

## 2.12 ANEJO DE ESTRUCTURAS

### Índice

1. Introducción.....	2
2. Bases de cálculo.....	3
2.1 Criterios de seguridad.....	3
2.2 Acciones actuantes.....	3
2.2.1 Acciones permanentes.....	
2.2.2 Acciones variables.....	
2.2.2.1 Sobrecargas de uso	
2.2.2.2 Acciones térmicas	
2.2.2.3 Otras acciones variables	
2.2.3 Acciones accidentales.....	8
3. Muro del marco.....	8
3.1 Introducción.....	9
3.2 Bases de cálculo.....	11
3.3 Cálculos requeridos para el diseño.....	11
3.3.1 Armadura a flexión	
3.3.2 Armadura a cortante	
4. Dintel del marco.....	18
4.1 Introducción.....	18
4.2 Resistencia a flexión.....	18
4.3 Resistencia a cortante.....	18
5. Longitud de anclaje de las barras.....	19

## 1. Introducción

En este anejo se presentarán las bases de diseño y el dimensionamiento y geometría del conjunto de estructuras que conforman la carretera en su conjunto.

Concretamente este proyecto no contempla viaductos ni muros de contención, bien porque no sean necesarios bien porque pertenezcan a otro proyecto con anterioridad, como el viaducto de la A-7 bajo el cual se conectan las dos glorietas norte.

La única estructura que se proyectará en este anejo es un paso a nivel de forma rectangular que permita la continuidad de un camino agrícola en el punto de coordenadas (-50.08; 858.1; 125)

El camino recibe el nombre de camino de Totalán y no se trata de un camino no asfaltado y mal asfaltado en ciertos tramos de paso si no un camino de acceso a fincas y propiedades privadas.

La siguiente imagen, extraída de google street, muestra el camino a la altura del paso de la carretera CC-80.



Su importancia por tanto justifica la construcción de este paso a nivel.

### **Normativa aplicable**

Se tomarán como bibliografía fundamental tanto para las fórmulas como para la obtención de algunos datos los siguientes documentos.

- Para las cimentaciones superficiales de la estructura se recurrirá a la Guía de cimentaciones en obras de carretera, del Ministerio de Fomento
- Para determinar las acciones que solicitarán la estructura se empleará la IAP-11 (Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera) y la Norma Sismorresistente (NCSE-02) ambas del Ministerio de Fomento.
- Para hallar las dimensiones y las características resistentes del marco estructural se tomará como referencia la EHE-08 (Instrucción del hormigón estructural) del Ministerio de Fomento.

## 2. Bases de cálculo

### 2.1 Criterios de seguridad

El factor principal que va a condicionar el dimensionamiento del marco estructural de hormigón armado será la seguridad.

Para garantizarla desde el punto de vista de resistencia y de funcionalidad una vez puesta en servicio se empleará el método de los estados límites.

En cualquiera de las normativas mencionadas podemos encontrar al menos dos tipos de estados límites junto con sus definiciones, a saber:

- Estado límite último: aquel que al sobrepasarse implica el colapso parcial o total de la estructura. Dentro de este tipo encontramos 3 clases diferentes:
  - De equilibrio: pérdida de la estabilidad estática parcial o total, considerando la estructura como un sólido no deformable.
  - De rotura: por agotamiento resistente o deformación plástica excesiva.
  - De fatiga: referente a sollicitaciones dinámicas, cíclicas o variables.
- Estado límite de servicio: aquel que al sobrepasarse implica dejar de cumplir el objetivo para el cual fue proyectada la estructura, sea por deformaciones inadmisibles, deslizamientos, vibraciones, etc.

### 2.2 Acciones actuantes

Como se comentó, el valor y la presencia de las diferentes acciones que van a afectar a la estructura se recogen en los capítulos de la Instrucción IAP-11, además de la aceleración horizontal que se halló en el anejo sismorresistente.

Las acciones se dividen en permanentes (de valor constante y no constante), variables y accidentales.

#### 2.2.1 Acciones permanentes

##### **Acciones de valor constante**

Son generadas por el propio peso de los diferentes elementos que constituyen la estructura o están de forma indefinida sobre ella. A efectos prácticos se clasifican en peso propio y cargas muertas.

- Peso propio: según la tabla 3.1 a del capítulo 4 de la Instrucción, donde se recogen los diferentes pesos específicos de los materiales más comunes en construcción, el hormigón armado tiene un peso específico de 25 kN/m<sup>3</sup>.  
El peso total se calculará posteriormente una vez se defina la geometría y las dimensiones

del marco.

- Cargas muertas: tendremos por un lado el pavimento bituminoso, por otro la subbase, explanada y si se requiere parte del terraplén hasta zona superior del marco y además los elementos permanentes como las barandillas de protección.

- Para los pavimentos de mezcla bituminosa se adopta un peso específico de 23 kN/m<sup>3</sup>, para los cuales deben tenerse en cuenta dos extremos: los espesores determinados en el proyecto y dicho valor incrementado un 50%.

Sabiendo que el espesor del firme que gravita sobre el marco es de 10 cm, el peso por unidad de área del mismo será de 4.14 kN/m<sup>2</sup>.

- Para la subbase de suelo cemento, con un espesor de 22 cm se adoptará un peso por unidad de área ligeramente menor al del hormigón en masa: 5.32 kN/m<sup>2</sup>

- Para la columna de terraplén que queda sobre el marco se define primero su altura: 4.75 metros de gálibo según estipula el documento "Obras de paso de carreteras" del Ministerio de Fomento.

Ya que el terraplén posee una altura de 7.35 metros el espesor de la columna de tierra tendrá un valor de 2.30 metros y un peso específico de 18.5 kN/m<sup>3</sup>, lo que equivale a 42.55 kN/m<sup>2</sup>.

- Las barandillas de borde tendrán un peso específico de 8kN por metro lineal.

### **Acciones de valor no constante**

Este tipo de acciones hacen referencia a pretensado, características reológicas como la retracción o la fluencia o bien acciones causadas por el empuje del terreno.

- Pretensado: el marco se construirá íntegramente de hormigón armado sin proporcionarle a las armaduras ningún tipo de fuerza de tracción. Por tanto esta acción no se tiene en cuenta.
- Retracción: debido a la evaporación del agua en su composición durante el proceso de endurecimiento y secado el hormigón sufre un acortamiento que puede generar grietas en su superficie.

En el artículo 39.7 del capítulo 8 de la EHE se citan las diferentes variables a tener en cuenta a la hora de estudiar la retracción: grado de humedad del ambiente, dimensiones de la pieza, composición del hormigón y tiempo transcurrido.

- Fluencia: deformación adicional que sufre el hormigón al aplicarse una tensión constante.

En el artículo 39.7 del capítulo 8 de la EHE se estudia este fenómeno, donde la deformación para una tensión constante ocasionada en el intervalo de tiempo  $t_0-t$  es la siguiente:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \sigma(t_0) \left( \frac{1}{E_{cs0}} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{cs28}} \right)$$

donde  $t_0$  y  $t$  se expresan en días.

El primer sumando del paréntesis representa la deformación instantánea para una tensión unidad, y el segundo la de fluencia, siendo

- $E_{cs28}$  Módulo de deformación longitudinal instantáneo del hormigón, tangente en el origen, a los 28 días de edad, definido en 39.6.  
 $E_{cs,t_0}$  Módulo de deformación longitudinal secante del hormigón en el instante  $t_0$  de aplicación de la carga, definido en 39.6.  
 $\varphi(t, t_0)$  Coeficiente de fluencia.

- Empuje activo del terreno: por un lado se tiene el empuje sobre los muros laterales del relleno y por otro el empuje sobre las aletas en cada uno de los extremos del marco.

El cálculo del empuje activo (tanto magnitud y dirección como punto de aplicación) se estudiará mediante la Teoría de Rankine, y estará determinado por el peso específico del terreno, inclinación de la superficie del terreno, ángulo de rozamiento interno, cohesión.

## 2.2.2 Acciones variables

Son acciones que pueden o no actuar y, en caso de hacerlo, pueden tomar diferentes valores en función de las circunstancias.

Los tipos de acciones variables son las siguientes:

### 2.2.2.1 Sobrecargas de uso

Engloban a las cargas producidas por el tráfico rodado. Previamente deben definirse carriles virtuales de anchura  $w$ , según se define en la Instrucción de acciones de puentes.

Al poseer una anchura superior a 6 metros se diseña 13 carriles de anchura virtual 3 metros y anchura remanente de 2 metros.

La normativa recoge una serie de disposiciones relativas a la sobrecarga de uso en caso de que el número de carriles fuera 2 o más.

La numeración de los carriles será creciente comenzando por el borde derecho conforme se asciende por el vial y acabando, tras el carril 12, con la anchura remanente.

### Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos

Se considerará en cada carril virtual un vehículo pesado de peso  $2Q$ , donde  $Q$  es el peso por eje.

La separación transversal entre ruedas es de 1.20 metros y la distancia longitudinal entre ejes de 2 metros, con cada eje transmitiendo un peso de  $0.5Q$  en un cuadrado de  $0.4 \times 0.4$  m<sup>2</sup>.

Los vehículos pesados de carriles virtuales adyacentes deben distar 0.5 metros o más entre ellos.

También debe añadirse una sobrecarga uniforme por unidad de área que varía según el carril.

Dicho esto tendremos pues las siguientes sobrecargas verticales:

Carril	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2Q (kN)	600	400	200	0	0	0	0	0	0	0	0	0
q (kN/m2)	9	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5

### Cargas horizontales debidas al tráfico de vehículos

Se tratan de acciones producidas por el frenado, arranque o cambios de velocidad de los vehículos, y serán fuerzas horizontales uniformes repartidas longitudinalmente a lo largo del puente.

El valor característico de la acción depende de las acciones verticales tomadas en el carril virtual número 1, y se adoptará un valor de  $Q = 370.8 \text{ kN}$  para una longitud del marco de 4 metros.

### Grupos de cargas de tráfico

Se clasificarán las cargas de tráfico según diferentes grupos para tener en cuenta la concomitancia o superposición de las diferentes componentes de las sobrecargas de uso ya mencionadas, como se cita en el apartado 4.1.4 de la IAP.

La tabla 4.1-c define los parámetros correspondientes, que en el caso de este proyecto son los siguientes (obviando que no habrá flujo de peatones ni acera):

	Plataforma		
	Cargas verticales		Fuerzas horizontales
Grupos de cargas	Vehículos pesados	Sobrecarga uniforme	Frenado y arranque
1. Cargas verticales	1200 kN	36.5 kN/m2	
2. Fuerzas horizontales	450 kN	14.6 kN/m2	370.8 kN

#### 2.2.2.2 Acciones térmicas

A efectos de aplicación de esta instrucción se clasifica según el tipo 3: tableros de hormigón armado.

Para hallar las componentes de la temperatura del aire, tanto mínima como máxima se hace uso del mapa de isotermas y tablas de temperaturas mínimas anuales en función de la zona climatológica, para un periodo de retorno de 50 años.

Así,  $T_{\max}$  será  $48^\circ\text{C}$  y  $T_{\min}$  será de  $-7^\circ\text{C}$ , con una variación de temperatura añadida que tiene en cuenta el tipo de tablero, en este caso los valores absolutos de los extremos de temperatura para un tablero de hormigón armado quedaría  $1^\circ\text{C}$  para  $T_{\min}$  y  $50^\circ\text{C}$  para  $T_{\max}$ .

El coeficiente de dilatación lineal para hormigón armado posee un valor de  $10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

### Rango de la componente uniforme de la temperatura

	Valor nominal	Valor de cálculo
<b>Rango de variación en el tablero</b>	49 °C	-
<b>Variación en contracción</b>	14 °C	21°C
<b>Variación en dilatación</b>	35 °C	40 °C

Para  $T_0$  se ha tomado el valor que recomienda la norma en ausencia de información,  $T_0 = 15^\circ\text{C}$  y el valor de cálculo resulta de incrementar cada valor nominal en  $5^\circ\text{C}$  como estipula la Instrucción.

### **Componente de la diferencia de temperatura vertical**

Debido a que sobre el tablero existe una capa de relleno de terraplén, así como en las caras exteriores de las paredes del marco, se considera que la temperatura no varía en dichas caras y se mantienen a una temperatura constante e igual a  $15^\circ\text{C}$  como citaba la normativa.

La fibra superior será más fría, de modo que la diferencia de temperatura vertical es de  $8^\circ\text{C}$  para una sección en losa, y tendrá un coeficiente de influencia de 1 considerando tipo 3 y más de 15 centímetros de espesor de pavimento.

### **Componente de la diferencia de temperatura horizontal**

En la tabla 4.3 -f se recogen las diferencias de temperatura transversales en función del tipo de tablero, longitud del voladizo ( 4 metros en el caso del marco) y del paramento lateral del tablero (20 cm).

El valor de dicha diferencia de temperatura será nulo.

#### **2.2.2.3 Otro tipo de acciones variables**

Debido a que el marco posee una serie de empujes activos del terreno y no está expuesto a la intemperie, no se considerará este tipo de acción.

En cuanto a la nieve, es una zona en que la posibilidad de caída de nieve es prácticamente nula.

#### **2.2.3 Acciones accidentales**

##### **Impactos de vehículos de carretera contra un elemento estructural del puente o pasarela**

En el artículo 5.1.1 de la Instrucción se cita que no se requiere considerar el impacto contra un elemento de sustentación del puente cuando la distancia entre éste y el borde de la calzada sea superior a lo indicado en la reglamentación relativa a barreras de seguridad de la Dirección General de Carreteras.

#### **Acciones sísmicas**

Se halló la aceleración horizontal de cálculo en el anejo de sismicidad, con un valor de  $0.395 \text{ m/s}^2$ , cuya fuerza será la resultante de multiplicar por la masa del marco la aceleración obtenida.

### 3. Diseño del paso a nivel

#### 3.1 Geometría y dimensiones

El paso a nivel se construirá mediante un marco de hormigón armado que atravesará el talud en terraplén a la cota natural del terreno, en el punto (-50.08; 858.1; 125).

La anchura del marco será suficiente como para permitir el paso de un vehículo tipo en un solo sentido, similar a la anchura del camino al que da continuidad.

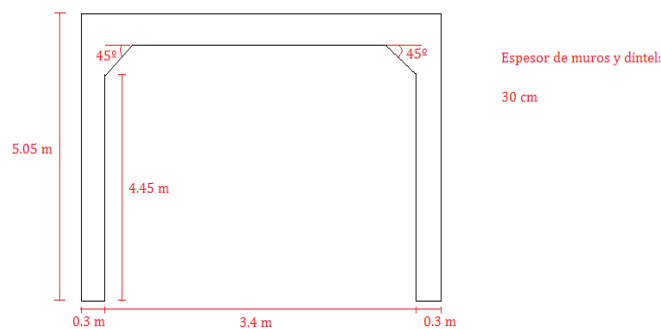
En cuanto a la altura, ésta será de 4.75 metros para respetar el gálibo establecido por la normativa.

La longitud se ha determinado conociendo la base del talud en el punto y a una altura de 4.75 metros, y se ha adoptado un valor de 25.5 metros.

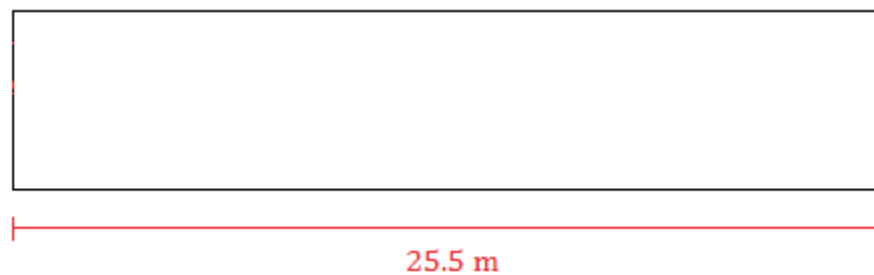
Por otro lado se disponen de aletas de contención que eviten el deslizamiento o caída de material de terraplén hacia la entrada o salida del paso a nivel.

Se parte de una geometría predimensionada y se trata de hallar las armaduras de acero corrugado necesarias para que satisfaga las condiciones de estados límites últimos.

En caso de tener que recalcular se modificará la geometría preestablecida.



*Alzado del marco (sin aletas de contención)*



*Perfil del marco*



### 3.2 Cimentaciones

Se optará por una cimentación superficial como es frecuente en este tipo de estructuras. En concreto se elegirá una zapata corrida bajo cada uno de los muros de sustentación del marco.

Para ello se tienen en cuenta las siguientes acciones ya descritas en apartados anteriores y se clasifican según el tipo en puntuales o uniformes, supuestas aplicadas sobre la propia zapata y el momento que generan respecto de la parte superior de la cimentación.

Se definirá un sistema de coordenadas cartesiano locales para facilitar las referencias a la hora de determinar cargas y puntos de aplicación de las mismas, cuyo origen se refleja en el siguiente esquema.



El esquema representa de nuevo el alzado de la entrada sur del marco.

#### Cálculos y datos previos

- Volumen del marco: 103.3 m<sup>3</sup>
- Volumen de las aletas: 15.3 m<sup>3</sup>
- Área tablero: 102 m<sup>2</sup>
- Ángulo de rozamiento interno y cohesión del terreno: 27° y 193.5 N/m<sup>2</sup> respectivamente.
- Peso específico del terreno: 18.5 kN/m<sup>3</sup>
- Centro de gravedad del marco: (2 ; 4.69 ; 12.75) m, que es el punto de aplicación de la fuerza sísmica.

Carga / zapata	Tipo	Valor	Dirección	Momento sobre cimentación
Peso propio	Uniforme	50.7 kN/m	Vertical negativa	104.1 kN*m/m (Eje z)
Pavimento bituminoso	Uniforme	8.3 kN/m	Vertical negativa	16.6 kN*m/m (Eje z)
Suelocemento	Uniforme	10.7 kN/m	Vertical negativa	21 kN*m/m (Eje z)
Columna terraplén	Uniforme	157.2 kN/m	Vertical negativa	314.4 kN*m/m (Eje z)
Empuje del terreno	Uniforme	6.9 kN/m	Eje X, hacia el interior	17.42 kN*m/m (Eje z)
Tráfico (Puntual)	Puntual	600 kN	Vertical negativa	7650 kN*m (Eje z) y 1200 kN*m (Eje x)
Tráfico (Uniforme)	Uniforme	73.1 kN/m	Vertical negativa	146.2 kN*m/m
Frenado y arranque	Puntual	185.4 kN	Eje X	936.3 kN*m (Eje z) y 2595.6 kN*m (Eje y)
Acción sísmica	Puntual	59.8 kN	Eje Z	762.5 kN*m (Eje y) y 280.5 kN*m (Eje x)

## Diseño de las zapatas

Como se comentó, se diseñará una zapata corrida bajo cada uno de los muros que componen en marco estructural.

Para ello se diseñará en primer lugar desde el punto de vista geotécnico, es decir, que cumpla cada uno de los factores de seguridad que se mencionan en la Guía de Cimentaciones.

- Seguridad frente al hundimiento:

El factor de seguridad frente al hundimiento se define como la relación entre la presión vertical de hundimiento y la presión vertical aplicada sobre la zapata.

Para hallar la presión vertical de hundimiento se empleará la expresión recogida en la Guía de Cimentaciones de Brinch Hansen, según la cual es la resultante de tres sumandos que representan, respectivamente la contribución a la capacidad de soporte de la cimentación de: sobrecarga al nivel de cimentación, de la cohesión y del peso propio del terreno.

La expresión es la siguiente:

$$p_{vh} = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma$$

donde

$p_{vh}$  = Presión vertical de hundimiento.  
 $q$  = Sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación, en el entorno del cimiento.  
 $c$  = Cohesión de cálculo.  
 $\gamma$  = Peso específico del terreno.  
 $B^*$  = Anchura equivalente del cimiento.  
 $N_q, N_c, N_\gamma$  = Factores de capacidad de carga, adimensionales y dependientes del ángulo de rozamiento interno.  
 $d_q, i_q, s_q, t_q, r_q$  = Factores adimensionales para considerar el efecto de la resistencia al corte local del terreno situado sobre el plano de apoyo, la inclinación de la carga, la forma de la cimentación, la proximidad de la cimentación a un talud y la inclinación del plano de apoyo. Los subíndices  $q, c, \gamma$ , indican en cuál de los tres términos de la fórmula polinómica deben aplicarse.

En la siguiente tabla se muestran los valores de cada uno de los factores que integran la expresión:

q	N <sub>q</sub>	d <sub>q</sub>	i <sub>q</sub>	s <sub>q</sub>	t <sub>q</sub>	r <sub>q</sub>	c	N <sub>c</sub>	d <sub>c</sub>	i <sub>c</sub>	s <sub>c</sub>	t <sub>c</sub>	r <sub>c</sub>	γ
185 kN/m <sup>2</sup>	13.2	1.44	0.68	1	1	q	283 N/m <sup>2</sup>	23.9	1.37	0.65	1	1	1	19.6 (kN/m <sup>3</sup> )
N <sub>γ</sub>	d <sub>γ</sub>	i <sub>γ</sub>	s <sub>γ</sub>	t <sub>γ</sub>	r <sub>γ</sub>	Presión vertical de hundimiento: 2397.2 + 77.8 B*								
12.4	1	0.64	1	1	1									

Se adoptará un coeficiente de seguridad frente al hundimiento de 1.5, correspondiente a una combinación de acciones casi permanente.

Por tanto, aplicando la definición de factor de seguridad frente al hundimiento:

$1.5 = (2397.2 + 77.8B^*)/900 / B^*$  y por tanto el ancho reducido  $B^*$  tiene un valor de 56 cm.

Para calcular el ancho real se requiere conocer la excentricidad en la dirección x mediante la expresión  $e = Mz/V$ , siendo  $Mz$  la resultante del momento alrededor del eje z (956.4 kN\*m) y  $V$  la carga vertical (900 kN).

La excentricidad será de 1.06 m, con lo cual cada una de la zapata corrida tendrá una anchura  $B$  de 2.68 metros, longitud  $L$  de 25.5 metros y profundidad de 0.3 metros.

Ello se traduce en una losa continua bajo el muro con un voladizo respecto a la cara externa del muro de 2.68 metros, haciendo una anchura total de 9.36

### 3.3 Muros del marco

#### 3.1 Introducción

En este apartado se calcularán las armaduras necesarias para que los dos muros resistan las diferentes acciones a las que están solicitados.

Por la geometría del problema, igual que en el diseño de las zapatas, se reducirá el cálculo a un muro y posteriormente se extrapola al otro.

Se adoptarán los siguientes coeficientes de seguridad para materiales

Hormigón: $\gamma_c = 1.5$	Acero activo: $\gamma_s = 1.15$
----------------------------	---------------------------------

En cuanto a las acciones, en la tabla 12.a de la EHE-08 capítulo 3 se muestran los diferentes coeficientes de seguridad parciales.

Se considerarán únicamente efectos desfavorables ya que la estructura no permite, independientemente de la colocación de las cargas, obtener una combinación favorable.

Tabla 12.1.a. Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite Últimos

TIPO DE ACCIÓN	Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	-	-	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Las acciones, ponderadas según los coeficientes vistos, son los que se muestran a continuación:

(Como eje de referencia se ha tomado el borde inferior del muro)

Carga / muro	Tipo	Valor	Dirección	Momento sobre muro
Peso propio tablero	Uniforme	14.7 kN/m	Vertical negativa	29.4 kN*m/m (Eje z)
Peso propio muro	Uniforme	7.5 kN/m <sup>2</sup>	Vertical negativa	0
Pavimento bituminoso	Uniforme	8.3 kN/m	Vertical negativa	16.6 kN*m/m (Eje z)
Suelocemento	Uniforme	10.7 kN/m	Vertical negativa	21 kN*m/m (Eje z)
Columna terraplén	Uniforme	157.2 kN/m	Vertical negativa	314.4 kN*m/m (Eje z)
Empuje del terreno	Uniforme	61.5 kN/m <sup>2</sup>	Eje X, hacia el interior	17.42 kN*m/m (Eje z)
Tráfico (Puntual)	Puntual	600 kN	Vertical negativa	7650 kN*m (Eje z) y 1200 kN*m (Eje x)
Tráfico (Uniforme)	Uniforme	73.1 kN/m	Vertical negativa	146.2 kN*m/m
Frenado y arranque	Puntual	185.4 kN	Eje X	936.3 kN*m (Eje z) y 2595.6 kN*m (Eje y)
Acción sísmica	Puntual	59.8 kN	Eje Z	762.5 kN*m (Eje y) y 280.5 kN*m (Eje x)

### 3.2 Bases de cálculo

Según el artículo 22º del Capítulo V de la EHE-08, se considerará el elemento estructural placa cuando la luz mínima sea superior a cuatro veces el espesor medio de dicho elemento. Por tanto se tratarán los muros y el dintel como placas y los cálculos se basarán en dicha definición.

En el artículo 43.1.1. se establece expresión que permite verificar si una estructura es traslacional o intraslacional, entendiéndose como tal aquella cuyos nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto.

$$N_d \leq k_1 \frac{n}{n+16} \frac{\sum EI}{h^2}$$

Siendo  $N_d$  la carga vertical de cálculo que llega a la cimentación con la estructura totalmente cargada,  $n$  el número de plantas y  $h$  la altura total de la estructura.  $EI$  hace referencia a la suma de rigideces a flexión de los elementos en la dirección considerada y  $k_1$  toma un valor de 0,62 según la normativa.

Los valores de dichos parámetros se han considerado:

<b>n</b>	<b>E</b>	<b>I</b>	<b>Nd</b>	<b>h</b>
1	27 GPa	414.53 m <sup>4</sup>	8097 kN	4,75 m

El segundo término arroja un valor de 118291 kN, con lo cual se considera estructura intraslacional.

Por otro lado en el artículo 43.1.2 se recoge la información y condiciones relativas a la inestabilidad de la pieza y cálculos de segundo orden.

Según la norma, en soportes aislados, los efectos de segundo orden pueden despreciarse si la esbeltez mecánica es inferior a una esbeltez límite asociada a una pérdida de capacidad portante del soporte del 10% respecto de un soporte no esbelto.

Aquí se resalta que el fenómeno de inestabilidad no se estudia para el plano transversal ya que el momento de inercia en ese caso es mucho mayor que el plano longitudinal.

Así pues dicho fenómeno se va a analizar únicamente en el plano longitudinal del muro.

La esbeltez límite inferior se halla según la expresión

$$\lambda_{inf} = 35 \sqrt{\frac{C}{\nu} \left[ 1 + \frac{0,24}{e_2/h} + 3,4 \left( \frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

donde:

- $\nu$ : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte  $\nu = Nd/(Ac \cdot fcd)$
- $e_2$ : Excentricidad de primer orden en el extremo del soporte con mayor momento, considerada positiva.
- $e_1$ : Excentricidad de primer orden en el extremo del soporte con menor momento, positiva si tiene el mismo signo que  $e_2$ .
- $h$ : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.
- $C$ : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras cuyos valores son: 0,24 para armadura simétrica en dos caras opuestas en el plano de flexión. 0,20 para armadura igual en las cuatro caras. 0,16 para armadura simétrica en las caras laterales.

<b>Ac</b>	<b>fcd</b>	<b><math>\nu</math></b>	<b><math>e_2/e_1</math></b>	<b><math>e_2</math></b>	<b>h</b>	<b>C</b>	<b><math>\lambda_{inf}</math></b>
7.65 m <sup>2</sup>	16.67 MPa	0.65	1	4.54 m	0.3	0.24	23.01

La esbeltez mecánica del muro es de 633, superior a lo indicado en la norma.

No obstante ambos muros están arriostrados en sus caras externas por las masas de tierra que componen el terraplén, imposibilitando cualquier tipo de inestabilidad en dicha dirección.

La base de cálculo para el diseño de armaduras se cita en el artículo 19.2.1. "Análisis lineal", el cual se basa en la hipótesis de comportamiento elástico-lineal de los materiales constituyentes y en la consideración del equilibrio en la estructura sin deformar.

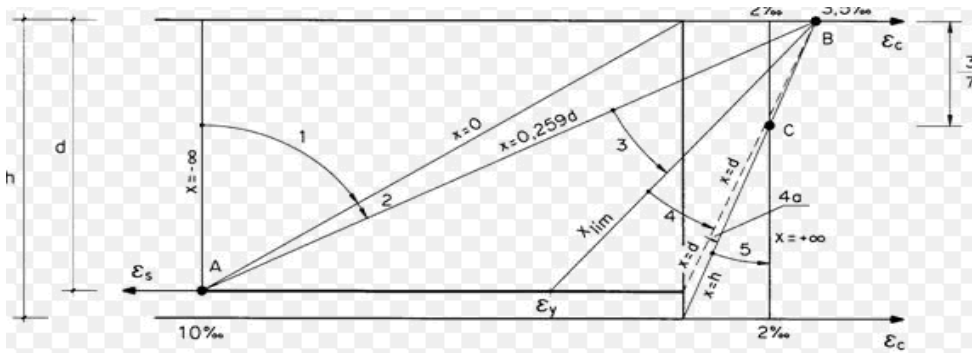
### 3.3 Cálculos requeridos para el diseño de los muros

En el artículo 42.1.3 "Dominios de deformación" se establece una serie de deformaciones límite de las secciones basadas en la naturaleza de las solicitaciones.

Así, se pueden encontrar hasta 6 tipos de regiones o tipos de deformación:

- Dominio 1: Tracción simple o compuesta en donde toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A correspondiente a un alargamiento de la armadura más traccionada del 10 por 1000.
- Dominio 2: Flexión simple o compuesta en donde el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A.

- Dominio 3: Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón  $\varepsilon_{cu}$  definida en el apartado 39.5. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre 0,01 y  $\varepsilon_y$ , siendo  $\varepsilon_y$  el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.
- Dominio 4: Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre  $\varepsilon_y$  y 0.
- Dominio 4a: Flexión compuesta en donde todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B.
- Dominio 5: Compresión simple o compuesta en donde ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión.



*Dominios de deformación del hormigón*

### Recubrimientos

El recubrimiento nominal que deberá aplicarse al elemento de hormigón es la suma de un recubrimiento mínimo que depende del ambiente en que se expone más un incremento del mismo que depende del tipo de control.

Para el recubrimiento mínimo, ha de tenerse en cuenta 3 aspectos fundamentales:

- Será igual o superior al diámetro de dicha barra
- Será igual o superior a 0.8 veces el tamaño máximo del árido

En la página web del Ministerio de Fomento existe una herramienta vía online que permite hallar el recubrimiento mínimo en función del municipio donde se localizará la obra, ya que estima el tipo de ambiente que existe en dicha zona.

En el caso de Málaga Este, se han obtenido los siguientes datos:

Hormigón	Tipo de cemento	Vida útil de proyecto	
		50 años	100 años
Armado	CEM III/A, CEM III/B, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsilice superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%	25	30

Teniendo en cuenta que la vida útil del proyecto será de 50 años, y el control de obra es tipo normal, se requiere un recubrimiento de 35 mm.

### 3.3.1 Armadura a flexión

Se emplearán barras de acero corrugado de 16 mm de diámetro tipo B 400 S, cuyas cuantías mínimas se dividen en :

- Geométrica: se dispondrán un 1,2 por mil de armadura para tracción del muro, y 0.36 por mil para la cara comprimida.

Esto es, 91.8 cm<sup>2</sup> para armadura de tracción y 27.5 cm<sup>2</sup> para la cara comprimida.

- Mecánica: será un 4% de la sección transversal teniendo en cuenta que hay que descontar el recubrimiento, arrojando para tal caso un valor de 2.346 cm<sup>2</sup>.

M lím	M diseño	Capacidad mecánica a tracción	Capacidad mecánica a compresión
265.200 kN*m	1.781,3 kN*m	5.223 kN	13.320 kN

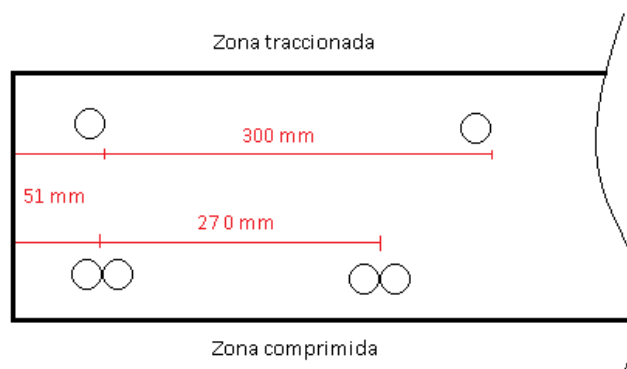
Por tanto se requieren las siguientes áreas transversales de acero:

- Compresión: 383 cm<sup>2</sup>

- Tracción: 151 cm<sup>2</sup>

Empleando barras de acero corrugado de diámetro 1.6 cm, se requerirán 192 barras para la cara comprimida y 76 barras para la cara traccionada.

Las se distribuirán según el siguiente croquis (grupos de dos barras para cara comprimida):



### 3.3.2 Armadura a cortante

Para realizar el cálculo necesario para hallar la armadura que resistirá el esfuerzo cortante hay que verificar que el esfuerzo cortante efectivo, que coincide con el cortante de cálculo (ya que no existe esfuerzo de pretensado ni variabilidad en la sección transversal) es menor simultáneamente que dos valores:

- Vu1: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma
- Vu2: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma

#### Obtención de Vu1

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

$$V_{u1} = K f_{lcd} b_0 d \frac{\cotg \theta + \cotg \alpha}{1 + \cotg^2 \theta}$$

- $f_{lcd}$ : Resistencia a compresión del hormigón.
  - $B_0$ : Anchura neta mínima del elemento.
  - $K$ : Coeficiente que depende del esfuerzo axil. Depende de  $\sigma'_{cd}$ .
  - $\sigma'_{cd}$ : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva) que, en pilares, debe calcularse teniendo en cuenta la compresión absorbida por la armaduras comprimidas.
  - $\alpha$ : Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza.
  - $\theta$ : Ángulo entre las bielas de compresión de hormigón y el eje de la pieza.
- Se adoptará un valor que cumpla:  $0,5 \leq \cotg \theta \leq 2,0$ .

$\sigma'_{cd}$	K	$B_0$	$\theta$	$\alpha$	$f_{lcd}$	Vu1
697.5 kN/m <sup>2</sup>	1.02	25 m	45°	90°	10 MPa	1351.5 kN

#### Obtención de Vu2

Para piezas con armadura a cortante, el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma vale  $V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$  donde:

- 1)  $V_{su}$ : Contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{su} = z \sen \alpha (\cotg \alpha + \cotg \theta) \sum A_{a, \alpha} f_{y, \alpha, d}$$

- $A_{a, \alpha}$ : Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo  $\alpha$  con la directriz de la pieza
- $f_{y, \alpha, d}$ : Resistencia de cálculo de la armadura  $A_{a, \alpha}$
- $\theta$ : Ángulo entre las bielas de compresión de hormigón y el eje de la pieza
- $\alpha$ : Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza
- $z$ : Brazo mecánico. En flexión simple, y a falta de cálculos más precisos, puede adoptarse el valor aproximado  $z = 0,9 d$



$$V_{su} = 82956.5 \cdot A \alpha \text{ kN}$$

2) Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{cu} = \left[ \frac{0,15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{ct})^{1/3} + 0,15 \alpha_l \sigma'_{cd} \right] \beta b_0 d$$

-  $f_{cv}$ : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm<sup>2</sup> de valor  $f_{cv} = f_{ck}$  con  $f_{cv}$  no mayor que 15 N/mm<sup>2</sup> en el caso de control reducido del hormigón

-  $\beta$ : depende del ángulo  $\theta_e$

-  $\theta_e$ : Ángulo de referencia de inclinación de las fisuras, obtenido mediante el método simplificado expuesto en la norma.

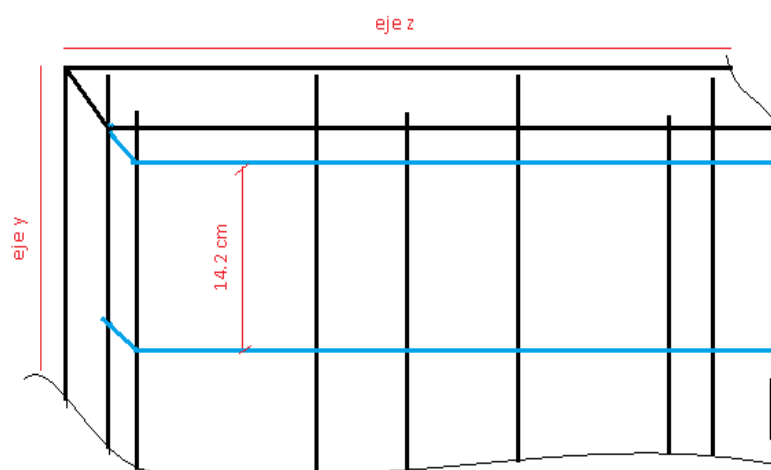
-  $\rho_l$ : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción, pasiva y activa adherente, anclada a una distancia igual o mayor que  $d$  a partir de la sección de estudio

Valores de los parámetros expuestos:

$\sigma_{yd}$	$\sigma_{xd}$	$f_{ct,m}$	$\cot \theta_e$	$\beta$	$f_{ck}$	$f_{cv}$	$\rho_l$	$\xi$	$V_{cu}$
7507.6 kN/m <sup>2</sup>	1058.4 kN/m <sup>2</sup>	2560 kN	2	0.33	25 MPa	15 MPa	0,02	1,87	39.26 kN

Tomando como esfuerzo cortante de diseño 7634 kN, el área de armadura necesaria por metros  $A \alpha$  posee un valor de 7,53 cm<sup>2</sup> por metro lineal en la dirección del eje y para resistir el cortante.

Por tanto se colocarán 7 cercos por metro lineal en dicha dirección, como se muestra en el croquis.



## 4. Dintel del marco

### 4.1 Introducción

El dintel del marco se apoyará en sus dos extremos sobre los muros, ya diseñados en el apartado anterior junto con sus armaduras, asegurando la continuidad en ellas.

Dicha unión se materializará mediante un chaflán a 45°, con forma de triángulo isósceles de lados 30 centímetros.

En cuanto a la base de cálculo y diseño se retoma la misma que se ha empleado para diseñar la armadura a flexión y a cortante de los muros, por análisis lineal.

En relación al recubrimiento aplicado se tomará un valor de 3.5 cm, ya que las condiciones son similares a las anteriores.

### 4.2 Resistencia a flexión

Se emplearán barras de acero corrugado de 40 mm de diámetro tipo B 400 S, cuyas cuantías mínimas se dividen en :

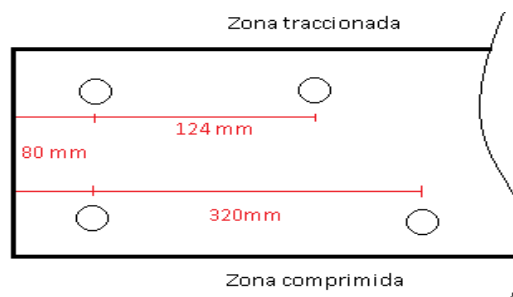
- Geométrica: se dispondrán un 1,2 por mil de armadura para tracción del muro, y 0.36 por mil para la cara comprimida.

Esto es, 14.4 cm<sup>2</sup> para armadura de tracción y 4.32 cm<sup>2</sup> para la cara comprimida.

- Mecánica: será un 4% de la sección transversal teniendo en cuenta que hay que descontar el recubrimiento, arrojando para tal caso un valor de 424 cm<sup>2</sup>.

M lím	M diseño	N diseño	U compresión	U tracción
883,3 kN*m	21.876,5 kN*m	59.8 kN	5.223 kN	13.320 kN

El área de acero requerida para la zona de compresión será de 150.2 cm<sup>2</sup> y el área para la zona de tracción, 383 cm<sup>2</sup>, lo cual se traduce en 12 barras para compresión y 31 barras para tracción.



### 4.3 Resistencia a cortante

### Obtención de Vu1

$\sigma'_{cd}$	K	B <sub>0</sub>	$\theta$	$\alpha$	$f_{lcd}$	V <sub>ul</sub>
4.327 kN/m <sup>2</sup>	1.25	4 m	45°	90°	10 MPa	6625 kN

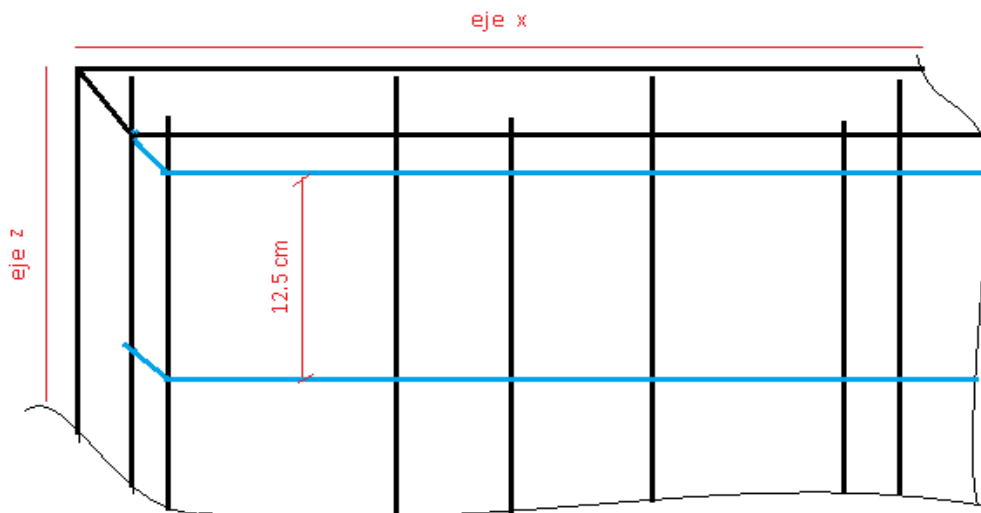
### Obtención Vu2

$$V_{su} = 82956.5 \cdot A_{\alpha} \text{ kN}$$

$\sigma_{yd}$	$\sigma_{xd}$	$f_{ct,m}$	Cot $\theta_e$	$\beta$	$f_{ck}$	$f_{cv}$	$\rho_l$	$\xi$	V <sub>cu</sub>
49,83 kN/m <sup>2</sup>	79,38 kN/m <sup>2</sup>	2560 kN	1	1	25 MPa	15 MPa	0,016	1,87	4757,2 kN

Tomando como esfuerzo cortante de diseño 5059.2 kN, el área de armadura necesaria por metros  $A_{\alpha}$  posee un valor de 7,62 cm<sup>2</sup> por metro lineal en la dirección del eje z para resistir el cortante.

Empleando barras de 16 mm de diámetro se colocarán 8 cercos por metro lineal en dicha dirección, como se muestra en el croquis.



### 5. Longitud de anclaje

La longitud de doblado adoptada para las barras de acero corrugada, según se recoge en la EHE-08, será superior a 64 mm en el caso de diámetros de 16 mm y superior a 280 mm en el caso de barras con diámetro de 40 mm.

**TABLA 66.3 Diámetro mínimo de los mandriles**

Barras corrugadas	Ganchos, patillas y gancho en U (ver figura 66.5.f)		Barras dobladas y otras barras curvadas	
	Diámetro de la barra en mm		Diámetro de la barra en mm	
	$\phi < 20$	$\phi \geq 20$	$\phi \leq 25$	$\phi > 25$
B 400 S	4 $\phi$	7 $\phi$	10 $\phi$	12 $\phi$
B 500 S	4 $\phi$	7 $\phi$	12 $\phi$	14 $\phi$

Teniendo esto en cuenta, con objeto de estandarizar el doblado y las patillas se adoptará un valor de 28 cm para las barras de acero de los muros laterales y dintel.

En cuanto a la longitud de anclaje de las barras, ésta no podrá ser inferior a:

- 10\* diámetro
- 15 cm
- 1/3 l. Básica de anclaje para barras traccionadas y 2/3 para barras comprimidas

La longitud básica de anclaje neta para barras en posición I se calcula como  $l_{b,neto} = l_b \beta (A_s / A_{s,real})$

donde la longitud básica será:  $l_{bl} = m \phi^2$  no menor de  $(f_{yk} / 20) \phi$  (m = 12 según la tabla correspondiente de la EHE-08).

Tipo barra	Diámetro (mm)	L. Básica adoptada (mm)
Muro comp.	16	10 cm
Muro tracc.	16	5 cm
Dintel comp.	40	15 cm
Dintel tracc.	40	15 cm

Y la longitud básica neta de anclaje que deberá tenerse en cuenta en obra:

Tipo barra	Diámetro (mm)	Lb	B	As (m2)	As,real (m2)	Lb neta (m)
Muro comp.	16	10 cm	1	383.00	386.04	9.92
Muro tracc.	16	5 cm	1	151.00	152.81	4.94
Dintel comp.	40	15 cm	1	150.20	150.80	14.94
Dintel tracc.	40	15 cm	1	383.00	389.56	14.75

Para el coeficiente B de la expresión anterior se ha tenido en cuenta una prolongación recta, según se refleja en la tabla correspondiente de la EHE-08.

La pequeña diferencia entre ambas longitudes permite tomar la longitud básica como la de cálculo.