

**1.4 CONTRATO DE ORDEN NO. 6 -
(SUSCRITO CON AENA AEROPUERTOS)**

PROYECTO CONSTRUCTIVO

Expte. DIA 1493/06

ADECUACIÓN DEL CAMPO DE VUELOS
DEL AEROPUERTO DE LA PALMA

ANEJO ESTRUCTURAS

NOVIEMBRE 2009

| | |
|---|---------|
| COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS AERONÁUTICOS | |
| 17/12/2009 | E090126 |
| V I S A D O | |



ÍNDICE

| | |
|--|-----------|
| 1. MARCO PASO INFERIOR CARRETERA LP – 5 | 1 |
| 1.1. INTRODUCCIÓN..... | 1 |
| 1.2. CONCEPTOS PREVIOS..... | 2 |
| 1.3. DIMENSIONES | 3 |
| 1.4. MATERIALES Y DATOS DEL TERRENO | 4 |
| 1.5. ACCIONES..... | 5 |
| 1.5.1. ACCIÓN PERMANENTE: PESO PROPIO | 5 |
| 1.5.2. ACCIÓN PERMANENTE: ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO..... | 5 |
| 1.5.3. ACCIÓN VARIABLE (SOBRECARGA) | 6 |
| 1.5.4. ACCIONES ACCIDENTALES (SISMO)..... | 7 |
| 1.6. HIPÓTESIS DE CARGA Y COEFICIENTES DE PONDERACIÓN..... | 8 |
| 1.7. MÉTODO DE CÁLCULO..... | 9 |
| 1.8. DIMENSIONAMIENTO Y ARMADO..... | 9 |
| 1.9. RESULTADOS DE CÁLCULO | 11 |
| 1.10. LISTADOS | 12 |
| 2. MUROS DE CONTENCIÓN PARA VIARIO DE ACCESO A PARCELA DE HANDLING Y RELLENO POSTERIOR..... | 13 |
| 2.1. INTRODUCCIÓN..... | 13 |
| 2.2. SOLUCIÓN CONSTRUCTIVA PLANTEADA..... | 13 |
| 2.3. MATERIALES Y DATOS INICIALES..... | 16 |
| 2.4. ACCIONES..... | 18 |
| 2.4.1. ACCIÓN PERMANENTE: PESO PROPIO | 18 |
| 2.4.2. ACCIÓN PERMANENTE: ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO..... | 18 |
| 2.4.3. ACCIÓN VARIABLE (SOBRECARGA) Y ACCIONES ACCIDENTALES (SISMO)..... | 21 |
| 2.5. HIPÓTESIS DE CARGA Y COEFICIENTES DE MAYORACIÓN | 22 |
| 2.6. ESTABILIDAD EXTERNA DEL MURO | 23 |
| 2.6.1. FACTOR DE SEGURIDAD FRENTE AL VOLCAMIENTO..... | 23 |
| 2.6.2. FACTOR DE SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO..... | 24 |
| 2.6.3. FACTOR DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO DE LA BASE..... | 25 |
| 2.6.4. TENSIONES SOBRE EL TERRENO | 25 |
| 2.7. ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DEL MURO..... | 26 |

| | |
|--|-----------|
| 2.8. LISTADOS..... | 27 |
| 3. RESA PISTA RWY 19. ESTRIBO | 28 |
| 3.1. INTRODUCCIÓN..... | 28 |
| 3.1.1. Descripción de la estructura..... | 28 |
| 3.1.2. NORMATIVA UTILIZADA..... | 32 |
| 3.1.3. DOCUMENTACIÓN DE REFERENCIA..... | 32 |
| 3.1.4. PROGRAMAS DE CÁLCULO UTILIZADOS..... | 33 |
| 3.2. BASES DE CÁLCULO..... | 34 |
| 3.2.1. CRITERIOS DE SEGURIDAD..... | 34 |
| 3.2.2. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES | 35 |
| 3.2.3. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES | 41 |
| 3.2.4. VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES..... | 42 |
| 3.2.5. COMBINACIÓN DE ACCIONES..... | 43 |
| 3.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES..... | 45 |
| 3.3.1. Materiales..... | 45 |
| 3.3.2. Niveles de control..... | 46 |
| 3.3.3. Coeficientes parciales de seguridad para la resistencia | 47 |
| 3.4. COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO | 48 |
| 3.4.1. Estado Límite de deformaciones de la estructura..... | 48 |
| 3.4.2. Estado Limite de fisuración del hormigón | 48 |
| APÉNDICE A. MURO FRONTAL | 50 |
| APÉNDICE B. MUROS DE ACOMPAÑAMIENTO..... | 69 |

1. MARCO PASO INFERIOR CARRETERA LP – 5

1.1. INTRODUCCIÓN

El presente documento comprende los cálculos justificativos de la ampliación del Marco de la carretera LP – 5 a través del cual se le proporciona comunicación al Aeropuerto de La Palma con los municipios de Santa Cruz de La Palma y Breña Baja.

Los cálculos se han realizado mediante el programa informático CYPE-MARCOS, el cual emplea un modelo de elementos finitos triangulares tipo lámina gruesa tridimensional. Estos se justifican mediante los listados de datos y resultados, al final de este anejo.

El dimensionado y cálculo de las estructuras se ha revisado de acuerdo a las publicaciones siguientes:

- "Instrucción de Hormigón Estructural EHE / Comisión Permanente del Hormigón". 4ª edición. Ministerio de Fomento, Madrid, 1999.
- "Guía de Cimentaciones para Obras de Carretera", Ministerio de Fomento, Madrid, 2003.
- "Instrucción sobre las Acciones a Considerar en Proyectos de Puentes de Carretera", IAP-98, Madrid, 1998.
- "Marcos – Manual de Usuario". CYPE Ingenieros, Alicante, 2002.

El método de cálculo aplicado es de los Estados Límites, en el que se pretende limitar que el efecto de las acciones exteriores ponderadas por unos coeficientes, sea inferior a la respuesta de la estructura, minorando las resistencias de los materiales.

En los estados límites últimos se comprueban los correspondientes a: equilibrio, agotamiento o rotura, adherencia y anclaje. En los estados límites de utilización, se comprueban las deformaciones y fisuración.

Finalmente, el programa verifica las tensiones máximas transmitidas al terreno por la estructura y comprueba la estabilidad al vuelco y al deslizamiento de las aletas.

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

V I S A D O

1.2. CONCEPTOS PREVIOS

- **Módulo.** Formado por una losa en dintel (losa superior) y otra, solera (losa de cimentación), empotradas en dos paredes laterales (hastiales). El interior del módulo (celda) puede ser uni o multicelular, donde a estas dos últimas paredes laterales se les añade una o varias centrales en las que también se empotran el dintel y la solera o losa de cimentación. Todas las losas descritas se proyectan de espesor constante.
- **Aletas.** La aleta es un elemento independiente del módulo. Está formada por un muro de hormigón armado del tipo ménsula o Cantilever, el cual sirve para contener las tierras del terraplén bajo el cual se coloca el módulo, y evitar que éstas obstaculicen el paso a través del interior del mismo.

El modelo de cálculo utilizado es por elementos finitos triangulares tipo lámina gruesa tridimensional, que considera la deformación por cortante. Están formados por seis nodos, en los vértices y en los puntos medios de los lados, con seis grados de libertad cada uno. Se realiza un mallado del marco en función de las dimensiones (espesores, luces y cargas introducidas).

Se considera la cimentación del módulo mediante losa apoyada sobre un suelo elástico con muelles en los nudos (método del coeficiente de balasto), de acuerdo al modelo de Winkler, basado en una constante de proporcionalidad entre fuerzas y desplazamientos, cuyo valor es el coeficiente de balasto. La validez de esta hipótesis es aplicable a suelos homogéneos.

El muro de la aleta se calcula como un elemento en ménsula. Sin embargo, si la longitud de la aleta es grande se divide el armado en varios tramos (la longitud mínima de cada tramo se define en las opciones de cálculo). Cada tramo tendrá un tamaño de zapata diferente. En el caso de muro de altura variable se discretiza cada tramo en bandas verticales de dos metros de longitud en planta para el cálculo del armado, obteniéndose el armado pésimo para la banda más alta y con el que se arma todo el muro correspondiente al mismo tramo. Para el cálculo de la estabilidad al vuelco y al deslizamiento de la aleta se obtiene una resultante única de todo el alzado y se comprueba para la zapata global, no por tramos.

El presente estudio se hará con un módulo unicelular recto, con dos aletas orientadas a 45° con respecto al plano del hastial, en el extremo aguas abajo del mismo.

1.3. DIMENSIONES

El módulo del marco proyectado mantendrá unas dimensiones de:

- Ancho interno: 12,00 metros
- Altura interna: 5,30 metros
- Espesor de losa superior: 0,90 metros
- Espesor de losa inferior: 1,00 metros
- Espesor de hastiales: 0.50 metros

Espesor de capa de tierras sobre el techo del marco: 1,00 m.

Las dos aletas, ubicadas en el extremo Vía a Santa Cruz, tendrán:

Aleta izquierda

- Altura Fuste: 6,20 metros
- Espesor Zapata: 0,80 metros
- Longitud Aleta: 6,51 metros (alineada con el eje del Marco).
- Espesor de Fuste: 0.80 metros

Aleta derecha

- Altura Fuste: 6,20 metros
- Espesor Zapata: 0,80 metros
- Longitud Aleta: 10,25 metros (alineada a 45° con el eje del Marco).
- Espesor de Fuste: 0,80 metros

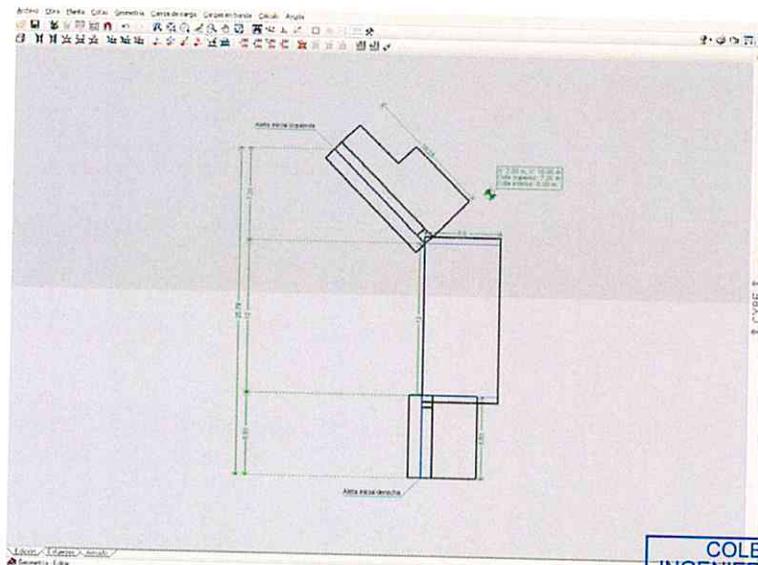


Figura 1. Vista en planta del Marco, tal como se visualiza en el programa de cálculo



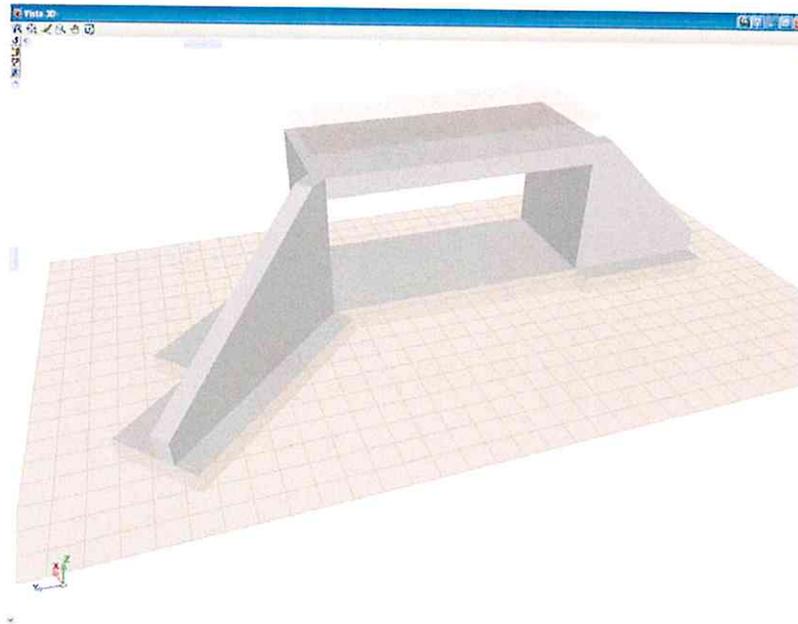


Figura 2. Vista en 3D del Marco

1.4. MATERIALES Y DATOS DEL TERRENO

| | |
|--|-------------------------|
| Hormigón: HA-30 | Control Estadístico |
| Acero: B 500 S | Control Normal |
| Tipo de Exposición | IIIa |
| Recubrimiento Exterior | 4,50 cm |
| Recubrimiento Interior | 4,50 cm |
| Tamaño máximo del árido | 20.00 mm |
| Espesor Hormigón de Limpieza (en base de cimentación) | 10.00 cm |
| Tensión Admisible en el Terreno | 1.00 Kg/cm ² |
| Porcentaje de rozamiento terreno - muro | 33,00 % |
| Coefficiente de Reducción de resistencia del hormigón γ_c | 1.50 |
| Coefficiente de Reducción de resistencia del acero γ_s | 1.15 |

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

V I S A D O

1.5. ACCIONES

Se han considerado las acciones según la clasificación vigente de la IAP – 98:

1.5.1. ACCIÓN PERMANENTE: PESO PROPIO

Se considera el peso propio de la estructura. Para módulo y aletas: Peso específico del hormigón armado: 2.50 T/m³.

1.5.2. ACCIÓN PERMANENTE: ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO

1.5.2.1. Peso del terreno.

Como peso del terreno se considera la porción de tierras ubicada en el trasdós de las aletas sobre la zapata, y sobre el techo del módulo, incluyendo la superestructura ferroviaria. El material de este terreno está compuesto principalmente por suelo arenoso.

Las características del suelo de apoyo de la cimentación son:

- Ángulo de Fricción (ϕ): 28°.
- Densidad Aparente (γ): 1,90 T/m³.
- Tensión Admisible : 1.00 Kg/cm²
- Módulo de balasto vertical, a nivel de la cimentación (k):

Para cimentación cuadrada:
$$k_1 = \frac{B + 0.3}{2 \cdot B}$$

Para cimentación rectangular:
$$k = \frac{2}{3} k_{30} \cdot k_1^2 \cdot \left(1 + \frac{B}{2 \cdot L} \right)$$

$$K_{30} = 3650 \text{ T/m}^3 \text{ (para arena semi-densa, por tablas)}$$

$$B = 5,90 \text{ m, } L = 12,00 \text{ m (B y L son la base y longitud de la cimentación).}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación anterior: $k = 836 \text{ T/m}^3$

Se recomienda la mejora de 0,5 m del terreno por debajo de la cota de apoyo, rellenándolo con material granular compactado, en dos tongadas de 25cm. La compactación deberá consistir en la pasada de al menos 16 veces de rodillo compactador, 8 en cada sentido, o similar. Se recomienda también la ejecución de placas de carga de 60 cm de diámetro, antes y después de la compactación.

- Espesor de la capa de tierras sobre el techo del Marco: 1.00 m.

1.5.2.2. Empuje de Tierras.

Se considera que el relleno produce únicamente fuerzas horizontales en las paredes exteriores del módulo, teniendo en cuenta también la posible inclinación del terreno en cuanto a los empujes sobre dichos. Se desprecia el rozamiento terreno-muro, por lo que no existe componente vertical, lo cual queda del lado de la seguridad. Sobre la losa superior se considera el peso de las tierras.

Como el marco está en reposo y no se permite que se mueva respecto a la masa de suelo, la presión lateral de tierras a cualquier profundidad es:

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma' + u$$

σ' : presión vertical efectiva, a la profundidad considerada.

u = presión de poro del agua (en el presente caso es nula).

K_0 = coeficiente de empuje de tierras al reposo.

En nuestro caso, para arenas y arcillas normalmente consolidadas: $K_0 = 1 - \text{sen}\phi$

Para el empuje sobre la aleta se considera el terreno con un ángulo igual al de rozamiento interno (ϕ). El talud termina a nivel de la cota del plano superior de rodadura, considerándose el terreno como horizontal a partir de este punto. Se emplean las ecuaciones de *Empuje Activo* y *Empuje Pasivo* de la teoría de *Coulomb* (ver el cálculo en Apartado 2).

Se considera el peso de las tierras sobre el talón de la zapata de la aleta.

1.5.3. ACCIÓN VARIABLE (SOBRECARGA)

Además de la carga ejercida por el peso y los empujes del terreno, existen las sobrecargas adicionales:

Se entiende por acción variable aquella que puede o no actuar sobre la estructura. En el presente caso, estas serán las sobrecargas de tráfico.

→ Sobre la losa superior del marco:

- Sobrecarga uniforme de 0,40 Ton/m², correspondiente al peso de tráfico, recomendado por la IAP-98.
- Dos franjas de carro de cargas IAP-98: cada carro de carga son tres ejes con 6 cargas de 10 Ton (2 cargas en cada uno) en cuadrícula de 2,00 x 1,50 m (ver disposición en Figuras 3 y 4).

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

V I S A D O

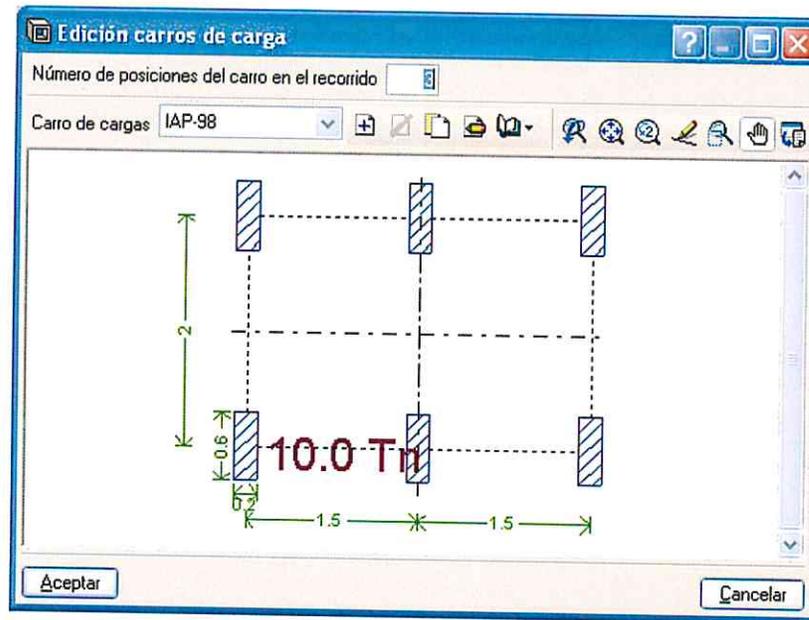


Figura 4. Detalle del carro de cargas IAP-98.

- Sobre el trasdós de las aletas:
 - Como verificación adicional, también se considerará el caso de las sobrecargas de 1 T/m² situadas fuera del marco, en el trasdós de los hastiales.
- Sobre la losa inferior:
 - Sobrecarga uniforme de 1 Ton/m², correspondiente al peso de tráfico pesado, recomendado por la IAP-98.

1.5.4. ACCIONES ACCIDENTALES (SISMO)

Atendiendo a la aceleración "Instrucción sobre las acciones a considerar en proyectos de puentes de carreteras, IAP-98", se consideran acciones sísmicas cuando el valor de la aceleración de cálculo (a_c) en la zona de proyecto sea superior o igual a 0,06 g:

$$a_c = a_b * \gamma_i$$

donde

a_b : aceleración sísmica básica

γ_i : Coeficiente de nivel de daño ($\gamma_i = 1$, importancia de la estructura = normal)

En la zona del proyecto $a_b \leq 0,04$ por lo que no se tiene en cuenta la sobrecarga por sismo.



1.6. HIPÓTESIS DE CARGA Y COEFICIENTES DE PONDERACIÓN

Definidos los estados de carga según su origen, se procede a calcular las combinaciones posibles con los coeficientes de mayoración y minoración correspondientes de acuerdo a los coeficientes de seguridad y las hipótesis básicas definidas en la norma.

Situación una acción variable: $\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q$

Situación dos o más acciones variables: $\gamma_{fg} \cdot G + 0.9 (\gamma_{fq} \cdot Q) + 0.9 \gamma_{fq} \cdot W$

siendo:

G: Valor de las cargas permanentes

W y Q: Valores de las sobrecargas

Se realizan una serie de hipótesis de carga asociadas al estado final, ponderando las acciones en cada combinación de cálculo de esfuerzos pésimos según su efecto sea favorable o desfavorable y según la propia naturaleza de la carga (permanente o sobrecarga):

De acuerdo con la EHE los coeficientes de ponderación de acciones en un control de ejecución normal para estado límite último son:

| TIPO DE CARGA | $\gamma_{desfavorable}$ | $\gamma_{favorable}$ |
|---------------|-------------------------|----------------------|
| Permanentes | 1,35 | 1,00 |
| Sobrecargas | 1,50 | 0 |

La obtención de los esfuerzos en las diferentes hipótesis simples del entramado estructural, se harán de acuerdo a un cálculo lineal de primer orden, es decir admitiendo proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones, el principio de superposición de acciones, y un comportamiento lineal y geométrico de los materiales y la estructura. Las diferentes hipótesis de cálculo se encuentran definidas en el documento de Listados situado al final del presente Anejo.

Para la obtención de las sollicitaciones determinantes en el dimensionado de los elementos se obtendrán los diagramas envolventes para cada estado de cargas. El listado de esfuerzos, según las diferentes hipótesis de cálculo se encuentra en el listado situado al final del presente anexo.

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

V I S A D O

1.7. MÉTODO DE CÁLCULO

El método de cálculo aplicado es de los Estados Límite, en el que se pretende limitar que el efecto de las acciones exteriores ponderadas por unos coeficientes, sea inferior a la respuesta de la estructura, minorando las resistencias de los materiales (norma EHE).

- En los **Estados Límite Últimos** se comprueban los correspondientes a: equilibrio, agotamiento o rotura.
- En los **Estados Límite de Servicio** se comprueban las deformaciones, fisuración, tensiones sobre el terreno y despegues de la losa.

Definidos los estados de carga según su origen, se procede a calcular las combinaciones posibles con los coeficientes de mayoración y minoración correspondientes de acuerdo a los coeficientes de seguridad y las hipótesis básicas definidas en la norma.

La obtención de los esfuerzos en las diferentes hipótesis simples, se hacen de acuerdo a un cálculo lineal de primer orden, es decir admitiendo proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones, el principio de superposición de acciones, y un comportamiento lineal y geométrico de los materiales y la estructura. Para la obtención de las sollicitaciones determinantes en el dimensionado de los elementos se obtienen las envolventes para cada esfuerzo.

1.8. DIMENSIONAMIENTO Y ARMADO

El programa de calculo **CYPE-MARCOS** dimensiona (geometría y armado), realizando las comprobaciones que figuran a continuación. Dichas verificaciones quedan recogidas en el listado que se adjunta al final del presente Anejo.

En cada nodo se obtienen, mediante un análisis elástico y lineal, ocho esfuerzos con los que se comprueba y dimensiona la sección de hormigón y el armado. A partir de los desplazamientos se comprueba la flecha, tensiones sobre el terreno, despegue de la losa de cimentación, etc. Los estados a comprobar son:

- **Cuantía mínima geométrica.** Con el fin de controlar la fisuración debida a deformaciones originadas por los efectos de temperatura y retracción, se imponen unos mínimos de cuantía que varían según norma.
- **Cuantía mínima mecánica.** Se exigen unas cuantías mínimas mecánicas para que no se produzcan roturas frágiles al fisurarse la sección, debido a los esfuerzos de flexocompresión.
- **Comprobación de flexocompresión.** La comprobación resistente de la sección se realiza utilizando como ley constitutiva del hormigón el diagrama tensión-deformación simplificado.

parábola-rectángulo apto para delimitar la zona de esfuerzos de rotura a flexocompresión de la de no rotura de una sección de hormigón armado. La comprobación a flexocompresión está implementada para todas las normas que permite utilizar el programa con sus correspondientes peculiaridades en cuanto a la integración de tensiones en la sección y los pivotes que delimitan las máximas deformaciones permitidas a los materiales que constituyen la sección (acero y hormigón).

- Al realizar la comprobación de flexocompresión se tiene la precaución de que las armaduras se encuentren ancladas con el fin de poder considerarlas efectivas en el cálculo a flexocompresión.
- Además, como los esfuerzos de flexocompresión actúan conjuntamente con el esfuerzo cortante, se produce una interacción entre ambos esfuerzos. Este fenómeno se tiene en cuenta evaluando la ley de momentos flectores una determinada distancia en el sentido que resulte más desfavorable.
- **Comprobación de cortante.** Al no tener armadura transversal en la sección, sólo se considera la contribución del hormigón en la resistencia a corte. El valor de la contribución del hormigón al esfuerzo cortante se evalúa a partir de un término V_{cu} que se obtiene de manera experimental. Este término se incluye habitualmente dentro de la comprobación del cortante de agotamiento por tracción en el alma de la sección. En la aplicación se han considerado las distintas expresiones que evalúan esta componente V_{cu} según la norma elegida.
- **Desplazamiento máximo y flecha relativa.** Se limitan los desplazamientos y flechas para los elementos estructurales según la norma.
- **Esbeltez mecánica.** Se limita la esbeltez máxima de elementos comprimidos como pueden ser hastiales y losas del módulo.
- **Comprobación de fisuración.** El estado límite de fisuración es un estado límite de servicio que se comprueba con la finalidad de controlar la aparición de fisuras en las estructuras de hormigón. En el caso de muros el control de la fisuración es muy importante puesto que ésta se produce primordialmente en la cara del trasdós. Ésta es una zona que no se puede observar habitualmente dónde es posible que proliferen la corrosión de las armaduras.
- Para el cálculo de la abertura límite de fisura se ha seguido un proceso simplificado en flexión simple, con el cual se obtienen resultados del lado de la seguridad con respecto a los que se pueden obtener de aplicar los métodos en flexocompresión. Para las distintas normas empleadas en el programa se sigue el método general de cálculo de la abertura de fisura y se comparan los resultados obtenidos con los límites que impone cada norma según el tipo de exposición o ambiente en el cual se encuentre inmersa la estructura.
- **Longitudes mínimas de patillas.** El cálculo se realiza según las distintas normativas implementadas.

- **Separaciones máxima y mínima de armaduras.** Para permitir un correcto hormigonado se exige una separación libre mínima entre armaduras según la norma, mientras que la separación máxima se establece con el fin de que no queden zonas sin armado.
- **Despegue.** Se comprueba que en la losa de cimentación no exista un desplazamiento vertical en algún nudo hacia arriba, ya que esto invalidaría el cálculo (el terreno no puede tirar de la losa). Si esto ocurre, debe revisarse la estructura, rigidizando más la losa si es posible.
- **Tensión admisible.** Se limita al valor dado por el usuario y corresponde a la tensión máxima transmitida al terreno.
- **Comprobación a rasante en arranque muro en el fuste de las aletas.** Se comprueba que el cortante de cálculo en la unión entre el alzado de la aleta y la zapata es menor que lo que resiste la sección en dicho punto teniendo en cuenta la sección de hormigón y el acero dispuesto.
- **Espesor mínimo en el fuste de las aletas.** Se limita el espesor mínimo según norma.
- **Comprobación de longitudes de solape.** El cálculo de las longitudes de solape se ha realizado según las distintas normativas implementadas.
- **Comprobación del anclaje del armado base en coronación.** El cálculo de las longitudes de anclaje se ha realizado según las distintas normativas implementadas.
- **Comprobación de estabilidad vuelco/deslizamiento en las zapatas de las aletas.** Aplicando las combinaciones de estado límite correspondientes, se comprueba que la resultante queda dentro de la zapata y se calcula el coeficiente de estabilidad al vuelco y al deslizamiento.
- **Tensiones sobre el terreno en las zapatas de las aletas.** Se supone una ley de deformación plana para la zapata, por lo que se obtendrán, en función de los esfuerzos, unas leyes de tensiones sobre el terreno de forma trapecial. No se admiten tracciones, por lo que, cuando la resultante se salga del núcleo central, aparecerán zonas sin tensión. La resultante debe quedar dentro de la zapata, pues si no es así no habría equilibrio. Se considera el peso propio de la zapata. Se comprueba que la tensión media no supere la del terreno y que la tensión máxima en borde no supere en un porcentaje la media.

1.9. RESULTADOS DE CÁLCULO

En los listados que se adjuntan a continuación se recogen los elementos de cálculo (geometría, cargas, datos del terreno, etc...), los resultados obtenidos (hipótesis de carga y esfuerzos), el dimensionamiento de los diferentes elementos y las comprobaciones realizadas.



Como se puede ver en los listados de cálculo las losas superior e inferior del marco fallan a cortante. Para resolver el problema se han armado adicionalmente a cortante con ganchos de diámetro 10, cada 20 cm, como se puede ver en los planos de armado.

1.10. LISTADOS



2. MUROS DE CONTENCIÓN PARA VIARIO DE ACCESO A PARCELA DE HANDLING Y RELLENO POSTERIOR

2.1. INTRODUCCIÓN

El presente documento comprende los cálculos justificativos de los muros a demoler y ejecutar para dotar de un nuevo camino de acceso exclusivo al campo de vuelos desde la caseta de las aves de cetrería y realizar un relleno sobre el camino existente que bordea la finca de plataneras exterior al límite de propiedad del Aeropuerto.

Se han estudiado distintos tipos de muros a emplear que se subdividen en varias alturas tipo:

| TIPO | ALTURA FUSTE (m) | LONGITUD (m) | ALTURA DE ZAPATA (m) | ANCHO DE ZAPATA (m) | ESPESOR DE FUSTE (m) |
|--------|------------------|--------------|----------------------|---------------------|----------------------|
| MURO 1 | 4 | 22 | 0,8 | 305 | 0.45 |
| MURO 2 | 5 | 43 | 0,8 | 420 | 0.50 |
| MURO 3 | 6 | 27 | 0,8 | 560 | 0,60 |

Los cálculos se han realizado mediante el programa informático **CYPE – MUROS MÉNSULA DE HORMIGÓN ARMADO**, especializado en elementos de contención. Estos se justifican mediante los listados de datos y resultados, al final de este anejo.

El dimensionado y cálculo de las estructuras se ha revisado de acuerdo a las siguientes publicaciones:

- "Instrucción de Hormigón Estructural EHE / Comisión Permanente del Hormigón". 4ª edición.- Madrid: Ministerio de Fomento, 1999.
- "Muros de Contención y Muros de Sótano". Calavera, J. INTEMAC, España, 2001.
- "Elementos de Contención – Manual de Usuario". CYPE Ingenieros. Alicante, 2003.

2.2. SOLUCIÓN CONSTRUCTIVA PLANTEADA

Se proyecta la dotación de un nuevo vial desde la caseta de las aves de cetrería hasta la plataforma de simulacro de extinción de incendios. Este vial seguirá el trazado del existente que bordea el límite con la finca de plataneras situada al oeste, pero aumentando el ancho de la calzada.

La sección de este vial se compone de una calzada de 6 metros de ancho y una cuneta triangular de un metro de ancho y calado de un metro, situada en el borde derecho del camino según se avanza desde la

parcela del halconero hacia la plataforma de simulacros. Por ello el bombeo de la calzada se diseña a un agua hacia la cuneta y con una pendiente del 2%.

El ensanchamiento del vial provocará la anulación del camino que actualmente sube desde la parcela hacia la franja de pista, disponiendo de muros de contención al borde de la cuneta del nuevo vial proyectado.

El otro ramal, aproximadamente simétrico al anulado, se mantendrá en su situación actual y pasará a ser el único acceso desde esta zona hasta la franja de pista. Este vial será pavimentado con la sección tipo aplicada en el resto de viales, siendo el ancho de calzada de 4 metros en este caso.

Dado que el nuevo vial entroncará con el ramal que se mantiene, hasta el entronque se ejecutarán muros de contención de tres tipologías distintas a continuación de la cuneta que soportarán un relleno que cubrirá el camino que se inutilizará. En el otro borde se repondrá un nuevo cerramiento en el límite con la finca de plataneras. Este tramo del camino discurre desde el PK=0+000 hasta el PK=0+098.

Vemos a continuación el ramal que se mantiene desde la franja de pista.



Se demolerá tanto el muro que actualmente soporta el relleno en el borde este del vial actual, como el pavimento del ramal de subida y los muretes que lo flanquean, así como la rampa que continúa a partir de la puerta de doble hoja hasta la rasante de la parcela.

Se construirán en total 92 metros lineales de nuevo muro, mostrando a continuación las mediciones necesarias para ello.

La topografía base de esta zona se ha realizado en el año 2000, anteriormente a la regularización de la RCTA del aeropuerto, estando desfasada 1,08 m. en elevación según la referencia actual. La referencia del THR-19 es según la RCTA actual de 19,83 m. correspondiendo en este plano a una elevación de 18,75 m.

El contratista tendrá en cuenta esta circunstancia y se adaptará además a los posibles cambios y a las condiciones existentes en el momento de la ejecución, siempre de acuerdo a las instrucciones y aprobación del Director de la Obra.

2.3. MATERIALES Y DATOS INICIALES

| | |
|--|--------------------------|
| Hormigón: HA-30 | Control Estadístico |
| Acero: B 500 S | Control Normal |
| Tipo de Exposición | IIIa |
| Recubrimiento (Trasdós) | 4,50 cm |
| Recubrimiento (Intradós) | 4,50 cm |
| Recubrimiento (Superior) | 5,00 cm |
| Recubrimiento (Inferior) | 5,00 cm |
| Recubrimiento (Lateral) | 7,00 cm |
| Tamaño máximo del árido | 20,00 mm |
| Abertura límite de Fisuras | 0,20 mm |
| Espesor Hormigón de Limpieza (en base de cimentación) | 10,00 cm |
| Tensión Admisible en el Terreno | 1,00 Kg/cm ² |
| Coefficiente de rozamiento terreno-cimiento (grava-hormigón) | 0,34 |
| Tipo de empuje que produce la acción | Activo |
| Tipo de Empuje que produce la reacción | Pasivo |
| Combinaciones de hormigón | EHE, Control Normal |
| Combinaciones para tensiones sobre el terreno | Acciones Características |
| Combinaciones de equilibrio | EHE, Control Normal |
| Coefficiente de Reducción de resistencia del hormigón γ_c | 1,50 |
| Coefficiente de Reducción de resistencia del acero γ_s | 1,15 |

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

V I S A D O

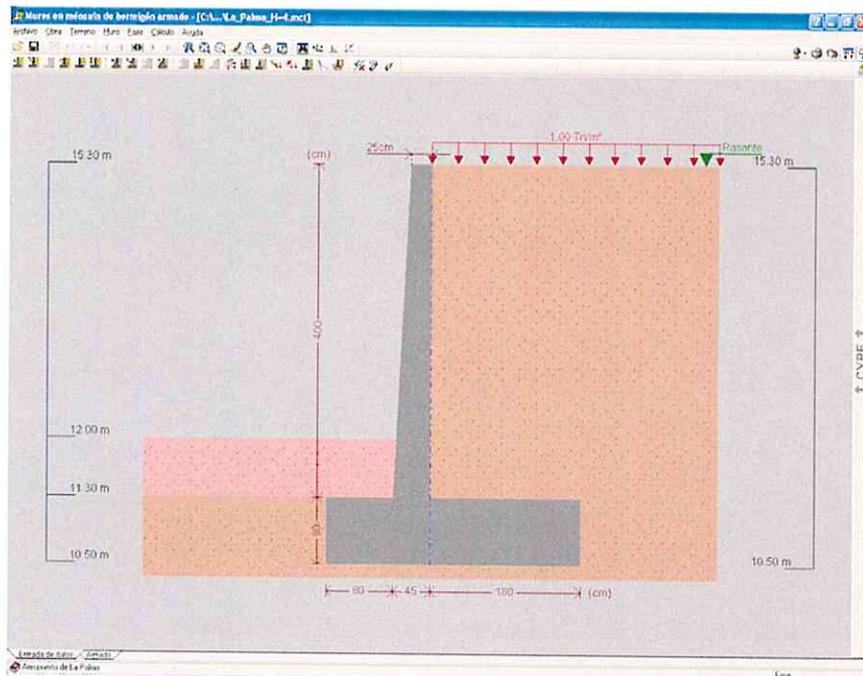


Figura 1. Vista de la ventana principal del programa.
Esquema de los tres Muros tipo, según su altura.

2.4. ACCIONES

Se han considerado las acciones según la clasificación vigente de la IAP – 98:

2.4.1. ACCIÓN PERMANENTE: PESO PROPIO

Para todos los muros: Peso específico del Hormigón: 2.50 T/m³.

2.4.2. ACCIÓN PERMANENTE: ACCIONES DEBIDAS AL TERRENO.

2.4.2.1. Peso del terreno

Como peso del terreno se considera la porción de tierras ubicada en el trasdós, sobre la zapata, y bajo el talud tierras arriba de la estructura. El material de este relleno está compuesto principalmente por suelo arenoso.

Las características del suelo de apoyo de la cimentación son:

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

VISADO 18

- Ángulo de Fricción (ϕ): 28°.
- Densidad Aparente (γ): 1,90 T/m³.
- Tensión Admisible: 1.00 Kg/cm².
- Se ha considerado un porcentaje de evacuación de agua por drenaje del 100%, pues, todos los muros tendrán un relleno granular en el trasdós y su sistema de drenaje mediante mechinales.

Se recomienda la mejora de 0,5 m del terreno por debajo de la cota de apoyo, rellenándolo con material granular compactado, en dos tongadas de 25cm. La compactación deberá consistir en la pasada de al menos 16 veces de rodillo compactador, 8 en cada sentido, o similar. Se recomienda también la ejecución de placas de carga de 60 cm de diámetro, antes y después de la compactación.

2.4.2.2. Empuje activo

El Empuje Activo se ha determinado mediante la Teoría de Coulomb.

La fuerza de empuje activo será la resultante de un diagrama triangular de presiones:

$$Ea = (1/2) \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot Ka$$

$$Ka = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

donde,

Ea: Empuje Activo (Ton).

γ : densidad del terreno (T/m³).

H: desnivel de tierras entre trasdós e intradós (m).

Ka = Coeficiente de empuje activo.

ϕ = ángulo de fricción del terreno.

α = ángulo de inclinación del muro con respecto a la horizontal ($\alpha = 90^\circ$ en el presente caso).

δ = ángulo de rozamiento tierras – muro (se asume $\delta = 0^\circ$, lo cual está del lado de la seguridad).¹

¹ Calavera, J. "Muros de Contención y Muros de Sótano", INTEMAC, España, 2007. Cap. 9.

β = ángulo de inclinación del talud de tierras en el trasdós (en el presente caso $\beta = 0$).

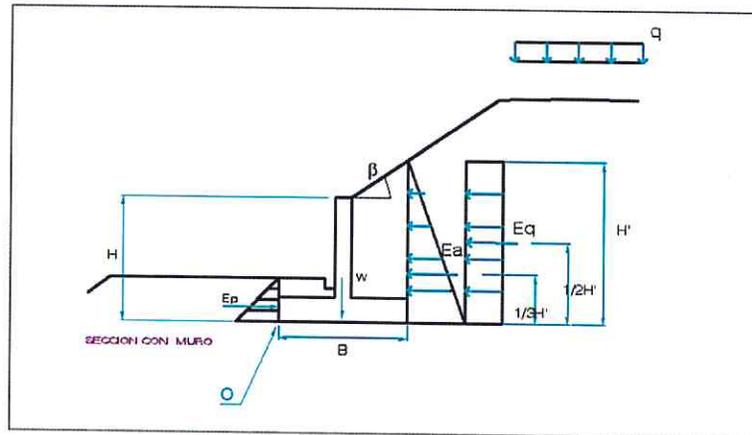


Figura 2. Sección típica de un muro en ménsula, indicando cargas y diagramas de empujes.

2.4.2.3. Resistencia Pasiva

Aplicando también la Teoría de Coulomb, la Resistencia Pasiva es la resultante de un diagrama trapecial de presiones:

$$E_p = (1/2) \cdot \gamma \cdot (h_2 - h_1)^2 \cdot K_p$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$$

E_p : Resistencia Pasiva (Ton)

h_1 : profundidad, en la base y el intradós, desde la cual se desarrolla la Resistencia Pasiva

($h_1=0.50$ m).

h_2 : profundidad, en la base y el intradós, hasta la cual se desarrolla la Resistencia Pasiva

K_p : Coeficiente de resistencia Pasiva

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

VISADO 20

Esta resistencia pasiva no se desarrolla en su totalidad, por lo que se recomienda usar en los cálculos de 1/2 a 2/3 de E_p .² Usualmente no se manifiesta antes de los primeros 0.50 m de profundidad.

2.4.3. ACCIÓN VARIABLE (SOBRECARGA) Y ACCIONES ACCIDENTALES (SISMO)

El empuje producido por la sobrecarga es:

$$E_q = q \cdot H \cdot K_a$$

Se ha considerado una sobrecarga típica de tráfico pesado de 1,00 T/m², (recomendada por la "Instrucción sobre las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera", Ministerio de Fomento, 2003).

Para el cálculo sísmico se ha utilizado el modelo pseudo-estático con los coeficientes de empuje dinámico basados en las ecuaciones de Mononobe y Okabe.

2.4.3.1. Empuje Dinámico Activo

El coeficiente de empuje activo en condiciones dinámicas es el siguiente:

$$K_{ad} = \frac{\cos(\alpha + \theta)}{\cos \theta \cdot \cos \alpha} K_a$$

donde:

α : ángulo del paramento del muro con la vertical

θ : ángulo definido por la expresión siguiente:

$$\theta = \arctan\left(\frac{a_h}{g - a_v}\right)$$

a_h : aceleración de cálculo horizontal

a_v : aceleración de cálculo vertical

g : aceleración de gravedad

² Calavera, J. "Muros de Contención y Muros de Sótano", INTEMAC, España, 2001. Cap. 3.

El ángulo de fricción del terreno disminuye notablemente durante el sismo, por tanto, se considera cero, lo cual queda del lado de la seguridad.

El peso específico del terreno y la sobrecarga aumentan según un factor multiplicativo:

$$f = 1 + \frac{a_v}{g}$$

2.4.3.2. Resistencia Dinámica Pasiva

El empuje pasivo puede disminuir durante el sismo:

$$K_{pd} = \frac{\cos(\alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos \alpha} K_p$$

El empuje debido al peso de tierras disminuye según un factor:

$$f = 1 + \frac{a_v}{g}$$

donde a_v : aceleración de cálculo vertical = $\frac{1}{2} a_h$.

La aceleración sísmica de la zona del proyecto $a_v/g = 0.04$, produce empujes pequeños, los cuales alteran poco los resultados del dimensionado estático. Por esta razón, no se ha considerado la acción sísmica en el cálculo.

2.5. HIPÓTESIS DE CARGA Y COEFICIENTES DE MAYORACIÓN

Se pueden considerar solamente dos (2) hipótesis de carga: Peso Propio y Sobrecarga de Uso. El peso del muro con su zapata, se consideran el Peso Propio. Al utilizar dos (2) hipótesis independientes se generan cuatro (4) combinaciones, así:

$$\gamma_{fp} \cdot G + \gamma_{fs} \cdot Q$$

siendo:

γ_{fp} : coeficiente de mayoración del peso propio

$\gamma_{fp1} = 1.00$ (coeficiente mínimo)

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

V I S A D O

$\gamma_{p2} = 1.50$ (coeficiente máximo)

G: Peso Propio (peso del muro y su zapata)

Q: Carga Variable asociada a la hipótesis de Sobrecarga de Uso (en el presente caso = 1,00 T/m², correspondiente a tráfico de vehículos pesados).

γ_{ft} : coeficiente de mayoración de la carga del terreno

$\gamma_{ft1} = 0.00$ (coeficiente mínimo)

$\gamma_{ft2} = 1.60$ (coeficiente máximo)

Entonces, se tendrán las siguientes combinaciones:

- G + 0.00 Q
- G + 1.60 Q
- 1.50 G + 0.00 Q
- 1.50 G + 1.60 Q

2.6. ESTABILIDAD EXTERNA DEL MURO

2.6.1. FACTOR DE SEGURIDAD FRENTE AL VOLCAMIENTO

$$FS_v = \frac{\sum Mr}{\sum Md} \geq 2$$

$\sum Mr$ = Momento producido por las fuerzas resistentes (el peso del muro, la sobrecarga encima de su coronación y el empuje pasivo).

$\sum Md$ = Momento producido por las fuerzas desestabilizadoras (los empujes activos producidos por el terreno del trasdós y la sobrecarga sobre el trasdós).

Los momentos se toman con respecto al punto extremo en el intradós de la zapata en el contacto muro-terreno (punto "O" en el dibujo).



Si no se cumple la relación descrita, se deberán aumentar el peso del muro y/o su empotramiento en el terreno, para que de este modo se incremente M_r .

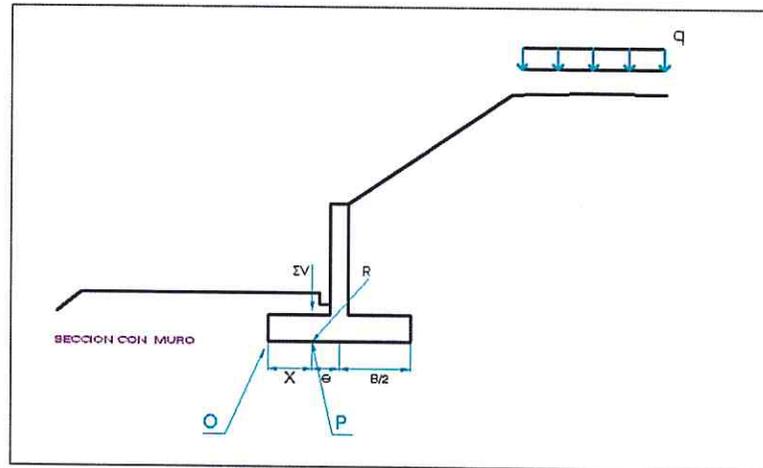


Figura 3. Sección de muro en ménsula, indicando la posición y orientación de la resultante "R", y la excentricidad "e".

2.6.2. FACTOR DE SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO

$$FS_d = \frac{\Sigma V \cdot \mu + Ep}{Ea} \geq 1.5$$

siendo:

ΣV = Resultante de las fuerzas verticales sobre la base del muro. En este caso serían el peso del muro y la sobrecarga sobre la corona del mismo.

μ = Coeficiente de fricción suelo – hormigón en la base de la zapata = $\tan(\delta)$.

δ = $1/2$ a $2/3 \Phi$ (en el presente caso se usó $2/3 \Phi$, valor más usual).

Φ = ángulo de fricción del suelo de la base (en este caso se supuso un $\Phi = 28^\circ$, semejante al del resto del relleno, pero se recomienda colocar en la base un relleno de grava, de $\Phi = 35 - 40^\circ$, lo que aumentará el coeficiente μ , mejorando la estabilidad frente al deslizamiento de base).

Si no se cumple la relación descrita, se deberá aumentar el ancho de la base y/o su empotramiento en el terreno, para así aumentar la magnitud de las fuerzas resistentes (el numerador de la ecuación)

INGENIERO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

2.6.3. FACTOR DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO DE LA BASE

Primero se determina el Momento Neto debido al sistema de fuerzas que actúan sobre el muro:

$$M_{neto} = \Sigma Mr - \Sigma Mv$$

tanto ΣMr como ΣMv fueron determinados en el apartado anterior. La línea de acción de la resultante R de todas las fuerzas actuantes cruza la base en el punto "P". La distancia OP es entonces:

$$OP = X = \frac{M_{neto}}{\Sigma V}$$

ΣV es la componente vertical de la resultante R . La componente horizontal no se utiliza, debido a que no genera momento respecto a "O".

La resultante R debe pasar por el tercio central de la base, para asegurar la ausencia de tracciones en la misma. La excentricidad e de la resultante, con respecto al centro de la base, se expresa como:

$$\frac{B}{6} < e = \frac{B}{2} - X < \frac{B}{6}$$

Si esto no se cumple, se tendrá que aumentar el ancho de la base y/o las dimensiones generales del muro, para asegurar que la resultante se ubique dentro del tercio central.

2.6.4. TENSIONES SOBRE EL TERRENO

Se obtiene de la ley de tensiones que en general será trapecial. Se comprueba que la tensión máxima (σ_{max}) no supere la admisible del terreno: 1.00 Kg/cm², en este caso:

$$\sigma_{max} = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) < \sigma_{adm}$$

También se verifica que no haya tracciones (esfuerzos negativos) en la base:

$$\sigma_{min} = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) > 0$$

donde:

ΣV = Sumatoria de fuerzas verticales.

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

V I S A D O

e = Excentricidad de la fuerza resultante, con respecto al centro de la base de la zapata.

B = Ancho de la base de la zapata.

2.7. ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DEL MURO

Se realizan las siguientes comprobaciones:

- Espesor mínimo del muro = 20cm
- Separación mínima de armaduras (vertical y horizontal)
- Separación máxima de armaduras (vertical y horizontal)
- Cuantías geométricas y mecánicas mínimas
- Cuantías máximas: por cara 2%, total 4%
- Relación entre armadura vertical / horizontal = 1/5
- Flexocompresión: se adopta el diagrama tensión-deformación parábola-rectángulo, comprobando las armaduras efectivamente ancladas, considerando la interacción momento-cortante.
- Cortante: se comprueba que la sección de hormigón armado resiste sin necesidad de armadura transversal en flexión simple.
- Cortante en la base del fuste:

$$Vd \leq (0,45 \cdot \sqrt{f_{cd}} + \rho \cdot f_{yd}) \cdot d$$

donde:

Vd: cortante de cálculo en el arranque o base del fuste.

f_{cd}: resistencia de cálculo del hormigón.

f_{yd}: resistencia de cálculo del acero.

ρ: cuantía geométrica de tracción.

d: canto útil en la sección de arranque.

- Fisuración: se define como límite de abertura de fisuras 0.20 mm.

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

V I S A D 

- Solapes: se comprueba en la base del fuste y en tramos por solapes constructivos.

2.8. LISTADOS

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

VISADO

3. RESA PISTA RWY 19. ESTRIBO

3.1. INTRODUCCIÓN

3.1.1. Descripción de la estructura

Dentro del contrato de adecuación del campo de vuelos del aeropuerto de La Palma, se incluye el proyecto de un área de seguridad de extremo de pista o RESA (Runway End Safety Area) situada en el extremo de la pista de vuelo RWY19.

Estructuralmente, se trata de una losa de hormigón pretensado con dimensiones en planta de 100.00 x 109.00 m, con pendiente longitudinal de 1.5% y transversal de 1.0 %.

La losa se sustenta en una cuadrícula de 3 x 7 pilares de hormigón armado y en el estribo que sirve de vínculo de la RESA con la zona actual de la pista. La conexión de la losa con los pilares y el estribo se realiza mediante aparatos de apoyo tipo esféricos. El estribo permite además salvar la discontinuidad que se presenta entre la cota del lado de pista (dirección norte) y el nivel de paso de los futuros viales de servicio del aeropuerto y que discurrirán paralelos a su paramento.

Conceptualmente el estribo está formado por un muro frontal, sendos muros de acompañamiento y aletas. El muro frontal tiene la función recibir las reacciones de uno de los extremos de la losa y también de contener el empuje de las tierras por su trasdós. Por su parte los muros de acompañamiento y las aletas sirven para contener las tierras de una zona adyacente a la RESA y para materializar la transición con el nivel final de terreno proyectado.

El muro frontal tiene 100 m de longitud. A su vez, cada uno de los muros de acompañamiento cuenta con 25 m de longitud. La altura máxima del muro frontal es de 9.80 m coincide con el eje de la pista y decrece hacia los lados con una pendiente del 1%. Los muros de acompañamiento también tienen una altura variable pero en este caso del 2.5 %. La altura de las aletas varía con una pendiente dictada por la intersección del talud del derrame de suelos con el paramento del estribo.

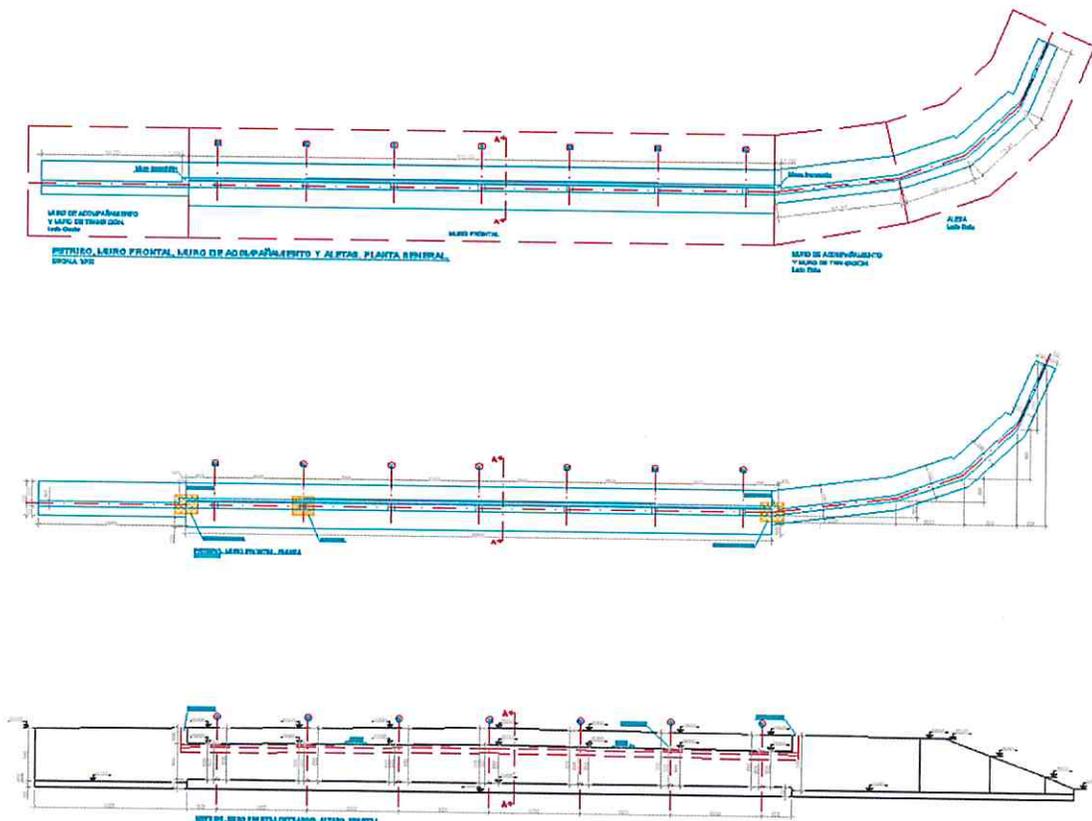
El muro frontal cuenta con un espesor constante de 1,00 m. Este mismo espesor se mantiene para los muros de acompañamiento pero se reduce gradualmente en las aletas hacia sus extremos hasta los 0,50 m.

La cimentación de todo el estribo se realiza en una zapata corrida de 1,50 m de espesor. La zapata del muro frontal de 7,50 m es centrada y se reparte entre 1,00 m de ancho bajo el muro y vuelos iguales tanto en puntera como talón de 3,25 m. La zapata de los muros de acompañamiento se mantiene con un talón de 3,25 m pero se reduce a 1,50 m en la puntera. La cimentación de las aletas tiene forma en planta variable y se construye con una transición lineal desde la zapata del muro de acompañamiento hasta una zapata entrada de 1,50 m de vuelo en los extremos de las mismas.

El espesor de la cimentación de los muros de acompañamiento es de 1,00 m y cumple con los siguientes requisitos de diseño:

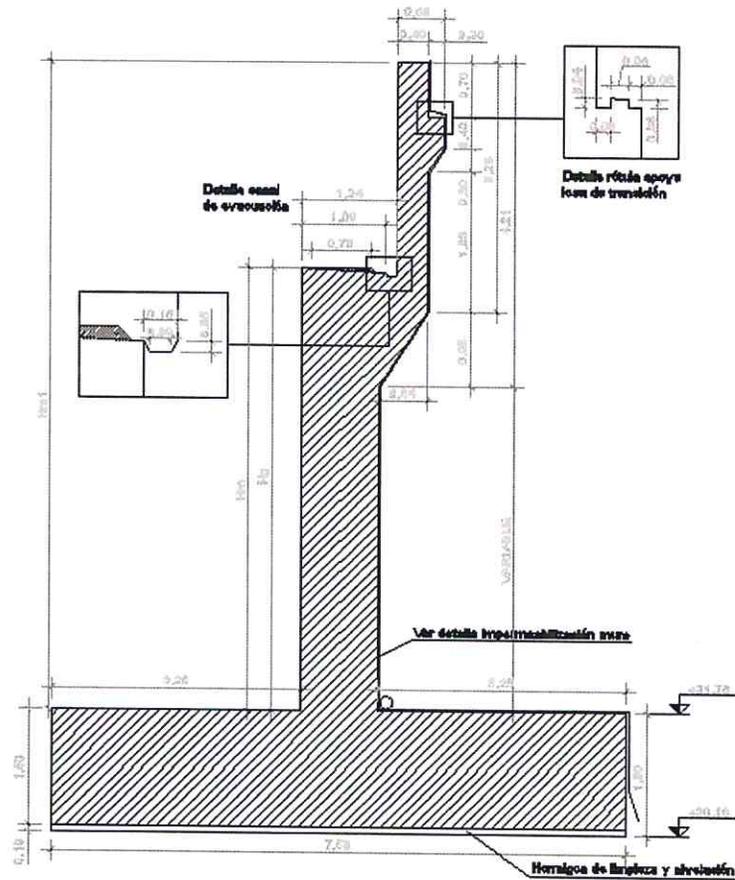
- 1) Es un espesor reducido para la cimentación del muro, pero que decide mantenerse para reducir las tensiones en la cimentación producidas por el propio peso de la zapata. Por tanto su relación con el vuelo de las zapata conduce a una cimentación tipo flexible ($3,25 \text{ m} / 1,00 \text{ m} > 2$). Se ha decidido recurrir a una cimentación superficial debido al comportamiento altamente variable que arrojan las cimentaciones profundas en un terreno de coladas y cenizas volcánicas.
- 2) En la zona del muro de acompañamiento y aletas este espesor produce cimentaciones rígidas.

Durante la fase de construcción será necesario realizar una campaña geotécnica que permita comprobar los datos de cálculo de las cimentaciones. La forma y dimensiones del estribo y muros se muestran en las siguientes figuras.



Planta del estribo y de los muros de acompañamiento

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS
17/12/2009 E090126
VISAD 



Sección transversal del estribo

| MURO FRONTAL | | | | | | |
|--------------|------|---------|------|---------|------|----------|
| PORTICO | Hg | COTA Hg | Hm | COTA Hm | Hm1 | COTA Hm1 |
| A | 5,97 | +27,73 | 5,99 | +27,74 | 8,85 | +30,41 |
| B | 6,12 | +27,88 | 6,14 | +27,89 | 8,80 | +30,56 |
| C | 6,27 | +28,03 | 6,29 | +28,04 | 8,95 | +30,71 |
| D | 6,43 | +28,18 | 6,44 | +28,19 | 9,10 | +30,86 |
| E | 6,27 | +28,03 | 6,29 | +28,04 | 8,95 | +30,71 |
| F | 6,12 | +27,88 | 6,14 | +27,89 | 8,80 | +30,56 |
| G | 5,97 | +27,73 | 5,99 | +27,74 | 8,85 | +30,41 |

MURO FRONTAL

Alturas y cotas para el replanteo del muro frontal.

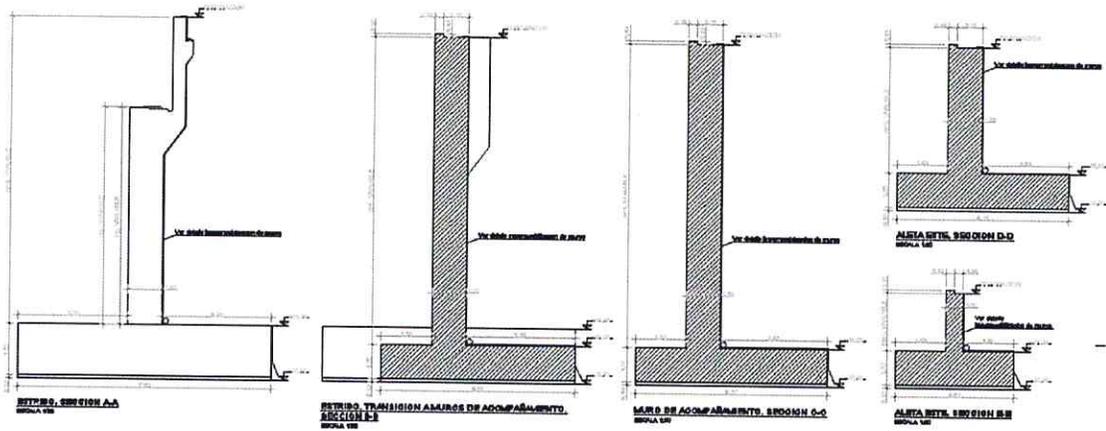
Hg = Altura del muro frontal, medida en el vértice superior del trasdós. Ver detalle "A".

Hm = Altura a base de apoyo. Ver detalle "A".

Hm1 = Altura de coronación de murete de guarda.

Dimensiones del estribo





Secciones transversales de los muros de acompañamiento

| MURO ACOMPAÑAMIENTO (Zona oeste) | | | | |
|----------------------------------|------|----------|--------------|--------------|
| PUNTO | Hm1 | COTA Hm1 | COORDENADA X | COORDENADA Y |
| 1 | 8,85 | +30,11 | 9936.63 | 75,00 |
| 2 | 8,60 | +30,36 | 9936.63 | 60,00 |

MURO DE ACOMPAÑAMIENTO Y MURO DE TRANSICION
(Zona oeste). Altura de coronación de murete de guarda.
Nota: Coordenadas referidas al punto THR-01.

| MURO ACOMPAÑAMIENTO Y ALETA (Zona este) | | | | |
|---|------|----------|--------------|--------------|
| PUNTO | Hm1 | COTA Hm1 | COORDENADA X | COORDENADA Y |
| 3 | 8,60 | +30,36 | 9936.63 | -50,00 |
| 4 | 8,92 | +30,18 | 9939.38 | -70,07 |
| 5 | 8,89 | +30,15 | 9940.87 | -76,32 |
| 6 | 6,19 | +27,45 | 9940.42 | -82,64 |
| 7 | 2,89 | +24,15 | 9951.80 | -91,66 |
| 8 | 0,94 | +22,20 | 9963.00 | -96,50 |

MURO DE ACOMPAÑAMIENTO, MURO DE TRANSICION Y ALETA
(Zona este). Altura de coronación de murete de guarda.
Nota: Coordenadas referidas al punto THR-01.

Hg = Altura del muro frontal.
Hm = Altura apoyo esférico multidireccional.
Hm1 = Coronación murete de guarda.

Dimensiones de los muros de acompañamiento

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS
17/12/2009 E090126
VISADO

3.1.2. *NORMATIVA UTILIZADA.*

Para la elaboración del proyecto se emplean las normas y recomendaciones enumeradas a continuación. Se distingue entre documentos relativos a las acciones a considerar y los referentes a la resistencia de la estructura.

3.1.2.1. *Normas de acciones*

- Ministerio de Fomento. "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera" (IAP).
- Ministerio de Fomento. "Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación." NCSE-02 (Real Decreto 997/2002).
- Norma de Construcción Sismorresistente: "Puentes (NCSP-07)". REAL DECRETO 637/2007.
- Eurocódigo 1: "Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 1: Bases de proyecto" (EC 1.1). UNE-ENV 1991-1 de Octubre 1997.
- UNE-ENV 1998-5:1998 : Eurocódigo 8 : disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes : parte 5: cimentaciones, estructuras de contención de tierras y aspectos geotécnicos / Asociación Española de Normalización y Certificación.

3.1.2.2. *Normas de construcción*

- Ministerio de Fomento. "Instrucción de Hormigón Estructural (EHE)".
- Ministerio de Fomento. "Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera".
- UNE-EN 1337-1. Apoyos estructurales. Parte 1: Reglas generales de diseño.

3.1.3. *DOCUMENTACIÓN DE REFERENCIA.*

Se enumeran a continuación una serie de documentos que han servido de referencia y para la obtención de datos en los cálculos de este cuaderno de cálculo:

- Informe geotécnico complementario para definición de losa RESA Sur. Aeropuerto de La Palma. IMPUTACIÓN 38-090001-NM. MAYO DE 2009. Autor: G.O.C.



- Restricciones al diseño de la estructura para la RESA 19 en el aeropuerto de La Palma. Autor: IDOM.

3.1.4. PROGRAMAS DE CÁLCULO UTILIZADOS.

Para el cálculo y dimensionamiento de la estructura se han utilizado los siguientes programas:

- Hojas de cálculo de elaboración propia con el programa MathCad.
- Prontuario Informático de Hormigón Estructural: Programa de comprobación y armado de secciones de hormigón frente a Estados Límite Últimos y de Servicio.

3.2. BASES DE CÁLCULO

3.2.1. CRITERIOS DE SEGURIDAD

Para justificar la seguridad de las estructuras, objeto de este anejo y su aptitud de servicio, se utilizará el método de los estados límites.

Los estados se clasifican en:

- Estados límites de servicio.
- Estados límites últimos.

3.2.1.1. Estados límite de servicio (E.L.S.)

Se incluyen bajo la denominación de estados límite de servicio todas aquellas situaciones de la estructura para las que no se cumplen los requisitos predefinidos de funcionalidad, comodidad, durabilidad o aspecto de la estructura.

Se consideran los siguientes:

- E.L.S. de deformaciones que afecten a la apariencia o funcionalidad de la obra, o que causen daño a elementos no estructurales.
- E.L.S. de fisuración. La fisuración del hormigón por tracción puede afectar a la durabilidad, la impermeabilidad o el aspecto de la estructura. La microfisuración del hormigón por compresión excesiva puede afectar, también, a la durabilidad.

3.2.1.2. Estados límite últimos (E.L.U.)

La denominación de estados límites últimos engloba todos aquellos correspondientes a una puesta fuera de servicio de la estructura, por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella, poniendo en peligro la seguridad de las personas.

Los estados límites últimos que se deben considerar son los siguientes:

- E.L.U. de pérdida de equilibrio, por falta de estabilidad de una parte o de la totalidad de la estructura.
- E.L.U. de agotamiento frente a sollicitaciones normales, frente a cortante y torsión. Estos estados se estudian a nivel de sección de elemento estructural.



3.2.2. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES

Con carácter general se consideran los criterios especificados en la Instrucción relativa a acciones a considerar en puentes de carretera (IAP) y del "Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 1: Bases de proyecto (EC 1.1)".

3.2.2.1. Acciones permanentes

Se refiere a los pesos de los elementos que constituyen la obra, y se supone que actúan en todo momento, siendo constantes en magnitud y posición. Están formadas por el peso propio y la carga muerta.

- **Peso propio**

La carga se deduce de la geometría teórica de la estructura, considerando para la densidad del hormigón el siguiente valor:

- Hormigón 25.0 kN/m³

- **Carga muerta**

Son acciones debidas al peso propio de los elementos de función no estructural. Afectan al estribo el incremento de empujes producido por las cargas del firme de pavimento de la pista de vuelo.

Para el cálculo se ha considerado una densidad de 25,0 kN/m³. Por tanto, la carga actuante sobre la losa será la siguiente:

$$q = \gamma_{cm} \cdot e = 25,0 \cdot 0,35 = 8,75 \text{ kN / m}^2$$

- **Peso del terreno**

Como peso del terreno se considera la porción de tierras ubicada en el trasdós y sobre la zapata. El material de este terreno está compuesto principalmente por suelo friccional. Las características del este terreno son:

| Terreno | γ_s (kN/m ³) | c (kN/m ²) | ϕ |
|----------|---------------------------------|------------------------|--------|
| Rellenos | 18.0 | 0 | 30° |

No se ha considerado la existencia de nivel freático para la determinación de los empujes sobre el trasdós del muro ni en el cálculo de las zapatas de cimentación del estribo. Se ha considerado un porcentaje de evacuación de agua por drenaje del 100%, pues, todos los muros tendrán un relleno granular en el trasdós y su sistema de drenaje mediante mechnales.

3.2.2.2. Acciones permanentes de valor no constante

- **Acciones reológicas**

No se han tenido en cuenta.

- **Acciones debidas a asientos del terreno de cimentación**

No se han tenido en cuenta.

- **Acciones del terreno sobre estribos y muros**

En este apartado se consideran las acciones originadas por el terreno natural o de relleno sobre los estribos, muros de acompañamiento y aletas.

- **Empuje activo**

El empuje activo se ha determinado mediante la teoría de Coulomb.

La fuerza de empuje activo será la resultante de un diagrama triangular de presiones:

$$E_a = (1/2) \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot K_a$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

donde,

E_a : Resultante del empuje activo (kN).

γ_s : densidad del suelo (kN / m³).

H : Altura total del estribo.

k_a : Coeficiente de empuje activo.

ϕ : Ángulo de fricción del terreno.

β : Ángulo de inclinación del muro con respecto a la vertical ($\alpha = 0^\circ$ en el presente caso).

δ : Ángulo de rozamiento tierras – muro (se asume $\delta = 3/4 \phi$).

i : Ángulo de inclinación del talud de tierras en el trasdós (en el presente caso $i = 0^\circ$).



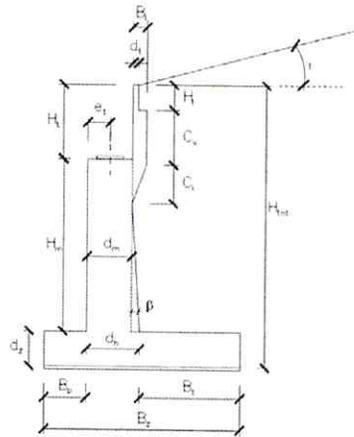


Figura 2. Sección típica de un muro frontal de estribo indicando geometría.

- Empuje pasivo

Aplicando la teoría de Rankine, la resistencia al empuje pasivo de suelos friccionales resulta:

$$E_p = (1/2) \cdot \gamma_s \cdot h^2 \cdot k_p$$

$$k_p = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

E_p : Resultante del empuje activo (kN).

γ_s : Densidad del suelo (kN / m³).

h : Profundidad donde se desarrolla el empuje pasivo.

k_p : Coeficiente del empuje pasivo.

3.2.2.3. Acciones variables

Comprenden tanto las sobrecargas de uso de las aeronaves que utilizan la pista y de los vehículos terrestres que pueden recorrer esta zona como las sobrecargas climáticas de viento y térmicas.

Debido a que la estructura del estribo se encuentra dentro de una zona del campo de vuelo tipo RESA la probabilidad de que el avión efectúe maniobras frecuentes de despegue y aterrizaje son muy reducidas. Por tanto, se decide considerar únicamente el efecto estático de estas sobrecargas.

Por tanto, en lo que respecta a la acción del avión, se considera como única hipótesis al avión de diseño estacionado o avanzando a muy baja velocidad (sin impacto).



- **Avión de diseño**

- El avión de diseño para el cálculo de la estructura es un Airbus 330 – 300.

La geometría de del tren de aterrizaje y las cargas se extraen del documento de restricciones al diseño de la estructura. La carga por rueda del avión de diseño es de 27.776 kg.

Para el cálculo del incremento del empuje debido a esta sobrecarga se considera la acción de las cuatro ruedas de uno de los carretones delanteros ($4 \times 277 \text{ kN} = 1108 \text{ kN}$).

- **Sobrecarga de uso distribuida en terraplenes**

De acuerdo con la Instrucción IAP, la sobrecarga sobre terraplenes adyacentes a la estructura que se considera actuando en la parte superior del terraplén es una sobrecarga uniforme de $10 \text{ kN} / \text{m}^2$.

- **Viento**

No se ha tenido en cuenta.

- **Acciones térmicas**

No se han tenido en cuenta.

- **Choques**

No se han tenido en cuenta.

- **Acción sísmica**

Se aplica la Norma de Construcción Sismorresistente, Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07), aprobada por el REAL DECRETO 637/2007 de 18 de mayo de 2007. El ámbito de aplicación de esta norma se extiende a todos los proyectos y obras de nueva construcción de puentes que formen parte de la red de carreteras del Estado o de la red ferroviaria de interés general en España.

Con carácter más general, también se aplica la Norma de Construcción Sismorresistente, NCSE-02, aprobada en el Real Decreto 997/2002 de 27 de septiembre. Esta Norma tiene como objeto proporcionar los criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica en la realización de los diferentes proyectos.

Según el apartado 1.2.3 de la Norma NCSE-02, ésta es de obligada aplicación, excepto en los siguientes casos:

- En las construcciones de moderada importancia.



- En las construcciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a 0,04 g; siendo g la aceleración de la gravedad.

La norma NCSE-02 considera que una aceleración sísmica básica inferior a 0,04 g no genera solicitaciones peores que las demás hipótesis de carga, dada la diferencia de coeficientes de seguridad y de acciones simultáneas que deben considerarse con el sismo.

De acuerdo a la NCSE-02, la estructura se clasifica dentro del grupo de "Construcciones de importancia especial", por tratarse de una infraestructura básica de comunicación.

Tanto en el apartado 2.1 de la norma NCSE-02 por medio del Mapa de Peligrosidad Sísmica como en el anejo 1 por medio de un listado de municipios, se recogen para cada zona del territorio español, el valor de la aceleración sísmica básica a_b . Este valor es característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno, correspondiente a un período de retorno de 500 años.

En este caso, resulta:

$$a_b / g = 0,04$$

siendo g la aceleración de la gravedad.

De acuerdo a los criterios de aplicación de la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02, por ser la aceleración básica de cálculo igual o superior al valor 0,04 g, es preceptiva su aplicación para este proyecto.

A partir de este parte del documento se describe el cálculo para la determinación de la aceleración sísmica de cálculo de acuerdo con las Normas NCSE-02 y NCSP-07.

La aceleración de cálculo será:

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

donde:

a_b Aceleración sísmica básica

ρ Coeficiente adimensional de riesgo. Para construcciones de importancia especial adopta un valor $\rho = 1,30$

S Coeficiente de amplificación del terreno.

$$\text{Para } \rho \cdot a_b \leq 0,1g \rightarrow S = \frac{C}{1,25}$$

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

VISADO 39

Siendo C el coeficiente del terreno, que se obtiene ponderando los coeficientes de los diferentes terrenos existentes en los primeros 30 m bajo la superficie. De acuerdo con la información proporcionada por el informe geotécnico complementario, se adopta para toda la estructura un valor de 1,60.

Por tanto:

$$S = \frac{1,60}{1,25} = 1,28$$

Y la aceleración de cálculo será:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 1,28 \cdot 1,30 \cdot 0,04g = 0,066g$$

- **Empuje dinámico activo**

k_h : Coeficiente sísmico horizontal. Para estructuras sin restricción a desplazamientos horizontales

$$k_h = a_c/g.$$

k_v : Coeficiente sísmico vertical. Se considera igual a cero.

θ : Ángulo definido por el método de Mononobe-Okabe; $\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right)$.

Aplicando el método de Mononobe-Okabe, El coeficiente de empuje activo en condiciones dinámicas es el siguiente:

$$k_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\theta + \beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \theta - i)}{\cos(\theta + \beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}}\right]^2}$$

ϕ : Ángulo de fricción del terreno.

β : Ángulo de inclinación del muro con respecto a la vertical ($\alpha = 0^\circ$ en el presente caso).

δ : Ángulo de rozamiento tierras – muro (se asume $\delta = 3/4 \phi$).

i : Ángulo de inclinación del talud de tierras en el trasdós (en el presente caso $i = 0^\circ$).

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

V I S A D O

3.2.3. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la Instrucción "Eurocódigo 1. Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 1: Bases de proyecto" (EC 1.1).

Las acciones se definen, en su magnitud, por sus valores representativos.

Una misma acción puede tener un único o varios valores representativos, según se indica a continuación, en función del tipo de acción.

3.2.3.1. Acciones permanentes (G)

Para las acciones permanentes se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico G_k .

3.2.3.2. Acciones permanentes de valor no constante (G^*)

- Reológicas: Se considerará para las acciones de origen reológico un único valor representativo, coincidente con el valor característico $R_{k,t}$, correspondiente al instante "t" en el que se realiza la comprobación.
- Acciones del terreno: Para el peso del terreno, que gravita sobre elementos de la estructura, se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico. Para el empuje del terreno, se considerará el valor representativo de acuerdo con lo expuesto en 3.2.2.2.

3.2.3.3. Acciones variables (Q)

Cada una de las acciones variables puede considerarse con los siguientes valores representativos:

- Valor característico Q_k : Valor de la acción cuando actúa aisladamente.
- Valor de combinación $\Psi_0 Q_k$: Valor de la acción cuando actúa en compañía de alguna otra acción variable.
- Valor frecuente $\Psi_1 Q_k$: Valor de la acción que es sobrepasado durante un período de corta duración respecto a la vida útil del puente.
- Valor casi permanente $\Psi_2 Q_k$: Valor de la acción que es sobrepasado durante una gran parte de la vida útil del puente.

Los valores de los coeficientes Ψ son los siguientes:



| Ψ_0 | Ψ_1 | Ψ_2 |
|----------|----------|----------|
| 0,60 | 0,50 | 0,20 |

3.2.3.4. Acciones accidentales (A)

Para las acciones accidentales se considera un único valor representativo coincidente con el valor característico A_k .

3.2.4. VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la Instrucción "Eurocódigo 1. Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 1: Bases de proyecto" (EC 1.1).

Los valores de cálculo de las diferentes acciones son los obtenidos aplicando el correspondiente coeficiente parcial de seguridad γ a los valores representativos de las acciones, definidos en el apartado anterior.

3.2.4.1. Estados límites últimos (E.L.U.)

Para los coeficientes parciales de seguridad γ se tomarán los siguientes valores básicos:

| Concepto | | Situaciones persistentes y transitorias | | Situaciones accidentales | |
|--|----------------------|---|-----------------------|--------------------------|----------------------|
| | | Efecto favorable | Efecto desfavorable | Efecto favorable | Efecto desfavorable |
| Acciones permanentes | | $\gamma_G = 1,0$ | $\gamma_G = 1,35$ | $\gamma_G = 1,0$ | $\gamma_G = 1,0$ |
| Acciones permanentes de valor no constante | Reológicas | $\gamma_{G^*} = 1,0$ | $\gamma_{G^*} = 1,35$ | $\gamma_{G^*} = 1,0$ | $\gamma_{G^*} = 1,0$ |
| | Acciones del terreno | $\gamma_{G^*} = 1,0$ | $\gamma_{G^*} = 1,50$ | $\gamma_{G^*} = 1,0$ | $\gamma_{G^*} = 1,0$ |
| Acciones variables | | $\gamma_Q = 0$ | $\gamma_Q = 1,50$ | $\gamma_Q = 0$ | $\gamma_Q = 1,0$ |
| Acciones accidentales | | - | - | $\gamma_A = 1,0$ | $\gamma_A = 1,0$ |

3.2.4.2. Estados límites de servicio (E.L.S.)

Para los coeficientes parciales de seguridad γ se tomarán los siguientes valores:



| Concepto | | Situaciones persistentes y transitorias | |
|---|----------------------|---|----------------------|
| | | Efecto favorable | Efecto desfavorable |
| Acciones permanentes | | $\gamma_G = 1,0$ | $\gamma_G = 1,0$ |
| Acciones permanentes de valor no constante | Reológicas | $\gamma_{G^*} = 1,0$ | $\gamma_{G^*} = 1,0$ |
| | Acciones del terreno | $\gamma_{G^*} = 1,0$ | $\gamma_{G^*} = 1,0$ |
| Acciones variables | | $\gamma_Q = 0$ | $\gamma_Q = 1,0$ |

3.2.5. COMBINACIÓN DE ACCIONES

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la Instrucción "Eurocódigo 1. Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 1: Bases de proyecto" (EC 1.1).

Las hipótesis de carga a considerar se formarán combinando los valores de cálculo de las acciones cuya actuación pueda ser simultánea, según los criterios generales que se indican a continuación.

3.2.5.1. Estados límites últimos.

- **Situaciones persistentes y transitorias**

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones, se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

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

donde:

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

$G^*_{k,j}$ Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.

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

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

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

VISADO

- **Situaciones accidentales**

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

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

donde:

$G_{k,i}$, i , $G^*_{k,j}$ Valores representativos de las acciones permanentes.

$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ Valor frecuente de la acción variable dominante.

$\psi_{2,i} Q_{k,i}$ Valores casi-permanentes de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante y la acción accidental.

A_k Valor característico de la acción accidental.

3.2.5.2. Estados Límites de Servicio.

Para estos estados se considerarán únicamente las situaciones persistentes y transitorias, excluyéndose las accidentales.

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con los siguientes criterios:

- **Combinación característica (poco probable o rara)**

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

- **Combinación frecuente**

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

- **Combinación casi-permanente**

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

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

VISADO 14

3.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

3.3.1. Materiales

3.3.1.1. Hormigón

- Resistencia a compresión

Se consideran las siguientes resistencias características en Mpa:

- Hormigón de limpieza y nivelación HM-20
- Hormigón en cimentación HA-30/B/20/IIa
- Hormigón en estribos HA-30/B/20/IIIa

No se dispone de información de una posible agresividad del terreno sobre los hormigones de cimentación.

- Recubrimientos

El valor nominal del recubrimiento, de acuerdo con el Artículo 37.2.4. de la Instrucción EHE, será:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

Para elementos in situ con nivel intenso de control de ejecución $\Delta r = 5 \text{ mm}$

Para elementos no prefabricados, ambiente IIIa y hormigones de resistencia inferior a 40 N/mm² $r_{min} = 35 \text{ mm}$

Por tanto, el recubrimiento nominal de cada elemento será:

| Elemento | r_{nom} (mm) |
|-------------|----------------|
| Pilotes | 70 |
| Cimentación | 50 |
| Estribos | 40 |
| Pilas | 40 |
| Losa | 40 |

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

VISADO

- **Requisitos de durabilidad**

De acuerdo con el Artículo 37.3.2. de la Instrucción EHE, se deberán cumplir las siguientes especificaciones para los diferentes ambientes:

| | Ambiente IIa | Ambiente IIIa |
|--|--------------|---------------|
| Máxima relación agua/cemento | 0,60 | 0,50 |
| Mínimo contenido de cemento hormigón armado (kg/m ³) | 275 | 300 |

3.3.1.2. *Acero de armar*

- **Resistencia**

Para todos los elementos se considera acero B 500 SD.

- **Módulo de elasticidad**

Se adopta un valor de 2×10^5 N/mm².

3.3.2. *Niveles de control*

El control de calidad de los elementos de hormigón armado abarca el control de materiales y el control de la ejecución.

3.3.2.1. *Control de materiales*

El control de la calidad del hormigón y de sus materiales componentes, así como el control del acero se efectuará según lo establecido en la "Instrucción de Hormigón Estructural, EHE".

El fin del control es verificar que la obra terminada tiene las características de calidad especificadas en el proyecto, que son las generales de la Instrucción EHE. La realización del control se adecuará al nivel adoptado en el proyecto.

3.3.2.2. *Control de la ejecución*

El control de la calidad de la ejecución de los elementos de hormigón se efectuará según lo establecido en la "Instrucción de Hormigón Estructural", EHE.

Existen diferentes niveles de control. La realización del control se adecuará al nivel adoptado para la elaboración del proyecto.

