zerbitzua  
Servicio de Urbanismo

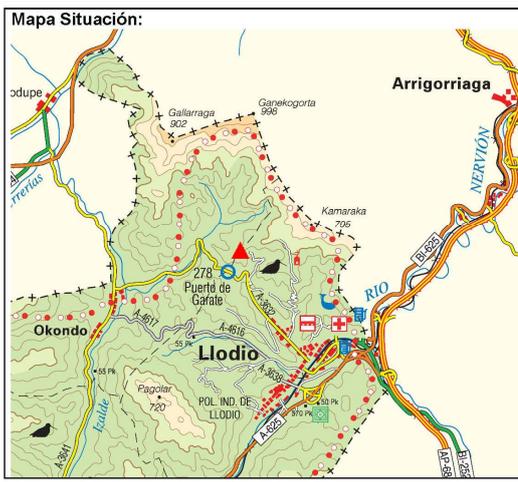
**RESEÑA VÉRTICE GEODÉSICO**

<b>Nombre:</b> GARATE <b>Número DFA:</b> 3 <b>Número IGN:</b> <b>Orden:</b> 4 Orden	<b>Coordenadas Geográficas</b> <b>Sistema de Ref:</b> ED50 ETRS89 <b>Longitud:</b> -2° 59' 05,00158" -2° 59' 09,68844" ±0.065 m <b>Latitud:</b> 43° 10' 07,60420" 43° 10' 03,66549" ±0.088 m <b>Altitud (CP):</b> 451,934 m ±0.100 m <b>Compensación:</b> 1992-1993 1 de enero de 2012 Elipse de error al 95% de confianza
<b>Municipio:</b> Okondo <b>Provincia:</b> Araba/Álava <b>Hoja 1/5000:</b> 166-40 <b>Fecha de Construcción:</b> 1992-1993 <b>Fecha de Última Observación:</b> 2010-2011 (GPS) <b>Calculado por:</b> Instituto Geográfico Nacional <b>Pilar:</b> 1.19 m de alto <b>Base:</b> 0.5 m de alto	<b>Coordenadas UTM Huso30</b> <b>Sistema de Ref:</b> ED50 ETRS89 <b>X:</b> 501241,874 m 501136,012 m <b>Y:</b> 4779644,121 m 4779436,283 m <b>Factor escala:</b> 0,99960002 0,99960002 <b>Convergencia</b> 0° 00' 38" 0° 00' 34" <b>ANMM/Ortométrica (CP):</b> 401,553 m

**Situación y acceso:**  
 Se accede desde el puerto de Garate entre Llodio y Okondo, desde el mismo alto del puerto sale una pista que lleva hasta una casa con establo, desde donde se accede, primero por un camino y después, pasando por una campa en pendiente que lleva hasta el altillo donde está el hito.



**Observaciones:**  
 Informe del estado del vértice: [cartografia@alava.net](mailto:cartografia@alava.net)



CF: Centrado Forzado. CP: Cabeza Pilar. BP: Base Pilar. ANMM: Altitud sobre el nivel medio del mar.



Arabako Foru Aldundia  
Diputación Foral de Álava

Ingurumen eta Hirigintza Saila  
Departamento de Medio Ambiente y Urbanismo

Hirigintza Zerbitzua  
Servicio de Urbanismo

**RESEÑA VÉRTICE GEODÉSICO**

<b>Nombre:</b> LARRAÑO <b>Número DFA:</b> 6 <b>Número IGN:</b> <b>Orden:</b> 4 Orden	<b>Coordenadas Geográficas</b> <b>Sistema de Ref:</b> ED50 ETRS89 <b>Longitud:</b> -2° 58' 07,93260" -2° 58' 12,62075" ±0.063 m <b>Latitud:</b> 43° 08' 43,23229" 43° 08' 39,29755" ±0.125 m <b>Altitud (CP):</b> 286,662 m ±0.105 m <b>Compensación:</b> 1992-1993 1 de enero de 2012 Elipse de error al 95% de confianza
<b>Municipio:</b> Llodio <b>Provincia:</b> Araba/Álava <b>Hoja 1/5000:</b> 166-42 <b>Fecha de Construcción:</b> 1992-1993 <b>Fecha de Última Observación:</b> 2010-2011 (GPS) <b>Calculado por:</b> Instituto Geográfico Nacional <b>Pilar:</b> 1.20 m de alto <b>Base:</b> 0.51 m de alto	<b>Coordenadas UTM Huso30</b> <b>Sistema de Ref:</b> ED50 ETRS89 <b>X:</b> 502531,469 m 502425,501 m <b>Y:</b> 4777041,727 m 4776834,072 m <b>Factor escala:</b> 0,99960008 0,99960007 <b>Convergencia</b> 0° 01' 17" 0° 01' 13" <b>ANMM/Ortométrica (CP):</b> 236,208 m

**Situación y acceso:**

Se accede desde Llodio por la pista que sube al parque de Lamuza que sale enfrente de las piscinas municipales y el campo de fútbol. Por la pista asfaltada, se sube hasta el alto y desde allí, en dirección sur, hacia Llodio y rodando por el parque, se llega hasta el hito.

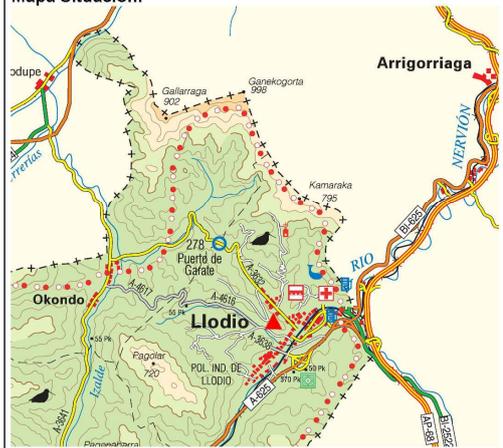
**Vista:**



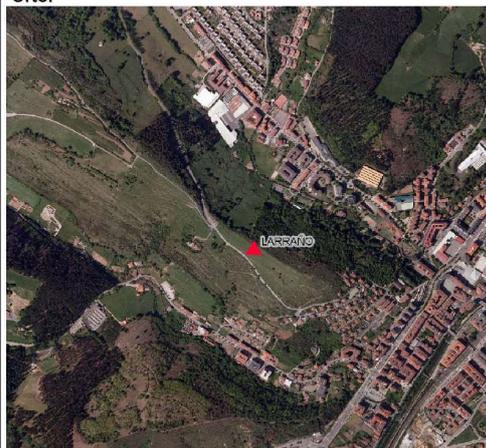
**Observaciones:**

Informe del estado del vértice: [cartografia@alava.net](mailto:cartografia@alava.net)

**Mapa Situación:**



**Orto:**



CF: Centrado Forzado. CP: Cabeza Pilar. BP: Base Pilar. ANMM: Altitud sobre el nivel medio del mar.



Arabako Foru Aldundia  
Diputación Foral de Álava

Ingurumen eta Hirigintza Saila  
Departamento de Medio Ambiente y Urbanismo

Hirigintza Zerbitzua  
Servicio de Urbanismo

**RESEÑA VÉRTICE GEODÉSICO**

<b>Nombre:</b> LARRAKO-LARRAÑO <b>Número DFA:</b> 9 <b>Número IGN:</b> <b>Orden:</b> 4 Orden	<b>Coordenadas Geográficas</b> <b>Sistema de Ref:</b> ED50 ETRS89 <b>Longitud:</b> -2° 57' 16,30492" -2° 57' 20,98826" ±0.043 m <b>Latitud:</b> 43° 08' 12,22141" 43° 08' 08,28360" ±0.048 m <b>Altitud (CP):</b> 314,06 m ±0.055 m <b>Compensación:</b> 1992-1993 1 de enero de 2012 Elipse de error al 95% de confianza
<b>Municipio:</b> Llodio <b>Provincia:</b> Araba/Álava <b>Hoja 1/5000:</b> 166-42 <b>Fecha de Construcción:</b> 1992-1993 <b>Fecha de Última Observación:</b> 2010-2011 (GPS) <b>Calculado por:</b> Instituto Geográfico Nacional <b>Pilar:</b> 1.18 m de alto <b>Base:</b> 0.55 m de alto	<b>Coordenadas UTM Huso30</b> <b>Sistema de Ref:</b> ED50 ETRS89 <b>X:</b> 503698,196 m 503592,289 m <b>Y:</b> 4776085,622 m 4775877,884 m <b>Factor escala:</b> 0,99960017 0,99960016 <b>Convergencia</b> 0° 01' 52" 0° 01' 49" <b>ANMM/Ortométrica (CP):</b> 263,58 m

**Situación y acceso:**

Se accede desde Llodio por la pista que lleva al basurero municipal, y en la pista, un poco antes de llegar al basurero, a la derecha, se entra en el campo de tiro desde donde se llega al hito, que está sobre el propio campo, en dirección este a unos 100 metros.

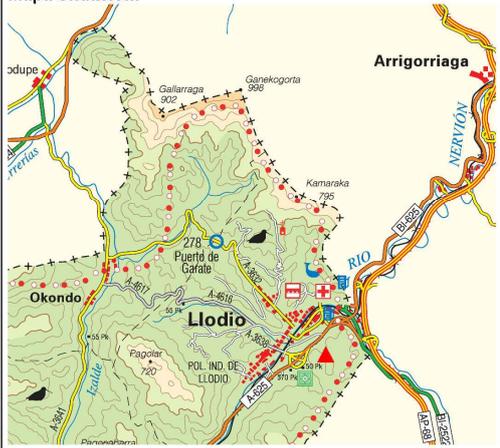
**Vista:**



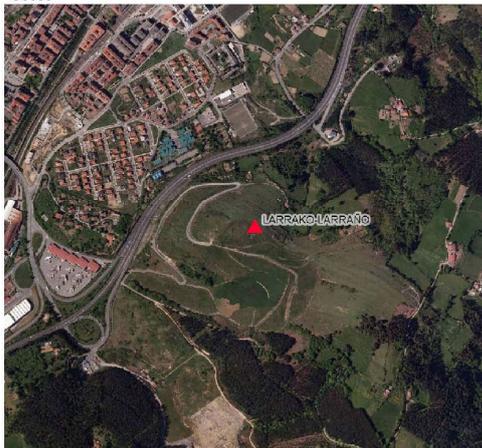
**Observaciones:**

Informe del estado del vértice: [cartografia@alava.net](mailto:cartografia@alava.net)

**Mapa Situación:**



**Orto:**



CF: Centrado Forzado. CP: Cabeza Pilar. BP: Base Pilar. ANMM: Altitud sobre el nivel medio del mar.



Arabako Foru Aldundia  
Diputación Foral de Álava

Ingurumen eta Hirigintza Saila  
Departamento de Medio Ambiente y Urbanismo

Hirigintza Zerbitzua  
Servicio de Urbanismo

**RESEÑA VÉRTICE GEODÉSICO**

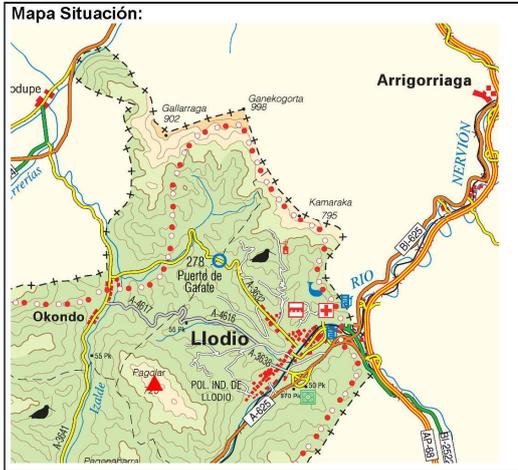
<b>Nombre:</b> PAGOLAR <b>Número DFA:</b> 10 <b>Número IGN:</b> <b>Orden:</b> 4 Orden	<b>Coordenadas Geográficas</b> <b>Sistema de Ref:</b> ED50 ETRS89 <b>Longitud:</b> -3° 00' 32,35180" -3° 00' 37,05632" ±0.058 m <b>Latitud:</b> 43° 08' 03,24601" 43° 07' 59,30765" ±0.085 m <b>Altitud (CP):</b> 771,51 m ±0.118 m <b>Compensación:</b> 1992-1993 1 de enero de 2012 Elipse de error al 95% de confianza
<b>Municipio:</b> Llodio <b>Provincia:</b> Araba/Álava <b>Hoja 1/5000:</b> 165-42 <b>Fecha de Construcción:</b> 1992-1993 <b>Fecha de Última Observación:</b> 2010-2011 (GPS) <b>Calculado por:</b> Instituto Geográfico Nacional <b>Pilar:</b> 1.19m de alto <b>Base:</b> 0.50m de alto	<b>Coordenadas UTM Huso30</b> <b>Sistema de Ref:</b> ED50 ETRS89 <b>X:</b> 499269,079 m 499162,814 m <b>Y:</b> 4775807,781 m 4775600,103 m <b>Factor escala:</b> 0,99960001 0,99960001 <b>Convergencia</b> -0° 00' 22" -0° 00' 25" <b>ANMM/Ortométrica (CP):</b> 721,013 m

**Situación y acceso:**  
 Para acceder al hito, primero hay que ir de Llodio al barrio de Larrazabal, y desde allí por una pista cementada, hasta el repetidor de radio en lo alto del Pagolar, y desde allí a unos 50 metros andando, bordeando la valla, hacia lo más alto, hasta el hito.



**Observaciones:**

Informe del estado del vértice: [cartografia@alava.net](mailto:cartografia@alava.net)



CF: Centrado Forzado. CP: Cabeza Pilar. BP: Base Pilar. ANMM: Altitud sobre el nivel medio del mar.



Arabako Foru Aldundia  
Diputación Foral de Álava

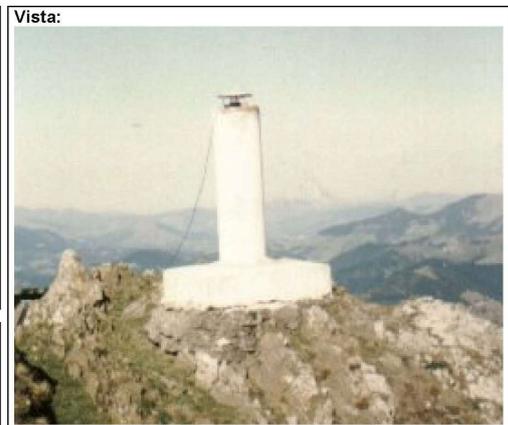
Ingurumen eta Hirigintza Saila  
Departamento de Medio Ambiente y Urbanismo

Hirigintza Zerbitzua  
Servicio de Urbanismo

**RESEÑA VÉRTICE GEODÉSICO**

<b>Nombre:</b> UNTZETA <b>Número DFA:</b> 8 <b>Número IGN:</b> 8688 <b>Orden:</b> ROI	<b>Coordenadas Geográficas</b> <b>Sistema de Ref:</b> ED50 ETRS89 <b>Longitud:</b> -2° 54' 20,40041" -2° 54' 25,08255" ±0.033 m <b>Latitud:</b> 43° 08' 18,16290" 43° 08' 14,22557" ±0.035 m <b>Altitud (CP):</b> 821,196 m ±0.063 m <b>Compensación:</b> 1992-1993 1 de enero de 2012 Elipse de error al 95% de confianza
<b>Municipio:</b> Orozko <b>Provincia:</b> Bizkaia <b>Hoja 1/5000:</b> 167-42 <b>Fecha de Construcción:</b> 01/01/1970 <b>Fecha de Última Observación:</b> 2010-2011 (GPS) <b>Calculado por:</b> Instituto Geográfico Nacional <b>Pilar:</b> 1.20 m de alto 0.30 m de Ø <b>Base:</b> 0.25 m de alto 1.00 m de lado	<b>Coordenadas UTM Huso30</b> <b>Sistema de Ref:</b> ED50 ETRS89 <b>X:</b> 507672,021 m 507566,032 m <b>Y:</b> 4776272,223 m 4776064,432 m <b>Factor escala:</b> 0,99960072 0,9996007 <b>Convergencia</b> 0° 03' 52" 0° 03' 49" <b>ANMM/Ortométrica (CP):</b> 770,725m

**Situación y acceso:**  
 Situado en el punto más alto del Pico de Untzeta, sobre unos peñascos rodeados de terreno de pasto. Muy próximo hay un gran repetidor y una caseta.  
 Desde Areta, por la carretera a Zubiaur, unos 300 m. después de la salida, se entra a la izquierda por la pista de Anuncibay, que sale junto a la ermita de San Miguel; se cruza el río Altube por el puente de Los Leones y se sube hasta el repetidor.



**Observaciones:**  
 Informe del estado del vértice: [cartografia@alava.net](mailto:cartografia@alava.net)



CF: Centrado Forzado. CP: Cabeza Pilar. BP: Base Pilar. ANMM: Altitud sobre el nivel medio del mar.

 <p style="text-align: center;"><b>Arabako Foru Aldundia</b> Diputación Foral de Álava</p>	<p><b>Ingurumen eta Hirigintza Saila</b> <b>Departamento de Medio Ambiente y Urbanismo</b></p> <p><b>Hirigintza Zerbitzua</b> <b>Servicio de Urbanismo</b></p>
<b>RESEÑA VÉRTICE GEODÉSICO</b>	

<p><b>Nombre:</b> JESURI <b>Número DFA:</b> 13 <b>Número IGN:</b> 8675 <b>Orden:</b> REGENTE</p>	<p><b>Coordenadas Geográficas</b></p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;"><b>Sistema de Ref:</b></td> <td style="width: 35%;">ED50</td> <td style="width: 35%;">ETRS89</td> </tr> <tr> <td><b>Longitud:</b></td> <td>-2° 56' 56,22789"</td> <td>-2° 57' 00,91158"</td> </tr> <tr> <td><b>Latitud:</b></td> <td>43° 05' 57,90561"</td> <td>43° 05' 53,96404"</td> </tr> <tr> <td><b>Altitud (CP):</b></td> <td colspan="2">802,48 m</td> </tr> <tr> <td><b>Compensación:</b></td> <td>1992-1993</td> <td>28 de noviembre de 2004</td> </tr> </table>		<b>Sistema de Ref:</b>	ED50	ETRS89	<b>Longitud:</b>	-2° 56' 56,22789"	-2° 57' 00,91158"	<b>Latitud:</b>	43° 05' 57,90561"	43° 05' 53,96404"	<b>Altitud (CP):</b>	802,48 m		<b>Compensación:</b>	1992-1993	28 de noviembre de 2004			
<b>Sistema de Ref:</b>	ED50	ETRS89																		
<b>Longitud:</b>	-2° 56' 56,22789"	-2° 57' 00,91158"																		
<b>Latitud:</b>	43° 05' 57,90561"	43° 05' 53,96404"																		
<b>Altitud (CP):</b>	802,48 m																			
<b>Compensación:</b>	1992-1993	28 de noviembre de 2004																		
<p><b>Municipio:</b> Orozko <b>Provincia:</b> Bizkaia <b>Hoja 1/5000:</b> 166-44 <b>Fecha de Construcción:</b> 1 de enero de 1967 <b>Fecha de Última Observación:</b> <b>Calculado por:</b> Instituto Geográfico Nacional <b>Pilar:</b> 1.17 m de alto 0.40 m de lado <b>Base:</b> 1.00 m de alto 1.50 m de lado</p>	<p><b>Coordenadas UTM Huso30</b></p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;"><b>Sistema de Ref:</b></td> <td style="width: 35%;">ED50</td> <td style="width: 35%;">ETRS89</td> </tr> <tr> <td><b>X:</b></td> <td>504154,299 m</td> <td>504048,307 m</td> </tr> <tr> <td><b>Y:</b></td> <td>4771942,464 m</td> <td>4771734,731 m</td> </tr> <tr> <td><b>Factor escala:</b></td> <td>0,99960021</td> <td>0,999600202</td> </tr> <tr> <td><b>Convergencia</b></td> <td>0° 02' 06"</td> <td>0° 02' 02"</td> </tr> <tr> <td><b>ANMM/Ortométrica (CP):</b></td> <td colspan="2">751,882 m</td> </tr> </table>		<b>Sistema de Ref:</b>	ED50	ETRS89	<b>X:</b>	504154,299 m	504048,307 m	<b>Y:</b>	4771942,464 m	4771734,731 m	<b>Factor escala:</b>	0,99960021	0,999600202	<b>Convergencia</b>	0° 02' 06"	0° 02' 02"	<b>ANMM/Ortométrica (CP):</b>	751,882 m	
<b>Sistema de Ref:</b>	ED50	ETRS89																		
<b>X:</b>	504154,299 m	504048,307 m																		
<b>Y:</b>	4771942,464 m	4771734,731 m																		
<b>Factor escala:</b>	0,99960021	0,999600202																		
<b>Convergencia</b>	0° 02' 06"	0° 02' 02"																		
<b>ANMM/Ortométrica (CP):</b>	751,882 m																			

**Situación y acceso:**

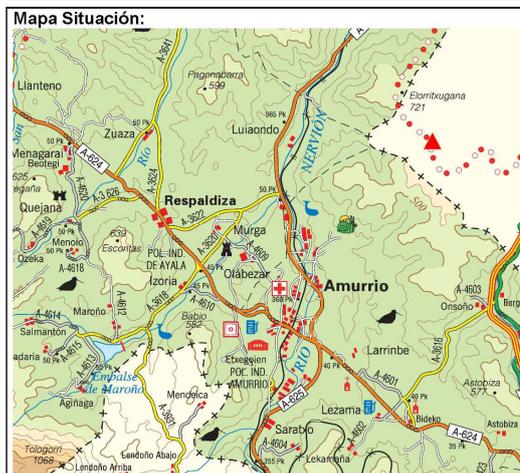
Desde el pueblo de Zubiaur (Ayuntamiento de Orozko), se toma la pista que sube a la ermita de Santa Marina. El primer tramo está asfaltado y cruza bajo la autopista A-68, hasta llegar a una iglesia. A partir de ahí, el camino es de tierra hasta la ermita, pero unos 400 metros antes de ella, se desvía a la derecha un camino en mal estado que sube hasta una loma pelada, donde esta el hito.



**Observaciones:**

REGENTE

Informe del estado del vértice: [cartografia@alava.net](mailto:cartografia@alava.net)



CF: Centrado Forzado. CP: Cabeza Pilar. BP: Base Pilar. ANMM: Altitud sobre el nivel medio del mar.

ANEXO 3  
CLIMATOLOGÍA Y METEOROLOGÍA

## Contenido

1. Introducción .....	2
2. Clasificación de territorios climáticos.....	2
3. Datos climatológicos y meteorológicos .....	3
3.1. Precipitaciones .....	3
3.2. Temperaturas .....	4
3.3. Humedad.....	5
3.4. Viento.....	5
3.5. Datos gráficos .....	6

## 1. Introducción

En este adjunto se recopilarán datos sobre la climatología y meteorología de Llodio.

## 2. Clasificación de territorios climáticos

El País Vasco no forma una región climática homogénea. Se pueden distinguir a grandes rasgos tres zonas:

- La vertiente atlántica al norte,
- La Euskal Herria media en el centro
- El extremo sur, entrando en la depresión del Ebro y Rioja Alavesa/Arabako Errioxa.



Este proyecto se desarrollará en Llodio, que se sitúa en el norte de Álava, siendo el último pueblo alavés antes de entrar en territorio vizcaíno. Por lo tanto, nos encontramos en la vertiente atlántica.

La vertiente atlántica comprende la totalidad de las provincias de Bizkaia, de Gipuzkoa y de Euskadi Continental y el norte de la de Álava/Araba, presenta un tipo de clima meso térmico, moderado en cuanto a las temperaturas, y muy lluvioso. Se denomina clima templado húmedo sin estación seca, o clima atlántico. En este clima el océano Atlántico ejerce una influencia notoria. Las masas de aire, cuyas temperaturas se han suavizado al contacto con las templadas aguas oceánicas, llegan a la costa y hacen que las oscilaciones térmicas entre la noche y el día, o entre el verano y el invierno, sean poco acusadas. El factor orográfico explica la gran cantidad de lluvias de toda la vertiente atlántica del País Vasco, entre 1.200 y más de 2.000mm de precipitación media anual.

En cuanto a las temperaturas es de destacar una cierta moderación, que se expresa fundamentalmente en la suavidad de los inviernos. De esta forma, a pesar de que los veranos son también suaves, las temperaturas medias anuales registran en la costa los valores más altos de Euskal Herria, unos 14°C. Aunque los veranos sean frescos, son posibles, sin embargo, episodios cortos de fuerte calor, con subidas de temperatura de hasta 40°C, especialmente durante el verano.

### 3. Datos climatológicos y meteorológicos

Estos datos serán recogidos de la estación de Gardea, cuyo código es COD67 y tendrá una cota de 141 m. de esta estación se han recogido los siguientes datos:

#### 3.1. Precipitaciones

- Precipitación acumulada

PRECIPITACIÓN ACUMULADA (l/m <sup>2</sup> )												
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	SUMA
106,8	308,3	274,1	57,8	65	28,8	21,3	7,1	85,8	19,7	165	34,1	1173,8

- Precipitación máxima en un día

PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN UN DÍA (l/m <sup>2</sup> )												
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
22,2	81,5	41,4	12,8	20,3	12,1	4,7	2,6	34,5	10,9	47,8	15,1	81,5

- Precipitación máxima en 10 minutos

PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 10 MINUTOS (l/m <sup>2</sup> )												
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
2,1	2,9	2,5	2	6,5	7	2,3	1,1	4,3	3,3	2,3	0,8	7

- Días de precipitación

DIAS DE PRECIPITACIÓN												
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	SUMA
23	21	23	17	14	12	15	6	11	9	13	8	172

- Días de precipitación igual o superior a 1mm

DIAS DE PRECIPITACIÓN IGUAL O SUPERIOR A 1mm												
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	SUMA
14	16	17	11	11	6	9	4	9	4	12	5	118

### 3.2. Temperaturas

- Temperatura media

TEMPERATURA MEDIA (°C)												
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MED
9,7	8,6	8,7	11,6	15,4	18	20	21	19,2	14,8	10,2	8,9	13,8

- Temperatura máxima media

TEMPERATURA MÁXIMA MEDIA (°C)												
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MED
14,8	13,3	13,4	16,7	21,9	24,2	25,3	28,9	26,5	21,5	15	14,3	19,7

- Temperatura mínima media

TEMPERATURA MÍNIMA MEDIA (°C)												
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MED
5,2	4,8	5,1	6,7	9,9	12,6	14,8	14,9	13,6	9,4	6,4	4,9	9

- Temperatura máxima absoluta

TEMPERATURA MÁXIMA ABSOLUTA (°C)												
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
19,7	20,3	23,5	21,2	30,7	37,4	39,4	38,9	38,8	29,8	23,9	19,3	39,4

- Temperatura mínima absoluta

TEMPERATURA MÍNIMA ABSOLUTA (°C)												
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MIN
-0,2	-2,2	0	-0,1	2,6	7,6	8,9	10,2	10,4	3,6	1,1	-1,6	-2,2

- Días de helada

DÍAS DE HELADA												
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	SUMA
2	2	1	1	0	0	0	0	0	0	0	3	9

### 3.3. Humedad

- Humedad media diaria

HUMEDAD MEDIA DIARIA (%)												
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MED
77,5	80,2	80,5	69,9	71,1	73,9	74,4	69,8	74,6	76,8	81,7	81,4	76

### 3.4. Viento

- Velocidad media del viento

VELOCIDAD MEDIA DEL VIENTO (km/h)												
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MED
9,3	7,9	6,8	8,2	7,3	6,3	6	6,8	6,1	5,8	7,5	9	7,2

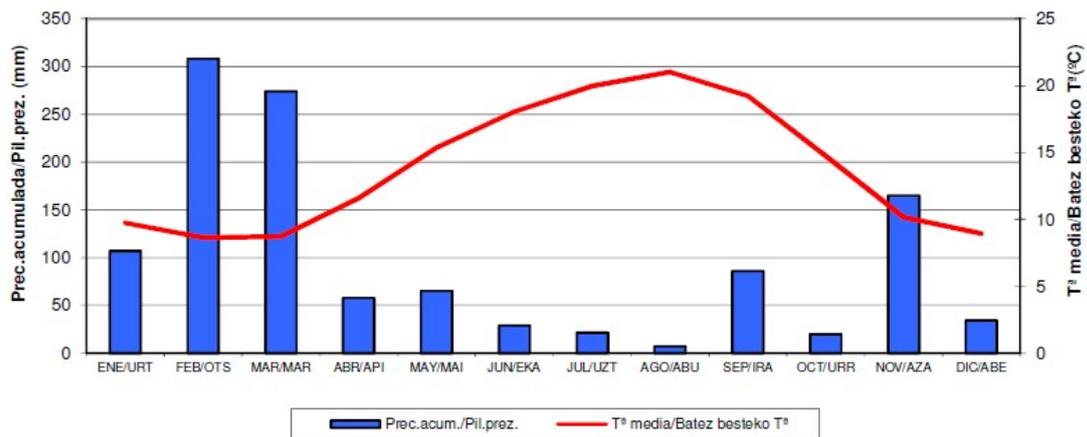
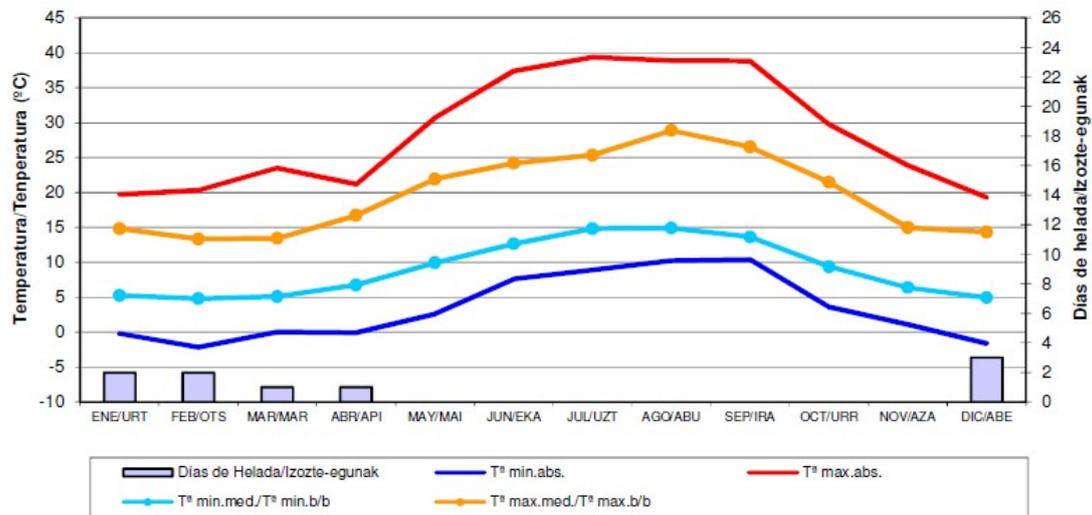
- Media de las velocidades máximas del viento

MEDIA DE LAS VELOCIDADES MÁXIMAS DEL VIENTO (km/h)												
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MED
41,6	37,5	34	38	34,3	29,2	27,5	31,3	29,7	28,1	32,9	33,7	33,1

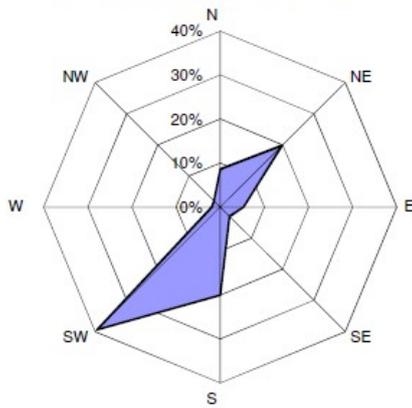
- Velocidad de la racha máximas del viento

VELOCIDAD DE LA RACHA MÁXIMAS DEL VIENTO (km/h)												
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
78,5	79,9	76,3	76,7	62,6	63,4	53,6	43,9	54,4	65,2	81	79,2	81

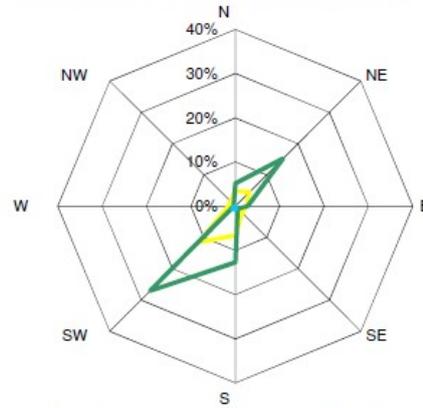
### 3.5. Datos gráficos



Rosa de los vientos / Haize arrosa



Por intensidades / Abiaduraren arabera



Resumen anual	Prec.Tot.	1173,8	l/m <sup>2</sup>	Vel.Med.Viento	7,2	km/h
	Pilat.Prez. (l/m2)			Haizea Batez.Ab.		
Urteko laburpena	T <sup>o</sup> Med.	13,8	°C	Dir.Dominante	SW	
	Batez.T <sup>o</sup> (°C)			Norabide Nagusia		
	T <sup>o</sup> Max.Med	19,7	°C	Vel.Racha Max.	81,0	km/h
	Batez.T <sup>o</sup> Max. (°C)			Haize-bolada Ab.		
	T <sup>o</sup> Min.Med.	9,0	°C			
	Batez.T <sup>o</sup> Min. (°C)					
	T <sup>o</sup> Max.Abs. (°C)	39,4	°C			
	T <sup>o</sup> Min.Abs. (°C)	-2,2	°C			
	Hum.Rel.Med.	76,0	%			
	Batez.Hez.Erl. (%)					

ANEXO 4  
ESTUDIO GEOTÉCNICO

## Contenido

1. Introducción .....	2
2. Descripción de los trabajos realizados .....	2
2.1. Reconocimiento geológico.....	2
2.2. Sondeos de testificación.....	2
2.3. Ensayos en sondeo .....	2
2.4. Informe final .....	3
3. Características geológicas .....	3
3.1. Descripción geológica.....	3
3.2. Suelos y materiales no consolidados .....	3
3.3. Sustrato rocoso.....	3
4. Perfil geotécnico.....	4
5. Nivel piezométrico y nivel freático.....	5
6. Drenajes.....	6
7. Análisis de las alternativas en las cimentaciones .....	6

## 1. Introducción

En este documento se recoge toda la información necesaria para el posterior cálculo de las cimentaciones del puente.

## 2. Descripción de los trabajos realizados

### 2.1. Reconocimiento geológico

Se ha realizado mediante el estudio de la información disponible sobre la zona, concretamente cartografía geológica a escala 1/25.000 del E.V.E. y fotografía aérea.

### 2.2. Sondeos de testificación

Los sondeos se han realizado a rotación, con batería de 101 mm de diámetro en emboquillaje y con batería de 86 mm en avance de sondeo soportando las paredes de la perforación mediante entubación metálica recuperable de 98 mm de diámetro, siguiendo la norma ASTM-D2113-99 Y XP P94-202. A partir de cota de roca se ha perforado con batería triple (tipo “T”) y corona de diamante siguiendo la norma XP 94-202. Una vez finalizados los sondeos se ha instalado tubería piezométrica de PVC ranurado con diámetro útil de 50 mm.

### 2.3. Ensayos en sondeo

A lo largo de la ejecución de los sondeos se han efectuado ensayos de penetración estándar (SPT) y toma de muestras inalterables y parafinadas.

Se describen a continuación los ensayos:

#### Ensayos SPT:

Los ensayos SPT consisten en la hinca de una toma muestras cilíndricos mediante el impacto proporcionado por la caída libre de una masa de 63,5 kg desde una altura de 760 mm. se cuentan los golpes necesarios para hincar tres tramos de 15 cm. El valor N corresponde a la suma de los golpes requeridos para los 30 últimos cm. Este ensayo se ajusta a las especificaciones de la SIMFE y a la norma UNE 103-800/1992. Los ensayos se han efectuado con puntaza abierta para obtener muestra del tramo ensayado.

#### Toma de muestras:

La toma de muestras inalteradas (M.I.) con toma muestras de pared gruesa con funda interior de PVC sigue la norma XP P94-202. La toma de muestra inalterada en testigo de roca mediante parafinado del mismo (T.P.) no esta regulada por ninguna normativa específica.

## 2.4. Informe final

El presente informe geotécnico se ha redactado siguiendo las especificaciones del C.T.E y la normativa del Colegio de Geólogos del País Vasco. La información que aporta es la siguiente:

- Se han establecido las características geológicas generales y el perfil geotécnico del terreno para la parcela estudiada.
- Se han definido los parámetros de los diferentes niveles del terreno.
- Se ha definido el nivel piezométrico en los sondeos y se ha interpretado el nivel freático en el terreno.
- Se ha establecido la agresividad al hormigón.
- Se valora el riesgo global de inestabilidad, expansividad y colapso del terreno.
- Se valora el riesgo sísmico.
- Se determina la dureza y excavabilidad de los materiales afectados por las excavaciones, y se recomiendan las medidas de estabilización más adecuadas.
- Se establece la afección del nivel freático a la obra.
- Se han analizado las alternativas para la cimentación utilizando Loadcap y se ha recomendado la actuación que ofrece mayores garantías.
- Se proporcionan los parámetros necesarios para la aplicación del DB HS 1.

## 3. Características geológicas

### 3.1. Descripción geológica

La parcela estudiada se encuentra sobre una terraza fluvial del Cuaternario que se superpone al sustrato rocoso del Sistema y Serie Cretácico, Piso Albiense superior a Cenomaniense inferior, en facies del Complejo Supraurgoniano (formación Balmaseda). El conjunto se integra en la Unidad Tectoestratigráfica del Gorbea.

### 3.2. Suelos y materiales no consolidados

Los suelos naturales corresponden a depósitos aluvio-coluviales fluviales que constituyen la terraza fluvial media-baja del Nervion, formada por arcillas arenosas en elevado espesor que se apoyan en un nivel de gravas y bloques redondeados en matriz de arenas. Aparecen asimismo abundantes rellenos artificiales.

### 3.3. Sustrato rocoso

#### Características litológicas

Corresponde a lutitas calcáreas negras estratificadas en niveles de espesor centimétrico a decimétrico.

#### Características estructurales

Como puede apreciarse en el plano geológico, la cubierta aluvial es continua por lo que no existen afloramientos en los que puedan verificarse las directrices estructurales del macizo rocoso. Atendiendo a los datos recogidos en la cartografía geológica, y a la experiencia en otras obras en el entorno, la dirección predominante de la estratificación es la noroeste-sureste con buzamientos de 65° hacia el suroeste.

No se tiene constancia de accidentes tectónicos que puedan afectar al proyecto.

#### 4. Perfil geotécnico

El terreno se caracteriza por una gran uniformidad, con un perfil geotécnico constituido por un tramo superior de rellenos, un paquete de naturaleza aluvial y coluvial formado por un tramo de arcillas de elevado espesor que se apoya en el nivel inferior de gravas y bloques, y un tramo inferior constituido por el sustrato rocoso. En la zona correspondiente a la explanada la terraza arcillosa ha sido excavada casi completamente.

Se describe cada unidad geotécnica a continuación:

##### U.G.1. RELLENOS

Gravas heterométricas, con gradación de tamaños desde 1 a 10 cm, en matriz limoso arenosa con arcillas. Espesor entre 0,8 y 1,20 m. Comportamiento predominante granular. Consistencia “floja” a “media”. Los parámetros de este nivel son:

Parámetros geotécnicos unidad geotécnica 1:

Densidad natural (T/m <sup>3</sup> )	1.9
$\varphi^\circ$	20°
Módulo edométrico (kg/cm <sup>2</sup> )	68
Módulo elástico (kg/cm <sup>2</sup> )	175
Nspt	6-20

##### U.G.2. ARCILLAS ALUVIO COLUVIALES

Arcillas de color ocre, plásticas, que pasan a base de arcillas arenosas de plasticidad media. Espesor hasta 6,50 m, aunque en la zona de la explanada han sido excavadas. Los parámetros de este nivel son:

Parámetros geotécnicos unidad geotécnica 1:

Densidad natural (T/m <sup>3</sup> )	1.8
Cu (kg/cm <sup>2</sup> )	0.4
Módulo edométrico (kg/cm <sup>2</sup> )	63
Módulo elástico (kg/cm <sup>2</sup> )	60

Nspt	6
------	---

### U.G.3. ALUVIAL DE GRAVAS Y BLOQUES

Gravas de arenisca gris-marrón, redondeadas, mal seleccionadas, con gradación de tamaños desde 3 a 20 cm, en matriz de arenas medias y gruesas. Espesor entre 0,7 y 1,60 m. comportamiento granular. Consistencia “media” a “densa”. Los parámetros de este nivel son:

Parámetros geotécnicos unidad geotécnica 1:

Densidad natural (T/m3)	2.1
$\phi^{\circ}$	37 <sup>º</sup>
Módulo edométrico (kg/cm2)	100
Módulo elástico (kg/cm2)	250
Nspt	6-20

### UG-4 SUSTRATO ROCOSO. LUTITAS CALCAREAS NEGRAS

Lutitas calcáreas negras grado I-II, estratificadas en niveles entre 5 y 20 cm y con abundantes recristalizaciones de calcita.

El valor de la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa es de 200 kg/cm<sup>2</sup> medida con martillo se Schmidt. Corresponde a una roca de dureza media según la tabla D9 del DB SE-C del CTE.

RMR básico: 47 Clase III-Calidad media

Cohesión 0,8 MPa

Angulo de rozamiento interno: 25°

## **5. Nivel piezométrico y nivel freático**

El nivel piezométrico es el nivel del agua en el interior de un sondeo. Se trata de un valor que permite interpretar el comportamiento del agua en el terreno. El nivel freático es el nivel real del agua en el terreno y no coincide necesariamente con el nivel piezométrico ya que influyen otros factores geológicos.

No se ha detectado presencia de agua en los sondeos. El nivel de arcillas es impermeable, y el macizo rocoso presenta porosidad baja por fisuración. No se aprecian indicios de circulación de agua en los planos de las discontinuidades de la roca. Puede darse una circulación limitada de agua a favor del nivel geotécnico U.G.3 de gravas aluviales.

## 6. Drenajes

El vaciado no alcanzará la cota del nivel freático por lo que no se requerirán drenajes. Debe preverse el acceso puntual al vaciado de pequeños caudales procedentes del nivel superficial aluvial o a favor de algunas discontinuidades.

## 7. Análisis de las alternativas en las cimentaciones

El vaciado se sitúa sobre U.G.4 de sustrato rocoso. En caso de que la cimentación se encuentre en los estratos U.G.2 de arcillas aluvio coluviales y U.G.3 de aluvial de gravas y bloques, las tensiones se deberán de trasladar a la roca, ya que las demás alternativas no tienen la suficiente capacidad de carga.

Para el cálculo de la carga admisible se ha aplicado la fórmula propuesta en el Manual de Cimentaciones para Obras de Carretera del Ministerio de Fomento.

$$P_{V,adm} = p_o \cdot \sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3 \cdot \sqrt{\frac{q_u}{p_o}}$$

Donde,

$p_o$ , presión de referencia. Se ha tomado un valor de 1MPa.

$\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  son parámetros adimensionales que dependen de la naturaleza de la roca, su grado de alteración y la separación de las litoclasas.

✓  $\sigma_1$ , influencia del tipo roca.

A falta de información específica respecto a este parámetro se puede utilizar el valor que se obtenga en la siguiente tabla.

GRUPO N.º	NOMBRE GENÉRICO	EJEMPLOS	$\alpha_1$
1	Rocas carbonatadas con estructura bien desarrollada	<ul style="list-style-type: none"> <li>Calizas, dolomías y mármoles puros</li> <li>Calcarenitas de baja porosidad</li> </ul>	1,0
2	Rocas ígneas y rocas metamórficas (*)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Granitos, cuarcitas</li> <li>Andesitas, riolitas</li> <li>Pizarras, esquistos y gneises (esquistosidad subhorizontal)</li> </ul>	0,8
3	Rocas sedimentarias (**) y algunas metamórficas	<ul style="list-style-type: none"> <li>Calizas margosas, argilitas, limolitas, areniscas y conglomerados</li> <li>Pizarras y esquistos (esquistosidad verticalizada)</li> <li>Yesos</li> </ul>	0,6
4	Rocas poco soldadas	<ul style="list-style-type: none"> <li>Areniscas, limolitas y conglomerados poco cementados</li> <li>Margas</li> </ul>	0,4

Tabla1. Guía de cimentaciones en obras de carretera

Para este estudio se ha obtenido un valor de 0,6.

$$\sigma_1 = 0,6$$

$\sigma_2$ , influencia del grado de meteorización.

Para caracterizar el grado de meteorización correspondiente a la roca que existe en el entorno de la cimentación, se usará el mayor grado de alteración que pudiera existir hasta alcanzar una profundidad igual a 1,5 B\*, medida bajo el plano de apoyo.

Los valores que se recomiendan para establecer el valor del parámetro  $\alpha_2$  son los siguientes:

- Grado de meteorización I (Roca sana o fresca):  $\alpha_2 = 1,0$
- Grado de meteorización II (Roca ligeramente meteorizada):  $\alpha_2 = 0,7$
- Grado de meteorización III (Roca moderadamente meteorizada):  $\alpha_2 = 0,5$

En este caso se ha obtenido un valor de 0,7.

$$\sigma_2 = 0,7$$

$\sigma_3$ , influencia del grado de meteorización.

La separación entre litoclasas debe caracterizarse de dos formas diferentes:

- Mediante censo de litoclasas en afloramientos próximos a la zona de cimentación.
- Midiendo el valor del RQD en los sondeos mecánicos.

$$\sigma_3 = 0,5$$

$Q_u$ , valor de resistencia a la compresión simple.

$$Q_u = 25 \text{ Mpa}$$

El resultado por lo tanto es:

$$P_{v,adm} = 1 \cdot 0,6 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot \sqrt{\frac{25}{1}} = 1,05 \text{ Mpa}$$

$$Q_{adm} = 1,05 \text{ Mpa}$$

Dado que se trata de un sustrato perfectamente rígido no se producirán asientos de ningún tipo.

## ANEXO 5

### ANÁLISIS DEL TRÁFICO Y FIRMES

## Contenido

1. Introducción .....	2
2. Análisis.....	2
1.1. Antecedentes.....	2
1.2. Procedimiento .....	2
3. IMD y determinación del tráfico .....	2
4. Cálculo de la categoría del tráfico.....	3
5. Secciones de firme en el tablero.....	6
6. Secciones de firme fuera del tablero .....	7
7. Caminos alternativos durante las obras.....	10

## 1. Introducción

En el actual documento se analiza la frecuencia del tráfico del puente de Santa Cruz. En primer lugar, se ha determinado la categoría del tráfico pesado y mediante estos datos se han establecido los firmes correspondientes a este tablero. Para ello se ha basado en la normativa “Norma para el dimensionamiento de firmes de la Red de carreteras de País Vasco”.

## 2. Análisis

### 1.1. Antecedentes

Se ha realizado un estudio “in-situ” al no disponer de datos oficiales sobre el tráfico del puente.

### 1.2. Procedimiento

A fin de determinar la información sobre la intensidad del tráfico, se han recogido datos durante 2 días en 2 horas diferentes cada uno de ellos. El primero de los días (13-01-2019), se recogieron datos de 7:00 a 8:00 y de 17:00 a 18:00. El segundo día (22-01-2019), en cambio, el estudio se realizó de 8:00 a 9:00 y de 18:00 a 19:00. De esta manera se ha podido determinar la hora en la que hay más intensidad de tráfico.

13/01/2019	MOVIMIENTOS DEL TRÁFICO				Total
	Gardeagotxi-Industrialdea		Industrialdea-Gardeagotxi		
Horas	V.Pesados	V.Ligeros	V.Pesados	V.Ligeros	
7:00-8:00	-	15	1	4	20
17:00-18:00	1	7	-	22	30

Tabla 1. Movimiento del tráfico (13-03-2018)

22/01/2019	MOVIMIENTOS DEL TRÁFICO				Total
	Gardeagotxi-Industrialdea		Industrialdea-Gardeagotxi		
Horas	V.Pesados	V.Ligeros	V.Pesados	V.Ligeros	
8:00-9:00	-	14	2	6	22
18:00-19:00	1	5	-	25	31

Tabla 2. Movimiento del tráfico (22-03-2018)

## 3. IMD y determinación del tráfico

A pesar de que el proyecto es realizado en una carretera urbana, las intensidades serán consideradas de 30 horas ( $I_{30}$ ). Es decir, las que solo serán superadas por 30 horas al año. Es considerado de esta manera por defecto en las carreteras urbanas.

En estas carreteras la intensidad de 30 horas supone un 9% de la intensidad media diaria como se puede ver en este gráfico.

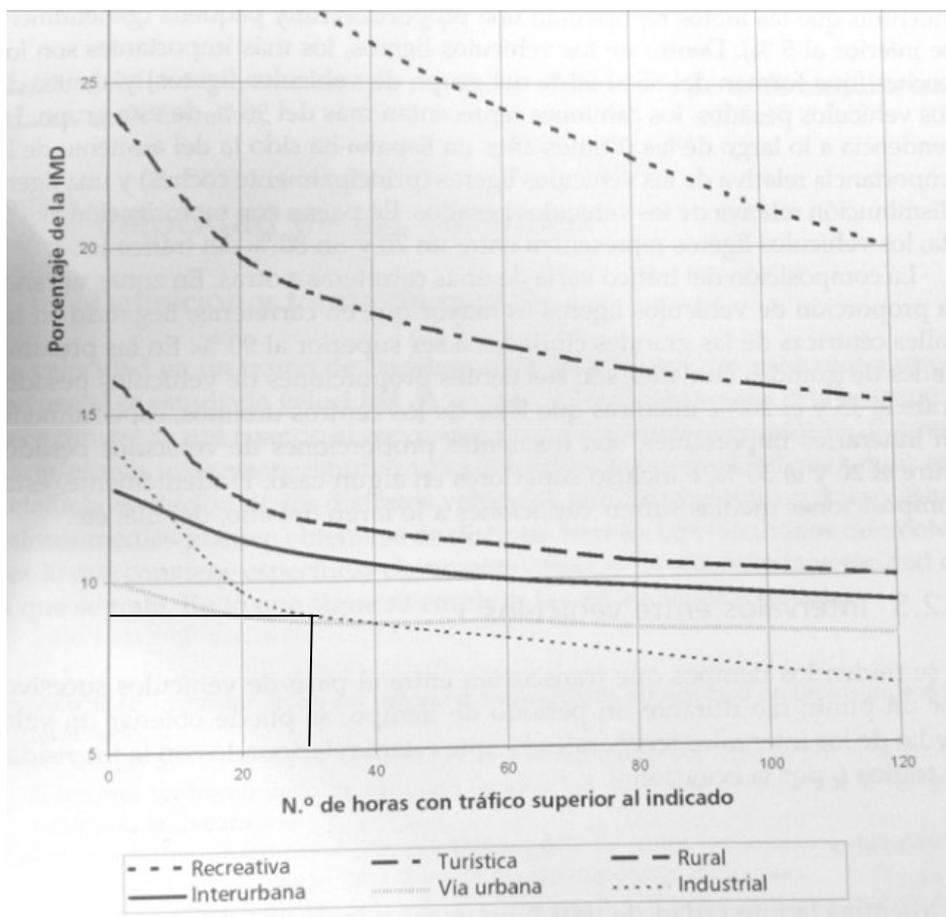


Gráfico 1. Facto de crecimiento del tráfico

FECHA	HORA	Total de vehículos que circulan	I30	IMD (vehículos/día)	Vehículos pesados	% de vehículos pesados
13/01/2019	7:00-8:00	20	20	212	1	5,20%
	17:00-18:00	30	30	323	1	3,44%
22/01/2019	8:00-9:00	22	22	234	2	10%
	18:00-19:00	31	31	334	1	3,33%

Tabla 3. Factor de crecimiento del tráfico

#### 4. Cálculo de la categoría del tráfico

El tráfico del proyecto se calculará mediante la siguiente expresión:

$$TP = IMD_p^{AFS} \cdot 365 \cdot F \cdot \gamma_T$$

Donde:

$IMD_p^{AFS}$ , Intensidad Media Diaria de vehículos pesados en el año de puesta en servicio del tramo.

$$IMD_p^{AFS} = 334 \cdot 0.1 = 33,4 \text{ vehículos pesados / día}$$

$\gamma_T$ , coeficiente de ponderación de las cargas de tráfico.

F, factor de crecimiento del tráfico de vehículos pesados durante el periodo de proyecto.

La tasa de crecimiento anual del tráfico de vehículos pesados debe estimarse a partir de un estudio de tráfico específico. No obstante, en ausencia de datos fiables podrá adoptarse una tasa constante del 4% para una IMD de vehículos pesados en el año de puesta en servicio del tramo de 1.600 o superior, y del 2% en otro caso. En este caso el IMD es inferior a 1600, por lo tanto, se adoptará una tasa constante del 2% y, por consiguiente, el valor de F será de 25.

r (%)	F
2,0	25
4,0	30

Tabla 4. Facto de crecimiento del tráfico

Para el cálculo de  $\gamma_T$ :

$$\gamma_T = \gamma_C \cdot \gamma_R \cdot \gamma_L$$

Donde:

$\gamma_C$ , Coeficiente de asignación del tráfico pesado al carril de proyecto.

$\gamma_R$ , Coeficiente que tiene en cuenta la variabilidad en la estimación del tráfico de proyecto.

$\gamma_L$ , Coeficiente que tiene en cuenta la influencia de la pendiente longitudinal del tramo objeto del proyecto.

TIPO DE VÍA	DESCRIPCIÓN		$\gamma_c$
DE CALZADA ÚNICA	ANCHURA DE CALZADA	$\geq 6$ m	0,50
		$\geq 5$ y $< 6$ m	0,75
		$< 5$ m	1,00
DE DÓBLE CALZADA	CARRILES POR SENTIDO <sup>(*)</sup>	2	0,50
		3 ó más	0,45

Tabla 5. Estimación del coeficiente  $\gamma_c$

TIPO DE RED	IMD de la carretera en el año puesta en servicio	$\gamma_R$
PRINCIPAL <sup>(*)</sup>	$\geq 20.000$	1,4
	10.000 – 20.000	1,3
	$< 10.000$	1,2
RESTO	$\geq 2.000$	1,1
	$< 2.000$	1,0

Tabla 6. Estimación del coeficiente  $\gamma_R$

El coeficiente de mayoración  $\gamma_L$  se utiliza para tener en cuenta en el dimensionamiento la disminución de la rigidez que se produce en los materiales bituminosos en las zonas en rampa como consecuencia de la reducción de la velocidad de los vehículos pesados. Se adoptará un coeficiente de valor  $\gamma_L = 1,3$  únicamente en aquellos subtramos del proyecto en rampa cuya pendiente longitudinal sea superior al 5% y se mantenga en una longitud de al menos 500 m. En el resto de los casos se tomará  $\gamma_L = 1,0$ . Por lo tanto, en este caso se adoptará  $\gamma_L = 1,0$ .

Por lo tanto, el valor de  $\gamma_T$  será:

$$\gamma_T = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$$

$$TP = 33,4 \cdot 365 \cdot 25 \cdot 1 = 304.775$$

Como nuestro TP está entre 0,27 y 0,55 millones, nuestra categoría de tráfico será T4A.

## 5. Secciones de firme en el tablero

CATEGORÍA		TP (en millones)
T00		43,8 – 87,6
T0		21,9 – 43,8
T1	T1A	15,3 – 21,9
	T1B	8,8 – 15,3
T2	T2A	4,4 – 8,8
	T2B	2,2 – 4,4
T3	T3A	1,1 – 2,2
	T3B	0,55 – 1,1
T4	T4A	0,27 – 0,55
	T4B	< 0,27

Tabla 7. Categorías del Tráfico de Proyecto

El pavimento de un tablero de una obra de paso deberá cumplir la doble función de proporcionar una adecuada rodadura al tráfico y proteger e impermeabilizar el tablero ante la acción directa del tráfico y de la intemperie.

Según la normativa de firmes, el pavimento sobre la impermeabilización será en función de la categoría de tráfico de proyecto. Con tráfico T3 o inferior, el firme estará compuesto por una única capa de mezcla bituminosa en caliente de tipo denso o semidenso o bien por una mezcla bituminosa de tipo discontinuo.

En nuestro caso, se colocará una masa de hormigón, con espesor variable para así dar la inclinación necesaria para evacuar el agua. Encima de esta masa, se colocará la capa de rodadura. El material bituminoso que se usará será el AC 16 surf S 11, de 4 centímetros. Además, se colocarán productos para el curado y la adherencia entre las capas de hormigón y la mezcla bituminosa.

AC Surf S	4 cm
Producto para el curado y adherencia	1 cm
Hormigón	Ancho variable

## 6. Secciones de firme fuera del tablero

Se consideran tres categorías de Explanada Mejorada en función de su capacidad de soporte, denominadas EX1, EX2 y EX3 respectivamente. La categoría mínima necesaria será función del Tráfico del Proyecto.

En este caso, y debido a que nuestra categoría de tráfico es inferior a T2B, la categoría de la explanada mejorada será EX1, EX2 O EX3. Para este proyecto se ha seleccionado la EX2.

TRÁFICO DE PROYECTO	CATEGORÍA DE EXPLANADA MEJORADA
T2A ó superior	EX2 ó EX3
T2B ó inferior	EX1 , EX2 ó EX3

Tabla 8. Categoría necesaria de Explanada mejorada

En la formación de la explanada mejorada se podrán utilizar suelos o estabilizaciones de los mismos con las características que se recogen en la siguiente tabla.

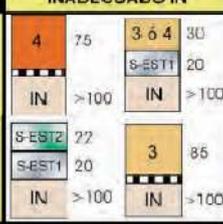
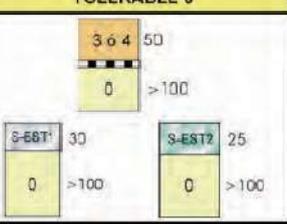
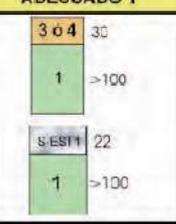
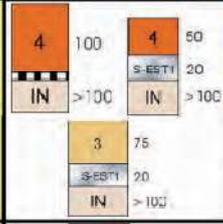
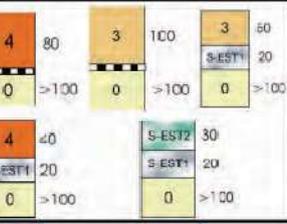
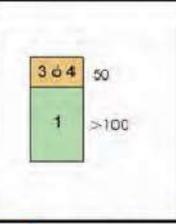
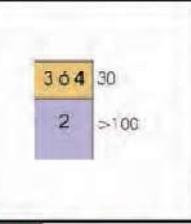
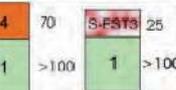
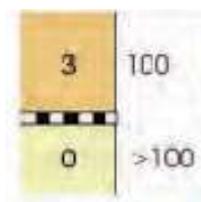
T.S.	INADECUADO IN	TOLERABLE 0	ADECUADO 1	SELECCIONADO	ROCA
EX1					
EX2					
EX3					

Tabla 9. Categoría necesaria de Explanada mejorada

Para este caso y teniendo en cuenta que tenemos un suelo tolerable, se ha obtenido el siguiente suelo:



Entre los firmes a elegir, se tratan de firmes constituidos por mezclas bituminosas apoyadas sobre capas de materiales tratados con cemento.

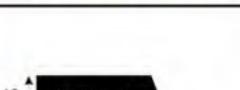
		EX1	EX2	EX3
T00		--		
		--		
T1	T1A	--		
	T1B	--		
T2	T2A	--		
	T2B			
T3	T3A			--
	T3B			--
T4	T4A			--
	T4B			--

Tabla 10. Categoría necesaria de Explanada mejorada

Teniendo en cuenta que nuestra categoría de tráfico es T4A y la categoría de la explanada mejorada es EX2, el firme elegido es el siguiente:



Para la elección de las capas de rodadura, capa intermedia y capa base, se seguirán las instrucciones de las siguientes tablas:

Velocidad específica del tramo(km/h)	Inclinación (%)	Categoría de tráfico pesado	Espesor (cm) y tipo de mezcla bituminosa en capa de rodadura							
			AC D	AC S	PA <sup>(1)</sup>	BBTM A	BBTM B	MAF	TS	MICROF
>90	<5	T00 - T2A		6 (AC22 surf S) 5 (AC16 surf S)	4 (PA 11)	3 (BBTM 11/8 A)	3 (BBTM 11/8 B)			
		T2B - T3A								
		T3B						6 (AF20)		
		T4		4 - 5 (AC16 surf S)	4 (PA 11)	3 (BBTM 11/8 A)	3 (BBTM 11/8 B)	4-5 (AF12)		(MICROF 8) <sup>(2)</sup>
	≥5	T00 - T2A			6 (AC22 surf S) 5 (AC16 surf S)	4 (PA 11)	3 (BBTM 11/8 A)	3 (BBTM 11/8 B)		
		T2B - T3A								
		T3B						6 <sup>(1)</sup> (AF20)		
		T4		4 - 5 (AC16 surf S)		3 (BBTM 11/8 A)		4-5 <sup>(1)</sup> (AF12)		(MICROF 8) <sup>(2)</sup>
≤90	<5	T00 - T2A		6 (AC22 surf S) 5 (AC16 surf S)	4 (PA 11)	3 (BBTM 11/8 A)	3 (BBTM 11/8 B)			
		T2B - T3A								
		T3B						6 (AF20)		
		T4		4 - 5 (AC16 surf S)	4 (PA 11)	3 (BBTM 11/8 A)	3 (BBTM 11/8 B)	4-5 (AF12)	(DTS o TTS) <sup>(1)</sup>	(MICROF 8) <sup>(2)</sup>
	≥5	T00 - T2A			6 (AC22 surf S) 5 (AC16 surf S)	4 (PA 11)	3 (BBTM 11/8 A)	3 (BBTM 11/8 B)		
		T2B - T3A								
		T3B						6 <sup>(1)</sup> (AF20)		
		T4		4 - 5 (AC16 surf S)		3 (BBTM 11/8 A)		4-5 <sup>(1)</sup> (AF12)	(DTS o TTS) <sup>(1)</sup>	(MICROF 8) <sup>(2)</sup>
		T4B	4 - 5 (AC16 surf D)	4 - 5 (AC16 surf S)						

  ESPECIALMENTE RECOMENDABLE.   UTILIZABLE

Tabla 11. Utilización de mezclas bituminosas en la capa de rodadura

Capa	Tipo mezcla en capa superior	Categoría de tráfico pesado	Espesor (cm) y tipo de mezcla bituminosa				
			AC S	ACD	AC G	AC MAM	GE
Intermedia <sup>(1)</sup>	AC S ó D	T00 - T3A	6 - 9 (AC22 bin S)			7 - 9 (AC bin 22 MAM)	
		T3B	5 (AC 16 bin S) ó 6 - 9 (AC22 bin S)	5 (AC 16 bin D) ó 6 - 9 (AC22 bin D)			
		T4	4 - 5 (AC 16 bin S) ó 6 - 9 (AC22 bin S)	4 - 5 (AC 16 bin D) ó 6 - 9 (AC22 bin D)			
	PA ó BBTM A ó B	T00 - T3A	7 - 9 (AC22 bin S)	6 - 9 (AC22 bin D)		7 - 9 (AC bin 22 MAM)	
		T3B - T4B	6 - 9 (AC22 bin S)	6 - 9 (AC22 bin D)			
	MAF, TS ó MICROF	T3B - T4B	5 (AC 16 bin S) ó 6 - 9 (AC22 bin S)	5 (AC 16 bin D) ó 6 - 9 (AC22 bin D)			5-9 (GEA 1)
Base <sup>(2)</sup>	AC S ó D	T00 - T3A	7 - 9 (AC22 base S) ó 8 - 15 (AC32 base S)		7 - 9 (AC 22 base G) ó 8 - 15 (AC32 base G)	7 - 13 (AC base 22 MAM)	
		T3B - T4	6 - 9 (AC22 base S) ó 8 - 15 (AC32 base S)		6 - 9 (AC 22 base G) ó 8 - 15 (AC32 base G)		
	AC MAM	T00 - T3A				7 - 13 (AC base 22 MAM)	
	GE	T3B - T4					5-12 (GEA 1)

  ESPECIALMENTE RECOMENDABLE.   UTILIZABLE

Tabla 12. Utilización de mezclas bituminosas en las capas interiores

En definitiva, este será nuestro perfil del terreno fuera del puente:

AC 16 Surf S	4 cm
Producto para la adherencia	
AC 32 Base S	8 cm
Producto para la adherencia y curado	
Suelocemento	25 cm
3	100 cm
Geotextil	
1	>100 cm

## 7. Caminos alternativos durante las obras

Debido a que durante las obras el acceso por el puente al barrio de gardeagotxi estará cerrado, se ha buscado una alternativa la cual se muestra a continuación:



Mapa 1. Alternativa para el acceso al barrio de gardeagotxi

La variante propuesta consiste en rodear los pabellones industriales por la calle katuja ibarra, posteriormente accediendo al barrio por la calle gardeagotxi. Esta alternativa cuenta con aproximadamente un recorrido adicional de unos 700 metros aproximadamente.

ANEXO 6  
SEÑALIZACIÓN

## Contenido

1.	Introducción .....	2
2.	Señalización horizontal .....	2
2.1.	Normativa.....	2
2.2.	Longitudinales continuas .....	3
2.2.1.	Para borde de la calzada .....	3
2.3.	Marcas transversales.....	3
2.3.1.	Marca de paso para peatones.....	3
3.	Señalización vertical .....	4
3.1.	Normativa.....	4
3.2.	Señal de estrechamiento.....	4
4.	Señalización de obra .....	5
4.1.	Normativa.....	5
4.2.	Señal de obras .....	5
4.3.	Señal de prioridad .....	5
4.4.	Señal de entrada prohibida .....	6
4.5.	Señal de giro a la izquierda prohibido.....	6

## 1. Introducción

El objetivo de este anexo será definir las diferentes señales que se usarán. Estas señalizaciones serán tanto horizontales como verticales. La señalización tendrá que ser fácilmente entendible para los usuarios, para la segura circulación de los mismos.

## 2. Señalización horizontal

### 2.1. Normativa

La normativa que se usará para estas señalizaciones será la 8.2-IC Marcas Viales. Esta normativa se introdujo en marzo de 1987. Las marcas viales son líneas o figuras, aplicadas sobre el pavimento, que tienen por misión satisfacer una o varias de las siguientes funciones:

- Delimitar carriles de circulación.
- Separar sentidos de circulación.
- Indicar el borde de la calzada.
- Delimitar zonas excluidas a la circulación regular de vehículos.
- Reglamentar la circulación, especialmente el adelantamiento, la parada y el estacionamiento.
- Completar o precisar el significado de señales verticales y semáforos.
- Repetir o recordar una señal vertical.
- Permitir los movimientos indicados y anunciar, guiar y orientar a los usuarios.

Las marcas viales se clasifican de la siguiente forma:

1. Longitudinales discontinuas.
2. Longitudinales continuas.
3. Longitudinales continuas adosadas a discontinuas.
4. Transversales.
5. Flechas.
6. Inscripciones.
7. Otras marcas.

Para este proyecto, solo serán necesarias las que se describen a continuación:

## 2.2. Longitudinales continuas

### 2.2.1. Para borde de la calzada

Delimitación del borde de la calzada. La anchura de la marca vial no se contara en la de la calzada.

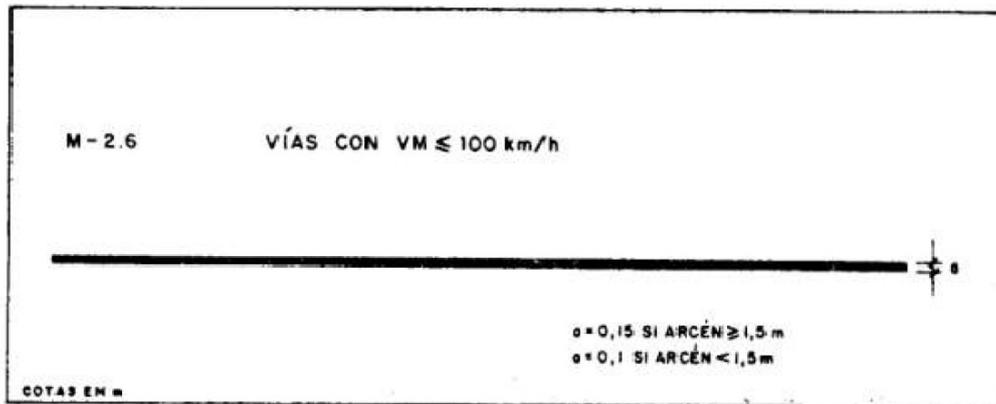


Imagen 1. Marcas longitudinales continuas

## 2.3. Marcas transversales

### 2.3.1. Marca de paso para peatones

La anchura del paso de podrá ser variable en función de la intensidad de proyecto de peatones. No deberá tener una anchura inferior a 4m. sin embargo en ciertos casos, como puede ser el de una vía con velocidad máxima VM menor de 40 km/h y escasa anchura, podrá reducirse la del paso hasta 2,5 m, si las circunstancias así lo aconsejan.

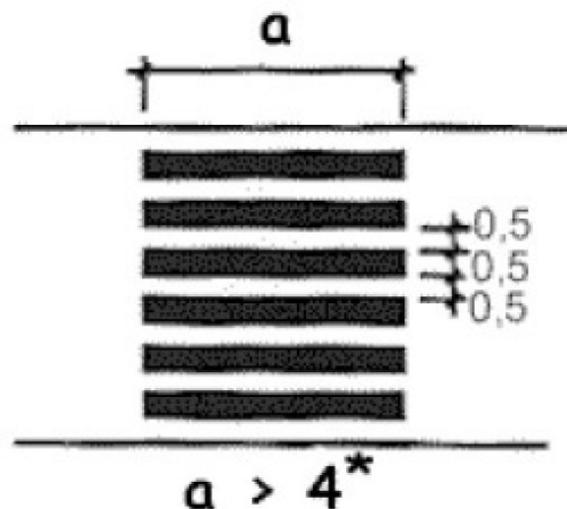


Imagen 2. Marcas de paso para peatones

### 3. Señalización vertical

#### 3.1. Normativa

La normativa que se usará para estas señalizaciones será la 8.1-IC. Esta normativa entro en vigor el 20 de marzo de 2014. Se refiere a la señalización vertical del Red de Carreteras del Estado, no estando incluida la señalización de obras. La señalización, persigue cuatro objetivos fundamentales:

- Aumentar la seguridad de la circulación.
- Aumentar la eficacia de la circulación.
- Aumentar la comodidad de la circulación.
- Facilitar la orientación de los conductores.

A los efectos de la presente norma se distingúelas siguientes clases de carretera:

1. Autopistas
2. Autovías
3. Carreteras convencionales
  - 3.1. Carretera de calzada única
  - 3.2. Carretera de calzadas separadas

Para este proyecto, solo serán necesarias las que se describen a continuación:

#### 3.2. Señal de estrechamiento



Imagen 3. P-7. Estrechamiento de calzada

## 4. Señalización de obra

### 4.1. Normativa

La normativa que se usará para estas señalizaciones será la 8.3-IC. Esta normativa entro en vigor en abril de 1989. Cuando en la plataforma de una vía o en sus proximidades existan circunstancias relacionadas con la ejecución de obras fijas en dichas zonas, y que puedan representar un peligro para la circulación, interfiriendo su normal desarrollo, la señalización de obras tiene por objeto:

- Informar al usuario de la presencia de las obras.
- Ordenar la circulación en la zona por ellas afectada.
- Modificar su comportamiento, adaptándolo a la situación no habitual representada por las obras y sus circunstancias específicas.

### 4.2. Señal de obras



Imagen 5. TP-18. Señal de obras

### 4.3. Señal de prioridad

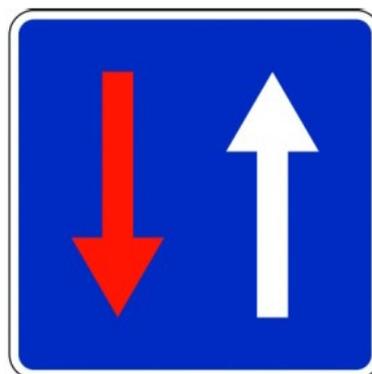


Imagen 6. TE-6. Señal de prioridad

#### 4.4. Señal de entrada prohibida



Imagen 7. TR-101. Señal de entrada prohibida

#### 4.5. Señal de giro a la izquierda prohibido



Imagen 8. TR-303. Señal de giro a la izquierda prohibido

ANEXO 7  
ALUMBRADO

## Contenido

1. Introducción .....	2
2. Clasificación de las vías .....	2
3. Clases de alumbrado.....	2
4. Niveles de iluminación de los viales.....	3
5. Elección de luminarias .....	3
6. Disposición de luminarias .....	5

## 1. Introducción

En este anexo se va a determinar el tipo de luminarias que se van usar y el número de farolas que van hacer falta. Para ello se ha empleado el Real Decreto 1890/2008, por el que se aprueba el Reglamento de eficiencia energética en instalaciones de alumbrado exterior y sus Instrucciones técnicas complementarias EA-01 a EA-07.

## 2. Clasificación de las vías

El criterio principal de clasificación de las vías es la velocidad de circulación. Para nuestro caso el tipo de vía será el “D” debido a que la velocidad de circulación será inferior a 30 km/h.

Clasificación	Tipo de vía	Velocidad del tráfico rodado (km/h)
A	de alta velocidad	$v > 60$
B	de moderada velocidad	$30 < v \leq 60$
C	carriles bici	--
D	de baja velocidad	$5 < v \leq 30$
E	vías peatonales	$v \leq 5$

Tabla 1. Clasificación de las vías

## 3. Clases de alumbrado

Mediante otros criterios, tales como el tipo de vía y la intensidad media de tráfico diario (IMD), se establecen subgrupos dentro de la clasificación anterior.

Situaciones de proyecto	Tipos de vías	Clase de Alumbrado <sup>(*)</sup>
C1	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Carriles bici independientes a lo largo de la calzada, entre ciudades en área abierta y de unión en zonas urbanas</b></li> </ul> Flujo de tráfico de ciclistas Alto..... Normal .....	S1 / S2 S3 / S4
D1 - D2	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Áreas de aparcamiento en autopistas y autovías.</b></li> <li>• <b>Aparcamientos en general.</b></li> <li>• <b>Estaciones de autobuses.</b></li> </ul> Flujo de tráfico de peatones Alto..... Normal .....	CE1A / CE2 CE3 / CE4
D3 - D4	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Calles residenciales suburbanas con aceras para peatones a lo largo de la calzada</b></li> <li>• <b>Zonas de velocidad muy limitada</b></li> </ul> Flujo de tráfico de peatones y ciclistas Alto..... Normal .....	CE2 / S1 / S2 S3 / S4

Tabla 2. Clases de alumbrado

En este caso, nuestra clase de alumbrado será “S3” debido a que nos encontramos en una zona de velocidad muy limitada con un flujo de tráfico de peatones y ciclistas bajo.

#### 4. Niveles de iluminación de los viales

En la siguiente tabla se muestran los niveles de iluminación para las clases de alumbrado de tipo S.

Clase de Alumbrado <sup>(1)</sup>	Iluminancia horizontal en el área de la calzada	
	Iluminancia Media $E_m$ (lux) <sup>(1)</sup>	Iluminancia mínima $E_{min}$ (lux) <sup>(1)</sup>
S1	15	5
S2	10	3
S3	7,5	1,5
S4	5	1

*(1) Los niveles de la tabla son valores mínimos en servicio con mantenimiento de la instalación de alumbrado. A fin de mantener dichos niveles de servicio, debe considerarse un factor de mantenimiento ( $f_m$ ) elevado que dependerá de la lámpara adoptada, del tipo de luminaria, grado de contaminación del aire y modalidad de mantenimiento preventivo.*

Tabla 3. Niveles de iluminación de los viales

#### 5. Elección de luminarias

Para este proyecto se ha empleado la siguiente luminaria:

##### Phillips BDS491 T35 Xcg40-4s/740 s 1Xcg40-4S/740

Grado de eficacia de funcionamiento: 79.30%  
 Flujo luminoso de lámparas: 4000 lm  
 Flujo luminoso de las luminarias: 3172 lm  
 Potencia: 32.0 W  
 Rendimiento lumínico: 99.1 lm/W

##### Emisión de luz 1 / CDL polar

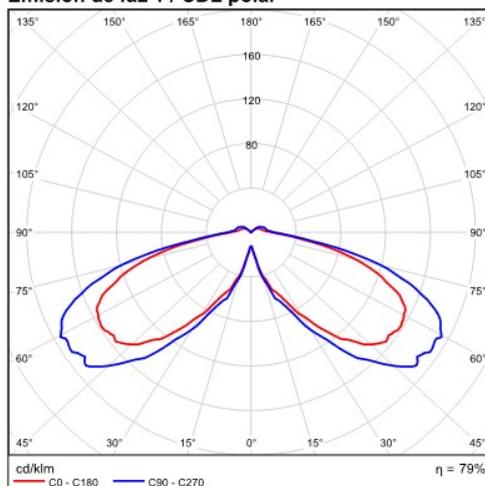


Tabla 4. Ficha técnica de luminaria Phillips BDS491 T35 Xcg40-4s/740 s 1Xcg40-4S/740

**FICHA TÉCNICA:**

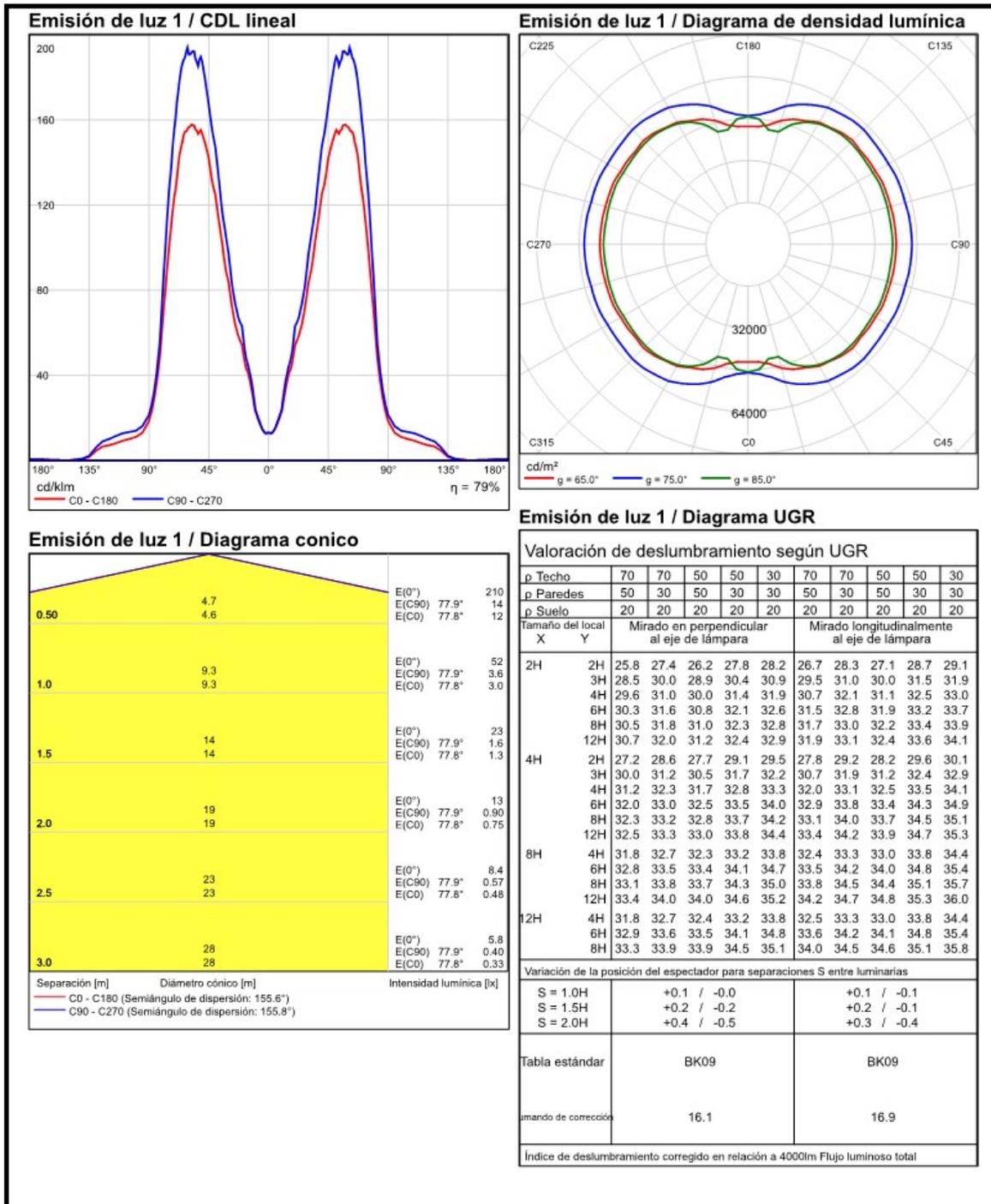
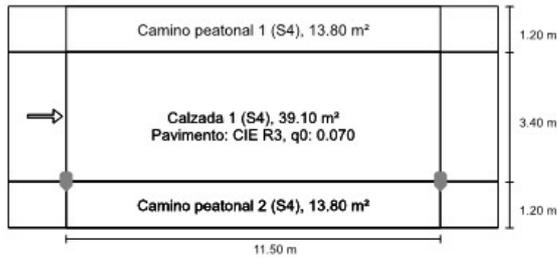


Tabla 5. Ficha técnica de luminaria Phillips BDS491 T35 Xcg40-4s/740 s 1Xcg40-4S/740

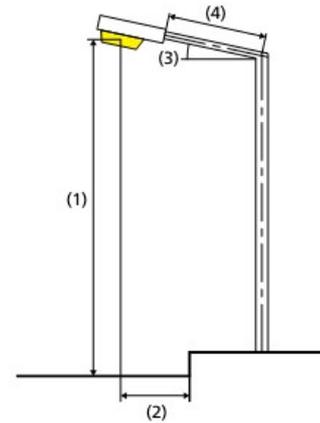
## 6. Disposición de luminarias

Para la determinación de las luminarias se ha utilizado el programa DIALux evo. Para ello, y después de muchas pruebas, se ha optado por la siguiente disposición:

**Tablero puente hacia EN 13201:2004**



**Philips BDS491 T35 1 xCG40-4S/740 S**



Resultados para campos de evaluación  
Factor de degradación: 0.67

Camino peatonal 1 (S4)

Em [lx] ≥ 5.00 ≤ 7.50	Emin [lx] ≥ 1.00	Emin (semicilindro) [lx] ≥ 1.00
✓ 5.93	✓ 5.30	✓ 2.54

Calzada 1 (S4)

Em [lx] ≥ 5.00 ≤ 7.50	Emin [lx] ≥ 1.00	Emin (semicilindro) [lx] ≥ 1.00
✓ 5.20	✓ 3.61	✓ 1.80

Camino peatonal 2 (S4)

Em [lx] ≥ 5.00 ≤ 7.50	Emin [lx] ≥ 1.00	Emin (semicilindro) [lx] ≥ 1.00
✓ 5.11	✓ 3.57	✓ 1.78

Lámpara:	1xCG40-4S/740
Flujo luminoso (luminaria):	3171.83 lm
Flujo luminoso (lámpara):	4000.00 lm
Potencia de las luminarias:	32.0 W
W/km:	2784.0
Organización:	unilateral abajo
Distancia entre mástiles:	11.500 m
Inclinación del brazo (3):	0.0°
Longitud del brazo (4):	0.000 m
Altura del punto de luz (1):	8.000 m
Saliente del punto de luz (2):	0.000 m

ULR:	0.05
ULOR:	0.05

Valores máximos de la intensidad lumínica

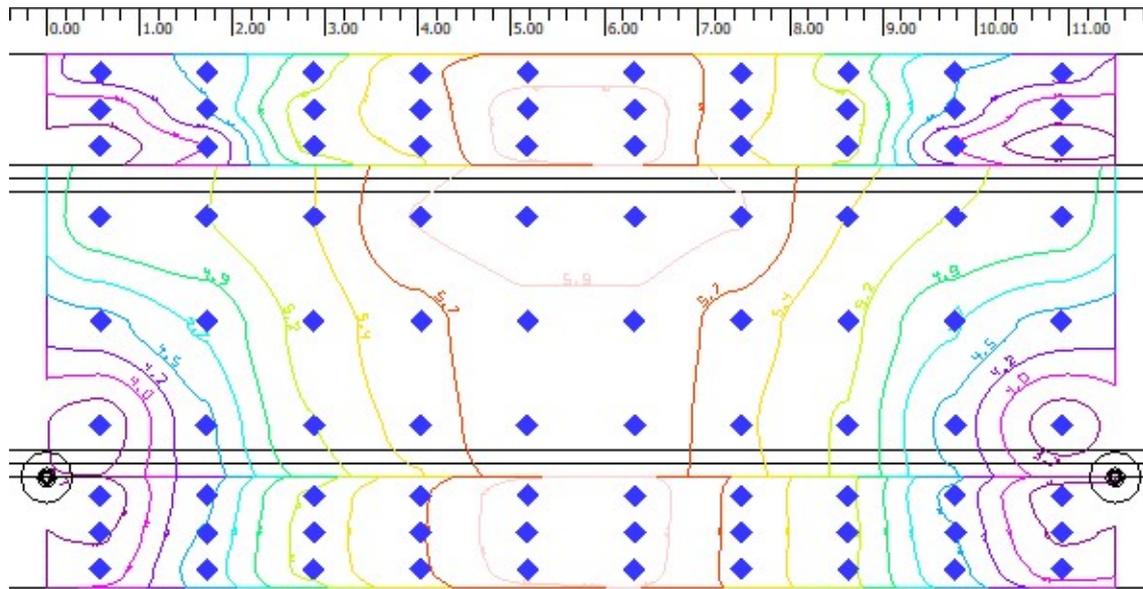
a 70°:	162 cd/klm
a 80°:	75.8 cd/klm
a 90°:	21.7 cd/klm

Clase de potencia lumínica: G.2

Respectivamente en todas las direcciones que forman los ángulos especificados con las verticales inferiores (con luminarias instaladas aptas para el funcionamiento).

La disposición cumple con la clase del índice de deslumbramiento D.3

RESULTADOS GRÁFICOS:



ANEXO 8  
SERVICIOS AFECTADOS

## Contenido

1. Introducción .....	2
2. Energía eléctrica.....	2
3. Telecomunicaciones .....	3
4. Red de suministro de agua potable.....	3

## 1. Introducción

El objeto de este anejo es la localización y descripción de los servicios existentes que puedan verse afectados por las obras definidas en el proyecto de construcción del puente de Santa Cruz en Llodio y que deben ser repuestos total o parcialmente.

A la hora de considerar las afecciones a servicios de infraestructuras que la ejecución del puente vaya a traer consigo, se ha partido de la consideración de que siempre se ha intentado mantener, en la medida de lo posible, todas las canalizaciones existentes en su emplazamiento actual.

Con el fin de determinar las posibles afecciones en las instalaciones de compañías públicas o privadas se mantienen contactos con los diversos organismos y entidades, solicitando que suministren información referente a la ubicación y definición de sus instalaciones actuales, futuras o en proceso de ejecución.

Se ha recogido información sobre las redes de energía eléctrica, telecomunicaciones y redes de abastecimiento quedando esta información reflejada en los planos de proyecto.

- Red eléctrica: Iberdrola
- Telecomunicaciones: Telefónica
- Redes de suministro de agua potable: Aqualia

## 2. Energía eléctrica

La línea de suministro eléctrica se divide en dos partes. La primera parte es la procedente de Katuja-Ibarra. Esta línea es subterránea y llega a escasos metros del inicio del puente, donde nos encontramos con una arqueta. La segunda parte es la continuación de esta, que será una continuación aérea y la que continúa por todo el barrio de gardeagotxi.

Durante los trabajos este suministro se verá afectado, por lo que se propone mantener la actual línea aérea hasta que no se tenga que soterrar la línea eléctrica por completo. En fase de construcción esta línea deberá ir a unos metros por el lado oeste del puente, evitando así espacio de maniobra para la grúa. Mientras que con los trabajos ejecutados, deberán de soterrarse por el lado este del puente, ya que será por donde pasen las farolas.

Los detalles de la nueva canalización y el soterramiento de esta línea eléctrica estarán especificados en los planos “09.1 Servicios afectados. Electricidad” y “10.1 Detalles de canalizaciones”.

### 3. Telecomunicaciones

Aquí nos encontramos en la misma situación que en la red eléctrica. Las líneas de telecomunicaciones llegan soterradas hasta escasos 3 metros del inicio del puente. Una vez llegados a este punto, la línea continúa por aire durante todo el barrio de gardeagotxi.

En este caso también, la solución que se adoptara, será la misma que con la línea eléctrica. En fase de construcción la línea se desviara por el lado oeste, mientras que con los trabajos ya ejecutados, esta línea a diferencia que la eléctrica, ira embutida por el lado oeste del puente.

Los detalles de la nueva canalización y el soterramiento de esta línea de telecomunicaciones estarán especificadas en los planos “09.2 Servicios afectados. Telecomunicaciones” y “10.1 Detalles de canalizaciones”.

### 4. Red de suministro de agua potable

Es en este apartado donde nos encontramos ante uno de los mayores problemas para la ejecución de la obra. El suministro de agua en Llodio se hace mediante un anillo de 400 mm de diámetro que recorre toda la localidad. Este anillo no puede ser modificado, ya que dejaríamos a todo Llodio sin suministro de agua potable.

Por lo tanto, y como se especificara en el anexo 12, no se podrá de ninguna manera modificar esta canalización, manteniendo en todo momento su actual estado.

También no encontramos una canalización de 2 pulgadas. Esta canalización es la responsable de suministrar agua potable a todo el barrio de gardeagotxi. En este caso si se modificara el tubo, ya que se encuentra embutido en el actual puente por lo que se hará uno nuevo, siempre respetando las mismas características del mismo. Mientras tanto, el agua se les suministra desde este anillo pero desviándola desde un punto más adelantado, ya pasado el barrio de gardeagotxi.

Los detalles de la nueva canalización estarán especificados en el plano “09.3 Servicios afectados. Abastecimiento”.

## ANEXO 9

### CALCULO ESTRUCTURAL. TABLERO

## Contenido

1.	Introducción .....	3
2.	Criterios de comprobación .....	3
2.1.	Situaciones de proyecto .....	3
2.2.	Estados Límite .....	3
2.2.1.	Estados límite últimos (ELU).....	3
2.2.2.	Estados límite de servicio (ELS) .....	3
3.	Clasificación de las acciones.....	4
4.	Pre dimensionamiento del tablero .....	4
5.	Acciones sobre el tablero según IAP-11 .....	6
5.1.	Acciones Permanentes de valor constante (G).....	6
5.1.1.	Peso propio .....	6
5.1.2.	Cargas muertas .....	6
5.2.	Acciones Variables (Q).....	7
5.2.1.	Sobre carga de uso:.....	7
5.2.2.	Viento .....	11
5.2.3.	Nieve.....	18
5.3.	Acciones accidentales (A).....	19
5.3.1.	Impactos .....	19
5.3.2.	Acción sísmica.....	20
6.	Valores representativos de las acciones .....	21
6.1.	Valor representativo de las acciones permanentes.....	21
6.2.	Valores representativos de las acciones variables .....	21
6.3.	Valor representativo de las acciones accidentales .....	22
7.	Valor de cálculo de las acciones .....	22

7.1.	Valor de cálculo para comprobaciones en ELU .....	22
7.1.1.	En situación persistente o transitoria .....	22
7.1.2.	En situación accidental .....	24
7.1.3.	En situación sísmica .....	24
7.2.	Valor de cálculo para comprobaciones en ELS .....	24
8.	Combinación de acciones .....	25
8.1.	Combinaciones para comprobaciones en ELU .....	25
8.2.	Combinaciones para comprobación en ELS .....	30
9.	Cálculo del tablero losa .....	33
9.1.	Resultado de las hipótesis .....	34
9.2.	Propiedades de los materiales .....	36
9.2.1.	Hormigon.....	36
9.2.2.	Acero .....	36
9.3.	Calculo del armado de la losa .....	36

## 1. Introducción

En este apartado se llevarán a cabo todos los cálculos estructurales, previamente se definirán las cargas pasivas y activas. Para ello se usarán las normativas de “IAP-11. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes y carreteras” y “Instrucción de hormigón estructural EHE-08”.

## 2. Criterios de comprobación

Las comprobaciones estructurales estarán basadas en la teoría de los estados límite y su verificación mediante el método de los coeficientes parciales de seguridad. En cada situación de proyecto, se comprobará que no se supera ninguno de los estados límite que proceda.

### 2.1. Situaciones de proyecto

Una situación de proyecto de una estructura es un conjunto de condiciones físicas que representan las circunstancias reales que pueden presentarse durante un cierto intervalo de tiempo para el cual el proyecto se va a comprobar que no se superan los estados límites pertinentes. Las situaciones consideradas en esta instrucción son:

- Situaciones persistentes
- Situaciones transitorias
- Situaciones accidentales
- Situaciones sísmicas

### 2.2. Estados Límite

Se definen como estados límite aquellas condiciones para las que puede considerarse que, de ser superadas, la estructura no cumple alguno de los requisitos del proyecto.

#### 2.2.1. Estados límite últimos (ELU)

Son aquellos tales que, si se sobrepasan, se produce el agotamiento o colapso de la estructura o de una parte de ella.

#### 2.2.2. Estados límite de servicio (ELS)

Son aquellos tales que, si se sobrepasan, la estructura dejara de cumplir el cometido para el que fue proyectada por razones funcionales, de durabilidad, o de aspecto, sin que ello suponga el colapso de la misma.

### 3. Clasificación de las acciones

Las acciones se pueden clasificar atendiendo a su naturaleza, su variación en el tiempo, su variación espacial y según la respuesta estructural que producen. A efectos de aplicación, se adopta la clasificación de las acciones atendiendo a su variación en el tiempo:

- Acciones permanentes de valor constante (G)
- Acciones permanentes de valor no constante (G\*)
- Acciones variables (Q)
- Acciones accidentales (A)

### 4. Pre dimensionamiento del tablero

El rango de luces más habitual para esta tipología de puentes (puentes losa) suelen estar entre los 10 a 40 m dejando los de hormigón armado para luces menores a los 20m y los de hormigón pretensado para luces mayores de 18 m. A partir de los 25m es aconsejable estudiar secciones de canto variable.

Las secciones pueden ser aligeradas asumiendo que para cantos superiores a 1,20m lo razonable es disponer aligeramientos y para cantos inferiores a 0,90m la solución óptima es la maciza.

Las medidas de este tablero son las siguientes:

- Luz: 9,5m
- Longitud tablero: 10,5 m
- Ancho tablero: 5,8m
- Canto tablero: 0,65m

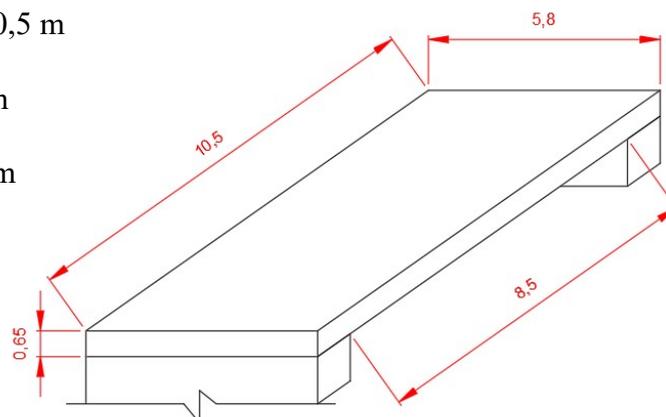


Figura 1. Dimensiones del tablero (distancias en metros).

De manera resumida, en el siguiente gráfico se recogen el rango luces, relaciones canto/luz y cuantías para distintos puentes losa según si son de hormigón armado o pretensado y si son de canto constante, a cartelado o variable:

MATERIAL	CANTO DEL TABLERO	RANGO DE UTILIZACIÓN	TIPO DE VANO	TIPO DE SECCIÓN										
				Relación Canto/Luz	Hormigón (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	Aero Pasivo (kg/m <sup>2</sup> )	Aero Activo (kg/m <sup>2</sup> )							
Hormigón Armado	Canto Constante	L < 20m	Vano Isostático	1/11-1/14	0,55-0,7	70-100	10-25	1/11-1/14	0,60-0,80	120-130	12-25	1/13-1/17		
			Vano Externo	1/12,5-1/17									1/11,5-1/15,5	1/13-1/18
		Vano Hipercático	1/15-1/20	1/16-1/22									1/17-1/23	1/15-1/20
		Vano Isostático	1/15-1/21	1/17-1/23									1/17-1/23	1/15-1/20
		Vano Externo	1/18-1/25	1/20-1/27									1/24-1/32	1/18-1/24
		Vano Hipercático	1/22-1/30	1/24-1/32									1/24-1/32	1/22-1/30
	Canto Acarriado	L > 25m	Vano Isostático	Centro	1/25-1/32	0,7-0,85	70-100	15-30	1/24-1/32	0,60-0,80	120-130	12-25	1/24-1/32	
				Apoyos	1/13-1/16				1/13-1/18				1/13-1/17	
			Vano Externo	1/30-1/37,5	1/28-1/32				1/28-1/32				1/28-1/32	
			Vano Hipercático	1/35-1/45	1/34-1/38				1/34-1/38				1/34-1/38	
			Centro	1/18-1/22	1/17-1/23				1/17-1/23				1/18-1/24	
			Apoyos	1/15-1/18	1/15-1/18				1/15-1/18				1/15-1/18	
Hormigón Pretensado	Canto Variable	Vano Isostático	Centro	1/25-1/32	0,7-0,85	70-100	15-30	1/24-1/32	0,60-0,80	120-130	12-25	1/24-1/32		
			Apoyos	1/13-1/16				1/13-1/18				1/13-1/17		
		Vano Externo	1/30-1/37,5	1/28-1/32				1/28-1/32				1/28-1/32		
		Vano Hipercático	1/35-1/45	1/34-1/38				1/34-1/38				1/34-1/38		
		Centro	1/18-1/22	1/17-1/23				1/17-1/23				1/18-1/24		
		Apoyos	1/15-1/18	1/15-1/18				1/15-1/18				1/15-1/18		

B. Jorrea A. Aguirre Zubero

Tabla 1. Rango de luces y cuantías

## 5. Acciones sobre el tablero según IAP-11

### 5.1. Acciones Permanentes de valor constante (G)

Las cargas permanentes son producidas por el peso de los distintos elementos que forman parte del puente. A efectos de aplicación de esta Instrucción se clasifican en peso propio y cargas muertas:

#### 5.1.1. Peso propio

Para el hormigón armado se tomará la densidad de  $25\text{kN/m}^3$  y se multiplicará por el canto del tablero.

$$G_1 = 25 \cdot 0,65 = 16,25 \text{ kN/ m}^2$$

#### 5.1.2. Cargas muertas

Se considerarán las siguientes cargas:

- Acera:

Para la acera, se tomará la densidad de  $23\text{kN / m}^3$  y se multiplicará por el canto de la acera:

$$G_2 = 23 \cdot 0,25 = 5,75 \text{ kN / m}^2$$

- Pavimento:

Según la IAP-11 hay que considerar dos valores para esta carga:

- Valor inferior ( $G_{k,inf}$ ) que hace referencia al peso de la capa de rodadura que debe ser diseñada en el proyecto global de la obra. Aplicando la formulación que se obtiene de la Instrucción IAP-11 con un espesor de pavimento de 4 cm y un peso específico de la mezcla de  $23 \text{ kN/m}^3$ , se obtiene:

$$G_{3 k,inf} = 23 \cdot 0,04 = 0,92 \text{ kN / m}^2$$

- Valor superior ( $G_{k,sup}$ ) hace referencia al aumento del espesor de la capa de rodadura en el momento que en se vuelva a producir una pavimentación de la superficie distinta a la inicial. Este valor supone un incremento del 50% respecto al valor inferior. Por lo tanto:

$$G_{3 k,sup} = 23 \cdot 0,04 \cdot 1,5 = 1,38 \text{ kN / m}^2$$

- Imposta + barandilla:

Para el peso propio de la imposta y barandilla se tomará 2 kN/ ml.

$$G_4 = 2 \text{ kN /ml}$$

- Canalizaciones

Canalizaciones para el suministro de agua, luz y gas.

$$G_{5,sup} = 2,5 \text{ kN /ml}$$

$$G_{5,inf} = 2 \text{ kN /ml}$$

## 5.2. Acciones Variables (Q)

### 5.2.1. Sobre carga de uso:

A efectos de la aplicación de la componente vertical de la sobrecarga de uso sobre el tablero del puente, la plataforma, de ancho  $w$ , se dividirá en  $n_i$  carriles virtuales, de anchura  $w_i$  cada uno, con el criterio que se define en la siguiente tabla:

ANCHURA DE LA PLATAFORMA ( $w$ )	NÚMERO DE CARRILES VIRTUALES ( $n_i$ )	ANCHURA DEL CARRIL VIRTUAL ( $w_i$ )	ANCHURA DEL ÁREA REMANENTE
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_i = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_i = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$w \geq 6 \text{ m}$	$n_i = \text{ent} \left( \frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3n_i$

Tabla 2. Definición de los carriles virtuales. (IAP-11)

Se define como “*plataforma del tablero de un puente de carretera la superficie apta para el tráfico rodado (incluyendo los carriles de circulación, arcenes, marcas viales) comprendido entre los bordillos de las aceras laterales del tablero*”.

El ancho de la plataforma conforme se ha definido anteriormente, podríamos verlo de forma gráfica en el siguiente croquis:

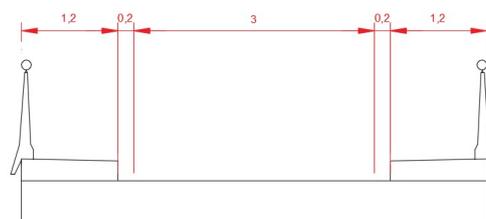


Figura2. Sección del tablero (distancias en metros).

En este caso el ancho de la plataforma ( $w$ ) es de 3,4m. Se ha tenido en cuenta que el ancho del tablero es de 5,8 m al que se le ha restado el ancho de las dos aceras de 1,2 m. Por lo que:

Anchura de la plataforma = ancho total - ancho aceras - ancho berma

Anchura de la plataforma =  $5,8 - 2 \cdot 1,2 - 0,3 = 3 \text{ m}$

El número de carriles será:

- $n_i$ : 1 carril
- $w$ : 3m
- Anchura del área remanente:  $w-3 = 0\text{m}$

#### 5.2.1.1. Cargas verticales:

- **Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos**

Se considera la acción simultánea de las cargas siguientes:

1. Uno o más vehículos pesados, según el número de carriles virtuales. Cada vehículo pesado estará constituido por dos ejes, siendo  $Q_{ik}$  la carga del eje, indicada en la tabla 3.

Se tendrán en cuenta los siguientes criterios:

- En cada carril se considerará la actuación de un único vehículo pesado de peso  $2Q_{ik}$ .
  - La separación transversal entre ruedas del mismo eje será de 2,00m. la distancia longitudinal entre ejes será de 1,20m.
  - Las dos ruedas de cada eje tendrán la misma carga, que será por tanto igual a  $0,5Q_{ik}$ .
  - A efectos de las comprobaciones generales, se supondrá que cada vehículo pesado actúa centrado en el carril virtual.
2. Una sobrecarga uniforme de valor  $q_{ik}$ , con las consideraciones siguientes:
    - La sobrecarga uniforme se extenderá, longitudinal y transversalmente, a todas las zonas donde su efecto resulte desfavorable para el elemento en estudio, incluso en aquellas ya ocupadas por algún vehículo pesado.

SITUACIÓN	VEHÍCULO PESADO $2Q_{ik}$ [kN]	SOBRECARGA UNIFORME $q_k$ (ó $q_{rk}$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]
Carril virtual 1	2 · 300	9,0
Carril virtual 2	2 · 200	2,5
Carril virtual 3	2 · 100	2,5
Otros carriles virtuales	0	2,5
Área remanente ( $q_{rk}$ )	0	2,5

Tabla 3. Valor característico de la sobrecarga de uso. (IAP-11)

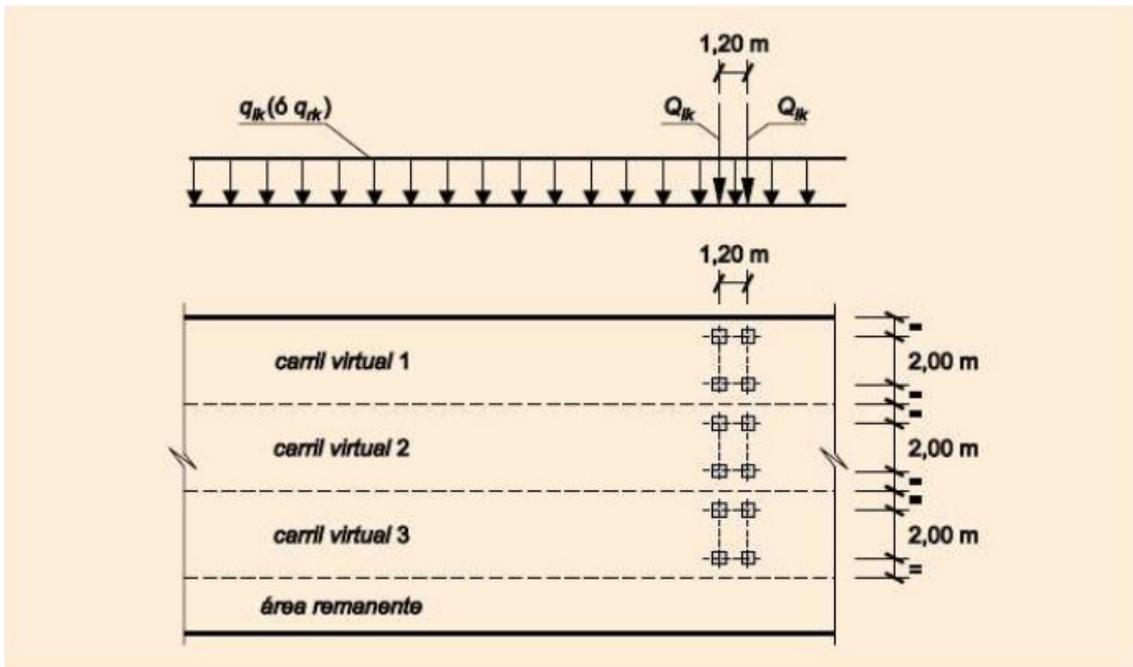


Figura 3. Disposición de vehículos pesados para comprobaciones locales. (IAP-11)

### Cargas verticales en zonas de uso peatonal

En las zonas de uso peatonal de los puentes, se supondrá aplicada una sobrecarga uniforme de 5 kN/m<sup>2</sup> en las zonas más desfavorables, longitudinal y transversalmente, para el efecto del estudio.

#### 5.2.1.2. *Fuerzas horizontales*

- **Frenado y arranque**

El frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos, dará lugar a una fuerza horizontal uniformemente distribuida en la dirección longitudinal de la carretera soportada por el puente, y se supondrá aplicada al nivel de la superficie del pavimento.

Para el caso de carril virtual de 3 m de anchura y  $L > 1,20$  m, la expresión es la siguiente:

$$Q_{ik} = 360 + 2,7 L$$

El valor de  $Q_{ik}$  estará limitado superior y inferiormente según lo indicado a continuación:

$$180 \text{ kN} \leq Q_{ik} \leq 900 \text{ kN}$$

Para el puente que se está estudiando, utilizando esta expresión y teniendo en cuenta que  $L = 10,5$  m, la fuerza a considerar será de 388,35 kN.

- **Fuerza centrífuga y otras fuerzas transversales**

Debido a que este puente es recto, no se generara ningún tipo de fuerza centrífuga, por lo que no se debe de estudiar.

- **Grupos de cargas de tráfico**

La concomitancia de las distintas componentes de la sobrecarga de uso, definidas en los apartados anteriores, se tendrá en cuenta mediante la consideración de los grupos de cargas de tráfico indicados en la tabla 4.

Los valores de las acciones que figuran en los apartados anteriores de la sobre carga de uso son valores característicos de esas acciones consideradas individualmente. Cuando dichas acciones entran a formar parte de un grupo de cargas de tráfico, lo hacen con los valores que se recogen en la tabla 4

GRUPOS DE CARGAS <sup>(1)</sup>	PLATAFORMA					ACERAS
	CARGAS VERTICALES			FUERZAS HORIZONTALES		CARGAS VERTICALES
	VEHÍCULOS PESADOS	SOBRECARGA UNIFORME	AGLOMERACIÓN DE PERSONAS	FRENADO Y ARRANQUE	FUERZA CENTRIFUGA Y TRANSVERSAL	
<b>gr 1</b> (Cargas verticales)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	-	-	-	Valor reducido: 2,5 kN/m <sup>2</sup>
<b>gr 2</b> (Fuerzas horizontales)	Valor reducido <sup>(2)</sup> : $\psi_1 Q_{ik}$	Valor reducido <sup>(2)</sup> : $\psi_1 q_{ik}$	-	Valor característico (apartado 4.1.3.1)	Valor característico (apartado 4.1.3.2)	-
<b>gr 3</b> (Peatones)	-	-	-	-	-	Valor característico (apartado 4.1.2.2)
<b>gr 4</b> (Aglomeraciones)	-	-	Valor característico (apartado 4.1.2.2)	-	-	Valor característico (apartado 4.1.2.2)

Tabla 4. Grupos de carga de tráfico. (IAP-11)

Para este proyecto los grupos de cargas serán los siguientes:

GRUPOS DE CARGAS	PLATAFORMA					ACERAS
	CARGAS VERTICALES			FUERZAS HORIZONTALES		CARGAS VERTICALES
	VEHÍCULOS PESADOS	SOBRECARGA UNIFORME	AGLOMERACIÓN DE PERSONAS	FRENADO Y ARRANQUE	FUERZA CENTRIFUGA Y TRANSVERSAL	
GRUPO 1	150 kN	9 kN/m <sup>2</sup>	-	-	-	2,5 kN/m <sup>2</sup>
GRUPO 2	112,5 kN	6,75 kN/m <sup>2</sup>	-	388,35 kN	0	-
GRUPO 3	-	-	-	-	-	5 kN/m <sup>2</sup>

Tabla 5. Grupos de carga de tráfico.

El grupo 4 no se tendrá en consideración debido a que no se prevén aglomeraciones de personas.

5.2.1.3. Tren de carga para la comprobación del estado límite último de fatiga

Para la comprobación del estado límite último de fatiga se considerarán las acciones variables repetidas producidas por la acción del tráfico que se prevé que actúen a lo largo de la vida útil del puente.

El efecto de las cargas repetidas puede ser representado por el modelo de cargas para fatiga consistente en un vehículo de 4 ejes, de dos ruedas cada eje. La carga en cada eje será de 120 kN. A efectos de comprobación de fatiga no se considerará ninguna carga horizontal.

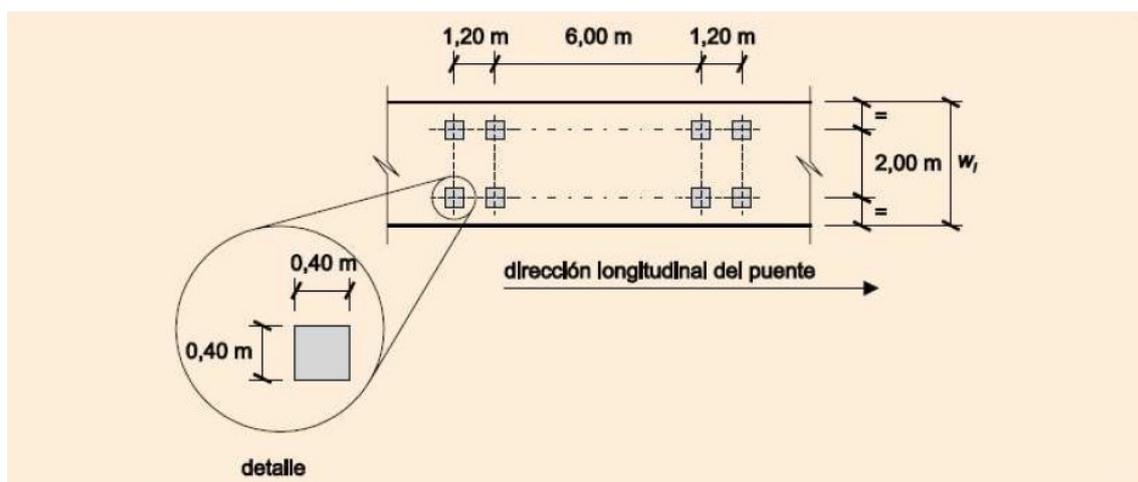


Figura 4. Tren de cargas para la comprobación del estado límite de fatiga. (IAP-11)

5.2.2. Viento

En general, la acción del viento se asimilará a una carga estática equivalente, salvo que, sea necesario además considerar los efectos aero elásticos.

#### 5.2.2.1. Velocidad básica del viento

La velocidad básica fundamental del viento  $V_{b,0}$ , es la velocidad media a lo largo de un periodo de 10 minutos, con un periodo de retorno T de 50 años, medida con independencia de la dirección del viento y de la época del año en una zona plana y desprotegida frente al viento, equivalente a un entorno de puente tipo II, a una altura de 10 m sobre el suelo.

A partir de la velocidad básica fundamental del viento  $V_{b,0}$ , se obtendrá la velocidad básica  $V_b$  mediante la expresión:

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0}$$

Donde:

$V_b$ , velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 50 años (m/s)

$C_{dir}$ , factor direccional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1,0

$C_{season}$ , factor estacional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1,0

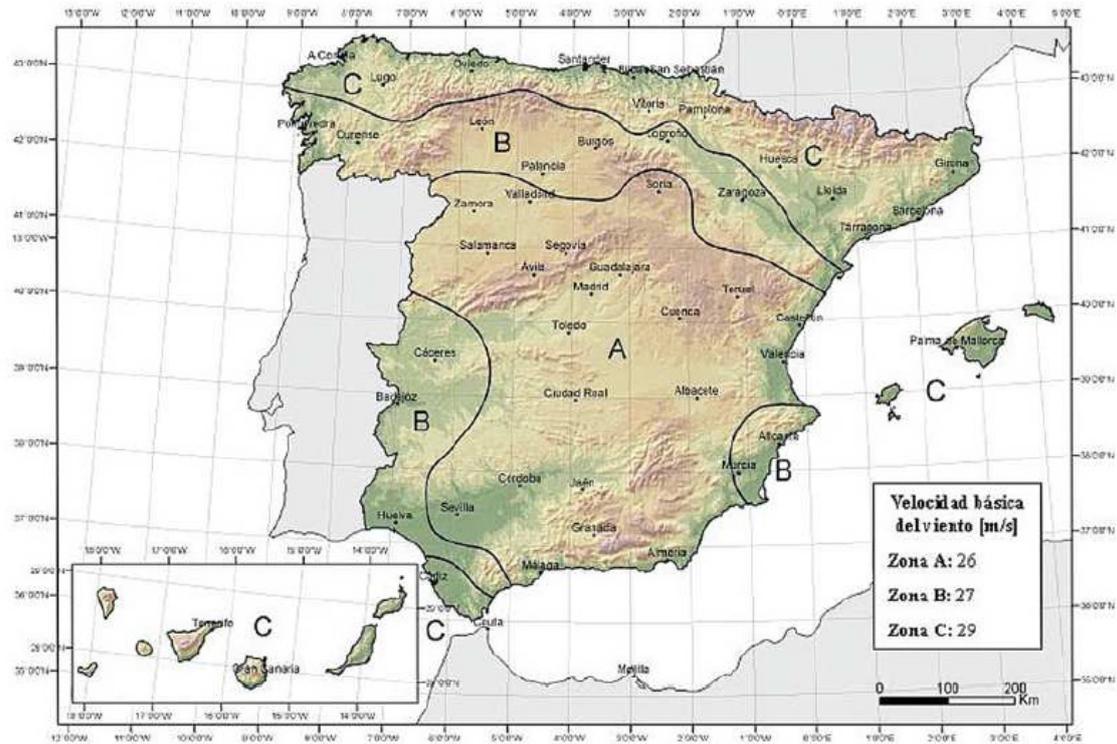
$V_{b,0}$ , velocidad básica fundamental del viento (m/s)

Para un periodo de retorno diferente de 50 años, la velocidad básica del viento  $V_b(T)$  será:

$$V_b(T) = V_b \cdot C_{prob}$$

Donde:

$V_b(T)$ , velocidad básica del viento (m/s) para un periodo de retorno T



Mapa 1. Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad básica fundamental del viento  $V_{b,0}$  (IAP-11)

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 29 = 29 \frac{m}{s^2}$$

Una vez obtenida la velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 50 años, se tendrá que calcular la velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 100 años que será el definido para el puente, según indica la EHE-08.

Tipo de estructura	Vida útil nominal
Estructuras de carácter temporal <sup>[2]</sup>	Entre 3 y 10 años
Elementos reemplazables que no forman parte de la estructura principal (por ejemplo, barandillas, apoyos de tuberías)	Entre 10 y 25 años
Edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas	Entre 15 y 50 años
Edificios de viviendas u oficinas y estructuras de ingeniería civil (excepto obras marítimas) de repercusión económica baja o media	50 años
Edificios de carácter monumental o de importancia especial	100 años
<b>Puentes y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta</b>	<b>100 años</b>

Tabla 6. Vida útil nominal de los diferentes tipos de estructuras

El cálculo de la velocidad básica para un periodo de 100 años se realizará con la siguiente ecuación:

Para situaciones persistentes, a falta de estudios específicos, se considerará un periodo de retorno de 100 años ( $C_{prob} = 1,04$ ).

$$V_b(T) = V_b \cdot C_{prob} = 29 \cdot 1,04 = 30,16 \text{ m/s}$$

### 5.2.2.2. Velocidad media del viento

La velocidad media del viento  $V_m(z)$  a una altura  $z$  sobre el terreno dependerá de la rugosidad del terreno, de la topografía y de la velocidad básica del viento  $V_b$ , y se determinará según la expresión siguiente:

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_0 \cdot V_b(T)$$

Donde:

$V_b(T)$ , velocidad básica del viento (m/s) para un periodo de retorno T

$C_0$ , factor de topografía, que se tomará habitualmente igual a 1,0

$C_r(z)$ , factor de rugosidad

Se consideran 5 tipos de entornos:

- Tipo 0: mar o zona costera expuesta al mar abierto
- Tipo I: lagos o áreas planas y horizontales con vegetación despreciable y sin obstáculos.
- Tipo II: zona rural con vegetación baja y obstáculos aislados, (árboles, construcciones pequeñas, etc.), con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo III: zona suburbana, forestal o industrial con construcciones y obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos.
- tipo IV: zona urbana en la que al menos el 15% de la superficie esté edificada y a la altura media de los edificios exceda de 15 m.

TIPO DE ENTORNO	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
0	0,156	0,003	1
I	0,170	0,01	1
II	0,190	0,05	2
III	0,216	0,30	5
IV	0,235	1,00	10

Tabla 7. Coeficientes  $k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{min}$  según el tipo de entorno. (IAP-11)

El puente se encuentra en una zona de tipo III, por lo tanto, los datos de  $k_r$ ,  $Z_0$ ,  $Z_{min}$ , serán los indicados en la tabla. Por otro lado, sabiendo que  $Z > Z_{min}$ , el valor de  $C_r(z)$  será el siguiente:

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0,216 \cdot \ln\left(\frac{6,30}{0,30}\right) = 0,658$$

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_0 \cdot V_b(T) = 0,658 \cdot 1 \cdot 30,16 = 19,845 \text{ m/s}$$

### 5.2.2.3. Empuje del viento

Una vez determinadas las dos velocidades, la media y la básica, se procederá al cálculo del empuje del viento sobre el tablero. Vendrá definido por el efecto debido al viento transversal y por otra parte debido al longitudinal.

$$F_w = \left[ \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2(T) \right] \cdot C_e(z) \cdot C_f \cdot A_{ref}$$

Donde,

$F_w$ , empuje horizontal del viento (N)

$\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2(T)$ , presión de la velocidad básica del viento (N/m<sup>2</sup>)

$\rho$ , densidad del aire, que se tomara igual a 1,25 kg/m<sup>3</sup>

$V_b(T)$ , velocidad básica del viento (m/s) para un periodo de retorno T

$C_f$ , coeficiente de fuerza del elemento considerado

$A_{ref}$ , área de referencia, que se obtendrá como la proyección del área solida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento (m<sup>2</sup>)

$C_e(z)$ , coeficiente de exposición en función de la altura z calculado según la fórmula siguiente:

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot \left[ C_0^2 \cdot \ln^2\left(\frac{Z}{Z_0}\right) + 7 \cdot K_I \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \right]$$

Donde,

$K_I$ , factor de turbulencia, que se tomará igual a 1,0

$$C_e(z) = 0,216^2 \cdot \left[ 1^2 \cdot \ln^2\left(\frac{6,30}{0,30}\right) + 7 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{6,30}{0,30}\right) \right] = 1,427$$

Para el cálculo de  $C_f$ :

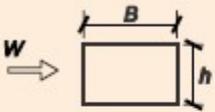
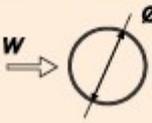
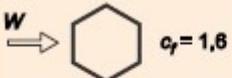
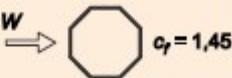
	$\frac{B}{h}$	$\leq 0,2$	0,4	0,6	0,7	1,0	2,0	5,0	$\geq 10,0$
	$c_f$	2,0	2,2	2,35	2,4	2,1	1,65	1,0	0,9
			sección circular con superficie lisa y tal que: $\varnothing v_b(T) \sqrt{c_s(z)} > 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 0,7$		sección circular con superficie rugosa <sup>(7)</sup> , o lisa tal que: $\varnothing v_b(T) \sqrt{c_s(z)} < 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 1,2$				
									
									

Tabla 8. Coeficiente  $C_f$ . (IAP-11)

5.2.2.4. Dirección del viento

Para evaluar la acción del viento sobre la estructura se considerará su actuación en dos direcciones:

- Perpendicular al eje del tablero: dirección transversal (X). Esta componente podrá ir acompañada de una componente asociada en dirección vertical (Z).
- Paralela al eje del tablero: dirección longitudinal (Y).

En puentes de menos de 40 m de luz y de menos de 20 m de altura máxima de pila, podrá considerarse únicamente el viento transversal, siempre que se cumpla la siguiente condición:

$$C_{f,x} \leq 1,8$$

En este caso y como se verá a continuación, no será necesario el cálculo en la dirección longitudinal.

5.2.2.5. Empuje del viento sobre tableros

- **Efectos provocados por el viento transversal (empuje horizontal, X):**

El coeficiente de fuerza en la dirección X se medirá mediante la expresión:

$$C_{f,x} = 2,5 - 0,3 \left( \frac{B}{h_{eq}} \right)$$

Donde,

B, anchura total del tablero (m)

$h_{eq}$ , altura equivalente (m)

En cualquier caso, el coeficiente  $C_{f,x}$  deberá estar entre los siguientes límites:

$$1,3 \leq C_{f,x} \leq 2,4$$

Aplicando la fórmula:

$$C_{f,x} = 2,5 - 0,3 \left( \frac{5,8}{2,25} \right) = 1,72$$

$$1,3 \leq 1,72 \leq 2,4 \text{ cumple}$$

Por lo tanto:

$$F_{w,x} = \left[ \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2(T) \right] \cdot C_e(z) \cdot C_{f,x} \cdot A_{ref}$$

$$F_{w,x} = \left[ \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 30,16^2 \right] \cdot 1,427 \cdot 1,72 \cdot (10,5 \cdot 0,65) = 9523,52 \text{ N}$$

- **Efectos provocados por el viento transversal (empuje vertical, Z):**

Se considerará un empuje vertical, dirección Z, sobre el tablero actuando en el sentido más desfavorable, igual a:

$$F_{w,z} = \left[ \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2(T) \right] \cdot C_e(z) \cdot C_{f,z} \cdot A_{ref}$$

$$F_{w,z} = \left[ \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 30,16^2 \right] \cdot 1,427 \cdot 0,9 \cdot (10,5 \cdot 5,8) = 44.465,84 \text{ N}$$

#### 5.2.2.6. Efectos aeroelásticos

Según normativa, no será necesario comprobar los efectos aeroelásticos en puentes y pasarelas que cumplan simultáneamente las tres condiciones siguientes:

- Luz inferior a 200m en puentes.
- Luz efectiva menor que 30 veces el canto.

- Anchura del tablero superior a 1/10 de la distancia entre puntos de momento transversal nulo bajo la acción del viento transversal.

En nuestro caso, se cumplen las tres condiciones, por lo que no será necesaria su comprobación.

### 5.2.3. Nieve

En general, solo será necesario considerar la sobrecarga de nieve en puentes situados en zonas de alta montaña o durante a construcción.

De no existir datos específicos suficientes de la zona en que se ubicará el puente, se tomará como valor característico de la sobrecarga de nieve el que se indica en el siguiente apartado. Los valores recogidos en esta Instrucción no serán de aplicación en puentes situados en lugares conocidos por sus condiciones extremas de viento o nieve. En el caso de altitudes superiores a 2200m, será necesario un estudio específico para determinar la sobrecarga de nieve.

#### 5.2.3.1. Sobre carga de nieve en un terreno horizontal

En la tabla 10 se indican los valores característicos de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal para cada una de las siete zonas climáticas en función de la altitud del terreno.

En la siguiente tabla figura la altitud y los valores característicos de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal en las capitales de provincia y ciudades autónomas.

ZONA DE CLIMA INVERNAL (SEGÚN FIGURA 4.3-b)							
ALTITUD [M]	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2200	-	8,0	-	-	-	-	-

Tabla 10. Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal. (IAP-11)

### 5.2.3.2. Sobre carga de nieve en tableros

Como valor característico de la sobrecarga de nieve sobre tableros  $q_k$ , se adoptará el definido por la siguiente expresión:

$$q_k = 0,8 \cdot s_k$$

Donde  $s_k$  es el valor característico de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal.

### 5.2.3.3. Acumulaciones locales de nieve

La sobrecarga definida con la fórmula del epígrafe anterior no tiene en cuenta acumulaciones eventuales de nieve debidas, por ejemplo, a redistribuciones artificiales de la misma. En estos casos y cuando los elementos de contención de vehículos puedan impedir la caída de la nieve fuera del tablero, se deberá considerar la nieve extendida en una anchura igual a la del tablero menos el ancho de dos carriles, con un espesor de nieve igual a la altura del elemento de contención.

El peso específico de la nieve suele ser variable y, en general, aumenta con el tiempo transcurrido desde la nevada y depende de la zona y la altitud. Como peso específico medio durante el periodo en que la sobrecarga de nieve es máxima, se podrán adoptar los valores que se indican en la siguiente tabla:

ALTITUD, $H$ [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
$2000 \geq H \geq 1500$	3,3
$1500 > H \geq 1000$	2,7
$1000 > H \geq 800$	2,0
$H < 800$	1,5

Tabla 11. Peso específico medio de la nieve en función de la altitud. (IAP-11)

El puente se ubica a 140 m de altitud y en la zona 1. Por lo tanto, el valor característico en el terreno horizontal será de 0,44kN/m<sup>2</sup>.

La sobrecarga de nieve será la siguiente:

$$q_k = 0,8 \cdot s_k = 0,8 \cdot 0,44 = 0,352 \text{ kN/m}^2$$

## 5.3. Acciones accidentales (A)

### 5.3.1. Impactos

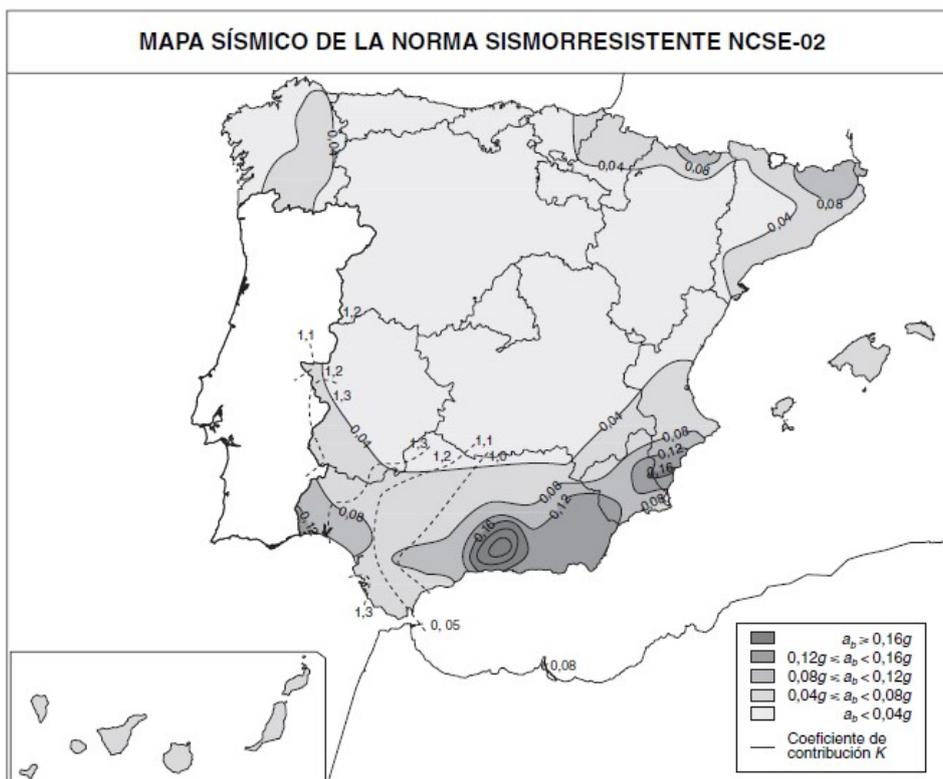
Estructuralmente, un impacto de un vehículo sobre la barandilla, no afectaría prácticamente nada a la totalidad del puente. Sin embargo, si se produjera en las pilas y/o estribos la estructura quedaría afectada, por lo tanto, este estudio se analizará en el anexo del cálculo estructural de estribos.

En cuanto al impacto contra tablero, producido por camiones o las cargas por ellos transportadas, se asimilará una fuerza estática de 500 kN aplicada sobre una superficie cuadrada de 0,25 m de lado. Esta fuerza se considerará horizontal y paralela a la dirección del tráfico.

### 5.3.2. Acción sísmica

La acción sísmica se considerará en el proyecto de puentes de acuerdo con las prescripciones recogidas en la vigente Norma de Construcción Sismo resistente de Puentes (NCSP-07).

Si se observa el mapa sísmico de la norma sismo resistente NCSP-07, Llodio en la provincia de Álava tiene una aceleración básica (aceleraciones que sufre la superficie del terreno) menor de 0,04 g, con lo que no es necesario tener en cuenta el sismo.



Mapa 2. Mapa sísmico de la norma sismorresistente. (NCSP-07)

## 6. Valores representativos de las acciones

El valor representativo de una acción es el valor de la misma utilizado para la verificación de los estados límite.

### 6.1. Valor representativo de las acciones permanentes

Para las acciones permanentes se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico  $G_k$  o  $G_k^*$ . En el caso del peso del pavimento y de tuberías u otros servicios situados en el puente, se tomarán dos valores característicos,  $G_{k,sup}$  y  $G_{k,inf}$ .

### 6.2. Valores representativos de las acciones variables

Para cada una de las acciones variables, excepto el tren de carga de fatiga, además de su valor característico, se considerarán los siguientes valores representativos:

- Valor de combinación  $\psi_0 Q_k$ : Será el valor de la acción cuando actúe con alguna otra acción variable. Este valor se utilizará en las comprobaciones de estado límite últimos en situación persistente o transitoria y de estados límite de servicio irreversibles.
- Valor frecuente  $\psi_i Q_k$ : Será el valor de la acción tal que sea sobrepasado durante un periodo de corta duración respecto a la vida útil del puente. Este valor se utilizará en las comprobaciones de estados límite últimos en situación accidental y de estados límite de servicio reversible.
- Valor casi-permanente  $\psi_2 Q_k$ : Será el valor de la acción tal que sea sobrepasado durante una gran parte de la vida útil del puente. Este valor se utilizará también en las comprobaciones de estados límite últimos en situación accidental y de estados límite de servicio reversibles.

El valor de los factores de simultaneidad  $\psi$  será diferente según la acción de que se trate. Se adoptarán los valores recogidos en la siguiente tabla:

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

Tabla 12. Factores de simultaneidad. (IAP-11)

### 6.3. Valor representativo de las acciones accidentales

Para las acciones accidentales se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor nominal definido en el apartado anterior.

## 7. Valor de cálculo de las acciones

El valor de cálculo de una acción se obtiene multiplicando su valor representativo por el correspondiente coeficiente parcial  $\gamma_F$ .

### 7.1. Valor de cálculo para comprobaciones en ELU

#### 7.1.1. En situación persistente o transitoria

##### 7.1.1.1. Comprobaciones de equilibrio (EQU)

Se adoptarán los siguientes valores:

ACCIÓN		EFECTO	
		ESTABILIZADOR	DESESTABILIZADOR
Permanente (G y G*)	Peso propio	0,9 <sup>(1)</sup>	1,1 <sup>(1)</sup>
	Carga muerta	0,9 <sup>(1)</sup>	1,1 <sup>(1)</sup>
	Empuje del terreno	1,0	1,5
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas <sup>(2)</sup>	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

Tabla 13. Coeficientes parciales para las acciones  $\gamma_F$  (para la comprobación del ELU de equilibrio). (IAP-11)

#### 7.1.1.2. Comprobaciones resistentes (STR)

Se adoptarán los valores de los coeficientes parciales  $\gamma_F$  indicados en la siguiente tabla:

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,35
	Carga muerta	1,0	1,35
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado $P_1$	1,0	1,0 / 1,2 <sup>(1)</sup> / 1,3 <sup>(2)</sup>
	Pretensado $P_2$	1,0	1,35
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,35
	Empuje del terreno	1,0	1,5
	Asientos	0	1,2 / 1,35 <sup>(3)</sup>
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,35
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

Tabla 14. Coeficientes parciales para las acciones  $\gamma_F$  (para las acciones resistentes). (IAP-11)

### 7.1.2. En situación accidental

Tanto para las comprobaciones de equilibrio (EQU) como resistentes (STR), se considerarán directamente como valores de cálculo los definidos para las acciones debidas a impactos y para otras acciones accidentales en los apartados anteriores

### 7.1.3. En situación sísmica

En este caso no se estudiarán las acciones sísmicas.

## 7.2. Valor de cálculo para comprobaciones en ELS

Para las comprobaciones en estado límite de servicio, se adoptarán los valores de los coeficientes parciales  $\gamma_F$ , indicados en la siguiente tabla:

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,0
	Carga muerta	1,0	1,0
Permanente de valor no constante (G')	Pretensado $P_1$	0,9 <sup>(1)</sup>	1,1 <sup>(1)</sup>
	Pretensado $P_2$	1,0	1,0
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,0
	Empuje del terreno	1,0	1,0
	Asientos	0	1,0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,0
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,0
	Acciones climáticas	0	1,0
	Empuje hidrostático	0	1,0
	Empuje hidrodinámico	0	1,0
	Sobrecargas de construcción	0	1,0

Tabla 15. Coeficientes parciales para las acciones  $\gamma_F$  (ELS). (IAP-11)

## 8. Combinación de acciones

Siguiendo la normativa de Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes y carretera (IAP-11) se proponen tres tipos de combinaciones de acciones.

### 8.1. Combinaciones para comprobaciones en ELU

En la normativa se explica que las combinaciones generales que deben tenerse en cuenta para verificar el Estado Limite Último (ELU) serán las que se muestran a continuación:

- En situación persistente o transitoria
- En situación accidental
- En situación sísmica

### 1) En situación persistente o transitoria

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

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

Donde:

$G_{k,j}$ , valor característico de cada acción permanente.

$G_{k,m}^*$ , valor característico de cada acción permanente de valor no constante.

$Q_{k,1}$ , valor característico de la acción variable dominante.

$\psi_{0,i} Q_{k,i}$ , valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante.

$\gamma_G, \gamma_Q$ , coeficientes parciales.

#### 1. Hipótesis: Grupo 1 dominante. Presión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5) \cdot 1,35$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = (150 + 9 + 2,5) \cdot 1,35$$

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} : \quad Q5 = 120 \cdot 0,75 \cdot 1,35$$

$$\text{Viento Z} = 44,465 \cdot 0,6 \cdot 1,5$$

$$\text{Nieve} = 0,352 \cdot 0,8 \cdot 1,5$$

#### 2. Hipótesis: Grupo 1 dominante. Succión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 0,92 + 2 + 2) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = (150 + 9 + 2,5) \cdot 1,35$$

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} : \quad \text{Viento Z} = -44,465 \cdot 0,6 \cdot 1,5$$

#### 3. Hipótesis: Grupo 2 dominante

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5) \cdot 1,35$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = (112,5 + 6,75 + 388,35) \cdot 1,35$$

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} : \quad Q5 = 120 \cdot 0,75 \cdot 1,35$$

4. Hipótesis: Grupo 3 dominante.Presión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5) \cdot 1,35$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 5 \cdot 1,35$$

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}: \quad Q_5 = 120 \cdot 0,75 \cdot 1,35$$

$$\text{Viento Z} = 44,465 \cdot 0,6 \cdot 1,5$$

$$\text{Nieve} = 0,352 \cdot 0,8 \cdot 1,5$$

5. Hipótesis: Grupo 3 dominante.Succión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 0,92 + 2 + 2) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 5 \cdot 1,35$$

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}: \quad \text{Viento Z} = -44,465 \cdot 0,6 \cdot 1,5$$

6. Hipótesis: Tren de cargas dominante (Grupo 1 concomitante).Presión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5) \cdot 1,35$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 120 \cdot 1,35$$

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}: \quad \text{Grupo 1} = (150 \cdot 0,75 + 9 \cdot 0,4 + 2,5 \cdot 0,4) \cdot 1,35$$

$$\text{Viento Z} = 44,465 \cdot 0,6 \cdot 1,5$$

$$\text{Nieve} = 0,352 \cdot 0,8 \cdot 1,5$$

7. Hipótesis: Tren de cargas dominante (Grupo 1 concomitante).Succión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 0,92 + 2 + 2) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 120 \cdot 1,35$$

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}: \quad \text{Viento Z} = -44,465 \cdot 0,6 \cdot 1,5$$

8. Hipótesis: Tren de cargas dominante (Grupo 2 concomitante). Presión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5) \cdot 1,35$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 120 \cdot 1,35$$

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}: \quad \text{Grupo 2} = (112,5 \cdot 0,75 + 6,75 \cdot 0,4 + 388,35 \cdot 0) \cdot 1,35$$

$$\text{Viento } Z = 44,465 \cdot 0,6 \cdot 1,5$$

$$\text{Nieve} = 0,352 \cdot 0,8 \cdot 1,5$$

9. Hipótesis: Tren de cargas dominante (Grupo 2 concomitante). Succión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 0,92 + 2 + 2) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 120 \cdot 1,35$$

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}: \quad \text{Viento } Z = - 44,465 \cdot 0,6 \cdot 1,5$$

10. Hipótesis: Tren de cargas dominante (Grupo 3 concomitante). Presión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5) \cdot 1,35$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 120 \cdot 1,35$$

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}: \quad \text{Grupo 3} = 5 \cdot 0,4 \cdot 1,35$$

$$\text{Viento } Z = 44,465 \cdot 0,6 \cdot 1,5$$

$$\text{Nieve} = 0,352 \cdot 0,8 \cdot 1,5$$

11. Hipótesis: Tren de cargas dominante (Grupo 3 concomitante). Succión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 0,92 + 2 + 2) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 120 \cdot 1,35$$

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}: \quad \text{Viento } Z = -44,465 \cdot 0,6 \cdot 1,5$$

12. Hipótesis: Viento presión Z dominante

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5) \cdot 1,35$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 44,465 \cdot 1,5$$

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}: \quad \text{Nieve} = 0,352 \cdot 0,8 \cdot 1,5$$

13. Hipótesis: Viento succión Z dominante

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 0,92 + 2 + 2) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = - 44,465 \cdot 1,5$$

14. Hipótesis: Nieve dominante. Presión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5) \cdot 1,35$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 0,352 \cdot 1,5$$

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}: \quad \text{Viento } Z = 44,465 \cdot 0,6 \cdot 1,5$$

15. Hipótesis: Nieve dominante. Succión viento X, Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 0,92 + 2 + 2) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 0,352 \cdot 1,5$$

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}: \quad \text{Viento } Z = -44,465 \cdot 0,6 \cdot 1,5$$

**2) En situación accidental**

La combinación de acciones en situación accidental se hará de acuerdo con la expresión siguiente:

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

Donde:

$G_{k,j}$ , valor representativo de cada acción permanente.

$G_{k,m}^*$ , valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.

$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ , valor frecuente de la principal acción variable concomitante con la acción accidental.

$\psi_{2,i} Q_{k,i}$ , valor casi-permanente del resto de las acciones variables concomitantes.

$Ad$ , valor de cálculo de la acción accidental.

1. Hipótesis: Grupo 1 dominante.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} = 16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5$$

$$\psi_{1,1} Q_{k,1} = 150 \cdot 0,75 + 9 \cdot 0,4 + 2,5 \cdot 0,4$$

$$Ad = 500$$

2. Hipótesis: Grupo 2 dominante.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} = 16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5$$

$$\psi_{1,1}Q_{k,1} = 112,5 \cdot 0,75 + 6,75 \cdot 0,4 + 388,35 \cdot 0$$

$$Ad = 500$$

3. Hipótesis: Grupo 3 dominante.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} = 16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5$$

$$\psi_{1,1}Q_{k,1} = 5 \cdot 0$$

$$Ad = 500$$

4. Hipótesis: Tren de cargas dominante.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} = 16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5$$

$$\psi_{1,1}Q_{k,1} = 120 \cdot 0,4$$

$$Ad = 500$$

## 8.2. Combinaciones para comprobación en ELS

Según el estado límite de servicio que se vaya a verificar, se adoptará uno de los tres tipos de combinación de acciones indicados a continuación:

1) **Combinación característica:**

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

Esta combinación, se utiliza en general para la verificación de ELS irreversibles

1. Hipótesis: Grupo 1 dominante. Presión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = (150 + 9 + 2,5) \cdot 1$$

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}: \quad \text{Viento Z} = 44,465 \cdot 0,6 \cdot 1$$

$$\text{Nieve} = 0,352 \cdot 0,8 \cdot 1$$

2. Hipótesis: Grupo 1 dominante. Succión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 0,92 + 2 + 2) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = (150 + 9 + 2,5) \cdot 1$$

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}: \quad \text{Viento } Z = -44,465 \cdot 0,6 \cdot 1$$

3. Hipótesis: Grupo 2 dominante

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = (112,5 + 6,75 + 388,35) \cdot 1$$

4. Hipótesis: Grupo 3 dominante. Presión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 5 \cdot 1$$

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}: \quad \text{Viento } Z = 44,465 \cdot 0,6 \cdot 1$$

$$\text{Nieve} = 0,352 \cdot 0,8 \cdot 1$$

5. Hipótesis: Grupo 3 dominante. Succión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 0,92 + 2 + 2) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 5 \cdot 1$$

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}: \quad \text{Viento } Z = -44,465 \cdot 0,6 \cdot 1$$

6. Hipótesis: Viento presión Z dominante

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 44,465 \cdot 1$$

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}: \quad \text{Nieve} = 0,352 \cdot 0,8 \cdot 1$$

7. Hipótesis: Viento succión Z dominante

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 0,92 + 2 + 2) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = -44,465 \cdot 1$$

8. Hipótesis: Nieve dominante. Presión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 0,352 \cdot 1$$

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}: \quad \text{Viento } Z = 44,465 \cdot 0,6 \cdot 1$$

9. Hipótesis: Nieve dominante. Succión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 0,92 + 2 + 2) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 0,352 \cdot 1$$

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}: \quad \text{Viento Z} = -44,465 \cdot 0,6 \cdot 1$$

**2) Combinación frecuente:**

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

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

1. Hipótesis: Grupo 1 dominante. Presión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = (150 \cdot 0,75 + 9 \cdot 0,4 + 2,5 \cdot 0,4) \cdot 1$$

2. Hipótesis: Grupo 1 dominante. Succión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 0,92 + 2 + 2) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = (150 \cdot 0,75 + 9 \cdot 0,4 + 2,5 \cdot 0,4) \cdot 1$$

3. Hipótesis: Grupo 2 dominante

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = (112,5 \cdot 0,75 + 6,75 \cdot 0,4 + 388,35 \cdot 0) \cdot 1$$

4. Hipótesis: Grupo 3 dominante. Presión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 5 \cdot 0,4$$

5. Hipótesis: Grupo 3 dominante. Succión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 0,92 + 2 + 2) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 5 \cdot 0,4 \cdot 1$$

6. Hipótesis: Viento presión Z dominante

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 44,465 \cdot 0,2$$

7. Hipótesis: Viento succión Z dominante

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 0,92 + 2 + 2) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = -44,465 \cdot 0,2$$

8. Hipótesis: Nieve dominante. Presión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 0,352 \cdot 0$$

9. Hipótesis: Nieve dominante. Succión viento Z

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 0,92 + 2 + 2) \cdot 1$$

$$\gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 0,352 \cdot 0$$

**3) Combinación casi-permanente:**

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

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

1. Hipótesis

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 1,38 + 2 + 2,5) \cdot 1$$

2. Hipótesis

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} = (16,25 + 5,75 + 0,92 + 2 + 2) \cdot 1$$

## 9. Cálculo del tablero losa

Las losas unidireccionales, son aquellas que trabajan únicamente en una dirección. Esto sucede cuando la relación largo/ancho es mayor o igual a 2 y cuando las losas se apoyan en dos extremos opuestos y carecen de apoyo en los otros dos bordes restantes.

Las Losas Unidireccionales se comportan básicamente como vigas anchas, que se suelen diseñar tomando como referencia una franja de ancho unitario (un metro de ancho).

Para este caso, para el cálculo de los valores máximos tanto de momentos como de cortantes, el tablero se dividirá en tres partes:

- En primer lugar la zona de la acera, en la cual actuaran las siguientes fuerzas: Peso propio del tablero, peso propio de la acera, imposta + barandilla, cargas verticales en aceras, viento Z y nieve.
- En segundo lugar la zona lateral de la carretera, que actuaran estas fuerzas: Peso propio del tablero, peso propio del pavimento, carga vehículos pesados, sobre carga uniforme en tablero, tren de cargas, viento Z y nieve.
- Por último la zona centro de la carretera, donde actuaran estas fuerzas: Peso propio del tablero, peso propio del pavimento, tren de cargas, sobre carga uniforme en tablero, viento Z y nieve.

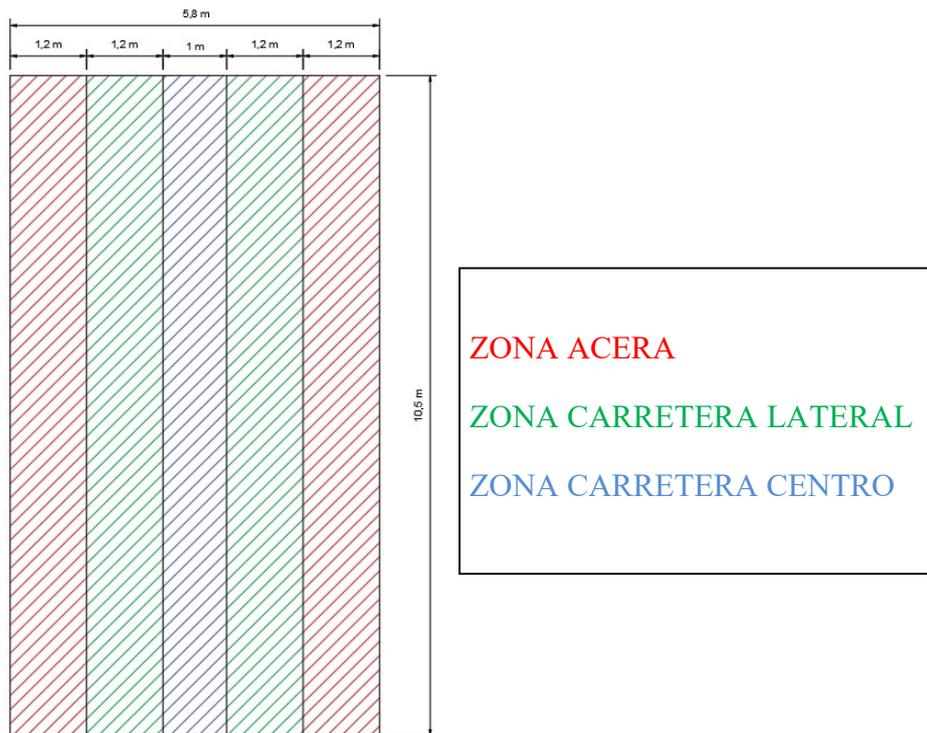


Ilustración 1

## 9.1. Resultado de las hipótesis

ELU. Persistente o transitoria													
ACERA			CARRETERA ZONA LATERAL								CARRETERA ZONA CENTRAL		
HIP.	CARGAS LINEALES (kN/m)	MOMENTOS (kNm)	HIP.	CARGAS LINEALES (kN/m)	MOMENTOS (kNm)	CARGAS PUNTUALES, Q1 (Kn)	MOMENTOS (kNm)	CARGAS PUNTUALES, Q5 (Kn)	MOMENTOS (kNm)	MOMENTOS MAXIMOS (kNm)	HIP.	CARGAS LINEALES (kN/m)	MOMENTOS (kNm)
1	36.854	460.680	1	37.030	462.874	202.500	891.000	60.750	170.100	1523.974	1	40.405	505.061
2	26.718	333.975	2	28.663	358.288	202.500	891.000	0.000	0.000	1249.288	2	30.663	383.288
3	32.400	405.000	3	32.913	411.413	151.875	668.250	60.750	170.100	1249.763	3	36.288	453.600
4	40.229	502.868	4	24.880	310.999	0.000	0.000	60.750	170.100	481.099	4	28.255	353.186
5	30.093	376.163	5	16.513	206.413	0.000	0.000	0.000	0.000	206.413	5	18.513	231.413
6	34.829	435.368	6	29.740	371.749	151.875	668.250	81.000	226.800	1266.799	6	33.117	413.968
7	23.343	291.788	7	16.513	206.413	0.000	0.000	81.000	226.800	433.213	7	18.513	231.413
8	33.479	418.493	8	28.525	356.561	113.906	501.188	81.000	226.800	1084.549	8	31.900	398.749
9	23.343	291.788	9	16.513	206.413	0.000	0.000	81.000	226.800	433.213	9	18.513	231.413
10	36.179	452.243	10	24.880	310.999	0.000	0.000	81.000	226.800	537.799	10	28.255	351.001
11	23.343	291.788	11	16.513	206.413	0.000	0.000	81.000	226.800	433.213	11	18.480	235.661
12	33.917	423.968	12	24.986	312.319	0.000	0.000	0.000	0.000	312.319	12	28.693	225.938
13	22.905	286.313	13	16.497	206.218	0.000	0.000	0.000	0.000	206.218	13	18.075	235.506
14	33.585	419.813	14	24.986	312.319	0.000	0.000	0.000	0.000	312.319	14	28.361	238.013
15	22.791	284.888	15	16.513	206.413	0.000	0.000	0.000	0.000	206.413	15	19.041	238.013

Tabla 16. Resultados E.L.U persistente

ELU. Accidental													
ACERA			CARRETERA ZONA LATERAL								CARRETERA ZONA CENTRAL		
HIP.	CARGAS LINEALES (kN/m)	MOMENTOS (kNm)	HIP.	CARGAS LINEALES (kN/m)	MOMENTOS (kNm)	CARGAS PUNTUALES, Q1 (Kn)	MOMENTOS (kNm)	CARGAS PUNTUALES, Q5 (Kn)	MOMENTOS (kNm)	MOMENTOS MAXIMOS (kNm)	HIP.	CARGAS LINEALES (kN/m)	MOMENTOS (kNm)
1	28.600	357.500	1	21.230	264.375	112.500	495.000	0.000	0.000	760.375	1	23.730	296.625
2	26.700	333.750	2	17.630	220.375	84.375	371.250	0.000	0.000	591.625	2	22.830	285.375
3	24.000	300.000	3	17.630	220.375	0.000	0.000	0.000	0.000	220.375	3	20.130	251.625
4	24.000	300.000	4	17.630	220.375	0.000	0.000	24.000	67.200	287.575	4	20.130	251.625

Tabla 17. Resultados E.L.U accidental

ELS. Característica													
ACERA			CARRETERA ZONA LATERAL								CARRETERA ZONA CENTRAL		
HIP.	CARGAS LINEALES (kN/m)	MOMENTOS (kNm)	HIP.	CARGAS LINEALES (kN/m)	MOMENTOS (kNm)	CARGAS PUNTUALES, Q1 (Kn)	MOMENTOS (kNm)	CARGAS PUNTUALES, Q5 (Kn)	MOMENTOS (kNm)	MOMENTOS MAXIMOS (kNm)	HIP.	CARGAS LINEALES (kN/m)	MOMENTOS (kNm)
1	27.220	340.243	1	27.350	341.870	150.000	660.000	1001.870	1001.870	1001.870	1	29.850	373.120
2	26.062	325.775	2	25.732	321.650	150.000	660.000	981.650	981.650	981.650	2	27.732	346.650
3	24.000	300.000	3	24.380	304.750	112.500	495.000	799.750	799.750	799.750	3	26.880	336.000
4	29.720	371.495	4	18.350	229.370	0.000	0.000	229.370	229.370	229.370	4	20.850	260.620
5	35.312	441.403	5	16.732	209.150	0.000	0.000	209.150	209.150	209.150	5	18.732	234.150
6	25.012	312.645	6	18.798	234.975	0.000	0.000	234.975	234.975	234.975	6	21.142	264.270
7	23.270	290.873	7	16.440	205.500	0.000	0.000	205.500	205.500	205.500	7	18.440	230.500
8	24.790	309.875	8	18.420	230.250	0.000	0.000	230.250	230.250	230.250	8	20.893	261.163
9	23.914	298.935	9	17.084	213.550	0.000	0.000	213.550	213.550	213.550	9	19.084	238.550

Tabla 18. Resultados E.L.Scaracterística

ELS. Frecuente													
ACERA			CARRETERA ZONA LATERAL								CARRETERA ZONA CENTRAL		
HIP.	CARGAS LINEALES (kN/m)	MOMENTOS (kNm)	HIP.	CARGAS LINEALES (kN/m)	MOMENTOS (kNm)	CARGAS PUNTUALES, Q1 (Kn)	MOMENTOS (kNm)	CARGAS PUNTUALES, Q5 (Kn)	MOMENTOS (kNm)	MOMENTOS MAXIMOS (kNm)	HIP.	CARGAS LINEALES (kN/m)	MOMENTOS (kNm)
1	36.887	461.092	1	37.063	463.286	202.500	891.000	64.800	51.840	1406.126	1	40.438	505.473
2	26.010	325.126	2	28.630	357.876	202.500	891.000	0.000	0.000	1248.876	2	30.630	382.876
3	32.400	405.000	3	32.913	411.413	151.875	668.250	64.800	51.840	1131.503	3	37.400	467.504
4	40.282	503.529	4	24.913	311.411	0.000	0.000	64.800	51.840	363.251	4	28.288	353.598
5	30.060	375.751	5	16.480	206.001	0.000	0.000	0.000	0.000	206.001	5	18.480	231.001
6	34.862	435.779	6	29.773	372.161	151.875	668.250	162.000	129.600	1170.011	6	33.150	414.379

Tabla 19. Resultados E.L.S frecuente

ELS. Casi permanente								
ACERA			CARRETERA ZONA LATERAL		CARRETERA ZONA CENTRAL			
HIP.	CARGAS LINEALES (kN/m)	MOMENTOS (kNm)	HIP.	CARGAS LINEALES (kN/m)	MOMENTOS (kNm)	HIP.	CARGAS LINEALES (kN/m)	MOMENTOS (kNm)
1	24.000	300.000	1	17.630	220.375	1	20.130	251.625
2	24.000	300.000	2	17.170	214.625	2	19.170	239.625

Tabla 20. E.L.S casi permanente

## 9.2. Propiedades de los materiales

### 9.2.1. Hormigon

Hormigón de limpieza: HM-15/P/20/IIb

Hormigón para el tablero: HM-30/P/20/IIb

### 9.2.2. Acero

El acero que se empleara en el tablero será B500S.

## 9.3. Calculo del armado de la losa

$$f_{cd} = \frac{30}{1,5} = 20 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,783 \frac{N}{mm^2}$$

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 30 + 5 = 35 \text{ mm}$$

$$d = 35 + 12 + \frac{20}{2} = 57 \text{ mm}$$

$$d = 650 - 57 = 593 \text{ mm}$$

**TRAMO 1 (Acera):** Md = 502,868KNm

$$\mu = \frac{Md}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{502,868 \cdot 10^6}{1.000 \cdot 593^2 \cdot 20} = 0,0715 \leq 0,2961$$

$$A_2 = 0$$

$$\frac{0,08 - 0,07}{0,0844 - 0,0735} = \frac{0,08 - 0,0715}{0,0844 - w}$$

$$w = 0,075135$$

$$0,075135 = \frac{A_1 \cdot 434,783}{1.000 \cdot 593 \cdot 20}$$

$$A_1 = 2.049,53 \text{ mm}^2$$

Armadura longitudinal tracción:

$$n_l = \frac{2.049,53}{\frac{\pi \cdot 20^2}{4}} = 6,524 \frac{\text{barras}}{\text{m}} \cdot 1,2 \text{ m} = 7,829 \text{ barras}$$

8 barras de  $\varnothing 20$

$$S = \{20; 20; 25\} = 25 \text{ mm}$$

$$1200 - (35 + 12) - 20n - 25(n - 1) = 0$$

$$n = 26,178 \text{ barras}$$

Entran 26 barras

- Armadura mínima mecánica:

$$A_1 \geq \frac{0,0625 \cdot (1000 \cdot 650) \cdot 30^2}{434,783} = 902,128 \text{ mm}^2$$

- Armadura mínima geométrica:

$$\rho = 0,0018 = \frac{A_1}{1.000 \cdot 650}$$

$$A_1 = 1.170 \text{ mm}^2/2 = 585 \text{ mm}^2 \text{ en cada cara.}$$

$$A_1 = A_2 = 585 \text{ mm}^2$$

Armadura transversal tracción y compresión:

$$n_1 = n_2 = \frac{585}{\frac{\pi \cdot 12^2}{4}} = 5,17 \frac{\text{barras}}{\text{m}} \cdot 10,5 \text{ m} = 54,28 \text{ barras}$$

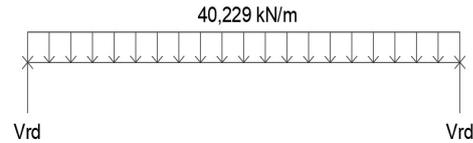
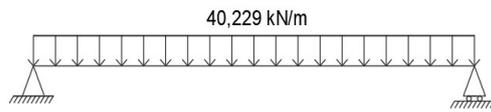
55 barras de  $\varnothing 12$

Armadura longitudinal compresión:

$$n_2 = \frac{585}{\frac{\pi \cdot 12^2}{4}} = 5,17 \frac{\text{barras}}{\text{m}} \cdot 5,8 \text{ m} = 29,986 \text{ barras}$$

30 barras de  $\varnothing 12$

- Resistencia al esfuerzo cortante:



$$V_{rd} = \frac{40,229 \cdot 10}{2} = 201,145 \text{ KN}$$

1)

$$V_{u1} = k \cdot 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

$$V_{u1} = 1 \cdot 0,3 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 593 = 3,558 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$V_{rd} < V_{u1}$$

2)

$$V_{cu} = \left[ \frac{0,15}{1,5} \cdot f \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}) \right] \cdot b_o \cdot d$$

$$V_{cu} = \left[ \frac{0,15}{1,5} \cdot 1,5807 \cdot (100 \cdot 0,0042 \cdot 30) \right] \cdot 1000 \cdot 593 = 218.119,417 \text{ N}$$

$$f = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{593}} = 1,5807 < 2$$

$$\rho_1 = \frac{2.513,27}{1.000 \cdot 593} = 0,0042 < 0,02$$

$$V_{rd} < V_{cu}$$

Debido a que en ambos casos  $V_{rd} < V_{cu}$  no será necesaria armadura cortante.

**TRAMO 2 (Carretera):**  $M_d = 1.523,974 \text{ KN m}$

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1.523,974 \cdot 10^6}{1.000 \cdot 593^2 \cdot 20} = 0,2167 \leq 0,2961$$

$$A_2 = 0$$

$$\frac{0,22 - 0,21}{0,2529 - 0,2395} = \frac{0,22 - 0,2167}{0,2529 - w}$$

$$w = 0,2485$$

$$0,2485 = \frac{A_1 \cdot 434,783}{1.000 \cdot 593 \cdot 20}$$

$$A_1 = 6.778,58 \text{ mm}^2$$

Armadura longitudinal tracción:

$$n_1 = \frac{6.778,58}{\frac{\pi \cdot 20^2}{4}} = 21,577 \frac{\text{barras}}{\text{m}} \cdot 1,2 \text{ m} = 25,89 \text{ barra}$$

26 barras de  $\phi 20$

$$S = \{20; 20; 25\} = 25 \text{ mm}$$

$$1.200 - 20n - 25(n - 1) = 0$$

$$n = 27,22 \text{ barras}$$

Entran 27 barras

- Armadura mínima mecánica:

$$A_1 \geq \frac{0,0625 \cdot (1.000 \cdot 650) \cdot 30^2}{434,783} = 902,128 \text{ mm}^2$$

- Armadura mínima geométrica:

$$\rho = 0,0018 = \frac{A_1}{1.000 \cdot 650}$$

$$A_1 = 1.170 \text{ mm}^2/2 = 585 \text{ mm}^2 \text{ en cada cara.}$$

$$A_1 = A_2 = 585 \text{ mm}^2$$

Armadura transversal tracción y compresión:

$$n_2 = \frac{585}{\frac{\pi \cdot 12^2}{4}} = 5,17 \frac{\text{barras}}{\text{m}} \cdot 10,5 \text{ m} = 54,28 \text{ barras}$$

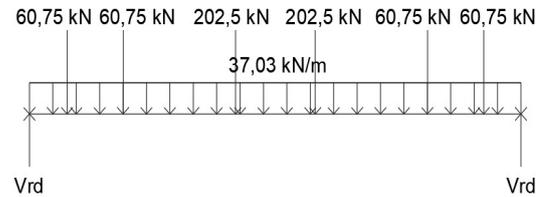
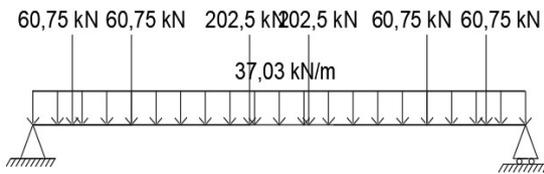
55 barras de  $\phi 12$

Armadura longitudinal compresión:

$$n_2 = \frac{585}{\frac{\pi \cdot 12^2}{4}} = 5,17 \frac{\text{barras}}{\text{m}} \cdot 5,8 \text{ m} = 29,986 \text{ barras}$$

30 barras de  $\phi 12$

- Resistencia al esfuerzo cortante:



$$V_{rd} = \frac{37,03 \cdot 10}{2} + 60,75 + 60,75 + 202,5 = 509,15 \text{ KN}$$

1)

$$V_{u1} = k \cdot 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

$$V_{u1} = 1 \cdot 0,3 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 593 = 3,558 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$V_{rd} < V_{u1}$$

2)

$$V_{cu} = \left[ \frac{0,15}{1,5} \cdot f \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}) \right] \cdot b_o \cdot d$$

$$V_{cu} = \left[ \frac{0,15}{1,5} \cdot 1,5807 \cdot (100 \cdot 0,01377 \cdot 30) \right] \cdot 1000 \cdot 593 = 324.032,98 \text{ N}$$

$$f = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{593}} = 1,5807 < 2$$

$$\rho_1 = \frac{8.168,14}{1.000 \cdot 593} = 0,01377 < 0,02$$

$$V_{rd} > V_{cu}$$

En este caso y debido a que  $V_{rd} > V_{cu}$ , será necesaria la armadura cortante.

- Contribución del hormigón:

$$\frac{185,15 \cdot 10^3}{5.000} = \frac{V_{u2}}{5.000 - 593}$$

$$V_{u2} = 163.191,21 \text{ N}$$

$$V_{u2} = 163,191 + 60,75 + 202,5 = 426,441 \text{ kN}$$

- Contribución de la armadura transversal:

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

$$426,441 = 324,032 + V_{su}$$

$$V_{su} = 102,409 \text{ kN}$$

$$102,409 \cdot 10^3 = 0,9 \cdot 593 \cdot A\alpha \cdot 434,783$$

$$A\alpha = 0,441$$

$$St = \frac{2\pi \cdot \frac{8^2}{4}}{0,411} = 244,6 \text{ mm}$$

- Cuantías mínimas de la armadura transversal:

a)

$$V_d \leq 0,2 \cdot V_{u1} = 0,2 \cdot V_{u1} = 711.600 \text{ N}$$

$$St \leq 0,75d = 0,75 \cdot 593 = 447,75 \text{ mm}$$

b)

$$A\alpha = \frac{0,04 \cdot 30 \cdot 1000}{434,783} = 0,888$$

$$St = \frac{2\pi \cdot \frac{8^2}{4}}{0,888} = 113,21 \text{ mm}$$

**TRAMO 3 (Canalizaciones):**  $M_d = 505,061 \text{ KN m}$

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{505,061 \cdot 10^6}{1.000 \cdot 593^2 \cdot 20} = 0,0718 \leq 0,2961$$

$$A_2 = 0$$

$$\frac{0,08 - 0,07}{0,0844 - 0,0735} = \frac{0,08 - 0,0718}{0,0844 - w}$$

$$w = 0,0754$$

$$0,0754 = \frac{A_1 \cdot 434,783}{1.000 \cdot 593 \cdot 20}$$

$$A_1 = 2.056,759 \text{ mm}^2$$

Armadura longitudinal tracción:

$$n_l = \frac{2.056,759}{\frac{\pi \cdot 20^2}{4}} = 6,54 \frac{\text{barras}}{\text{m}} \cdot 1,2 \text{ m} = 7,856 \text{ barras}$$

8 barras de  $\phi 20$

$$S = \{20; 20; 25\} = 25 \text{ mm}$$

$$1000 - 20n - 25(n - 1) = 0$$

$$n = 22,77 \text{ barras}$$

Entran 22 barras

- Armadura mínima mecánica:

$$A_1 \geq \frac{0,0625 \cdot (1000 \cdot 650) \cdot 30^2}{434,783} = 902,128 \text{ mm}^2$$

- Armadura mínima geométrica:

$$\rho = 0,0018 = \frac{A_1}{1.000 \cdot 650}$$

$$A_1 = 1.170 \text{ mm}^2/2 = 585 \text{ mm}^2 \text{ en cada cara.}$$

$$A_1 = A_2 = 585 \text{ mm}^2$$

Armadura transversal tracción y compresión:

$$n^2 = \frac{585}{\frac{\pi \cdot 12^2}{4}} = 5,17 \frac{\text{barras}}{\text{m}} \cdot 10,5 \text{ m} = 54,28 \text{ barras}$$

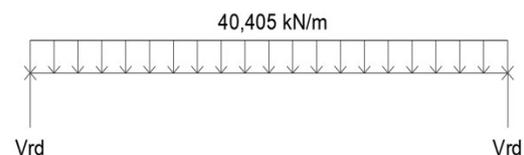
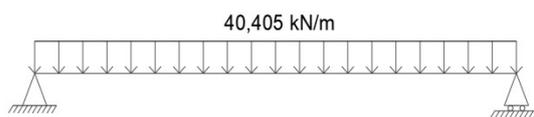
55 barras de  $\phi 12$

Armadura longitudinal compresión:

$$n_2 = \frac{585}{\frac{\pi \cdot 12^2}{4}} = 5,17 \frac{\text{barras}}{\text{m}} \cdot 5,8 \text{ m} = 29,986 \text{ barras}$$

30 barras de  $\phi 12$

- Resistencia al esfuerzo cortante:



$$V_{rd} = \frac{40,405 \cdot 10}{2} = 202,025 \text{ KN}$$

1)

$$V_{u1} = k \cdot 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

$$V_{u1} = 1 \cdot 0,3 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 593 = 3,558 \cdot 10^6 N$$

$$V_{rd} < V_{u1}$$

2)

$$V_{cu} = \left[ \frac{0,15}{1,5} \cdot f \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}) \right] \cdot b_o \cdot d$$

$$V_{cu} = \left[ \frac{0,15}{1,5} \cdot 1,5807 \cdot (100 \cdot 0,0037 \cdot 30) \right] \cdot 1000 \cdot 593 = 209.095,72 N$$

$$f = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{593}} = 1,5807 < 2$$

$$\rho_1 = \frac{2.199,114}{1.000 \cdot 593} = 0,0037 < 0,02$$

$$V_{rd} < V_{cu}$$

Debido a que en ambos casos  $V_{rd} < V_{cu}$  no será necesaria armadura cortante.

Con el fin de disponer de un emparillado posteriormente sencillo de ejecutar, se evitaran las armaduras cortantes (tramo 2). Para ello, y como se puede ver a continuación, se ha incrementado el diámetro de las armaduras de tracción para así cumplir la condición de  $V_{rd} < V_{cu}$  y facilitar dicha ejecución.

Además de eso, y dado que la losa trabaja como un único bloque, toda la losa se dimensionara en función del tramo más desfavorable, en este caso como el tramo 2. Por lo tanto, el armado de la losa será como se muestra a continuación.

$$f_{cd} = \frac{30}{1,5} = 20 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cd} = \frac{500}{1,15} = 434,783 \frac{N}{mm^2}$$

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r = 30 + 5 = 35 \text{ mm}$$

$$d = 35 + 12 + \frac{25}{2} = 59,5 \text{ mm}$$

$$d = 650 - 59,5 = 590,5 \text{ mm}$$

**TRAMO 2 (Carretera):**  $M_d = 1.523,974 \text{ KN m}$

$$\mu = \frac{Md}{b \cdot d^2 \cdot fcd} = \frac{1.523,974 \cdot 10^6}{1.000 \cdot 590,5^2 \cdot 20} = 0,2185 \leq 0,2961$$

$$A_2 = 0$$

$$\frac{0,22 - 0,21}{0,2529 - 0,2395} = \frac{0,22 - 0,2185}{0,2529 - w}$$

$$w = 0,2508$$

$$0,2508 = \frac{A_1 \cdot 434,783}{1.000 \cdot 590,5 \cdot 20}$$

$$A_1 = 6.812,47 \text{ mm}^2$$

Armadura longitudinal tracción:

$$n_l = \frac{6.812,47}{\frac{\pi \cdot 25^2}{4}} = 13,87 \frac{\text{barras}}{m} \cdot 5,8 \text{ m} = 80,494 \text{ barra}$$

81 barras de  $\varnothing 25$

$$S = \{20; 20; 25\} = 25 \text{ mm}$$

$$5.800 - 25n - 25(n - 1) = 0$$

$$n = 116,5 \text{ barras}$$

Entran 116 barras

- Armadura mínima mecánica:

$$A_1 \geq \frac{0,0625 \cdot (1.000 \cdot 650) \cdot 30^2}{434,783} = 902,128 \text{ mm}^2$$

- Armadura mínima geométrica:

$$\rho = 0,0018 = \frac{A_1}{1.000 \cdot 650}$$

$$A_1 = 1.170 \text{ mm}^2 / 2 = 585 \text{ mm}^2 \text{ en cada cara.}$$

$$A_1 = A_2 = 585 \text{ mm}^2$$

Armadura transversal tracción y compresión:

$$n_2 = \frac{585}{\frac{\pi \cdot 12^2}{4}} = 5,17 \frac{\text{barras}}{m} \cdot 10,5 \text{ m} = 54,28 \text{ barras}$$

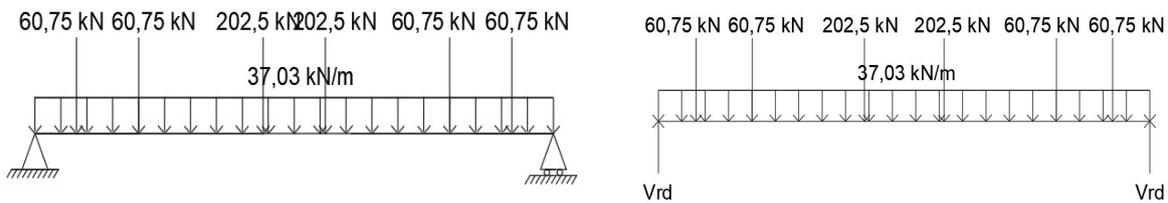
55 barras de  $\varnothing 12$

Armadura longitudinal compresión:

$$n_2 = \frac{585}{\frac{\pi \cdot 12^2}{4}} = 5,17 \frac{\text{barras}}{\text{m}} \cdot 5,8 \text{ m} = 29,986 \text{ barras}$$

30 barras de  $\phi 12$

- Resistencia al esfuerzo cortante:



$$V_{rd} = \frac{37,03 \cdot 10}{2} + 60,75 + 60,75 + 202,5 = 509,15 \text{ kN}$$

1)

$$V_{u1} = k \cdot 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

$$V_{u1} = 1 \cdot 0,3 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 590,5 = 3,543 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$V_{rd} < V_{u1}$$

2)

$$V_{cu} = \left[ \frac{0,15}{1,5} \cdot f \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}) \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{cu} = \left[ \frac{0,15}{1,5} \cdot 1,582 \cdot (100 \cdot 0,011537 \cdot 30) \right] \cdot 1000 \cdot 590,5 = 992.131,29 \text{ N}$$

$$f = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{590,5}} = 1,582 < 2$$

$$\rho_1 = \frac{6.812,47}{1.000 \cdot 590,5} = 0,011537 < 0,02$$

$$V_{rd} < V_{cu}$$

En este caso y debido a que  $V_{rd} < V_{cu}$ , no será necesaria la armadura cortante.

Todos los resultados de estos cálculos se ven reflejados en el plano “5.2 Sección tablero. Armado”.

## ANEXO 10

# CÁLCULO ESTRUCTURAL. ESTRIBOS Y MUROS LATERALES

## Contenido

1. Introducción .....	3
2. Criterios de comprobación .....	3
3. Tipos de empuje .....	3
4. Empuje activo.....	4
4.1. Teoría de Rankine .....	4
4.2. Caso de existencia de cargas sobre el terreno .....	5
4.2.1. Carga uniformemente repartida .....	5
5. Formas de agotamiento de los muros .....	5
6. Propiedades de los materiales .....	8
6.1. Hormigón .....	8
6.2. Acero.....	9
7. Dimensionamiento de los estribos.....	9
8. Comprobación de la estabilidad estructural .....	11
8.1. Comprobación de la estabilidad estructural en fase de construcción .....	11
8.1.1. Comprobación al deslizamiento: .....	12
8.1.2. Comprobación al vuelco:.....	13
8.1.3. Comprobación al hundimiento: .....	14
8.2. Comprobación de la estabilidad estructural en fase de servicio .....	17
8.2.1. Hipótesis 1 (ANEXO 9): .....	18
8.2.1.1. Comprobación al deslizamiento.....	18
8.2.1.2. Comprobación al vuelco .....	18
8.2.1.3. Comprobación al hundimiento.....	19
8.2.2. Hipótesis 3 (ANEXO 9): .....	20
8.2.2.1. Comprobación al deslizamiento.....	20

8.2.2.2.	Comprobación al vuelco .....	21
8.2.2.3.	Comprobación al hundimiento.....	21
9.	Cálculo del armado del estribo.....	23
9.1.	Calculo del fuste .....	23
9.1.1.	Comprobación a flexión .....	23
9.1.2.	Comprobación a esfuerzo cortante .....	26
9.1.3.	Comprobación a fisuración.....	28
9.2.	Cálculo del talón .....	32
10.	Dimensionamiento de los muros laterales.....	32
10.1.	Comprobación de la estabilidad estructural .....	33
10.1.1.	Comprobación al deslizamiento: .....	33
10.1.2.	Comprobación al vuelco:.....	35
10.1.3.	Comprobación al hundimiento: .....	36
11.	Calculo del armado de los muros laterales.....	39
11.1.	Cálculo del fuste en los muros laterales .....	39
11.1.1.	Comprobación a flexión .....	39
11.1.2.	Comprobación a esfuerzo cortante .....	41
11.1.3.	Comprobación a fisuración.....	42
11.2.	Calculo del talón.....	43

## 1. Introducción

En este apartado se han realizado los cálculos y comprobaciones para el cálculo de los estribos y muros laterales del puente. Para ello se han empleado los criterios de seguridad del EHE-08. Además de eso, se ha empleado el IAP-11 donde nos especifican los esfuerzos que se deben de tener en cuenta, como por ejemplo la sobre carga de uso en terraplenes, el empuje del viento sobre pilas y estribos, los empujes horizontales y los impactos.

## 2. Criterios de comprobación

Los estribos, además de estar sometidos a las acciones transmitidas por el tablero, deben sostener las tierras de los terraplenes de acceso a la estructura. En general, es el trabajo como muro de contención de tierras el determinante de su dimensionamiento.

En la comprobación o dimensionamiento de los elementos de un estribo deberán considerarse las distintas fases de construcción del mismo. Al menos se considerarán las siguientes fases de construcción:

- Estribo en construcción, sin el tablero apoyado, sometido a su peso propio y a las acciones producidas por los medios de compactación que serán utilizados sobre el relleno.
- Estribo en servicio, sometido a la actuación de todas las acciones.

En el caso de los muros laterales, solo serán sometidos a las acciones transmitidas por las tierras de los terraplenes.

## 3. Tipos de empuje

La presión del terreno sobre un muro está fuertemente condicionada por la deformabilidad del muro, entendiéndose por tal no solo la deformación que el muro experimenta como pieza de hormigón, sino también la que produce en el muro la deformación del terreno de cimentación.

En la interacción entre el muro y el terreno sobre el que cimenta puede ocurrir que las deformaciones sean prácticamente nulas, diciéndose que la masa del suelo se encuentra en estado de reposo y se está en el caso de empuje al reposo.

Si el muro se desplaza, permitiendo la expansión lateral del suelo, se produce un fallo por el corte de suelo, y la cuña de rotura avanza hacia el muro y desciende. El empuje se reduce desde el valor del empuje al reposo hasta el denominado valor de empuje activo, que es el mínimo valor posible del empuje.

Por el contrario, si se aplican fuerzas al muro de forma que este empuje al relleno, el fallo se produce mediante una cuña mucha más amplia, que experimenta un ascenso. Este valor recibe el nombre de empuje pasivo y es el mayor valor que puede alcanzar el empuje. Por tanto, el empuje al reposo es de valor intermedio entre el empuje activo y el empuje pasivo.

## 4. Empuje activo

Existen diversas teorías para la determinación del empuje activo, entre las que destacan las debidas de Coulomb y Rankine. En ambas teorías se establecen diversas hipótesis simplificativas del problema, que conducen a cierto grado de error, pero producen valores de empuje que entran dentro de los márgenes de seguridad.

En el estado actual de conocimientos se pueden calcular los empujes del terreno con razonable precisión en el caso de suelo granulares. Para otros tipos de suelo la precisión es poco satisfactoria.

### 4.1. Teoría de Rankine

La teoría de Rankine para el cálculo de empujes en terrenos granulares se basa en las hipótesis de que el terreno presenta superficie libre plana y está en el llamado estado Rankine, en el cual presenta dos series de superficies planas de rotura, formando ángulos de  $45 \pm \varphi/2$  con la horizontal.

Para el caso particular de trasdós vertical, las componentes  $P_h$  y  $P_v$  de la presión a profundidad  $z$  vienen dadas por las expresiones:

$$P_h = \gamma \cdot z \cdot \lambda'_h$$

$$P_y = \gamma \cdot z \cdot \lambda'_h$$

siendo,

$$\lambda'_h = \cos^2\beta \cdot \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}$$

$$\lambda'_v = \text{sen}\beta \cdot \cos\beta \cdot \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}$$

El empuje varía linealmente con la profundidad y sus valores vienen dados por:

$$E_h = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda'_h$$

$$E_v = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda'_v$$

Estando su resultante a una profundidad de  $\frac{2}{3} \cdot H$  desde la coronación del muro. Si además de  $\alpha = 90^\circ$  (trasdos vertical) se supone  $\beta = \delta$ . Si además  $\beta = \delta = 0$ , se tiene:

$$\lambda'_h = \frac{1 - \operatorname{sen}\varphi}{1 + \operatorname{sen}\varphi}$$

$$\lambda'_v = 0$$

Tal y como se aprecia en las fórmulas de cálculo de los empujes, el ángulo de rozamiento entre el terreno y el muro,  $\delta$ , es uno de los parámetros que deben tenerse en cuenta en el cálculo de los empujes, pero su determinación experimental no es fácil. Por esta razón, el DB SE-C sugiere que se estime su valor en función del ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno,  $\varphi$ , siguiendo las siguientes recomendaciones:

- Empuje activo y muro rugoso:
- Empuje activo y muro poco rugoso:
- Empuje activo y muro liso:
- Empuje pasivo:

## 4.2. Caso de existencia de cargas sobre el terreno

En edificación y obras públicas es frecuente que se den situaciones diversas, algunas de las cuales se estudian a continuación.

### 4.2.1. Carga uniformemente repartida

Se supone indefinida en el sentido del muro y de valor  $q$  por unidad de longitud. El empuje producido por una sobrecarga  $q$  por unidad de longitud de talud es el mismo que el producido por una altura adicional de terreno tal que:

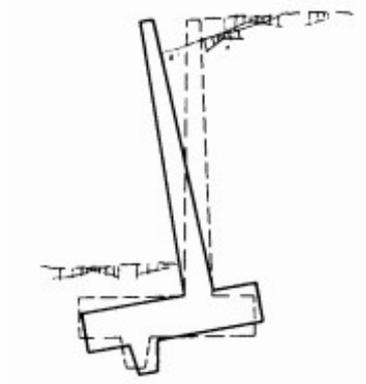
$$h_e = \frac{q}{\gamma} \cdot \frac{\operatorname{sen} \alpha}{\operatorname{sen}(\alpha + \beta)}$$

Siendo  $h_e$  el valor de altura adicional.

## 5. Formas de agotamiento de los muros

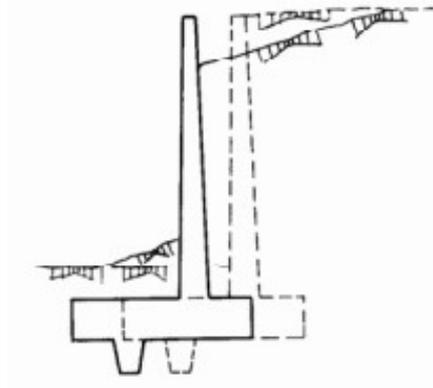
En general un muro puede alcanzar los siguientes estados límites:

- Giro excesivo del muro.



Dibujo 1. Giro excesivo del muro

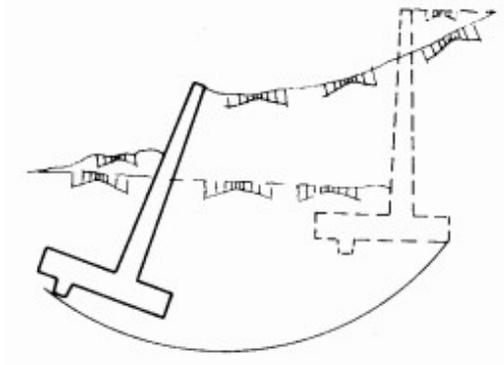
- Deslizamiento del muro.



Dibujo 2. Deslizamiento del muro

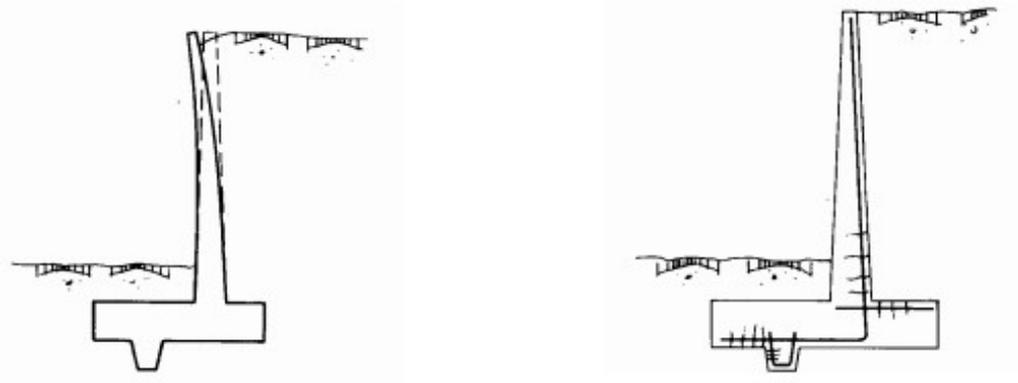
- Deslizamiento profundo del muro.

Este tipo de fallo puede presentarse si existe una capa de suelo blando.



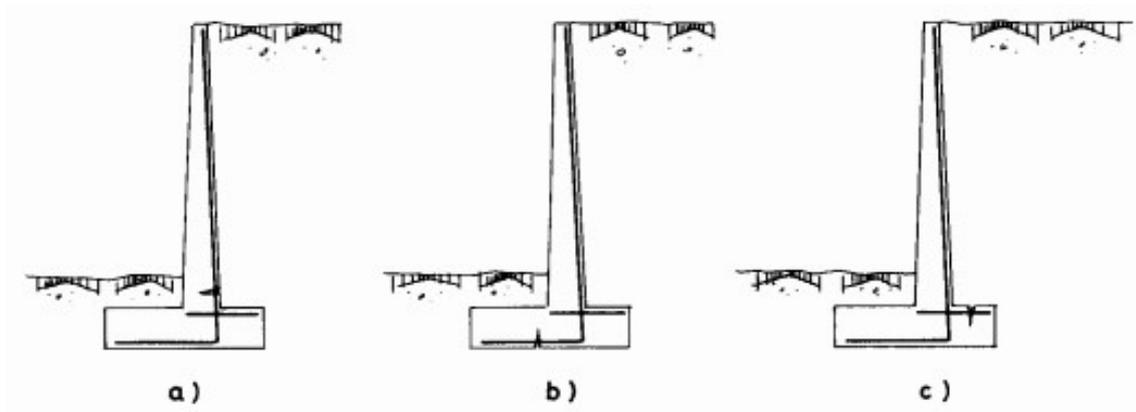
Dibujo 3. Deslizamiento profundo del muro

- Deformación excesiva del alzado.



Dibujos 4. Deformación excesiva del muro

- Fisuración excesiva  
Puede presentarse en todas las zonas de tracción.
- Rotura por flexión  
Puede producirse en el alzado, puntera, talón o tacón.



Dibujos 5. Roturas por flexión

- Rotura por esfuerzo cortante  
Puede producirse en el alzado, puntera, talón o tacón.



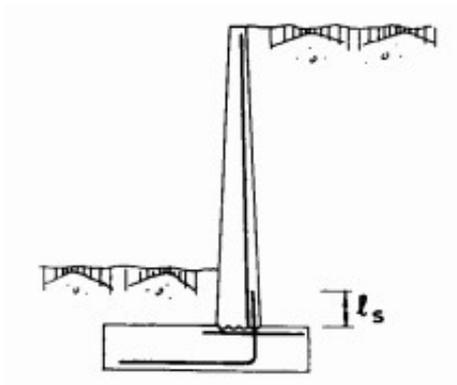
Dibujo 6. Rotura por esfuerzo cortante

- Rotura por esfuerzo rasante

La sección peligrosa es la de arranque del alzado, que es una junta de hormigonado obligada, en la que coinciden el máximo momento flector y el máximo esfuerzo cortante.

- Rotura por fallo de solape

La sección peligrosa es la de arranque de la armadura de tracción del alzado, donde la longitud de solape debe estudiarse detenidamente, pues por razones constructivas el solape ha de realizarse para la totalidad de la armadura en la zona de máximos esfuerzos de flexión y corte.



Dibujo 7. Rotura por fallo de solape

## 6. Propiedades de los materiales

### 6.1. Hormigón

Hormigón de limpieza: HM-15/P/20/IIb

Hormigón para los estribos y muros: HA-30/P/20/IIb

## 6.2. Acero

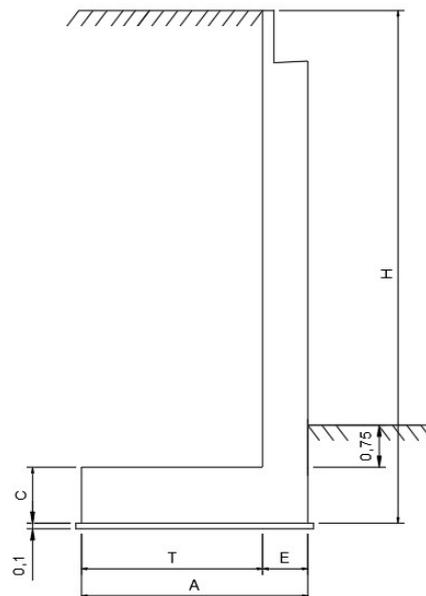
El acero que se ha empleado para los cálculos es el B400S.

## 7. Dimensionamiento de los estribos

Para el dimensionamiento de los estribos se han seguido los consejos del autor José Antonio Agudelo Zapata, Ingeniero de caminos, canales y puertos, y actual autor del blog de estructurando.

Empezando por las dimensiones generales, asumiendo que debemos dejar unos 50 cm de tierras encima de la zapata, podemos definir las dimensiones del estribo en función de H:

- Ancho total de la zapata  $A =$  de  $0,4H$  a  $0,9H$
- Puntera del estribo  $P = 0,17H$  a  $0,3H$
- Talón del estribo  $T = 0,1 H$  a  $0,65 H$
- Espesor del muro  $E = H/8$  a  $H/12$



Dibujo 8. Detalle del muro

Pasando a la geometría de la zona del espaldón, tenemos lo siguiente:

El espesor del murete,  $a$ , suele venir determinado por su altura,  $H_0$ . Lo normal es que ronde de 20 a 30 cm.

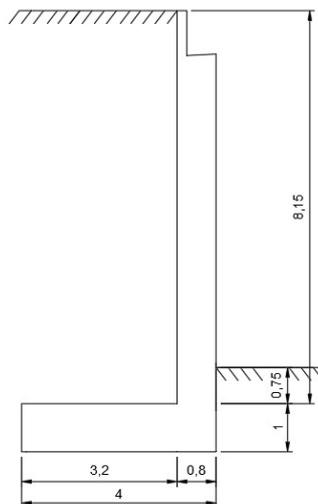
La junta,  $b$ , viene en función de los desplazamientos máximos previsibles del tablero. Una dimensión normal es de 5 cm y si son previsibles grandes movimientos se puede llegar a 10 cm.

La distancia,  $d$ , viene determinada por la dimensión en planta del apoyo, más una distancia mínima que asegure que no se produce rotura en el borde del estribo.

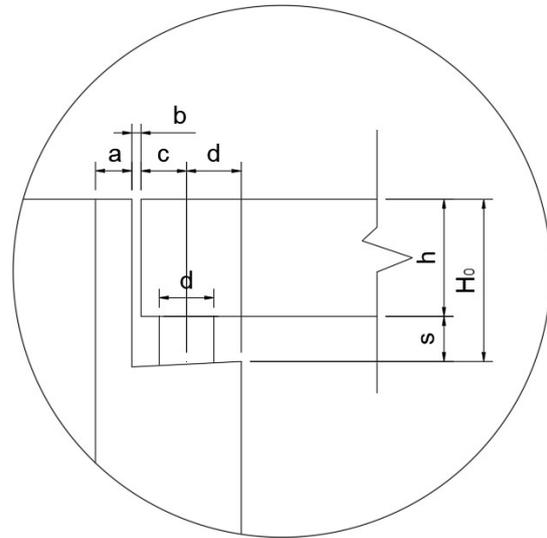
Normalmente  $d = n/2 + 15\text{cm}$ , aunque también se suele tener en cuenta su relación con el espesor del muro. Valores de  $d$  inferiores a la mitad del ancho del muro suele incrementar los esfuerzos flectores en este, y valores superiores suelen presentar mejora resistente al presentar esfuerzos contrarios al empuje de las tierras.

La altura entre el tablero y el estribo,  $s$ , debe ser suficiente para instalar el aparato de apoyo, unas mesetas de apoyo y prever un espacio mínimo para disponer un gato hidráulico en los posibles momentos de remplazo de aparato de apoyos. En caso de losas de hormigón armado, se suele considerar un mínimo de 25 cm, llegando a los 50 cm cuando las luces son grandes y son necesarios importantes aparatos de apoyo.

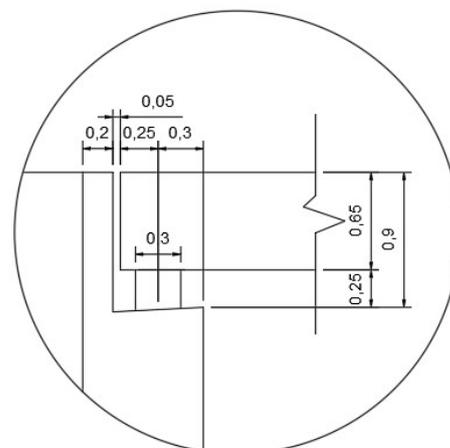
Teniendo en cuenta todos estos aspectos, están son las medidas adoptadas:



Dibujos 10. Medidas del muro



Dibujos 9. Detalle del apoyo del tablero



Dibujos 11. Medidas del apoyo

## 8. Comprobación de la estabilidad estructural

Como se ha comentado anteriormente, el cálculo se ha realizado en dos casos diferentes. Por un lado, con el estribo en construcción, y por otro lado con el estribo en servicio. En ambos casos se han hecho las comprobaciones al deslizamiento, vuelco y hundimiento.

Estos son algunos de los valores necesarios para ambos casos:

$$\beta = 0^\circ$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\varphi = 35^\circ$$

$$\delta = 0^\circ$$

### 8.1. Comprobación de la estabilidad estructural en fase de construcción

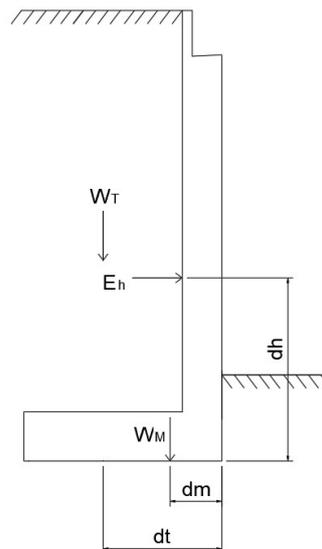
$$W_T = (3,2 \cdot 8,15) \cdot 19 = 495,52 \text{ kN}$$

$$d_t = 2,4 \text{ m}$$

$$W_M = \{(4 \cdot 1) + (7,25 \cdot 0,8) + (0,9 \cdot 0,2)\} \cdot 25 = 249,5 \text{ kN}$$

$$d_m = \frac{(100 \cdot 2) + (145 \cdot 0,4) + (4,5 \cdot 0,7)}{100 + 145 + 4,5} = 1,047 \text{ m}$$

$$d_h = 3,72 \text{ m}$$



Dibujo 12. Esfuerzos que actúan sobre el muro

### 8.1.1. Comprobación al deslizamiento:

La comprobación al deslizamiento se hará con:

$$C_{sd} = \frac{F_{est}}{F_{des}} > \gamma_R ; F_{est} > 1,5 \cdot F_{des}$$

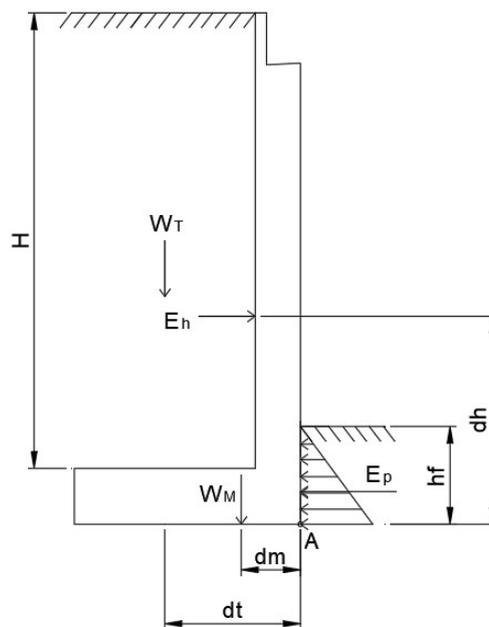
Donde,

$C_{sd}$ , Coeficiente de seguridad al deslizamiento

$F_{est}$ , Fuerza estabilizante

$F_{des}$ , Fuerza desestabilizante

$\gamma_r$ , Coeficiente de seguridad para el material (tabla 2.1. del DB SE-C). Vale 1,5 para situación de dimensionamiento persistente o transitoria.



Dibujo 13. Esfuerzos que actúan en la comprobación al deslizamiento

En terrenos granulares:

$$F_{est} = P \cdot \mu + E_p$$

Donde,

P, resultante de los pesos de los distintos elementos del muro y de las zonas de terreno situadas verticalmente sobre la puntera y el talón.

$\mu$ , coeficiente de rozamiento entre el suelo y hormigón. En general será el resultado del correspondiente estudio geotécnico. A falta de datos más precisos, puede tomarse

$$\mu = \tan \frac{2}{3} \cdot \phi$$

$E_p$ , Empuje pasivo frente a la puntera del muro.

El valor del empuje pasivo  $E_p$  puede ser estimado de una manera conservadora mediante la expresión de Rankine

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_f^2 \cdot \frac{1 + \operatorname{sen}(\phi)}{1 - \operatorname{sen}(\phi)}$$

Donde,

$\gamma$ , densidad del terreno seco.

$h_f$ , profundidad de cimentación.

$\phi$ , ángulo de rozamiento interno del terreno base.

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot 1,75^2 \cdot \frac{1 + \operatorname{sen}(35)}{1 - \operatorname{sen}(35)} = 107,36 \text{ kN}$$

No se disponen de datos de la cohesión del suelo, por lo que no se tendrá en cuenta para este cálculo, esto nos lleva por el lado de la seguridad.

$$F_{est} = (495,52 + 249,5) \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 35\right) + 107,36 = 428,73 \text{ kN}$$

$$F_{des} = E_h + E_v \cdot \mu = E_h$$

$$E_h = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi}$$

$$E_h = \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot 8,15^2 \cdot \frac{1 - \operatorname{sen}(35)}{1 + \operatorname{sen}(35)} = 170,998 \text{ kN}$$

$$E_v = 0$$

$$F_{des} = 170,998 \text{ kN}$$

$$F_{est} > 1,5 \cdot F_{des} \longrightarrow 428,73 \text{ kN} > 256,497 \text{ kN}$$

Se cumple.

### 8.1.2. Comprobación al vuelco:

Convencionalmente se supone que el giro del muro se produce alrededor del punto A, correspondiente a la arista exterior del cimiento. La comprobación de vuelco debe satisfacer la siguiente condición general:

$$C_{sv} = \frac{\gamma_{E,est} \cdot M_{est}}{\gamma_{E,des} \cdot M_{des}} > 1$$

$C_{sv}$ , coeficiente de seguridad al vuelco.

$M_{est}$ , momento estabilizante.

$M_{des}$ , momento desestabilizante.

$\gamma_{E,est}$ , coeficiente de seguridad para acciones estabilizantes (tabla 2.1 DB SE-C).  $\gamma_{E,des} = 0,9$ .

$\gamma_{E,des}$ , coeficiente de seguridad para acciones desestabilizantes (tabla 2.1 DB SE-C).  $\gamma_{E,des} = 1,8$ .

El momento desestabilizante esta producido siempre por la resultante de la fuerza de empuje activo, pudiéndose descomponer en la suma de los efectos producidos por sus componentes: un efecto estabilizante de su componente vertical  $E_v$  y un efecto desestabilizante provocado por la componente horizontal  $E_h$ .

$$M_{est} = \Sigma P_i \cdot d_i$$

$$M_{est} = 495,52 \cdot 2,4 + 249,5 \cdot 1,047 = 1.450,475 \text{ kNm}$$

$$M_{des} = E_h \cdot d_h - E_v \cdot d_v$$

$$M_{des} = 170,998 \cdot 3,72 = 636,112 \text{ kNm}$$

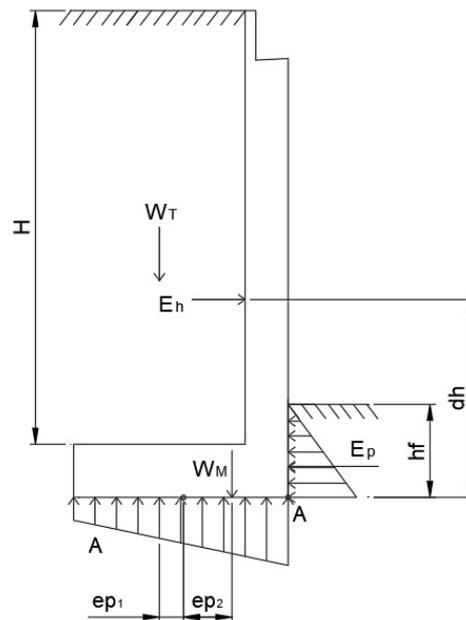
$$C_{sv} = \frac{0,9 \cdot 1.450,475}{1,8 \cdot 636,112} = 1,14 > 1$$

Se cumple.

### **8.1.3. Comprobación al hundimiento:**

La comprobación a realizar es:

$$\sigma_{max} \leq 1,25 \cdot \sigma_{adm}$$



**Dibujo 14. Esfuerzos que actúan en la comprobación al hundimiento**

Siendo  $\sigma_{adm}$  la tensión de carga admisible en el terreno de cimentación. Además, en el caso de distribución trapezoidal se ha de realizar la siguiente comprobación.

$$\frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \leq \sigma_{adm}$$

La resultante de las fuerzas verticales N vale:

$$N = P + E_v = P$$

$$N = 495,52 + 249,5 = 745,02 \text{ kN}$$

$$M_v = E_h \cdot h_e$$

$$M_v = 170,998 \cdot 3,72 = 636,112 \text{ kNm}$$

$$M_e = P \cdot \left(\frac{B}{2} - e_p\right) + E_v \cdot \left(\frac{B}{2} + f\right) = P \cdot \left(\frac{B}{2} - e_p\right)$$

$$M_e = 249,5 \cdot \left(\frac{4}{2} - 0,95\right) + 495,52 \cdot \left(\frac{4}{2} + 0,4\right) = 1.451,223 \text{ kNm}$$

En muros de contención, la resultante N de las fuerzas que actúan tiene una cierta excentricidad e. Las tensiones del cemento sobre el terreno vienen dadas por:

$$\sigma = \frac{N}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot N \cdot e}{B}\right)$$

Donde

$S$ , superficie de la base del muro por unidad de longitud.

$W$ , módulo resistente de la sección.

$B$ , dimensión transversal de la base del muro.

Si se desprecia la contribución del empuje pasivo, lo que nos lleva del lado de la seguridad, y considerando la resultante de esfuerzos aplicados sobre el muro  $R$  con una excentricidad  $e$  respecto al centro del cimiento:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_e - M_v}{N}$$

$$e = \frac{4}{2} - \frac{1.451,223 - 636,112}{745,02} = 0,91 \text{ m}$$

La validez de la expresión sobre las tensiones queda condicionada a lo siguiente:

$$\frac{e}{B} \leq \frac{1}{6}$$

$$\frac{0,91}{4} \geq \frac{1}{6}$$

$$0,226 \text{ m} \geq 0,166 \text{ m}$$

En este caso la excentricidad relativa es mayor.

Para que toda la base este comprimida la resultante de empujes y pesos debe pasar por el tercio central de la base. En este caso aparece un reparto trapecial de tensiones bajo el cimiento, cuyos valores máximos y mínimos son:

$$\sigma_A = \frac{N}{B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \sigma_{max}$$

$$\sigma_B = \frac{N}{B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \sigma_{min}$$

Si dicha resultante pasa fuera del tercio central, o lo que es lo mismo, si la excentricidad relativa es mayor que  $1/6$ , la fórmula de Navier, y por tanto las anteriores expresiones no son aplicables. En este caso la distribución de tensiones es triangular. Se acepta que exista una redistribución de las tensiones de modo que la resultante  $N$  tenga su punto de aplicación coincide con el centro de gravedad del triángulo de tensiones.

Al igualar la resultante a las tensiones producidas bajo el cimiento, se obtiene el valor de la tensión máxima  $\sigma_A$ .

$$\sigma_A = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e\right)}$$

$$\sigma_A = \frac{2 \cdot 745,02}{3 \cdot \left(\frac{4}{2} - 0,226\right)} = 279,977 \text{ kN/m}^2$$

Volviendo a la comprobación inicial:

$$\sigma_{max} \leq 1,25 \cdot \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{max} \leq 1,25 \cdot 105.000 = 131.250 \text{ kN/m}^2$$

## 8.2. Comprobación de la estabilidad estructural en fase de servicio

Para estas comprobaciones, se han añadido las tensiones producidas por el tablero (horizontal y vertical) y por la carga constante producida en la carretera. Para ello, se ha calculado con las dos hipótesis más desfavorables (hipótesis 1 y 3) en sus respectivos casos, calculados en el anexo 9.

### Hipótesis 1:

$$V_{rd} = 509,15 \text{ kN}$$

$$d_{Vrd} = 0,3 \text{ m}$$

$$V_h = 0 \text{ kN}$$

$$d_{Vh} = 8,24 \text{ m}$$

$$q_h = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{qh} = 2,4 \text{ m}$$

### Hipótesis 3:

$$V_{rd} = 437,94 \text{ kN}$$

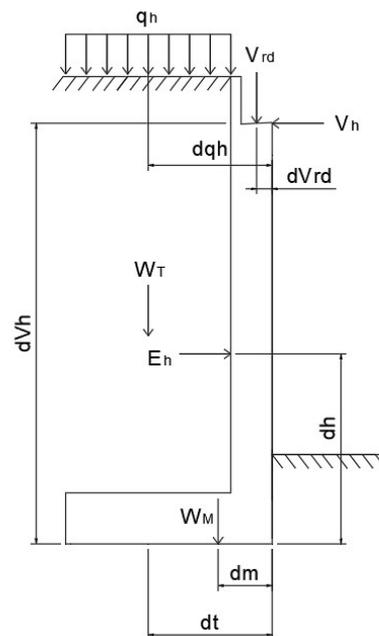
$$d_{Vrd} = 0,3 \text{ m}$$

$$V_h = 90,39 \text{ kN}$$

$$d_{Vh} = 8,24 \text{ m}$$

$$q_h = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{qh} = 2,4 \text{ m}$$



Dibujo 15. Esfuerzos que actúan sobre el muro

Para un empuje producido por una sobrecarga  $q$  por unidad de longitud de talud es el mismo que el producido por una altura adicional de terreno tal que:

$$h_e = \frac{q}{\gamma} \cdot \frac{\text{sen}(\alpha)}{\text{sen}(\alpha + \beta)} = \frac{q}{\gamma}$$

Donde,

$q$ , sobrecarga en carretera

$\gamma$ , densidad del terreno

$$h_e = \frac{10}{19} = 0,53 \text{ m}$$

### 8.2.1. Hipótesis 1 (ANEXO 9):

#### 8.2.1.1. Comprobación al deslizamiento

Al igual que en el caso anterior, la comprobación al deslizamiento se hará con:

$$C_{sd} = \frac{F_{est}}{F_{des}} > \gamma_R \longrightarrow F_{est} > 1,5 \cdot F_{des}$$

En terrenos granulares:

$$F_{est} = P \cdot \mu + E_p$$

Donde,

El valor del empuje pasivo  $E_p$ , ha sido calculado, al igual que en el caso de construcción, mediante la expresión de Rankine.

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_f^2 \cdot \frac{1 + \text{sen}(\phi)}{1 - \text{sen}(\phi)}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot 1,75^2 \cdot \frac{1 + \text{sen}(35)}{1 - \text{sen}(35)} = 107,36 \text{ kN}$$

$$F_{est} = (495,52 + 249,5 + 509,15) \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 35\right) + 107,36 = 648,35 \text{ kN}$$

$$F_{des} = E_h + E_v \cdot \mu = E_h$$

$$E_h = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_f^2 \cdot \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)}$$

$$E_h = \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot (8,15 + 0,53)^2 \cdot \frac{1 - \text{sen}(35)}{1 + \text{sen}(35)} = 193,962 \text{ kN}$$

$$F_{des} = 193,962 \text{ kN}$$

$$F_{est} > 1,5 \cdot F_{des} \longrightarrow 648,35 \text{ kN} > 290,943 \text{ kN}$$

Se cumple.

#### 8.2.1.2. Comprobación al vuelco

La comprobación de vuelco debe satisfacer la siguiente condición general:

$$C_{sv} = \frac{\gamma_{E,est} \cdot M_{est}}{\gamma_{E,des} \cdot M_{des}} > 1$$

Para el momento estabilizante:

$$M_{est} = \gamma_{E,est} \cdot (\sum P_i \cdot e_i)$$

$$M_{est} = (495,52 \cdot 2,4 + 249,5 \cdot 1,047 + 509,15 \cdot 0,3) = 1.603,22 \text{ kNm}$$

Y para el momento desestabilizante:

$$M_{des} = \gamma_{E,est} \cdot (E_h \cdot e_h - E_v \cdot e_v)$$

$$M_{des} = 193,962 \cdot 3,89 = 755,159 \text{ kNm}$$

$$C_{sv} = \frac{0,9 \cdot 1.603,22}{1,8 \cdot 755,159} = 1,06 > 1$$

### 8.2.1.3. Comprobación al hundimiento

La resultante de las fuerzas verticales N vale:

$$N = P + V$$

$$N = 495,52 + 249,5 + 509,15 = 1.254,17 \text{ kN}$$

$$M_v = E_h \cdot h_e$$

$$M_v = 193,962 \cdot 3,89 = 755,159 \text{ kNm}$$

$$M_E = P \cdot \left(\frac{B}{2} - e_p\right) + E_v \cdot \left(\frac{B}{2} + f\right)$$

$$M_e = 249,5 \cdot \left(\frac{4}{2} - 0,95\right) + 495,52 \cdot \left(\frac{4}{2} + 0,4\right) + 509,15 \cdot \left(\frac{4}{2} - 1,7\right) = 1.603,968 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_e - M_v}{N}$$

$$e = \frac{4}{2} - \frac{1.603,968 - 755,159}{1.254,17} = 1,323 \text{ m}$$

En cuanto a la excentricidad relativa:

$$\frac{e}{B} \leq \frac{1}{6}$$

$$\frac{1,323}{4} \geq \frac{1}{6}$$

$$0,33 \geq 0.166$$

El valor de la tensión máxima es el siguiente:

$$\sigma_A = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e\right)}$$

$$\sigma_A = \frac{2 \cdot 1.254,17}{3 \cdot \left(\frac{4}{2} - 1,323\right)} = 1.235,03 \text{ kN/m}^2$$

Volviendo a la comprobación inicial:

$$\sigma_{max} \leq 1,25 \cdot \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{max} \leq 1,25 \cdot 1.235,03 = 1.543,78 \text{ kN/m}^2$$

No se producirán asientos.

### 8.2.2. Hipótesis 3 (ANEXO 9):

#### 8.2.2.1. Comprobación al deslizamiento

Al igual que en el caso anterior, la comprobación al deslizamiento se hará con:

$$C_{sd} = \frac{F_{est}}{F_{des}} > \gamma_R F_{est} > 1,5 \cdot F_{des}$$

En terrenos granulares:

$$F_{est} = P \cdot \mu + E_p + V_h$$

Donde, mediante la expresión de Rankine

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_f^2 \cdot \frac{1 + \text{sen}(\phi)}{1 - \text{sen}(\phi)}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot 1,75^2 \cdot \frac{1 + \text{sen}(35)}{1 - \text{sen}(35)} = 107,36 \text{ kN}$$

$$F_{est} = (495,52 + 249,5 + 437,94) \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 35\right) + 107,36 = 617,64 \text{ kN}$$

$$V_h = 90,39 \text{ kN}$$

$$F_{des} = E_h + E_v \cdot \mu = E_h$$

$$E_h = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_f^2 \cdot \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)}$$

$$E_h = \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot (8,15 + 0,53)^2 \cdot \frac{1 - \text{sen}(35)}{1 + \text{sen}(35)} = 193,962 \text{ kN}$$

$$F_{des} = 193,962 \text{ kN}$$

$$F_{est} > 1,5 \cdot F_{des} \longrightarrow 617,64 \text{ kN} > 290,943 \text{ kN}$$

Se cumple.

### 8.2.2.2. Comprobación al vuelco

La comprobación de vuelco debe satisfacer la siguiente condición general:

$$C_{sv} = \frac{\gamma_{E,est} \cdot M_{est}}{\gamma_{E,des} \cdot M_{des}} > 1$$

Para el momento estabilizante:

$$M_{est} = \gamma_{E,est} \cdot (\sum P_i \cdot e_i)$$

$$M_{est} = (495,52 \cdot 2,4 + 249,5 \cdot 1,047 + 437,94 \cdot 0,3) = 1.581,856 \text{ kNm}$$

Y para el momento desestabilizante:

$$M_{des} = \gamma_{E,est} \cdot (E_h \cdot e_h - E_v \cdot e_v)$$

$$M_{des} = 193,962 \cdot 3,89 = 754,51 \text{ kNm}$$

$$C_{sv} = \frac{0,9 \cdot 1.581,856}{1,8 \cdot 754,51} = 1,05 > 1$$

Se cumple.

### 8.2.2.3. Comprobación al hundimiento

La resultante de las fuerzas verticales N vale:

$$N = P + E_v = P$$

$$N = 495,52 + 249,5 + 437,94 = 1.182,96 \text{ kN}$$

$$M_v = E_h \cdot h_e + V_h \cdot d_{vh}$$

$$M_v = 193,962 \cdot 3,89 - 90,39 \cdot 8,24 = 9,699 \text{ kNm}$$

$$M_e = P \cdot \left( \frac{B}{2} - e_p \right) + E_V \cdot \left( \frac{B}{2} + f \right)$$

$$M_e = 249,5 \cdot \left( \frac{4}{2} - 0,95 \right) + 495,52 \cdot \left( \frac{4}{2} + 0,4 \right) + 437,94 \cdot \left( \frac{4}{2} - 1,7 \right) = 1.582,605 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_e - M_v}{N}$$

$$e = \frac{4}{2} - \frac{1.582,605 - 9,699}{1.182,96} = 0,67 \text{ m}$$

En cuanto a la excentricidad relativa:

$$\frac{e}{B} \leq \frac{1}{6}$$

$$\frac{0,67}{4} \geq \frac{1}{6}$$

$$0,167 \geq 0,166$$

Los valores de tensiones máximas son los siguientes:

$$\sigma_A = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot \left( \frac{B}{2} - e \right)}$$

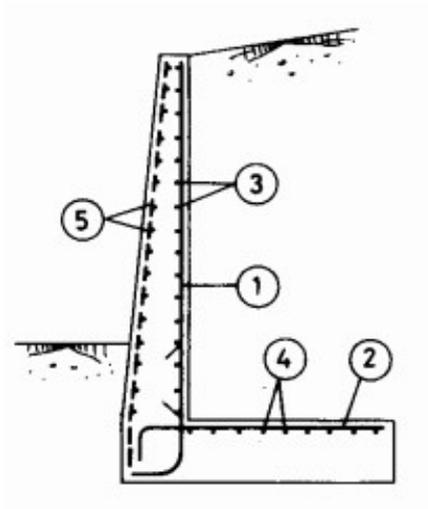
$$\sigma_A = \frac{2 \cdot 1.182,96}{3 \cdot \left( \frac{4}{2} - 0,67 \right)} = 592,96 \text{ kN/m}^2$$

Volviendo a la comprobación inicial:

$$\sigma_{max} \leq 1,25 \cdot \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{max} \leq 1,25 \cdot 592,96 = 741,2 \text{ kN/m}^2$$

## 9. Cálculo del armado del estribo



Dibujo 16. Esquema de armado

### 9.1. Cálculo del fuste

#### 9.1.1. Comprobación a flexión

El alzado, cuerpo o fuste del muro constituye una losa, sometida a la ley de presiones del elemento contenido. En general, se considera que la flexión del alzado está producida solo por la componente horizontal del empuje activo  $E_h$ .

Incluso en el caso de relleno con sobrecarga uniforme, la ley de momentos flectores es una parábola de tercer grado, mientras que la de esfuerzos cortantes es de segundo grado.

La pequeña compresión del peso propio del fuste suele despreciarse. En caso contrario se procederá al dimensionamiento en flexión compuesta. Los muros de espesor mayor de 50 cm se considerarán como de 50 cm.

Según la EHE-08, en la cara de tracción la cuantía mínima vertical no deberá ser inferior al 1,2% de la sección total de hormigón para acero B-400 S. En la cara opuesta recomienda disponer una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

Por lo tanto, en la cara traccionada (1)

$$\frac{1,2}{1000} \cdot (0,5 \cdot 5,8) \cdot 10^6 = \frac{\pi \cdot 8^2}{4} \cdot \text{numero de barras}$$

$$n = 69,23 \longrightarrow 70 \varnothing 8$$

Para la cara comprimida (1)

$$\frac{30}{100} \cdot \frac{1,2}{1000} \cdot (0,5 \cdot 5,8) \cdot 10^6 = \frac{\pi \cdot 8^2}{4} \cdot \text{numero de barras}$$

$$n = 20,77 \longrightarrow 21 \varnothing 8$$

De igual modo, para el mismo tipo de acero, la cuantía mínima horizontal no deberá ser inferior al 4‰ de la sección total del hormigón. Esta armadura deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponer hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista.

Por lo tanto, para la cara vista (5),

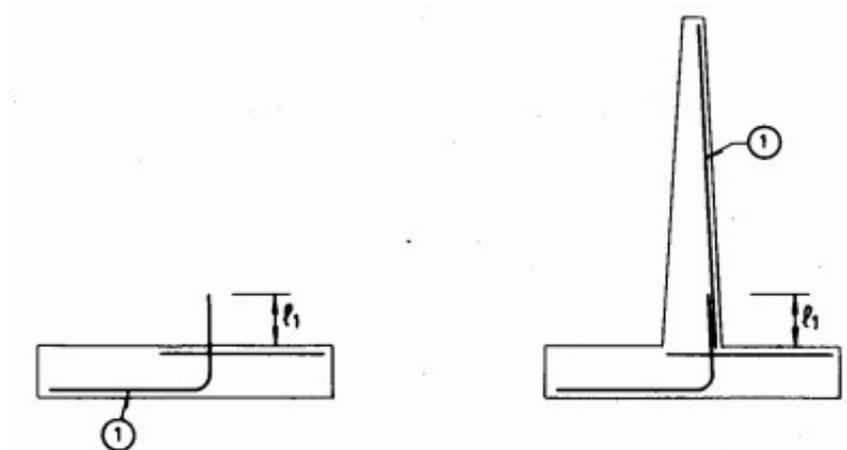
$$\frac{2}{3} \cdot \frac{4}{1000} \cdot (0,5 \cdot 7,25) \cdot 10^6 = \frac{\pi \cdot 12^2}{4} \cdot \text{numero de barras}$$

$$n = 85,47 \longrightarrow 86 \varnothing 12$$

Para la cara no vista (3),

$$\frac{50}{100} \cdot \frac{4}{1000} \cdot (0,5 \cdot 7,25) \cdot 10^6 = \frac{\pi \cdot 12^2}{4} \cdot \text{numero de barras}$$

$$n = 64,1 \longrightarrow 65 \varnothing 1$$



Dibujo 17. Solapes y esperas de la armadura del fuste

La parte inferior de la armadura 1 se dispone en la puntera y en su tramo vertical se dispone en forma de espera, tal y como se muestra en la figura. El solape debe ser de longitud  $l_s$  tal que:

$$l_s = \alpha \cdot l_{b,meta}$$

Donde  $\alpha$  viene dado en la tabla 1 y  $l_{b,meta}$ :

Distancia entre los empalmes más próximos (figura 69.5.2.2.a)	Porcentaje de barras solapadas trabajando a Tracción, con relación a la sección total de acero					Barras solapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20	25	33	50	> 50	
$a \leq 10 \sigma$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$a > 10 \sigma$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

Tabla1. Valores de  $\alpha$  (EHE-08)

$$l_{b,meta} = l_b \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

Siendo

$l_b$ , Longitud básica de anclaje en posición l.

$A_s$ , Área de armadura necesaria.

$A_{s,real}$ , Área de armadura realmente dispuesta.

$$l_b = m \cdot \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

Donde,

$\phi$ , Diámetro de la barra, en milímetros.

$m$ , Coeficiente numérico indicado en la tabla 2, función del tipo de acero y obtenido a partir de ensayos experimentales de adherencia de barras.

$f_{yk}$ , Limite elástico garantizado del acero, en  $N/mm^2$ .

Hormigoiaren erresistentzia bereizgarria $f_{ct}$ ( $N/mm^2$ )	m	
	B 400 s	B 500 s
25	12	15
30	10	13
35	9	12
40	8	11
45	7	10
50	7	10

Tabla2. Valores de m

$$l_b = 10 \cdot 8^2 \leq \frac{400}{20} \cdot 8 = 640 \text{ mm}$$

$$l_{b,meta} = 640 \cdot \frac{69,23 \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4}}{70 \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4}} = 632,9 \text{ mm}$$

$$l_s = 1,3 \cdot 632,9 = 822,77 \text{ mm}$$

### 9.1.2. Comprobación a esfuerzo cortante

El estribo es una pieza sin armadura cortante, por lo cual solo será necesario realizar una comprobación por agotamiento por tracción en el alma.

Para hacer esta comprobación, antes se ha calculado el momento de fisuración, que viene determinado de la siguiente manera:

$$M_{fis,d} = 0,0233 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

$$M_{fis,d} = 0,0233 \cdot 1000 \cdot 800^2 \cdot 30^{\frac{2}{3}} = 1,439738 \cdot 10^8 \text{ Nmm} = 143,974 \text{ kNm}$$

$$M_{d1} = 193,962 \cdot 2,89 - 509,15 \cdot 0,1 = 509,635 \text{ kNm (estribo 1)}$$

$$M_{d1} > M_{fis,d}$$

$$M_{d2} = 193,962 \cdot 2,89 - 437,94 \cdot 0,1 - 90,39 \cdot 7,25 = -138,571 \text{ kNm (estribo 2)}$$

$$M_{d2} < M_{fis,d}$$

Por lo tanto, para  $M_{d1}$ (estribo 1):

- Piezas sin armadura de cortante en regiones fisuradas a flexión ( $M_{d1} > M_{fis,d}$ ):

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma para piezas de hormigón convencional y de alta resistencia vale:

$$V_{u2} = \left( \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma_{cd} \right) \cdot b_o \cdot d$$

Donde:

$f_{cv}$ , Resistencia efectiva del hormigón a cortante en  $\text{N/mm}^2$  de valor  $f_{cv} = f_{ck}$ . Con  $f_v$  no mayor que  $15 \text{ N/mm}^2$  en el caso de control indirecto de la resistencia del hormigón, siendo  $f_{ck}$  la resistencia a compresión del hormigón, que no se considerara superior a  $60 \text{ N/mm}^2$ .

$\xi$ ,

$$\xi = \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2,0 \text{ con } d \text{ en mm.}$$

$b_o$ , Ancho del alma.

$\sigma'_{cd}$ , Tensión media en el alma de la sección.

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0,30 \cdot f_{cd} > 12MPa$$

$d$ , Canto útil de la sección referido a la armadura longitudinal de flexión siempre que esta sea capaz de resistir el incremento de tracción producido por la interacción cortante-flexión.

$N_d$ , Axil de cálculo incluyendo la fuerza de pretensado existente en la sección de estudio.

$\rho_1$ , Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción, pasiva y activa adherente, anclada a una distancia igual o mayor que  $d$  a partir de la sección de estudio.

$$\rho_1 = \frac{A_s + A_p}{b_o \cdot d} \leq 0,02$$

$$\xi = \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{800}} \right) = 1,5$$

$$\sigma'_{cd} = \frac{1.254.170}{5.800 \cdot 800} = 0,27 \frac{N}{mm^2}$$

$$\rho_1 = \frac{70 \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4} + 21 \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4}}{5.800 \cdot 800} = 0,00099$$

$$V_{u2} = \left( \frac{0,18}{1,5} \cdot 1,5 \cdot (100 \cdot 0,00099 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,27 \right) \cdot 1000 \cdot 800 = 239.389,34N$$

$$V_{rd} = 193,962 \text{ kN (ANEXO 9)}$$

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

El estribo 1 cumple las comprobaciones a esfuerzos cortantes.

Para  $M_{d1}$  (estribo 2):

- Piezas sin armadura de cortante en regiones no fisuradas ( $M_{d2} \geq M_{fis,d}$ ):

En piezas con zonas no fisuradas y con el alma comprimida, la resistencia a cortante debe limitarse según la resistencia a tracción del hormigón, y vale:

$$V_{u2} = \frac{I \cdot b_o}{S} \cdot \sqrt{(f_{ct,d})^2}$$

I, Momento de inercia de la sección transversal.

$$I = \frac{1}{12} \cdot 1.000 \cdot 800^3 = 4,27 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

S, Momento estático de la sección transversal.

$$S = (1.000 \cdot 40) \cdot 20 = 8 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$f_{ct,d}$ , Resistencia de cálculo a tracción del hormigón.

$$f_{ct,d} = \frac{f_{ct,k}}{\gamma_c}$$

$$f_{ct,k} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_{ct,k} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{20^2} = 1,547$$

$$f_{ct,d} = \frac{1,547}{1,5} = 0,688$$

$$V_{u2} = \frac{4,27 \cdot 10^{10} \cdot 800}{8 \cdot 10^5} \cdot \sqrt{0,688^2} = 29.377.600 \text{ N}$$

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

El estribo 2 cumple las comprobaciones a esfuerzos cortantes.

### 9.1.3. Comprobación a fisuración

- Para el estribo 1:

La comprobación general del estado límite de fisuración por tracción consiste en satisfacer la siguiente inecuación:

$$w_k \leq w_{max}$$

Donde  $w_k$  es la abertura característica de fisura y  $w_{max}$  la abertura máxima de fisura, definida por la siguiente tabla:

Clase de exposición	w <sub>máx</sub> [mm]	
	Hormigón armado	Hormigón pretensado
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 <sup>1)</sup>
IIIa, IIIb, IV, F	0,2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0,1	

Tabla3. Valores de w<sub>máx</sub>

En este caso:

$$w_{max} = 0,3$$

La abertura característica de fisura se calculara mediante la siguiente fórmula:

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

Donde:

$\beta$ , coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico y vale 1,3.

$s_m$ , separación media de fisuras, expresadas en mm.

$$s_m = 2 \cdot c + 0,2 \cdot s + 0,4 \cdot k_1 \cdot \frac{\phi \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

$\varepsilon_{sm}$ , Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left( 1 - k_2 \cdot \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right) \leq 0,4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

c, recubrimiento de hormigón.

s, distancia entre barras longitudinales. Si  $s < 15 \cdot \phi$  se tomara  $s = 15 \cdot \phi$ .

$k_1$ , coeficiente que representa La influencia del diagrama de tracciones en la sección, de valor  $k_1 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{8 \cdot \varepsilon_1}$ , donde  $\varepsilon_1$  y  $\varepsilon_2$  son las deformaciones máximas y mínimas calculadas en la sección fisurada, en los límites de la zona traccionada. En el caso de flexión simple  $k_1 = 0,125$ .

$\phi$ , diámetro de la barra traccionada más gruesa o diámetro equivalente en el caso de grupos de barras.

$A_{c,eficaz}$ , área de hormigón de la zona de recubrimiento.

$$A_{c,eficaz} = \frac{h}{4} \cdot 15 \cdot \phi$$

$A_s$ , sección total de las armaduras situadas en el área  $A_{c,eficaz}$ .

$\sigma_{sr}$ , tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0.8 \cdot d \cdot A_s}$$

$M_{fis}$ , momento en el que la fibra mas traccionada del hormigón alcanza el valor  $f_{ct,m}$

$$M_{fis} = \frac{f_{ct,m} \cdot b \cdot h^2}{6}$$

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

$\sigma_s$ , tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante en que fisura el hormigón.

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0.8 \cdot d \cdot A_s}$$

$M_k$ , momento para el que se realiza la comprobación del estado límite de fisuración.

$E_s$ , módulo de deformación longitudinal del acero.

$K_2$ , coeficiente de valor 0,5.

- Para el estribo 1:

$$A_{c,eficaz} = \frac{800}{4} \cdot 15 \cdot 8 = 24.000 \text{ mm}^2$$

$$s_m = 2 \cdot 35 + 0,2 \cdot 82 + 0,4 \cdot 0,125 \cdot \frac{8 \cdot 24.000}{70 \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4}} = 89,128 \text{ mm}$$

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot 30^{\frac{2}{3}} = 2,896 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{fis} = \frac{2,896 \cdot 1.000 \cdot 800^2}{6} = 30,891 \cdot 10^7 \text{ N/mm}^2$$

$$d = 800 - 35 - 8 = 757 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{30,891 \cdot 10^7}{0,8 \cdot 757 \cdot \left(70 \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4}\right)} = 144,97 \text{ N/mm}^2$$

$$M_k = 4,5 \cdot 0,3 - 193,962 \cdot 2,89 - 509,15 \cdot 0,1 = -610,115 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{610,115 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 757 \cdot \left(70 \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4}\right)} = 286,324 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{286,324}{210.000} \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \left(\frac{144,97}{286,324}\right)^2\right) = 0,001189 < 0,4 \cdot \frac{286,324}{210.000} = 0,00055$$

$$w_k = 1,3 \cdot 89,128 \cdot 0,001189 = 0,138 \text{ mm}$$

En este caso se cumple que:

$$w_k \leq w_{max}$$

○ Para el estribo 2:

$$A_{c,eficaz} = \frac{800}{4} \cdot 15 \cdot 8 = 24.000 \text{ mm}^2$$

$$s_m = 2 \cdot 35 + 0,2 \cdot 82 + 0,4 \cdot 0,125 \cdot \frac{8 \cdot 24.000}{70 \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4}} = 89,128 \text{ mm}$$

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot 30^{\frac{2}{3}} = 2,896 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{fis} = \frac{2,896 \cdot 1.000 \cdot 800^2}{6} = 30,891 \cdot 10^7 \text{ N/mm}^2$$

$$d = 800 - 35 - 8 = 757 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{30,891 \cdot 10^7}{0,8 \cdot 757 \cdot \left(70 \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4}\right)} = 144,97 \text{ N/mm}^2$$

$$M_k = 4,5 \cdot 0,3 - 193,962 \cdot 2,89 - 437,94 \cdot 0,1 + 90,39 \cdot 7,24 = 51,429 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{51,429 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 757 \cdot \left(70 \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4}\right)} = 24,135 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{144,97}{210.000} \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \left(\frac{144,97}{24,135}\right)^2\right) = -0,0117 < 0,4 \cdot \frac{24,135}{210.000} = 0,000046$$

$$w_k = 1,3 \cdot 89,128 \cdot 0,000046 = 0,0053 \text{ mm}$$

En este caso también se cumple que:

$$w_k \leq w_{max}$$

## 9.2. Cálculo del talón

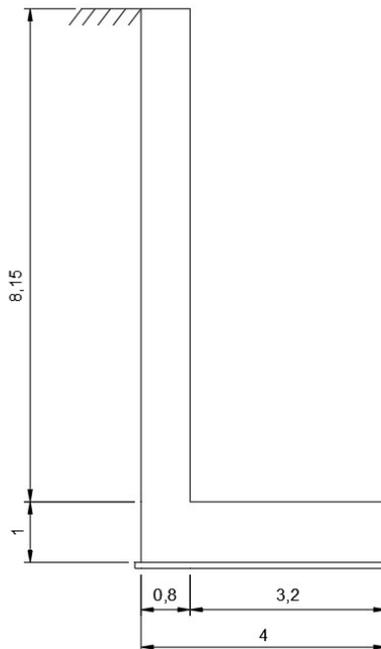
Las fuerzas que actuarán serán las siguientes:

En la cara superior el peso del elemento contenido y el peso propio. En la cara inferior la reacción del terreno. Como resultado de todas fuerzas se originan tracciones en la cara inferior del talón.

En cuanto al armado, se prolongarán las armaduras provenientes del fuste, como se muestra en el “PLANO 6.2. Estribo. Armado”.

## 10. Dimensionamiento de los muros laterales

Al igual que en el dimensionamiento de los muros se comenzará por las dimensiones generales. Estas dimensiones, al igual que los cálculos y comprobaciones, serán útiles para los cuatro muros laterales:



**Dibujo 18. Dimensiones de los muros laterales**

## 10.1. Comprobación de la estabilidad estructural

Estos valores de cálculo serán necesarios para los cuatro muros laterales:

$$\beta = 0^\circ$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\varphi = 35^\circ$$

$$\delta = 0^\circ$$

En cuanto al cálculo de las acciones:

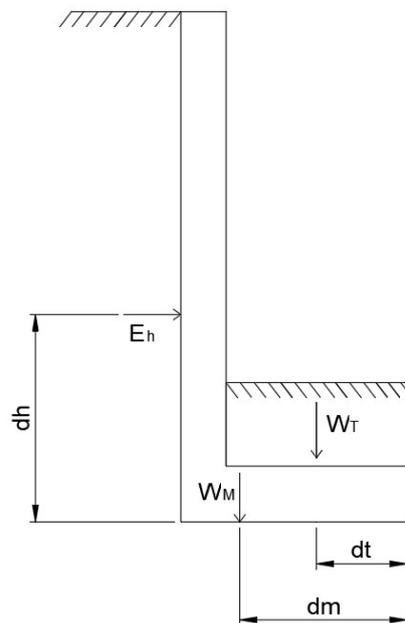
$$W_T = (3,2 \cdot 1,5) \cdot 19 = 91,2 \text{ kN}$$

$$d_t = 2,4 \text{ m}$$

$$W_M = \{(4 \cdot 1) + (8,15 \cdot 0,8)\} \cdot 25 = 249,5 \text{ kN}$$

$$d_m = \frac{(100 \cdot 2) + (163 \cdot 3,6)}{100 + 163} = 2,991 \text{ m}$$

$$d_h = 3,05 \text{ m}$$



Dibujo 19. Esfuerzos que actúan sobre los muros laterales

### 10.1.1. Comprobación al deslizamiento:

La comprobación al deslizamiento se hará con:

$$C_{sd} = \frac{F_{est}}{F_{des}} > \gamma_R ; F_{est} > 1,5 \cdot F_{des}$$

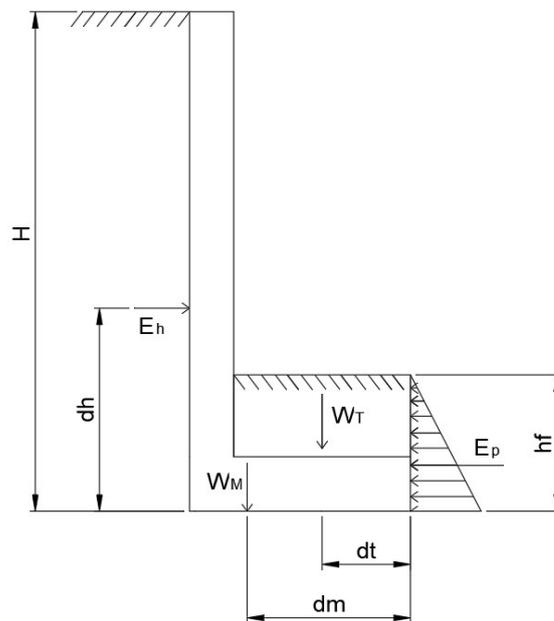
Donde,

$C_{sd}$ , Coeficiente de seguridad al deslizamiento

$F_{est}$ , Fuerza estabilizante

$F_{des}$ , Fuerza desestabilizante

$\gamma_r$ , Coeficiente de seguridad para el material (tabla 2.1. del DB SE-C). Vale 1,5 para situación de dimensionamiento persistente o transitoria.



**Dibujo 20. Esfuerzos que actúan en la comprobación al deslizamiento**

En terrenos granulares:

$$F_{est} = P \cdot \mu + E_p$$

Donde,

P, resultante de los pesos de los distintos elementos del muro y de las zonas de terreno situadas verticalmente sobre la puntera y el talón.

$\mu$ , coeficiente de rozamiento entre el suelo y hormigón. En general será el resultado del correspondiente estudio geotécnico. A falta de datos más precisos, puede tomarse

$$\mu = \tan \frac{2}{3} \cdot \phi$$

$E_p$ , Empuje pasivo frente a la puntera del muro.

El valor del empuje pasivo  $E_p$  puede ser estimado de una manera conservadora mediante la expresión de Rankine

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_f^2 \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)}$$

Donde,

$\gamma$ , densidad del terreno seco.

$h_f$ , profundidad de cimentación.

$\phi$ , ángulo de rozamiento interno del terreno base.

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot 2,5^2 \cdot \frac{1 + \sin(35)}{1 - \sin(35)} = 219,10 \text{ kN}$$

No se disponen de datos de la cohesión del suelo, por lo que no se tendrá en cuenta para este cálculo, esto nos lleva por el lado de la seguridad.

$$F_{est} = (91,2 + 249,5) \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 35\right) + 219,10 = 366,06 \text{ kN}$$

$$F_{des} = E_h + E_v \cdot \mu = E_h$$

$$E_h = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$$

$$E_h = \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot 9,15^2 \cdot \frac{1 - \sin(35)}{1 + \sin(35)} = 215,53 \text{ kN}$$

$$E_v = 0$$

$$F_{des} = 215,53 \text{ kN}$$

$$F_{est} > 1,5 \cdot F_{des} \longrightarrow 366,06 \text{ kN} > 215,53 \text{ kN}$$

Se cumple.

### **10.1.2. Comprobación al vuelco:**

Convencionalmente se supone que el giro del muro se produce alrededor del punto A, correspondiente a la arista exterior del cimiento. La comprobación de vuelco debe satisfacer la siguiente condición general:

$$C_{sv} = \frac{\gamma_{E,est} \cdot M_{est}}{\gamma_{E,des} \cdot M_{des}} > 1$$

$C_{sv}$ , coeficiente de seguridad al vuelco.

$M_{est}$ , momento estabilizante.

$M_{des}$ , momento desestabilizante.

$\gamma_{E,est}$ , coeficiente de seguridad para acciones estabilizantes (tabla 2.1 DB SE-C).  $\gamma_{E,des} = 0,9$ .

$\gamma_{E,des}$ , coeficiente de seguridad para acciones desestabilizantes (tabla 2.1 DB SE-C).  $\gamma_{E,des} = 1,8$ .

El momento desestabilizante esta producido siempre por la resultante de la fuerza de empuje activo, pudiéndose descomponer en la suma de los efectos producidos por sus componentes: un efecto estabilizante de su componente vertical  $E_v$  y un efecto desestabilizante provocado por la componente horizontal  $E_h$ .

$$M_{est} = \Sigma P_i \cdot d_i$$

$$M_{est} = 91,2 \cdot 1,6 + 249,5 \cdot 2,991 = 892,17 \text{ kNm}$$

$$M_{des} = E_h \cdot d_h - E_v \cdot d_v$$

$$M_{des} = 215,53 \cdot 3,05 - 219,10 \cdot 1,666 = 292,35 \text{ kNm}$$

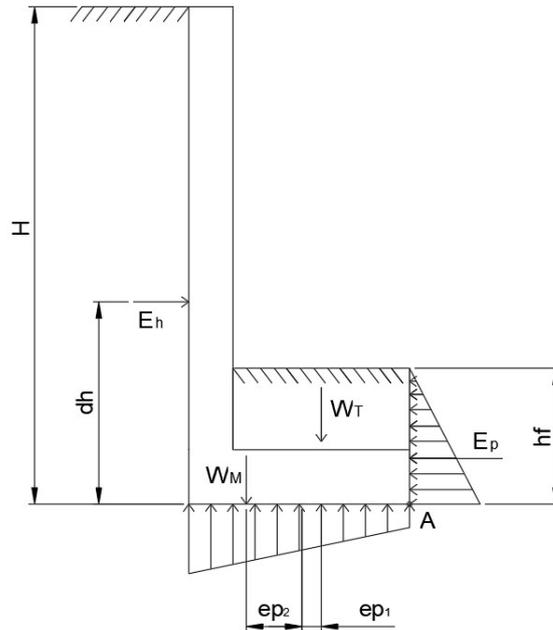
$$C_{sv} = \frac{0,9 \cdot 892,17}{1,8 \cdot 292,35} = 1,52 > 1$$

Se cumple.

### **10.1.3. Comprobación al hundimiento:**

La comprobación a realizar es:

$$\sigma_{max} \leq 1,25 \cdot \sigma_{adm}$$



**Dibujo 14. Esfuerzos que actúan en la comprobación al hundimiento**

Siendo  $\sigma_{adm}$  la tensión de carga admisible en el terreno de cimentación. Además, en el caso de distribución trapezoidal se ha de realizar la siguiente comprobación.

$$\frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \leq \sigma_{adm}$$

La resultante de las fuerzas verticales N vale:

$$N = P + E_v = P$$

$$N = 91,2 + 249,5 = 340,7 \text{ kN}$$

$$M_v = E_h \cdot d_h$$

$$M_v = 215,53 \cdot 3,05 = 657,37 \text{ kNm}$$

$$M_e = P \cdot \left(\frac{B}{2} - e_p\right) + E_v \cdot \left(\frac{B}{2} + f\right) = P \cdot \left(\frac{B}{2} - e_p\right)$$

$$M_e = 91,2 \cdot \left(\frac{4}{2} - 0,35\right) + 249,5 \cdot \left(\frac{4}{2} + 1,01\right) = 901,475 \text{ kNm}$$

En muros de contención, la resultante N de las fuerzas que actúan tiene una cierta excentricidad e. Las tensiones del cimiento sobre el terreno vienen dadas por:

$$\sigma = \frac{N}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot N \cdot e}{B}\right)$$

Donde

$S$ , superficie de la base del muro por unidad de longitud.

$W$ , módulo resistente de la sección.

$B$ , dimensión transversal de la base del muro.

Si se desprecia la contribución del empuje pasivo, lo que nos lleva del lado de la seguridad, y considerando la resultante de esfuerzos aplicados sobre el muro  $R$  con una excentricidad  $e$  respecto al centro del cimiento:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_e - M_v}{N}$$

$$e = \frac{4}{2} - \frac{901,475 - 657,37}{340,7} = 1,283 \text{ m}$$

La validez de la expresión sobre las tensiones queda condicionada a lo siguiente:

$$\frac{e}{B} \leq \frac{1}{6}$$

$$\frac{1,283}{4} \leq \frac{1}{6}$$

$$0,321 \geq 0,166$$

El valor de la tensión máxima es el siguiente:

$$\sigma_A = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e\right)}$$

$$\sigma_A = \frac{2 \cdot 340,7}{3 \cdot \left(\frac{4}{2} - 1,283\right)} = 316,783 \text{ kN/m}^2$$

Volviendo a la comprobación inicial:

$$\sigma_{max} \leq 1,25 \cdot \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{max} \leq 1,25 \cdot 316,783 = 395,978 \text{ kN/m}^2$$

No se producirán asientos de ningún tipo.

## 11. Cálculo del armado de los muros laterales

### 11.1. Cálculo del fuste en los muros laterales

#### 11.1.1. Comprobación a flexión

Para el cálculo de los muros laterales se utilizarán las mismas expresiones que para el cálculo de los estribos.

Por lo tanto, en la cara traccionada (1)

$$\frac{1,2}{1000} \cdot (0,5 \cdot 5) \cdot 10^6 = \frac{\pi \cdot 8^2}{4} \cdot \text{numero de barras}$$

$$n = 59,68 \longrightarrow 60 \varnothing 8$$

Para la cara comprimida (1)

$$\frac{30}{100} \cdot \frac{1,2}{1000} \cdot (0,5 \cdot 5) \cdot 10^6 = \frac{\pi \cdot 8^2}{4} \cdot \text{numero de barras}$$

$$n = 17,90 \longrightarrow 18 \varnothing 8$$

De igual modo, para el mismo tipo de acero, la cuantía mínima horizontal no deberá ser inferior al 4‰ de la sección total del hormigón. Esta armadura deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponer hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista.

Por lo tanto, para la cara vista (5),

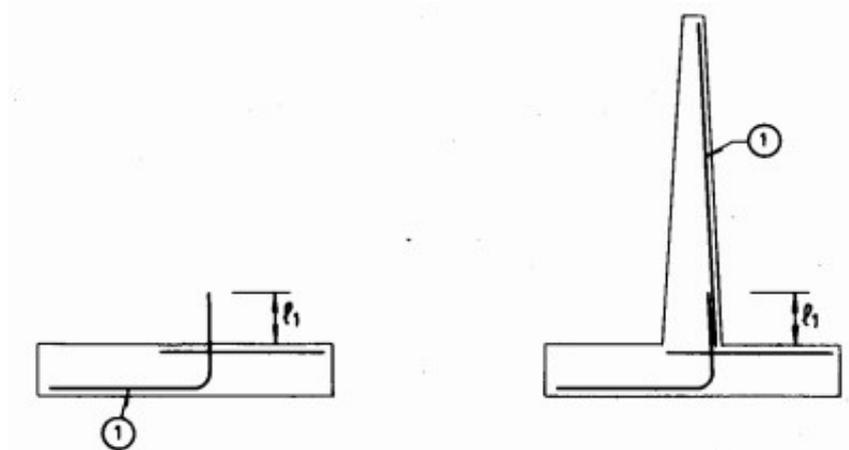
$$\frac{2}{3} \cdot \frac{4}{1000} \cdot (0,5 \cdot 8,15) \cdot 10^6 = \frac{\pi \cdot 12^2}{4} \cdot \text{numero de barras}$$

$$n = 96,08 \longrightarrow 97 \varnothing 12$$

Para la cara no vista (3),

$$\frac{50}{100} \cdot \frac{4}{1000} \cdot (0,5 \cdot 8,15) \cdot 10^6 = \frac{\pi \cdot 12^2}{4} \cdot \text{numero de barras}$$

$$n = 72,06 \longrightarrow 73 \varnothing 12$$



Dibujo 17. Solapes y esperas de la armadura del fuste

La parte inferior de la armadura 1 se dispone en la puntera y en su tramo vertical se dispone en forma de espera, tal y como se muestra en la figura. El solape debe ser de longitud  $l_s$  tal que:

$$l_s = \alpha \cdot l_{b,meta}$$

Donde  $\alpha$  viene dado en la tabla 1 y  $l_{b,meta}$ :

Distancia entre los empalmes más próximos (figura 69.5.2.2.a)	Porcentaje de barras solapadas trabajando a Tracción, con relación a la sección total de acero					Barras solapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20	25	33	50	> 50	
$a \leq 10 \varnothing$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$a > 10 \varnothing$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

Tabla4. Valores de  $\alpha$  (EHE-08)

$$l_{b,meta} = l_b \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

Siendo

$l_b$ , Longitud básica de anclaje en posición 1.

$A_s$ , Área de armadura necesaria.

$A_{s,real}$ , Área de armadura realmente dispuesta.

$$l_b = m \cdot \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

Donde,

$\Phi$ , Diámetro de la barra, en milímetros.

$m$ , Coeficiente numérico indicado en la tabla 2, función del tipo de acero y obtenido a partir de ensayos experimentales de adherencia de barras.

$f_{yk}$ , Limite elástico garantizado del acero, en  $N/mm^2$ .

Hormigoiaren erresistentzia bereizgarria $f_{ck}$ ( $N/mm^2$ )	m	
	B 400 s	B 500 s
25	12	15
30	10	13
35	9	12
40	8	11
45	7	10
50	7	10

Tabla5. Valores de m

$$l_b = 10 \cdot 8^2 \leq \frac{400}{20} \cdot 8 = 640 \text{ cm}$$

$$l_{b,meta} = 640 \cdot \frac{69,23 \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4}}{70 \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4}} = 632,96 \text{ cm}$$

$$l_s = 1,3 \cdot 632,96 = 822,85 \text{ cm}$$

### 11.1.2. Comprobación a esfuerzo cortante

El estribo es una pieza sin armadura cortante, por lo cual solo será necesario realizar una comprobación por agotamiento por tracción en el alma.

Para hacer esta comprobación, antes se ha calculado el momento de fisuración, que viene determinado de la siguiente manera:

$$M_{fis,d} = 0,0233 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

$$M_{fis,d} = 0,0233 \cdot 1000 \cdot 800^2 \cdot 30^{\frac{2}{3}} = 1,439738 \cdot 10^8 \text{ Nmm} = 143,974 \text{ kNm}$$

$$M_{d1} = 215,53 \cdot 2,72 = 586,24 \text{ kNm}$$

$$M_{d1} > M_{fis,d}$$

- Piezas sin armadura de cortante en regiones fisuradas a flexión ( $M_{dl} > M_{fis,d}$ ):

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma para piezas de hormigón convencional y de alta resistencia vale:

$$V_{u2} = \left( \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma_{cd} \right) \cdot b_o \cdot d$$

$$\xi = \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{800}} \right) = 1,5$$

$$\sigma_{cd} = \frac{1.254.170}{5.000 \cdot 800} = 0,31 \frac{N}{mm^2}$$

$$\rho_1 = \frac{60 \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4} + 18 \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4}}{5.000 \cdot 800} = 0,00098$$

$$V_{u2} = \left( \frac{0,18}{1,5} \cdot 1,5 \cdot (100 \cdot 0,00098 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,31 \right) \cdot 1000 \cdot 800 = 243.490,04N$$

$$V_{rd} = 193,962 \text{ kN (ANEXO 9)}$$

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

El muro cumple las condiciones a esfuerzo cortante.

### **11.1.3. Comprobación a fisuración**

La comprobación general del estado límite de fisuración consiste en que se cumpla la siguiente condición:

$$w_k \leq w_{max}$$

Donde  $w_k$  es la abertura característica de fisura y  $w_{max}$  la abertura máxima de fisura, definida por la siguiente tabla:

Clase de exposición	$w_{m\acute{a}x}$ [mm]	
	Hormigón armado	Hormigón pretensado
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 <sup>1)</sup>
IIIa, IIIb, IV, F	0,2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0,1	

**Tabla6. Valores de  $w_{max}$**

En este caso:

$$w_{max} = 0,3 \text{ mm}$$

La abertura característica de fisura se calculara mediante la siguiente fórmula:

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

$$s_m = 2 \cdot c + 0,2 \cdot s + 0,4 \cdot k_1 \cdot \frac{\phi \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

$$A_{c,eficaz} = \frac{800}{4} \cdot 15 \cdot 8 = 24.000 \text{ mm}^2$$

$$s_m = 2 \cdot 35 + 0,2 \cdot 82 + 0,4 \cdot 0,125 \cdot \frac{8 \cdot 24.000}{60 \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4}} = 89,583 \text{ mm}$$

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot 30^{\frac{2}{3}} = 2,896 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{fis} = \frac{2,896 \cdot 1.000 \cdot 800^2}{6} = 30,891 \cdot 10^7 \text{ N/mm}^2$$

$$d = 800 - 35 - 8 = 757 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{30,891 \cdot 10^7}{0,8 \cdot 757 \cdot \left(60 \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4}\right)} = 169,13 \text{ N/mm}^2$$

$$M_k = 215,53 \cdot 2,05 = 441,84 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{441,84 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 757 \cdot \left(60 \cdot \frac{\pi \cdot 8^2}{4}\right)} = 306,17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{441,84}{210.000} \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \left(\frac{169,13}{441,84}\right)^2\right) = 0,00195 \leq 0,4 \cdot \frac{306,17}{210.000} = 0,000583$$

$$w_k = 1,3 \cdot 89,583 \cdot 0,00195 = 0,227 \text{ mm}$$

En este caso se cumple que:

$$w_k \leq w_{max}$$

## 11.2. Cálculo del talón

Las fuerzas que actuarán serán las siguientes:

En la cara superior el peso del elemento contenido y el peso propio. En la cara inferior la reacción del terreno. Como resultado de todas fuerzas se originan tracciones en la cara inferior del talón.

En cuanto al armado, se prolongarán las armaduras provenientes del fuste, como se muestra en el “PLANO 6.3. Muros laterales. Armado”.

ANEXO 11  
ELEMENTOS DEL PUENTE

## Contenido

1. Introducción .....	2
2. Aparatos de apoyo.....	2
3. Juntas.....	3
4. Barandillas.....	4
5. Drenaje .....	4
6. Escaleras de acceso al apeadero de Santa Cruz.....	4

## 1. Introducción

En este apartado se describirán todos los elementos que complementaran el puente, además de las escaleras que dan acceso al apeadero de Santa Cruz.

Los elementos del puente, tienen una gran importancia no ya desde el punto de vista estructural y resistente, sino también desde el punto de vista funcional, de durabilidad y de conservación.

En este anexo, se van a tratar los siguientes puntos:

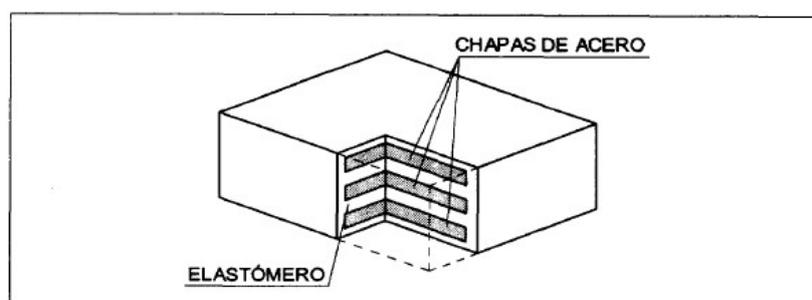
- Los apoyos.
- Las juntas.
- Las barandillas.
- El drenaje.
- Escaleras de acceso al apeadero de Santa Cruz.

## 2. Aparatos de apoyo

Los aparatos de apoyo son los elementos a través de los cuáles el tablero transmite las acciones que le solicitan a las pilas y/o los estribos. Establecen, por tanto, una vinculación entre estos elementos que condiciona en gran medida el diseño de la subestructura y, en menor medida, el del tablero. A este respecto es especialmente importante resaltar el hecho de que la proyectar las zonas de apoyo en pilas y estribos, siempre se ha de tener en cuenta:

- Que sea posible la colocación de todos los dispositivos que se requieran para la sustitución de los apoyos una vez que estos hayan alcanzado su vida Útil.
- Que no se produzca la acumulación de agua, sino que por el contrario se realice una correcta evacuación.

El diseño de los apoyos propiamente dichos está condicionado por las cargas que transmiten el tablero y sus movimientos en la línea de apoyo. Para este caso se utilizara un apoyo común como es el neopreno zunchado.



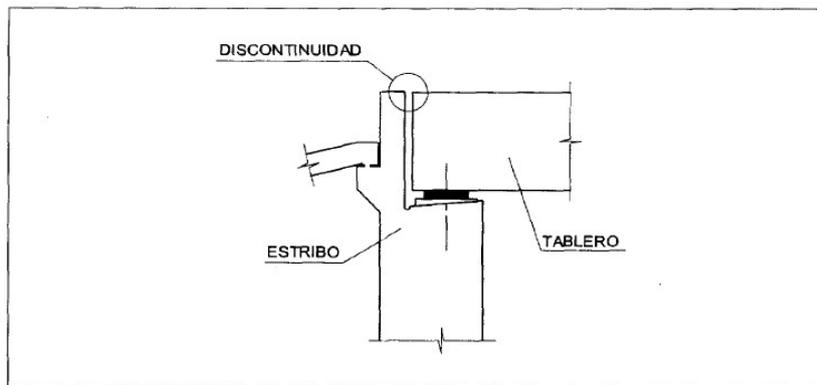
Dibujo 1. Aparato de apoyo, neopreno zunchado

Las cargas verticales condicionan, en principio, las dimensiones en planta del apoyo, mientras que las acciones horizontales y movimientos del tablero, en función de la flexibilidad de la subestructura, suelen condicionar su espesor.

Las dimensiones de los apoyos vienen especificadas en el plano “06.1 Estribos. Acotado”.

### 3. Juntas

Las juntas de calzada son los elementos que salvan las discontinuidades que existen entre el tablero y los estribos.

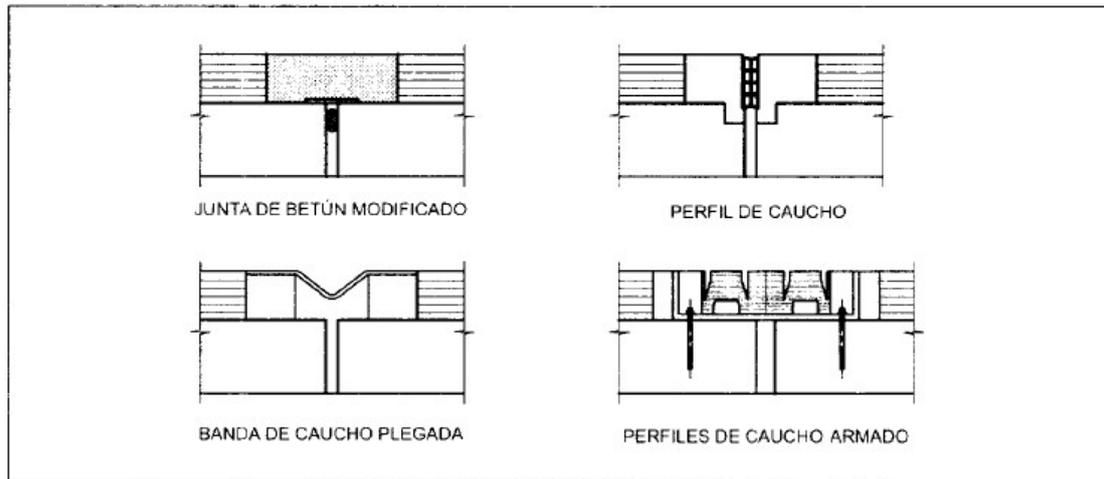


Dibujo 2. Junta entre tablero y estribo

El primer requisito de las juntas será, por tanto, el tener la capacidad suficiente para absorber la totalidad de los movimientos relativos que se producen entre las partes cuya discontinuidad evita. Otros requisitos que deben cumplir las juntas son:

- Tener la capacidad estructural suficiente para resistir las acciones que las solicitan.
- Integrarse en el sistema general de impermeabilización y drenaje del tablero, adaptarse a la geometría de la estructura, y ser estancas, es decir, deben evitar que el agua se filtre a través de ellas o, en su caso, deben disponer de los adecuados sistemas para su recogida y evacuación.
- La calidad de la rodadura sobre ellas no se debe ver sensiblemente mermada con respecto a la plataforma en general.
- Al paso del tráfico no deben ser origen de ruidos significativos o amplificar los que aquél produce.
- Deben estar adecuadamente fijadas a las partes de la estructura que puentean.
- Su durabilidad y las características de su mantenimiento deben ser acordes con el tipo de vía que soporta la estructura.

Los tipos más comunes de juntas aparecen representados en el dibujo 1 donde se indica el nombre técnico que, con frecuencia, se ve sustituido por el nombre comercial.



Dibujo 3. Tipos de juntas

Para este caso, se utilizara una junta de betón modificado.

#### 4. Barandillas

Estos elementos probablemente son, sobre todo en el caso de las obras de paso de luces medias, el elemento más visible de los tableros, por lo que resulta de extraordinaria importancia cuidar su diseño y acabados.

#### 5. Drenaje

El drenaje del tablero es aquel conjunto de elementos destinados a recoger y evacuar el agua de la plataforma, evitando que escurra por el tablero o se acumule en las coronaciones de las pilas y los estribos.

El agua de la plataforma se eliminara mediante una pendiente del 2%, la impermeabilización del tablero y el oportuno sistema de sumideros. Una vez llevado el agua a los sumideros, hay que evitar que entre en contacto con el hormigón o el acero de la superestructura o de la subestructura, mediante el oportuno sistema de recogida y canalización hasta los sistemas de drenaje generales de la carretera.

#### 6. Escaleras de acceso al apeadero de Santa Cruz

La escalera será de hormigón armado. Este se ejecutara en dos tramos y la altura que tendrá que salvar será de 6,3 m. Para el dimensionamiento de la escalera se han seguido las siguientes recomendaciones y formulas:

$$CH = 0,16 A 0,18$$

Donde CH es la contrahuella. Para este caso se ha adoptado el promedio que es 0,17 cm.

Para el número de peldaños:

$$N = \frac{h}{CH}$$

Donde:

N, número de peldaños.

H, altura a salvar.

Por lo tanto:

$$N = \frac{6,3}{0,17} = 37,058$$

Adoptaremos 37 peldaños.

Para la contra huella:

$$CH = \frac{h}{N} = \frac{6,3}{37} = 0,1702$$

En el caso de la huella:

$$2CH + H = 0,65$$

$$H = 0,65 - 2CH = 0,3096$$

Resumiendo:

Numero de peldaños (N) = 37 peldaños

Contra huella (CH) = 0,17 cm

Huella (H) = 0,31 cm

En cuanto a las cargas y el armado de la losa de la escalera, se han adoptado unos valores comunes especificados en el plano” 08. Escaleras”.

ANEXO 12  
PROCESO CONSTRUCTIVO

## Contenido

1.	Introducción .....	3
2.	Etapas constructivas.....	3
2.1.	Desbroce, limpieza y preparación del terreno .....	3
2.2.	Demolición del puente existente .....	4
2.3.	Replanteo .....	4
2.4.	Excavación .....	5
2.5.	Construcción de los estribos, muros laterales y escaleras.....	5
2.5.1	Hormigón de limpieza o de relleno .....	5
2.5.2	Ejecución del cimiento .....	5
2.5.3	Encofrados y colocación de armaduras.....	5
2.5.4	Juntas de retracción y hormigonado.....	6
2.5.5	Vertido y compactación del hormigón.....	7
2.6.	Construcción de la losa .....	7
2.6.1	Apuntalamiento y encofrado .....	7
2.6.2	Colocación del acero de refuerzo interior.....	7
2.6.3	Colocación de las tuberías y conductos para instalaciones eléctricas y de saneamiento.....	8
2.6.4	Colocación del acero de refuerzo superior .....	8
2.6.5	Vaciado.....	8
2.6.6	Curado del concreto.....	9
2.6.7	Des apuntalamiento y desencofrado .....	9
2.7.	Pavimentación asfáltica.....	9
2.7.1	Construcción de terraplenes .....	9
2.7.2	Capa sub base y base .....	9
2.7.3	Riego de imprimación .....	10

2.7.4	Extensión del asfalto .....	10
2.8.	Acabados .....	10

## 1. Introducción

El objetivo de este anexo será definir el proceso constructivo de la renovación del puente explicando detalladamente cada uno de sus pasos. En este anexo se detallarán algunas de las maquinarias necesarias a emplear.

Estas son las diferentes etapas de obra que se deberán seguir:

- Desbroce, limpieza y preparación del terreno
- Demolición del puente existente
- Replanteo
- Excavación
- Construcción de los estribos y muros laterales
- Construcción de la losa
- Pavimentación asfáltica
- Acabados

## 2. Etapas constructivas

### 2.1. Desbroce, limpieza y preparación del terreno

Las operaciones de despeje y desbroce del terreno serán las necesarias para dejar el terreno natural, entre límites de explanación, totalmente libre de obstáculos, maleza, árboles, tocones, vallas, muretes, basuras, escombros y cualquier otro material indeseable a juicio del director de las obras, de modo que dichas zonas quedarán aptas y no condicionen el inicio de los trabajos de excavación.

Esta unidad de obra incluye:

- La extracción y retirada de árboles, tocones, plantas, maleza, broza, escombros, basura, o cualquier material indeseable.
- La incineración de los materiales combustibles no aprovechables.
- Las operaciones de carga, transporte y descarga de los materiales en vertedero autorizado, abono del mismo, así como su apilado o almacenamiento provisional y cuantas operaciones sean precisas hasta su vertido definitivo.
- Todo elemento auxiliar o de protección necesario, como vallas, muretes, etc.
- La conservación en buen estado de los materiales apilados y de los vertederos donde se descarguen los materiales no combustibles y los cánones, indemnizaciones, impuestos, gastos, etc., de los vertederos y de los lugares de almacenamiento, o el extendido y compactación de los materiales en el vertedero de proyecto.
- Cualquier trabajo, maquinaria, material o elemento auxiliar necesario para la correcta y rápida ejecución de esta unidad de obra.

Este apartado incluirá la realización de la zapata correspondiente para la seguida colocación de la grúa.

## 2.2. Demolición del puente existente

La demolición se ejecutará en varias fases:

En primer lugar, se procederá a la retirada de todos los elementos del puente, como por ejemplo los postes, las barandillas, el cableado eléctrico y de telecomunicaciones etc.

En segundo lugar, mediante unos discos, se procederá al corte de la losa, para su posterior retirada mediante grúa. Previamente se habrá tenido que apearse el tubo de aguas potables, ya que este tubo no podrá ser modificado ni alterado. Mientras dure este proceso y como medida de seguridad, se deberán de cancelar todos los pasos de ferrocarriles por las vías inferiores del puente.

Por último, y con sumo cuidado para no dañar las instalaciones subterráneas, se procederá al vaciado de las tierras existentes y al posterior derribo de los muros y estribos mediante excavadoras y de forma manual en caso de ser necesario.

## 2.3. Replanteo

El Contratista procederá al replanteo y estaquillado de puntos característicos de las alineaciones principales partiendo de las bases de replanteo comprobadas y aprobadas por la Dirección de Obra como válidas para la ejecución de los trabajos.

Asimismo, ejecutará los trabajos de nivelación necesarios para asignar la correspondiente cota de elevación a los puntos característicos.

La ubicación de los puntos característicos se realizará de forma que pueda conservarse dentro de lo posible en situación segura durante el desarrollo de los trabajos.

La Dirección de Obra comprobará el replanteo realizado por el Contratista incluyendo como mínimo el eje principal de los diversos tramos de obra y de las obras de fábrica, así como los puntos fijos o auxiliares necesarios para los sucesivos replanteos de detalle.

El Contratista transcribirá y el Director de Obra autorizará con su firma el texto del Acta de Comprobación del Replanteo y el Libro de Ordenes. Los datos, cotas y puntos fijados se anotarán en un anejo al acta.

## 2.4. Excavación

La excavación se realizara a cielo abierto y por medios mecánicos, con excavadoras, y cuyo objeto consiste en alcanzar el plano de arranque de la edificación, es decir las cimentaciones.

Las excavadoras se colocarán en ambos lados del puente y acopiarán todas las tierras en camiones para su posterior transporte a vertedero.

Para la ejecución de los muros a dos caras habrá de tenerse en cuenta la sobre excavación necesaria para encofrado/dsencofrado del trasdós de muro y las labores posteriores de impermeabilización, drenaje y relleno con suficientes garantías de seguridad. Tanto la excavación de los últimos 20 cm como el refinado del fondo no se realizarán hasta que no se vaya a verter el hormigón de limpieza. Asimismo, el corte de la excavación deberá permanecer abierto el menor tiempo posible, debiéndose proceder a la inmediata ejecución del cimiento y del tramo de muro correspondiente.

## 2.5. Construcción de los estribos, muros laterales y escaleras

### 2.5.1 Hormigón de limpieza o de relleno

El hormigón de limpieza tiene por misión crear una superficie plana y horizontal de apoyo de la cimentación del muro y, en suelos permeables, evitar que penetre la lechada del hormigón estructural en el terreno y queden los áridos de la parte inferior mal recubiertos. El espesor mínimo será de 10 cm, el nivel de enrase será el previsto en el proyecto para la base de la cimentación.

### 2.5.2 Ejecución del cimiento

Sobre el hormigón de limpieza se montará el armado de la cimentación, respetando los recubrimientos definidos en la normativa vigente y el proyecto de ejecución, tanto con el fondo como con los laterales de la excavación (separadores).

Si el desplazamiento entre barras es superior al indicado o las esperas se encuentran fuera del límite del espesor del muro, se procederá al corte de las armaduras y a la apertura de taladros en la alineación correcta, la aplicación de resinas previa limpieza con aire comprimido o soplado con bombín, evitando la utilización del agua para la limpieza del taladro, introduciendo posteriormente las armaduras en dichos taladros, asegurándose una adecuada mezcla y relleno de los mismos.

### 2.5.3 Encofrados y colocación de armaduras

Los paneles del encofrado se apearán debidamente con puntales o tornapuntas, recogidos en la parte inferior por durmientes fijados al elemento estructural. Deberán ser capaces de resistir las acciones a las que van a estar sometidos durante el proceso de

construcción y tener la rigidez suficiente para asegurar que se van a satisfacer las tolerancias especificadas en el proyecto.

El encofrado del lateral del muro permitirá el paso de las armaduras en espera y la colocación de juntas de retracción, en su caso. Se deberá de sellar la parte baja del encofrado para evitar la pérdida de lechada, mediante el macizado con terreno húmedo o con la aplicación de espuma de poliuretano.

Las armaduras deberán estar exentas de óxidos no adherentes, cualquier otra sustancia perjudicial, o manchadas con desencofrante, debiéndose limpiar con disolventes volátiles.

Las barras se atarán en sus intersecciones, de forma alternativa, al tresbolillo. La longitud de anclajes y empalme de las armaduras cumplirán las especificaciones del artículo 69.5 de la EHE-08. Los recubrimientos de las armaduras del muro deberán cumplir las especificaciones indicadas en el artículo 37.2.4 de la EHE-08. La distancia entre separadores o calzos no será superior a 50 veces el diámetro de las armaduras o 50 cm, colocándose a la misma altura en las caras opuestas de las armaduras. La distancia máxima entre calzos para conseguir la separación entre emparrillados de ambas caras no será superior a 100 cm. La unión entre estribos y muros laterales, se efectuarán mediante pasadores.

#### **2.5.4 Juntas de retracción y hormigonado**

La junta de hormigonado entre el alzado del muro y el cimiento no debe tratarse, dejando la rugosidad natural del hormigón. Cuando los efectos de la retracción puedan ser importantes se intercalarán falsas juntas, debilitando la sección del muro para predeterminedar el plano de rotura. La separación entre estas juntas será de 8 a 12 m (CTE). No obstante, dependiendo de la altura del muro se recomienda la disposición que se indica en la tabla siguiente:

ALTURA DEL MURO (m)	DISTANCIA RECOMENDADA ENTRE JUNTAS, EN FUNCIÓN DE LA ALTURA DEL MURO (m)
$H \leq 2,40$	3H
$2,40 \leq H \leq 3,60$	2H
$H > 3,60$	H

**Tabla1. Distancia recomendada entre juntas.**

Al objeto de reducir la aparición de posibles fisuras por retracción se relacionan a continuación las siguientes recomendaciones:

- Adecuado control de la relación agua/cemento.
- Utilización de fluidificantes (máximo el 2% del peso del cemento), no sobrepasando el asiento del cono de Abrams los 9 cm.
- Evitar la utilización de acelerantes.
- Colocación de la armadura horizontal al exterior de la cara del muro.

- Disposición de dos barras de 16 mm de diámetro en la coronación del muro, bajo el apoyo del forjado.
- Evitar el desencofrado prematuro en tiempo caluroso (al menos 2 días).
- Realizar un curado intenso. Evitar las juntas de hormigonado en horizontal, deberán ser verticales para minimizar las fisuras de retracción.

### **2.5.5 Vertido y compactación del hormigón**

El hormigón y sus materiales constituyentes deberán cumplir el artículo. 71.3.1-2 de la EHE-08.

El vertido y colocación del hormigón deben efectuarse de manera que no produzca la disgregación de la mezcla. El peligro de disgregación es mayor, en general, cuanto más grueso es el árido y más discontinua su granulometría, siendo sus consecuencias tanto peores cuanto menor es la sección del elemento que se hormigona.

El vertido no debe efectuarse desde gran altura (dos metros como máximo en caída libre). El hormigón debe ir dirigido durante el vertido, mediante trompas de hormigonado u otros dispositivos que impidan su choque libre contra el encofrado o las armaduras, de no ser así, produce inevitablemente la disgregación de la masa, incluso puede desplazar las armaduras o dañar la superficie de los encofrados.

El espesor de las capas o tongadas de hormigón no será superior al que permita una compactación completa de la masa, estando comprendido entre los 30 y 60 cm. Una inadecuada compactación del hormigón en obra puede conducir a una permeabilidad excesiva en el caso de compactación insuficiente o formación de una capa superficial débil en el caso de una compactación excesiva.

## **2.6. Construcción de la losa**

### **2.6.1 Apuntalamiento y encofrado**

Se colocarán los encofrados para darle la forma deseada a la losa y se apuntalarán adecuadamente de manera que se resistan las cargas durante la construcción hasta que se alcance la resistencia propia de cada elemento.

El encofrado será de madera y prefabricado, con la intención de facilitar la ejecución del mismo.

### **2.6.2 Colocación del acero de refuerzo interior**

Luego de haber encofrado y apuntalado correctamente la losa se procederá a la colocación del acero de refuerzo de la misma.

Es importante que las barras se fijen firmemente en su posición para evitar que se muevan cuando esté vaciando el concreto, también se deberá respetar los recubrimientos que deben tener, si es necesario se podrá apoyar sobre tacos de concreto

que tengan una altura igual a la del recubrimiento y una resistencia mayor o igual a la del concreto que se vaciará en la losa.

Se deberán de utilizar los amarres de alambre adecuados para fijar las barras ortogonales y estribos en caso de que los haya. También se deberán dejar los arranques de cabilla con longitudes Adecuadas de los elementos que no serán vaciados junto con la losa.

### **2.6.3 Colocación de las tuberías y conductos para instalaciones eléctricas y de saneamiento.**

Se podrá decidir entre embutir las tuberías y conductos en la losa o si colgarlos para que vayan debajo de la misma, quedando a la vista desde el nivel inferior. De cualquier manera, se deberá de ubicar en su posición antes de vaciar el concreto.

Al igual que el acero, las tuberías se deberán de fijar para que no se muevan durante el vaciado del concreto.

Se deberá tener especial precaución con que la colocación de las tuberías y conductos no afecte la resistencia debido a la pérdida de sección de losa.

### **2.6.4 Colocación del acero de refuerzo superior**

Se colocará el acero superior teniendo las mismas precauciones que con el acero inferior. Si no se requiere de la colocación de barras de refuerzo se colocará la malla electro soldada de acuerdo a los planos de despiece.

### **2.6.5 Vaciado**

Luego de tener todos los elementos de la losa ubicados en su sitio, se llevará a cabo el proceso de vaciado de concreto, el cual puede ser mezclado en obra o traído de una planta de premezclado.

El vaciado se podrá realizar con la utilización de una grúa y un carretón, o mediante la utilización de bombas que lleven el concreto a través de tuberías.

Durante el vaciado se deberá expandir el concreto por toda la losa con rastrillos metálicos y vibrar la mezcla para que se asiente uniformemente y adopte la forma del encofrado evitando así que queden espacios vacíos dentro de la losa que pudieran perjudicar su comportamiento estructural o dejar al descubierto el acero de refuerzo de las tuberías. No se deberán de exceder en el vibrado porque causa la segregación del material, separando el agregado grueso del fino y quedando una lechada de concreto pobre en la parte superior de la losa. Una vez alcanzado el nivel superior de la losa se deberá emparejar la superficie con regletas y palustres para que tenga un acabado liso.

### **2.6.6 Curado del concreto**

El objetivo principal del curado será el de evitar que se evapore el agua de la mezcla, lo que podría producir grietas de retracción debido a la pérdida de humedad y alteraciones en la relación agua/cemento de la mezcla, lo que incide directamente en su resistencia. Para obtener mejores resultados, se recomendará humedecer el concreto durante los primeros 7 días de vaciado.

El proceso del curado empezará incluso antes del vaciado del concreto, al mantener humectado el encofrado, para así evitar la pérdida del agua por la absorción de la madera.

Existen diversas técnicas para curar el concreto, además de la aplicación del agua por medio de mangueras o aspersores también se podrán utilizar membranas impermeables que impiden la evaporación del agua, pero además de costosas, prolongarán el tiempo de curado en casi el doble del tiempo.

### **2.6.7 Des apuntalamiento y desencofrado**

Una vez iniciado el fraguado del concreto se comenzarán a retirar los encofrados laterales de la losa y posteriormente se podrán retirar algunos puntales. El des apuntalamiento se deberá ir haciendo en forma progresiva a medida que van pasando los días, hasta que se puedan retirar todos los puntales y el encofrado a los 21 días.

## **2.7. Pavimentación asfáltica**

### **2.7.1 Construcción de terraplenes**

Primeramente, se procederá al extendido del suelo. El material que componga cada capa deberá ser homogéneo y presentar característica uniforme. En caso contrario deberá conseguirse esta uniformidad mezclándose convenientemente.

Una vez extendida la capa del terreno, se procederá a acondicionar la humedad del suelo.

Efectuada la humectación se procederá a la compactación, cuyo objetivo será el aumentar la estabilidad y resistencia mecánica del terraplén.

### **2.7.2 Capa sub base y base**

Para el proceso de conformación de la capa subbase, se realiza el suministro de agregados granulares para su colocación en conformidad con los alineamientos verticales, pendientes y dimensiones indicadas en los planos del proyecto o establecidos por el Ingeniero supervisor.

### **2.7.3 Riego de imprimación**

Para realizar la imprimación la superficie se debe limpiar de manera que se retire el polvo, barro y demás material suelto, la superficie debe presentar una humedad menor a la humedad de compactación para empezar esta actividad, no se debe imprimir en presencia de lluvias. Cualquier elemento como los sardineles, arboles, etc. que puedan ser manchados deben protegerse antes de empezar la imprimación o el riego de liga.

### **2.7.4 Extensión del asfalto**

La mezcla de concreto asfáltico llega en una volqueta la cual va descargando la mezcla en la tolva de la maquina pavimentadora.

Antes de empezar a extender el material se toma la temperatura de este la cual está a aproximadamente 150 °C. Luego de esto la pavimentadora junto con la volqueta empezaran a avanzar a una velocidad adecuada para extender el material en franjas longitudinales, detrás de la pavimentadora habrá una cantidad de obreros agregando mezcla caliente y enrasándola de manera que la capa se ajuste a las especificaciones de los planos. Finalmente se compacta esta capa.

Luego de extender y compactar la primera franja se empieza a extender y compactar la siguiente franja de material de la misma manera que la anterior, luego se compacta todo el tramo mientras la mezcla se encuentre en condiciones de ser compactada.

Durante este proceso la comisión topográfica se encarga de verificar que los niveles de esta última capa estén acorde a la sección transversal indica en los planos.

## **2.8. Acabados**

Este apartado corresponde a la colocación de las siguientes partidas:

- Colocación de solado de granito en escaleras y acera.
- Colocación de barandilla en escaleras y acera.
- Colocación del bordillo de basalto.
- Colocación de arquetas.
- Colocación de la imposta.
- Ejecución de junta de betún modificado.

## **3. Duración de la obra**

Como se puede ver en el siguiente cuadro, se tiene previsto que los trabajos duren 5 meses.

TRABAJOS	MESES				
	1	2	3	4	5
Desbroce del terreno	■				
Demolición del puente	■				
Replanteo		■			
Excavación		■			
Estribos, muros y escaleras		■	■	■	
Losa				■	■
Pavimentación asfáltica					■
Acabados					■
Seguridad y salud	■	■	■	■	■
Limpieza final de obra					■