

3.3.2.3. Niveles de control establecidos

En el proyecto se adoptan los siguientes niveles de control según la definición de EHE:

- Acero de armar
Todos los casos: Normal
- Hormigón
Todos los casos: Estadístico
- Ejecución
Todos los casos: Intenso

Corresponde a la Dirección de Obra la responsabilidad de la realización de los controles anteriormente definidos.

3.3.3. Coeficientes parciales de seguridad para la resistencia

Los controles anteriormente definidos están en acuerdo recíproco con los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia, adoptados en los cálculos justificativos de la seguridad estructural.

Los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia adoptados son:

- Hormigón
 - Situación persistente o transitoria $\gamma_c = 1,50$
 - Situación accidental $\gamma_c = 1,30$
- Acero de armar
 - Situación persistente o transitoria $\gamma_s = 1,15$
 - Situación accidental $\gamma_s = 1,00$

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

V I S A D O

3.4. COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

3.4.1. Estado Límite de deformaciones de la estructura

El límite considerado para la flecha correspondiente al avión rodando (con coeficiente de impacto) es de $L/500$ y de $L/750$ para la suma de sobrecargas de avión parado (sin impacto) y sobrecarga de uso de 400 kp/m^2 .

3.4.2. Estado Límite de fisuración del hormigón

3.4.2.1. Aparición de fisuras por compresión

Bajo la combinación más desfavorable de acciones correspondiente a la fase en estudio, las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir:

$$\sigma_c \leq 0,60 f_{ck,j}$$

donde:

σ_c Tensión de compresión del hormigón en la situación de comprobación.

$f_{ck,j}$ Valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a j días (edad del hormigón en la fase considerada).

3.4.2.2. Fisuración por tracción. Criterios de comprobación

La comprobación general del Estado Límite de Fisuración por tracción consiste en satisfacer la siguiente inecuación:

$$W_k \leq W_{\text{máx}}$$

donde:

W_k Abertura característica de fisura.

$W_{\text{máx}}$ Abertura máxima de fisura definida en la tabla 49.2.4 de la Instrucción EHE.

3.4.2.3. Valores máximos de la abertura de fisura

En elementos de hormigón armado, en ausencia de requerimientos específicos (estanqueidad, etc.) y bajo la combinación de acciones cuasipermanentes, las máximas aberturas de fisura para los distintos ambientes, se muestran en la tabla 49.2.4. de la Instrucción EHE.

INGENIEROS AERONÁUTICOS
17/12/2009 E090126

TABLA 49.2.4 (EHE)

Clase de exposición	$W_{m\acute{a}x}$ (mm)	
	Hormigón armado	Hormigón pretensado
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 ¹
IIIa, IIIb, IV, F	0,2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0,1	

¹ Adicionalmente, deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran activas en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación de acciones cuasipermanentes.

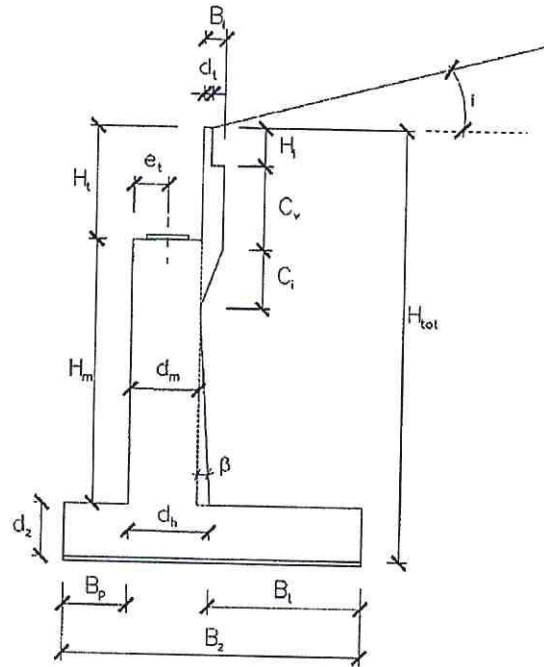
COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

V I S A D O 

APÉNDICE A. MURO FRONTAL

CÁLCULO DEL ESTRIBO



Geometría del estribo

$H_m := 6.6\text{m}$	Altura del muro
$d_m := 1.0\text{m}$	Canto del muro
$H_t := 2.70\text{m}$	Altura del murete
$H_1 := 0.9\text{m}$	Altura para apoyo losa de transición
$C_v := 0.40\text{m}$	Canto vertical de ménsula
$C_i := 0.98\text{m}$	Canto inclinado de ménsula
$d_t := 0.20\text{m}$	Canto del murete
$B_1 := 0.40\text{m}$	Canto de la ménsula
$e_t := 0.50\text{m}$	Entrega de las vigas en el estribo
$B_2 := 7.5\text{m}$	Ancho de la zapata
$d_z := 1.5\text{m}$	Canto de la zapata
$B_p := 3.25\text{m}$	Ancho de la puntera
$\beta := 0^\circ$	Ángulo de tradós del muro
$i := 0^\circ$	Ángulo superior del talud

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

VISADO

$$H_{tot} := H_t + H_m + d_z \quad \text{Altura total del muro} \quad H_{tot} = 10.8 \text{ m}$$

$$d_h := d_m + (H_{tot} - H_t - C_v - C_i - d_z) \cdot \tan(\beta) \quad \text{Sobreechanco del muro en la base} \quad d_h = 1 \text{ m}$$

$$B_t := B_z - B_p - d_h \quad \text{Vuelo del talón de zapata} \quad B_t = 3.25 \text{ m}$$

Datos de materiales

Suelo de relleno

$$\gamma_{rell} := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso específico del suelo}$$

$$\phi_{rell} := 30^\circ \quad \text{Ángulo de fricción interna del suelo}$$

Interacción relleno-muro

$$\delta_{rm} := \frac{3}{4} \cdot \phi_{rell} \quad \text{Ángulo de fricción entre relleno e intradós del muro} \quad \delta_{rm} = 22.5^\circ$$

Suelo de cimentación

$$\gamma_{cim} := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso específico del suelo}$$

$$\phi_{cim} := 37^\circ \quad \text{Ángulo de fricción interna del suelo}$$

$$\sigma_{adm} := 200 \text{ kPa} \quad \text{Tensión admisible de la cimentación}$$

$$a_c := 0.06656 \text{ g} \quad \text{Aceleración sísmica de cálculo}$$

Interacción entre cimentación y suelo

$$\delta_{cs} := 0.9 \cdot \phi_{rell} \quad \text{Ángulo de fricción entre zapata y suelo de cimentación} \quad \delta_{cs} = 27^\circ$$

Hormigón estructural

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$$

$$\gamma_H := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso específico del hormigón}$$

$$\gamma_{co} := 1.5$$

$$r_{muro} := 30 \text{ mm}$$

$$r_{cim} := 50 \text{ mm}$$

Aceros

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{st} := 1.15$$

Reacción mayorada de la estructura en el apoyo del estribo

$$R_{est} := 15000 \text{ kN}$$

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

VISADO

Empuje Activo K_a

Sin considerar el sismo

Expresión de Coulomb

$$K_a := \frac{(\cos(\phi_{\text{rell}} - \beta))^2}{(\cos(\beta))^2 \cdot \cos(\beta + \delta_{\text{rm}}) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi_{\text{rell}} + \delta_{\text{rm}}) \cdot \sin(\phi_{\text{rell}} - i)}{\cos(\beta + \delta_{\text{rm}}) \cdot \cos(\beta - i)} \right)^{0.5} \right]^2} \quad K_a = 0.296$$

Expresión de Rankine

$$k_a := \left(\tan \left(45^\circ - \frac{\phi_{\text{rell}}}{2} \right) \right)^2 \quad k_a = 0.333$$

$$E_a := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{\text{rell}} \cdot H_{\text{tot}}^2 \quad E_a = 311.033 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$E_{aV} := E_a \cdot \sin(\delta_{\text{rm}} + \beta) \quad E_{aV} = 119.027 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$E_{aH} := E_a \cdot \cos(\delta_{\text{rm}} + \beta) \quad E_{aH} = 287.357 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$H_a := 0.3 \cdot H_{\text{tot}} \quad H_a = 3.24 \text{ m}$$

Componentes horizontal y vertical del empuje activo sin sismo

Considerando el sismo - Formula de Mononobe-Okabe

$$K_h := \frac{a_c}{g} \quad \text{Para estructuras sin restricción a desplazamientos horizontales}$$

$$K_v := 0 \cdot \frac{a_c}{g} \quad \theta := \arctan \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right)$$

$$K_{ae} := \frac{(\cos(\phi_{\text{rell}} - \theta - \beta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\cos(\beta))^2 \cdot \cos(\theta + \beta + \delta_{\text{rm}}) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi_{\text{rell}} + \delta_{\text{rm}}) \cdot \sin(\phi_{\text{rell}} - \theta - i)}{\cos(\theta + \beta + \delta_{\text{rm}}) \cdot \cos(\beta - i)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

$$K_{ae} = 0.341$$

Se supone que el esfuerzo resultante del empuje incrementado por la acción sísmica se aplica a una altura de 0.5 de H medida a partir de la base del muro

$$E_{ae} := \frac{1}{2} \cdot K_{ae} \cdot (1 - K_v) \cdot \gamma_{\text{rell}} \cdot H_{\text{tot}}^2 \quad E_{ae} = 357.867 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$E_{aeV} := E_{ae} \cdot \sin(\delta_{\text{rm}} + \beta) \quad E_{aeV} = 136.95 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$E_{aeH} := E_{ae} \cdot \cos(\delta_{\text{rm}} + \beta) \quad E_{aeH} = 330.626 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$H_{ae} := 0.5 \cdot H_{\text{tot}} \quad H_{ae} = 5.4 \text{ m}$$

Componentes horizontal y vertical del empuje activo con sismo

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

VISADO

Empuje Pasivo K_p

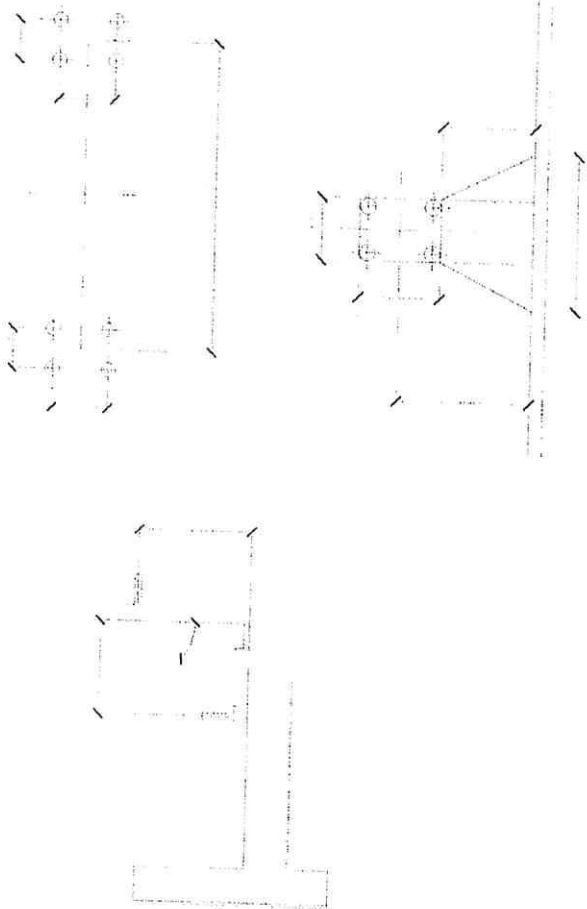
$$K_p := \left(\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_{rel}}{2} \right) \right)^2 \quad K_p = 3$$

$$E_p := \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma_{rell} \cdot d_z^2 \quad E_p = 60.75 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$H_p := \frac{1}{3} \cdot d_z \quad H_p = 0.5 m$$

Empuje debido a la sobrecarga

En los siguientes gráficos se muestra la ubicación de las ruedas del avión y las simplificaciones geométricas asumidas para el cálculo



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

$N_{av} := 4.277 \text{ kN}$	$N_{av} = 1.108 \times 10^3 \cdot \text{kN}$	Acción de 4 ruedas
$b := 1.88 \text{ m}$	$a := 3.47 \text{ m}$	Dimensiones de la envolvente asumida de impronta de las cuatro ruedas
$d_N := 4 \text{ m}$		Distancia, asumida para el cálculo, entre del eje del conjunto de cuatro ruedas respecto al trasdós del muro de contención
$x := d_N - \frac{a}{2}$	$x = 2.265 \text{ m}$	Distancia entre el borde la impronta y el trasdós del muro
$l_{dis} := b + 2 \cdot \frac{x}{2}$	$l_{dis} = 4.145 \text{ m}$	Ancho de reparto del empuje producido por la acción de las 4 ruedas
$Q_{av} := \frac{N_{av} \cdot ka}{l_{dis}}$	$Q_{av} = 89.103 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Empuje provocado por la acción de las ruedas del avión de diseño
$H_{av} := H_{tot} - d_N \cdot \tan(40^\circ)$	$H_{av} = 7.444 \text{ m}$	Distancia de aplicación del empuje de las ruedas medido desde la base del muro

Empuje debido a la carga muerta del firme

$CM_f := \gamma_H \cdot 0.35 \text{ m}$	$CM_f = 8.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Se asume un firme rígido de hormigón armado de 35 cm de espesor
$E_{cm} := CM_f \cdot ka \cdot H_{tot}$	$E_{cm} = 31.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Empuje carga muerta de firme
$H_{cm} := \frac{H_{tot}}{2}$	$H_{cm} = 5.4 \text{ m}$	Distancia de aplicación del empuje de cargas muertas medido desde la base del muro

Comprobaciones estabilidad global

Comprobación al deslizamiento

Fuerzas activas

Empuje activo con sismo

$P_{ea} := E_{aH}$	$P_{ea} = 330.626 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
--------------------	---

Empuje activo sin sismo

$P_e := E_{aH}$	$P_e = 287.357 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
-----------------	--

Acción de la sobrecarga

$P_{sc} := Q_{av}$	$P_{sc} = 89.103 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
--------------------	--

Empuje de carga muerta firme

$P_{cm} := E_{cm}$	$P_{cm} = 31.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
--------------------	--

RESULTANTE CON SISMO

$P_{ac} := P_{ea} + P_{sc} + P_{cm}$	$P_{ac} = 451.229 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
--------------------------------------	---

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONAUTICOS

17/12/2009 E090126

VISADO

RESULTANTE SIN SISMO

$$P_a := P_e + P_{sc} + P_{cm} \quad P_a = 407.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Fuerzas pasivas

Estructura del estribo

$$PP_{zap} := B_z \cdot d_z \cdot \gamma_H \quad PP_{zap} = 281.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$PP_{mur} := \left[H_m \cdot d_m + \frac{[(d_h - d_m) \cdot (H_{tot} - H_l - C_v - C_i - d_z)]}{2} \right] \cdot \gamma_H \quad PP_{mur} = 165 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$PP_{mt} := \left(d_t \cdot H_l + B_l \cdot C_v + \frac{B_l \cdot C_i}{2} \right) \cdot \gamma_H \quad PP_{mt} = 13.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Reacción vertical del dintel

$$\alpha_p := 45^\circ$$

$$L_{din} := 2 \cdot \tan(\alpha_p) \cdot (H_m + d_z)$$

Faja de reparto de la carga puntual

$$P_{din} := R_{est} \frac{1}{1.5} \frac{1}{L_{din}} \quad H_m + d_z = 8.1 \text{ m} \quad P_{din} = 617.284 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Suelo sobre talón de zapata

$$t_{tot} := (H_{tot} - d_z)$$

$$t_{tal} := B_t \cdot \frac{\tan(i)}{2}$$

$$t_{ens} := \frac{[(d_h - d_m) \cdot (H_{tot} - H_l - C_v - C_i - d_z)]}{2 \cdot B_t}$$

$$t_{mur} := \frac{\left(d_t \cdot H_l + B_l \cdot C_v + \frac{B_l \cdot C_i}{2} \right)}{B_t}$$

$$PP_{sue} := B_t \cdot (t_{tot} + t_{tal} - t_{ens} - t_{mur}) \cdot \gamma_{rcII} \quad PP_{sue} = 534.402 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carga muerta sobre el talón de la zapata

$$PP_{cm} := CM_F \cdot B_t \quad PP_{cm} = 28.438 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Empuje pasivo en puntera

$$P_{EP} := E_p \quad P_{EP} = 60.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Componente vertical del empuje activo con sismo

$$P_{eaV} := E_{acV} \quad P_{eaV} = 136.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

VISAD 55

Componente vertical del empuje activo con sismo

$$P_{eV} := E_{aV}$$

$$P_{eV} = 119.027 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

RESULTANTE CON SISMO

$$P_{pe} := (PP_{zap} + PP_{mur} + PP_{mt} + P_{din} + PP_{sue} + PP_{cm} + P_{eaV}) \cdot \tan(\delta_{cs}) + P_{EP}$$

$$P_{pe} = 966.036 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

RESULTANTE SIN SISMO

$$P_p := (PP_{zap} + PP_{mur} + PP_{mt} + P_{din} + PP_{sue} + PP_{cm} + P_{eV}) \cdot \tan(\delta_{cs}) + P_{EP}$$

$$P_p = 956.904 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

a) COMPROBACIÓN CON SISMO

Seguridad al deslizamiento

$$C_{sd_e} := \frac{P_{pe}}{P_{ac}} \quad C_{sd_e} = 2.141$$

b) COMPROBACIÓN SIN SISMO

Seguridad al deslizamiento

$$C_{sd} := \frac{P_p}{P_a} \quad C_{sd} = 2.346$$

Comprobación al vuelco

Momentos volcadores

Empuje activo con sismo

$$M_{eaH} := E_{aH} \cdot H_{ae}$$

$$M_{eaH} = 1.785 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Empuje activo sin sismo

$$M_{aH} := E_{aH} \cdot H_a$$

$$M_{aH} = 931.035 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Empuje sobrecarga

$$M_{sc} := Q_{av} \cdot H_{av}$$

$$M_{sc} = 663.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Empuje carga muerta firme

$$M_{cm} := E_{cm} \cdot H_{cm}$$

$$M_{cm} = 170.1 \cdot \text{kN}$$

RESULTANTE CON SISMO

$$M_{cv} := M_{eaH} + M_{sc} + M_{cm} \quad M_{cv} = 2.619 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

RESULTANTE SIN SISMO

$$M_v := M_{aH} + M_{sc} + M_{cm} \quad M_v = 1.764 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONAUTICOS

17/12/2009 E090126

VISADO

Momentos estabilizadores

Empuje activo con sismo

$$M_{caV} := Eae_V \cdot (B_p + d_m) \quad M_{caV} = 582.037 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Empuje activo sin sismo

$$M_{eV} := Ea_V \cdot (B_p + d_m) \quad M_{eV} = 505.865 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Estructura del estribo

$$M_{zap} := PP_{zap} \cdot \frac{B_z}{2} \quad M_{zap} = 1.055 \times 10^3 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{mur1} := (H_m \cdot d_m \cdot \gamma_H) \cdot \left(\frac{d_m}{2} + B_p \right)$$

$$M_{mur2} := \left[\frac{[(d_h - d_m) \cdot (H_{tot} - H_l - C_v - C_i - d_z)]}{2} \cdot \gamma_H \right] \cdot \left[\left(\frac{d_h - d_m}{3} \right) + B_p + d_m \right]$$

$$M_{mur3} := (d_t \cdot H_l \cdot \gamma_H) \cdot \left(B_p + d_m + \frac{d_t}{2} \right)$$

$$M_{mur4} := (B_l \cdot C_v \cdot \gamma_H) \cdot \left(B_p + d_m + \frac{B_l}{2} \right)$$

$$M_{mur5} := \left(\frac{B_l \cdot C_i}{2} \cdot \gamma_H \right) \cdot \left(B_p + d_m + \frac{B_l}{3} \right)$$

$$M_{mur} := M_{mur1} + M_{mur2} + M_{mur3} + M_{mur4} + M_{mur5} \quad M_{mur} = 677.603 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Reacción vertical del dintel

$$M_{din} := P_{din} \cdot (B_p + e_t) \quad M_{din} = 2.315 \times 10^3 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Suelo sobre talón de zapata

Trapezio 1

$$b_{t1} := B_t$$

$$c_{t1} := B_z - B_p - d_m$$

$$x_{t1} := \frac{b_{t1}^2 + b_{t1} \cdot c_{t1} + c_{t1}^2}{3 \cdot (b_{t1} + c_{t1})}$$

$$h_{t1} := H_{tot} - (d_z + H_l + C_v + C_i)$$

$$P_{t1} := \frac{b_{t1} + c_{t1}}{2} \cdot h_{t1} \cdot \gamma_{rell}$$

$$M_{t1} := P_{t1} \cdot [B_p + d_m + (c_{t1} - x_{t1})]$$

$$M_{t1} = 2.413 \times 10^3 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Trapezio 2

$$b_{t2} := B_z - B_p - d_m$$

$$c_{t2} := B_z - B_p - d_m - B_l$$

$$x_{t2} := \frac{b_{t2}^2 + b_{t2} \cdot c_{t2} + c_{t2}^2}{3 \cdot (b_{t2} + c_{t2})}$$

$$h_{t2} := H_{tot} - (d_z + H_l + C_v + C_i)$$

$$P_{t2} := \frac{b_{t1} + c_{t1}}{2} \cdot h_{t1} \cdot \gamma_{rell} \quad M_{t2} := P_{t2} \cdot [B_p + d_m + (b_{t2} - x_{t2})]$$

Rectángulo 1

$$M_{t2} = 2.453 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$b_{r1} := B_z - B_p - d_m - B_l$$

$$h_{r1} := C_v$$

$$P_{r1} := b_{r1} \cdot h_{r1} \cdot \gamma_{rell} \quad M_{r1} := P_{r1} \cdot \left[B_z - \left(\frac{b_{r1}}{2} \right) \right] \quad M_{r1} = 124.659 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Rectángulo 2

$$b_{r2} := B_z - B_p - d_m - d_t$$

$$h_{r2} := H_l$$

$$P_{r2} := b_{r2} \cdot h_{r2} \cdot \gamma_{rell} \quad M_{r2} := P_{r2} \cdot \left[B_z - \left(\frac{b_{r2}}{2} \right) \right] \quad M_{r2} = 122.607 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Cuña 1

$$b_{c1} := B_z - B_p - d_m - d_t$$

$$h_{c1} := b_{c1} \cdot \tan(i)$$

$$P_{c1} := \frac{b_{c1} \cdot h_{c1}}{2} \cdot \gamma_{rell} \quad M_{c1} := P_{c1} \cdot \left[B_z - \left(\frac{1}{3} \cdot b_{c1} \right) \right] \quad M_{c1} = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carga muerta de firme

$$M_{cmf} := PP_{cm} \cdot \left(B_z - \frac{B_t}{2} \right) \quad M_{cmf} = 167.07 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{sue} := M_{t1} + M_{t2} + M_{r1} + M_{r2} + M_{c1} \quad M_{sue} = 5.113 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

RESULTANTE CON SISMO

$$M_{ee} := M_{zap} + M_{mur} + M_{din} + M_{sue} + M_{ev} \quad M_{ee} = 9.742 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

RESULTANTE SIN SISMO

$$M_e := M_{zap} + M_{mur} + M_{din} + M_{sue} + M_{ev} \quad M_e = 9.666 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

a) COMPROBACIÓN CON SISMO

Seguridad al vuelco

$$C_{sv_e} := \frac{M_{ee}}{M_{ev}} \quad C_{sv_e} = 3.72$$

a) COMPROBACIÓN SIN SISMO

Seguridad al vuelco

$$C_{sv} := \frac{M_e}{M_v} \quad C_{sv} = 5.478$$



Tensiones en el suelo de cimentación

Resultante de los pesos de muro y terreno sobre zapata
(no se considera el peso de la zapata)

Estribo

$$N_{pe} := PP_{mur} + PP_{mt} \quad e_{pe} := \frac{B_z}{2} - \frac{M_{mur}}{N_{pe}} \quad e_{pe} = -0.048 \text{ m}$$

Reacción del dintel de la estructura

$$N_{din} := P_{din} \quad e_{din} := \frac{B_z}{2} - e_t \quad e_{din} = 3.25 \text{ m}$$

Suelo sobre talón de zapata

$$N_{sue} := PP_{sue} \quad e_{sue} := \frac{B_z}{2} - \frac{M_{sue}}{PP_{sue}} \quad e_{sue} = -5.817 \text{ m}$$

Carga muerta sobre talón de zapata

$$N_{cm} := PP_{cm} \quad e_{cm} := \frac{B_t}{2} - \frac{B_z}{2} \quad e_{cm} = -2.125 \text{ m}$$

$$N_{pp} := N_{pe} + N_{din} + N_{sue} + N_{cm} \quad N_{pp} = 1.359 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$e_p := \frac{(N_{pe} \cdot e_{pe} + N_{din} \cdot e_{din} + N_{sue} \cdot e_{sue} + N_{cm} \cdot e_{cm})}{N_{pp}} \quad e_p = -0.862 \text{ m}$$

Componente vertical del empuje activo

$$E_v := Pea_v \quad E_v = 136.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$f_v := \frac{B_z}{2} - (B_p - d_m) \quad f_v = 1.5 \text{ m}$$

Componente horizontal del empuje activo

$$E_h := Eae_{H1} \quad E_h = 330.626 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$h_e := \frac{H_{tot}}{3} \quad h_e = 3.6 \text{ m}$$

$$N_v := N_{pp} + E_v \quad N_v = 1.495 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$e_n := \frac{N_{pp} \cdot e_p + E_h \cdot h_e + E_v \cdot f_v}{N_v} \quad e_n = 0.15 \text{ m}$$

Comprobación excentricidad límite

$$\text{comp_ext} := \text{if} \left(e_n > \frac{B_z}{3}, \text{"no vale"}, \text{"si vale"} \right) \quad \text{comp_ext} = \text{"si vale"}$$

Comprobación tensional

$$\text{abs}_{en} := \left[(e_n)^2 \right]^{0.5}$$

$$\sigma_t := \frac{N_v}{2 \cdot \left(\frac{B_z}{2} - \text{abs}_{en} \right)} \quad \sigma_t = 207.693 \cdot \text{kPa}$$

$$\text{comp_tens} := \text{if} \left(\sigma_t > 1.5 \sigma_{adm}, \text{"no vale"}, \text{"si vale"} \right)$$

comp_tens = "si vale"
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

VISADO

CÁLCULO DEL MURO

Esfuerzos para dimensionamiento a flexión

Momentos y axiles característicos

Momento de empuje activo con sismo

$$M_{ca_k} := E_{aH} \left[\frac{(H_{tot} - d_z)^2}{H_{tot}^2} \right] \cdot \left(\frac{H_{tot} - d_z}{2} \right) \quad M_{ca_k} = 1.14 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momento de empuje activo sin sismo

$$M_{a_k} := E_{aH} \left[\frac{(H_{tot} - d_z)^2}{H_{tot}^2} \right] \cdot \left(\frac{H_{tot} - d_z}{3} \right) \quad M_{a_k} = 660.543 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momento de empuje sobrecarga

$$M_{sc_k} := Q_{av} \cdot \left(\frac{H_{tot} - d_z}{H_{tot}} \right) \cdot \left(\frac{H_{tot} - d_z}{2} \right) \quad M_{sc_k} = 356.785 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momento de empuje carga muerta firme

$$M_{cm_k} := E_{cm} \cdot \left(\frac{H_{tot} - d_z}{H_{tot}} \right) \cdot \left(\frac{H_{tot} - d_z}{2} \right) \quad M_{cm_k} = 126.131 \cdot \text{kN}$$

Axil de peso propio del muro

$$N_{pp_k} := PP_{zap} + PP_{mur} + PP_{mt} \quad N_{pp_k} = 459.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Axil de reacción del dintel de la estructura

$$N_{din_k} := P_{din} \quad N_{din_k} = 617.284 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

ELS

Momento y axil de servicio (comprobación fisuración)

$$M_k := 1.0 \cdot M_{a_k} + 1.0 \cdot M_{cm_k} + 1.0 \cdot M_{sc_k} \quad M_k = 1.143 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_k := 0.0 \cdot N_{pp_k} + 0.0 \cdot N_{din_k} \quad N_k = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

ELU

Momento y axil de cálculo (comprobación resistencia)

CON SISMO

$$M_{d_A} := 1.0 \cdot M_{ca_k} + 1.0 \cdot M_{cm_k} + 1.0 \cdot 0.20 \cdot M_{sc_k} \quad M_{d_A} = 1.337 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{d_A} := 0.0 \cdot N_{pp_k} + 0.0 \cdot N_{din_k} \quad N_{d_A} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

SIN SISMO

$$M_d := 1.5 \cdot M_{a_k} + 1.5 \cdot M_{cm_k} + 1.35 \cdot M_{sc_k} \quad M_d = 1.662 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_d := 0.0 \cdot N_{pp_k} + 0.0 \cdot N_{din_k} \quad N_d = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

VISADO

Predimensionado de la armadura $A_{s_pred} := \frac{M_d}{0.9 \cdot 0.9 \cdot d_z \cdot \frac{f_{yk}}{1.15}} \quad A_{s_pred} = 31.456 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Armadura por resistencia s/prontuario EHE $A_{s_ELU} := 43.8 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Armadura por durabilidad $A_{s_ELS} := 80.4 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Armadura por cuantía mecánica mínima $A_{s_mec} := 0.04 \cdot d_h \cdot \frac{f_{ck} \cdot \gamma_{st}}{\gamma_{co} \cdot f_{yk}} \quad A_{s_mec} = 18.4 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Armadura por cuantía geométrica mínima (por cada una de las dos caras) $A_{s_geo} := \begin{cases} \left(\frac{0.9}{1000} \cdot l \cdot m \cdot d_h \right) & \text{if } f_{yk} \geq 500 \text{MPa} \\ \left(\frac{1.2}{1000} \cdot l \cdot m \cdot d_h \right) & \text{otherwise} \end{cases}$

Se decide disponer la siguiente armadura $\rightarrow \phi 32 \text{ a } 0.10 \text{ m} \quad A_{s_real} := 80.4 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Esfuerzos para comprobación a cortante

Cortantes característicos

Cortante de empuje activo con sismo

$$V_{ea_k} := E_{aI} \cdot \left[\frac{(H_{tot} - d_z)^2}{H_{tot}^2} \right] \quad V_{ea_k} = 245.163 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Cortante de empuje activo sin sismo

$$V_{a_k} := E_{aI} \cdot \left[\frac{(H_{tot} - d_z)^2}{H_{tot}^2} \right] \quad V_{a_k} = 213.078 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Cortante de empuje sobrecarga

$$V_{sc_k} := Q_{av} \quad V_{sc_k} = 89.103 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Cortante de empuje carga muerta firme

$$V_{cm_k} := E_{cm} \cdot \left[\frac{(H_{tot} - d_z)^2}{H_{tot}^2} \right] \quad V_{cm_k} = 23.358 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

ELU

Cortante de cálculo (comprobación resistencia)

CON SISMO

$$V_{d_A} := 1.0 \cdot V_{ea_k} + 1.0 \cdot V_{cm_k} + 1.0 \cdot 0.20 \cdot V_{sc_k} \quad V_{d_A} = 286.342 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

SIN SISMO

$$V_d := 1.5 \cdot V_{a_k} + 1.5 \cdot V_{cm_k} + 1.35 \cdot V_{sc_k} \quad V_d = 474.944 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

Axil de dintel

$$N_{d_v} := 1.5 \cdot N_{din_k}$$

$$N_{d_v} = 925.926 \frac{kN}{m}$$

Cortante último s/prontuario EHE

$$V_u := 615.6 \frac{kN}{m}$$

Como $V_d < V_u$ \longrightarrow Existe suficiente resistencia al cortante

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

VISADO

CÁLCULO DE LA ZAPATA

Cálculo a Flexión

ELU

Formula válida para zapata flexible

$$v := B_p \quad v = 3.25 \text{ m} \quad \text{Vuelo de la puntera}$$

$$h := d_z \quad h = 1.5 \text{ m} \quad \text{Canto de la zapata}$$

$$\text{aplica_flexible} := \text{if}(v > 2 \cdot h, \text{"si aplica"}, \text{"no aplica"})$$

$$\text{aplica_flexible} = \text{"si aplica"}$$

$$M_{zd} := 1.5 \cdot \frac{\sigma_1}{2} \cdot (v + 0.15 \cdot d_h)^2$$

$$M_{zd} = 1.801 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Formula para zapata rígida

$$\text{aplica_rígida} := \text{if}(v < 2 \cdot h, \text{"si aplica"}, \text{"no aplica"})$$

$$\text{aplica_rígida} = \text{"no aplica"}$$

$$T_d := \frac{1.5 \sigma_1 v}{0.85 d_z} \left(\frac{v}{2} - 0.25 d_h \right)$$

$$T_d = 1.092 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$A_{s_zap} := \frac{T_d}{\frac{f_{yk}}{1.15}}$$

$$A_{s_zap} = 25.114 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

ELS

Formula válida para zapata flexible

$$M_{zk} := \frac{\sigma_1}{2} \cdot (v + 0.15 \cdot d_h)^2$$

$$M_{zk} = 1.2 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Cálculo de las armaduras

Predimensionamiento

$$A_{sz_pred} := \frac{M_{zd}}{0.9 \cdot 0.9 \cdot d_z \cdot \frac{f_{yk}}{1.15}}$$

$$A_{sz_pred} = 34.087 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Armadura por resistencia
s/prontuario EHE

$$A_{sz_ELU} := 30.8 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Armadura por durabilidad

$$A_{sz_ELS} := 53.6 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Armadura por cuantía mecánica mínima

$$A_{sz_mec} := 0.04 \cdot d_h \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{co}} \cdot \frac{\gamma_{st}}{f_{yk}} \quad A_{sz_mec} = 18.4 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Armadura por cuantía geométrica mínima
(por cada una de las dos caras)

$$A_{sz_geo} := \begin{cases} \left(\frac{1.2}{1000} \cdot 1 \text{ m} \cdot d_h \right) & \text{if } f_{yk} \geq 500 \text{ MPa} \\ \frac{1}{2} \left(\frac{2}{1000} \cdot 1 \text{ m} \cdot d_h \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$A_{sz_geo} = 12 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se decide disponer la siguiente armadura para
evitar la colocación de cercos

$$\implies (\phi 32 + \phi 25) / 0.20 \text{ m}$$

$$A_{sz_real} := 65 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

Dimensionamiento a cortante

Cortante de cálculo

La sección de comprobación se sitúa a un canto útil del apoyo

$$V_{zd} := 1.5 \cdot \sigma_t \cdot (v - 0.9 \cdot d_z) \qquad V_{zd} = 591.925 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Cortante último s/prontuario EHE $V_{zu} := 606.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Como $V_d < V_u$ \longrightarrow Existe suficiente resistencia al cortante

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

VISADO

Sección: MURD

Definición específica del armado

nº de capas: 1
φ [mm]: 32

Ambiente: ---
Exposiciones: Qa, Qb, Qc, H, F, E

Recubrimiento de la armadura longitudinal
c [mm]: 45.0

Solicitación:
 Flexión simple
 Tracción simple

Mk [kN·m]: 1143

Definición específica del armado (Diagrama):

A_s [cm²]: 80.4
A_{o, eficaz} [cm²]: 2500.0

capa	n barras	sv [mm]
1	10	61.0

Separación media entre fisuras s_m [mm]: 160.0
Deformación media de las armaduras ε_{sm} [‰]: 0.73
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración del hormigón σ_{sf} [MPa]: 83.4
Tensión en las armaduras en servicio σ_s [MPa]: 167.6

Abertura característica de fisura w_{vk} [mm]: 0.20

Valores máximos de la abertura de fisura

Clase de exposición	w max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2 ¹
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

(1) Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación de acciones cuasipermanentes

Sección: ZAPATA

Comprobación: Dimensionamiento | Diagrama de Flexión

Propuesta de armado | Plano de agotamiento

SECCIÓN DEFORMACIONES · 10⁻³ TENSIONES MPa

Plano de deformación de agotamiento y Mu

x [m]: 0.158 ε_s · 10⁻³: 1.3 Mu [kN·m]: 1001.0
I_y [km⁴]: 8.0 ε_i · 10⁻³: -10.8

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad (m)	Armadura (cm²)	Deformación · 10 ⁻³	Tensión (MPa)
0.000	0.0	1.3	0.0
1.400	30.8	-10.0	434.8

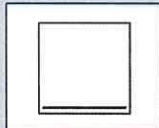
Md [kN·m]: 1801

COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

VISADO 

Sección: MURO



Inclinación de las bielas: $\cotg \theta = 1.0$ $\theta [^\circ] = 45$

Inclinación de las armaduras: $\alpha [^\circ] = 30.0$

ρ_1 [%-] 9
 b_0 [m] 1.00
 d [m] 0.93
 z [m] 0.84

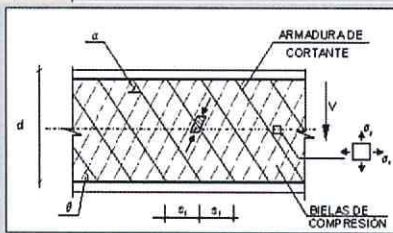
Con armadura de cortante
 Sin armadura de cortante

Armadura de compresión

Axil de cálculo (compresión +)
 N_d [kN] 925.9
 σ_{cd} [MPa] 0.9

Tensiones elásticas de cálculo (compresión +)
 σ_{xd} [MPa] 0.9
 σ_{yd} [MPa] 0
 $\theta_c [^\circ]$ 41.1

Comprobación



Cortante de agotamiento de las bielas V_{u1} [kN] 5580.0
 Cortante de agotamiento de los tirantes V_{u2} [kN] 615.6
 Contribución del hormigón a la resistencia V_{cu} [kN] 615.6
 Contribución de la armadura transversal V_{st} [kN] 0.0

Resistencia a cortante V_u [kN] 615.6

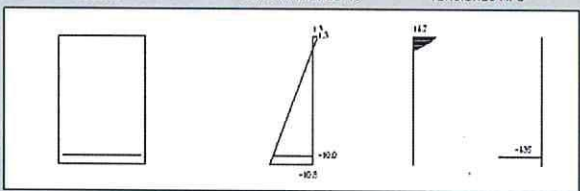
ρ_1 [mm] 9
 z [m] 0.20
 n [mm] 2 f_{yk} [MPa/m] 0.0

Sección: ZAPATA

Comprobación: Dimensionamiento Diagrama de Flexión

Propuesta de armado: Plano de agotamiento

SECCIÓN DEFORMACIONES $\cdot 10^{-3}$ TENSIONES MPa



Plano de deformación de agotamiento y M_u

x [m] 0.158 $\epsilon_s \cdot 10^{-3}$ 1.3 M_u [kN-m] 1801.0
 I_A [k-m⁴] 8.0 $\epsilon_s \cdot 10^{-3}$ -10.0

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad (m)	Armadura (cm ²)	Deformación $\cdot 10^{-3}$	Tensión (MPa)
0.000	0.0	1.3	0.0
1.400	30.8	-10.0	434.8

M_d [kN-m] 1801

COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

VISADO 

Sección: ZAPATA

Definición específica del armado

nº de capas: 1
φ [mm]: 32

Exposiciones: Qa, Qb, Qc, H, F, E

Recubrimiento de la armadura longitudinal: c [mm] = 45.0

Solicitación: Flexión simple

Mk [kN·m]: 1200

As [cm²]: 60.4
Ae,eficaz [cm²]: 2500.0

capa	n barras	sv [mm]
1	10	61.0

Separación media entre fisuras: s_m [mm] = 160.0
Deformación media de las armaduras: ϵ_{sm} [‰] = 0.78
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración del hormigón: σ_{sf} [MPa] = 83.4
Tensión en las armaduras en servicio: σ_s [MPa] = 176.0

Abertura característica de fisura: w_k [mm] = 0.21

Valores máximos de la abertura de fisura

Clase de exposición	w max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2 ¹
IIa, IIb, IV, F	0.2	Descompresión
IIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

(1) Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación de acciones cuasipermanentes

Sección: ZAPATA

Definición específica del armado

nº de capas: 1
φ [mm]: 32

Exposiciones: Qa, Qb, Qc, H, F, E

Recubrimiento de la armadura longitudinal: c [mm] = 50

Solicitación: Flexión simple

Mk [kN·m]: 1200

As [cm²]: 48.3
Ae,eficaz [cm²]: 3050.0

capa	n barras	sv [mm]
1	6	66.0

Separación media entre fisuras: s_m [mm] = 237.0
Deformación media de las armaduras: ϵ_{sm} [‰] = 0.49
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración del hormigón: σ_{sf} [MPa] = 180.7
Tensión en las armaduras en servicio: σ_s [MPa] = 185.5

Abertura característica de fisura: w_k [mm] = 0.20

Valores máximos de la abertura de fisura

Clase de exposición	w max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2 ¹
IIa, IIb, IV, F	0.2	Descompresión
IIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

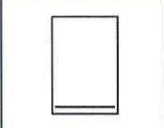
(1) Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación de acciones cuasipermanentes

COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

VISADO 

Sección **ZAPATA**



f_c [%] 6
b0 [m] 1.00
d [m] 1.40
z [m] 1.26

Con armadura de cortante
 Sin armadura de cortante

Armadura de compresión

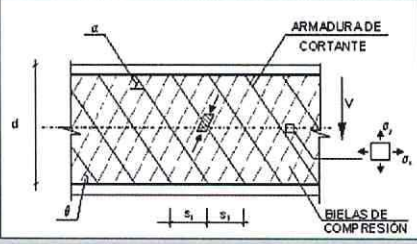
Inclinación de las bielas
ctg θ 1.0 θ [°] 45

Inclinación de las armaduras
 α [°] 50.0

Axil de cálculo (compresión +)
Nd [kN] 0.0
 σ_{cd} [MPa] 0.0

Tensiones elásticas de cálculo (compresión +)
 σ_{xd} [MPa] 0.0
 σ_{yd} [MPa] 0
 θ_e [°] 45.0

Comprobación



Cortante de agotamiento de las bielas	Vu1 [kN]	8400.0
Cortante de agotamiento de los tirantes	Vu2 [kN]	606.7
Contribución del hormigón a la resistencia	Vcu [kN]	606.7
Contribución de la armadura transversal	Vsu [kN]	0.0
Resistencia a cortante	Vu [kN]	606.7

ϕ [mm] 8
 s [m] 0.20
n° tramos 2 Δs [cm/m] 0.0

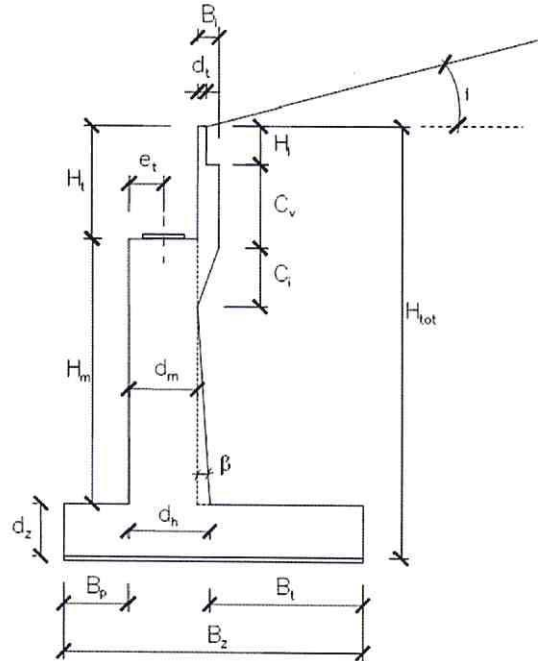
COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

VISADO

APÉNDICE B. MUROS DE ACOMPAÑAMIENTO

CÁLCULO DEL MURO DE ACOMPAÑAMIENTO AL ESTRIBO



Geometría del estribo

$H_m := 9\text{m}$	Altura del muro
$d_m := 1.0\text{m}$	Canto del muro
$H_t := 0\text{m}$	Altura del murete
$H_1 := 0\text{m}$	Altura para apoyo losa de transición
$C_v := 0\text{m}$	Canto vertical de ménsula
$C_i := 0\text{m}$	Canto inclinado de ménsula
$d_t := 0\text{m}$	Canto del murete
$B_1 := 0\text{m}$	Canto de la ménsula
$e_t := 0\text{m}$	Entrega de las vigas en el estribo

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

VISADO

$B_z := 5.75\text{m}$	Ancho de la zapata	
$d_z := 1.0\text{m}$	Canto de la zapata	
$B_p := 1.5\text{m}$	Ancho de la puntera	
$\beta := 0^\circ$	Ángulo de tradós del muro	
$i := 0^\circ$	Ángulo superior del talud	
$H_{\text{tot}} := H_t + H_m + d_z$	Altura total del muro	$H_{\text{tot}} = 10\text{m}$
$d_h := d_m + (H_{\text{tot}} - H_1 - C_v - C_i - d_z) \cdot \tan(\beta)$	Sobreebanco del muro en la base	$d_h = 1\text{m}$
$B_t := B_z - B_p - d_h$	Vuelo del talón de zapata	$B_t = 3.25\text{m}$

Datos de materiales

Suelo de relleno

$\gamma_{\text{rell}} := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ Peso específico del suelo

$\phi_{\text{rell}} := 30^\circ$ Ángulo de fricción interna del suelo

Interacción relleno-muro

$\delta_{\text{rm}} := \frac{3}{4} \cdot \phi_{\text{rell}}$ Ángulo de fricción entre relleno e intradós del muro $\delta_{\text{rm}} = 22.5^\circ$

Suelo de cimentación

$\gamma_{\text{cim}} := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ Peso específico del suelo

$\phi_{\text{cim}} := 37^\circ$ Ángulo de fricción interna del suelo

$\sigma_{\text{adm}} := 200\text{kPa}$ Tensión admisible de la cimentación

$a_c := 0.06656\text{g}$ Aceleración sísmica de cálculo

Interacción entre cimentación y suelo

$\delta_{\text{cs}} := 0.9 \cdot \phi_{\text{rell}}$ Ángulo de fricción entre zapata y suelo de cimentación $\delta_{\text{cs}} = 27^\circ$

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

V I S A D O

Hormigón estructural

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$$

$$\gamma_H := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso específico del hormigón}$$

$$\gamma_{co} := 1.5$$

$$r_{muro} := 30 \text{ mm}$$

$$r_{cim} := 50 \text{ mm}$$

Aceros

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad \gamma_{st} := 1.15$$

Reacción mayorada de la estructura en el apoyo del estribo

$$R_{est} := 0 \text{ kN}$$

Empuje Activo K_a

Sin considerar el sismo

Expresión de Coulomb

$$K_a := \frac{(\cos(\phi_{rell} - \beta))^2}{(\cos(\beta))^2 \cdot \cos(\beta + \delta_{rm}) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi_{rell} + \delta_{rm}) \cdot \sin(\phi_{rell} - i)}{\cos(\beta + \delta_{rm}) \cdot \cos(\beta - i)} \right)^{0.5} \right]^2} \quad K_a = 0.296$$

Expresión de Rankine

$$k_a := \left(\tan \left(45^\circ - \frac{\phi_{rell}}{2} \right) \right)^2 \quad k_a = 0.333$$

$$E_a := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{rell} \cdot H_{tot}^2 \quad E_a = 266.66 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$E_{aV} := E_a \cdot \sin(\delta_{rm} + \beta) \quad E_{aV} = 102.046 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$E_{aH} := E_a \cdot \cos(\delta_{rm} + \beta) \quad E_{aH} = 246.362 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$H_a := 0.3 \cdot H_{tot} \quad H_a = 3 \text{ m}$$

Componentes horizontal y
vertical del empuje activo
sin sismo

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

V I S A D O

Considerando el sismo - Formula de Mononobe-Okabe

$$K_h := \frac{a_c}{g} \quad \text{Para estructuras sin restricción a desplazamientos horizontales}$$

$$K_v := 0 \frac{a_c}{g}$$

$$\theta := \operatorname{atan}\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right)$$

$$K_{ae} := \frac{(\cos(\phi_{\text{rell}} - \theta - \beta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\cos(\beta))^2 \cdot \cos(\theta + \beta + \delta_{\text{rm}}) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi_{\text{rell}} + \delta_{\text{rm}}) \cdot \sin(\phi_{\text{rell}} - \theta - i)}{\cos(\theta + \beta + \delta_{\text{rm}}) \cdot \cos(\beta - i)}\right)^{0.5}\right]^2}$$

$$K_{ae} = 0.341$$

Se supone que el esfuerzo resultante del empuje incrementado por la acción sísmica se aplica a una altura de 0.5 de H medida a partir de la base del muro

$$E_{ae} := \frac{1}{2} \cdot K_{ae} \cdot (1 - K_v) \cdot \gamma_{\text{rell}} \cdot H_{\text{tot}}^2$$

$$E_{ae} = 306.813 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$E_{aeV} := E_{ae} \cdot \sin(\delta_{\text{rm}} + \beta)$$

$$E_{aeV} = 117.412 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$E_{aeH} := E_{ae} \cdot \cos(\delta_{\text{rm}} + \beta)$$

$$E_{aeH} = 283.458 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Componentes horizontal y vertical del empuje activo con sismo

$$H_{ae} := 0.5 \cdot H_{\text{tot}}$$

$$H_{ae} = 5 \text{ m}$$

Empuje Pasivo K_p

$$K_p := \tan\left(45 + \frac{\phi_{\text{rell}}}{2}\right)$$

$$K_p = 3.335$$

$$E_p := \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma_{\text{rell}} \cdot d_z^2$$

$$E_p = 30.018 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

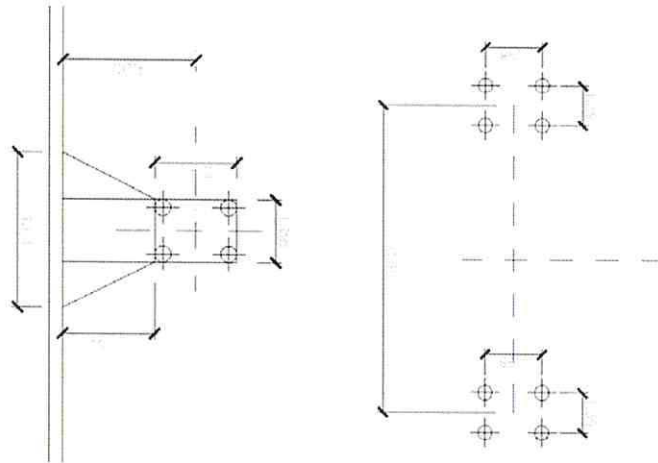
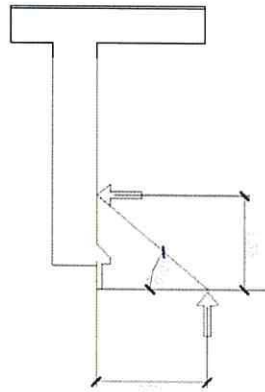
$$H_p := \frac{1}{3} \cdot d_z$$

$$H_p = 0.333 \text{ m}$$

COLEGIO OFICIAL DE
INGENIEROS AERONÁUTICOS

17/12/2009 E090126

VISADO



En los siguientes gráficos se muestra la ubicación de las ruedas del avión y las simplificaciones geométricas asumidas para el cálculo

Empuje debido a la sobrecarga

$H_{cm} := \frac{H_{tot}}{2}$
 $H_{cm} = 5 \text{ m}$
 Distancia de aplicación del empuje de cargas muertas medido desde la base del muro

$E_{cm} := CM_f \cdot ka \cdot H_{tot}$
 $E_{cm} = 29.167 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
 Empuje carga muerta de firme

$CM_f := \gamma_H \cdot 0.35 \text{ m}$
 $CM_f = 8.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
 Se asume un firme rígido de hormigón armado de 35 cm de espesor

Empuje debido a la carga muerta del firme

$H_{sc} := \frac{H_{tot}}{2}$
 $H_{sc} = 5 \text{ m}$
 Distancia de aplicación del empuje de cargas muertas medido desde la base del muro

$E_{sc} := SC_{dis} \cdot ka \cdot H_{tot}$
 $E_{sc} = 33.333 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
 Empuje sobrecarga

$SC_{dis} := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
 Sobrecarga distribuida actuando en el trasdós

Empuje debido a la sobrecarga distribuida

$H_{av} := H_{tot} - d_N \cdot \tan(40^\circ)$
 $H_{av} = 6.644 \text{ m}$
 Distancia de aplicación del empuje de las ruedas medido desde la base del muro

$Q_{av} := \frac{N_{av} \cdot ka}{l_{dis}}$
 $Q_{av} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
 Empuje provocado por la acción de las ruedas del avión de diseño

$l_{dis} := b + 2 \cdot \frac{x}{2}$
 $l_{dis} = 4.145 \text{ m}$
 Ancho de reparto del empuje producido por la acción de las 4 ruedas

$x := d_N - \frac{b}{2}$
 $x = 2.265 \text{ m}$
 Distancia entre el borde la impronta y el trasdós del muro

$d_N := 4 \text{ m}$
 Distancia, asumida para el cálculo, entre del eje del conjunto de cuatro ruedas respecto al trasdós del muro de contención

$b := 1.88 \text{ m}$
 $a := 3.47 \text{ m}$
 Dimensiones de la envolvente asumida de impronta de las cuatro ruedas

$N_{av} := 0 \text{ kN}$
 $N_{av} = 0 \text{ kN}$
 Acción de 4 ruedas

Comprobaciones estabilidad global

Comprobación al deslizamiento

Fuerzas activas

Empuje activo con sismo

$$P_{ea} := B_{ae} H = 283.458 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Empuje activo sin sismo

$$P_e := B_a H = 246.362 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Acción de la sobrecarga puntual

$$P_{sc} := Q_{av} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Acción de la sobrecarga distribuida

$$P_{sc_dis} := B_{sc} = 33.333 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Empuje de carga muerta firme

$$P_{cm} := B_{cm} = 29.167 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

RESULTANTE CON SISMO

$$P_{ae} := P_{ea} + P_{sc} + P_{sc_dis} + P_{cm} = 345.958 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

RESULTANTE SIN SISMO

$$P_a := P_e + P_{sc} + P_{sc_dis} + P_{cm} = 308.862 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Fuerzas pasivas

Estructura del estribo

$$P_{pzap} := B_z d_z \gamma_H = 143.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{pmur} := \left[H_m d_m + \frac{[(d_h - d_m)(H_{tot} - H_1 - C_1 - C_2 - d_z)]}{2} \right] \gamma_H = 225 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{pmt} := \left(d_1 H_1 + B_1 C_1 + \frac{B_1 C_1}{2} \right) \gamma_H = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Reacción vertical del dintel
 $\alpha_p = 45^\circ$

$$L^{dim} = 2 \cdot \tan(\alpha_p) \cdot (H_m + d_z)$$

$$P_{dm} = R_{est} \cdot \frac{1}{1} \cdot \frac{1.5 \cdot L^{dim}}{1}$$

$$H_m + d_z = 10 \text{ m}$$

Suelo sobre talón de zapata

$$t_{tot} = (H_{tot} - d_z)$$

$$t_{tal} = B \cdot t_{tan(i)}$$

$$t_{ers} = \frac{2 \cdot B \cdot t_{tal}}{[(d_h - d_m) \cdot (H_{tot} - H_1 - C_y - C_z - d_z)]}$$

$$t_{mur} = \frac{B \cdot t_{tal}}{\left(d_h \cdot H_1 + B \cdot C_y + \frac{B \cdot C_z}{2} \right)}$$

$$P_{sue} := B \cdot t_{tal} \cdot (t_{tal} + t_{ers} - t_{mur}) \cdot \gamma_{reII}$$

$$P_{sue} = 526.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Carga muerta sobre el talón de la zapata

$$P_{cm} := C_M \cdot t_{tal} \cdot B$$

$$P_{cm} = 28.438 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Empuje pasivo en puntera

$$P_{EP} := E_p$$

$$P_{EP} = 30.018 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Componente vertical del empuje activo con sismo

$$P_{eaV} := I_{eaV}$$

$$P_{eaV} = 117.412 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Componente vertical del empuje activo con sismo

$$P_{ev} := E_{aV}$$

$$P_{ev} = 102.046 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Faja de reparto de la carga puntual

$$P_{dm} = 0 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

RESULTANTE CON SISMO

$$P^{pe} := (P^{zap} + P^{mu} + P^{mt} + P^{dn} + P^{sue} + P^{cm} + P^{eaV}) \cdot \tan(\delta_{cs}) + P^{EP}$$

$$P^{pe} = 560.485 \cdot \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

RESULTANTE SIN SISMO

$$P^p := (P^{zap} + P^{mu} + P^{mt} + P^{dn} + P^{sue} + P^{cm} + P^{eaV}) \cdot \tan(\delta_{cs}) + P^{EP}$$

$$P^p = 552.655 \cdot \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

a) COMPROBACIÓN CON SISMO

Seguridad al deslizamiento

$$C^{sd_e} := \frac{P}{P^{pe}}$$

$$C^{sd_e} = 1.62$$

b) COMPROBACIÓN SIN SISMO

Seguridad al deslizamiento

$$C^{sd} := \frac{P}{P^p}$$

$$C^{sd} = 1.789$$

Comprobación al vuelco

Momentos volcadores

Empuje activo con sismo

$$M^{eah} := EaeH^{hae}$$

$$M^{eah} = 1.417 \times 10^3 \frac{\text{KN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Empuje activo sin sismo

$$M^{ah} := EahH^a$$

$$M^{ah} = 739.086 \frac{\text{KN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Empuje sobrecarga puntual

$$M^{sc} := Q_{av}H^{rav}$$

$$M^{sc} = 0 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Empuje sobrecarga distribuida

$$M^{sc_dis} := E^{sc}H^{sc}$$

$$M^{sc_dis} = 166.667 \frac{\text{KN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\begin{aligned}
 M_{m1} &:= \left(\frac{d_m}{2} + B_p \right) \cdot \left(H_m \cdot d_m \cdot \gamma(H) \right) \\
 M_{m2} &:= \left[\left[\left(d_H - d_m \right) \cdot \left(H_{tot} - H_1 - C_v - C_1 - d_z \right) \right] \cdot \gamma(H) \right] \cdot \left[\left(d_H - d_m \right) \cdot \frac{\epsilon}{m} + B_p + d_m \right] \\
 M_{m3} &:= \left(d_H \cdot H_1 \cdot \gamma(H) \right) \cdot \left(B_p + d_m + \frac{2}{3} \cdot d_H \right) \\
 M_{m4} &:= \left(B_1 \cdot C_v \cdot \gamma(H) \right) \cdot \left(B_p + d_m + \frac{2}{3} \cdot B_1 \right) \\
 M_{m5} &:= \left(B_1 \cdot C_1 \cdot \gamma(H) \right) \cdot \left(B_p + d_m + \frac{2}{3} \cdot B_1 \right)
 \end{aligned}$$

$$M_{zap} := \frac{M_{zap}}{B_z} \quad M_{zap} = 413.281 \frac{\text{m} \cdot \text{KN}}{\text{m}}$$

Estructura del estido

$$M_{av} := E_{av} \cdot (B_p + d_m) \quad M_{av} = 255.116 \frac{\text{m} \cdot \text{KN}}{\text{m}}$$

Empuje activo sin sismo

$$M_{av} := E_{av} \cdot (B_p + d_m) \quad M_{av} = 293.531 \frac{\text{m} \cdot \text{KN}}{\text{m}}$$

Empuje activo con sismo

Momentos estabilizadores

$$M_v := M_{RH} + M_{sc} + M_{sc_dis} + M_{cm} \quad M_v = 1.052 \times 10^3 \frac{\text{m} \cdot \text{KN}}{\text{m}}$$

RESULTANTE SIN SISMO

$$M_{gv} := M_{RH} + M_{sc} + M_{sc_dis} + M_{cm} \quad M_{gv} = 1.73 \times 10^3 \frac{\text{m} \cdot \text{KN}}{\text{m}}$$

RESULTANTE CON SISMO

$$M_{cm} := E_{cm} \cdot H_{cm} \quad M_{cm} = 145.833 \cdot \text{KN}$$

Empuje carga muerta firme

$$M_{r1} = 0 \cdot \text{m} \cdot \frac{\text{m}}{\text{KN}}$$

$$P_{r1} := b_{r1} \cdot h_{r1} \cdot \gamma_{rell} \quad M_{r1} := P_{r1} \cdot \left[B_z - \left(\frac{b_{r1}}{2} \right) \right]$$

$$h_{r1} := C_v$$

$$b_{r1} := B_z - B_p - d_m - B_l$$

Rectángulo 1

$$M_{r2} = 2.172 \times 10^3 \cdot \text{m} \cdot \frac{\text{m}}{\text{KN}}$$

$$P_{r2} := \frac{b_{l1} + c_{l1}}{2} \cdot h_{l1} \cdot \gamma_{rell} \quad M_{r2} := P_{r2} \cdot [B_p + d_m + (b_{l2} - x_{l2})]$$

$$h_{l2} := H_{tot} - (d_z + H_l + C_v + C_j)$$

$$c_{l2} := B_z - B_p - d_m - B_l$$

$$b_{l2} := B_z - B_p - d_m$$

Trapezio 2

$$M_{r1} = 2.172 \times 10^3 \cdot \text{m} \cdot \frac{\text{m}}{\text{KN}}$$

$$P_{r1} := \frac{b_{l1} + c_{l1}}{2} \cdot h_{l1} \cdot \gamma_{rell} \quad M_{r1} := P_{r1} \cdot [B_p + d_m + (c_{l1} - x_{l1})]$$

$$h_{l1} := H_{tot} - (d_z + H_l + C_v + C_j)$$

$$c_{l1} := B_z - B_p - d_m$$

$$b_{l1} := B_l$$

Trapezio 1

Suelo sobre talón de zapata

$$M_{dm} := P_{dm} \cdot (B_p + e_l) \quad M_{dm} = 0 \cdot \text{m} \cdot \frac{\text{m}}{\text{KN}}$$

Reacción vertical del dintel

$$M_{mur} := M_{mur1} + M_{mur2} + M_{mur3} + M_{mur4} + M_{mur5} \quad M_{mur} = 450 \cdot \text{m} \cdot \frac{\text{m}}{\text{KN}}$$

$$C_{sv,e}^- := \frac{M_{ev}^-}{M_{ee}} = 3.18$$

Seguridad al vuelco

a) COMPROBACION CON SISMO

$$M_e := M_{zap} + M_{mur} + M_{din} + M_{sue} + M_{ev} \quad M_e = 5.462 \times 10^3 \cdot \frac{\text{m} \cdot \text{KN}}{\text{m}}$$

RESULTANTE SIN SISMO

$$M_{ee} := M_{zap} + M_{mur} + M_{din} + M_{sue} + M_{cav} \quad M_{ee} = 5.5 \times 10^3 \cdot \frac{\text{m} \cdot \text{KN}}{\text{m}}$$

RESULTANTE CON SISMO

$$M_{sue} := M_{r1} + M_{r2} + M_{r1} + M_{r2} + M_{c1} \quad M_{sue} = 4.344 \times 10^3 \cdot \frac{\text{m} \cdot \text{KN}}{\text{m}}$$

$$M_{cmf} := PP_{cmf} \cdot \left(\frac{B_z}{B_t} - \frac{z}{2} \right) \quad M_{cmf} = 117.305 \cdot \frac{\text{m} \cdot \text{KN}}{\text{m}}$$

Carga muerta de firme

$$M_{c1} = 0 \cdot \frac{\text{m} \cdot \text{KN}}{\text{m}}$$

$$P_{c1} := \frac{b_{c1} \cdot h_{c1}}{2} \cdot \gamma_{rell} \quad M_{c1} := P_{c1} \cdot \left[B_z - z - \frac{1}{3} \cdot b_{c1} \right]$$

$$h_{c1} := b_{c1} \cdot \tan(\alpha)$$

$$b_{c1} := B_z - B_p - d_m - d_t$$

Cuña 1

$$P_{r2} := b_{r1} \cdot h_{r1} \cdot \gamma_{rell} \quad M_{r2} := P_{r2} \cdot \left[B_z - \frac{z}{2} - \frac{b_{r2}}{2} \right]$$

$$h_{r2} := H_1$$

$$b_{r2} := B_z - B_p - d_m - d_t$$

Rectángulo 2

Rectángulo 2

$$b_{r2} := B_z - B_p - d_m - d_l$$

$$h_{r2} := H_l$$

$$P_{r2} := b_{r1} \cdot h_{r1} \cdot \gamma_{relII}$$

$$M_{r2} := P_{r2} \cdot \left[B_z - \frac{b_{r2}}{2} \right]$$

$$M_{r2} = 0 \cdot \frac{\text{m} \cdot \text{KN}}{\text{m}}$$

Cuña 1

$$b_{c1} := B_z - B_p - d_m - d_l$$

$$h_{c1} := b_{c1} \cdot \tan(\alpha)$$

$$P_{c1} := \frac{b_{c1} \cdot h_{c1}}{2} \cdot \gamma_{relI}$$

$$M_{c1} := P_{c1} \cdot \left[B_z - \frac{1}{3} \cdot b_{c1} \right]$$

$$M_{c1} = 0 \cdot \frac{\text{m} \cdot \text{KN}}{\text{m}}$$

$$M_{cmI} := PP_{cmI} \cdot \left(B_z - \frac{B_l}{2} \right)$$

Carga muerta de firme

$$M_{cmI} = 117,305 \cdot \frac{\text{m} \cdot \text{KN}}{\text{m}}$$

$$M_{sue} := M_{r1} + M_{r2} + M_{c1}$$

$$M_{sue} = 4,344 \times 10^3 \cdot \frac{\text{m} \cdot \text{KN}}{\text{m}}$$

RESULTANTE CON SISMO

$$M_{ee} := M_{zap} + M_{mur} + M_{din} + M_{sue} + M_{eav}$$

$$M_{ee} = 5,5 \times 10^3 \cdot \frac{\text{m} \cdot \text{KN}}{\text{m}}$$

RESULTANTE SIN SISMO

$$M_e := M_{zap} + M_{mur} + M_{din} + M_{sue} + M_{eav}$$

$$M_e = 5,462 \times 10^3 \cdot \frac{\text{m} \cdot \text{KN}}{\text{m}}$$

a) COMPROBACIÓN CON SISMO

Seguridad al vuelco

$$\frac{M_{ee}}{M_{ev}} := C_{sv,e}^-$$

$$C_{sv,e}^- = 3,18$$

a) COMPROBACIÓN SIN SISMO

Seguridad al vuelco

$$C_{sv} = \frac{M_c}{M_v}$$

$$C_{sv} = 5.194$$

Tensiones en el suelo de cimentación

Resultante de los pesos de muro y terreno sobre zapata

Estribo

$$N_{pe} := PP_{zap} + PP_{mur} + PP_{mt}$$

$$e_{pe} := \frac{B}{Z} \frac{M_{mur}}{N_{pe}} - \frac{N_{pe}}{2}$$

Reacción del dintel de la estructura

$$N_{din} := P_{din}$$

$$e_{din} := \frac{B}{Z} - e_t$$

Suelo sobre talón de zapata

$$N_{sue} := PP_{sue}$$

$$e_{sue} := \frac{B}{Z} \frac{M_{sue}}{PP_{sue}} - \frac{2}{PP_{sue}}$$

Carga muerta sobre talón de zapata

$$N_{cm} := PP_{cm}$$

$$e_{cm} := \frac{B}{Z} - \frac{2}{Z}$$

$$N_{pp} := N_{pe} + N_{din} + N_{sue} + N_{cm}$$

$$N_{pp} = 923.688 \frac{kN}{m}$$

$$e_p := \frac{N_{pp}}{(N_{pe} \cdot e_{pe} + N_{din} \cdot e_{din} + N_{sue} \cdot e_{sue} + N_{cm} \cdot e_{cm})}$$

$$e_p = -2.442 m$$

Componente vertical del empuje activo

$$E_v := P_{av}$$

$$E_v = 117.412 \frac{kN}{m}$$

$$f_v := \frac{B}{Z} - (B_p - d_m)$$

$$f_v = 2.375 m$$

Componente horizontal del empuje activo

$$E_h := E_{aeh}$$

$$E_h = 283.458 \frac{kN}{m}$$

$$h_a := \frac{H_{tot}}{3}$$

$$h_a = 3.333 m$$

$$N_v := N_{pp} + E_v$$

$$N_v = 1.041 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$e_n = -0.991 \text{ m}$$

Comprobación excentricidad límite

$$e_n := \frac{N_{pp} \cdot c_p + B_1 \cdot h_e + B_v \cdot l_v}{N_v}$$

Comprobación tensiotal

$$\text{abs}_{en} := \left[(e_n)^2 \right]^{0.5}$$

$$\sigma_1 := \frac{N_v}{B_z \cdot 2 - \text{abs}_{en}}$$

$$\sigma_1 = 276.284 \text{ kPa}$$

Comprobación ext = "si vale"

$$\text{comp_ext} := \text{if} \left(e_n > \frac{B}{3}, \text{"no vale"}, \text{"si vale"} \right)$$

Comprobación tens = "si vale"

$$\text{comp_tens} := \text{if} \left(\sigma_1 > 1.5 \cdot \sigma_{adm}, \text{"no vale"}, \text{"si vale"} \right)$$

CÁLCULO DEL MURO

Esfuerzos para dimensionamiento a flexión compuesta

Momentos y axiles característicos

Momento de empuje activo con sismo

$$M_{ea}^-k := E_a \cdot H \cdot \left[\frac{H_{tot}^2}{2} \cdot \left(\frac{H_{tot} - d}{z} \right) \cdot \left(\frac{H_{tot} - d}{z} \right) \right]$$

$$M_{ea}^-k = 1.033 \times 10^3 \frac{m \cdot kN}{m}$$

Momento de empuje activo sin sismo

$$M_a^-k := E_a \cdot H \cdot \left[\frac{H_{tot}^2}{3} \cdot \left(\frac{H_{tot} - d}{z} \right) \cdot \left(\frac{H_{tot} - d}{z} \right) \right]$$

$$M_a^-k = 598.66 \frac{m \cdot kN}{m}$$

Momento de empuje sobrecarga puntual

$$M_{sc}^-k := Q_{av} \cdot \left(\frac{H_{tot} - d}{z} \right) \cdot \left(\frac{H_{tot} - d}{z} \right)$$

$$M_{sc}^-k = 0 \frac{m \cdot kN}{m}$$

Momento de empuje sobrecarga distribuida

$$M_{sc-d}^-k := E_{sc} \cdot \left(\frac{H_{tot} - d}{z} \right) \cdot \left(\frac{H_{tot} - d}{z} \right)$$

$$M_{sc-d}^-k = 135 \cdot kN$$

Momento de empuje carga muerta firme

$$M_{cm}^-k := E_{cm} \cdot \left(\frac{H_{tot} - d}{z} \right) \cdot \left(\frac{H_{tot} - d}{z} \right)$$

$$M_{cm}^-k = 118.125 \cdot kN$$

Axil de peso propio del muro

$$N_{pp}^-k := P_{pp}^{muro} + P_{pp}^{zap} + P_{pp}^{mt}$$

$$N_{pp}^-k = 368.75 \frac{kN}{m}$$

Axil de reacción del dintel de la estructura

$$N_{dm}^-k := P_{dm}$$

$$N_{dm}^-k = 0 \frac{m \cdot kN}{m}$$

ELS

Momento y axil de servicio (comprobación fisuración)

$$M_k := 1.0 \cdot M_a^-k + 1.0 \cdot M_{cm}^-k + 1.0 \cdot M_{sc-d}^-k + 1.0 \cdot M_{sc}^-k$$

$$M_k = 851.785 \frac{m \cdot kN}{m}$$

$$N_k := 0.0 \cdot N_{pp}^-k + 0.0 \cdot N_{dm}^-k$$

$$N_k = 0 \frac{m \cdot kN}{m}$$

ELU

Momento y axil de cálculo (comprobación resistencia)

CON SISMO

$$M_{D_A} = 1.0 \cdot M_{ca_k} + 1.0 \cdot M_{cm_k} + 1.0 \cdot 0.20 \cdot (M_{sc_k} + M_{sc_d_k}) \quad N_{D_A} = 0.0 \cdot N_{pp_k} + 0.0 \cdot N_{dm_k}$$

$$M_{D_A} = 1.178 \times 10^3 \cdot \frac{\text{m} \cdot \text{kN}}{\text{m}} \quad N_{D_A} = 0. \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

SIN SISMO

$$M_{D_A} = 1.5 \cdot M_{ha_k} + 1.5 \cdot M_{cm_k} + 1.35 \cdot (M_{sc_k} + M_{sc_d_k}) \quad N_{D_A} = 0.0 \cdot N_{pp_k} + 0.0 \cdot N_{dm_k}$$

$$M_{D_A} = 1.257 \times 10^3 \cdot \frac{\text{m} \cdot \text{kN}}{\text{m}} \quad N_{D_A} = 0. \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Predimensionado de la armadura

$$A_{s_pred} = \frac{M_D}{f_{yk} \cdot 0.9 \cdot 0.9 \cdot d \cdot z \cdot 1.15} \quad A_{s_pred} = 35.705 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Armadura por resistencia s/prontuario EHE

$$A_{s_ELU} = 32.1 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Armadura por durabilidad

$$A_{s_ELS} = 64.3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Armadura por cuantía mecánica mínima

$$A_{s_mec} = 0.04 \cdot d \cdot h \cdot \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{st}} \quad A_{s_mec} = 18.4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Armadura por cuantía geométrica mínima (por cada una de las dos caras)

$$A_{s_geo} = \begin{cases} 1 \left(\frac{1}{1.8} \cdot 1000 \cdot 1 \cdot m \cdot d \cdot h \right) & \text{if } f_{yk} \geq 500 \text{MPa} \\ 2 \left(\frac{1}{1000} \cdot 1 \cdot m \cdot d \cdot h \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$A_{s_geo} = 9 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se decide disponer la siguiente armadura

$$\rightarrow \phi 32 \text{ a } 0.125 \text{ m} \quad A_{s_real} = 64.3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Estrezos para comprobación a cortante

Cortantes característicos

Cortante de empuje activo con sismo

$$V_{ca,k} := E_a H \left[\frac{H_{tot}}{2} \right] \quad V_{ca,k} = 229,601 \cdot \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Cortante de empuje activo sin sismo

$$V_{a,k} := E_a H \left[\frac{H_{tot}}{2} \right] \quad V_{a,k} = 199,553 \cdot \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Cortante de empuje sobrecarga puntual

$$V_{sc,k} := Q_{av} \quad V_{sc,k} = 0 \cdot \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Cortante de empuje sobrecarga distribuida

$$V_{sc,d,k} := E_{sc} \left[\frac{H_{tot}}{2} \right] \quad V_{sc,d,k} = 27 \cdot \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Cortante de empuje carga muerta firme

$$V_{cm,k} := E_{cm} \left[\frac{H_{tot}}{2} \right] \quad V_{cm,k} = 23,625 \cdot \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

ELU

Cortante de cálculo (comprobación resistencia)

CON SISMO

$$V_{dA} := 1,0 \cdot V_{ca,k} + 1,0 \cdot V_{cm,k} + 1,0 \cdot 0,20 (V_{sc,k} + V_{sc,d,k}) \quad V_{dA} = 258,626 \cdot \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

SIN SISMO

$$V_{dA} := 1,5 \cdot V_{a,k} + 1,5 \cdot V_{cm,k} + 1,5 \cdot V_{sc,d,k} + 1,35 \cdot V_{sc,k} \quad V_{dA} = 375,267 \cdot \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Cortante último s/prontuario EHE

$$V_u := 458,8 \cdot \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Como $V_d < V_u$ → Existe suficiente resistencia al cortante

CÁLCULO DE LA ZAPATA

Cálculo a Flexión

ELU

Formula válida para zapata flexible

$v := B_p \quad v = 1.5 \text{ m} \quad \text{Vuelo de la puntera}$

$h := d_z \quad h = 1 \text{ m} \quad \text{Canto de la zapata}$

aplica_flexible := if($v > 2 \cdot h$, "si aplica", "no aplica")

$M_{zd} := 1.5 \cdot \frac{T_D}{2} \cdot (v + 0.15 \cdot d_h)^2$

$M_{zd} = 564.137 \cdot \frac{\text{m}}{\text{kN}}$

aplica_flexible = "no aplica"

Formula para zapata rígida

aplica_rigida := if($v < 2 \cdot h$, "si aplica", "no aplica")

$T_D := \frac{1.5 \cdot v}{v - 0.25d_h} \cdot \left(\frac{2}{v} - 0.25d_h \right)$

$T_D = 365.67 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

aplica_rigida = "si aplica"

$A_{s_zap} := \frac{T_D}{f_{yk}} \cdot \frac{1.15}{1.15}$

$A_{s_zap} = 8.41 \cdot \frac{\text{m}}{\text{cm}^2}$

ELS

Formula válida para zapata flexible

$M_{zk} := \frac{\sigma_t}{2} \cdot (v + 0.15 \cdot d_h)^2$

$M_{zk} = 376.091 \cdot \frac{\text{m}}{\text{kN}}$

Cálculo de las armaduras

Predimensionamiento

$A_{sz_pred} := \frac{M_{zd}}{0.9 \cdot 0.9 \cdot d_z \cdot f_{yk} \cdot 1.15}$

$A_{sz_pred} = 16.019 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Armadura por resistencia
s/prontuario EHE

$A_{sz_ELU} := 25.2 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Armadura por durabilidad

$A_{sz_ELS} := 0 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{mínima, } M_{zk} < M_{hs}$



Como $V_{zd} > V_n$ → Existe suficiente resistencia al cortante

Cortante último s/prontuario EHE

$$V_{zd} = 1.5 \cdot \sigma_1 \cdot (v - 0.9 \cdot d_z)$$

$$V_{zd} = 248.655 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$V_n = 345.9 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

La sección de comprobación se sitúa a un canto útil del apoyo
 Cortante de cálculo

Dimensionamiento a cortante

Se decide disponer la siguiente armadura → $\phi 25 \text{ a } 0.15 \text{ m}$

$$A_{sz_real} = 32.7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sz_geo} = 9 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Armadura por cuantía geométrica mínima (por cada una de las dos caras)

$$A_{sz_geo} = \begin{cases} 1 \left(\frac{1}{1.8} \cdot 1 \cdot \text{m} \cdot d_h \right) & \text{if } f_{yk} \geq 500 \text{ MPa} \\ 2 \left(\frac{1}{2} \cdot 1 \cdot \text{m} \cdot d_h \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

Armadura por cuantía mecánica mínima

$$A_{sz_mec} = 0.04 \cdot d_h \cdot \gamma_{co} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{st}} \cdot f_{yk}$$

$$A_{sz_mec} = 18.4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

MD [kN-m] 1257
0.950
0.000
 Profundidad (m)
 Armadura (cm²)
32.1
0.0
-10.0
434.8
0.0
 Tension (MPa)

12.3
-10.6
 1/1 [km]
0.136
1.7
 x (m)

1257.0
1.7
 Mu [kN-m]

Plano de deformación de agotamiento y Mu

1257.0
1.7
 Mu [kN-m]

TENSIONES MPa
 DEFORMACIONES · 10⁻²

Elemento estructural
 Muro
 Losa
 Viga

Sección
 MURRO

851.8
 MK [kN-m]

Trazción simple
 Flexión simple

Sollicitación

Recubrimiento de la armadura longitudinal
 c (mm) **45.0**

Ambiente Exposiciones
 E
 F
 H
 Gc
 Gb
 Ga
 ...

Sección
 MURRO

Definición específica del armado

nº de capas **1**
 φ [mm] **32**

As [cm²] **64.3**
 A_{o,efloz} [cm²] **2500.0**

Capa n barras sv [mm] **61.0**

t **8**
 B **61.0**

Abertura característica de fisura wk [mm] **0.19**

Tensión en las armaduras en servicio σ_s (MPa) **154.7**
 Tensión en las armaduras en el instante de fisuración del hormigón σ_{sr} (MPa) **100.2**
 Deformación media de las armaduras ϵ_{sm} (‰) **0.61**
 Separación media entre fisuras s_m (mm) **178.0**

Clase de exposición		Armadura Pretensado	
		w max [mm]	
I	0.4	0.2	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	0.2	0.2
IIIc, IIIa, IIIb, Gc	0.1	0.2	0.2

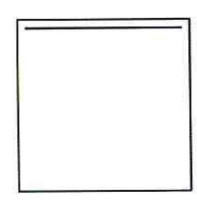
Valores máximos de la abertura de fisura

(1) Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación de acciones cuasipermanentes

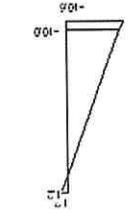
MD [kN·m] 564.14
Profundidad (m) 0.950
Amadura (cm²) 19.5
Tensión (MPa) 434.8
Deformación · 10⁻² -10.0
1/ε [km⁻¹] 11.8
ε_s · 10⁻² 1.2
ε_l · 10⁻² -10.6
Mu [kN·m] 773.0
ε_s · 10⁻² 1.2
ε_l · 10⁻² -10.6

Plano de deformación de agotamiento y Mu
Comprobación Dimensionamiento Diagrama de Flexión

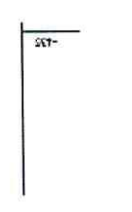
SECCION



DEFORMACIONES · 10⁻²



TENSIONES MPa



Elemento estructural
 Muro
 Losa
 Viga

Sección
 ZAPATA

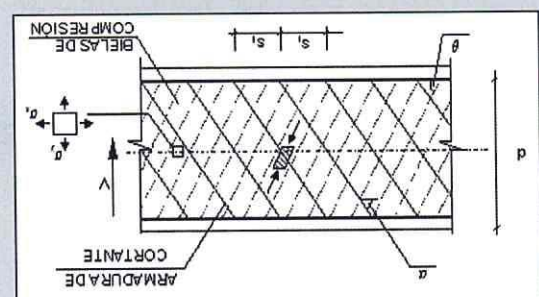
Resistencia a cortante
Vu [kN] 458.8
Vu1 [kN] 5700.0
Vu2 [kN] 458.8
Vcu [kN] 458.8
Vcu [kN] 0.0

Cortante de agotamiento de las bielas
Cortante de agotamiento de los tirantes
Contribución del hormigón a la resistencia
Contribución de la armadura transversal

Tensiones elásticas de cálculo
σ_{xd} [MPa] 0.0
σ_{yd} [MPa] 0.0
τ_{cd} [MPa] 0.0
ND [kN] 0.0
Axil de cálculo (compresión +) 0.0

Inclinación de las bielas
α [°] 45.0
θ [°] 1.0
θ [°] 45

Comprobación



Sección MURO

ϕ (mm) 8
 s_t (mm) 0.20
 $f_{t,armar}$ (Gcm²/m) 0.0

Resistencia a cortante	Vu (kN)	345.9
Corte de agotamiento de las bielas	Vu1 (kN)	5700.0
Corte de agotamiento de los tirantes	Vu2 (kN)	345.9
Contribución del hormigón a la resistencia	Vcu (kN)	345.9
Contribución de la armadura transversal	Vsu (kN)	0.0
	Vu (kN)	345.9

θ_e [°] 45.0
 σ_{yd} [MPa] 0
 σ_{xd} [MPa] 0.0
 (compresión +)
 Tensiones elásticas de cálculo

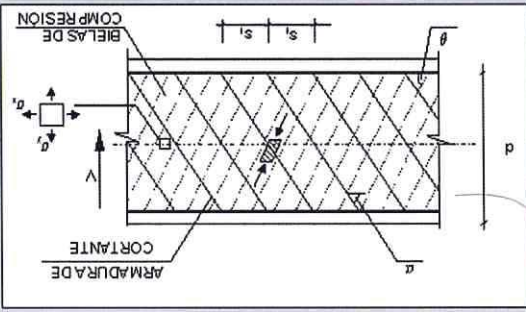
σ_{cd} [MPa] 0.0
 Nd (kN) 0.0
 Axil de cálculo (compresión +)

α [°] 90.0
 Inclinación de las armaduras

θ [°] 1.0
 θ [°] 45
 Inclinación de las bielas

ρ [%] 3
 b_0 [m] 1.00
 d [m] 0.95
 z [m] 0.85

Sección **ZAPATA**



Comprobación

σ_s [MPa]
 σ_{sr} [MPa]
 ϵ_{sm} [%]
 s_m [mm]

Separación media entre fisuras
 Deformación media de las armaduras
 Tensión en las armaduras en el instante de fisuración del hormigón
 Tensión en las armaduras en servicio

Abertura característica de fisura wk [mm] 0.0

Valores máximos de la abertura de fisura

Clase de exposición	v max [mm]	
	Armadado	Pre tensionado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

(1) Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación de acciones cuasipermanentes

A_s [cm²]
 $A_{o,eficaz}$ [cm²]
 n^o de capas 1
 ϕ [mm] 25

Definición específica del armado

Ambiente Exposiciones: E, F, H, Qc, Qb, Qa

Recubrimiento de la armadura longitudinal: 45.0 [mm]

Sollicitación: Flexión simple

MK (kN·m) 376

Sección **ZAPATA**

Normal EC-2

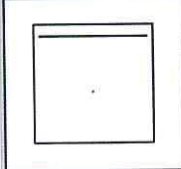
Fisuración EC-2 DRAFT

Un instante después de fisurar

Mfs [kN·m] **1232.6**

Nk [kN] 4000.0

Sección ZAPATA



Nk >+< [kN] 4000

Mk [kN·m] 1686

As [cm²] 0.00

Aj [cm²] 49.10

φ [mm] 25

s [m] (EHE) 0.10

b0 [m] 1.00

p [%] 4.91

Mu [kN·m] 2605.0

Eg [N/mm²] 28586.4

fct [N/mm²] 2.90

En servicio

EC-2 DRAFT 2000

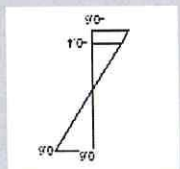
Acet [m²]	0.16140
p _{eff} [%]	30.4
ε ₁ [mm/m]
ε ₂ [mm/m]
ε _m [mm/m]	0.27
s _{sm} [mm]	214.80
w _k [mm]	0.058

EHE	0.28750
EC-2	0.16140
0.57	0.57
0.00	0.00
0.43	0.43
268.20	132.20
0.195	0.096

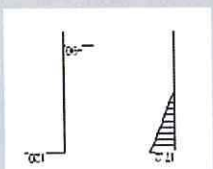
x [m] **0.5159** 1/l [km] **1.17**
 ε_s **-0.60** ε_l **0.57**
 σ_c **-17.2** σ_{st} **89.7**

x [m] **0.6824** 1/l [km] **0.62**
 ε_s **-0.42** ε_l **0.20**
 σ_c **-12.1** σ_{st} **27.0**

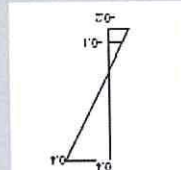
DEFORMACIONES · 10



TENSIONES MPa



DEFORMACIONES · 10



TENSIONES MPa

