



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



Trabajo de Final de Grado:

PROYECTO DE REPOSICIÓN DEL CAMINO EN EL PK 11+446 DEL TRAMO COCENTAINA-MURO DE ALCOY DE LA A-7

Autor: *Chiquillo Ferrándiz, Juan*

Tutor: *Alcalá González, Julián*

Grado en Ingeniería Civil

Junio 2014



ÍNDICE GENERAL

- **DOCUMENTO Nº1. MEMORIA.**

ANEJOS A LA MEMORIA:

- ANEJO Nº1. ESTUDIO DE SOLUCIONES.
- ANEJO Nº2. CLIMATOLOGÍA Y DRENAJE
- ANEJO Nº3. GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA.
- ANEJO Nº4. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA.
- ANEJO Nº5. DIMENSIONAMIENTO DEL FIRME.
- ANEJO Nº6. PLAN DE OBRA.
- ANEJO Nº7. VALORACIÓN DE LAS OBRAS.

- **DOCUMENTO Nº2. PLANOS.**



DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN. OBJETO Y ALCANCE	1
2. CARTOGRAFÍA	1
3. ESTUDIO DE SOLUCIONES	1
4. CLIMATOLOGÍA Y DRENAJE	1
5. GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA	2
6. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA	2
6.1. Modelo de cálculo.....	3
6.2. Valores característicos de las acciones.....	4
6.3. Cálculo del marco.....	7
6.4. Cálculo de las aletas.....	7
7. DIMENSIONAMIENTO DEL FIRME	8
8. PLAN DE OBRA	9
9. VALORACIÓN	9

1. INTRODUCCIÓN. OBJETO Y ALCANCE

El presente proyecto constituye el ejercicio final de grado del autor, y se presenta para cumplir el requisito necesario para la obtención de la titulación de Grado en Ingeniería Civil por la Universidad Politécnica de Valencia.

El trabajo de final de grado fue propuesto por la escuela en modalidad de taller dirigido por D. Julián Alcalá González, profesor de la Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos, y aprobado por la Comisión de Proyectos de la misma.

El objeto de este documento es la definición, cálculo y valoración de las obras de construcción del paso inferior en el PK 11+446 del tramo Cocentaina-Muro de Alcoy de la A-7. El camino que se repone con el paso inferior da salida desde la autopista a la localidad de Muro de Alcoy además de dar acceso a un camino rural.

2. CARTOGRAFÍA.

Nuestro paso inferior se encuentra en debajo de la autopista A-7 que en este punto tiene una formación en terraplén. La autopista por el punto donde se sitúa nuestra estructura tiene un trazado curvo, con un radio de 540 m. El peralte es del 8% hacia el interior de la curva. La diferencia de cota entre el nivel de referencia de la calzada de la carretera y el de la estructura es de 11,84 m, quedando por tanto una máxima altura de tierras de 6,10 m.

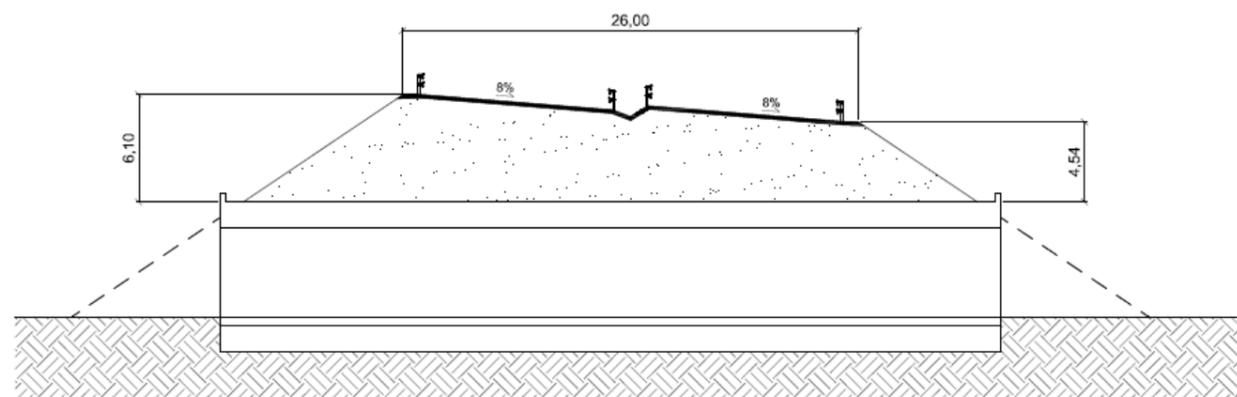


Figura 2. Sección longitudinal del paso inferior.

3. ESTUDIO DE SOLUCIONES

Con el estudio de soluciones se pretende realizar la elección de la alternativa de ejecución del paso inferior óptima para la realización del presente proyecto. Para ello se aplicarán unas técnicas multicriterio que ponderarán cada alternativa, de manera que se escogerá la alternativa con mejor puntuación ponderada. Los criterios establecidos para su posterior asignación de

pesos, son funcionalidad, economía, construcción, impacto ambiental, conservación y eficiencia estructural.

En este anejo se determina que solución, a priori, es la más adecuada para solucionar nuestro problema o necesidad, por esta razón es de vital importancia ya que el resto del proyecto depende de la elección realizada en este anejo.

Las alternativas planteadas fueron las siguientes:

- **ALTERNATIVA 1.** Paso inferior prefabricado con hastiales ejecutados in situ.
- **ALTERNATIVA 2.** Paso inferior ejecutado in situ mediante pórtico.
- **ALTERNATIVA 3.** Paso inferior ejecutado in situ mediante bóveda.
- **ALTERNATIVA 4.** Paso inferior ejecutado mediante cajón hincado.
- **ALTERNATIVA 5.** Paso inferior ejecutado in situ mediante marco.
- **ALTERNATIVA 6.** Paso inferior prefabricado en obra mediante marco.

Tras el análisis multicriterio realizado obtenemos que la solución más adecuada para nuestro proyecto es la alternativa 5, el paso inferior ejecutado in situ mediante marco.

4. CLIMATOLOGÍA Y DRENAJE.

El siguiente anejo no pretende ser un análisis profundo ni de la climatología ni del drenaje de la zona de proyecto. Tan solo se analizan de forma general estos dos aspectos ya que son necesarios para otros anejos.

En cuanto a la climatología se hace un estudio general de los datos climatológicos históricos de la zona para determinar los días en las que las condiciones climatológicas no permiten la realización de ciertas actividades en la obra. Se pretende por tanto determinar los coeficientes de reducción de trabajo por condiciones meteorológicas, esto será de vital importancia para la planificación del trabajo en el plan de obra que realizaremos posteriormente. Se analizan ciertas actividades susceptibles de verse afectadas por el tiempo y se averiguan los coeficientes de reducción del trabajo para cada una de ellas. El resultado es el siguiente:

EXPLANACIONES	HORMIGONADO	MEZ. BITUMINOSAS	RIEGO Y TRAT. SUPER	ÁRIDOS
0,889	0,964	0,881	0,794	0,967

Tabla 4. Coeficientes de reducción de trabajo por actividad.

El análisis del drenaje en la estructura se limita a mencionar las medidas generales que se toman en un paso inferior como el del proyecto en cuanto al drenaje. Toda superficie de hormigón en contacto con la estructura se cubre con pintura asfáltica y así mismo el marco y las aletas se protegen con un geotextil impermeable. En el arranque del muro del marco y de las aletas se coloca un tubo dren ranurado para aumentar la capacidad hidráulica y evacuar las aguas que se filtren en el terraplén.

5. GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA.

En este anejo se realiza una descripción general de las características del terreno desde el aspecto geológico y desde el aspecto geotécnico tanto del terreno de cimentación como del terreno de relleno del terraplén.

En primer lugar se hace una descripción geológica de la zona desde el punto de vista de la estratigrafía, tectónica, geomorfología e hidrogeología. Estas descripciones son de carácter general aplicables para cualquier construcción en la zona.

A continuación se inicia un apartado específico de la cimentación de nuestra estructura. Por una parte analizamos la cimentación del marco de hormigón y por otro lado el de las aletas.

Para la cimentación del marco en primer lugar estudiamos el coeficiente de balasto que ofrece el terreno. Este dato es vital para poder modelizar la estructura a la hora de calcularla. Del análisis del terreno podemos observar que el valor del coeficiente de balasto es insuficiente, es decir, se aleja bastante de un valor aceptable. Por tanto la opción que planteamos es sustituir el primer estrato de terreno por otro de mejores características y que ofrezca un coeficiente de balasto en general más elevado. En el apartado 3.1.1. del anejo nº 4 se detalla con más profundidad el espesor y características del material de sustitución.

El siguiente aspecto que se analiza es la aparición de rozamiento negativo en la estructura. Este efecto es propio de estructuras enterradas, ya que la diferencia de deformabilidad del terreno que hay sobre la estructura y el de los lados de la estructura provoca asientos diferenciales. Esto produce que las tierras situadas a los lados de la estructura “cuelguen” del terreno que está sobre la estructura y produzca una carga añadida sobre el techo del marco. Este efecto se considerará posteriormente en el cálculo. Así mismo se calculará el asiento diferencial que provoca este efecto para tenerlo en cuenta en posibles desperfectos en el pavimento de la calzada superior. Los valores mencionados del rozamiento negativo son los siguientes:

r	15,50 KN/m ²
ΔS_1	1,205 mm
ΔS_2	48,239 mm

Tabla 5.a. Valor del esfuerzo y asientos diferenciales provocados por el rozamiento negativo.

El último aspecto geotécnico a analizar en el marco es la ley de empujes que produce el terreno del terraplén sobre la estructura. Se analizan dos situaciones, el empuje al reposo y el empuje activo. Las resultantes de empujes son las siguientes:

	Profundidad (m)	Activo			Reposo		
		σ_{ha} (KN/m ²)	Resultante (KN/m)	Altura de la resultante (m)	σ_{ho} (KN/m ²)	Resultante (KN/m)	Altura de la resultante (m)
Techo	11,2	40,67	636,00	3,86	61,00	954,00	3,86
Solera	19,7	100,67			151,00		

Tabla 5.b. Resultantes de empuje del terreno.

A continuación se analiza la carga de hundimiento en las zapatas de las aletas. Este cálculo es orientativo ya que se repetirá en el anejo de cálculo teniendo en cuenta las otras comprobaciones de servicio. Se pretende hallar por tanto un valor de la carga de hundimiento y comprobar que no es superado por la carga transmitida de la estructura, analizando dos situaciones también la de corto y la de largo plazo.

Para acabar el anejo geológico-geotécnico se describe extensamente las características sísmicas de la zona y de la modelización de sus efectos sobre la estructura. Se tienen en cuenta dos efectos. Las fuerzas de inercia de la propia estructura y el empuje del terreno en situación dinámica.

El primer aspecto se determina según la NCSP-07 calculando la aceleración sísmica de cálculo y el espectro de respuesta elástica. Por tanto las fuerzas de inercia se modelizan como una fuerza puntual aplicada en el extremo superior del marco. Esta fuerza equivale a 83,71 KN.

Por otro lado las leyes de empujes en sismo se calculan mediante el método de Mononobe-Okabe que la norma establece. Los empujes en situación dinámica siguen una ley triangular invertida. Por tanto el valor del empuje en su punto más elevado tiene un valor de **76,14 KN/m**.

6. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA.

En el presente documento se va a realizar una comprobación resistente de la solución estructural del paso inferior tipo marco, para la realización del “Proyecto de reposición del camino en el PK 11+446 del tramo Cocentaina- Muro de Alcoy de la A7”.

La estructura a calcular es un marco de hormigón de ejecución “in situ” y de dimensiones interiores 12m x 5,5m, con un espesor de hastial de 1,2 m y con un espesor de losa, tanto superior como inferior, de 1,5 metros. La función de cimentación la realizará la losa inferior, que asentará sobre el terreno. Las dimensiones exteriores del marco son de 14,4 m de largo y 8,5 m de alto.

La losa inferior tiene un saliente a cada extremo de 10 cm respecto al muro para facilitar el apoyo del encofrado respecto a los hastiales. Así mismo se han proyectado 4 ménsulas para el apoyo de las losas de transición que estarán situadas en la parte alta de los hastiales con un vuelo de 30 cm. La esquina superior interior del marco se realizara en chaflán para evitar problemas a la hora de desencofrar. Por último a la entrada y salida del marco en la parte superior de este se han proyectado dos impostas de 0,5 m de alto para evitar la caída de elementos desde la autopista superior.

Para la contención del terreno a la entrada y salida del marco, se han provisto unas aletas formando un ángulo de 30° con el eje del camino. A pesar que cada una de las cuatro aletas tiene longitudes diferentes todas tienen una altura variable desde 7,5 m, en el arranque junto al marco, a 1 m, al final del terraplén. Todas las aletas están divididas en dos tramos, uno con altura entre 1 m y 4,25 m y otro con altura entre 4,25 m y 7,5 m. Las cuatro aletas se cimentarán mediante zapata con dimensiones diferentes según sea el tramo bajo o alto de la aleta. El tramo de aleta con menor altura tiene un espesor de muro de 45 cm y una zapata de 55 cm de canto

con una puntera de 0,85 m y un talón de 2,15 m. Por otro lado el tramo de aleta alto tiene un espesor el muro de 75 cm y una zapata con un canto de 85 cm, una puntera de 1,5 m y 4 m de talón. El paramento del intradós es continuo en ambos tramos de aleta y con el paramento interior del marco.

6.1. Modelo de cálculo.

Se determinarán dos modelos independientes entre sí; uno para el marco y otro para las aletas, y se analizarán por separado.

El marco de hormigón se modelizará con el programa de cálculo y obtendremos como resultado los esfuerzos sobre la estructura. El SAP2000 es un programa de elementos finitos tipo viga, si introdujéramos un solo elemento para cada losa y un solo elemento para cada hastial las leyes de esfuerzos obtenidas con el programa diferirían mucho de las reales. Por eso optamos por dividir cada uno de los elementos en 10 elementos tipo barra, de esta forma podemos acercarnos mucho más al caso real y tener una casuística de estados de carga mucho más amplia que con la forma más simplificada. Por tanto las losas superior e inferior y los dos hastiales se dividirán cada uno en 10 módulos de igual longitud.

Para el análisis de todo el marco tan solo modelizaremos una rebanada de 1 m de ancho; esta rebanada soportará las mayores cargas de todo el marco y extenderemos del lado de la seguridad los datos obtenidos para esta rebanada a todo el marco. Esto no es del todo cierto en la realidad, ya que se debería de tener en cuenta el efecto placa que se produce en las losas; este efecto se ve intensificado en losas con directriz curva como es nuestro caso. Pero esto requeriría un estudio que escapa a la dimensión de este proyecto. Con el modelo de cálculo que vamos a utilizar los resultados que obtendremos serán más restrictivos y por tanto del lado de la seguridad.

En cuanto a la relación entre estructura y terreno esta será modelizada mediante el método del coeficiente de balasto. Este método consiste en simular la deformabilidad del terreno como un número finito de muelles con cierta rigidez. Esta rigidez es el denominado coeficiente de balasto, característico de cada terreno y de sus características mecánicas. La obtención del coeficiente de balasto se detalla en el *Anejo nº3. Geología y Geotécnia* y que tomaremos igual a 1kp/cm^2 . Estos muelles se distribuirán a lo largo de la losa inferior; colocaremos un total de 10 muelles haciéndolos coincidir con el final de cada módulo.

A cada una de las barras se les ha asignado una sección: de 1,5 m de canto para la losa superior e inferior y 1,2 m de canto para los hastiales. El canto que se le atribuye a las losas es un poco superior al recomendado para predimensionamiento, que es de un décimo de la luz, ya que la altura de tierras sobre nuestro marco, que será una de las cargas predominantes, es muy grande, por tanto hemos elegido un canto de un octavo de la luz para que esto no nos cause problemas en el futuro cálculo.

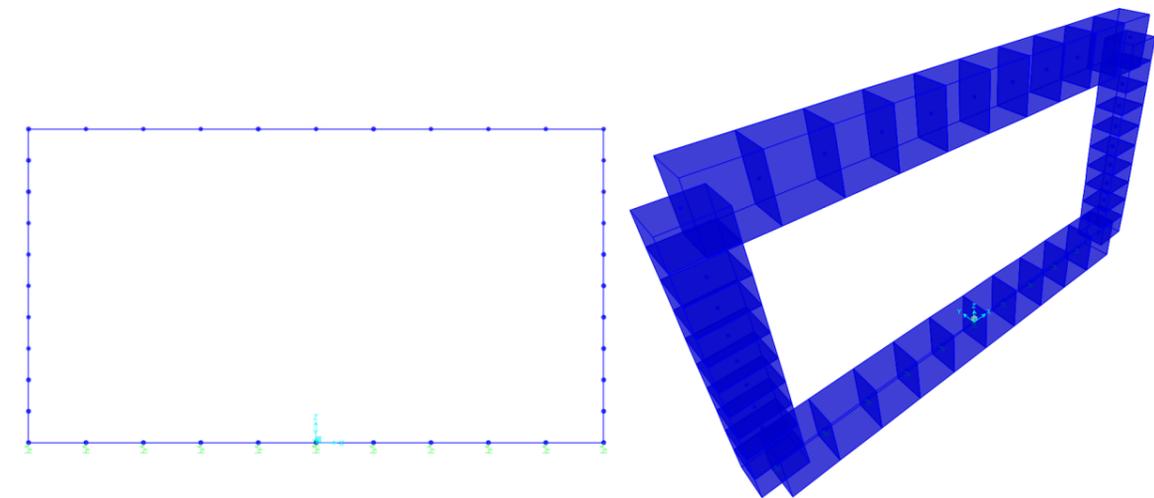


Figura 6.1.a. Modelo de cálculo del marco (SAP 2000).

El otro elemento a modelizar son las aletas. Tenemos cuatro aletas diferentes con longitudes también diferentes, pero todas con alturas idénticas y divididas en dos tramos. Para modelizar esta estructura supondremos que se trata de una ménsula empotrada en el terreno, para el alzado del muro, y el conjunto alzado-zapata para obtener las reacciones del terreno y así calcular la cimentación de las aletas.

Analizaremos dos secciones características de las cuatro aletas. Estudiaremos las secciones más altas de cada tramo de aleta ya que estas son las que mayores acciones soportan. Por tanto estudiaremos una sección de muro con 7,5 m de alto y otra con 4,25 m de alto. Estas dos secciones serán representativas de cada tramo para las cuatro aletas y por tanto los cálculos realizados para una servirán para el resto.

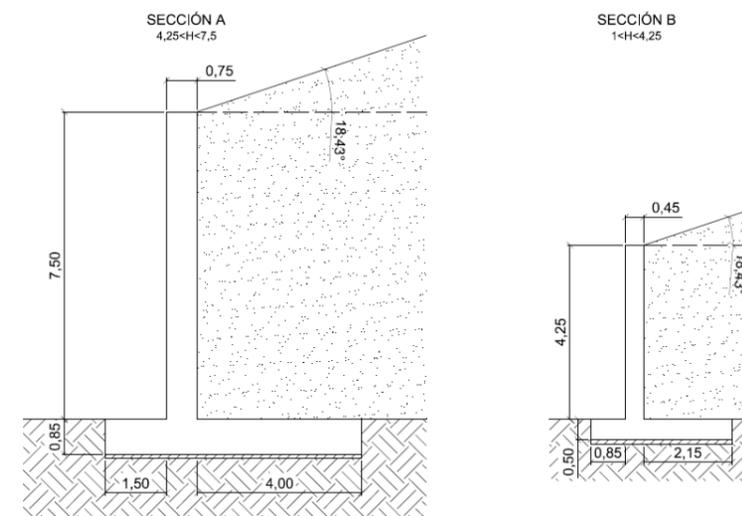


Figura 6.1.b. Geometría secciones tipo aletas.

6.2. Valores característicos de las acciones.

Las acciones que se van a considerar en este anejo de comprobación estructural van a ser las permanentes, tanto de valor constante como no constante, las acciones variables, sólo las sobrecargas de uso, y la acción sísmica. Cada una de estas acciones se detalla en los epígrafes siguientes.

6.2.1. Acciones permanentes de valor constante (G).

Son las cargas permanentes de valor constante, que actúan de forma permanente y sin variación de posición y magnitud sobre la estructura.

❖ *Peso propio.*

Esta acción, correspondiente al peso de los elementos estructurales, es considerada por el software de cálculo empleado. No será necesario introducir la carga de peso propio como acción exterior. Su actuación se tiene en cuenta en el estado de carga para cargas permanentes, que posteriormente se emplea en combinaciones mayorado.

❖ *Cargas muertas.*

Son las debidas a todos los elementos no estructurales que gravitan sobre la estructura. Se considera como tal el peso de las tierras sobre el marco. Así mismo habría que considerar el peso del pavimento de la autopista que pasa sobre nuestro marco, pero esto lo implementamos aumentando la altura de tierras un poco y así nos quedamos del lado seguro.

Como hemos dicho anteriormente la rebanada de marco que vamos a calcular corresponde a la que más altura de tierras tenga, en nuestro caso una altura de 6,10 m de tierras, desde el techo de la losa superior hasta la coronación del terraplén.

Al no tener datos geotécnicos relativos a las características de los materiales del terraplén hemos acudido al *Pliego General de Carreteras* (PG-3) para obtener estos datos. De este documento hemos obtenido que el peso específico aparente que se le exige al material de relleno de terraplenes es de 20 KN/m³.

Con estos datos podemos conocer que fuerza actúa sobre el techo del marco. Esta será una carga distribuida uniforme con un valor de 122 KN/m.

6.2.2. Acciones permanentes de valor no constante (G*).

Estas cargas a diferencia de las anteriores pueden variar en posición o magnitud durante la vida útil de la estructura. En este grupo incluimos los empujes del terreno sobre la estructura.

La obtención del valor del empuje se detalla en el *Anejo nº3. Geología y Geotécnia* donde se presenta la formulación teórica de los coeficientes de empuje y la determinación de las resultantes de empujes.

De la misma forma que hemos hecho en el apartado anterior, al no tener datos relativos al terreno de relleno del terraplén acudimos a bibliografía de referencia para obtener dato sobre las características de este terreno. En concreto nosotros obtenemos los datos de *Curso Aplicado de Cimentaciones* (José María Rodríguez Ortiz; Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid), para obtener los valores de ángulo de rozamiento interno y peso específico de un material apto según el PG-3 para relleno de terraplenes.

❖ *Empuje del terreno al reposo.*

El empuje al reposo será el mayor de los dos considerados y se da lugar cuando no existe movimiento de la estructura hacia el terreno ni viceversa.

Rankine determinó dos expresiones para la determinación del empuje al reposo según el terreno estuviera normalmente consolidado o sobreconsolidado. En nuestro caso el núcleo del terraplén lo consideramos normalmente consolidado y por tanto la expresión a utilizar es la siguiente.

$$k_0 = 1 - \text{sen}\Phi'$$

❖ *Empuje activo del terreno.*

Este empuje debido a que el coeficiente de empuje activo es menor que el del caso anterior dará como resultado una menor resultante. El empuje activo se da en la situación en la que el terreno se mueve hacia la estructura, esto se puede dar en ocasiones en las que la estructura deforme y permita que el terreno se mueva en su dirección.

El empuje activo fue estudiado por Coulomb y este propuso la siguiente expresión para obtener el coeficiente de empuje activo.

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}\Phi'}{1 + \text{sen}\Phi'}$$

Los resultados de ambos empujes se resumen en la siguiente tabla:

	Profundidad (m)	σ_{ha} (KN/m ²)	Activo		Reposo		
			Resultante (KN/m)	Altura de la resultante (m)	σ_{h0} (KN/m ²)	Resultante (KN/m)	Altura de la resultante (m)
Techo	6,1	40,67	636,00	3,86	61,00	954,00	3,86
Solera	15,1	100,67			151,00		

Tabla 6.2.a. Resultante de empujes del terreno.

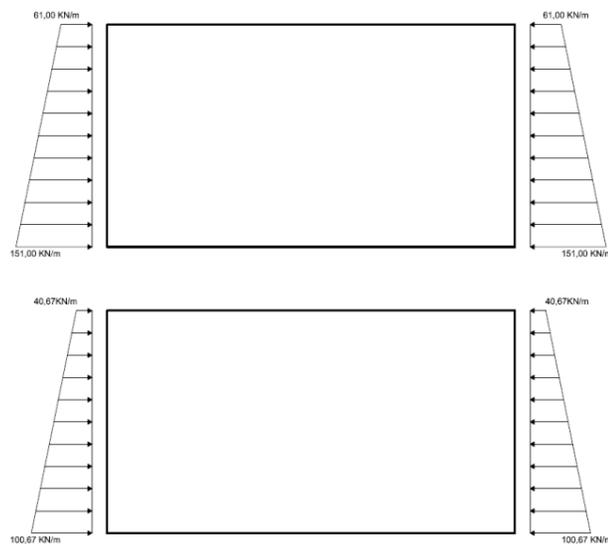


Figura 6.2.b. Esquema de acción de empuje al reposo y activo del terreno.

6.2.3. Acciones variables (Q).

Las únicas acciones variables que hay que considerar en este proyecto son las de sobrecarga de uso. Estas sobrecargas son las producidas por el uso de la autopista que pasa por encima de nuestro paso inferior. Al no disponer de normativa específica sobre las acciones a considerar en este tipo de estructura utilizaremos las que presenta la *Instrucción sobre las Acciones a considerar en el proyecto de Puentes (IAP-11)*.

❖ Sobrecarga de uso distribuida.

En la IAP-11 estipula que se debe de tener en cuenta una carga distribuida de 9 kN/m² sobre toda la calzada de la autopista superior. Así mismo la Guía de Cimentaciones para Obras de Carretera indica que esta sobrecarga puede reducirse por efecto de la profundidad, pero sólo en estructuras donde la profundidad es menor al ancho de la estructura. Nuestra estructura al cumplir este requisito será proyectada con toda la sobrecarga distribuida sin minorar.

❖ Sobrecarga de uso puntual.

La norma de puentes establece una serie de fuerzas puntuales que deben ser tomadas en cuenta a la hora de proyectar la estructura. Tenemos que considerar cuatro fuerzas de 300 kN separadas entre sí en sentido longitudinal 1,20 m y en sentido transversal 2,00 m.

Pero este efecto sobre una estructura enterrada se va diluyendo y repartiendo esta carga en un área mayor en función de la profundidad. Estas cargas se reparten de forma piramidal, con un ángulo de las caras laterales de 60° respecto a la horizontal. De esta forma la carga que llega a la estructura es de menor magnitud pero está repartida en un área mucho mayor.

En concreto sobre la estructura llegará una carga de 16,11 kN/m² y estará repartida en una longitud de 8,24 m en sentido longitudinal. Este carro de cargas se irá concretando en diferentes

casos de carga, cada uno de ellos simulando una posición sobre la losa superior del carro de cargas diferente.

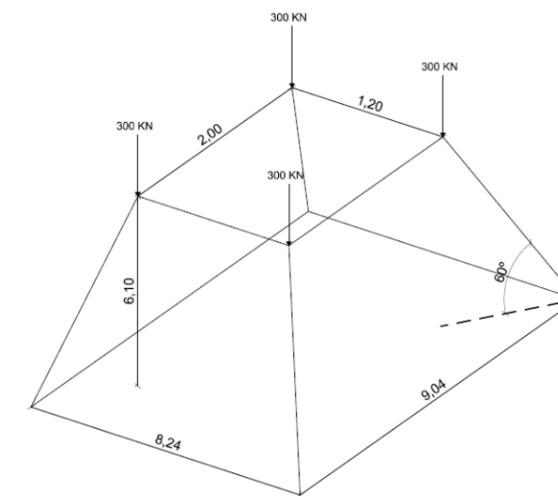


Figura 6.2.c. Esquema transmisión de la sobrecarga puntual.

El valor de la carga en la parte inferior se ha obtenido calculando la tensión que ejercerían las cuatro fuerzas puntuales sobre una chapa infinitamente rígida que tuviera las dimensiones de la sección de la pirámide justo encima del marco.

❖ Sobrecarga empuje terraplenes.

En la normativa también se exige que se tenga en cuenta una sobrecarga en los terraplenes debido al uso de la carretera. La IAP-11 estipula que esta sobrecarga sea de 10 kN/m² que se traduce en un empuje horizontal multiplicando por el coeficiente de empuje activo ($K_a=0,33$) y por tanto una carga final de 3,33 kN/m.

6.2.4. Sismo (A_{Ed}).

La normativa vigente es la *Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-07*, la cual establece los términos municipales con riesgo sísmico.

Las obras de este proyecto se clasifican de importancia especial ya que la destrucción por un terremoto interrumpe un servicio para la colectividad y además imprescindible, ya que la autopista que pasa por encima así lo es.

❖ Aceleración sísmica básica

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica. Dicho mapa suministra, expresada en relación al valor de la gravedad (g), la aceleración sísmica básica (a_b), un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del

terreno, y el coeficiente de contribución (K), que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados y la peligrosidad sísmica de cada punto.

El término municipal afectado por las obras es el de Muro de Alcoy, siendo:

- Aceleración sísmica básica: $a_b/g = 0.07$
- Coeficiente de contribución: $K = 1.0$

❖ Clasificación del terreno. Coeficiente del terreno

A este tipo de terreno se le asigna un valor del coeficiente C de 1.6 según lo indicado en la norma. El coeficiente C no contempla el posible colapso del terreno bajo la estructura durante el terremoto debido a la inestabilidad del terreno como en el caso de arcillas sensibles, densificación de suelos, hundimiento de cavidades subterráneas, movimiento de ladera, etc.

La aceleración sísmica de cálculo se define como el producto de tres términos:

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

Por tanto la aceleración sísmica de cálculo para un terreno tipo III y una estructura de importancia especial:

$$a_c = s \cdot \rho \cdot a_b = 1.28 \cdot 1.3 \cdot 0.07g = \mathbf{0.117g \text{ m}^2/s}$$

❖ Espectro de respuesta elástica

Para la determinación de la fuerza equivalente al sismo es necesaria obtener el espectro de respuesta elástica de aceleraciones (S_a), correspondiente a un oscilador lineal simple. El espectro de respuesta elástica está en función del periodo (T) con el que vibra la estructura ante sismo. Este valor lo obtenemos suponiendo que nuestra estructura vibra como un oscilador simple con una masa igual a la del marco y las tierras que tiene encima.

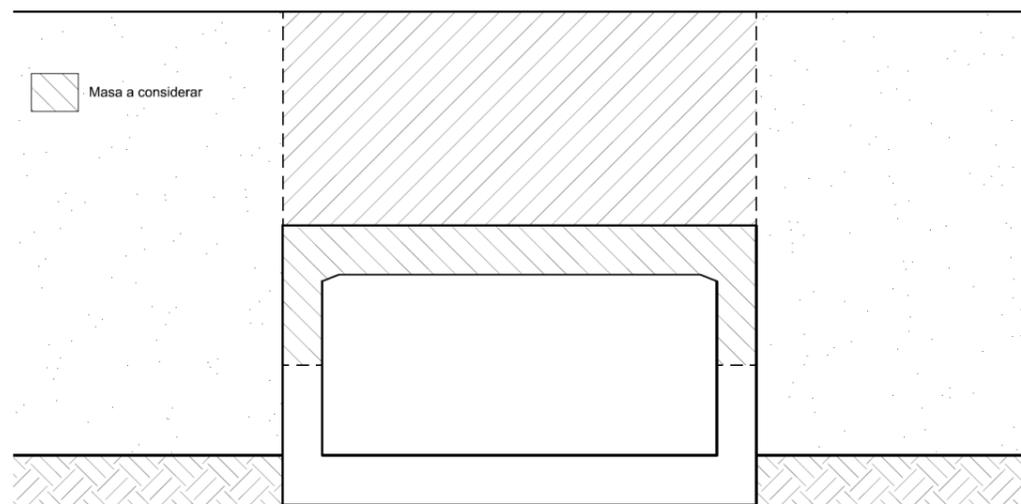


Figura 6.2.d. Croquis de la masa a considerar que vibra en situación de sismo.

La fórmula del periodo de vibración de un oscilador simple es la siguiente:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Siendo:

- M: Masa que interviene en el movimiento de vibración. $M=250,95 \text{ Tn}$
- K: Rigidez del conjunto hastiales y los superior. $K=85984 \text{ KN/m}$

Con todo esto obtenemos un valor del periodo de vibración de 0,399 s. Una vez obtenido este valor ya podemos obtener el espectro de respuesta elástica (S).

Una vez utilizada la formulación que establece la norma obtenemos un valor del espectro de respuesta elástica (S_a) igual a 0.29.

Una vez tenemos los valores del espectro de respuesta elástica y la aceleración sísmica de cálculo podemos determinar que fuerza equivalente habría que aplicar a la estructura para simular los efectos del sismo.

$$F_{eqsismo} = M \cdot a_c \cdot S_a = \mathbf{83.17 \text{ KN}}$$

❖ Ley de empujes del terreno en sismo.

Para acabar de modelar las acciones que actúan durante un sismo en una estructura enterrada cabe caracterizar el comportamiento del terreno situado en el trasdós de la estructura. Para hacer esto recurrimos al método de Mononobe-Okabe o como se explica en el anejo 6 de la NCSP-07 la teoría pseudoestática para el cálculo de empujes sobre muros.

Esta teoría se basa en considerar una ley de empujes inversa a la que se da en la situación estática. Es decir el empuje aumenta con la altura. La ley de empujes sigue la siguiente expresión:

$$E_{AD} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot H^2 \cdot (K_{AD} - K_{AE})$$

Tras realizar los cálculos de los coeficientes de empujes, estático y dinámico leyes de empujes siguen la siguiente expresión:

$$E_{AD} = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot H^2 \cdot (0.427 - 0.333)$$

$$E_{AD}(H = 0m) = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 0^2 \cdot (0.427 - 0.333) = \mathbf{0 \text{ KN/m}}$$

$$E_{AD}(H = 9m) = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 9^2 \cdot (0.427 - 0.333) = \mathbf{76.14 \text{ KN/m}}$$

6.3. Cálculo del marco.

En el siguiente apartado verificaremos que la estructura del marco de hormigón mediante la modelización realizada con el software de cálculo cumple los estados límite oportunos. Mediante la comprobación del estado límite último dimensionaremos la armadura necesaria para la pieza de hormigón. Luego comprobaremos que esta pieza de hormigón armado con la distribución de armadura propuesta cumple los estados límite de servicio de fisuración y de limitación de tensiones tanto del acero como del hormigón.

En primer lugar debemos describir el armado que consideramos necesario en la pieza obedeciendo a las leyes de esfuerzos que observamos como resultado del software de cálculo.

La losa superior tiene un comportamiento como una viga biempotrada con momentos flectores positivos en el centro de vano y negativos en las esquinas. Este elemento al estar sometido principalmente a esfuerzos flectores y siendo los esfuerzos axiales muy inferiores en relación a los flectores la pieza será solo diseñada ante la interacción del esfuerzo flector y de cortante. Estos flectores determinarán la armadura principal de nuestra losa. En la parte inferior de nuestra losa colocaremos una armadura base que cubra toda la longitud de la losa, además esta armadura la aumentaremos con un refuerzo en el centro de vano para que absorba el momento máximo de la pieza. La parte superior de la losa será armado justo al contrario que la anterior; se dispondrá una armadura base de extremo a extremo que cumpla los requisitos de armadura mínima para la parte superior y en los extremos colocaremos unos refuerzos que para cumplir los flectores negativos que aparezcan en los extremos.

Por otra parte los hastiales también siguen una ley de esfuerzos de biempotrada, Pero a diferencia de la losa superior toda la pieza tiene momentos negativos, alcanzándose los máximos momentos flectores en las esquinas. Otra diferencia notable es la presencia de un esfuerzo axial importante a considerar. Ante la presencia de este esfuerzo debemos optar por diseñar esta pieza a flexo-compresión. Así mismo, como hemos mencionado anteriormente, al no disponer de los esfuerzos concomitantes este elemento debe de ser comprobado tanto para el axial máximo como para el mínimo y así abarca toda la casuística intermedia.

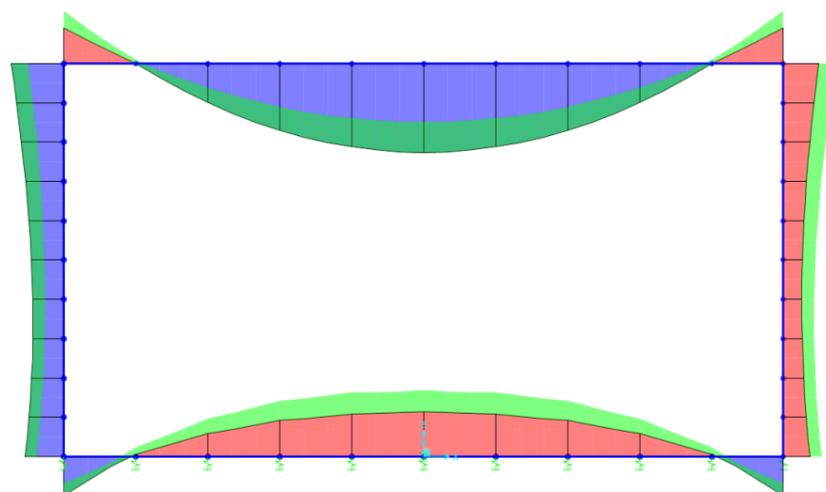


Figura 6.3.a. Leyes de esfuerzos flectores para la combinación ELU persistente. SAP2000.

Por otra parte el esfuerzo cortante produce un efecto en concomitancia con el esfuerzo flector que se traduce en un incremento de la tracción en las armaduras principales. Este efecto debe de ser tomado en cuenta y aumentar el área de armadura en consecuencia. Pero el cortante actuando en solitario también tiene un efecto importante sobre la estructura. Los mayores esfuerzos flectores se producen en los extremos de las losas, y por tanto estas zonas van a necesitar ser armadas antes este esfuerzo. En cambio los hastiales van a ser diseñados para soportar el cortante sin necesidad de cercos.

Tras la comprobación de las losas a flexión simple y los hastiales a flexo-compresión, tanto en estado límite último y en servicio obtenemos la siguiente disposición de armado.

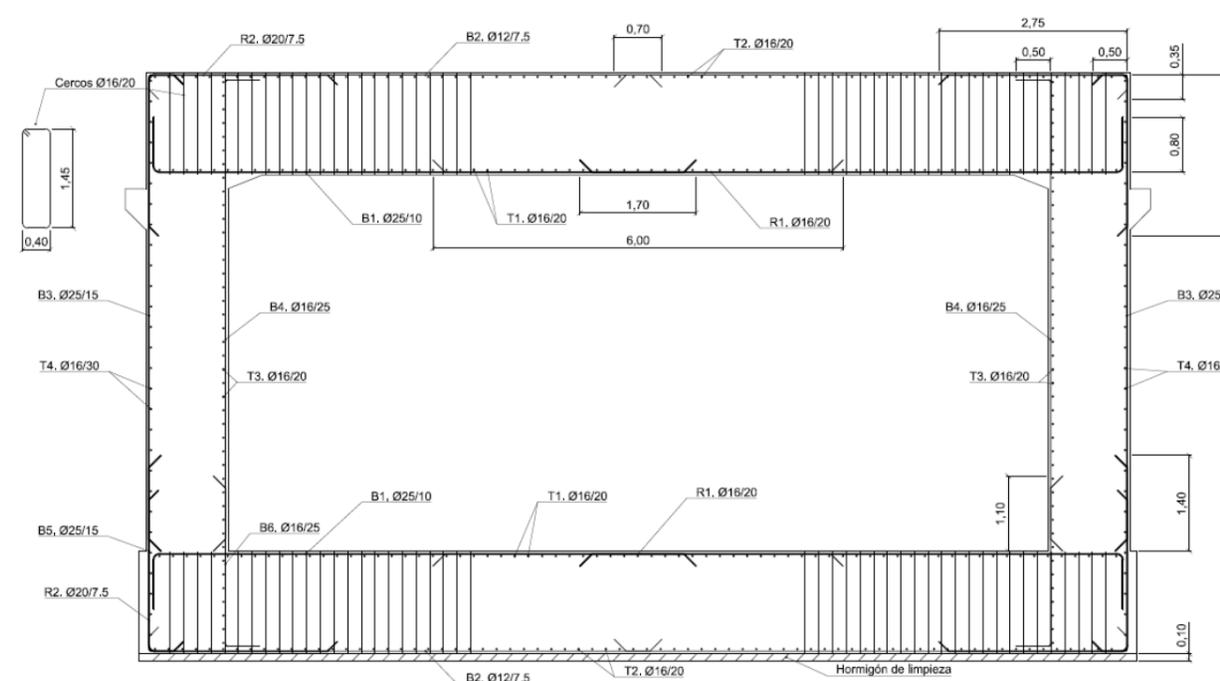


Figura 6.3.b. Sección tipo del armado del marco.

6.4. Cálculo de las aletas.

Como hemos mencionado con anterioridad las aletas son muros ménsula que soportan el empuje de las tierras desde el final del marco hasta que acaba el terraplén. Tenemos cuatro aletas y cada una de ellas está dividida en dos tramos, cada tramo mide la mitad de la longitud total. La división de las aletas en tramos se realiza para evitar tener que diseñar una única zapata que cumpla para la longitud más alta.

El primer paso que debemos realizar para el correcto dimensionamiento de las aletas es calcular las dimensiones de la zapata para que cumpla las limitaciones de servicio que establece la *Guía de Cimentaciones y Obras de Carretera*; estas son: vuelco, deslizamiento y hundimiento.

Con las dimensiones de las aletas ya definidas podemos pasar a comprobar los estados límite últimos y de servicio, y dimensionar de aquí la armadura necesaria en nuestra aleta.

Las cargas que utilizamos para dimensionar nuestras aletas son similares a las del marco, aunque muchas de ellas no aparecen.

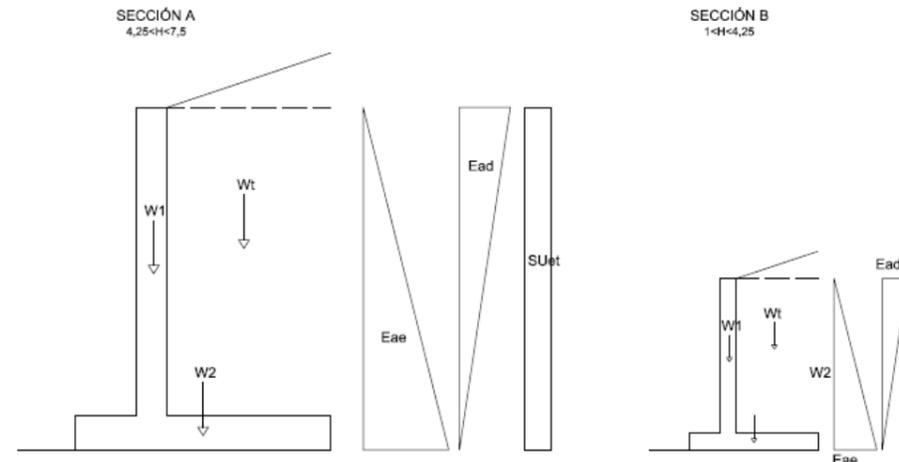


Figura 6.4.a. Croquis de las acciones actuantes sobre las aletas.

Tras realizar las comprobaciones de servicio (vuelco, deslizamiento y hundimiento) obtenemos la geometría final de la estructura. Con esta podemos pasar a determinar las tensiones que la solicitan a partir de las acciones planteadas. Una vez obtenidos los esfuerzos en las secciones críticas podremos determinar el armado de la pieza.

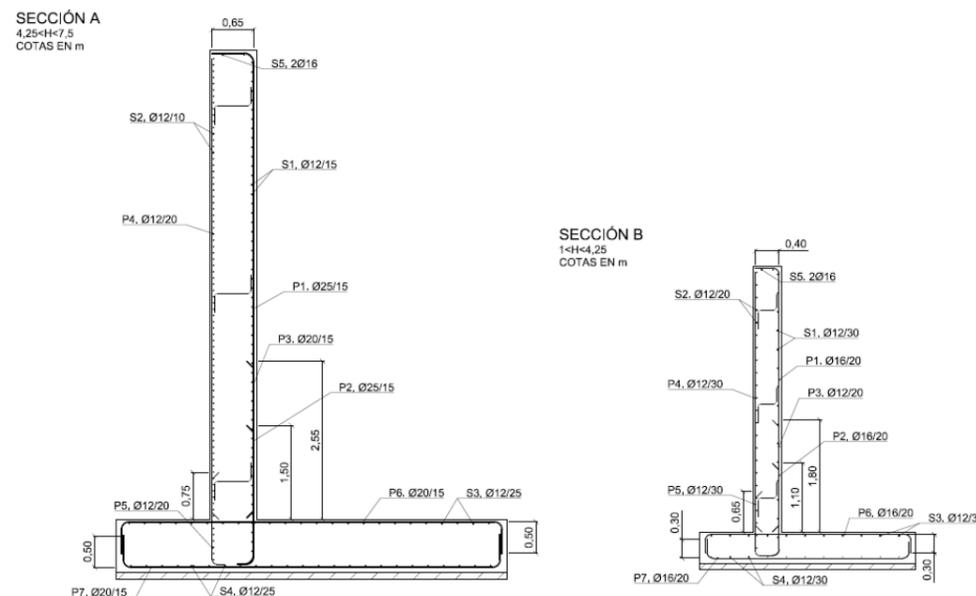


Figura 6.4.b. Sección tipo del armado de las aletas.

7. DIMENSIONAMIENTO DEL FIRME.

En el presente anejo se va a proceder a la determinación de la sección de firme necesaria para la ejecución del trazado superior e inferior. Ésta se va a realizar en función de diferentes factores como las características del tráfico y el drenaje necesario para evacuar las aguas superficiales que afecten al camino. Para ello se ha tenido en cuenta la instrucción de carreteras 6.1 IC relativa a “firmes”. Mediante esta instrucción, siguiendo todas sus normas y recomendaciones se ha llegado a la solución óptima y más adecuada para este tipo de camino y de reposición. Así mismo utilizaremos el *Pliego General de Carreteras (PG-3)* para otras consideraciones.

Según datos basados en aforos realizados la IMD y el porcentaje de pesados en el tramo donde se encuentra nuestra estructura son los siguientes:

$$IMD_{max} (2012) = 7889 \text{ vehículos/día}$$

$$\%pesados = 5,54 \%$$

Se ha elegido una estación de la N-340 para determinar los datos de tráfico. Para determinar la categoría de tráfico debemos hallar la intensidad media diaria de pesados.

$$IMD_{pesados} = 7889 \cdot 0.0554 = 437 \text{ pesados/día}$$

El valor obtenido se encuentra en la categoría de tráfico T2 y por tanto el diseño del firme será en relación a esta categoría.

La sección de firme escogida, según los criterios que estable la norma 6.1-IC, es la **sección 231** que consta de 25 cm de zahorras artificiales y 20 cm de mezclas bituminosas. Siguiendo los criterios que el PG-3 determina para la elección de la mezcla bituminosa elegimos una capa de rodadura de 6 cm de espesor con una mezcla S20, otros 6 cm de mezcla S20 para la capa intermedia, y para la capa base pondremos 8 cm de mezcla G-25.

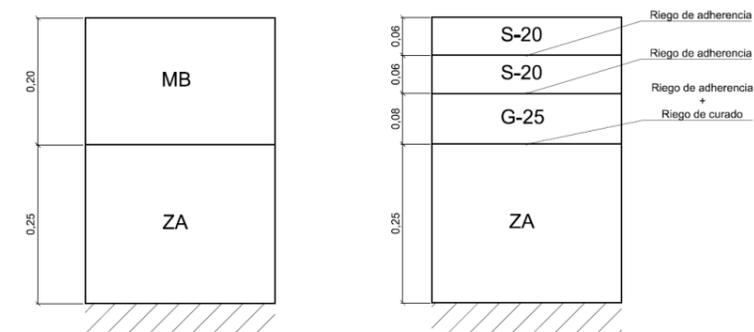


Figura 7. Esquema del firme.

8. PLAN DE OBRA.

Para visualizar la organización de los trabajos y la duración total de la obra se ha propuesto un plan de obra mediante un diagrama Gantt. Este ha sido realizado mediante el software *Microsoft Project*.

La duración de las tareas ha sido calculada por un apreciación y basándose en la experiencia, y además teniendo en cuenta los coeficientes de reducción de trabajo calculados en el *Anejo nº2. Climatología y drenaje*.

9. VALORACIÓN.

En el presente anejo se va a realizar una valoración aproximada de las obras, midiendo y presupuestando las unidades de obra principales. Debido al alcance del trabajo, en este no se realiza una justificación de precios y por este motivo la valoración de la obra no la podemos considerar como el documento nº 4 contractual de Presupuesto. Además en este anejo no se realizará un cuadro de precios nº 2, donde se desglosa el precio de cada unidad de obra; este es otro motivo para considerar este documento como un anejo.

El objeto de este proyecto es el de medir las unidades de obra más importante, obtener el precio unitario de cada unidad de obra y de esta forma obtener un valor aproximado del coste económico de la estructura.

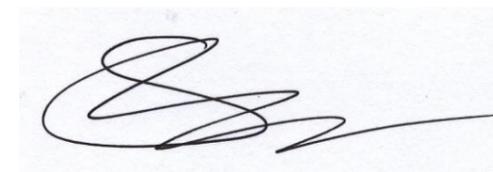
Para la obtención de datos del coste de las diferentes unidades de obra hemos recurrido a la base de datos del *Institut Tecnològic de la Construcció de Catalunya (ITeC)*, en concreto al *Banco Estructurado de Datos de Elementos Constructivos (BEDEC)*. Estos datos se encuentran actualizados a fecha del año 2014.

El resumen por capítulos del coste de la estructura es el siguiente:

IMPORTE TOTAL

	Importe (€)
1 MOVIMIENTO DE TIERRAS.....	90134,31
2 OBRA CIVIL.....	637025,07
3 DRENAJE.....	5904,92
4 FIRMES Y PAVIMENTOS.....	20526,06
TOTAL.....	753590,35

AUTOR DEL PROYECTO:



Fdo: Chiquillo Ferrándiz, Juan.

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
Universidad Politécnica de Valencia.

Valencia, Junio 2014