



ANEJO N.º 03

DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LA CIMENTACIÓN Y SUBESTRUCTURAS

Índice

1. OBJETO.....	9
2. CONSIDERACIONES GENERALES.....	9
3. BASES DE CÁLCULO.....	10
3.1. NORMATIVA DE APLICACIÓN.....	10
3.2. REQUISITOS FUNDAMENTALES. VIDA ÚTIL DE PROYECTO.....	10
3.3. AMBIENTE Y RECUBRIMIENTOS.....	10
3.4. MATERIALES DE PROYECTO.....	10
3.5. COEFICIENTES DE SEGURIDAD.....	11
3.5.1. Estados Límite Últimos.....	11
3.5.1.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales.....	11
3.5.1.2. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones.....	11
3.5.2. Estados Límite de Servicio.....	11
3.5.2.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales.....	11
3.5.2.2. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones.....	11
3.6. COMBINACIÓN DE ACCIONES.....	12
3.6.1. Coeficientes de simultaneidad.....	12
3.6.2. Combinaciones ELS persistentes o transitorias.....	13
3.6.3. Combinaciones ELU persistentes o transitorias.....	13
4. DISEÑO Y COMPROBACIÓN GEOTÉCNICA DE LA CIMENTACIÓN.....	14
4.1. APOYO CENTRAL.....	14
4.1.1. Estabilidad Global.....	14
4.1.2. Seguridad frente al hundimiento.....	14
4.1.2.1. Cálculo analítico de la carga de hundimiento.....	14
4.1.2.1.1. Cimentaciones superficiales sobre terrenos heterogéneos.....	14
4.1.2.1.2. Valor de q	16
4.1.2.1.3. Valor de γ	16
4.1.2.1.4. Factores de capacidad de carga.....	16
4.1.2.1.5. Consideración de la resistencia a corte del terreno sobre el plano de apoyo.....	16
4.1.2.1.6. Consideración de la inclinación de las cargas.....	16
4.1.2.1.7. Consideración de la forma de la cimentación.....	17
4.1.2.1.8. Efecto de la proximidad de la cimentación a un talud.....	17
4.1.2.1.9. Efecto de la inclinación del plano de apoyo.....	17
4.1.2.1.10. Carga transmitida neta.....	17
4.1.2.1.11. Resultados de cálculo para la combinación característica.....	17
4.1.2.1.12. Resultados de cálculo para la combinación casi-permanente y accidental.....	20
4.1.3. Seguridad frente al deslizamiento.....	20
4.1.4. Seguridad frente al vuelco.....	20
4.1.5. Estimación de movimientos.....	20
4.1.5.1. Cálculo del asiento mediante el modelo elástico.....	20
4.1.5.1.1. Combinación característica.....	20
4.1.5.1.2. Combinación casi-permanente.....	21
4.1.5.1.3. Combinación accidental.....	22
4.2. ESTRIBO IZQUIERDO.....	23
4.2.1. Estabilidad Global.....	24
4.2.2. Seguridad frente a hundimiento.....	24
4.2.2.1. Combinación característica.....	24
4.2.2.2. Combinación casi-permanente.....	26
4.2.2.3. Combinación accidental.....	29
4.2.3. Seguridad frente a deslizamiento.....	32
4.2.3.1. Combinación característica.....	32
4.2.3.2. Combinación casi-permanente.....	32
4.2.3.3. Combinación accidental.....	33
4.2.4. Seguridad frente a vuelco.....	33
4.2.4.1. Seguridad frente a vuelco rígido.....	33
4.2.4.1.1. Combinación característica.....	33
4.2.4.1.2. Combinación casi-permanente.....	34
4.2.4.1.3. Combinación accidental.....	34
4.2.4.2. Seguridad frente a vuelco plástico.....	34
4.2.4.2.1. Combinación característica.....	34
4.2.4.2.2. Combinación casi-permanente.....	35
4.2.4.2.3. Combinación accidental.....	36
4.2.5. Estimación de movimientos.....	37
4.2.5.1. Combinación característica.....	37
4.2.5.2. Combinación casi-permanente.....	37
4.2.5.3. Combinación accidental.....	38
4.3. ESTRIBO DERECHO.....	39
4.3.1. Estabilidad Global.....	39
4.3.2. Seguridad frente a hundimiento.....	39
4.3.2.1. Combinación característica.....	39
4.3.2.2. Combinación casi-permanente.....	42
4.3.2.3. Combinación accidental.....	45
4.3.3. Seguridad frente a deslizamiento.....	48
4.3.3.1. Combinación característica.....	48
4.3.3.2. Combinación casi-permanente.....	48
4.3.3.3. Combinación accidental.....	48
4.3.4. Seguridad frente a vuelco.....	49
4.3.4.1. Seguridad frente a vuelco rígido.....	49
4.3.4.1.1. Combinación característica.....	49
4.3.4.1.2. Combinación casi-permanente.....	49
4.3.4.1.3. Combinación accidental.....	49
4.3.4.2. Seguridad frente a vuelco plástico.....	49
4.3.4.2.1. Combinación característica.....	50
4.3.4.2.2. Combinación casi-permanente.....	51
4.3.4.2.3. Combinación accidental.....	51
4.3.5. Estimación de movimientos.....	52



4.3.5.1. Combinación característica	52	5.3.2.1.1. Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales	81
4.3.5.2. Combinación casi-permanente	53	5.3.2.1.2. Estado Límite de Agotamiento frente a Cortante	83
4.3.5.3. Combinación accidental	53	5.3.2.1.3. Estado Límite de Fisuración	84
4.3.6. Asiento diferencial	53	5.3.2.1.4. Disposiciones relativas de armado	85
5. DISEÑO Y COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN	54	5.3.2.2. Cargas concentradas sobre macizos	85
5.1. APOYO CENTRAL	54	5.3.3. Diseño y comprobación del muro lateral	86
5.1.1. Diseño y comprobación de la pila	54	5.3.3.1. Estado Límite de Agotamiento frente a esfuerzos normales	86
5.1.1.1. Esfuerzos de dimensionamiento	54	5.3.3.2. Estado Límite Último de Agotamiento frente a Cortante	87
5.1.1.2. Selección de armado	54	5.3.3.3. Estado Límite de Fisuración	88
5.1.1.1. Cargas concentradas sobre la pila	55	5.3.4. Diseño y comprobación de la cimentación	89
5.1.2. Diseño y comprobación de la cimentación	56	5.3.4.1. Clasificación estructural de la cimentación	90
5.1.2.1. Clasificación estructural de la cimentación	56	5.3.4.2. Estado Límite de Agotamiento frente a Solicitaciones Normales	90
5.1.2.2. Cálculo de esfuerzos de las bielas y tirantes	56	5.3.4.3. Estado Límite de Agotamiento frente a cortante	92
5.1.2.3. Determinación del armado y disposiciones relativas	57	5.3.4.4. Estado Límite de Fisuración	93
5.2. ESTRIBO IZQUIERDO	58	5.3.4.5. Estado Límite de Agotamiento frente a Rasante	93
5.2.1. Descripción de las partes que lo componen	58	5.3.4.1. Dimensionamiento de la armadura en el talón	94
5.2.2. Diseño y comprobación del muro frontal	59	5.3.4.2. Disposiciones relativas	96
5.2.2.1. Dimensionamiento del armado principal	59	5.3.5. Dimensionamiento y comprobación del murete de guarda	96
5.2.2.1.1. Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales	59		
5.2.2.1.2. Estado Límite de Agotamiento frente a Cortante	61	6. REFERENCIAS	97
5.2.2.1.3. Estado Límite de Fisuración	61		
5.2.2.1.4. Disposiciones relativas de armado	63		
5.2.2.2. Cargas concentradas sobre macizos	63		
5.2.3. Diseño y comprobación del muro lateral	63		
5.2.3.1. Estado Límite de Agotamiento frente a esfuerzos normales	64		
5.2.3.2. Estado Límite Último de Agotamiento frente a Cortante	65		
5.2.3.3. Estado Límite de Fisuración	66		
5.2.4. Diseño y comprobación de la cimentación	67		
5.2.4.1. Clasificación estructural de la cimentación	67		
5.2.4.2. Estado Límite de Agotamiento frente a Solicitaciones Normales	68		
5.2.4.3. Estado Límite de Agotamiento frente a cortante	70		
5.2.4.4. Estado Límite de Fisuración	71		
5.2.4.5. Estado Límite de Agotamiento frente a Rasante	71		
5.2.4.6. Dimensionamiento de la armadura en el talón	72		
5.2.4.7. Disposiciones relativas	74		
5.2.5. Diseño y comprobación del murete de guarda	74		
5.2.5.1. Análisis de la deformación en coronación del murete de guarda	74		
5.2.5.2. Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales	77		
5.2.5.3. Estado Límite de Agotamiento frente a Cortante	79		
5.2.5.4. Estado Límite de Fisuración	79		
5.3. ESTRIBO DERECHO	81		
5.3.1. Descripción de las partes que lo componen	81		
5.3.2. Diseño y comprobación del muro frontal	81		
5.3.2.1. Dimensionamiento del armado principal	81		

Índice de figuras

Figura 1. Localización y nomenclatura de los estribos.....	9
Figura 2. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límite Últimos	11
Figura 3. Esquema de rotura general frente a hundimiento propuesta por la <i>Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera</i>	14
Figura 4. Área de apoyo equivalente para la comprobación de Estados Límite.....	24
Figura 5. Vista transversal del Apoyo Central.....	54
Figura 6. Alzado del Apoyo Central.....	54
Figura 7. Modelo de bielas y tirantes empleado para el cálculo de las cargas concentradas en Estribos ..	55
Figura 8. Modelo de bielas y tirantes a aplicar en la cimentación del Apoyo Central.....	56
Figura 9. Comprobación tensional en la zona nodal del Apoyo Central.....	56
Figura 10. Alzado del Estribo Izquierdo	58
Figura 11. Vista frontal Estribo Izquierdo	58
Figura 12. Dimensiones del muro lateral.....	64
Figura 13. Alzado de la cimentación del Estribo Izquierdo.....	67
Figura 14. Vista en planta de la cimentación del Estribo Izquierdo.....	67
Figura 15. Obtención del desplazamiento en coronación del murete de guarda. Estribo Izquierdo.....	76
Figura 16. Modelo estructural empleado para analizar la deformación del murete.	76
Figura 17. Deformada del murete de guarda.	76
Figura 18. Deformada en coronación en la parte central del murete de guarda.....	77
Figura 19. Alzado del Estribo Derecho.....	81
Figura 20. Vista Frontal Estribo Izquierdo.....	81
Figura 21. Alzado Muro Lateral.....	86
Figura 22. Alzado de la cimentación del Estribo Derecho.	89
Figura 23. Vista en planta de la cimentación del Estribo Derecho	89

Índice de tablas

Tabla 1. Características y parámetros intrínsecos del terreno bajo la cimentación.....	9
Tabla 2. Recubrimiento mínimo en mm para las clases de exposición generales III y IV	10
Tabla 3. Materiales de proyecto. Apoyo central.....	10
Tabla 4. Materiales de proyecto. Estribo Izquierdo.....	10
Tabla 5. Materiales de proyecto. Estribo Derecho	11
Tabla 6. Coeficientes parciales de seguridad para las combinaciones de Equilibrio	11
Tabla 7. Coeficientes parciales de seguridad para las combinaciones de Resistencia (1).....	11
Tabla 8. Coeficientes parciales de seguridad para las combinaciones de Resistencia (2).....	11
Tabla 9. Coeficientes parciales de seguridad para las combinaciones en Servicio (1).	12
Tabla 10. Coeficientes parciales de seguridad para las combinaciones en Servicio (2)	12

Tabla 11. Coeficientes de simultaneidad de las acciones (1)	12
Tabla 12. Coeficientes de simultaneidad de las acciones (2)	12
Tabla 13. <i>Coeficientes de simultaneidad de los grupos de tráfico para las sobrecargas de uso según la IAP-11</i>	13
Tabla 14. Terreno bajo la cimentación del Apoyo Central	14
Tabla 15. Parámetros equivalentes del terreno para una profundidad de afección B*	15
Tabla 16. Parámetros equivalentes del terreno para una profundidad de afección 3B*	16
Tabla 17. Esfuerzos de cálculo frente a hundimiento para la combinación característica de la cimentación del Apoyo Central.....	17
Tabla 18. Factor de Seguridad Global frente a hundimiento para cimentaciones superficiales.....	17
Tabla 19. Carga de hundimiento neta, carga transmitida neta en función del ancho efectivo para el apoyo intermedio	18
Tabla 20. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación característica en el Apoyo Central a largo plazo	19
Tabla 21. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación característica en el Apoyo Central a corto plazo	19
Tabla 22. Asiento producido para una zapata de 4 x 4 m en el Apoyo Central para la combinación característica	21
Tabla 23. Asiento producido para una zapata de 5.5 x 5.5 m en el Apoyo Central para la combinación característica	21
Tabla 24. Asiento producido para una zapata de 5.5 x 5.5 m en el Apoyo Central para la combinación casi-permanente.....	22
Tabla 25. Asiento producido para una zapata de 5.5 x 5.5 m en el Apoyo Central para la combinación accidental	22
Tabla 26. Empuje de tierras activo en la cimentación del Estribo Izquierdo para la combinación característica.	23
Tabla 27. Empuje de tierras pasivo en la cimentación del Estribo Izquierdo para la combinación característica	23
Tabla 28. Terreno bajo la cimentación del Estribo Izquierdo.....	23
Tabla 29. Esfuerzos de cálculo frente a hundimiento para la combinación característica de la cimentación del Estribo Izquierdo.....	24
Tabla 30. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación característica en el Estribo Izquierdo a largo plazo	25
Tabla 31. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación característica en el Estribo Izquierdo a corto plazo.....	25
Tabla 32. Carga de hundimiento neta, carga transmitida neta en función del ancho efectivo para el Estribo izquierdo.....	26
Tabla 33. Empuje de tierras activo en la cimentación del Estribo Izquierdo para la combinación casi-permanente.....	26

Tabla 34. Empuje de tierras pasivo en la cimentación del Estribo Izquierdo para la combinación casi-permanente	26
Tabla 35. Esfuerzos de cálculo frente a hundimiento para la combinación casi-permanente de la cimentación del Estribo Izquierdo	27
Tabla 36. Carga de hundimiento neta, carga transmitida neta en función del ancho efectivo para el Estribo izquierdo	27
Tabla 37. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación casi-permanente en el Estribo Izquierdo a largo plazo	28
Tabla 38. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación casi-permanente en el Estribo Izquierdo a corto plazo	28
Tabla 39. Esfuerzos de cálculo frente a hundimiento para la combinación accidental de la cimentación del Estribo Izquierdo	29
Tabla 40. Empuje de tierras activo en la cimentación del Estribo Izquierdo para la combinación accidental.	29
Tabla 41. Empuje de tierras pasivo en la cimentación del Estribo Izquierdo para la combinación accidental	29
Tabla 42. Carga de hundimiento neta, carga transmitida neta en función del ancho efectivo para el Estribo izquierdo	30
Tabla 43. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación accidental en el Estribo Izquierdo a largo plazo	31
Tabla 44. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación característica en el Estribo Izquierdo a corto plazo	31
Tabla 45. Resultados de cálculo frente a deslizamiento para la combinación característica en el Estribo Izquierdo	32
Tabla 46. Resultados de cálculo frente a deslizamiento para la combinación accidental en el Estribo Izquierdo	33
Tabla 47. Resultados de cálculo frente a deslizamiento para la combinación accidental en el Estribo Izquierdo	33
Tabla 48. Comprobación frente a vuelco rígido para la combinación de acciones característica en el Estribo Izquierdo	34
Tabla 49. Coeficientes de seguridad frente a vuelco rígido y plástico	34
Tabla 50. Comprobación frente a vuelco rígido para la combinación de acciones casi-permanente en el Estribo Izquierdo	34
Tabla 51. Comprobación frente a vuelco rígido para la combinación de acciones accidental en el Estribo Izquierdo	34
Tabla 52. Coeficiente de seguridad frente a vuelco plástico para la combinación característica en el Estribo Izquierdo	35
Tabla 53. Carga de hundimiento para un factor de seguridad de 2.2 frente a vuelco plástico para la combinación característica en el Estribo Izquierdo.	35
Tabla 54. Coeficiente de seguridad frente a vuelco plástico para la combinación casi-permanente en el Estribo Izquierdo	35
Tabla 55. Carga de hundimiento para un factor de seguridad de 2.2 frente a vuelco plástico para la combinación casi-permanente en el Estribo Izquierdo	36
Tabla 56. Coeficiente de seguridad frente a vuelco plástico para la combinación accidental en el Estribo Izquierdo	36
Tabla 57. Carga de hundimiento para un factor de seguridad de 5.5 frente a vuelco plástico para la combinación accidental en el Estribo Izquierdo	36
Tabla 58. Asiento producido para la combinación característica con unas dimensiones efectivas de zapata de 3 x 6 m en el Estribo Izquierdo.	37
Tabla 59. Asiento producido para la combinación característica con unas dimensiones efectivas de zapata de 3.5 x 7 m en el Estribo Izquierdo.	37
Tabla 60. Dimensiones de la zapata del Estribo izquierdo	37
Tabla 61. Asiento producido para la combinación casi-permanente con unas dimensiones efectivas de zapata de 3.5 x 7 m en el Estribo Izquierdo.	38
Tabla 62. Asiento producido para la combinación accidental con unas dimensiones efectivas de zapata de 3.5 x 7 m en el Estribo Izquierdo.	38
Tabla 63. Características mecánicas y de cálculo del terreno bajo el Estribo Derecho	39
Tabla 64. Empuje de tierras activo en la cimentación del Estribo Derecho para la combinación característica	39
Tabla 65. Empuje de tierras pasivo en la cimentación del Estribo Derecho para la combinación característica	39
Tabla 66. Esfuerzos de cálculo frente a hundimiento para la combinación característica de la cimentación del Estribo Derecho	40
Tabla 67. Dimensiones reales de la zapata del Estribo Derecho para la combinación característica	40
Tabla 68. Carga de hundimiento neta, carga transmitida neta en función del ancho efectivo para el Estribo Derecho	40
Tabla 69. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación característica en el Estribo Derecho a largo plazo	41
Tabla 70. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación característica en el Estribo Derecho a corto plazo	41
Tabla 71. Esfuerzos de cálculo frente a hundimiento para la combinación casi-permanente de la cimentación del Estribo Derecho	42
Tabla 72. Empuje de tierras activo en la cimentación del Estribo Derecho para la combinación casi-permanente	42
Tabla 73. Empuje de tierras pasivo en la cimentación del Estribo Derecho para la combinación casi-permanente	42
Tabla 74. Carga de hundimiento neta, carga transmitida neta en función del ancho efectivo para el Estribo Derecho	43



Tabla 75. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación casi-permanente en el Estribo Derecho a largo plazo	44
Tabla 76. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación casi-permanente en el Estribo Derecho a corto plazo	44
Tabla 77. Esfuerzos de cálculo frente a hundimiento para la combinación accidental de la cimentación del Estribo Derecho.....	45
Tabla 78. Dimensiones reales de la zapata del Estribo Derecho para la combinación accidental	45
Tabla 79. Empuje de tierras activo en la cimentación del Estribo Derecho para la combinación accidental	45
Tabla 80. Empuje de tierras pasivo en la cimentación del Estribo Derecho para la combinación accidental	45
Tabla 81. Carga de hundimiento neta, carga transmitida neta en función del ancho efectivo para el Estribo Derecho.....	46
Tabla 82. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación accidental en el Estribo Derecho a largo plazo	47
Tabla 83. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación accidental en el Estribo Derecho a corto plazo	47
Tabla 84. Resultados de cálculo frente a deslizamiento para la combinación característica en el Estribo Derecho.....	48
Tabla 85. Resultados de cálculo frente a deslizamiento para la combinación casi-permanente en el Estribo Derecho.....	48
Tabla 86. Resultados de cálculo frente a deslizamiento para la combinación accidental en el Estribo Derecho.....	49
Tabla 87. Comprobación frente a vuelco rígido para la combinación de acciones característica en el Estribo Derecho.....	49
Tabla 88. Comprobación frente a vuelco rígido para la combinación de acciones casi-permanente en el Estribo Derecho.....	49
Tabla 89. Comprobación frente a vuelco rígido para la combinación de acciones accidental en el Estribo Derecho.....	49
Tabla 90. Coeficiente de seguridad frente a vuelco plástico para la combinación característica en el Estribo Derecho.....	50
Tabla 91. Carga de hundimiento para un factor de seguridad de 1.3 frente a vuelco plástico para la combinación característica en el Estribo Derecho.....	50
Tabla 92. Coeficiente de seguridad frente a vuelco plástico para la combinación característica en el Estribo Derecho para una zapata de 3.5 x 7 m	50
Tabla 93. Carga de hundimiento para un factor de seguridad de 1.6 frente a vuelco plástico para la combinación característica en el Estribo Derecho.....	51
Tabla 94. Coeficiente de seguridad frente a vuelco plástico para la combinación casi-permanente en el Estribo Derecho.....	51

Tabla 95. Carga de hundimiento para un factor de seguridad de 2.5 frente a vuelco plástico para la combinación casi-permanente en el Estribo Derecho	51
Tabla 96. Coeficiente de seguridad frente a vuelco plástico para la combinación accidental en el Estribo Derecho	51
Tabla 97. Carga de hundimiento para un factor de seguridad de 2.6 frente a vuelco plástico para la combinación accidental en el Estribo Derecho	52
Tabla 98. Asiento para la combinación característica con unas dimensiones efectivas de zapata de 3.5 x 7 m en el Estribo Derecho	52
Tabla 99. Asiento para la combinación casi-permanente con unas dimensiones efectivas de zapata de 3.5 x 7 m en el Estribo Derecho.....	53
Tabla 100. Asiento para la combinación accidental con unas dimensiones efectivas de zapata de 3.5 x 7 m en el Estribo Derecho	53
Tabla 101. Comprobación del Asiento Diferencial en cm	53
Tabla 102. Armadura a disponer por el efecto de las cargas concentradas en la pila	55
Tabla 103. Clasificación del comportamiento estructural de la cimentación del Apoyo Central	56
Tabla 104. Comprobación de la resistencia de las bielas de compresión.	57
Tabla 105. Armadura a disponer en la zapata del Apoyo Central	57
Tabla 106. Esfuerzos actuantes en el muro frontal. Estribo Izquierdo	59
Tabla 107. Esfuerzos actuantes es servicio en el muro frontal. Estribo Izquierdo.....	59
Tabla 108. Esfuerzos actuantes en los apoyos. Cargas concentradas, Estribo Izquierdo	59
Tabla 109. Esfuerzos actuantes de agotamiento del terreno en el muro frontal del Estribo Izquierdo	59
Tabla 110. Esfuerzos actuantes de servicio del terreno en el muro frontal del Estribo Izquierdo	59
Tabla 111. Esfuerzos actuantes y Límites de las zonas de dimensionamiento para el muro frontal del Estribo Izquierdo	59
Tabla 112. Armadura de cálculo. Zonas de dimensionamiento. Muro frontal, Estribo Izquierdo	59
Tabla 113. Incremento de armadura longitudinal originada por el cortante. Muro frontal Estribo, Izquierdo.....	60
Tabla 114. Cuantías mínimas a disponer. Muro frontal, Estribo Izquierdo.....	60
Tabla 115. Armadura final a disponer. Muro frontal, Estribo Izquierdo	60
Tabla 116. Separación entre barras. Muro frontal, Estribo Izquierdo.	60
Tabla 117. Comprobación V_{u1} . Muro frontal, Estribo Izquierdo.....	61
Tabla 118. Comprobación V_{u2} . Muro frontal, Estribo Izquierdo.....	61
Tabla 119. Resumen de resultados frente a cortante. Muro frontal, Estribo Izquierdo.....	61
Tabla 120. Verificación de la fisuración para $f_{ck} = 30$ MPa. Muro frontal, Estribo Izquierdo.	62
Tabla 121. Abertura característica de fisura y comprobación de fisuras por compresión para $f_{ck} = 30$ MPa. Muro frontal, Estribo Izquierdo.....	62
Tabla 122. Verificación de la fisuración para $f_{ck} = 35$ MPa. Muro frontal, Estribo Izquierdo.	62
Tabla 123. Longitudes de Anclaje básicas y netas para la cara de tracción. Muro frontal, Estribo Izquierdo.	63
Tabla 124. Longitudes de solapo a disponer en las esperas Muro frontal-Zapata del Estribo Izquierdo	63

Tabla 125. Armadura a disponer por el efecto de las cargas concentradas en el muro frontal del Estribo Izquierdo	63
Tabla 126. Esfuerzos actuantes de agotamiento del terreno en el muro lateral del Estribo Izquierdo	63
Tabla 127. Esfuerzos actuantes de servicio del terreno en el muro lateral del Estribo Izquierdo	63
Tabla 128. Esfuerzos actuantes y Límites de las zonas de dimensionamiento para el muro lateral del Estribo Izquierdo	64
Tabla 129. Armadura de cálculo. Zonas de dimensionamiento. Muro lateral, Estribo Izquierdo	64
Tabla 130. Incremento de armadura longitudinal originada por el cortante. Muro lateral Estribo, Izquierdo	65
Tabla 131. Cuantías mínimas a disponer. Muro lateral, Estribo Izquierdo	65
Tabla 132. Armadura final a disponer. Muro lateral, Estribo Izquierdo	65
Tabla 133. Separación entre barras. Muro lateral, Estribo Izquierdo.	65
Tabla 134. Comprobación V_{u1} . Muro lateral, Estribo Izquierdo	66
Tabla 135. Comprobación V_{u2} . Muro lateral, Estribo Izquierdo	66
Tabla 136. Resumen de resultados frente a cortante. Muro frontal, Estribo Izquierdo.	66
Tabla 137. Verificación de la fisuración para $f_{ck} = 35$ MPa. Muro lateral, Estribo Izquierdo	66
Tabla 138. Abertura característica de fisura y comprobación de fisuras por compresión para $f_{ck} = 35$ MPa. Muro lateral, Estribo Izquierdo.	67
Tabla 139. Clasificación inicial estructural de la cimentación del Estribo Izquierdo	67
Tabla 140. Clasificación estructural de la cimentación del Estribo Izquierdo	68
Tabla 141. Sección de comprobación de las solicitaciones normales en la cimentación.	68
Tabla 142. Esfuerzos de cálculo en la cimentación del Estribo Izquierdo por metro de longitud	68
Tabla 143. Secciones de dimensionamiento de la zapata del Estribo Izquierdo	68
Tabla 144. Esfuerzos de cálculo en la zapata del Estribo Izquierdo	68
Tabla 145. Esfuerzos actuantes y Límites de las zonas de dimensionamiento para la zapata del Estribo Izquierdo	68
Tabla 146. Armadura de cálculo. Zonas de dimensionamiento. Zapata, Estribo Izquierdo	69
Tabla 147. Incremento de armadura longitudinal originada por el cortante. Zapata, Estribo Izquierdo....	69
Tabla 148. Cuantías mínimas a disponer. Zapata, Estribo Izquierdo.	69
Tabla 149. Armadura final a disponer. Zapata, Estribo Izquierdo	70
Tabla 150. Separación entre barras. Zapata, Estribo Izquierdo	70
Tabla 151. Comprobación V_{u1} . Zapata, Estribo Izquierdo	70
Tabla 152. Comprobación V_{u2} . Muro frontal, Estribo Izquierdo	71
Tabla 153. Resumen de resultados frente a cortante. Zapata, Estribo Izquierdo.	71
Tabla 154. Esfuerzos de dimensionamiento ELS para la zapata del Estribo Izquierdo	71
Tabla 155. Verificación de la fisuración para $f_{ck} = 35$ MPa. Zapata, Estribo Izquierdo.	71
Tabla 156. Esfuerzos actuantes y comprobación frente a rasante entre el Muro frontal y la zapata del Estribo Izquierdo	72
Tabla 157. Cálculo del rasante último de agotamiento. Estribo Izquierdo	72
Tabla 158. Características de dimensionamiento de la sección del talón. Estribo Izquierdo	72
Tabla 159. Zonas de dimensionamiento en la sección del talón. Estribo Izquierdo	73
Tabla 160. Cuantías mínimas en la sección del talón. Estribo Izquierdo	73
Tabla 161. Armadura final a disponer en el talón de la zapata del Estribo Derecho	73
Tabla 162. Separación entre barras de las armaduras en talón. Estribo Izquierdo	73
Tabla 163. Análisis de la fisuración en el talón. Estribo Izquierdo.	74
Tabla 164. Longitudes de anclaje en función del diámetro para la zapata del Estribo Izquierdo	74
Tabla 165. Empuje de tierras sobre el murete de guarda. Estribo Izquierdo.	74
Tabla 166. Esfuerzos actuantes y Límites de las zonas de dimensionamiento para el murete de guarda del Estribo Izquierdo	77
Tabla 167. Armadura de cálculo. Zonas de dimensionamiento. Murete de guarda, Estribo Izquierdo	77
Tabla 168. Incremento de armadura longitudinal originada por el cortante. Murete de guarda, Estribo Izquierdo	78
Tabla 169. Cuantías mínimas a disponer. Murete de guarda, Estribo Izquierdo	78
Tabla 170. Armadura final a disponer. Murete de guarda, Estribo Izquierdo	78
Tabla 171. Separación entre barras. Murete de guarda, Estribo Izquierdo	78
Tabla 172. Comprobación V_{u1} . Murete de guarda, Estribo Izquierdo	79
Tabla 173. Comprobación V_{u2} . Murete de guarda, Estribo Izquierdo	79
Tabla 174. Resumen de resultados frente a cortante. Murete de guarda, Estribo Izquierdo.	79
Tabla 175. Verificación de la fisuración para $f_{ck} = 35$ MPa y un canto 0.30 m. Murete de guarda, Estribo Izquierdo	79
Tabla 176. Abertura de fisura para $f_{ck} = 35$ MPa y un canto 0.30 m. Murete de guarda, Estribo Izquierdo	80
Tabla 177. Esfuerzos actuantes en el Muro frontal del Estribo Derecho	81
Tabla 178. Esfuerzos actuantes en los apoyos. Cargas concentradas, Estribo Derecho	81
Tabla 179. Esfuerzos de dimensionamiento en el muro frontal del Estribo Derecho	81
Tabla 180. Esfuerzos actuantes y Límites de las zonas de dimensionamiento para el muro frontal del Estribo Derecho	82
Tabla 181. Armadura de cálculo. Zonas de dimensionamiento. Muro frontal, Estribo Derecho	82
Tabla 182. Incremento de armadura longitudinal originada por el cortante. Muro frontal, Estribo Derecho	82
Tabla 183. Cuantías mínimas a disponer. Muro frontal, Estribo Derecho	82
Tabla 184. Armadura final a disponer. Muro frontal, Estribo Derecho	83
Tabla 185. Separación entre barras. Muro frontal, Estribo Derecho	83
Tabla 186. Comprobación V_{u1} . Muro frontal, Estribo Derecho	83
Tabla 187. Comprobación V_{u2} . Muro frontal, Estribo Derecho	84
Tabla 188. Resumen de resultados frente a cortante. Muro frontal, Estribo Derecho.	84
Tabla 189. Verificación de la fisuración para $f_{ck} = 30$ MPa y un canto 1.20 m. Muro frontal, Estribo Derecho.	84
Tabla 190. Abertura de fisura para $f_{ck} = 30$ MPa y un canto 1.20 m. Muro frontal, Estribo Derecho	84
Tabla 191. Verificación de la fisuración para $f_{ck} = 35$ MPa y canto 1.30 m. Muro frontal, Estribo Derecho.	85



Tabla 192. Longitudes de Anclaje básicas y netas para la cara de tracción. Muro frontal, Estribo Izquierdo.	85
Tabla 193. Longitudes de solapo a disponer en las esperas Muro frontal-Zapata del Estribo Izquierdo.....	85
Tabla 194. Armadura a disponer por el efecto de las cargas concentradas en el muro frontal del Estribo Derecho.....	85
Tabla 195. Esfuerzos actuantes y Límites de las zonas de dimensionamiento para el muro lateral del Estribo Derecho.....	86
Tabla 196. Armadura de cálculo. Zonas de dimensionamiento. Muro lateral, Estribo Derecho.....	86
Tabla 197. Incremento de armadura longitudinal originada por el cortante. Muro lateral, Estribo Derecho	87
Tabla 198. Cuantías mínimas a disponer. Muro lateral, Estribo Derecho	87
Tabla 199. Armadura final a disponer. Muro lateral, Estribo Derecho.....	87
Tabla 200. Separación entre barras. Muro lateral, Estribo Derecho	87
Tabla 201. Comprobación V_{u1} . Muro lateral, Estribo Derecho	88
Tabla 202. Comprobación V_{u2} . Muro lateral, Estribo Derecho	88
Tabla 203. Resumen de resultados frente a cortante. Muro frontal, Estribo Derecho	88
Tabla 204. Verificación de la fisuración para $f_{ck} = 35$ MPa. Muro lateral, Estribo Derecho.....	88
Tabla 205. Abertura característica de fisura y comprobación de fisuras por compresión para $f_{ck} = 35$ MPa. Muro lateral, Estribo Derecho.	89
Tabla 206. Clasificación estructural de la cimentación del Estribo Derecho	90
Tabla 207. Sección de comprobación de las sollicitaciones normales en la cimentación.	90
Tabla 208. Esfuerzos de cálculo en la cimentación del Estribo Derecho por metro de longitud	90
Tabla 209. Secciones de dimensionamiento de la zapata del Estribo Derecho.....	90
Tabla 210. Esfuerzos de cálculo en la zapata del Estribo Derecho	90
Tabla 211. Esfuerzos actuantes y Límites de las zonas de dimensionamiento para la zapata del Estribo Derecho.....	91
Tabla 212. Armadura de cálculo. Zonas de dimensionamiento. Zapata, Estribo Derecho.....	91
Tabla 213. Incremento de armadura longitudinal originada por el cortante. Zapata, Estribo Derecho	91
Tabla 214. Cuantías mínimas a disponer. Zapata, Estribo Derecho	91
Tabla 215. Armadura final a disponer. Zapata, Estribo Derecho.....	92
Tabla 216. Separación entre barras. Zapata, Estribo Derecho	92
Tabla 217. Comprobación V_{u1} . Zapata, Estribo Derecho	92
Tabla 218. Comprobación V_{u2} . Muro frontal, Estribo Derecho.....	93
Tabla 219. Resumen de resultados frente a cortante. Zapata, Estribo Derecho.....	93
Tabla 220. Esfuerzos de dimensionamiento ELS para la zapata del Estribo Derecho	93
Tabla 221. Verificación de la fisuración para $f_{ck} = 35$ MPa. Zapata, Estribo Derecho.....	93
Tabla 222. Esfuerzos actuantes y comprobación frente a rasante entre el Muro frontal y la zapata del Estribo Derecho.....	94
Tabla 223. Cálculo del rasante último de agotamiento. Estribo Derecho	94
Tabla 224. Características de dimensionamiento de la sección del talón. Estribo Izquierdo.....	94
Tabla 225. Zonas de dimensionamiento en la sección del talón. Estribo Derecho.....	94
Tabla 226. Cuantías mínimas en la sección del talón. Estribo Derecho	95
Tabla 227. Armadura final a disponer en el talón de la zapata del Estribo Derecho	95
Tabla 228. Separación entre barras de las armaduras en talón. Estribo Derecho	95
Tabla 229. Análisis de la fisuración en el talón. Estribo Derecho.....	95
Tabla 230. Longitudes de anclaje en función del diámetro para la zapata del Estribo Derecho.	96

1. OBJETO

El Objeto del presente anejo es dimensionar y realizar las principales comprobaciones geotécnicas y estructurales referentes a las subestructuras. Se tratarán los Estados Límite geotécnicos definidos en la *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*, y a su vez, las comprobaciones estructurales referentes a cimentaciones superficiales y elementos estructurales expuestas en la *EHE-08*, con el fin de garantizar la seguridad estructural y funcionalidad del paso superior.

2. CONSIDERACIONES GENERALES

El terreno sobre el cual se va a cimentar la pila presenta las siguientes características, extraídas del Anejo 2 “GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA”.

TERRENO							
TIPO DE TERRENO	z (m)	φ' (°)	C' (Kpa)	γ (KN/m3)	e (m)	E	v
RELLENOS ANTRÓPICOS	1.7	0	0	17	1.7	0	0
LIMOS ARENOSOS	0.8	27.5	25	19	0.8	175	0.3
COSTRA CALCÁREA	1.3	27.5	25	19	0.5	175	0.3
LIMOS ARENOSOS	2.6	27.5	25	19	1.3	175	0.3
LIMOS ARCILLOSOS	4.6	22	25	21	2	125	0.3
LIMOS ARCILLOSOS CON GRAVAS	5.2	25	20	21	0.6	175	0.3
COSTRA CALCÁREA	5.6	27.5	25	19	0.4	175	0.3
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	6.7	27.5	25	19	1.1	175	0.3
CONGLOMERADO	9.8	39	15	22	3.1	800	0.25
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	11.3	27.5	25	19	1.5	175	0.3

Tabla 1. Características y parámetros intrínsecos del terreno bajo la cimentación.

A modo de aclarar la descripción, la notación que se empleará en el presente anejo frente a los estribos es la siguiente:

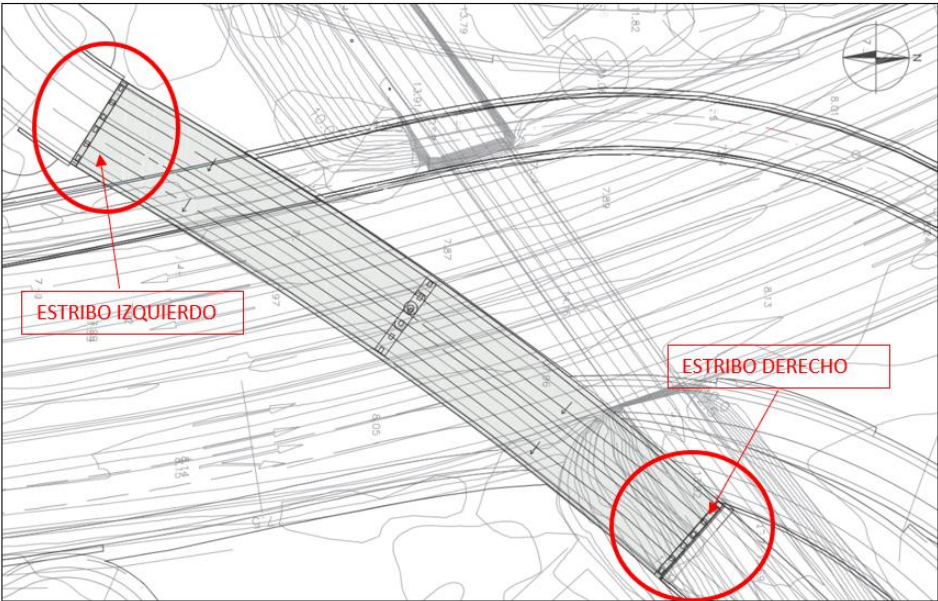


Figura 1. Localización y nomenclatura de los estribos

3. BASES DE CÁLCULO

3.1. NORMATIVA DE APLICACIÓN

En el siguiente apartado se pretende discretizar las cargas que se considerarán para el análisis y comprobación de las subestructuras. Para ello, se utilizará la *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)*.

En dicha instrucción se pretende definir las acciones y combinaciones, así como los coeficientes de ponderación que se deben considerar para la verificación de puentes de la red de carreteras del Estado.

El cálculo estructural se apoyará en la Instrucción de Hormigón Estructural vigente en España (*EHE-08*).

3.2. REQUISITOS FUNDAMENTALES. VIDA ÚTIL DE PROYECTO

Las subestructuras serán proyectadas con la capacidad de soportar las acciones a las que puedan quedar solicitadas durante la construcción, uso y periodo de vida previsto, con unos costos de conservación y mantenimiento aceptables en su naturaleza.

La vida útil de proyecto para puentes de carretera será de cien (100) años, periodo de tiempo que empieza a partir de la fecha en la que se finaliza su ejecución. Durante dicho periodo, se podrán realizar tareas de mantenimiento, sin requerir operaciones de relativa rehabilitación.

3.3. AMBIENTE Y RECUBRIMIENTOS

En la tabla 8.2.2. de la *EHE-08* se exponen las clases generales de exposición. El emplazamiento del paso superior sobre la Ma-19 se encuentra a menos de 5 km de la costa, por tanto, se encuentra en un ambiente IIIa, en el que predomina la corrosión por cloruros presentes en el aire.

En las armaduras pasivas, el recubrimiento mínimo a adoptar viene recogido en la tabla 37.2.4.1.b de la *EHE-08*, mostrada a continuación. Para un ambiente IIIa y una vida útil de 100 años, el recubrimiento mínimo a adoptar es de 65 mm, que puede verse incrementado según el control de ejecución. Estos valores de recubrimiento resultan algo excesivos desde el punto de vista de ejecución del elemento. Con el fin de no disponer de recubrimientos excesivos, se utilizará cemento del tipo III/A en el proyecto, reduciendo así el recubrimiento mínimo a 30 mm. Las estructuras en contacto directo con el terreno deberán disponer de al menos 70 mm de recubrimiento. A modo de estar del lado de la seguridad, se dispondrá de una capa de hormigón de limpieza de 100 mm manteniendo 70 mm de recubrimiento.

Hormigón	Cemento	Vida útil de proyecto (t_p) (años)	Clase general de exposición			
			IIIa	IIIb	IIIc	IV
Armado	CEM III/A, CEM III/B, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsilíce superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%	50	25	30	35	35
		100	30	35	40	40
	Resto de cementos utilizables	50	45	40	*	*
		100	65	*	*	*
Pretensado	CEM II/A-D o bien con adición de humo de sílice superior al 6%	50	30	35	40	40
		100	35	40	45	45
	Resto de cementos utilizables, según el Artículo 26°	50	65	45	*	*
		100	*	*	*	*

Tabla 2. Recubrimiento mínimo en mm para las clases de exposición generales III y IV

Este recubrimiento se incrementará 10 mm, suponiendo un control de ejecución escaso, tal como se indica en el artículo 37.2.4. de la *EHE-08*, siendo este recubrimiento de:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r \rightarrow r_{nom} = 30 + 10 = 40 \text{ mm}$$

3.4. MATERIALES DE PROYECTO

Los materiales de proyecto son los siguientes:

APOYO CENTRAL	Hormigón	Acero pasivo
PILA	HA-25/B/20/IIIa	B500S
CIMENTACIÓN	HA-35/B/20/IIIa	B500S

Tabla 3. Materiales de proyecto. Apoyo central

APOYO CENTRAL	Hormigón	Acero pasivo
MURO FRONTAL	HA-35/B/20/IIIa	B500S
MURO LATERAL	HA-35/B/20/IIIa	B500S
CIMENTACIÓN	HA-35/B/20/IIIa	B500S

Tabla 4. Materiales de proyecto. Estribo Izquierdo

APOYO CENTRAL	Hormigón	Acero pasivo
---------------	----------	--------------

MURO FRONTAL	HA-35/B/20/IIIa	B500S
MURO LATERAL	HA-35/B/20/IIIa	B500S
CIMENTACIÓN	HA-35/B/20/IIIa	B500S

Tabla 5. Materiales de proyecto. Estribo Derecho

3.5. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

3.5.1. Estados Límite Últimos

3.5.1.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

Los coeficientes parciales de seguridad a adoptar en los materiales empleados son los siguientes:

Situación de proyecto	Hormigón γ_c	Acero pasivo y activo γ_s
Persistente o transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

Figura 2. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límite Últimos

3.5.1.2. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

Para las acciones analizadas en combinación de equilibrio, los coeficientes parciales de seguridad a tener en cuenta son los siguientes:

ACCIÓN	EFECTO	ESTABILIZADOR	
		ESTABILIZADOR	DESESTABILIZADOR
Permanente (G y G^*)	Peso propio	0.9 ⁽¹⁾	1.1 ⁽¹⁾
	Carga muerta	0.9 ⁽¹⁾	1.1 ⁽¹⁾
	Empuje del terreno	1.0	1.5
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1.35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1.5
	Acciones climáticas ⁽²⁾	0	1.5
	Empuje hidrostático	0	1.5
	Empuje hidrodinámico	0	1.5
	Sobrecargas de construcción	0	1.35

Tabla 6. Coeficientes parciales de seguridad para las combinaciones de Equilibrio

Para las acciones analizadas en combinación de resistencia, los coeficientes parciales de seguridad a tener en cuenta son los siguientes:

ACCIÓN	EFECTO	FAVORABLE	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1.0	1.35
	Carga muerta	1.0	1.35
Permanente de valor no constante (G^*)	Pretensado P_1	1.0	1.0/1.2 ⁽³⁾ /1.3 ⁽⁴⁾
	Pretensado P_2	1.0	1.35
	Otras presolicitaciones	1.0	1.0
	Reológicas	1.0	1.35
	Empuje del terreno	1.0	1.5
	Asientos	0	1.2/1.35 ⁽⁵⁾
	Rozam. de apoyos desliz.	1.0	1.35

Tabla 7. Coeficientes parciales de seguridad para las combinaciones de Resistencia (1).

ACCIÓN	EFECTO	FAVORABLE	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1.35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1.5
	Acciones climáticas	0	1.5
	Empuje hidrostático	0	1.35
	Empuje hidrodinámico	0	1.5
	Sobrecargas de construcción	0	1.35

Tabla 8. Coeficientes parciales de seguridad para las combinaciones de Resistencia (2).

3.5.2. Estados Límite de Servicio

3.5.2.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

Para el estudio de los Estados Límite de Servicio se adoptarán como coeficientes parciales de seguridad valores iguales a la unidad.

3.5.2.2. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

Para las acciones evaluadas en servicio, los coeficientes de seguridad a tener en cuenta son los siguientes:

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1.0	1.0
	Carga muerta	1.0	1.0
Permanente de valor no constante (G^*)	Pretensado P_1	0.9 ⁽¹⁾	1.1 ⁽¹⁾
	Pretensado P_2	1.0	1.0
	Otras presolicitaciones	1.0	1.0
	Reológicas	1.0	1.0
	Empuje del terreno	1.0	1.0
	Asientos	0	1.0
	Rozam. de apoyos desliz.	1.0	1.0

Tabla 9. Coeficientes parciales de seguridad para las combinaciones en Servicio (1).

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1.0
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1.0
	Acciones climáticas	0	1.0
	Empuje hidrostático	0	1.0
	Empuje hidrodinámico	0	1.0
	Sobrecargas de construcción	0	1.0

Tabla 10. Coeficientes parciales de seguridad para las combinaciones en Servicio (2)

ACCIÓN		ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Sobrecarga de uso	gr 1, Cargas verticales	Vehiculos pesados	0.75	0.75	0
		Sobrecarga uniforme	0.4	0.4	0/0.2 ⁽¹⁾
		Carga en aceras	0.4	0.4	0
	gr 2, Fuerzas Horizontales	0	0	0	
	gr 3, Peatones	0	0	0	
	gr 4, Aglomeraciones	0	0	0	
	Sobrecarga de uso en pasarelas	0.4	0.4	0	

Tabla 11. Coeficientes de simultaneidad de las acciones (1)

ACCIÓN		ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Viento	F_{wk}	En situación persistente	0.6	0.2	0
		En construcción	0.8	0	0
		En pasarelas	0.3	0.2	0
Acción térmica	T_k	0.6	0.6	0.5	
Nieve	$Q_{sn,k}$	En construcción	0.8	0	0
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1.0	1.0	1.0
		Empuje hidrodinámico	1.0	1.0	1.0
Sobrecarga en construcción	Q_c	1.0	0	1.0	

Tabla 12. Coeficientes de simultaneidad de las acciones (2)

3.6. COMBINACIÓN DE ACCIONES

3.6.1. Coeficientes de simultaneidad

Para la definición de las combinaciones se ha de tener en cuenta la concomitancia de las distintas componentes de la sobrecarga de uso para los grupos de carga de tráfico que se indican en la siguientes tablas:

GRUPOS DE CARGAS ⁽¹⁾	PLATAFORMA					ACERAS
	CARGAS VERTICALES			FUERZAS HORIZONTALES		CARGAS VERTICALES
	VEHÍCULOS PESADOS	SOBRECARGA UNIFORME	AGLOMERACIÓN DE PERSONAS	FRENADO Y ARRANQUE	FUERZA CENTRÍFUGA Y TRANSVERSAL	
gr 1 (Cargas verticales)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	–	–	–	Valor reducido: 2,5 kN/m ²
gr 2 (Fuerzas horizontales)	Valor reducido ⁽²⁾ : $\psi_1 Q_k$	Valor reducido ⁽²⁾ : $\psi_1 Q_k$	–	Valor característico (apartado 4.1.3.1)	Valor característico (apartado 4.1.3.2)	–
gr 3 (Peatones)	–	–	–	–	–	Valor característico (apartado 4.1.2.2)
gr 4 (Aglomeraciones)	–	–	Valor característico (apartado 4.1.2.2)	–	–	Valor característico (apartado 4.1.2.2)

- (1) La denominación de los grupos de cargas hace referencia a la componente dominante del grupo
(2) Se define como valor reducido el que corresponde al valor frecuente que figura en la tabla 6.1-a, es decir:
 $\psi_1 = 0,75$ para los vehículos pesados
 $\psi_1 = 0,40$ para la sobrecarga uniforme

Tabla 13. Coeficientes de simultaneidad de los grupos de tráfico para las sobrecargas de uso según la IAP-11

3.6.2. Combinaciones ELS persistentes o transitorias

3.6.2.1. Combinación característica – Poco probable

La combinación característica (poco probable o rara) que habrá que utilizar según la IAP-11 es la

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

3.6.2.2. Combinación frecuente

La combinación frecuente que habrá que utilizar según la IAP-11 es la siguiente:

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

3.6.2.3. Combinación casi permanente

La combinación casi permanente que habrá que utilizar según la IAP-11 es la siguiente:

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

3.6.3. Combinaciones ELU persistentes o transitorias

Las combinaciones persistentes o transitorias, tanto para el análisis de resistencia como para el de equilibrio, que habrá que utilizar según la IAP-11 son las siguientes:

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

4. DISEÑO Y COMPROBACIÓN GEOTÉCNICA DE LA CIMENTACIÓN

Los parámetros involucrados en el cálculo geotécnico de la cimentación se recogen del Anejo 2 "GEOLOGÍA Y GEOTECNIA". Las comprobaciones y verificaciones se harán conforme a lo dispuesto en la *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*.

4.1. APOYO CENTRAL

En primer lugar, se definirá el terreno existente bajo el apoyo del mismo, obtenido del estudio realizado por *INGENIERÍA DE SONDEOS de BALEARES, S.L.* De esta forma, los parámetros que definen mecánicamente el terreno son los siguientes:

TERRENO							
TIPO DE TERRENO	z (m)	φ' (°)	C' (Kpa)	γ (KN/m ³)	e (m)	E	v
RELLENOS ANTRÓPICOS	1.7	0	0	17	1.7	0	0
LIMOS ARENOSOS	0.8	27.5	25	19	0.8	175	0.3
COSTRA CALCÁREA	1.3	27.5	25	19	0.5	175	0.3
LIMOS ARENOSOS	2.6	27.5	25	19	1.3	175	0.3
LIMOS ARCILLOSOS	4.6	22	25	21	2	125	0.3
LIMOS ARCILLOSOS CON GRAVAS	5.2	25	20	21	0.6	175	0.3
COSTRA CALCÁREA	5.6	27.5	25	19	0.4	175	0.3
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	6.7	27.5	25	19	1.1	175	0.3
CONGLOMERADO	9.8	39	15	22	3.1	800	0.25
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	11.3	27.5	25	19	1.5	175	0.3

Tabla 14. Terreno bajo la cimentación del Apoyo Central

4.1.1. Estabilidad Global

La estabilidad global de la cimentación no se ve comprometida bajo ningún concepto, al tratarse de un terreno llano y firme. La *GCOC-03* establece que se garantiza la estabilidad global de la cimentación en todos los casos en los que se cimente en terrenos llanos y firmes.

4.1.2. Seguridad frente al hundimiento

En el presente apartado se tratará de cuantificar la rotura del terreno bajo la cimentación que no implican la rotura del propio elemento de cimentación.

4.1.2.1. Cálculo analítico de la carga de hundimiento

La *GCOC-03* propone la expresión de carga de hundimiento de Brinch-Hansen, modificando ligeramente algunos coeficientes de la misma.

La expresión propuesta para el cálculo de la carga de hundimiento es la siguiente:

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

donde:

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

En la siguiente imagen se muestra el esquema de rotura de hundimiento general que plantea la guía, con la profundidad de afección de la misma.

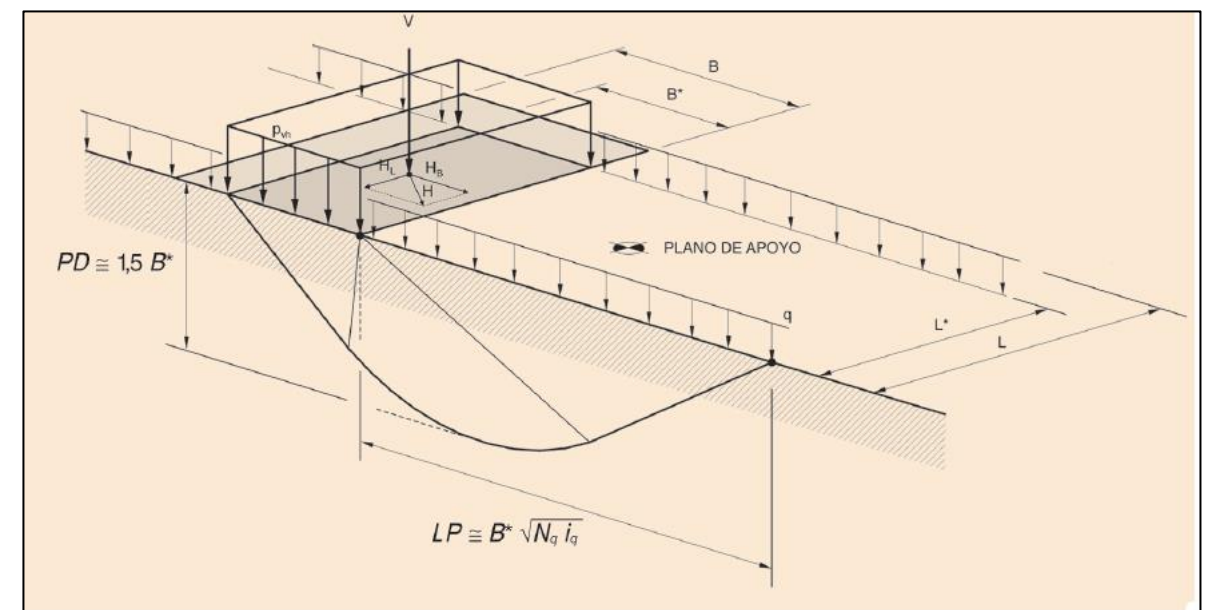


Figura 3. Esquema de rotura general frente a hundimiento propuesta por la *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*

4.1.2.1.1. Cimentaciones superficiales sobre terrenos heterogéneos

Para cimentaciones apoyadas sobre distintos terrenos, la *Guía de Cimentaciones* propone las siguientes expresiones para la obtención de los parámetros de cálculo representativos de la resistencia del terreno:

$$\gamma_{eq} = \frac{1}{H} \sum \gamma_i \cdot h_i$$

$$c_{eq} = \frac{1}{H} \sum c_i \cdot h_i$$

$$\ln \tan \phi_{eq} = \frac{1}{H} \sum (\ln \tan \phi_i) \cdot h_i$$

donde:

- h_i Espesor de cada estrato bajo la cimentación
- γ_i, c_i, ϕ_i Parámetros ϕ, γ, c , que corresponden a cada estrato
- H Profundidad de la zona de afección

La profundidad de la zona de afección se debe adoptar entre B^* y $3B^*$, escogiendo la profundidad que, estando comprendida en el límite anterior, conduzca al valor más bajo del ángulo de rozamiento.

Dicho procedimiento no se considera aplicable cuando el contraste de resistencias de unos estratos a otros sea muy importante, existiendo diferencias de más de 15° en el ángulo de rozamiento, pudiendo conducir a resultados erróneos.

De esta forma, discretizando en intervalos de ancho efectivo de 0,5 m, los parámetros equivalentes en función del ancho equivalente para un bulbo de presiones de B^* y $3B^*$ son los siguientes:

PARÁMETROS INTRÍNECOS DEL TERRENO A PROFUNDIDAD B^*			
B^*	γ_{eq}	C'_{eq}	ϕ'_{eq}
0.5	19.00	25.00	27.50
1	19.00	25.00	27.50
1.5	19.00	25.00	27.50
2	19.00	25.00	27.50
2.5	19.00	25.00	27.50
3	19.27	25.00	26.77
3.5	19.51	25.00	26.09
4	19.70	25.00	25.58
4.5	19.84	25.00	25.18
5	19.96	24.60	25.10
5.5	19.95	24.45	25.23
6	19.87	24.50	25.42
6.5	19.80	24.54	25.58
7	19.87	24.14	26.21
7.5	20.01	23.53	27.06
8	20.14	23.00	27.81
8.5	20.25	22.53	28.46
9	20.34	22.11	29.05
9.5	20.43	21.74	29.57
10	20.45	21.60	29.82
10.5	20.38	21.76	29.70
11	20.32	21.91	29.60
11.5	20.26	22.04	29.51
12	20.21	22.17	29.43
12.5	20.16	22.28	29.35
13	20.12	22.38	29.28

Tabla 15. Parámetros equivalentes del terreno para una profundidad de afección B^*

PARÁMETROS INTRÍNSECOS DEL TERRENO A PROFUNDIDAD B*			
B*	γ_{eq}	C'_{eq}	ϕ'_{eq}
0.5	19.00	25.00	27.50
1	19.00	25.00	27.50
1.5	19.00	25.00	27.50
2	19.00	25.00	27.50
2.5	19.00	25.00	27.50
3	19.27	25.00	26.77
3.5	19.51	25.00	26.09
4	19.70	25.00	25.58
4.5	19.84	25.00	25.18
5	19.96	24.60	25.10
5.5	19.95	24.45	25.23
6	19.87	24.50	25.42
6.5	19.80	24.54	25.58
7	19.87	24.14	26.21
7.5	20.01	23.53	27.06
8	20.14	23.00	27.81
8.5	20.25	22.53	28.46
9	20.34	22.11	29.05
9.5	20.43	21.74	29.57
10	20.45	21.60	29.82
10.5	20.38	21.76	29.70
11	20.32	21.91	29.60
11.5	20.26	22.04	29.51
12	20.21	22.17	29.43
12.5	20.16	22.28	29.35
13	20.12	22.38	29.28

Tabla 16. Parámetros equivalentes del terreno para una profundidad de afección 3B*

4.1.2.1.2. Valor de q

El valor de q debe calcularse como el peso efectivo de las tierras que existan en el entorno de la cimentación, calculándose mediante la siguiente expresión:

$$q = \gamma_{ap} \cdot D_1 + \gamma' \cdot D_2$$

donde:

- D Espesor total de tierras sobre el plano de cimentación ($D = D_1 + D_2$)
- D_1 Parte del espesor de tierras D, que queda por encima del nivel freático.
- D_2 Parte del espesor de tierras D, que queda bajo el nivel freático.
- γ_{ap} Peso específico aparente del suelo, correspondiente a la humedad media del terreno en el espesor D_1 (sobre el nivel freático)
- γ' Peso específico sumergido del terreno en el espesor D_2 (bajo el nivel freático)

4.1.2.1.3. Valor de γ

El valor del peso específico γ , que debe usarse en el tercer término de la ecuación debe ser el que mejor represente el peso efectivo del terreno sobre el que apoya la cimentación. Para definirlo es preciso conocer la profundidad del nivel freático bajo el plano de cimentación h_w

El valor de cálculo de γ es el siguiente:

$$\gamma = \gamma' + 0.6 \cdot (\gamma_{ap} - \gamma') \cdot \frac{h_w}{B^*} \leq \gamma_{ap}$$

4.1.2.1.4. Factores de capacidad de carga

Los factores de capacidad de carga se calcularán mediante las siguientes expresiones analíticas:

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi}$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

En la siguiente tabla se indican los valores de los factores de capacidad de carga para diversos valores del ángulo de rozamiento interno.

4.1.2.1.5. Consideración de la resistencia a corte del terreno sobre el plano de apoyo

El terreno que existe sobre la cimentación colabora de manera pasiva frente al hundimiento. Dicha colaboración se debe fundamentalmente a su peso propio, aunque también contribuye su resistencia a corte.

La contabilización de dicha resistencia únicamente se contabilizará cuando se pueda garantizar que el terreno en cuestión sea de resistencia semejante al que existe bajo el plano de apoyo. Para quedar del lado de la seguridad, no se considerará dicha contribución.

4.1.2.1.6. Consideración de la inclinación de las cargas

La inclinación de las cargas tiene un efecto de relativa importancia en la capacidad portante del terreno y por dicho motivo, se debe tener en cuenta mediante los coeficientes definidos a continuación.

$$i_q = (1 - 0.7 \tan \delta_B)^3 (1 - \tan \delta_L)$$

$$i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$i_\gamma = (1 - \tan \delta_B)^3 (1 - \tan \delta_L)$$

En el Anejo 4 "DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LA ESTRUCTURA" y el Anejo 6 "EQUIPAMIENTOS", se definió la unión pila-tablero, la cual se realizaba mediante un aparato de apoyo elastomérico tipo POT, permitiendo los desplazamientos horizontales y momentos. Por ello, el esfuerzo transmitido a la pila es un axial de compresión prácticamente centrado, por lo que los factores de inclinación de las cargas no se tendrán en cuenta para el cálculo de la carga de hundimiento.

4.1.2.1.7. Consideración de la forma de la cimentación

Para la consideración de la forma de la cimentación se utilizarán los siguientes coeficientes.

$$S_q = S_c = 1 + \frac{B^*}{L^*} \cdot \frac{N_q}{N_c}$$

$$S_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B^*}{L^*}$$

4.1.2.1.8. Efecto de la proximidad de la cimentación a un talud

En cimentaciones próximas a laderas y taludes, la resistencia frente a hundimiento puede verse menguada en gran cantidad. La cimentación de proyecto apoya sobre terreno llano, exento de taludes y laderas, por lo que se prescinde del cálculo de dichos coeficientes.

4.1.2.1.9. Efecto de la inclinación del plano de apoyo

La pendiente máxima sobre la cual apoya la cimentación es prácticamente nula, por lo que se desprecian los coeficientes de inclinación del plano de apoyo.

4.1.2.1.10. Carga transmitida neta

La carga transmitida neta se define mediante la siguiente expresión:

$$p_v = \frac{V}{B^* \cdot L^*}$$

Donde:

- V Componente vertical de la resultante efectiva de las acciones
- B^* Anchura equivalente
- L^* Longitud equivalente

4.1.2.1.11. Resultados de cálculo para la combinación característica

Los cálculos realizados se efectúan conforme a lo expuesto en los apartados anteriores. Las hipótesis de cálculo empleadas son a corto y largo plazo. A corto plazo, se desprecia el rozamiento de las partículas debido a que en suelos cohesivos y de permeabilidad muy baja, se produce un incremento de presión intersticial. Sin embargo, conociendo la profundidad del nivel freático a 8.5 m y adoptando una profundidad de afección de $1,5B^*$, el cálculo a corto plazo solo tendrá sentido para anchos superiores a 5.5 m en zapatas cuadradas.

Los esfuerzos de cálculo en la base de la cimentación son los siguientes:

L*/B*	1	adim	Relación largo/ancho efectivo
Ned	11126.37	KN	Carga transmitida por la estructura (KN)
Mbd	0	KN-m	Momento actuante en la dirección de B*
Mld	0	KN-m	Momento actuante en la dirección de L*
Ned	11126.37	KN	Axil actuante en cimentación
Hed tot	66.72	KN	Carga horizontal actuante
eb	0	m	Excentricidad a lo largo de B*
el	0.00	m	Excentricidad a lo largo de L*
h (m)	2	m	Canto de la zapata aproximado
tan δL	0.006		Inclinación de la carga en la dirección de L
tan δB	0.000		Inclinación de la carga en la dirección de B
HI	66.72	KN	Carga horizontal en la dirección de L
Hb	0.00	KN	Carga horizontal en la dirección de B

Tabla 17 Esfuerzos de cálculo frente a hundimiento para la combinación característica de la cimentación del Apoyo Central

La carga de hundimiento neta y la carga transmitida, se debe verificar la siguiente relación:

$$F_H = \frac{p_{vh}}{p_v}$$

Siendo el coeficiente de seguridad a adoptar el establecido en la siguiente tabla en función de la combinación de acciones que se esté verificando.

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 3,00$
Característica	$F_2 \geq 2,60$
Accidental	$F_3 \geq 2,20$

Tabla 18. Factor de Seguridad Global frente a hundimiento para cimentaciones superficiales

De esta forma, en la siguiente tabla se muestra la carga de hundimiento neta, la carga transmitida neta y la comprobación mediante el factor global de seguridad.

CORTO PLAZO				LARGO PLAZO		
B*	qhn	qtn		qhn	qtn	
0.50	217.83	44555.48	NO CUMPLE	2257.58	44555.48	NO CUMPLE
1.00	220.24	11176.37	NO CUMPLE	2128.31	11176.37	NO CUMPLE
1.50	221.03	4995.05	NO CUMPLE	1834.26	4995.05	NO CUMPLE
2.00	218.35	2831.59	NO CUMPLE	1914.27	2831.59	NO CUMPLE
2.50	212.65	1830.22	NO CUMPLE	2330.71	1830.22	NO CUMPLE
3.00	221.81	1286.26	NO CUMPLE	2288.85	1286.26	NO CUMPLE
3.50	221.92	958.28	NO CUMPLE	2162.88	958.28	NO CUMPLE
4.00	222.00	745.40	NO CUMPLE	2081.17	745.40	CUMPLE
4.50	222.07	599.45	NO CUMPLE	2026.34	599.45	CUMPLE
5.00	219.66	495.05	NO CUMPLE	2042.52	495.05	CUMPLE
5.50	218.81	417.81	NO CUMPLE	2103.77	417.81	CUMPLE
6.00	219.13	359.07	NO CUMPLE	2180.74	359.07	CUMPLE
6.50	219.39	313.35	NO CUMPLE	2253.32	313.35	CUMPLE
7.00	216.99	277.07	NO CUMPLE	2461.68	277.07	CUMPLE
7.50	213.27	247.80	NO CUMPLE	2767.68	247.80	CUMPLE
8.00	210.01	223.85	NO CUMPLE	3079.42	223.85	CUMPLE
8.50	214.12	204.00	NO CUMPLE	3341.09	204.00	CUMPLE
9.00	214.59	187.36	NO CUMPLE	3371.60	187.36	CUMPLE
9.50	215.01	173.28	NO CUMPLE	3403.66	173.28	CUMPLE
10.00	215.39	161.26	NO CUMPLE	3437.03	161.26	CUMPLE
10.50	215.73	150.92	NO CUMPLE	3471.50	150.92	CUMPLE
11.00	216.04	141.95	NO CUMPLE	3506.94	141.95	CUMPLE
11.50	216.33	134.13	NO CUMPLE	3543.19	134.13	CUMPLE
12.00	216.59	127.27	NO CUMPLE	3580.17	127.27	CUMPLE
12.50	216.83	121.21	NO CUMPLE	3617.77	121.21	CUMPLE
13.00	217.05	115.84	NO CUMPLE	3655.92	115.84	CUMPLE

Tabla 19. Carga de hundimiento neta, carga transmitida neta en función del ancho efectivo para el apoyo intermedio

En la tabla anterior se aprecia que los valores obtenidos a corto plazo son muy desfavorables, necesitando dimensiones muy excesivas de cimentación superficial, debiéndose pilotar para adquirir la resistencia adecuada sin establecerse dimensiones desmesuradas de cimentación que puedan instalarse en la mediana.

No obstante, la profundidad de afección de la cimentación para una zapata cuadrada de 4 m de ancho es de 6 m por debajo del plano de cimentación, por lo que no alcanza el nivel freático, siendo representativa la comprobación frente a hundimiento a largo plazo.

Por consiguiente, las dimensiones de zapata a disponer son de 3 x 3 m. Sin embargo, por cuestiones de deformabilidad se dispondrá una zapata de 5.5 x 5.5 m, como se justifica en el apartado 3.5 del presente Anejo. Para este ancho efectivo, la profundidad de afección es de 8.25 m, sin alcanzar el nivel freático que se ubica a escasos centímetros.

En las siguientes tablas se muestran los valores de los coeficientes empleados para el cálculo de la carga de hundimiento discretizados en función de anchos efectivos cada 0.5 m.

CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO A LARGO PLAZO SEGÚN LA GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA

B*	q	Nq	dq	iq	sq	tq	rq	Nc	dc	ic	sc	tc	rc	B*	Ny	dy	iy	sy	ty	ry
0.5	57.80	13.94	1.00	0.99	1.56	1.00	1.00	24.85	1.00	0.99	1.56	1.00	1.00	0.50	13.47	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
1	57.80	12.87	1.00	0.99	1.55	1.00	1.00	23.53	1.00	0.99	1.55	1.00	1.00	1.00	11.98	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
1.5	57.80	10.86	1.00	0.99	1.52	1.00	1.00	20.98	1.00	0.99	1.52	1.00	1.00	1.50	9.27	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
2	57.80	11.14	1.00	0.99	1.52	1.00	1.00	21.34	1.00	0.99	1.52	1.00	1.00	2.00	9.64	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
2.5	57.80	13.29	1.00	0.99	1.55	1.00	1.00	24.05	1.00	0.99	1.55	1.00	1.00	2.50	12.55	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
3	57.80	12.87	1.00	0.99	1.55	1.00	1.00	23.53	1.00	0.99	1.55	1.00	1.00	3.00	11.98	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
3.5	57.80	11.96	1.00	0.99	1.53	1.00	1.00	22.39	1.00	0.99	1.53	1.00	1.00	3.50	10.73	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
4	57.80	11.33	1.00	0.99	1.52	1.00	1.00	21.58	1.00	0.99	1.52	1.00	1.00	4.00	9.89	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
4.5	57.80	10.86	1.00	0.99	1.52	1.00	1.00	20.98	1.00	0.99	1.52	1.00	1.00	4.50	9.27	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
5	57.80	10.78	1.00	0.99	1.52	1.00	1.00	20.87	1.00	0.99	1.52	1.00	1.00	5.00	9.16	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
5.5	57.80	10.92	1.00	0.99	1.52	1.00	1.00	21.06	1.00	0.99	1.52	1.00	1.00	5.50	9.35	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
6	57.80	11.14	1.00	0.99	1.52	1.00	1.00	21.34	1.00	0.99	1.52	1.00	1.00	6.00	9.64	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
6.5	57.80	11.33	1.00	0.99	1.52	1.00	1.00	21.59	1.00	0.99	1.52	1.00	1.00	6.50	9.89	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
7	57.80	12.12	1.00	0.99	1.54	1.00	1.00	22.59	1.00	0.99	1.54	1.00	1.00	7.00	10.95	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
7.5	57.80	13.29	1.00	0.99	1.55	1.00	1.00	24.05	1.00	0.99	1.55	1.00	1.00	7.50	12.55	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
8	57.80	14.41	1.00	0.99	1.57	1.00	1.00	25.43	1.00	0.99	1.57	1.00	1.00	8.00	14.14	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
8.5	57.80	15.40	1.00	0.99	1.58	1.00	1.00	26.62	1.00	0.99	1.58	1.00	1.00	8.50	15.57	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
9	57.80	15.31	1.00	0.99	1.58	1.00	1.00	26.51	1.00	0.99	1.58	1.00	1.00	9.00	15.45	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
9.5	57.80	15.23	1.00	0.99	1.58	1.00	1.00	26.42	1.00	0.99	1.58	1.00	1.00	9.50	15.34	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
10	57.80	15.17	1.00	0.99	1.58	1.00	1.00	26.34	1.00	0.99	1.58	1.00	1.00	10.00	15.24	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
10.5	57.80	15.11	1.00	0.99	1.58	1.00	1.00	26.27	1.00	0.99	1.58	1.00	1.00	10.50	15.15	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
11	57.80	15.05	1.00	0.99	1.57	1.00	1.00	26.20	1.00	0.99	1.57	1.00	1.00	11.00	15.07	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
11.5	57.80	15.00	1.00	0.99	1.57	1.00	1.00	26.14	1.00	0.99	1.57	1.00	1.00	11.50	14.99	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
12	57.80	14.95	1.00	0.99	1.57	1.00	1.00	26.09	1.00	0.99	1.57	1.00	1.00	12.00	14.93	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
12.5	57.80	14.91	1.00	0.99	1.57	1.00	1.00	26.03	1.00	0.99	1.57	1.00	1.00	12.50	14.87	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00
13	57.80	14.87	1.00	0.99	1.57	1.00	1.00	25.99	1.00	0.99	1.57	1.00	1.00	13.00	14.81	1.00	0.99	0.70	1.00	1.00

Tabla 20. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación característica en el Apoyo Central a largo plazo

CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO A CORTO PLAZO SEGÚN LA GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA

B*	q	Nq	dq	iq	sq	tq	rq	Nc	dc	ic	sc	tc	rc	B*	Ny	dy	iy	sy	ty	ry
0.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	0.97	1.19	1.00	1.00	0.50	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
1	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	0.98	1.19	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
1.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	0.99	1.19	1.00	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
2	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	0.99	1.19	1.00	1.00	2.00	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
2.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	0.99	1.19	1.00	1.00	2.50	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
3	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	0.99	1.19	1.00	1.00	3.00	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
3.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	3.50	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
4	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	4.00	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
4.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	4.50	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.00	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
5.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.50	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
6	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	6.00	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
6.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	6.50	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
7	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	7.00	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
7.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	7.50	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
8	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	8.00	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
8.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	8.50	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
9	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	9.00	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
9.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	9.50	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
10	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	10.00	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
10.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	10.50	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
11	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	11.00	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
11.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	11.50	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
12	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	12.00	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
12.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	12.50	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00
13	57.80	1.00	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.19	1.00	1.00	13.00	0.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00

Tabla 21. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación característica en el Apoyo Central a corto plazo

4.1.2.1.12. Resultados de cálculo para la combinación casi-permanente y accidental

Los esfuerzos provenientes de ambas combinaciones son esfuerzos axiales centrados, apareciendo fuerzas horizontales de escaso valor, entre 30 y 60 KN. Los axiales de ambas combinaciones adoptan un valor de 5640.6 y 7459 KN, inferiores al obtenido de la combinación característica, por lo que las dimensiones resultantes de las mismas serán inferiores. Se dispondrán las dimensiones de zapata obtenidas para la combinación casi-permanente, satisfaciendo así el Estado Límite frente a hundimiento para las tres combinaciones que plantea la Guía.

4.1.3. Seguridad frente al deslizamiento

La seguridad frente a deslizamiento trata de comprobar el modo de fallo en aquellas cimentaciones superficiales que hayan de soportar acciones horizontales importantes. Como se ha explicado en 3.2.1.5 del presente Anejo, el apoyo elastomérico entre la pila y el tablero permite el desplazamiento horizontal, por lo que no es transmitido a la cimentación, y ésta queda libre de esfuerzos horizontales. De esta forma, la comprobación de seguridad frente a deslizamiento queda exenta de realizarse.

4.1.4. Seguridad frente al vuelco

El Estado Límite de seguridad frente al vuelco trata de cuantificar el vuelco como sólido rígido de las pilas. Debido a la ausencia de esfuerzos horizontales en coronación de la pila, no es necesaria la comprobación del Estado Límite frente al Vuelco.

En adición, la Guía de Cimentaciones cita textualmente:

“Normalmente no será necesario comprobar las cimentaciones frente a vuelco cuando se trata de pilas de puente o de cimentaciones de obras de paso que satisfagan las condiciones estipuladas de deslizamiento y hundimiento y en las que, el punto de paso de la resultante sobre el cimienta quede dentro del núcleo del área de apoyo en las situaciones de proyecto a considerar”.

4.1.5. Estimación de movimientos

Para la obtención del asiento en los cimientos, es preciso disponer de los parámetros de deformabilidad que caracterizan al terreno. Dichos parámetros quedan recogidos en la tabla 3 del Anejo 2 “GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA”.

4.1.5.1. Cálculo del asiento mediante el modelo elástico

4.1.5.1.1. Combinación característica

El cálculo de asientos mediante el modelo elástico se realiza bajo dos hipótesis principales:

- La distribución de tensiones bajo la cimentación es independiente de la posible heterogeneidad del terreno.
- Es aplicable la solución de reparto tensional correspondiente al semiespacio homogéneo e isótropo de Boussinesq

El valor del módulo de elasticidad medio puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$E = \frac{\sum \Delta \sigma_i \cdot h_i}{\sum \left(\frac{\Delta \sigma_i}{E_i} \right) \cdot h_i}$$

Donde:

- E Módulo de Elasticidad medio equivalente
- E_i Módulo de elasticidad del estrato i
- $\Delta \sigma_i$ Incremento de la presión vertical total, en el centro del estrato i , en la vertical del centro de la cimentación, creado por la carga aplicada sobre la misma
- h_i Espesor del estrato i .

Para estimar $\Delta \sigma_i$ se debe utilizar la solución obtenida mediante la teoría de la elasticidad correspondiente. Sin embargo, la Guía propone la siguiente expresión y la define como suficientemente precisa la aplicación de la misma. La obtención del incremento de presión vertical total se realiza mediante la siguiente expresión:

$$\Delta \sigma = p \cdot (1 - \cos^3 \alpha)$$

Donde:

- P Presión media transmitida por la cimentación
- α $\arctan(a/z)$, expresado en radianes.

$$a = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

- A Área de la cimentación
- Z Profundidad del punto en cuestión, bajo el plano de apoyo del cimienta

En cuanto a las limitaciones frente a movimientos admisibles de la cimentación, la Guía propone como valor orientativo y de buena “praxis” no superar los siguientes límites:

- Asiento máximo en zapatas aisladas de 2,5 cm
- Asiento diferencial entre apoyos contiguos $< L/200 - L/500$

En la siguientes tablas se muestran el asiento y los cálculos parciales para la obtención del mismo.

CÁLCULO DEL ASIENTO ELÁSTICO

B*	4	m	Ancho efectivo de la zapata
L*	4	m	Longitud efectiva de la zapata
E eq	17207.46	Kpa	Módulo de elasticidad equivalente
p	745.40	KPa	Presión transmitida por la cimentación
A	16	m2	Área del apoyo de cimentación
a	2.2567583	m	Radio de la cimentación circular equivalente

TIPO DE TERRENO	Z (m)	Z.m (m)	α (rad)	$\Delta\sigma$ (Kpa)	hi (m)	E (Kpa)	E/ $\Delta\sigma$	K ₃₀ kg/cm3
RELLENOS ANTRÓPICOS	0	0	0	0	0	0	0	0
LIMOS ARENOSOS	0.8	0.4	1.3953728	741.43569	0.8	17500	0.0423678	12
COSTRA CALCÁREA	1.3	1.05	1.1353174	689.4422	0.5	17500	0.0393967	12
LIMOS ARENOSOS	2.6	1.95	0.8581897	537.07396	1.3	17500	0.0306899	12
LIMOS ARCILLOSOS	4.6	3.6	0.5599482	292.00677	2	12500	0.0233605	8
LIMOS ARCILLOSOS CON GRAVAS	5.2	4.9	0.4316033	186.83684	0.6	17500	0.0106764	8
COSTRA CALCÁREA	5.6	5.4	0.395857	159.90412	0.4	17500	0.0091374	12
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	6.7	6.15	0.3516968	128.67105	1.1	17500	0.0073526	12
CONGLOMERADO	9.8	8.25	0.2670144	76.469101	3.1	80000	0.0009559	40
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	11.3	10.55	0.2107348	48.383929	1.5	17500	0.0027648	12

ASIENTO MÉTODO ELÁSTICO	4.33	cm
-------------------------	------	----

Tabla 22. Asiento producido para una zapata de 4 x 4 m en el Apoyo Central para la combinación característica

Como se puede observar, el asiento producido duplica aproximadamente el límite establecido por la guía. Para reducir el asiento, se aumentan las dimensiones de la zapata a 5.5 x 5.5 m, siendo los valores de cálculo y el asiento producido los siguientes:

CÁLCULO DEL ASIENTO ELÁSTICO

B*	5.5	m	Ancho efectivo de la zapata
L*	5.5	m	Longitud efectiva de la zapata
E eq	17442.33	Kpa	Módulo de elasticidad equivalente
p	417.81	KPa	Presión transmitida por la cimentación
A	30.25	m2	Área del apoyo de cimentación
a	3.1030427	m	Radio de la cimentación circular equivalente

TIPO DE TERRENO	Z (m)	Z.m (m)	α (rad)	$\Delta\sigma$ (Kpa)	hi (m)	E (Kpa)	E/ $\Delta\sigma$	K ₃₀ kg/cm3
RELLENOS ANTRÓPICOS	0	0	0	0	0	0	0	0
LIMOS ARENOSOS	0.8	0.4	1.4425976	416.94078	0.8	17500	0.0238252	12
COSTRA CALCÁREA	1.3	1.05	1.2445129	404.05549	0.5	17500	0.0230889	12
LIMOS ARENOSOS	2.6	1.95	1.0097447	354.87688	1.3	17500	0.0202787	12
LIMOS ARCILLOSOS	4.6	3.6	0.7113945	236.24204	2	12500	0.0188994	8
LIMOS ARCILLOSOS CON GRAVAS	5.2	4.9	0.5645271	165.86704	0.6	17500	0.0094781	8
COSTRA CALCÁREA	5.6	5.4	0.5215618	145.47893	0.4	17500	0.0083131	12
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	6.7	6.15	0.4672888	120.48642	1.1	17500	0.0068849	12
CONGLOMERADO	9.8	8.25	0.3597578	75.215343	3.1	80000	0.0009402	40
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	11.3	10.55	0.2860603	48.894253	1.5	17500	0.002794	12

ASIENTO MÉTODO ELÁSTICO	2.40	cm
-------------------------	------	----

Tabla 23. Asiento producido para una zapata de 5.5 x 5.5 m en el Apoyo Central para la combinación característica

De esta forma, se garantiza el Estado Límite de deformación de la cimentación para la combinación característica.

4.1.5.1.2. Combinación casi-permanente

El asiento producido y los valores de cálculo para la obtención del mismo son los siguientes, verificando así el Estado Límite de Deformación para la combinación casi-permanente.

CÁLCULO DEL ASIENTO ELÁSTICO								
B*	5.5	m	Ancho efectivo de la zapata					
L*	5.5	m	Longitud efectiva de la zapata					
E eq	17442.33	Kpa	Módulo de elasticidad equivalente					
p	236.47	KPa	Presión transmitida por la cimentación					
A	30.25	m2	Área del apoyo de cimentación					
a	3.1030427	m	Radio de la cimentación circular equivalente					

TIPO DE TERRENO	Z (m)	Z.m (m)	α (rad)	$\Delta\sigma$ (Kpa)	hi (m)	E (Kpa)	E/ $\Delta\sigma$	K ₃₀ kg/cm ³
RELLENOS ANTRÓPICOS	0	0	0	0	0	0	0	0
LIMOS ARENOSOS	0.8	0.4	1.4425976	235.97198	0.8	17500	0.0134841	12
COSTRA CALCÁREA	1.3	1.05	1.2445129	228.67941	0.5	17500	0.0130674	12
LIMOS ARENOSOS	2.6	1.95	1.0097447	200.84627	1.3	17500	0.0114769	12
LIMOS ARCILLOSOS	4.6	3.6	0.7113945	133.70364	2	12500	0.0106963	8
LIMOS ARCILLOSOS CON GRAVAS	5.2	4.9	0.5645271	93.874175	0.6	17500	0.0053642	8
COSTRA CALCÁREA	5.6	5.4	0.5215618	82.335314	0.4	17500	0.0047049	12
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	6.7	6.15	0.4672888	68.190544	1.1	17500	0.0038966	12
CONGLOMERADO	9.8	8.25	0.3597578	42.568906	3.1	80000	0.0005321	40
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	11.3	10.55	0.2860603	27.672211	1.5	17500	0.0015813	12

ASIENTO MÉTODO ELÁSTICO	1.36	cm
-------------------------	------	----

Tabla 24. Asiento producido para una zapata de 5.5 x 5.5 m en el Apoyo Central para la combinación casi-permanente

4.1.5.1.3. Combinación accidental

El asiento producido y los valores de cálculo para la obtención del mismo son los siguientes, verificando así el Estado Límite de Deformación para la combinación accidental.

CÁLCULO DEL ASIENTO ELÁSTICO								
B*	5.5	m	Ancho efectivo de la zapata					
L*	5.5	m	Longitud efectiva de la zapata					
E eq	17442.33	Kpa	Módulo de elasticidad equivalente					
p	296.59	KPa	Presión transmitida por la cimentación					
A	30.25	m2	Área del apoyo de cimentación					
a	3.1030427	m	Radio de la cimentación circular equivalente					

TIPO DE TERRENO	Z (m)	Z.m (m)	α (rad)	$\Delta\sigma$ (Kpa)	hi (m)	E (Kpa)	E/ $\Delta\sigma$	K ₃₀ kg/cm ³
RELLENOS ANTRÓPICOS	0	0	0	0	0	0	0	0
LIMOS ARENOSOS	0.8	0.4	1.4425976	295.96865	0.8	17500	0.0169125	12
COSTRA CALCÁREA	1.3	1.05	1.2445129	286.82193	0.5	17500	0.0163898	12
LIMOS ARENOSOS	2.6	1.95	1.0097447	251.91211	1.3	17500	0.014395	12
LIMOS ARCILLOSOS	4.6	3.6	0.7113945	167.69825	2	12500	0.0134159	8
LIMOS ARCILLOSOS CON GRAVAS	5.2	4.9	0.5645271	117.742	0.6	17500	0.0067281	8
COSTRA CALCÁREA	5.6	5.4	0.5215618	103.26935	0.4	17500	0.0059011	12
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	6.7	6.15	0.4672888	85.528221	1.1	17500	0.0048873	12
CONGLOMERADO	9.8	8.25	0.3597578	53.392195	3.1	80000	0.0006674	40
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	11.3	10.55	0.2860603	34.707965	1.5	17500	0.0019833	12

ASIENTO MÉTODO ELÁSTICO	1.70	cm
-------------------------	------	----

Tabla 25. Asiento producido para una zapata de 5.5 x 5.5 m en el Apoyo Central para la combinación accidental

4.2. ESTRIBO IZQUIERDO

El estribo izquierdo únicamente recibe esfuerzo axil del tablero, estando permitido el desplazamiento horizontal del mismo a lo largo de la directriz del tablero. Sobre el estribo actúa el empuje de las tierras que contiene, que originará un esfuerzo horizontal y momento flector sobre la cimentación.

Las tierras en coronación están sometidas a las cargas de tráfico que pasan por ellas. El valor de las cargas de tráfico actuantes se obtiene a partir de lo expuesto en el apartado 4.8 del ANEJO 4 “DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN DE LA ESTRUCTURA”, adoptando el siguiente valor

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

El valor adoptado es conservador respecto a la sobrecarga de uso uniforme a adoptar

El valor del empuje activo se obtiene de la siguiente forma:

$$e'_a = K_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

$$e'_p = K_p \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$$

$$\sigma'_v = \gamma \cdot z + q - u$$

De esta forma, en la siguiente tabla se muestra el valor del empuje total y el momento flector actuante en la base de la cimentación.

EMPUJE DE TIERRAS EN EL ESTRIBO IZQUIERDO			
y	20	KN/m3	Peso específico del terreno
c	15	Kpa	Cohesión del terreno
Ø	33	º	Ángulo de rozamiento interno del terreno
Ø	0.5759587	rad	Ángulo de rozamiento interno del terreno
Ka	0.2948009		Coefficiente de empuje activo del terreno
z	10	m	Profundidad de las tierras hasta la cimentación
q	75.26	KN/m	Carga de tráfico en coronación
σ'v1	75.26	KN/m2	Tensión vertical efectiva en coronación
σ'v2	275.26	KN/m2	Tensión vertical efectiva en la cimentación
e'h1	5.90	KN/m2	Empuje activo en coronación
e'h1	64.86	KN/m2	Empuje activo en la cimentación
E1	58.98	KN	Empuje del bloque rectangular
E2	294.80	KN	Empuje del bloque triangular
d1	5	m	distancia del centro de aplicación de E1 a la cimentación
d2	3.33	m	distancia del centro de aplicación de E2 a la cimentación
zg	3.61	m	distancia del centro de aplicación de Et a la cimentación
Et	353.78	m	Empuje total de tierras
Mbase	1277.57	KN-m	Momento transmitido a la cimentación por el empuje de tierras

Tabla 26. Empuje de tierras activo en la cimentación del Estribo Izquierdo para la combinación característica.

EMPUJE DE TIERRAS EN EL ESTRIBO IZQUIERDO			
y	20	KN/m3	Peso específico del terreno
c	0	Kpa	Cohesión del terreno
Ø	27	º	Ángulo de rozamiento interno del terreno
Ø	0.4712389	rad	Ángulo de rozamiento interno del terreno
Ka	2.6629399		Coefficiente de empuje activo del terreno
z	4	m	Profundidad de las tierras hasta la cimentación
q	0	KN/m	Carga de tráfico en coronación
σ'v1	0	KN/m2	Tensión vertical efectiva en coronación
σ'v2	80	KN/m2	Tensión vertical efectiva en la cimentación
e'h1	0.00	KN/m2	Empuje activo en coronación
e'h1	213.04	KN/m2	Empuje activo en la cimentación
E1	0.00	KN	Empuje del bloque rectangular
E2	426.07	KN	Empuje del bloque triangular
d1	2	m	distancia del centro de aplicación de E1 a la cimentación
d2	1.33	m	distancia del centro de aplicación de E2 a la cimentación
zg	1.33	m	distancia del centro de aplicación de Et a la cimentación
Et	426.07	m	Empuje total de tierras
Mbase	568.09	KN-m	Momento transmitido a la cimentación por el empuje de tierras
EL EMPUJE PASIVO CALCULADO ES EL REAL. EN LAS COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS ESTA MINORADO UN 30 %			

Tabla 27. Empuje de tierras pasivo en la cimentación del Estribo Izquierdo para la combinación característica

Obtenido el empuje de tierras, se define el terreno existente bajo la cimentación, extraído del *Informe Geotécnico de INGENIERÍA DE SONDEOS de BALEARES*.

TERRENO							
TIPO DE TERRENO	z (m)	φ' (º)	C' (Kpa)	γ (KN/m3)	e (m)	E	v
RELLENOS ANTRÓPICOS	1.7	0	0	17	1.7	0	0
LIMOS ARENOSOS	0.8	27.5	25	19	0.8	175	0.3
COSTRA CALCÁREA	1.3	27.5	25	19	0.5	175	0.3
LIMOS ARENOSOS	2.6	27.5	25	19	1.3	175	0.3
LIMOS ARCILLOSOS	4.6	22	25	21	2	125	0.3
LIMOS ARCILLOSOS CON GRAVAS	5.2	25	20	21	0.6	175	0.3
COSTRA CALCÁREA	5.6	27.5	25	19	0.4	175	0.3
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	6.7	27.5	25	19	1.1	175	0.3
CONGLOMERADO	9.8	39	15	22	3.1	800	0.25
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	11.3	27.5	25	19	1.5	175	0.3

Tabla 28. Terreno bajo la cimentación del Estribo Izquierdo

El nivel freático se encuentra a 8 m de profundidad desde la boca de sondeo.

4.2.1. Estabilidad Global

El estribo se encuentra cimentado bajo un terreno prácticamente llano y firme, por lo que no se verá comprometida la estabilidad global del mismo, omitiéndose dicha comprobación.

4.2.2. Seguridad frente a hundimiento

4.2.2.1. Combinación característica

El estribo recibe acciones horizontales y momentos flectores en ambas direcciones principales, además del axil de compresión que transmite el tablero. Dichos esfuerzos modificarán el área efectiva de la cimentación, reduciendo el área resistente frente a hundimiento, aumentando así la presión transmitida al terreno.

La cimentación equivalente se debe obtener conforme a la siguiente figura:

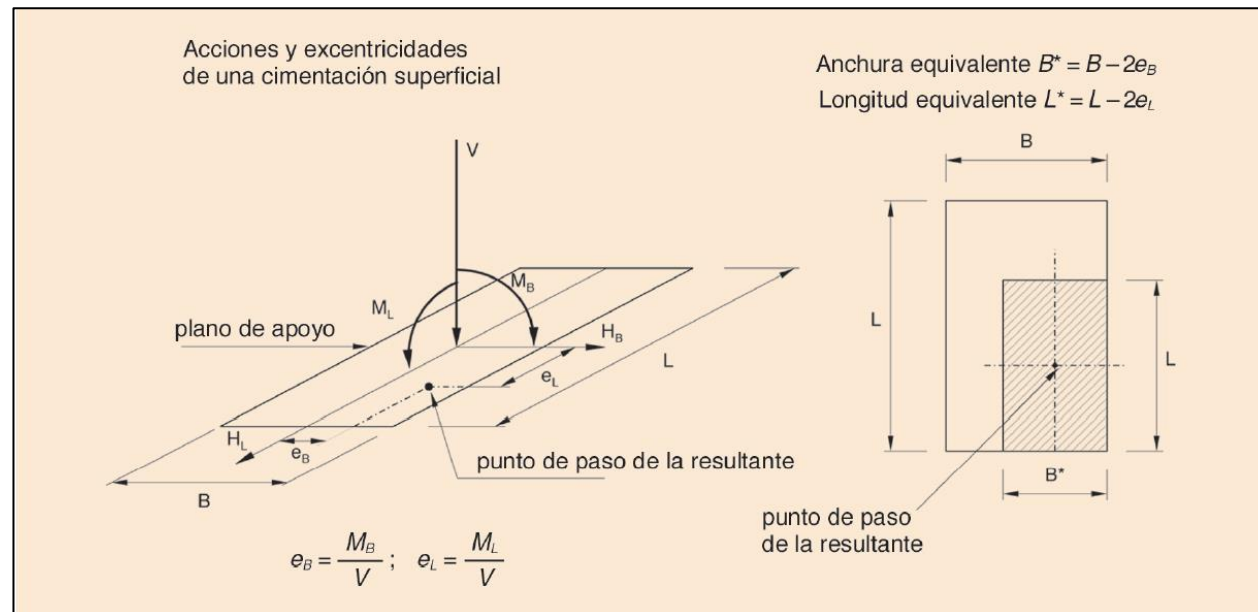


Figura 4. Área de apoyo equivalente para la comprobación de Estados Límite

Con ello se tiene en cuenta el posible levantamiento de parte de la zapata que producen los momentos sobre la cimentación, liberando el contacto suelo-estructura en parte de la cimentación.

Además de ello se deberá tener en cuenta la desviación de la carga total respecto de la vertical, así como sus componentes según dos direcciones ortogonales:

$$\tan \delta = \frac{H}{V}; \quad \tan \delta_B = \frac{H_B}{V}; \quad \tan \delta_L = \frac{H_L}{V};$$

Por consiguiente, los esfuerzos actuantes, excentricidades e inclinaciones en la cimentación, son los siguientes:

L*/B*	2	adim	Relación largo/anchura efectiva
Ned	7482.36	KN	Carga transmitida por la estructura (KN)
Mbd	14078.498	KN-m	Momento actuante en la dirección de B*
Mld	7952.8	KN-m	Momento actuante en la dirección de L*
Ned	7482.36	KN	Axil actuante en cimentación
Hed tot	1353.12	KN	Carga horizontal actuante
eb	1.8815585	m	Excentricidad a lo largo de B*
el	1.06	m	Excentricidad a lo largo de L*
h (m)	2	m	Canto de la zapata aproximado

tan δL	0.062		Inclinación de la carga en la dirección de L
tan δB	0.119		Inclinación de la carga en la dirección de B

HI	464.611	KN	Carga horizontal en la dirección de L
Hb	888.51	KN	Carga horizontal en la dirección de B

Tabla 29. Esfuerzos de cálculo frente a hundimiento para la combinación característica de la cimentación del Estribo Izquierdo

A continuación, se muestran las tablas de los resultados parciales empleados en la obtención de la carga de hundimiento a corto y largo plazo, según lo expuesto anteriormente.

CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO A LARGO PLAZO SEGÚN LA GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA

B*	q	Nq	dq	iq	sq	tq	rq	Nc	dc	ic	sc	tc	rc	B*	Ny	dy	iy	sy	ty	ry
0.5	57.80	13.94	1.00	0.72	1.28	1.00	1.00	24.85	1.00	0.70	1.28	1.00	1.00	0.50	13.47	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
1	57.80	12.87	1.00	0.72	1.27	1.00	1.00	23.53	1.00	0.70	1.27	1.00	1.00	1.00	11.98	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
1.5	57.80	10.86	1.00	0.72	1.26	1.00	1.00	20.98	1.00	0.69	1.26	1.00	1.00	1.50	9.27	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
2	57.80	11.14	1.00	0.72	1.26	1.00	1.00	21.34	1.00	0.70	1.26	1.00	1.00	2.00	9.64	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
2.5	57.80	13.29	1.00	0.72	1.28	1.00	1.00	24.05	1.00	0.70	1.28	1.00	1.00	2.50	12.55	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
3	57.80	12.87	1.00	0.72	1.27	1.00	1.00	23.53	1.00	0.70	1.27	1.00	1.00	3.00	11.98	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
3.5	57.80	11.96	1.00	0.72	1.27	1.00	1.00	22.39	1.00	0.70	1.27	1.00	1.00	3.50	10.73	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
4	57.80	11.33	1.00	0.72	1.26	1.00	1.00	21.58	1.00	0.70	1.26	1.00	1.00	4.00	9.89	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
4.5	57.80	10.86	1.00	0.72	1.26	1.00	1.00	20.98	1.00	0.69	1.26	1.00	1.00	4.50	9.27	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
5	57.80	10.78	1.00	0.72	1.26	1.00	1.00	20.87	1.00	0.69	1.26	1.00	1.00	5.00	9.16	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
5.5	57.80	10.92	1.00	0.72	1.26	1.00	1.00	21.06	1.00	0.69	1.26	1.00	1.00	5.50	9.35	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
6	57.80	11.14	1.00	0.72	1.26	1.00	1.00	21.34	1.00	0.70	1.26	1.00	1.00	6.00	9.64	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
6.5	57.80	11.33	1.00	0.72	1.26	1.00	1.00	21.59	1.00	0.70	1.26	1.00	1.00	6.50	9.89	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
7	57.80	12.12	1.00	0.72	1.27	1.00	1.00	22.59	1.00	0.70	1.27	1.00	1.00	7.00	10.95	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
7.5	57.80	13.29	1.00	0.72	1.28	1.00	1.00	24.05	1.00	0.70	1.28	1.00	1.00	7.50	12.55	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
8	57.80	14.41	1.00	0.72	1.28	1.00	1.00	25.43	1.00	0.70	1.28	1.00	1.00	8.00	14.14	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
8.5	57.80	15.40	1.00	0.72	1.29	1.00	1.00	26.62	1.00	0.70	1.29	1.00	1.00	8.50	15.57	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
9	57.80	15.31	1.00	0.72	1.29	1.00	1.00	26.51	1.00	0.70	1.29	1.00	1.00	9.00	15.45	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
9.5	57.80	15.23	1.00	0.72	1.29	1.00	1.00	26.42	1.00	0.70	1.29	1.00	1.00	9.50	15.34	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
10	57.80	15.17	1.00	0.72	1.29	1.00	1.00	26.34	1.00	0.70	1.29	1.00	1.00	10.00	15.24	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
10.5	57.80	15.11	1.00	0.72	1.29	1.00	1.00	26.27	1.00	0.70	1.29	1.00	1.00	10.50	15.15	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
11	57.80	15.05	1.00	0.72	1.29	1.00	1.00	26.20	1.00	0.70	1.29	1.00	1.00	11.00	15.07	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
11.5	57.80	15.00	1.00	0.72	1.29	1.00	1.00	26.14	1.00	0.70	1.29	1.00	1.00	11.50	14.99	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
12	57.80	14.95	1.00	0.72	1.29	1.00	1.00	26.09	1.00	0.70	1.29	1.00	1.00	12.00	14.93	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
12.5	57.80	14.91	1.00	0.72	1.29	1.00	1.00	26.03	1.00	0.70	1.29	1.00	1.00	12.50	14.87	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00
13	57.80	14.87	1.00	0.72	1.29	1.00	1.00	25.99	1.00	0.70	1.29	1.00	1.00	13.00	14.81	1.00	0.64	0.85	1.00	1.00

Tabla 30. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación característica en el Estribo Izquierdo a largo plazo

CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO A CORTO PLAZO SEGÚN LA GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA

B*	q	Nq	dq	iq	sq	tq	rq	Nc	dc	ic	sc	tc	rc	B*	Ny	dy	iy	sy	ty	ry
0.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	0.98	1.10	1.00	1.00	0.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
1	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	0.99	1.10	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
1.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	0.99	1.10	1.00	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
2	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	2.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
2.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	2.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
3	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	3.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
3.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	3.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
4	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	4.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
4.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	4.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
5.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
6	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	6.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
6.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	6.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
7	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	7.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
7.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	7.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
8	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	8.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
8.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	8.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
9	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	9.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
9.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	9.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
10	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	10.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
10.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	10.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
11	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	11.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
11.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	11.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
12	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	12.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
12.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	12.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
13	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	13.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00

Tabla 31. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación característica en el Estribo Izquierdo a corto plazo

Los resultados varían en cierta medida respecto a los del apoyo intermedio, debido a la reducción que provocan los coeficientes que tienen en cuenta la consideración de la inclinación de las cargas.

A continuación, se muestran las cargas de hundimiento neta, carga transmitida neta y la verificación del factor global de seguridad para anchos efectivos cada 0,5 m.

CORTO PLAZO			LARGO PLAZO		
B*	qhn	qtn	qhn	qtn	
0.50	202.31	15014.72	1338.51	15014.72	NO CUMPLE
1.00	203.39	3791.18	1271.94	3791.18	NO CUMPLE
1.50	203.75	1712.75	1105.61	1712.75	NO CUMPLE
2.00	201.11	985.30	1159.56	985.30	NO CUMPLE
2.50	195.76	648.59	1417.15	648.59	NO CUMPLE
3.00	204.11	465.69	1397.82	465.69	CUMPLE
3.50	204.16	355.40	1328.31	355.40	CUMPLE
4.00	204.20	283.82	1284.45	283.82	CUMPLE
4.50	204.23	234.75	1256.22	234.75	CUMPLE
5.00	201.99	199.65	1271.71	199.65	CUMPLE
5.50	201.19	173.68	1315.14	173.68	CUMPLE
6.00	201.46	153.92	1368.51	153.92	CUMPLE
6.50	201.69	138.55	1419.36	138.55	CUMPLE
7.00	199.47	126.35	1557.59	126.35	CUMPLE
7.50	196.05	116.51	1759.80	116.51	CUMPLE
8.00	193.05	108.46	1967.31	108.46	CUMPLE
8.50	196.81	101.78	2139.76	101.78	CUMPLE
9.00	197.24	96.19	2166.54	96.19	CUMPLE
9.50	197.62	91.45	2194.22	91.45	CUMPLE
10.00	197.96	87.41	2222.65	87.41	CUMPLE
10.50	198.27	83.93	2251.73	83.93	CUMPLE
11.00	198.55	80.92	2281.36	80.92	CUMPLE
11.50	198.81	78.29	2311.47	78.29	CUMPLE
12.00	199.04	75.98	2341.99	75.98	CUMPLE
12.50	199.26	73.94	2372.88	73.94	CUMPLE
13.00	199.46	72.14	2404.08	72.14	CUMPLE

Tabla 32. Carga de hundimiento neta, carga transmitida neta en función del ancho efectivo para el Estribo izquierdo

Como se aprecia, la comprobación a corto plazo es muy desfavorable respecto a largo plazo. No obstante, el largo plazo se verifica a partir de anchos efectivos iguales o mayores 3 m. A partir del ancho efectivo de 5,00 m, el bulbo de presiones de la cimentación comienza a afectar al nivel freático, siendo la comprobación crítica a corto plazo. Para anchos menores, al no afectar el bulbo al nivel freático, la comprobación de aplicación es a largo plazo.

Por tanto, las dimensiones efectivas de la zapata son 3 x 6 m. No obstante, las dimensiones se ven aumentadas debido a las excentricidades provocadas por los momentos y por cuestiones de deformabilidad se dispondrán zapata de dimensiones efectivas de 3.5 x 7 m, tal como se justifica en el apartado 3.2.5 del presente Anejo.

4.2.2.2. Combinación casi-permanente

Las acciones transmitidas del tablero a la cimentación únicamente son axiales, siendo el valor pésimo de cálculo de 5588.24 KN. Además se contabiliza el empuje de tierras que provoca un esfuerzo horizontal y momento flector, sin contar con la sobrecarga de uso en la plataforma.

El empuje de tierras se reduce ligeramente mientras que el axil actuante también lo hace. En cuanto a hundimiento, parecen favorables las acciones, sin embargo, para comprobaciones límite de deslizamiento y vuelco en las que el axil actuante juega un papel importante, pueden verse comprometidas dichas comprobaciones debido a la reducción del esfuerzo axial.

A continuación se comprobarán los resultados obtenidos frente a hundimiento para la combinación casi-permanente.

EMPUJE DE TIERRAS EN EL ESTRIBO IZQUIERDO			
γ	20	KN/m ³	Peso específico del terreno
c	0	Kpa	Cohesión del terreno
ϕ	33	°	Ángulo de rozamiento interno del terreno
ϕ	0.5759587	rad	Ángulo de rozamiento interno del terreno
Ka	0.2948009		Coefficiente de empuje activo del terreno
z	10	m	Profundidad de las tieras hasta la cimentación
q	0	KN/m	Carga de tráfico en coronación
σ'_{v1}	0	KN/m ²	Tensión vertical efectiva en coronación
σ'_{v2}	200	KN/m ²	Tensión vertical efectiva en la cimentación
e'h1	0.00	KN/m ²	Empuje activo en coronación
e'h1	58.96	KN/m ²	Empuje activo en la cimentación
E1	0.00	KN	Empuje del bloque rectangular
E2	294.80	KN	Empuje del bloque triangular
d1	5	m	distancia del centro de aplicación de E1 a la cimentación
d2	3.33	m	distancia del centro de aplicación de E2 a la cimentación
zg	3.33	m	distancia del centro de aplicación de Et a la cimentación
Et	294.80	m	Empuje total de tierras
Mbase	982.67	KN-m	Momento transmitido a la cimentación por el empuje de tierras

Tabla 33. Empuje de tierras activo en la cimentación del Estribo Izquierdo para la combinación casi-permanente

EMPUJE DE TIERRAS EN EL ESTRIBO IZQUIERDO			
γ	20	KN/m ³	Peso específico del terreno
c	0	Kpa	Cohesión del terreno
ϕ	27	°	Ángulo de rozamiento interno del terreno
ϕ	0.4712389	rad	Ángulo de rozamiento interno del terreno
Ka	2.6629399		Coefficiente de empuje activo del terreno
z	3.5	m	Profundidad de las tieras hasta la cimentación
q	0	KN/m	Carga de tráfico en coronación
σ'_{v1}	0	KN/m ²	Tensión vertical efectiva en coronación
σ'_{v2}	70	KN/m ²	Tensión vertical efectiva en la cimentación
e'h1	0.00	KN/m ²	Empuje activo en coronación
e'h1	186.41	KN/m ²	Empuje activo en la cimentación
E1	0.00	KN	Empuje del bloque rectangular
E2	326.21	KN	Empuje del bloque triangular
d1	1.75	m	distancia del centro de aplicación de E1 a la cimentación
d2	1.17	m	distancia del centro de aplicación de E2 a la cimentación
zg	1.17	m	distancia del centro de aplicación de Et a la cimentación
Et	326.21	m	Empuje total de tierras
Mbase	380.58	KN-m	Momento transmitido a la cimentación por el empuje de tierras
EL EMPUJE PASIVO CALCULADO ES EL REAL. EN LAS COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS ESTA MINORADO UN 30 %			

Tabla 34. Empuje de tierras pasivo en la cimentación del Estribo Izquierdo para la combinación casi-permanente

L*/B*	2	adim	Relación largo/ancho efectivo
Ned	5715.3	KN	Carga transmitida por la estructura (KN)
Mbd	11460.235	KN-m	Momento actuante en la dirección de B*
Mld	0	KN-m	Momento actuante en la dirección de L*
Ned	5715.3	KN	Axil actuante en cimentación
Hed tot	1063.26	KN	Carga horizontal actuante
eb	2.0051852	m	Excentricidad a lo largo de B*
el	0.00	m	Excentricidad a lo largo de L*
h (m)	2	m	Canto de la zapata aproximado

tan δL	0.000		Inclinación de la carga en la dirección de L
tan δB	0.186		Inclinación de la carga en la dirección de B

HI	0	KN	Carga horizontal en la dirección de L
Hb	1063.26	KN	Carga horizontal en la dirección de B

Tabla 35. Esfuerzos de cálculo frente a hundimiento para la combinación casi-permanente de la cimentación del Estribo Izquierdo

Definidos los esfuerzos, la carga de hundimiento y la carga transmitida neta en función de anchos cada 0.5 m es la siguiente:

CORTO PLAZO			LARGO PLAZO		
B*	qhn	qtn	qhn	qtn	
0.50	202.31	11480.60	1210.31	11480.60	NO CUMPLE
1.00	203.39	2907.65	1147.61	2907.65	NO CUMPLE
1.50	203.75	1320.07	995.01	1320.07	NO CUMPLE
2.00	201.11	764.41	1042.13	764.41	NO CUMPLE
2.50	195.76	507.22	1272.26	507.22	NO CUMPLE
3.00	204.11	367.52	1253.37	367.52	CUMPLE
3.50	204.16	283.28	1189.18	283.28	CUMPLE
4.00	204.20	228.60	1148.27	228.60	CUMPLE
4.50	204.23	191.12	1121.55	191.12	CUMPLE
5.00	201.99	164.31	1133.99	164.31	CUMPLE
5.50	201.19	144.47	1171.42	144.47	CUMPLE
6.00	201.46	129.38	1217.68	129.38	CUMPLE
6.50	201.69	117.64	1261.63	117.64	CUMPLE
7.00	199.47	108.32	1382.81	108.32	CUMPLE
7.50	196.05	100.80	1560.12	100.80	CUMPLE
8.00	193.05	94.65	1741.61	94.65	CUMPLE
8.50	196.81	89.55	1892.72	89.55	CUMPLE
9.00	197.24	85.28	1914.68	85.28	CUMPLE
9.50	197.62	81.66	1937.45	81.66	CUMPLE
10.00	197.96	78.58	1960.91	78.58	CUMPLE
10.50	198.27	75.92	1984.95	75.92	CUMPLE
11.00	198.55	73.62	2009.49	73.62	CUMPLE
11.50	198.81	71.61	2034.47	71.61	CUMPLE
12.00	199.04	69.84	2059.82	69.84	CUMPLE
12.50	199.26	68.29	2085.50	68.29	CUMPLE
13.00	199.46	66.91	2111.48	66.91	CUMPLE

Tabla 36. Carga de hundimiento neta, carga transmitida neta en función del ancho efectivo para el Estribo izquierdo

Como se puede observar, el ancho efectivo de zapata necesario resulta ser el mismo que para la combinación anterior.

CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO A LARGO PLAZO SEGÚN LA GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA

B*	q	Nq	dq	iq	sq	tq	rq	Nc	dc	ic	sc	tc	rc	B*	Ny	dy	iy	sy	ty	ry
0.5	57.80	13.94	1.00	0.66	1.28	1.00	1.00	24.85	1.00	0.63	1.28	1.00	1.00	0.50	13.47	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
1	57.80	12.87	1.00	0.66	1.27	1.00	1.00	23.53	1.00	0.63	1.27	1.00	1.00	1.00	11.98	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
1.5	57.80	10.86	1.00	0.66	1.26	1.00	1.00	20.98	1.00	0.62	1.26	1.00	1.00	1.50	9.27	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
2	57.80	11.14	1.00	0.66	1.26	1.00	1.00	21.34	1.00	0.62	1.26	1.00	1.00	2.00	9.64	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
2.5	57.80	13.29	1.00	0.66	1.28	1.00	1.00	24.05	1.00	0.63	1.28	1.00	1.00	2.50	12.55	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
3	57.80	12.87	1.00	0.66	1.27	1.00	1.00	23.53	1.00	0.63	1.27	1.00	1.00	3.00	11.98	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
3.5	57.80	11.96	1.00	0.66	1.27	1.00	1.00	22.39	1.00	0.63	1.27	1.00	1.00	3.50	10.73	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
4	57.80	11.33	1.00	0.66	1.26	1.00	1.00	21.58	1.00	0.62	1.26	1.00	1.00	4.00	9.89	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
4.5	57.80	10.86	1.00	0.66	1.26	1.00	1.00	20.98	1.00	0.62	1.26	1.00	1.00	4.50	9.27	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
5	57.80	10.78	1.00	0.66	1.26	1.00	1.00	20.87	1.00	0.62	1.26	1.00	1.00	5.00	9.16	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
5.5	57.80	10.92	1.00	0.66	1.26	1.00	1.00	21.06	1.00	0.62	1.26	1.00	1.00	5.50	9.35	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
6	57.80	11.14	1.00	0.66	1.26	1.00	1.00	21.34	1.00	0.62	1.26	1.00	1.00	6.00	9.64	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
6.5	57.80	11.33	1.00	0.66	1.26	1.00	1.00	21.59	1.00	0.62	1.26	1.00	1.00	6.50	9.89	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
7	57.80	12.12	1.00	0.66	1.27	1.00	1.00	22.59	1.00	0.63	1.27	1.00	1.00	7.00	10.95	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
7.5	57.80	13.29	1.00	0.66	1.28	1.00	1.00	24.05	1.00	0.63	1.28	1.00	1.00	7.50	12.55	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
8	57.80	14.41	1.00	0.66	1.28	1.00	1.00	25.43	1.00	0.63	1.28	1.00	1.00	8.00	14.14	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
8.5	57.80	15.40	1.00	0.66	1.29	1.00	1.00	26.62	1.00	0.63	1.29	1.00	1.00	8.50	15.57	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
9	57.80	15.31	1.00	0.66	1.29	1.00	1.00	26.51	1.00	0.63	1.29	1.00	1.00	9.00	15.45	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
9.5	57.80	15.23	1.00	0.66	1.29	1.00	1.00	26.42	1.00	0.63	1.29	1.00	1.00	9.50	15.34	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
10	57.80	15.17	1.00	0.66	1.29	1.00	1.00	26.34	1.00	0.63	1.29	1.00	1.00	10.00	15.24	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
10.5	57.80	15.11	1.00	0.66	1.29	1.00	1.00	26.27	1.00	0.63	1.29	1.00	1.00	10.50	15.15	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
11	57.80	15.05	1.00	0.66	1.29	1.00	1.00	26.20	1.00	0.63	1.29	1.00	1.00	11.00	15.07	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
11.5	57.80	15.00	1.00	0.66	1.29	1.00	1.00	26.14	1.00	0.63	1.29	1.00	1.00	11.50	14.99	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
12	57.80	14.95	1.00	0.66	1.29	1.00	1.00	26.09	1.00	0.63	1.29	1.00	1.00	12.00	14.93	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
12.5	57.80	14.91	1.00	0.66	1.29	1.00	1.00	26.03	1.00	0.63	1.29	1.00	1.00	12.50	14.87	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00
13	57.80	14.87	1.00	0.66	1.29	1.00	1.00	25.99	1.00	0.63	1.29	1.00	1.00	13.00	14.81	1.00	0.54	0.85	1.00	1.00

Tabla 37. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación casi-permanente en el Estribo Izquierdo a largo plazo

CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO A CORTO PLAZO SEGÚN LA GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA

B*	q	Nq	dq	iq	sq	tq	rq	Nc	dc	ic	sc	tc	rc	B*	Ny	dy	iy	sy	ty	ry
0.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	0.98	1.10	1.00	1.00	0.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
1	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	0.99	1.10	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
1.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	0.99	1.10	1.00	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
2	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	2.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
2.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	2.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
3	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	3.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
3.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	3.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
4	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	4.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
4.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	4.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
5.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
6	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	6.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
6.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	6.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
7	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	7.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
7.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	7.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
8	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	8.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
8.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	8.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
9	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	9.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
9.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	9.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
10	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	10.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
10.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	10.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
11	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	11.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
11.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	11.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
12	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	12.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
12.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	12.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
13	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	13.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00

Tabla 38. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación casi-permanente en el Estribo Izquierdo a corto plazo

4.2.2.3. Combinación accidental

La combinación accidental presenta magnitudes similares a las evaluadas para la combinación característica, por lo que se evaluarán los Estados Límites frente a la combinación de acciones accidental con sismo.

Los esfuerzos actuantes en la base de la cimentación son los siguientes:

L*/B*	2	adim	Relación largo/ancho efectivo
Ned	6165.6	KN	Carga transmitida por la estructura (KN)
Mbd	11931.916	KN-m	Momento actuante en la dirección de B*
Mld	2027.34	KN-m	Momento actuante en la dirección de L*
Ned	6165.6	KN	Axil actuante en cimentación
Hed tot	2124.80	KN	Carga horizontal actuante
eb	1.9352401	m	Excentricidad a lo largo de B*
el	0.33	m	Excentricidad a lo largo de L*
h (m)	2	m	Canto de la zapata aproximado
tan δL	0.157		Inclinación de la carga en la dirección de L
tan δB	0.188		Inclinación de la carga en la dirección de B
HI	967.2	KN	Carga horizontal en la dirección de L
Hb	1157.60	KN	Carga horizontal en la dirección de B

Tabla 39. Esfuerzos de cálculo frente a hundimiento para la combinación accidental de la cimentación del Estribo Izquierdo

La acción horizontal inducida por el empuje de tierras para la combinación accidental es la siguiente:

EMPUJE DE TIERRAS EN EL ESTRIBO IZQUIERDO			
y	20	KN/m3	Peso específico del terreno
c	0	Kpa	Cohesión del terreno
Ø	33	º	Ángulo de rozamiento interno del terreno
Ø	0.5759587	rad	Ángulo de rozamiento interno del terreno
Ka	0.2948009		Coefficiente de empuje activo del terreno
z	10	m	Profundidad de las tieeras hasta la cimentación
q	2	KN/m	Carga de tráfico en coronación
σ'v1	2	KN/m2	Tensión vertical efectiva en coronación
σ'v2	202	KN/m2	Tensión vertical efectiva en la cimentación
e'h1	0.59	KN/m2	Empuje activo en coronación
e'h1	59.55	KN/m2	Empuje activo en la cimentación
E1	5.90	KN	Empuje del bloque rectangular
E2	294.80	KN	Empuje del bloque triangular
d1	5	m	distancia del centro de aplicación de E1 a la cimentación
d2	3.33	m	distancia del centro de aplicación de E2 a la cimentación
zg	3.37	m	distancia del centro de aplicación de Et a la cimentación
Et	300.70	m	Empuje total de tierras
Mbase	1012.15	KN-m	Momento transmitido a la cimentación por el empuje de tierras

Tabla 40. Empuje de tierras activo en la cimentación del Estribo Izquierdo para la combinación accidental.

EMPUJE DE TIERRAS EN EL ESTRIBO IZQUIERDO			
y	20	KN/m3	Peso específico del terreno
c	0	Kpa	Cohesión del terreno
Ø	27	º	Ángulo de rozamiento interno del terreno
Ø	0.4712389	rad	Ángulo de rozamiento interno del terreno
Ka	2.6629399		Coefficiente de empuje activo del terreno
z	3.5	m	Profundidad de las tieeras hasta la cimentación
q	0	KN/m	Carga de tráfico en coronación
σ'v1	0	KN/m2	Tensión vertical efectiva en coronación
σ'v2	70	KN/m2	Tensión vertical efectiva en la cimentación
e'h1	0.00	KN/m2	Empuje activo en coronación
e'h1	186.41	KN/m2	Empuje activo en la cimentación
E1	0.00	KN	Empuje del bloque rectangular
E2	326.21	KN	Empuje del bloque triangular
d1	1.75	m	distancia del centro de aplicación de E1 a la cimentación
d2	1.17	m	distancia del centro de aplicación de E2 a la cimentación
zg	1.17	m	distancia del centro de aplicación de Et a la cimentación
Et	326.21	m	Empuje total de tierras
Mbase	380.58	KN-m	Momento transmitido a la cimentación por el empuje de tierras
EL EMPUJE PASIVO CALCULADO ES EL REAL. EN LAS COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS ESTA MINORADO UN 30 %			

Tabla 41. Empuje de tierras pasivo en la cimentación del Estribo Izquierdo para la combinación accidental

La carga de hundimiento representativa corresponde con el largo plazo, como se ha explicado en apartados anteriores, debido a que el ancho que verifica el hundimiento genera un bulbo inferior a la profundidad del nivel freático. En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos frente a corto y largo plazo.

CORTO PLAZO			LARGO PLAZO		
B*	qhn	qtn		qhn	qtn
0.50	202.31	12381.20	NO CUMPLE	1006.32	12381.20
1.00	203.39	3132.80	NO CUMPLE	953.37	3132.80
1.50	203.75	1420.13	NO CUMPLE	824.61	1420.13
2.00	201.11	820.70	NO CUMPLE	864.22	820.70
2.50	195.76	543.25	NO CUMPLE	1057.97	543.25
3.00	204.11	392.53	NO CUMPLE	1041.98	392.53
3.50	204.16	301.66	NO CUMPLE	987.81	301.66
4.00	204.20	242.68	NO CUMPLE	953.24	242.68
4.50	204.23	202.24	NO CUMPLE	930.62	202.24
5.00	201.99	173.31	NO CUMPLE	941.00	173.31
5.50	201.19	151.91	NO CUMPLE	972.43	151.91
6.00	201.46	135.63	NO CUMPLE	1011.30	135.63
6.50	201.69	122.97	NO CUMPLE	1048.22	122.97
7.00	199.47	112.91	NO CUMPLE	1150.11	112.91
7.50	196.05	104.81	NO CUMPLE	1299.15	104.81
8.00	193.05	98.17	NO CUMPLE	1451.62	98.17
8.50	196.81	92.67	NO CUMPLE	1578.58	92.67
9.00	197.24	88.06	NO CUMPLE	1596.94	88.06
9.50	197.62	84.16	NO CUMPLE	1615.99	84.16
10.00	197.96	80.83	NO CUMPLE	1635.62	80.83
10.50	198.27	77.96	NO CUMPLE	1655.75	77.96
11.00	198.55	75.48	CUMPLE	1676.29	75.48
11.50	198.81	73.31	CUMPLE	1697.20	73.31
12.00	199.04	71.41	CUMPLE	1718.42	71.41
12.50	199.26	69.73	CUMPLE	1739.92	69.73
13.00	199.46	68.24	CUMPLE	1761.67	68.24

Tabla 42. Carga de hundimiento neta, carga transmitida neta en función del ancho efectivo para el Estribo izquierdo

Las dimensiones efectivas de zapata obtenidas para satisfacer un coeficiente mínimo de seguridad global de 2.20 son de 3 x 6 m. Las dimensiones obtenidas son las mismas que para la combinación característica, debido a que para la combinación accidental los esfuerzos horizontales son mayores.

CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO A LARGO PLAZO SEGÚN LA GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA

B*	q	Nq	dq	iq	sq	tq	rq	Nc	dc	ic	sc	tc	rc	B*	Ny	dy	iy	sy	ty	ry
0.5	57.80	13.94	1.00	0.55	1.28	1.00	1.00	24.85	1.00	0.52	1.28	1.00	1.00	0.50	13.47	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
1	57.80	12.87	1.00	0.55	1.27	1.00	1.00	23.53	1.00	0.51	1.27	1.00	1.00	1.00	11.98	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
1.5	57.80	10.86	1.00	0.55	1.26	1.00	1.00	20.98	1.00	0.51	1.26	1.00	1.00	1.50	9.27	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
2	57.80	11.14	1.00	0.55	1.26	1.00	1.00	21.34	1.00	0.51	1.26	1.00	1.00	2.00	9.64	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
2.5	57.80	13.29	1.00	0.55	1.28	1.00	1.00	24.05	1.00	0.52	1.28	1.00	1.00	2.50	12.55	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
3	57.80	12.87	1.00	0.55	1.27	1.00	1.00	23.53	1.00	0.51	1.27	1.00	1.00	3.00	11.98	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
3.5	57.80	11.96	1.00	0.55	1.27	1.00	1.00	22.39	1.00	0.51	1.27	1.00	1.00	3.50	10.73	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
4	57.80	11.33	1.00	0.55	1.26	1.00	1.00	21.58	1.00	0.51	1.26	1.00	1.00	4.00	9.89	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
4.5	57.80	10.86	1.00	0.55	1.26	1.00	1.00	20.98	1.00	0.51	1.26	1.00	1.00	4.50	9.27	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
5	57.80	10.78	1.00	0.55	1.26	1.00	1.00	20.87	1.00	0.51	1.26	1.00	1.00	5.00	9.16	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
5.5	57.80	10.92	1.00	0.55	1.26	1.00	1.00	21.06	1.00	0.51	1.26	1.00	1.00	5.50	9.35	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
6	57.80	11.14	1.00	0.55	1.26	1.00	1.00	21.34	1.00	0.51	1.26	1.00	1.00	6.00	9.64	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
6.5	57.80	11.33	1.00	0.55	1.26	1.00	1.00	21.59	1.00	0.51	1.26	1.00	1.00	6.50	9.89	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
7	57.80	12.12	1.00	0.55	1.27	1.00	1.00	22.59	1.00	0.51	1.27	1.00	1.00	7.00	10.95	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
7.5	57.80	13.29	1.00	0.55	1.28	1.00	1.00	24.05	1.00	0.52	1.28	1.00	1.00	7.50	12.55	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
8	57.80	14.41	1.00	0.55	1.28	1.00	1.00	25.43	1.00	0.52	1.28	1.00	1.00	8.00	14.14	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
8.5	57.80	15.40	1.00	0.55	1.29	1.00	1.00	26.62	1.00	0.52	1.29	1.00	1.00	8.50	15.57	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
9	57.80	15.31	1.00	0.55	1.29	1.00	1.00	26.51	1.00	0.52	1.29	1.00	1.00	9.00	15.45	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
9.5	57.80	15.23	1.00	0.55	1.29	1.00	1.00	26.42	1.00	0.52	1.29	1.00	1.00	9.50	15.34	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
10	57.80	15.17	1.00	0.55	1.29	1.00	1.00	26.34	1.00	0.52	1.29	1.00	1.00	10.00	15.24	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
10.5	57.80	15.11	1.00	0.55	1.29	1.00	1.00	26.27	1.00	0.52	1.29	1.00	1.00	10.50	15.15	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
11	57.80	15.05	1.00	0.55	1.29	1.00	1.00	26.20	1.00	0.52	1.29	1.00	1.00	11.00	15.07	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
11.5	57.80	15.00	1.00	0.55	1.29	1.00	1.00	26.14	1.00	0.52	1.29	1.00	1.00	11.50	14.99	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
12	57.80	14.95	1.00	0.55	1.29	1.00	1.00	26.09	1.00	0.52	1.29	1.00	1.00	12.00	14.93	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
12.5	57.80	14.91	1.00	0.55	1.29	1.00	1.00	26.03	1.00	0.52	1.29	1.00	1.00	12.50	14.87	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00
13	57.80	14.87	1.00	0.55	1.29	1.00	1.00	25.99	1.00	0.52	1.29	1.00	1.00	13.00	14.81	1.00	0.45	0.85	1.00	1.00

Tabla 43. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación accidental en el Estribo Izquierdo a largo plazo

CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO A CORTO PLAZO SEGÚN LA GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA

B*	q	Nq	dq	iq	sq	tq	rq	Nc	dc	ic	sc	tc	rc	B*	Ny	dy	iy	sy	ty	ry
0.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	0.98	1.10	1.00	1.00	0.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
1	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	0.99	1.10	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
1.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	0.99	1.10	1.00	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
2	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	2.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
2.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	2.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
3	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	3.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
3.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	3.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
4	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	4.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
4.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	4.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
5.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
6	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	6.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
6.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	6.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
7	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	7.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
7.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	7.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
8	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	8.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
8.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	8.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
9	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	9.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
9.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	9.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
10	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	10.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
10.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	10.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
11	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	11.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
11.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	11.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
12	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	12.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
12.5	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	12.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
13	57.80	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	13.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00

Tabla 44. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación característica en el Estribo Izquierdo a corto plazo

4.2.3. Seguridad frente a deslizamiento

4.2.3.1. Combinación característica

La seguridad frente a deslizamiento trata de contemplar el fallo de la cimentación debido a cargas horizontales excesivas.

La Guía establece que no es necesario comprobar el fallo por deslizamiento en aquellas cimentaciones en las que la resultante de las cargas actuantes tiene una inclinación máxima, medida respecto de la normal al plano de la cimentación, inferior al 20 % ($\tan \delta < 0.20$). El deslizamiento total presenta una inclinación mayor, tal como se muestra en la tabla 12 del presente Anejo, quedando así a expensas de ser comprobado.

El deslizamiento que se pueda producir a lo largo del eje largo de la cimentación sí es objeto de comprobación. La fuerza horizontal resultante se obtiene de la siguiente forma:

$$\vec{H} = \vec{H}_B + \vec{H}_L$$

El coeficiente de seguridad frente a deslizamiento se obtiene de la siguiente manera:

$$F_d = \frac{V \cdot \tan \phi_c + B^* \cdot L^* \cdot c_c + R}{H}$$

Donde

- V Resultante vertical efectiva
- H Resultante de las fuerzas horizontales que actúan sobre el plano de la cimentación
- B*, L* Dimensiones de la cimentación rectangular equivalente
- ϕ_c, c_c Ángulo de Rozamiento y cohesión, del contacto del elemento de cimentación con el terreno
- R Suma de las posibles resistencias adicionales en la misma dirección y sentido contrario a H

La Guía indica que en general, para cimentaciones convencionales de hormigón ejecutadas “*in situ*” contra el terreno, se puede suponer:

$$\tan \phi_c = 0.8 \tan \phi$$

$$c_c = c$$

Donde:

- ϕ_c Ángulo de rozamiento a considerar en el contacto terreno-cimiento
- ϕ Ángulo de rozamiento interno del terreno donde apoya la cimentación
- c_c Cohesión a considerar en el contacto terreno-cimiento

- c Cohesión del terreno donde apoya la cimentación

Los resultados de cálculo obtenidos frente a deslizamiento se muestran a continuación, observando el cumplimiento del mismo.

DESPLAZAMIENTO			
ϕ	0.479965544	rad	Ángulo de rozamiento interno en grados
ϕ	27.5	°	Ángulo de rozamiento interno en radianes
C	25	Kpa	Cohesión efectiva
$\tan \phi_c$	0.41645364		Tangente del ángulo de rozamiento cimiento-terreno
Cc	25	KPa	Cohesión de contacto terreno-cimiento
TIPO CIMENTACIÓN	1		Tipo de cimentación a ejecutarse y comprobación de la misma
Su	100	KPa	Resistencia al corte sin drenaje
R	0	KN	Resistencia adicionales al deslizamiento
Comb.	Característica		Combinación de acciones
F	1.3		Coeficiente de seguridad según combinación

TIPOS DE CIMENTACIÓN	
1	CIMENTACIONES CONVENCIONALES
2	CIMENTACIONES PREFABRICADAS
3	CORTO PLAZO

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD
Casi-permanente	1.5
Característica	1.3
Accidental	1.1

Fd	2.53	Coeficiente de seguridad frente a deslizamiento
	CUMPLE	

Tabla 45. Resultados de cálculo frente a deslizamiento para la combinación característica en el Estribo Izquierdo

4.2.3.2. Combinación casi-permanente

Los resultados frente a la comprobación de deslizamiento para la combinación casi-permanente son los siguientes:

DESPLAZAMIENTO			
Ø	0.479965544	rad	Ángulo de rozamiento interno en grados
Ø	27.5	º	Ángulo de rozamiento interno en radianes
C	25	Kpa	Cohesión efectiva
tg Øc	0.41645364		Tangente del ángulo de rozamiento cimiento-terreno
Cc	25	KPa	Cohesión de contacto terreno-cimiento
TIPO CIMENTACIÓN	1		Tipo de cimentación a ejecutarse y comprobación de la misma
Su	100	KPa	Resistencia al corte sin drenaje
R	0	KN	Resistencia adicionales al deslizamiento
Comb.	Característica		Combinación de acciones
F	1.3		Coefficiente de seguridad según combinación

TIPOS DE CIMENTACIÓN	
1	CIMENTACIONES CONVENCIONALES
2	CIMENTACIONES PREFABRICADAS
3	CORTO PLAZO

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD
Casi-permanente	1.5
Característica	1.3
Accidental	1.1

Fd	2.53	Coefficiente de seguridad frente a deslizamiento
	CUMPLE	

Tabla 46. Resultados de cálculo frente a deslizamiento para la combinación accidental en el Estribo Izquierdo

4.2.3.3. Combinación accidental

Los resultados frente a deslizamiento para la combinación accidental son los siguientes:

DESPLAZAMIENTO			
Ø	0.479965544	rad	Ángulo de rozamiento interno en grados
Ø	27.5	º	Ángulo de rozamiento interno en radianes
C	25	Kpa	Cohesión efectiva
tg Øc	0.41645364		Tangente del ángulo de rozamiento cimiento-terreno
Cc	25	KPa	Cohesión de contacto terreno-cimiento
TIPO CIMENTACIÓN	1		Tipo de cimentación a ejecutarse y comprobación de la misma
Su	100	KPa	Resistencia al corte sin drenaje
R	0	KN	Resistencia adicionales al deslizamiento
Comb.	ACCIDENTAL		Combinación de acciones
F	1.1		Coefficiente de seguridad según combinación

TIPOS DE CIMENTACIÓN	
1	CIMENTACIONES CONVENCIONALES
2	CIMENTACIONES PREFABRICADAS
3	CORTO PLAZO

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD
Casi-permanente	1.5
Característica	1.3
Accidental	1.1

Fd	1.35	Coefficiente de seguridad frente a deslizamiento
	CUMPLE	

Tabla 47. Resultados de cálculo frente a deslizamiento para la combinación accidental en el Estribo Izquierdo

4.2.4. Seguridad frente a vuelco

4.2.4.1. Seguridad frente a vuelco rígido

4.2.4.1.1. Combinación característica

Los estribos de puentes son susceptibles de desarrollar el modo de fallo de vuelco rígido, debido a las acciones horizontales que resisten. Las acciones deben referirse al posible eje de giro y calcular el momento de cada una de ellas respecto a dicho eje, simulando un giro como sólido rígido. Esto únicamente puede suceder cuando el terreno es infinitamente rígido y no puede producirse el vuelco plástico previamente. El coeficiente de seguridad frente al vuelco se define de la siguiente manera:

$$F_v = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{volcadores}}$$

De esta forma, en la siguiente tabla se muestran los resultados de cálculo del mismo y la verificación de dicho Estado.

COMPROBACIÓN FRENTE AL VUELCO			
Hcálculo	3642.903202	KN	Resultante horizontal de cálculo
H	888.51	KN	Resultante horizontal del empuje de tierras
Fd	4.1		Coefficiente de seguridad
tg δb	0.118747691		Desviación real de carga respecto de la vertical
tg δb cálculo	0.486865535		Desviación de cálculo de carga respecto de la vertical
Mvolc	-13155.218	KN·m	Momento volcador de las acciones
Mest	13094.13	KN·m	Momento estabilizador de las acciones
VUELCO RÍGIDO			

Tabla 48. Comprobación frente a vuelco rígido para la combinación de acciones característica en el Estribo Izquierdo

El coeficiente obtenido para que se produzca vuelco rígido es de 4.1, superior al coeficiente mínimo de seguridad propuesto por la norma, quedando concluida dicha comprobación.

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO RÍGIDO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO PLÁSTICO
Casi permanente(*)	$F_1 \geq 2,00$	$F_1 \geq 1,50$
Característica	$F_2 \geq 1,80$	$F_2 \geq 1,30$
Accidental	$F_3 \geq 1,50$	$F_3 \geq 1,10$

Tabla 49. Coeficientes de seguridad frente a vuelco rígido y plástico.

4.2.4.1.2. Combinación casi-permanente

El coeficiente frente a vuelco rígido para la combinación casi-permanente se encuentra muy ajustado, debido a la reducción de esfuerzo axial actuante sobre la cimentación, siendo el vuelco crítico para la combinación casi-permanente.

COMPROBACIÓN FRENTE AL VUELCO			
Hcálculo	3083.455989	KN	Resultante horizontal de cálculo
H	1063.26	KN	Resultante horizontal del empuje de tierras
Fd	2.9		Coefficiente de seguridad
tg δb	0.186037598		Desviación real de carga respecto de la vertical
tg δb cálculo	0.539509035		Desviación de cálculo de carga respecto de la vertical
Mvolc	-10278.1866	KN·m	Momento volcador de las acciones
Mest	10001.775	KN·m	Momento estabilizador de las acciones
VUELCO RÍGIDO			

Tabla 50. Comprobación frente a vuelco rígido para la combinación de acciones casi-permanente en el Estribo Izquierdo

4.2.4.1.3. Combinación accidental

La seguridad frente a vuelco rígido es notablemente inferior que para la combinación característica. Es debido a que la acción sísmica induce a esfuerzos horizontales superiores a los que aparecen para el resto de combinaciones. Los resultados frente a la comprobación de vuelco rígido son los siguientes:

COMPROBACIÓN FRENTE AL VUELCO			
Hcálculo	3241.27152	KN	Resultante horizontal de cálculo
H	1157.60	KN	Resultante horizontal del empuje de tierras
Fd	2.8		Coefficiente de seguridad
tg δb	0.187750904		Desviación real de carga respecto de la vertical
tg δb cálculo	0.52570253		Desviación de cálculo de carga respecto de la vertical
Mvolc	-10910.1623	KN·m	Momento volcador de las acciones
Mest	10789.8	KN·m	Momento estabilizador de las acciones
VUELCO RÍGIDO			

Tabla 51. Comprobación frente a vuelco rígido para la combinación de acciones accidental en el Estribo Izquierdo

4.2.4.2. Seguridad frente a vuelco plástico

4.2.4.2.1. Combinación característica

El vuelco plástico se produce cuando se agota la presión de hundimiento del terreno, debido a la excentricidad de las cargas. Conforme se aumenta el coeficiente de seguridad que multiplica la acción horizontal que desestabiliza la cimentación, la resultante vertical se desplazará hacia el eje de giro de la pieza, levantándose parte de la zapata y concentrando el área de apoyo en un área menor cada vez, hasta que se supere la resistencia frente a hundimiento del terreno.

El problema es un problema iterativo, ya que la carga de hundimiento y la carga transmitida dependen directamente del área de apoyo, que va reduciéndose conforme se aumenta el coeficiente de seguridad que amplifica el esfuerzo horizontal. Con ayuda de una hoja Excel se realizan los cálculos, obteniendo los siguientes resultados:

COMPROBACIÓN FRENTE AL VUELCO			
Hcalculo	1954.728547	KN	Resultante horizontal de cálculo
H	888.51	KN	Resultante horizontal del empuje de tierras
Fd	2.2		Coefficiente de seguridad
tg δb	0.118747691		Desviación real de carga respecto de la vertical
tg δb cálculo	0.261244921		Desviación de cálculo de carga respecto de la vertical
Mvolc	-7058.89747	KN·m	Momento volcador de las acciones
Mest	13094.13	KN·m	Momento estabilizador de las acciones
NO HAY VUELCO RÍGIDO			
pvh	830.48	Kpa	Carga de hundimiento neta en función del coef. de seguridad
d	0.806594781	m	Excentricidad del sistema de fuerzas
B*	1.613189563	m	Ancho efectivo en función del coef. de seguridad
Pvt	662.6056827	Kpa	Presión transmitida neta en función del coef. de seguridad
COMBINACIÓN	CARACTERÍSTICA		
VUELCO PLÁSTICO			

Tabla 52. Coeficiente de seguridad frente a vuelco plástico para la combinación característica en el Estribo Izquierdo

CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO DE LA CIMENTACIÓN DEL ESTRIBO DERECHO SEGÚN LA GUÍA DE CIMENTACIONES			
q	57.800	Kpa	Valor de la sobrecarga de tierras a considerar en la formulación analítica de Brinch-Hansen
Nq	11.963	adim	Factor de capacidad de carga 1
dq	1.000	adim	Factor 1 que tiene en cuenta la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo
iq	0.546	adim	Factor 1 de inclinación de las cargas
sq	1.111	adim	Factor 1 para la consideración de la forma de la cimentación
tq	1.000	adim	Factor 1 de efecto de la proximidad de la cimentación a un talud
rq	1.000	adim	Factor 1 de inclinación del plano de cimentación
Nc	24.850	adim	Factor de capacidad de carga 2
dc	1.000	adim	Factor 2 que tiene en cuenta la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo
ic	0.504	adim	Factor 2 de inclinación de las cargas
sc	1.111	adim	Factor 2 para la consideración de la forma de la cimentación
tc	1.000	adim	Factor 2 de efecto de la proximidad de la cimentación a un talud
rc	1.000	adim	Factor 2 de inclinación del plano de cimentación
B*	1.613	m	Ancho efectivo de la zapata
Ny	10.735	adim	Factor de capacidad de carga 3
dy	1.000	dim	Factor 3 que tiene en cuenta la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo
iy	0.403	adim	Factor 3 de inclinación de las cargas
sy	0.931	adim	Factor 3 para la consideración de la forma de la cimentación
ty	1.000	adim	Factor 3 de efecto de la proximidad de la cimentación a un talud
ry	1.000	adim	Factor 3 de inclinación del plano de cimentación
L'	7.000	m	Longitud efectiva de la zapata
qh	830.48	KN/m2	CARGA DE HUNDIMIENTO DE LA ZAPATA POR LA GUÍA DE CIMENTACIONES

Tabla 53. Carga de hundimiento para un factor de seguridad de 2.2 frente a vuelco plástico para la combinación característica en el Estribo Izquierdo.

Como se puede comprobar, el factor de seguridad es superior al valor mínimo propuesto por la Guía, reflejado en la tabla 18, cumpliendo así el presente Estado Límite.

4.2.4.2.2. Combinación casi-permanente

Los resultados frente a vuelco plástico para la combinación casi-permanente son los siguientes:

COMPROBACIÓN FRENTE AL VUELCO			
Hcalculo	1701.217098	KN	Resultante horizontal de cálculo
H	1063.26	KN	Resultante horizontal del empuje de tierras
Fd	1.6		Coefficiente de seguridad
tg δb	0.186037598		Desviación real de carga respecto de la vertical
tg δb cálculo	0.297660157		Desviación de cálculo de carga respecto de la vertical
Mvolc	-5670.72366	KN·m	Momento volcador de las acciones
Mest	10001.775	KN·m	Momento estabilizador de las acciones
NO HAY VUELCO RÍGIDO			
pvh	739.03	Kpa	Carga de hundimiento neta en función del coef. de seguridad
d	0.757799475	m	Excentricidad del sistema de fuerzas
B*	1.515598951	m	Ancho efectivo en función del coef. de seguridad
Pvt	538.7120572	Kpa	Presión transmitida neta en función del coef. de seguridad
COMBINACIÓN	Casi-Permanente		
VUELCO PLÁSTICO			

Tabla 54. Coeficiente de seguridad frente a vuelco plástico para la combinación casi-permanente en el Estribo Izquierdo

CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO DE LA CIMENTACIÓN DEL ESTRIBO DERECHO SEGÚN LA GUÍA DE CIMENTACIONES			
q	57.800	Kpa	Valor de la sobrecarga de tierras a considerar en la formulación analítica de Brinch-Hansen
Nq	11.963	adim	Factor de capacidad de carga 1
dq	1.000	adim	Factor 1 que tiene en cuenta la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo
iq	0.496	adim	Factor 1 de inclinación de las cargas
sq	1.104	adim	Factor 1 para la consideración de la forma de la cimentación
tq	1.000	adim	Factor 1 de efecto de la proximidad de la cimentación a un talud
rq	1.000	adim	Factor 1 de inclinación del plano de cimentación
Nc	24.850	adim	Factor de capacidad de carga 2
dc	1.000	adim	Factor 2 que tiene en cuenta la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo
ic	0.450	adim	Factor 2 de inclinación de las cargas
sc	1.104	adim	Factor 2 para la consideración de la forma de la cimentación
tc	1.000	adim	Factor 2 de efecto de la proximidad de la cimentación a un talud
rc	1.000	adim	Factor 2 de inclinación del plano de cimentación
B*	1.516	m	Ancho efectivo de la zapata
Ny	10.735	adim	Factor de capacidad de carga 3
dy	1.000	dim	Factor 3 que tiene en cuenta la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo
iy	0.346	adim	Factor 3 de inclinación de las cargas
sy	0.935	adim	Factor 3 para la consideración de la forma de la cimentación
ty	1.000	adim	Factor 3 de efecto de la proximidad de la cimentación a un talud
ry	1.000	adim	Factor 3 de inclinación del plano de cimentación
L'	7.000	m	Longitud efectiva de la zapata
qh	739.03	KN/m2	CARGA DE HUNDIMIENTO DE LA ZAPATA POR LA GUÍA DE CIMENTACIONES

Tabla 55. Carga de hundimiento para un factor de seguridad de 2.2 frente a vuelco plástico para la combinación casi-permanente en el Estructro Izquierdo.

4.2.4.2.3. Combinación accidental

Los resultados obtenidos frente a vuelco plástico resultan ser de menor magnitud que para la combinación característica, obteniendo factores de seguridad apreciablemente elevados. Los resultados se muestran a continuación.

COMPROBACIÓN FRENTE AL VUELCO			
Hcalculo	1967.914851	KN	Resultante horizontal de cálculo
H	1157.60	KN	Resultante horizontal del empuje de tierras
Fd	1.7		Coefficiente de seguridad
tg δb	0.187750904		Desviación real de carga respecto de la vertical
tg δb cálculo	0.319176536		Desviación de cálculo de carga respecto de la vertical
Mvolc	-6624.02711	KN·m	Momento volcador de las acciones
Mest	10789.8	KN·m	Momento estabilizador de las acciones
NO HAY VUELCO RÍGIDO			
pvh	681.07	Kpa	Carga de hundimiento neta en función del coef. de seguridad
d	0.675647607	m	Excentricidad del sistema de fuerzas
B*	1.351295214	m	Ancho efectivo en función del coef. de seguridad
Pvt	651.8190776	Kpa	Presión transmitida neta en función del coef. de seguridad
COMBINACIÓN	ACCIDENTAL		
VUELCO PLÁSTICO			

Tabla 56. Coeficiente de seguridad frente a vuelco plástico para la combinación accidental en el Estructro Izquierdo

CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO DE LA CIMENTACIÓN DEL ESTRIBO DERECHO SEGÚN LA GUÍA DE CIMENTACIONES			
q	57.800	Kpa	Valor de la sobrecarga de tierras a considerar en la formulación analítica de Brinch-Hansen
Nq	11.963	adim	Factor de capacidad de carga 1
dq	1.000	adim	Factor 1 que tiene en cuenta la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo
iq	0.468	adim	Factor 1 de inclinación de las cargas
sq	1.093	adim	Factor 1 para la consideración de la forma de la cimentación
tq	1.000	adim	Factor 1 de efecto de la proximidad de la cimentación a un talud
rq	1.000	adim	Factor 1 de inclinación del plano de cimentación
Nc	24.850	adim	Factor de capacidad de carga 2
dc	1.000	adim	Factor 2 que tiene en cuenta la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo
ic	0.420	adim	Factor 2 de inclinación de las cargas
sc	1.093	adim	Factor 2 para la consideración de la forma de la cimentación
tc	1.000	adim	Factor 2 de efecto de la proximidad de la cimentación a un talud
rc	1.000	adim	Factor 2 de inclinación del plano de cimentación
B*	1.351	m	Ancho efectivo de la zapata
Ny	10.735	adim	Factor de capacidad de carga 3
dy	1.000	dim	Factor 3 que tiene en cuenta la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo
iy	0.316	adim	Factor 3 de inclinación de las cargas
sy	0.942	adim	Factor 3 para la consideración de la forma de la cimentación
ty	1.000	adim	Factor 3 de efecto de la proximidad de la cimentación a un talud
ry	1.000	adim	Factor 3 de inclinación del plano de cimentación
L'	7.000	m	Longitud efectiva de la zapata
qh	681.07	KN/m2	CARGA DE HUNDIMIENTO DE LA ZAPATA POR LA GUÍA DE CIMENTACIONES

Tabla 57. Carga de hundimiento para un factor de seguridad de 5.5 frente a vuelco plástico para la combinación accidental en el Estructro Izquierdo

4.2.5. Estimación de movimientos

4.2.5.1. Combinación característica

La estimación de movimientos se realiza mediante el método elástico propuesto en la *Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras*, explicado anteriormente para el apoyo intermedio.

En primer lugar, se realiza el cálculo para una zapata de dimensiones efectivas de 3 X 6 m, donde el asiento obtenido es superior al límite fijado por la Guía. Para ello se recurre a una zapata de 3.5 x 7 m, cumpliendo así el Estado Límite de Deformación. En las siguientes tablas se muestran los parámetros de cálculo y el asiento producido por ambas cimentaciones.

CÁLCULO DEL ASIENTO ELÁSTICO								
B*	3	m	Ancho efectivo de la zapata					
L*	6	m	Longitud efectiva de la zapata					
E eq	17235.76	Kpa	Módulo de elasticidad equivalente					
p	465.69	KPa	Presión transmitida por la cimentación					
A	18	m2	Área del apoyo de cimentación					
a	2.3936537	m	Radio de la cimentación circular equivalente					
TIPO DE TERRENO	Z (m)	Z.m (m)	α (rad)	$\Delta\sigma$ (Kpa)	hi (m)	E (Kpa)	E/ $\Delta\sigma$	K ₃₀ kg/cm3
RELLENOS ANTRÓPICOS	0	0	0	0	0	0	0	0
LIMOS ARENOSOS	0.8	0.4	1.4052177	463.60147	0.8	17500	0.0264915	12
COSTRA CALCÁREA	1.3	1.05	1.1574127	435.4988	0.5	17500	0.0248856	12
LIMOS ARENOSOS	2.6	1.95	0.8871836	348.35472	1.3	17500	0.019906	12
LIMOS ARCILLOSOS	4.6	3.6	0.5867812	196.77969	2	12500	0.0157424	8
LIMOS ARCILLOSOS CON GRAVAS	5.2	4.9	0.454406	127.87096	0.6	17500	0.0073069	8
COSTRA CALCÁREA	5.6	5.4	0.4172425	109.86572	0.4	17500	0.006278	12
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	6.7	6.15	0.3711719	88.80429	1.1	17500	0.0050745	12
CONGLOMERADO	9.8	8.25	0.2823864	53.170438	3.1	80000	0.0006646	40
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	11.3	10.55	0.2231094	33.776121	1.5	17500	0.0019301	12
ASIENTO MÉTODO ELÁSTICO		2.70	cm					

Tabla 58. Asiento producido para la combinación característica con unas dimensiones efectivas de zapata de 3 x 6 m en el Estribo Izquierdo.

CÁLCULO DEL ASIENTO ELÁSTICO								
B*	3.5	m	Ancho efectivo de la zapata					
L*	7	m	Longitud efectiva de la zapata					
E eq	17341.23	Kpa	Módulo de elasticidad equivalente					
p	355.40	KPa	Presión transmitida por la cimentación					
A	24.5	m2	Área del apoyo de cimentación					
a	2.792596	m	Radio de la cimentación circular equivalente					
TIPO DE TERRENO	Z (m)	Z.m (m)	α (rad)	$\Delta\sigma$ (Kpa)	hi (m)	E (Kpa)	E/ $\Delta\sigma$	K ₃₀ kg/cm3
RELLENOS ANTRÓPICOS	0	0	0	0	0	0	0	0
LIMOS ARENOSOS	0.8	0.4	1.4285281	354.38936	0.8	17500	0.0202508	12
COSTRA CALCÁREA	1.3	1.05	1.2111543	339.90988	0.5	17500	0.0194234	12
LIMOS ARENOSOS	2.6	1.95	0.961229	288.71011	1.3	17500	0.0164977	12
LIMOS ARCILLOSOS	4.6	3.6	0.6597604	180.08261	2	12500	0.0144066	8
LIMOS ARCILLOSOS CON GRAVAS	5.2	4.9	0.5180063	122.32944	0.6	17500	0.0069903	8
COSTRA CALCÁREA	5.6	5.4	0.4772712	106.32835	0.4	17500	0.0060759	12
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	6.7	6.15	0.4262422	87.116921	1.1	17500	0.0049781	12
CONGLOMERADO	9.8	8.25	0.3263902	53.369985	3.1	80000	0.0006671	40
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	11.3	10.55	0.2587664	34.329159	1.5	17500	0.0019617	12
ASIENTO MÉTODO ELÁSTICO		2.05	cm					

Tabla 59. Asiento producido para la combinación característica con unas dimensiones efectivas de zapata de 3.5 x 7 m en el Estribo Izquierdo.

No obstante, debido a las excentricidades generadas por lo momentos en ambos ejes de la cimentación y el ancho de la plataforma superior, las dimensiones reales se ven aumentadas conforme a las efectivas, siendo las siguientes:

B	6	m	Áncho real de la zapata
L	16	m	Largo real de la zapata

Tabla 60. Dimensiones de la zapata del Estribo izquierdo

4.2.5.2. Combinación casi-permanente

El asiento producido para la combinación casi-permanente cumple el asiento máximo admisible establecido por la Guía. A continuación se muestran los valores de cálculo empleados y el asiento producido.

CÁLCULO DEL ASIENTO ELÁSTICO								
B*	3.5	m	Ancho efectivo de la zapata					
L*	7	m	Longitud efectiva de la zapata					
E eq	17341.23	Kpa	Módulo de elasticidad equivalente					
p	283.28	KPa	Presión transmitida por la cimentación					
A	24.5	m2	Área del apoyo de cimentación					
a	2.792596	m	Radio de la cimentación circular equivalente					
TIPO DE TERRENO	Z (m)	Z,m (m)	α (rad)	$\Delta\sigma$ (Kpa)	hi (m)	E (Kpa)	E/ $\Delta\sigma$	K ₃₀ kg/cm3
RELLENOS ANTRÓPICOS	0	0	0	0	0	0	0	0
LIMOS ARENOSOS	0.8	0.4	1.4285281	282.47006	0.8	17500	0.0161411	12
COSTRA CALCÁREA	1.3	1.05	1.2111543	270.92903	0.5	17500	0.0154817	12
LIMOS ARENOSOS	2.6	1.95	0.961229	230.11967	1.3	17500	0.0131497	12
LIMOS ARCILLOSOS	4.6	3.6	0.6597604	143.53688	2	12500	0.011483	8
LIMOS ARCILLOSOS CON GRAVAS	5.2	4.9	0.5180063	97.504067	0.6	17500	0.0055717	8
COSTRA CALCÁREA	5.6	5.4	0.4772712	84.750218	0.4	17500	0.0048429	12
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	6.7	6.15	0.4262422	69.43753	1.1	17500	0.0039679	12
CONGLOMERADO	9.8	8.25	0.3263902	42.539152	3.1	80000	0.0005317	40
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	11.3	10.55	0.2587664	27.362445	1.5	17500	0.0015636	12
ASIENTO MÉTODO ELÁSTICO		1.63		cm				

Tabla 61. Asiento producido para la combinación casi-permanente con unas dimensiones efectivas de zapata de 3.5 x 7 m en el Estribo Izquierdo.

4.2.5.3. Combinación accidental

El asiento producido para la combinación accidental cumple el asiento máximo admisible establecido por la Guía. A continuación se muestran los valores de cálculo empleados y el asiento producido.

CÁLCULO DEL ASIENTO ELÁSTICO								
B*	3.5	m	Ancho efectivo de la zapata					
L*	7	m	Longitud efectiva de la zapata					
E eq	17341.23	Kpa	Módulo de elasticidad equivalente					
p	301.66	KPa	Presión transmitida por la cimentación					
A	24.5	m2	Área del apoyo de cimentación					
a	2.792596	m	Radio de la cimentación circular equivalente					
TIPO DE TERRENO	Z (m)	Z,m (m)	α (rad)	$\Delta\sigma$ (Kpa)	hi (m)	E (Kpa)	E/ $\Delta\sigma$	K ₃₀ kg/cm3
RELLENOS ANTRÓPICOS	0	0	0	0	0	0	0	0
LIMOS ARENOSOS	0.8	0.4	1.4285281	300.79726	0.8	17500	0.0171884	12
COSTRA CALCÁREA	1.3	1.05	1.2111543	288.50742	0.5	17500	0.0164861	12
LIMOS ARENOSOS	2.6	1.95	0.961229	245.05027	1.3	17500	0.0140029	12
LIMOS ARCILLOSOS	4.6	3.6	0.6597604	152.84983	2	12500	0.012228	8
LIMOS ARCILLOSOS CON GRAVAS	5.2	4.9	0.5180063	103.83032	0.6	17500	0.0059332	8
COSTRA CALCÁREA	5.6	5.4	0.4772712	90.248975	0.4	17500	0.0051571	12
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	6.7	6.15	0.4262422	73.94277	1.1	17500	0.0042253	12
CONGLOMERADO	9.8	8.25	0.3263902	45.299174	3.1	80000	0.0005662	40
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	11.3	10.55	0.2587664	29.137773	1.5	17500	0.001665	12
ASIENTO MÉTODO ELÁSTICO		1.74		cm				

Tabla 62. Asiento producido para la combinación accidental con unas dimensiones efectivas de zapata de 3.5 x 7 m en el Estribo Izquierdo.

4.3. ESTRIBO DERECHO

En primer lugar, se definen las características mecánicas del terreno que representan el comportamiento del mismo, obtenidos del estudio realizado por *INGENIERÍA DE SONDEOS de BALEARES, S.L.*

TERRENO							
TIPO DE TERRENO	z (m)	ϕ' (°)	C' (Kpa)	γ (KN/m ³)	e (m)	E	v
ARENAS	1.5	27.5	20	19	1.5	175	0.3
LIMOS ARENOSOS	0.8	27.5	20	19	0.8	175	0.3
LIMOS ARENOSOS CON COSTRAS CALCÁREAS	3.1	27.5	20	19	2.3	175	0.3
LIMOS ARENOSOS	4.5	27.5	20	19	1.4	175	0.3
LIMOS ARCILLOSOS	5.7	22.5	20	21	1.2	125	0.3
COSTRA CALCÁREA	6.2	30	20	19	0.5	175	0.3
LIMOS ARENOSOS	7.4	27.5	20	19	1.2	175	0.3
LIMOS ARCILLOSOS	8.2	22.5	20	21	0.8	125	0.3
LIMOS ARENOSOS CON COSTRA CALCÁREA	8.5	27.5	20	19	0.3	175	0.3
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	9.4	27.5	20	19	0.9	175	0.3
LIMOS CON ARENAS Y GRAVAS	11.1	32.5	0	21	1.7	350	0.25
COSTRA CALCÁREA	11.4	30	20	19	0.3	175	0.3
LIMOS CON ARENAS Y GRAVAS	12.1	32.5	0	21	0.7	350	0.25

Tabla 63. Características mecánicas y de cálculo del terreno bajo el Estribo Derecho

4.3.1. Estabilidad Global

El estribo se encuentra cimentado bajo un terreno prácticamente llano y firme, por lo que no se verá comprometida la estabilidad global del mismo, omitiéndose dicha comprobación.

4.3.2. Seguridad frente a hundimiento

La comprobación frente a hundimiento se realizará conforme lo expuesto en apartados anteriores del mismo.

4.3.2.1. Combinación característica

El estribo derecho recibe los siguientes esfuerzos obtenidos de la combinación característica en la base de la cimentación:

EMPUJE ACTIVO DE TIERRAS EN EL ESTRIBO IZQUIERDO			
y	20	KN/m ³	Peso específico del terreno
c	0	Kpa	Cohesión del terreno
ϕ	33	°	Ángulo de rozamiento interno del terreno
ϕ	0.5759587	rad	Ángulo de rozamiento interno del terreno
ka	0.2948009		Coefficiente de empuje activo del terreno
z	10	m	Profundidad de las tieras hasta la cimentación
q	10	KN/m ²	Carga de tráfico en coronación
$\sigma'v1$	10	KN/m ²	Tensión vertical efectiva en coronación
$\sigma'v2$	210	KN/m ²	Tensión vertical efectiva en la cimentación
e'h1	2.95	KN/m ²	Empuje activo en coronación
e'h1	61.91	KN/m ²	Empuje activo en la cimentación
E1	29.48	KN/m	Empuje del bloque rectangular
E2	294.80	KN/m	Empuje del bloque triangular
d1	5	m	distancia del centro de aplicación de E1 a la cimentación
d2	3.33	m	distancia del centro de aplicación de E2 a la cimentación
zg	3.48	m	distancia del centro de aplicación de Et a la cimentación
Et,a	324.28	KN/m	Empuje total de tierras
Mbase	1130.07	KN-m/m	Momento transmitido a la cimentación por el empuje de tierras
NO HAY GRIETAS DE TRACCIÓN, EL RESULTADO OBTENIDO EN LA TABLA SUPERIOR ES CORRECTO			
zg	-0.50	m	Profundidad de las grietas de tracción
$\sigma'v1$	220.00	KN/m ²	Tensión vertical en la base de la cimentación
e'h1	64.86	KN/m ²	Tensión horizontal en la base de la cimentación
E1	340.50	KN/m ²	Resultante de Empuje horizontal
d1	3.50	m	Distancia de aplicación del Empuje desde la base de la cimentación
Mbase	1191.73	KN-m/m	Momento inducido por el empuje de tierras a la cimentación

Tabla 64. Empuje de tierras activo en la cimentación del Estribo Derecho para la combinación característica

EMPUJE PASIVO DE TIERRAS EN EL ESTRIBO IZQUIERDO			
y	20	KN/m ³	Peso específico del terreno
c	0	Kpa	Cohesión del terreno
ϕ	30	°	Ángulo de rozamiento interno del terreno
ϕ	0.5235988	rad	Ángulo de rozamiento interno del terreno
Kp	3		Coefficiente de empuje activo del terreno
z	3.5	m	Profundidad de las tieras hasta la cimentación
q	0	KN/m ²	Carga de tráfico en coronación
$\sigma'v1$	0	KN/m ²	Tensión vertical efectiva en coronación
$\sigma'v2$	70	KN/m ²	Tensión vertical efectiva en la cimentación
e'h1	0.00	KN/m ²	Empuje activo en coronación
e'h1	210.00	KN/m ²	Empuje activo en la cimentación
E1	0.00	KN/m	Empuje del bloque rectangular
E2	367.50	KN/m	Empuje del bloque triangular
d1	1.75	m	distancia del centro de aplicación de E1 a la cimentación
d2	1.17	m	distancia del centro de aplicación de E2 a la cimentación
zg	1.17	m	distancia del centro de aplicación de Et a la cimentación
Et,p	367.50	KN/m	Empuje total de tierras
Mbase	428.75	KN-m/m	Momento transmitido a la cimentación por el empuje de tierras
EL EMPUJE PASIVO CALCULADO ES EL REAL. EN LAS COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS ESTA MINORADO UN 30 %			

Tabla 65. Empuje de tierras pasivo en la cimentación del Estribo Derecho para la combinación característica

L*/B*	2	adim	Relación largo/ancho efectivo
Ned	5742	KN	Carga transmitida por la estructura (KN)
Mbd	13279.121	KN-m	Momento actuante en la dirección de B*
Mld	10999	KN-m	Momento actuante en la dirección de L*
Ned	5742	KN	Axil actuante en cimentación
Hed tot	1540.60	KN	Carga horizontal actuante
eb	2.31263	m	Excentricidad a lo largo de B*
el	1.92	m	Excentricidad a lo largo de L*
h (m)	2	m	Canto de la zapata aproximado
tan δL	0.082		Inclinación de la carga en la dirección de L
tan δB	0.187		Inclinación de la carga en la dirección de B
HI	468.1	KN	Carga horizontal en la dirección de L
Hb	1072.50	KN	Carga horizontal en la dirección de B

Tabla 66. Esfuerzos de cálculo frente a hundimiento para la combinación característica de la cimentación del Estribo Derecho

Los resultados obtenidos a corto y largo plazo se representan a continuación en la siguiente tabla.

Se puede comprobar que con unas dimensiones efectivas de 3 x 6 m se verifica el hundimiento a largo plazo. El nivel freático se encuentra a 7.3 m de profundidad, y el bulbo de presiones provocado por dicha cimentación alcanza los 6.5 m, por lo que se puede concluir que no tendrá afección sobre el nivel freático, y la comprobación a corto plazo carece de sentido.

En definitiva, las dimensiones efectivas obtenidas por hundimiento para la combinación características son de 3 x 6 m.

Debido a las excentricidades que producen los momentos flectores actuantes en la base de la cimentación, las dimensiones reales de la zapata serán las siguientes:

B	7	m	Ancho real de la zapata
L	16	m	Largo real de la zapata

Tabla 67. Dimensiones reales de la zapata del Estribo Derecho para la combinación característica

CORTO PLAZO			LARGO PLAZO		
B*	qhn	qtn		qhn	qtn
0.50	173.22	11534.00	NO CUMPLE	1004.81	11534.00
1.00	174.31	2921.00	NO CUMPLE	1031.67	2921.00
1.50	174.67	1326.00	NO CUMPLE	1058.53	1326.00
2.00	174.84	767.75	NO CUMPLE	987.15	767.75
2.50	174.95	509.36	NO CUMPLE	1030.55	509.36
3.00	175.02	369.00	NO CUMPLE	1023.91	369.00
3.50	163.25	284.37	NO CUMPLE	1130.91	284.37
4.00	175.11	229.44	NO CUMPLE	1192.83	229.44
4.50	143.38	191.78	NO CUMPLE	1099.96	191.78
5.00	175.16	164.84	NO CUMPLE	1178.14	164.84
5.50	175.18	144.91	NO CUMPLE	1148.92	144.91
6.00	175.20	129.75	NO CUMPLE	1177.85	129.75
6.50	175.21	117.95	NO CUMPLE	1222.02	117.95
7.00	175.22	108.59	NO CUMPLE	1253.75	108.59
7.50	175.23	101.04	NO CUMPLE	1275.04	101.04
8.00	175.24	94.86	NO CUMPLE	1259.78	94.86
8.50	175.25	89.74	NO CUMPLE	1274.28	89.74
9.00	175.26	85.44	NO CUMPLE	1306.18	85.44
9.50	174.08	81.81	NO CUMPLE	1346.79	81.81
10.00	168.50	78.71	NO CUMPLE	1423.66	78.71
10.50	163.45	76.04	NO CUMPLE	1499.89	76.04
11.00	158.87	73.73	NO CUMPLE	1575.55	73.73
11.50	157.62	71.71	NO CUMPLE	1635.26	71.71
12.00	153.66	69.94	NO CUMPLE	1709.70	69.94
12.50	150.02	68.37	NO CUMPLE	1379.62	68.37
13.00	146.65	66.99	NO CUMPLE	1447.54	66.99

Tabla 68. Carga de hundimiento neta, carga transmitida neta en función del ancho efectivo para el Estribo Derecho

Se puede observar en la tabla anterior, que la comprobación a corto plazo no verifica la comprobación frente a hundimiento de los diferentes anchos efectivos analizados. Si se afectara al nivel freático, la comprobación a corto plazo sería la determinante, debiendo pilotar la cimentación.

La comprobación a corto plazo se ve reducida drásticamente debido a que se desprecia la contribución del ángulo de rozamiento, disminuyendo notablemente los factores de capacidad de carga y anulando el último término del productorio en la expresión para obtener la carga de hundimiento. De esta forma, la expresión que gobierna la carga de hundimiento no depende directamente de la base de la cimentación, variando ligeramente el valor de la presión de hundimiento a cada incremento de ancho efectivo.

A continuación en las siguientes tablas se muestran los valores de los coeficientes empleados en los diferentes términos de la expresión para obtener la carga de hundimiento propuesta por la Guía.

CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO A LARGO PLAZO SEGÚN LA GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA

B*	q	Nq	dq	iq	sq	tq	rq	Nc	dc	ic	sc	tc	rc	B*	Ny	dy	iy	sy	ty	ry
0.5	57.00	13.94	1.00	0.60	1.28	1.00	1.00	24.85	1.00	0.57	1.28	1.00	1.00	0.50	13.47	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
1	57.00	13.94	1.00	0.60	1.28	1.00	1.00	24.85	1.00	0.57	1.28	1.00	1.00	1.00	13.47	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
1.5	57.00	13.94	1.00	0.60	1.28	1.00	1.00	24.85	1.00	0.57	1.28	1.00	1.00	1.50	13.47	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
2	57.00	12.68	1.00	0.60	1.27	1.00	1.00	23.29	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	2.00	11.71	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
2.5	57.00	12.92	1.00	0.60	1.27	1.00	1.00	23.59	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	2.50	12.04	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
3	57.00	12.54	1.00	0.60	1.27	1.00	1.00	23.12	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	3.00	11.52	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
3.5	57.00	13.47	1.00	0.60	1.28	1.00	1.00	24.28	1.00	0.57	1.28	1.00	1.00	3.50	12.82	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
4	57.00	13.94	1.00	0.60	1.28	1.00	1.00	24.85	1.00	0.57	1.28	1.00	1.00	4.00	13.47	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
4.5	57.00	12.68	1.00	0.60	1.27	1.00	1.00	23.30	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	4.50	11.71	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
5	57.00	13.20	1.00	0.60	1.28	1.00	1.00	23.94	1.00	0.57	1.28	1.00	1.00	5.00	12.43	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
5.5	57.00	12.63	1.00	0.60	1.27	1.00	1.00	23.23	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	5.50	11.64	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
6	57.00	12.68	1.00	0.60	1.27	1.00	1.00	23.29	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	6.00	11.71	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
6.5	57.00	12.87	1.00	0.60	1.27	1.00	1.00	23.54	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	6.50	11.98	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
7	57.00	12.95	1.00	0.60	1.27	1.00	1.00	23.63	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	7.00	12.08	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
7.5	57.00	12.92	1.00	0.60	1.27	1.00	1.00	23.59	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	7.50	12.04	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
8	57.00	12.55	1.00	0.60	1.27	1.00	1.00	23.13	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	8.00	11.53	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
8.5	57.00	12.47	1.00	0.60	1.27	1.00	1.00	23.03	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	8.50	11.42	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
9	57.00	12.54	1.00	0.60	1.27	1.00	1.00	23.12	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	9.00	11.52	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
9.5	57.00	12.68	1.00	0.60	1.27	1.00	1.00	23.30	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	9.50	11.72	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
10	57.00	13.09	1.00	0.60	1.27	1.00	1.00	23.81	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	10.00	12.28	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
10.5	57.00	13.47	1.00	0.60	1.28	1.00	1.00	24.28	1.00	0.57	1.28	1.00	1.00	10.50	12.82	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
11	57.00	13.83	1.00	0.60	1.28	1.00	1.00	24.72	1.00	0.57	1.28	1.00	1.00	11.00	13.32	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
11.5	57.00	14.07	1.00	0.60	1.28	1.00	1.00	25.01	1.00	0.57	1.28	1.00	1.00	11.50	13.66	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
12	57.00	14.39	1.00	0.60	1.28	1.00	1.00	25.40	1.00	0.57	1.28	1.00	1.00	12.00	14.11	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
12.5	57.00	12.06	1.00	0.60	1.27	1.00	1.00	22.51	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	12.50	10.86	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00
13	57.00	12.38	1.00	0.60	1.27	1.00	1.00	22.92	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	13.00	11.30	1.00	0.49	0.85	1.00	1.00

Tabla 69. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación característica en el Estribo Derecho a largo plazo

CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO A CORTO PLAZO SEGÚN LA GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA

B*	q	Nq	dq	iq	sq	tq	rq	Nc	dc	ic	sc	tc	rc	B*	Ny	dy	iy	sy	ty	ry
0.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	0.98	1.10	1.00	1.00	0.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
1	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	0.99	1.10	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
1.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	0.99	1.10	1.00	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
2	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	2.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
2.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	2.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
3	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	3.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
3.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	3.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
4	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	4.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
4.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	4.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
5.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
6	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	6.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
6.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	6.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
7	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	7.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
7.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	7.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
8	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	8.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
8.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	8.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
9	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	9.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
9.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	9.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
10	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	10.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
10.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	10.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
11	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	11.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
11.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	11.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
12	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	12.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
12.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	12.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
13	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	13.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00

Tabla 70. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación característica en el Estribo Derecho a corto plazo

4.3.2.2. Combinación casi-permanente

La comprobación frente a hundimiento para la combinación casi-permanente resulta ser bastante menos restrictiva que la característica. El axial de compresión transmitido a la cimentación se ve reducido a la mitad. Para un axial menor de compresión y a iguales fuerzas horizontales, podría plantearse la duda de si la situación es más desfavorable o no, debido a que las excentricidades aumentan. Sin embargo, para la combinación característica no se contempla la sobrecarga de uso debida al tráfico, reduciéndose así notablemente el empuje de tierras sobre el estribo.

Por dichas razones, las dimensiones de zapata efectivas necesarias para las acciones evaluadas bajo la combinación casi-permanente resultan ser menores, por lo que se mantendrán las dimensiones obtenidas para la combinación característica.

A continuación se muestran las fuerzas actuantes en la base de la cimentación y el empuje de tierras obtenido, además de la comprobación a corto y largo plazo efectuada.

L*/B*	2	adim	Relación largo/ancho efectivo
Ned	4892	KN	Carga transmitida por la estructura (KN)
Mbd	10920.714	KN-m	Momento actuante en la dirección de B*
Mld	0	KN-m	Momento actuante en la dirección de L*
Ned	4892	KN	Axial actuante en cimentación
Hed tot	600.81	KN	Carga horizontal actuante
eb	2.2323619	m	Excentricidad a lo largo de B*
el	0.00	m	Excentricidad a lo largo de L*
h (m)	2	m	Canto de la zapata aproximado

tan δL	0.000		Inclinación de la carga en la dirección de L
tan δB	0.123		Inclinación de la carga en la dirección de B

HI	0	KN	Carga horizontal en la dirección de L
Hb	600.81	KN	Carga horizontal en la dirección de B

Tabla 71. Esfuerzos de cálculo frente a hundimiento para la combinación casi-permanente de la cimentación del Estribo Derecho

EMPUJE ACTIVO DE TIERRAS EN EL ESTRIBO IZQUIERDO			
y	20	KN/m3	Peso específico del terreno
c	0	Kpa	Cohesión del terreno
Ø	33	º	Angulo de rozamiento interno del terreno
Ø	0.5759587	rad	Angulo de rozamiento interno del terreno
Ka	0.2948009		Coefficiente de empuje activo del terreno
z	10	m	Profundidad de las tieeras hasta la cimentación
q	0	KN/m2	Carga de tráfico en coronación
σ'v1	0	KN/m2	Tensión vertical efectiva en coronación
σ'v2	200	KN/m2	Tensión vertical efectiva en la cimentación
e'h1	0.00	KN/m2	Empuje activo en coronación
e'h1	58.96	KN/m2	Empuje activo en la cimentación

E1	0.00	KN/m	Empuje del bloque rectangular
E2	294.80	KN/m	Empuje del bloque triangular
d1	5	m	distancia del centro de aplicación de E1 a la cimentación
d2	3.33	m	distancia del centro de aplicación de E2 a la cimentación
zg	3.33	m	distancia del centro de aplicación de Et a la cimentación
Et,a	294.80	KN/m	Empuje total de tierras

Mbase	982.67	KN-m/m	Momento transmitido a la cimentación por el empuje de tierras
-------	--------	--------	---

HAY GRIETAS DE TRACCIÓN, EL RESULTADO DE APLICACIÓN ES EL DE LA TABLA INFERIOR			
zg	0.00	m	Profundidad de las grietas de tracción
σ'v1	200.00	KN/m2	Tensión vertical en la base de la cimentación
e'h1	58.96	KN/m2	Tensión horizontal en la base de la cimentación
E1	294.80	KN/m2	Resultante de Empuje horizontal
d1	3.33	m	Distancia de aplicación del Empuje desde la base de la cimentación

Mbase	982.67	KN-m/m	Momento inducido por el empuje de tierras a la cimentación
-------	--------	--------	--

Tabla 72. Empuje de tierras activo en la cimentación del Estribo Derecho para la combinación casi-permanente

EMPUJE PASIVO DE TIERRAS EN EL ESTRIBO IZQUIERDO			
y	20	KN/m3	Peso específico del terreno
c	0	Kpa	Cohesión del terreno
Ø	30	º	Angulo de rozamiento interno del terreno
Ø	0.5235988	rad	Angulo de rozamiento interno del terreno
Kp	3		Coefficiente de empuje activo del terreno
z	3.5	m	Profundidad de las tieeras hasta la cimentación
q	0	KN/m2	Carga de tráfico en coronación
σ'v1	0	KN/m2	Tensión vertical efectiva en coronación
σ'v2	70	KN/m2	Tensión vertical efectiva en la cimentación
e'h1	0.00	KN/m2	Empuje activo en coronación
e'h1	210.00	KN/m2	Empuje activo en la cimentación

E1	0.00	KN/m	Empuje del bloque rectangular
E2	367.50	KN/m	Empuje del bloque triangular
d1	1.75	m	distancia del centro de aplicación de E1 a la cimentación
d2	1.17	m	distancia del centro de aplicación de E2 a la cimentación
zg	1.17	m	distancia del centro de aplicación de Et a la cimentación
Et,p	367.50	KN/m	Empuje total de tierras

Mbase	428.75	KN-m/m	Momento transmitido a la cimentación por el empuje de tierras
-------	--------	--------	---

EL EMPUJE PASIVO CALCULADO ES EL REAL. EN LAS COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS ESTA MINORADO UN 30 %			
--	--	--	--

Tabla 73. Empuje de tierras pasivo en la cimentación del Estribo Derecho para la combinación casi-permanente



CORTO PLAZO				LARGO PLAZO			
B*	qhn	qtn		qhn	qtn		
0.50	173.22	4868.00	NO CUMPLE	1563.80	4868.00	NO CUMPLE	
1.00	174.31	1254.50	NO CUMPLE	1611.97	1254.50	NO CUMPLE	
1.50	174.67	585.33	NO CUMPLE	1660.13	585.33	CUMPLE	
2.00	174.84	351.13	NO CUMPLE	1556.19	351.13	CUMPLE	
2.50	174.95	242.72	NO CUMPLE	1629.40	242.72	CUMPLE	
3.00	175.02	183.83	NO CUMPLE	1624.64	183.83	CUMPLE	
3.50	163.25	148.33	NO CUMPLE	1798.71	148.33	CUMPLE	
4.00	175.11	125.28	NO CUMPLE	1900.96	125.28	CUMPLE	
4.50	143.38	109.48	NO CUMPLE	1758.36	109.48	CUMPLE	
5.00	175.16	98.18	NO CUMPLE	1888.66	98.18	CUMPLE	
5.50	175.18	89.82	NO CUMPLE	1847.16	89.82	CUMPLE	
6.00	175.20	83.46	NO CUMPLE	1898.15	83.46	CUMPLE	
6.50	175.21	78.51	NO CUMPLE	1973.55	78.51	CUMPLE	
7.00	175.22	74.58	NO CUMPLE	2029.05	74.58	CUMPLE	
7.50	175.23	71.41	NO CUMPLE	2067.81	71.41	CUMPLE	
8.00	175.24	68.82	NO CUMPLE	2047.49	68.82	CUMPLE	
8.50	175.25	66.67	CUMPLE	2075.07	66.67	CUMPLE	
9.00	175.26	64.87	CUMPLE	2130.80	64.87	CUMPLE	
9.50	174.08	63.35	CUMPLE	2200.92	63.35	CUMPLE	
10.00	168.50	62.05	CUMPLE	2330.95	62.05	CUMPLE	
10.50	163.45	60.93	CUMPLE	2460.36	60.93	CUMPLE	
11.00	158.87	59.95	CUMPLE	2589.20	59.95	CUMPLE	
11.50	157.62	59.11	CUMPLE	2691.78	59.11	CUMPLE	
12.00	153.66	58.36	CUMPLE	2819.22	58.36	CUMPLE	
12.50	150.02	57.71	NO CUMPLE	2271.79	57.71	CUMPLE	
13.00	146.65	57.13	NO CUMPLE	2387.45	57.13	CUMPLE	

Tabla 74. Carga de hundimiento neta, carga transmitida neta en función del ancho efectivo para el Estribo Derecho

CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO A LARGO PLAZO SEGÚN LA GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA

B*	q	Nq	dq	iq	sq	tq	rq	Nc	dc	ic	sc	tc	rc	B*	Ny	dy	iy	sy	ty	ry
0.5	57.00	13.94	1.00	0.76	1.28	1.00	1.00	24.85	1.00	0.75	1.28	1.00	1.00	0.50	13.47	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
1	57.00	13.94	1.00	0.76	1.28	1.00	1.00	24.85	1.00	0.75	1.28	1.00	1.00	1.00	13.47	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
1.5	57.00	13.94	1.00	0.76	1.28	1.00	1.00	24.85	1.00	0.75	1.28	1.00	1.00	1.50	13.47	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
2	57.00	12.68	1.00	0.76	1.27	1.00	1.00	23.29	1.00	0.74	1.27	1.00	1.00	2.00	11.71	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
2.5	57.00	12.92	1.00	0.76	1.27	1.00	1.00	23.59	1.00	0.74	1.27	1.00	1.00	2.50	12.04	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
3	57.00	12.54	1.00	0.76	1.27	1.00	1.00	23.12	1.00	0.74	1.27	1.00	1.00	3.00	11.52	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
3.5	57.00	13.47	1.00	0.76	1.28	1.00	1.00	24.28	1.00	0.74	1.28	1.00	1.00	3.50	12.82	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
4	57.00	13.94	1.00	0.76	1.28	1.00	1.00	24.85	1.00	0.75	1.28	1.00	1.00	4.00	13.47	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
4.5	57.00	12.68	1.00	0.76	1.27	1.00	1.00	23.30	1.00	0.74	1.27	1.00	1.00	4.50	11.71	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
5	57.00	13.20	1.00	0.76	1.28	1.00	1.00	23.94	1.00	0.74	1.28	1.00	1.00	5.00	12.43	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
5.5	57.00	12.63	1.00	0.76	1.27	1.00	1.00	23.23	1.00	0.74	1.27	1.00	1.00	5.50	11.64	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
6	57.00	12.68	1.00	0.76	1.27	1.00	1.00	23.29	1.00	0.74	1.27	1.00	1.00	6.00	11.71	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
6.5	57.00	12.87	1.00	0.76	1.27	1.00	1.00	23.54	1.00	0.74	1.27	1.00	1.00	6.50	11.98	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
7	57.00	12.95	1.00	0.76	1.27	1.00	1.00	23.63	1.00	0.74	1.27	1.00	1.00	7.00	12.08	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
7.5	57.00	12.92	1.00	0.76	1.27	1.00	1.00	23.59	1.00	0.74	1.27	1.00	1.00	7.50	12.04	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
8	57.00	12.55	1.00	0.76	1.27	1.00	1.00	23.13	1.00	0.74	1.27	1.00	1.00	8.00	11.53	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
8.5	57.00	12.47	1.00	0.76	1.27	1.00	1.00	23.03	1.00	0.74	1.27	1.00	1.00	8.50	11.42	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
9	57.00	12.54	1.00	0.76	1.27	1.00	1.00	23.12	1.00	0.74	1.27	1.00	1.00	9.00	11.52	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
9.5	57.00	12.68	1.00	0.76	1.27	1.00	1.00	23.30	1.00	0.74	1.27	1.00	1.00	9.50	11.72	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
10	57.00	13.09	1.00	0.76	1.27	1.00	1.00	23.81	1.00	0.74	1.27	1.00	1.00	10.00	12.28	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
10.5	57.00	13.47	1.00	0.76	1.28	1.00	1.00	24.28	1.00	0.74	1.28	1.00	1.00	10.50	12.82	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
11	57.00	13.83	1.00	0.76	1.28	1.00	1.00	24.72	1.00	0.75	1.28	1.00	1.00	11.00	13.32	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
11.5	57.00	14.07	1.00	0.76	1.28	1.00	1.00	25.01	1.00	0.75	1.28	1.00	1.00	11.50	13.66	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
12	57.00	14.39	1.00	0.76	1.28	1.00	1.00	25.40	1.00	0.75	1.28	1.00	1.00	12.00	14.11	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
12.5	57.00	12.06	1.00	0.76	1.27	1.00	1.00	22.51	1.00	0.74	1.27	1.00	1.00	12.50	10.86	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00
13	57.00	12.38	1.00	0.76	1.27	1.00	1.00	22.92	1.00	0.74	1.27	1.00	1.00	13.00	11.30	1.00	0.67	0.85	1.00	1.00

Tabla 75. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación casi-permanente en el Estribo Derecho a largo plazo

CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO A CORTO PLAZO SEGÚN LA GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA

B*	q	Nq	dq	iq	sq	tq	rq	Nc	dc	ic	sc	tc	rc	B*	Ny	dy	iy	sy	ty	ry
0.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	0.98	1.10	1.00	1.00	0.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
1	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	0.99	1.10	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
1.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	0.99	1.10	1.00	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
2	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	2.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
2.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	2.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
3	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	3.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
3.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	3.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
4	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	4.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
4.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	4.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
5.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
6	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	6.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
6.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	6.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
7	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	7.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
7.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	7.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
8	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	8.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
8.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	8.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
9	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	9.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
9.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	9.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
10	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	10.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
10.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	10.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
11	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	11.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
11.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	11.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
12	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	12.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
12.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	12.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
13	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	13.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00

Tabla 76. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación casi-permanente en el Estribo Derecho a corto plazo

4.3.2.3. Combinación accidental

Las acciones analizadas en la combinación accidental se someten a cálculo de la carga de hundimiento, ya que, aun reduciéndose notablemente las fuerzas verticales, las horizontales aumentan considerablemente, pudiendo obtenerse excentricidades mayores que afectasen a las dimensiones reales de la zapata de manera desfavorable. De esta forma, no queda tan claro el descarte de la comprobación frente a hundimiento como para la combinación casi-permanente.

A continuación, en las siguientes tablas se muestran las fuerzas actuantes en la base de la cimentación para la combinación accidental.

L*/B*	2	adim	Relación largo/ancho efectivo
Ned	5362	KN	Carga transmitida por la estructura (KN)
Mbd	11392.396	KN-m	Momento actuante en la dirección de B*
Mld	2317.6	KN-m	Momento actuante en la dirección de L*
Ned	5362	KN	Axil actuante en cimentación
Hed tot	1721.75	KN	Carga horizontal actuante
eb	2.1246542	m	Excentricidad a lo largo de B*
el	0.43	m	Excentricidad a lo largo de L*
h (m)	2	m	Canto de la zapata aproximado

tan δL	0.191		Inclinación de la carga en la dirección de L
tan δB	0.130		Inclinación de la carga en la dirección de B

Hl	1026.6	KN	Carga horizontal en la dirección de L
Hb	695.15	KN	Carga horizontal en la dirección de B

Tabla 77. Esfuerzos de cálculo frente a hundimiento para la combinación accidental de la cimentación del Estribo Derecho

El resultado obtenido, como se aprecia en las siguientes tablas, es el mismo que para la combinación característica, pero con un margen mayor de carga de hundimiento frente a carga transmitida.

Las dimensiones efectivas resultan ser idénticas, pero las dimensiones reales son menores que las necesarias para la combinación característica, debido a que las excentricidades resultan ser menores.

B	6	m	Ancho real de la zapata
L	16	m	Largo real de la zapata

Tabla 78. Dimensiones reales de la zapata del Estribo Derecho para la combinación accidental

EMPUJE ACTIVO DE TIERRAS EN EL ESTRIBO IZQUIERDO			
y	20	KN/m3	Peso específico del terreno
c	0	Kpa	Cohesión del terreno
Ø	33	º	Ángulo de rozamiento interno del terreno
Ø	0.5759587	rad	Ángulo de rozamiento interno del terreno
Ka	0.2948009		Coefficiente de empuje activo del terreno
z	10	m	Profundidad de las tieeras hasta la cimentación
q	2	KN/m2	Carga de tráfico en coronación
σ'v1	2	KN/m2	Tensión vertical efectiva en coronación
σ'v2	202	KN/m2	Tensión vertical efectiva en la cimentación
e'h1	0.59	KN/m2	Empuje activo en coronación
e'h1	59.55	KN/m2	Empuje activo en la cimentación

E1	5.90	KN/m	Empuje del bloque rectangular
E2	294.80	KN/m	Empuje del bloque triangular
d1	5	m	distancia del centro de aplicación de E1 a la cimentación
d2	3.33	m	distancia del centro de aplicación de E2 a la cimentación
zg	3.37	m	distancia del centro de aplicación de Et a la cimentación
Et,a	300.70	KN/m	Empuje total de tierras

Mbase	1012.15	KN-m/m	Momento transmitido a la cimentación por el empuje de tierras
-------	---------	--------	---

NO HAY GRIETAS DE TRACCIÓN, EL RESULTADO OBTENIDO EN LA TABLA SUPERIOR ES CORRECTO			
--	--	--	--

zg	-0.10	m	Profundidad de las grietas de tracción
σ'v1	204.00	KN/m2	Tensión vertical en la base de la cimentación
e'h1	60.14	KN/m2	Tensión horizontal en la base de la cimentación
E1	303.70	KN/m2	Resultante de Empuje horizontal
d1	3.37	m	Distancia de aplicación del Empuje desde la base de la cimentación

Mbase	1022.47	KN-m/m	Momento inducido por el empuje de tierras a la cimentación
-------	---------	--------	--

Tabla 79. Empuje de tierras activo en la cimentación del Estribo Derecho para la combinación accidental

EMPUJE PASIVO DE TIERRAS EN EL ESTRIBO IZQUIERDO			
y	20	KN/m3	Peso específico del terreno
c	0	Kpa	Cohesión del terreno
Ø	30	º	Ángulo de rozamiento interno del terreno
Ø	0.5235988	rad	Ángulo de rozamiento interno del terreno
Kp	3		Coefficiente de empuje activo del terreno
z	3.5	m	Profundidad de las tieeras hasta la cimentación
q	0	KN/m2	Carga de tráfico en coronación
σ'v1	0	KN/m2	Tensión vertical efectiva en coronación
σ'v2	70	KN/m2	Tensión vertical efectiva en la cimentación
e'h1	0.00	KN/m2	Empuje activo en coronación
e'h1	210.00	KN/m2	Empuje activo en la cimentación

E1	0.00	KN/m	Empuje del bloque rectangular
E2	367.50	KN/m	Empuje del bloque triangular
d1	1.75	m	distancia del centro de aplicación de E1 a la cimentación
d2	1.17	m	distancia del centro de aplicación de E2 a la cimentación
zg	1.17	m	distancia del centro de aplicación de Et a la cimentación
Et,p	367.50	KN/m	Empuje total de tierras

Mbase	428.75	KN-m/m	Momento transmitido a la cimentación por el empuje de tierras
-------	--------	--------	---

EL EMPUJE PASIVO CALCULADO ES EL REAL. EN LAS COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS ESTA MINORADO UN 30 %			
--	--	--	--

Tabla 80. Empuje de tierras pasivo en la cimentación del Estribo Derecho para la combinación accidental



CORTO PLAZO			LARGO PLAZO		
B*	qhn	qtn		qhn	qtn
0.50	173.22	10774.00	NO CUMPLE	1014.63	10774.00
1.00	174.31	2731.00	NO CUMPLE	1043.62	2731.00
1.50	174.67	1241.56	NO CUMPLE	1072.61	1241.56
2.00	174.84	720.25	NO CUMPLE	1001.77	720.25
2.50	174.95	478.96	NO CUMPLE	1047.42	478.96
3.00	175.02	347.89	NO CUMPLE	1042.09	347.89
3.50	163.25	268.86	NO CUMPLE	1152.99	268.86
4.00	175.11	217.56	NO CUMPLE	1217.55	217.56
4.50	143.38	182.40	NO CUMPLE	1123.48	182.40
5.00	175.16	157.24	NO CUMPLE	1205.31	157.24
5.50	175.18	138.63	NO CUMPLE	1176.58	138.63
6.00	175.20	124.47	NO CUMPLE	1207.57	124.47
6.50	175.21	113.46	NO CUMPLE	1254.26	113.46
7.00	175.22	104.71	NO CUMPLE	1288.15	104.71
7.50	175.23	97.66	NO CUMPLE	1311.27	97.66
8.00	175.24	91.89	NO CUMPLE	1296.61	91.89
8.50	175.25	87.11	NO CUMPLE	1312.67	87.11
9.00	175.26	83.10	NO CUMPLE	1346.72	83.10
9.50	174.08	79.71	NO CUMPLE	1389.85	79.71
10.00	168.50	76.81	NO CUMPLE	1470.80	76.81
10.50	163.45	74.32	NO CUMPLE	1551.19	74.32
11.00	158.87	72.16	NO CUMPLE	1631.08	72.16
11.50	157.62	70.27	NO CUMPLE	1694.36	70.27
12.00	153.66	68.62	NO CUMPLE	1773.14	68.62
12.50	150.02	67.16	NO CUMPLE	1428.35	67.16
13.00	146.65	65.86	NO CUMPLE	1500.08	65.86

Tabla 81. Carga de hundimiento neta, carga transmitida neta en función del ancho efectivo para el Estribo Derecho

CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO A LARGO PLAZO SEGÚN LA GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA

B*	q	Nq	dq	iq	sq	tq	rq	Nc	dc	ic	sc	tc	rc	B*	Ny	dy	iy	sy	ty	ry
0.5	57.00	13.94	1.00	0.61	1.28	1.00	1.00	24.85	1.00	0.58	1.28	1.00	1.00	0.50	13.47	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
1	57.00	13.94	1.00	0.61	1.28	1.00	1.00	24.85	1.00	0.58	1.28	1.00	1.00	1.00	13.47	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
1.5	57.00	13.94	1.00	0.61	1.28	1.00	1.00	24.85	1.00	0.58	1.28	1.00	1.00	1.50	13.47	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
2	57.00	12.68	1.00	0.61	1.27	1.00	1.00	23.29	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	2.00	11.71	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
2.5	57.00	12.92	1.00	0.61	1.27	1.00	1.00	23.59	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	2.50	12.04	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
3	57.00	12.54	1.00	0.61	1.27	1.00	1.00	23.12	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	3.00	11.52	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
3.5	57.00	13.47	1.00	0.61	1.28	1.00	1.00	24.28	1.00	0.58	1.28	1.00	1.00	3.50	12.82	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
4	57.00	13.94	1.00	0.61	1.28	1.00	1.00	24.85	1.00	0.58	1.28	1.00	1.00	4.00	13.47	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
4.5	57.00	12.68	1.00	0.61	1.27	1.00	1.00	23.30	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	4.50	11.71	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
5	57.00	13.20	1.00	0.61	1.28	1.00	1.00	23.94	1.00	0.58	1.28	1.00	1.00	5.00	12.43	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
5.5	57.00	12.63	1.00	0.61	1.27	1.00	1.00	23.23	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	5.50	11.64	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
6	57.00	12.68	1.00	0.61	1.27	1.00	1.00	23.29	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	6.00	11.71	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
6.5	57.00	12.87	1.00	0.61	1.27	1.00	1.00	23.54	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	6.50	11.98	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
7	57.00	12.95	1.00	0.61	1.27	1.00	1.00	23.63	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	7.00	12.08	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
7.5	57.00	12.92	1.00	0.61	1.27	1.00	1.00	23.59	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	7.50	12.04	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
8	57.00	12.55	1.00	0.61	1.27	1.00	1.00	23.13	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	8.00	11.53	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
8.5	57.00	12.47	1.00	0.61	1.27	1.00	1.00	23.03	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	8.50	11.42	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
9	57.00	12.54	1.00	0.61	1.27	1.00	1.00	23.12	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	9.00	11.52	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
9.5	57.00	12.68	1.00	0.61	1.27	1.00	1.00	23.30	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	9.50	11.72	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
10	57.00	13.09	1.00	0.61	1.27	1.00	1.00	23.81	1.00	0.58	1.27	1.00	1.00	10.00	12.28	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
10.5	57.00	13.47	1.00	0.61	1.28	1.00	1.00	24.28	1.00	0.58	1.28	1.00	1.00	10.50	12.82	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
11	57.00	13.83	1.00	0.61	1.28	1.00	1.00	24.72	1.00	0.58	1.28	1.00	1.00	11.00	13.32	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
11.5	57.00	14.07	1.00	0.61	1.28	1.00	1.00	25.01	1.00	0.58	1.28	1.00	1.00	11.50	13.66	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
12	57.00	14.39	1.00	0.61	1.28	1.00	1.00	25.40	1.00	0.58	1.28	1.00	1.00	12.00	14.11	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
12.5	57.00	12.06	1.00	0.61	1.27	1.00	1.00	22.51	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	12.50	10.86	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00
13	57.00	12.38	1.00	0.61	1.27	1.00	1.00	22.92	1.00	0.57	1.27	1.00	1.00	13.00	11.30	1.00	0.53	0.85	1.00	1.00

Tabla 82. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación accidental en el Estribo Derecho a largo plazo

CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO A CORTO PLAZO SEGÚN LA GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA

B*	q	Nq	dq	iq	sq	tq	rq	Nc	dc	ic	sc	tc	rc	B*	Ny	dy	iy	sy	ty	ry
0.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	0.98	1.10	1.00	1.00	0.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
1	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	0.99	1.10	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
1.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	0.99	1.10	1.00	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
2	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	2.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
2.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	2.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
3	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	3.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
3.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	3.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
4	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	4.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
4.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	4.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
5.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
6	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	6.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
6.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	6.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
7	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	7.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
7.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	7.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
8	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	8.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
8.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	8.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
9	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	9.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
9.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	9.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
10	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	10.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
10.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	10.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
11	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	11.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
11.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	11.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
12	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	12.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
12.5	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	12.50	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00
13	57.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	5.14	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	13.00	0.00	1.00	1.00	0.85	1.00	1.00

Tabla 83. Parámetros de cálculo de la carga de hundimiento para la combinación accidental en el Estribo Derecho a corto plazo

4.3.3. Seguridad frente a deslizamiento

En el presente apartado se comprobará el Estado Límite frente a Deslizamiento para las dimensiones obtenidas de la combinación característica y accidental frente a hundimiento, siendo éstas las más restrictivas de las tres combinaciones analizadas.

4.3.3.1. Combinación característica

Los resultados de cálculo frente a deslizamiento obtenidos para las fuerzas en la base de cimentación bajo la combinación característica son las siguientes:

DESPLAZAMIENTO			
ϕ	0.479965544	rad	Ángulo de rozamiento interno en grados
ϕ	27.5	º	Ángulo de rozamiento interno en radianes
C	20	Kpa	Cohesión efectiva
tg ϕ_c	0.41645364		Tangente del ángulo de rozamiento cimiento-terreno
Cc	20	KPa	Cohesión de contacto terreno-cimiento
TIPO CIMENTACIÓN	1		Tipo de cimentación a ejecuta y comprobación de la misma
Su	100	KPa	Resistencia al corte sin drenaje
R	0	KN	Resistencia adicionales al deslizamiento
Comb.	CARACTERÍSTICA		Combinación de acciones
F	1.3		Coefficiente de seguridad según combinación

TIPOS DE CIMENTACIÓN	
1	CIMENTACIONES CONVENCIONALES
2	CIMENTACIONES PREFABRICADAS
3	CORTO PLAZO

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD
Casi-permanente	1.5
Característica	1.3
Accidental	1.1

Fd	1.67	Coefficiente de seguridad frente a deslizamiento
	CUMPLE	

Tabla 84. Resultados de cálculo frente a deslizamiento para la combinación característica en el Estribo Derecho

4.3.3.2. Combinación casi-permanente

Los resultados de cálculo frente a deslizamiento obtenidos para las fuerzas en la base de cimentación bajo la combinación casi-permanente son las siguientes:

DESPLAZAMIENTO			
ϕ	0.479965544	rad	Ángulo de rozamiento interno en grados
ϕ	27.5	º	Ángulo de rozamiento interno en radianes
C	20	Kpa	Cohesión efectiva
tg ϕ_c	0.41645364		Tangente del ángulo de rozamiento cimiento-terreno
Cc	20	KPa	Cohesión de contacto terreno-cimiento
TIPO CIMENTACIÓN	1		Tipo de cimentación a ejecuta y comprobación de la misma
Su	100	KPa	Resistencia al corte sin drenaje
R	0	KN	Resistencia adicionales al deslizamiento
Comb.	Casi-permanente		Combinación de acciones
F	1.5		Coefficiente de seguridad según combinación

TIPOS DE CIMENTACIÓN	
1	CIMENTACIONES CONVENCIONALES
2	CIMENTACIONES PREFABRICADAS
3	CORTO PLAZO

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD
Casi-permanente	1.5
Característica	1.3
Accidental	1.1

Fd	3.80	Coefficiente de seguridad frente a deslizamiento
	CUMPLE	

Tabla 85. Resultados de cálculo frente a deslizamiento para la combinación casi-permanente en el Estribo Derecho

La combinación casi-permanente, al presentar esfuerzos horizontales muy reducido, el coeficiente de seguridad real frente a deslizamiento aumenta de manera notable, ya que debería aumentar la carga horizontal considerablemente.

4.3.3.3. Combinación accidental

Los resultados de cálculo frente a deslizamiento obtenidos para las fuerzas en la base de cimentación bajo la combinación accidental son las siguientes:

DESPLAZAMIENTO			
ϕ	0.479965544	rad	Ángulo de rozamiento interno en grados
ϕ	27.5	º	Ángulo de rozamiento interno en radianes
C	20	Kpa	Cohesión efectiva
tg ϕ_c	0.41645364		Tangente del ángulo de rozamiento cimiento-terreno
Cc	20	KPa	Cohesión de contacto terreno-cimiento
TIPO CIMENTACIÓN	1		Tipo de cimentación a ejectura y comprobación de la misma
Su	100	KPa	Resistencia al corte sin drenaje
R	0	KN	Resistencia adicionales al deslizamiento
Comb.	ACCIDENTAL		Combinación de acciones
F	1.1		Coefficiente de seguridad según combinación

TIPOS DE CIMENTACIÓN	
1	CIMENTACIONES CONVENCIONALES
2	CIMENTACIONES PREFABRICADAS
3	CORTO PLAZO

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD
Casi-permanente	1.5
Característica	1.3
Accidental	1.1

Fd	1.44	Coefficiente de seguridad frente a deslizamiento
	CUMPLE	

Tabla 86. Resultados de cálculo frente a deslizamiento para la combinación accidental en el Estribo Derecho

La combinación accidental presenta fuertes esfuerzos horizontales que comprometen la seguridad frente a deslizamiento en el estribo derecho. Sin embargo, para las dimensiones efectivas obtenidas en la comprobación referente al Estado Límite de Hundimiento, cumple la comprobación frente a deslizamiento, con un escaso margen respecto al coeficiente mínimo propuesto por la *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*.

4.3.4. Seguridad frente a vuelco

En el presente apartado se comprobará el Estado Límite frente a vuelco Rígido y Plástico para las dimensiones obtenidas de la combinación característica y accidental frente a hundimiento, siendo éstas las más restrictivas de las tres combinaciones analizadas.

4.3.4.1. Seguridad frente a vuelco rígido

A continuación se muestran los resultados y el coeficiente de seguridad obtenido frente a vuelco rígido en las diferentes combinaciones, garantizando en cada una de ellas la seguridad frente a vuelco rígido.

4.3.4.1.1. Combinación característica

COMPROBACIÓN FRENTE AL VUELCO			
Hcálculo	2573.989668	KN	Resultante horizontal de cálculo
H	1072.50	KN	Resultante horizontal del empuje de tierras
Fd	2.4		Coefficiente de seguridad
tg δ_b	0.186780859		Desviación real de carga respecto de la vertical
tg δ_b cálculo	0.448274063		Desviación de cálculo de carga respecto de la vertical

Mvolc	-8969.964	KN·m	Momento volcador de las acciones
Mest	8613	KN·m	Momento estabilizador de las acciones
VUELCO RÍGIDO			

Tabla 87. Comprobación frente a vuelco rígido para la combinación de acciones característica en el Estribo Derecho

4.3.4.1.2. Combinación casi-permanente

COMPROBACIÓN FRENTE AL VUELCO			
Hcálculo	2583.501354	KN	Resultante horizontal de cálculo
H	600.81	KN	Resultante horizontal del empuje de tierras
Fd	4.3		Coefficiente de seguridad
tg δ_b	0.122815672		Desviación real de carga respecto de la vertical
tg δ_b cálculo	0.52810739		Desviación de cálculo de carga respecto de la vertical

Mvolc	-8611.67118	KN·m	Momento volcador de las acciones
Mest	8561	KN·m	Momento estabilizador de las acciones
VUELCO RÍGIDO			

Tabla 88. Comprobación frente a vuelco rígido para la combinación de acciones casi-permanente en el Estribo Derecho

4.3.4.1.3. Combinación accidental

COMPROBACIÓN FRENTE AL VUELCO			
Hcálculo	2850.11727	KN	Resultante horizontal de cálculo
H	695.15	KN	Resultante horizontal del empuje de tierras
Fd	4.1		Coefficiente de seguridad
tg δ_b	0.129643893		Desviación real de carga respecto de la vertical
tg δ_b cálculo	0.531539961		Desviación de cálculo de carga respecto de la vertical

Mvolc	-9593.53199	KN·m	Momento volcador de las acciones
Mest	9383.5	KN·m	Momento estabilizador de las acciones
VUELCO RÍGIDO			

Tabla 89. Comprobación frente a vuelco rígido para la combinación de acciones accidental en el Estribo Derecho

4.3.4.2. Seguridad frente a vuelco plástico

A continuación se muestran los resultados obtenidos para cada una de las combinaciones frente a vuelco plástico. Como se puede observar en las siguientes tablas, se garantiza en todos los casos la seguridad frente a vuelco plástico requerida por la Guía.

4.3.4.2.1. Combinación característica

La comprobación frente a vuelco plástico para la combinación característica para una zapata de dimensiones efectivas 3 x 6 m no se verifica. Los resultados obtenidos son los siguientes:

COMPROBACIÓN FRENTE AL VUELCO			
Hcalculo	1394.244404	KN	Resultante horizontal de cálculo
H	1072.50	KN	Resultante horizontal del empuje de tierras
Fd	1.3		Coefficiente de seguridad
tg δb	0.186780859		Desviación real de carga respecto de la vertical
tg δb cálculo	0.242815117		Desviación de cálculo de carga respecto de la vertical
Mvolc	-4858.7305	KN·m	Momento volcador de las acciones
Mest	8613	KN·m	Momento estabilizador de las acciones
NO HAY VUELCO RÍGIDO			
pvh	825.14	Kpa	Carga de hundimiento neta en función del coef. de seguridad
d	0.653826106	m	Excentricidad del sistema de fuerzas
B*	1.307652213	m	Ancho efectivo en función del coef. de seguridad
Pvt	731.8459685	Kpa	Presión transmitida neta en función del coef. de seguridad
COMBINACIÓN	CARACTERÍSTICA		
VUELCO PLÁSTICO			

Tabla 90. Coeficiente de seguridad frente a vuelco plástico para la combinación característica en el Estribo Derecho

CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO DE LA CIMENTACIÓN DEL ESTRIBO DERECHO SEGÚN LA GUÍA DE CIMENTACIONES			
q	57.000	Kpa	Valor de la sobrecarga de tierras a considerar en la formulación analítica de Brinch-Hansen
Nq	13.474	adim	Factor de capacidad de carga 1
dq	1.000	adim	Factor 1 que tiene en cuenta la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo
iq	0.572	adim	Factor 1 de inclinación de las cargas
sq	1.118	adim	Factor 1 para la consideración de la forma de la cimentación
tq	1.000	adim	Factor 1 de efecto de la proximidad de la cimentación a un talud
rq	1.000	adim	Factor 1 de inclinación del plano de cimentación
Nc	24.850	adim	Factor de capacidad de carga 2
dc	1.000	adim	Factor 2 que tiene en cuenta la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo
ic	0.538	adim	Factor 2 de inclinación de las cargas
sc	1.118	adim	Factor 2 para la consideración de la forma de la cimentación
tc	1.000	adim	Factor 2 de efecto de la proximidad de la cimentación a un talud
rc	1.000	adim	Factor 2 de inclinación del plano de cimentación
B*	1.308	m	Ancho efectivo de la zapata
Ny	12.817	adim	Factor de capacidad de carga 3
dy	1.000	dim	Factor 3 que tiene en cuenta la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo
iy	0.434	adim	Factor 3 de inclinación de las cargas
sy	0.935	adim	Factor 3 para la consideración de la forma de la cimentación
ty	1.000	adim	Factor 3 de efecto de la proximidad de la cimentación a un talud
ry	1.000	adim	Factor 3 de inclinación del plano de cimentación
L'	6.000	m	Longitud efectiva de la zapata
qh	825.14	KN/m2	CARGA DE HUNDIMIENTO DE LA ZAPATA POR LA GUÍA DE CIMENTACIONES

Tabla 91. Carga de hundimiento para un factor de seguridad de 1.3 frente a vuelco plástico para la combinación característica en el Estribo Derecho

Puesto que no se cumple el Estado Límite frente a vuelco plástico, se aumentan las dimensiones efectivas de zapata a 3.5 x 7 m, obteniendo los siguientes resultados.

COMPROBACIÓN FRENTE AL VUELCO			
Hcalculo	1715.993112	KN	Resultante horizontal de cálculo
H	1072.50	KN	Resultante horizontal del empuje de tierras
Fd	1.6		Coefficiente de seguridad
tg δb	0.186780859		Desviación real de carga respecto de la vertical
tg δb cálculo	0.298849375		Desviación de cálculo de carga respecto de la vertical
Mvolc	-5979.976	KN·m	Momento volcador de las acciones
Mest	10048.5	KN·m	Momento estabilizador de las acciones
NO HAY VUELCO RÍGIDO			
pvh	703.32	Kpa	Carga de hundimiento neta en función del coef. de seguridad
d	0.708555208	m	Excentricidad del sistema de fuerzas
B*	1.417110415	m	Ancho efectivo en función del coef. de seguridad
Pvt	578.8438962	Kpa	Presión transmitida neta en función del coef. de seguridad
COMBINACIÓN	CARACTERÍSTICA		
VUELCO PLÁSTICO			

Tabla 92. Coeficiente de seguridad frente a vuelco plástico para la combinación característica en el Estribo Derecho para una zapata de 3.5 x 7 m

CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO DE LA CIMENTACIÓN DEL ESTRIBO DERECHO SEGÚN LA GUÍA DE CIMENTACIONES

q	57.000	Kpa	Valor de la sobrecarga de tierras a considerar en la formulación analítica de Brinch-Hansen
Nq	13.474	adim	Factor de capacidad de carga 1
dq	1.000	adim	Factor 1 que tiene en cuenta la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo
iq	0.495	adim	Factor 1 de inclinación de las cargas
sq	1.110	adim	Factor 1 para la consideración de la forma de la cimentación
tq	1.000	adim	Factor 1 de efecto de la proximidad de la cimentación a un talud
rq	1.000	adim	Factor 1 de inclinación del plano de cimentación
Nc	24.850	adim	Factor de capacidad de carga 2
dc	1.000	adim	Factor 2 que tiene en cuenta la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo
ic	0.454	adim	Factor 2 de inclinación de las cargas
sc	1.110	adim	Factor 2 para la consideración de la forma de la cimentación
tc	1.000	adim	Factor 2 de efecto de la proximidad de la cimentación a un talud
rc	1.000	adim	Factor 2 de inclinación del plano de cimentación
B*	1.417	m	Ancho efectivo de la zapata
Ny	12.817	adim	Factor de capacidad de carga 3
dy	1.000	dim	Factor 3 que tiene en cuenta la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo
iy	0.345	adim	Factor 3 de inclinación de las cargas
sy	0.939	adim	Factor 3 para la consideración de la forma de la cimentación
ty	1.000	adim	Factor 3 de efecto de la proximidad de la cimentación a un talud
ry	1.000	adim	Factor 3 de inclinación del plano de cimentación
L'	7.000	m	Longitud efectiva de la zapata

qh	703.32	KN/m2	CARGA DE HUNDIMIENTO DE LA ZAPATA POR LA GUÍA DE CIMENTACIONES
----	--------	-------	--

Tabla 93. Carga de hundimiento para un factor de seguridad de 1.6 frente a vuelco plástico para la combinación característica en el Estribo Derecho

4.3.4.2.2. Combinación casi-permanente

COMPROBACIÓN FRENTE AL VUELCO			
Hcalculo	1502.035671	KN	Resultante horizontal de cálculo
H	600.81	KN	Resultante horizontal del empuje de tierras
Fd	2.5		Coefficiente de seguridad
tg δb	0.122815672		Desviación real de carga respecto de la vertical
tg δb cálculo	0.30703918		Desviación de cálculo de carga respecto de la vertical
Mvolc	-5006.78557	KN·m	Momento volcador de las acciones
Mest	8561	KN·m	Momento estabilizador de las acciones
NO HAY VUELCO RÍGIDO			
pvh	689.43	Kpa	Carga de hundimiento neta en función del coef. de seguridad
d	0.726536065	m	Excentricidad del sistema de fuerzas
B*	1.45307213	m	Ancho efectivo en función del coef. de seguridad
Pvt	480.9514464	Kpa	Presión transmitida neta en función del coef. de seguridad
COMBINACIÓN	CASI-PERMANENTE		
VUELCO PLÁSTICO			

Tabla 94. Coeficiente de seguridad frente a vuelco plástico para la combinación casi-permanente en el Estribo Derecho

CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO DE LA CIMENTACIÓN DEL ESTRIBO DERECHO SEGÚN LA GUÍA DE CIMENTACIONES

q	57.000	Kpa	Valor de la sobrecarga de tierras a considerar en la formulación analítica de Brinch-Hansen
Nq	13.474	adim	Factor de capacidad de carga 1
dq	1.000	adim	Factor 1 que tiene en cuenta la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo
iq	0.484	adim	Factor 1 de inclinación de las cargas
sq	1.113	adim	Factor 1 para la consideración de la forma de la cimentación
tq	1.000	adim	Factor 1 de efecto de la proximidad de la cimentación a un talud
rq	1.000	adim	Factor 1 de inclinación del plano de cimentación
Nc	24.850	adim	Factor de capacidad de carga 2
dc	1.000	adim	Factor 2 que tiene en cuenta la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo
ic	0.442	adim	Factor 2 de inclinación de las cargas
sc	1.113	adim	Factor 2 para la consideración de la forma de la cimentación
tc	1.000	adim	Factor 2 de efecto de la proximidad de la cimentación a un talud
rc	1.000	adim	Factor 2 de inclinación del plano de cimentación
B*	1.453	m	Ancho efectivo de la zapata
Ny	12.817	adim	Factor de capacidad de carga 3
dy	1.000	dim	Factor 3 que tiene en cuenta la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo
iy	0.333	adim	Factor 3 de inclinación de las cargas
sy	0.938	adim	Factor 3 para la consideración de la forma de la cimentación
ty	1.000	adim	Factor 3 de efecto de la proximidad de la cimentación a un talud
ry	1.000	adim	Factor 3 de inclinación del plano de cimentación
L'	7.000	m	Longitud efectiva de la zapata

qh	689.43	KN/m2	CARGA DE HUNDIMIENTO DE LA ZAPATA POR LA GUÍA DE CIMENTACIONES
----	--------	-------	--

Tabla 95. Carga de hundimiento para un factor de seguridad de 2.5 frente a vuelco plástico para la combinación casi-permanente en el Estribo Derecho

4.3.4.2.3. Combinación accidental

COMPROBACIÓN FRENTE AL VUELCO			
Hcalculo	1807.39144	KN	Resultante horizontal de cálculo
H	695.15	KN	Resultante horizontal del empuje de tierras
Fd	2.6		Coefficiente de seguridad
tg δb	0.129643893		Desviación real de carga respecto de la vertical
tg δb cálculo	0.337074122		Desviación de cálculo de carga respecto de la vertical
Mvolc	-6083.70321	KN·m	Momento volcador de las acciones
Mest	9383.5	KN·m	Momento estabilizador de las acciones
NO HAY VUELCO RÍGIDO			
pvh	613.60	Kpa	Carga de hundimiento neta en función del coef. de seguridad
d	0.615404101	m	Excentricidad del sistema de fuerzas
B*	1.230808202	m	Ancho efectivo en función del coef. de seguridad
Pvt	622.3552939	Kpa	Presión transmitida neta en función del coef. de seguridad
COMBINACIÓN	ACCIDENTAL		
VUELCO PLÁSTICO			

Tabla 96. Coeficiente de seguridad frente a vuelco plástico para la combinación accidental en el Estribo Derecho

CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO DE LA CIMENTACIÓN DEL ESTRIBO DERECHO SEGÚN LA GUÍA DE CIMENTACIONES

q	57.000	Kpa	Valor de la sobrecarga de tierras a considerar en la formulación analítica de Brinch-Hansen
Nq	13.474	adim	Factor de capacidad de carga 1
dq	1.000	adim	Factor 1 que tiene en cuenta la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo
iq	0.446	adim	Factor 1 de inclinación de las cargas
sq	1.095	adim	Factor 1 para la consideración de la forma de la cimentación
tq	1.000	adim	Factor 1 de efecto de la proximidad de la cimentación a un talud
rq	1.000	adim	Factor 1 de inclinación del plano de cimentación
Nc	24.850	adim	Factor de capacidad de carga 2
dc	1.000	adim	Factor 2 que tiene en cuenta la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo
ic	0.402	adim	Factor 2 de inclinación de las cargas
sc	1.095	adim	Factor 2 para la consideración de la forma de la cimentación
tc	1.000	adim	Factor 2 de efecto de la proximidad de la cimentación a un talud
rc	1.000	adim	Factor 2 de inclinación del plano de cimentación
B*	1.231	m	Ancho efectivo de la zapata
Ny	12.817	adim	Factor de capacidad de carga 3
dy	1.000	dim	Factor 3 que tiene en cuenta la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo
iy	0.291	adim	Factor 3 de inclinación de las cargas
sy	0.947	adim	Factor 3 para la consideración de la forma de la cimentación
ty	1.000	adim	Factor 3 de efecto de la proximidad de la cimentación a un talud
ry	1.000	adim	Factor 3 de inclinación del plano de cimentación
L'	7.000	m	Longitud efectiva de la zapata

qh	613.60	KN/m2	CARGA DE HUNDIMIENTO DE LA ZAPATA POR LA GUÍA DE CIMENTACIONES
----	--------	-------	--

Tabla 97. Carga de hundimiento para un factor de seguridad de 2.6 frente a vuelco plástico para la combinación accidental en el Estribo Derecho

4.3.5. Estimación de movimientos

Para las dimensiones de zapata efectivas establecidas, los asientos producidos calculados mediante el modelo elástico son los mostrados a continuación. Se puede apreciar que dichos valores no superan el valor límite de asiento admisible establecido por la Guía, siendo este de 2.50 cm. De esta forma, queda garantizado el Estado Límite de Deformación para las zapatas aisladamente. Se requerirá una posterior verificación del asiento diferencial para garantizar dicho Estado Límite.

4.3.5.1. Combinación característica

CÁLCULO DEL ASIENTO ELÁSTICO

B*	3.5	m	Ancho efectivo de la zapata
L*	7	m	Longitud efectiva de la zapata
E eq	17150.40	Kpa	Módulo de elasticidad equivalente
p	284.37	KPa	Presión transmitida por la cimentación
A	24.5	m2	Área del apoyo de cimentación
a	2.792596	m	Radio de la cimentación circular equivalente

TIPO DE TERRENO	Z (m)	Z.m (m)	α (rad)	$\Delta\sigma$ (Kpa)	hi (m)	E (Kpa)	E/ $\Delta\sigma$	K ₃₀ kg/cm3
ARENAS	0	0	0	0	0	0	0	0
LIMOS ARENOSOS	0.8	0.4	1.4285281	283.55675	0.8	17500	0.0162032	12
LIMOS ARENOSOS CON COSTRAS CALCÁREAS	3.1	1.95	0.9611229	231.00496	2.3	17500	0.0132003	12
LIMOS ARENOSOS	4.5	3.8	0.6337628	135.57877	1.4	17500	0.0077474	12
LIMOS ARCILLOSOS	5.7	5.1	0.500974	92.478548	1.2	12500	0.0073983	8
COSTRA CALCÁREA	6.2	5.95	0.4388233	73.412974	0.5	17500	0.004195	8
LIMOS ARENOSOS	7.4	6.8	0.3896757	59.280341	1.2	17500	0.0033874	12
LIMOS ARCILLOSOS	8.2	7.8	0.3438062	47.06011	0.8	12500	0.0037648	12
LIMOS ARENOSOS CON COSTRA CALCÁREA	8.5	8.35	0.3227486	41.812851	0.3	17500	0.0023893	40
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	9.4	8.95	0.3024492	36.991425	0.9	17500	0.0021138	12
LIMOS CON ARENAS Y GRAVAS	11.1	10.25	0.2659925	28.959081	1.7	35000	0.0008274	12
COSTRA CALCÁREA	11.4	11.25	0.2433128	24.39509	0.3	17500	0.001394	12
LIMOS CON ARENAS Y GRAVAS	12.1	11.75	0.2333386	22.49832	0.7	35000	0.0006428	12

ASIENTO MÉTODO ELÁSTICO	1.66	cm
-------------------------	------	----

Tabla 98. Asiento para la combinación característica con unas dimensiones efectivas de zapata de 3.5 x 7 m en el Estribo Derecho

4.3.5.2. Combinación casi-permanente

CÁLCULO DEL ASIENTO ELÁSTICO								
B*	3.5	m	Ancho efectivo de la zapata					
L*	7	m	Longitud efectiva de la zapata					
E eq	17150.40	Kpa	Módulo de elasticidad equivalente					
p	249.67	KPa	Presión transmitida por la cimentación					
A	24.5	m2	Área del apoyo de cimentación					
a	2.792596	m	Radio de la cimentación circular equivalente					

TIPO DE TERRENO	Z (m)	Z.m (m)	α (rad)	$\Delta\sigma$ (Kpa)	hi (m)	E (Kpa)	E/ $\Delta\sigma$	K ₃₀ kg/cm3
ARENAS	0	0	0	0	0	0	0	0
LIMOS ARENOSOS	0.8	0.4	1.4285281	248.96177	0.8	17500	0.0142264	12
LIMOS ARENOSOS CON COSTRAS CALCÁREAS	3.1	1.95	0.961229	202.82149	2.3	17500	0.0115898	12
LIMOS ARENOSOS	4.5	3.8	0.6337628	119.03766	1.4	17500	0.0068022	12
LIMOS ARCILLOSOS	5.7	5.1	0.500974	81.19582	1.2	12500	0.0064957	8
COSTRA CALCÁREA	6.2	5.95	0.4388233	64.456317	0.5	17500	0.0036832	8
LIMOS ARENOSOS	7.4	6.8	0.3896757	52.047918	1.2	17500	0.0029742	12
LIMOS ARCILLOSOS	8.2	7.8	0.3438062	41.318601	0.8	12500	0.0033055	12
LIMOS ARENOSOS CON COSTRA CALCÁREA	8.5	8.35	0.3227486	36.711528	0.3	17500	0.0020978	40
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	9.4	8.95	0.3024492	32.478333	0.9	17500	0.0018559	12
LIMOS CON ARENAS Y GRAVAS	11.1	10.25	0.2659925	25.425965	1.7	35000	0.0007265	12
COSTRA CALCÁREA	11.4	11.25	0.2433128	21.418798	0.3	17500	0.0012239	12
LIMOS CON ARENAS Y GRAVAS	12.1	11.75	0.2333386	19.753441	0.7	35000	0.0005644	12

ASIENTO MÉTODO ELÁSTICO	1.46	cm
-------------------------	------	----

Tabla 99. Asiento para la combinación casi-permanente con unas dimensiones efectivas de zapata de 3.5 x 7 m en el Estribo Derecho

4.3.5.3. Combinación accidental

CÁLCULO DEL ASIENTO ELÁSTICO								
B*	3.5	m	Ancho efectivo de la zapata					
L*	7	m	Longitud efectiva de la zapata					
E eq	17150.40	Kpa	Módulo de elasticidad equivalente					
p	268.86	KPa	Presión transmitida por la cimentación					
A	24.5	m2	Área del apoyo de cimentación					
a	2.792596	m	Radio de la cimentación circular equivalente					

TIPO DE TERRENO	Z (m)	Z.m (m)	α (rad)	$\Delta\sigma$ (Kpa)	hi (m)	E (Kpa)	E/ $\Delta\sigma$	K ₃₀ kg/cm3
ARENAS	0	0	0	0	0	0	0	0
LIMOS ARENOSOS	0.8	0.4	1.4285281	268.09076	0.8	17500	0.0153195	12
LIMOS ARENOSOS CON COSTRAS CALCÁREAS	3.1	1.95	0.961229	218.40529	2.3	17500	0.0124803	12
LIMOS ARENOSOS	4.5	3.8	0.6337628	128.18392	1.4	17500	0.0073248	12
LIMOS ARCILLOSOS	5.7	5.1	0.500974	87.434505	1.2	12500	0.0069948	8
COSTRA CALCÁREA	6.2	5.95	0.4388233	69.408821	0.5	17500	0.0039662	8
LIMOS ARENOSOS	7.4	6.8	0.3896757	56.047022	1.2	17500	0.0032027	12
LIMOS ARCILLOSOS	8.2	7.8	0.3438062	44.493318	0.8	12500	0.0035595	12
LIMOS ARENOSOS CON COSTRA CALCÁREA	8.5	8.35	0.3227486	39.53226	0.3	17500	0.002259	40
LIMOS ARENOSOS BLANDOS	9.4	8.95	0.3024492	34.973808	0.9	17500	0.0019985	12
LIMOS CON ARENAS Y GRAVAS	11.1	10.25	0.2659925	27.37957	1.7	35000	0.0007823	12
COSTRA CALCÁREA	11.4	11.25	0.2433128	23.064512	0.3	17500	0.001318	12
LIMOS CON ARENAS Y GRAVAS	12.1	11.75	0.2333386	21.271198	0.7	35000	0.0006077	12

ASIENTO MÉTODO ELÁSTICO	1.57	cm
-------------------------	------	----

Tabla 100. Asiento para la combinación accidental con unas dimensiones efectivas de zapata de 3.5 x 7 m en el Estribo Derecho

4.3.6. Asiento diferencial

Los asientos obtenidos para las diferentes combinaciones en el Estribo Izquierdo, Estribo Derecho y Apoyo central, se recogen en la siguiente tabla, además de las limitaciones máximas establecidas por la Guía.

Combinación	Estribo Izquierdo	Apoyo Central	Estribo Derecho	Máximo Asiento Diferencial	Limitación (L/500)
Característica	2.05	2.40	1.66	0.74	10.8
Casi-permanente	1.63	1.36	1.46	0.27	10.8
Accidental	1.74	1.70	1.57	0.17	10.8

Tabla 101. Comprobación del Asiento Diferencial en cm

5. DISEÑO Y COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

5.1. APOYO CENTRAL

El apoyo central se realiza en la mediana de la autopista Ma-19, donde por limitaciones de espacio la cimentación no puede extenderse más de 7 x 7 m de base. Las dimensiones de la pila y la cimentación son las siguientes, donde en los siguientes apartados se verificará la resistencia estructural del mismo.

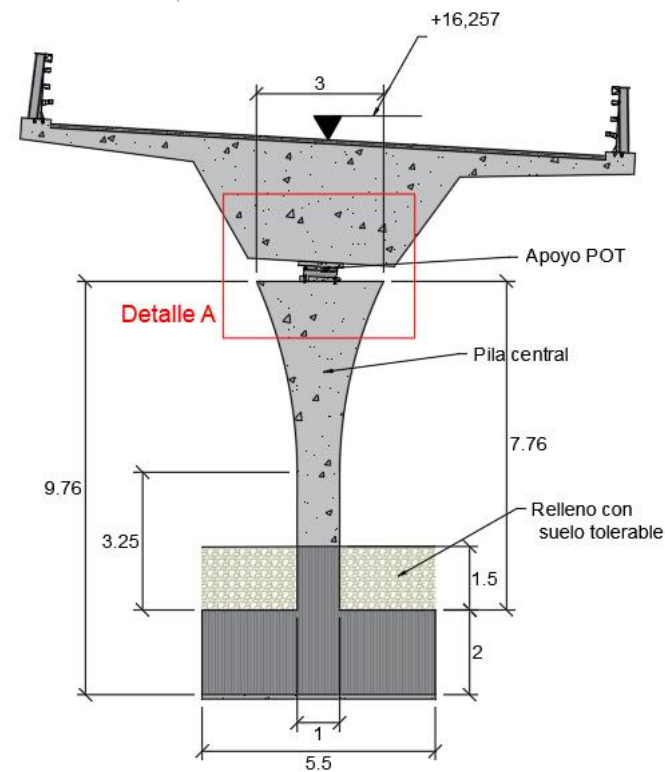


Figura 5. Vista transversal del Apoyo Central

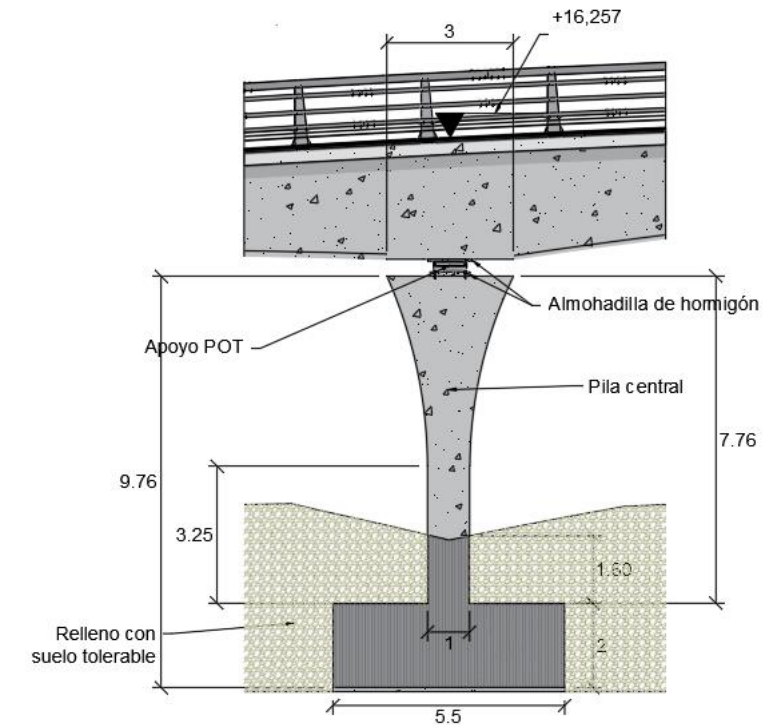


Figura 6. Alzado del Apoyo Central.

5.1.1. Diseño y comprobación de la pila

5.1.1.1. Esfuerzos de dimensionamiento

La pila se encuentra sometida en el peor de los casos a un esfuerzo axial de compresión de 17386 KN. La sección de la pila es variable a lo largo de su longitud, de 9 m² a 1 m², de sección cuadrada con remaches en las esquinas conforme se acerca a la cimentación

5.1.1.2. Selección de armado

El hormigón, prácticamente resiste en su totalidad el axil de compresión. La fuerza que puede llegar a resistir la pila, suponiendo la sección menor como representativa, es de:

$$F_{resistente} = f_{cd} \cdot S = 16667 \text{ KPa} \cdot 1 \text{ m}^2 = 16667 \text{ KN} \geq 15394 \text{ KN}$$

No obstante, por cuestiones constructivas, se dispone de la cuantía mínima geométrica establecida en el apartado 42.3.5 de la EHE-08. Se debe disponer una cuantía mínima geométrica del 4‰ de la sección bruta, únicamente por cuestiones constructivas. Para establecer dicha cuantía, se toma como referencia un área promedio de referencia de 1 m², con el fin de no establecer un armado excesivo.

De esta forma, la cuantía de armadura a disponer es de 40 cm². Entre la posible gama de redondos, se escogen redondos del 10, empleando 51 barras del mismo. Con ello se garantiza el cumplimiento de las separaciones máximas y mínimas de armado.

La separación mínima es limitante en la sección inferior, de menor sección. La separación entre barras en la sección inferior es de 7,8 cm, mientras que en la sección superior es de 23 cm.

La separación mínima debe ser superior a:

- 20 mm
- 10 mm
- $1.25 \cdot 20 = 25$ mm

La separación máxima debe ser menor a 30 cm, tal como indica la norma.

En ninguno de los casos se incumplen dichas limitaciones en cuanto a la separación de barras, por lo que se dispondrán 51Ø10 distribuidos homogéneamente a lo largo del perímetro de la pila.

5.1.1.1. Cargas concentradas sobre la pila

La transmisión de las cargas del tablero a las subestructuras se realiza mediante apoyos elastoméricos, que concentran la carga en la pila central y estribos. Para el cálculo de la misma se seguirá lo establecido en el Artículo 61 de la EHE-08.

Las cargas concentradas constituyen una región D, por lo que el método de análisis debe establecerse mediante un modelo de elementos finitos o un modelo de bielas y tirantes equivalente. Para el cálculo se empleará el siguiente modelo de bielas y tirantes, para cargas centradas.

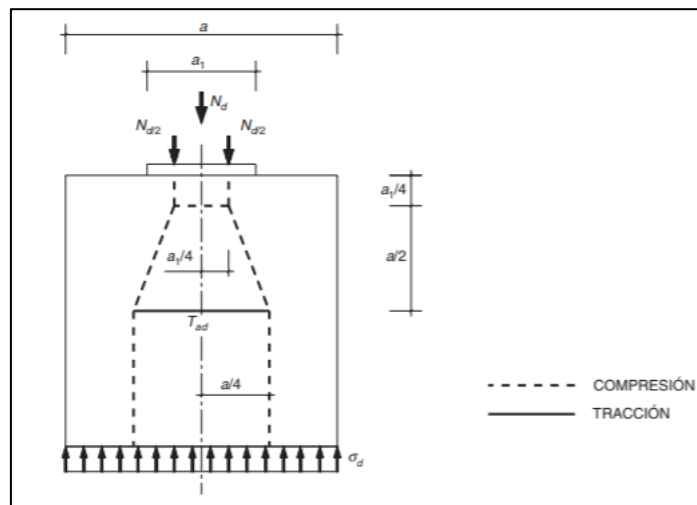


Figura 7. Modelo de bielas y tirantes empleado para el cálculo de las cargas concentradas en Estribos

Planteado el modelo, deben efectuarse la comprobación de los nudos y bielas y determinar la cuantía de armado producida en el tirante.

La comprobación de nudos y bielas debe verificar las siguientes expresiones:

$$N_d \leq A_{c1} \cdot f_{3cd}$$

$$f_{3cd} = \sqrt{\frac{A_c}{A_{c1}}} \cdot f_{cd} \leq 3.3 \cdot f_{cd}$$

En cuanto a la armadura a disponer para coser las tracciones de los tirantes, las expresiones para la obtención de las mismas son las mostradas a continuación.

$$A_{s,a} = \frac{0.25 \cdot N_d \cdot \left(\frac{a - a_1}{a}\right)}{f_{yd}}$$

$$A_{s,b} = \frac{0.25 \cdot N_d \cdot \left(\frac{b - b_1}{b}\right)}{f_{yd}}$$

De esta forma, los resultados obtenidos son los siguientes:

CÁLCULO DE CARGAS CONCENTRADAS			
Nd	17386	KN	Axil máximo actuante en el neopreno
Ac1	0.736857	m2	Área del neopreno
Ac	9	m2	Área de hormigón
fck	25	Mpa	Resistencia característica del hormigón
fyk	400	MPa	Resistencia característica del acero
fyd	347.83	MPa	Resistencia de cálculo del acero
fcd	16.67	MPa	Resistencia de cálculo del hormigón
f3cd	55	MPa	Tensión Límite de compresión en las bielas
CUMPLE			
a	3	m	Dimensión del paramento de hormigón paralela a la directriz del tablero
a1	0.891	m	Dimensión del neopreno paralela a la directriz del tablero
b	3	m	Dimensión del paramento de hormigón ortogonal a la directriz del tablero
b1	0.827	m	Dimensión del neopreno ortogonal a la directriz del tablero
Tad	3055.59	KN	Tracción paralela a la arista a
Tab	3148.31	KN	Tracción paralela a la arista b
As,a	87.85	cm2	Armadura necesaria paralela a la arista a
As,b	90.51	cm2	Armadura necesaria paralela a la arista b

As,a		As,b	
Ø	nº barras	Ø	nº barras
6	311	6	321
8	175	8	181
10	112	10	116
12	78	12	81
16	44	16	46
20	28	20	29
25	18	25	19
32	11	32	12
40	7	40	8

Tabla 102. Armadura a disponer por el efecto de las cargas concentradas en la pila

La armadura de tracción se debe repartir homogéneamente a 2.25 m de la cara superior de la pila.

5.1.2. Diseño y comprobación de la cimentación

El apoyo central se compone de una zapata cuadrada de 5.5 x 5.5 m y 2 m de canto. Por limitaciones de espacio en la mediana, las dimensiones de la zapata no pueden verse ampliadas en gran medida. En los siguientes apartados se diseña y comprueba estructuralmente la cimentación del apoyo intermedio.

5.1.2.1. Clasificación estructural de la cimentación

Para cada dirección principal de esfuerzos de la cimentación se debe clasificar según los siguientes límites, que establecen la diferencia de comportamiento estructural de la cimentación.

$$V_{max} \leq 2h \quad \text{ZAPATA RÍGIDA}$$

$$V_{max} > 2h \quad \text{ZAPATA FLEXIBLE}$$

Como criterio de diseño, las zapatas flexibles son más económicas que las zapatas rígidas. Sin embargo, por la cuestión anterior de limitación de espacio en la mediana y que el arranque del pilar por cuestiones de punzonamiento debe mantener la sección de 1 x 1 m, resulta prácticamente inviable realizar un diseño de zapata flexible.

En definitiva, se mantienen las dimensiones obtenidas frente a las comprobaciones geotécnicas.

Dimensiones:			
B	5.5	m	Base de la cimentación
H	1.5	m	Canto de la cimentación
a	1	m	Ancho del pilar en función del eje de flexión de la cimentación
d	2.75	m	Distancia desde el eje del pilar a la cara exterior de la cimentación
V derecha	2.25	m	Vuelo derecho
V izquierda	2.25	m	Vuelo izquierdo

ZAPATA RÍGIDA

Tabla 103. Clasificación del comportamiento estructural de la cimentación del Apoyo Central

5.1.2.2. Cálculo de esfuerzos de las bielas y tirantes

La cimentación recibe únicamente un esfuerzo axial de compresión centrado. El modelo de bielas y tirantes representativo para dicho caso es el siguiente:

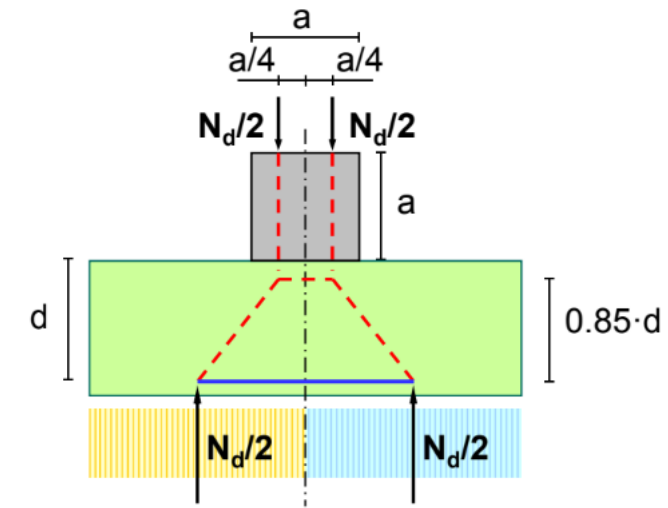


Figura 8. Modelo de bielas y tirantes a aplicar en la cimentación del Apoyo Central

Definido el modelo, se obtienen las tracciones de los tirantes y compresiones de las bielas según las siguientes expresiones:

$$T_d = \frac{N_d/2 \cdot (b/2 - a/2)}{0.85 \cdot d}$$

$$C_1 = T_d / \cos \theta \quad C_2 = T_d$$

$$\tan \theta = \frac{0.85 \cdot d}{(b/4 - a/4)}$$

Obtenidos los esfuerzos en las bielas y tirantes, se deben estimar las áreas actuantes de las mismas y comprobar las tensiones en las zonas nodales. La comprobación de la zona nodal se realiza conforme al artículo 40.4 de la EHE-08.

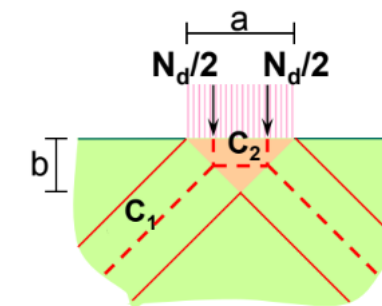


Figura 9. Comprobación tensional en la zona nodal del Apoyo Central

Planteado el modelo, las tensiones resultantes son las siguientes:

$$\sigma_I = \frac{N_d/2}{a/2}$$
$$\sigma_{II} = \frac{C_2}{b}$$

Se debe comprobar que las bielas de hormigón no sobrepasen su capacidad resistente. Las limitaciones tensionales para la comprobación de las bielas se definen en el apartado 40.3 de la *EHE-08*, siendo las siguientes:

- Cuando existen fisuras paralelas a las bielas

$$f_{1cd} = 0.70 \cdot f_{cd}$$

- Bielas de hormigón en zonas de compresión uniaxial

$$f_{1cd} = f_{cd}$$

De esta forma, los resultados obtenidos de cálculo son los siguientes:

ZAPATA RÍGIDA			
d	1.70	m	Canto útil de la zapata
Td	11505.44	KN	Tracción del cordón inferior
C1	14420.24	KN	Compresión del biela oblicua
θ	0.65	rad	Ángulo que forman las bielas inclinadas respecto la horizontal
C2	11505.44	KN	Biela de compresión superior
σ_1	17.39	Mpa	Tensión en las bielas de compresión oblicuas
σ_2	16.27	MPa	Tensión en la biela de compresión superior
f1cd	16.33	Mpa	Resistencia de cálculo cuando existen fisuras paralelas a las bielas
fcd	23.33	Mpa	Resistencia de cálculo para zonas de compresión uniaxial
CUMPLE			

Tabla 104. Comprobación de la resistencia de las bielas de compresión.

Como se puede observar, el hormigón resiste la compresión generada por las bielas. Para resistir dichas compresiones, se deben disponer hormigones de resistencia característica 35 o superior.

5.1.2.3. Determinación del armado y disposiciones relativas

La armadura a disponer debe coser las tracciones del tirante inferior en ambas direcciones. La cuantía de cálculo se obtiene de la siguiente forma:

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}}$$

Donde:

- T_d Tracción del tirante
- f_{yd} Resistencia de cálculo de la armadura pasiva. Adoptar un valor inferior a 400 Mpa

Obtenida la cuantía de cálculo, se comprueba la cuantía mínima geométrica propuesta por la *EHE-08*, siendo de 0.0009 ‰ de la sección bruta de hormigón para aceros B500S. No obstante, Calavera recomienda adoptar 0.0015 ‰ de la sección bruta. Entre ambos valores, se adopta el más restrictivo, con el fin de quedar del lado de la seguridad.

Los resultados de cálculo obtenidos son los siguientes:

CUANTÍA A DISPONER			
As	287.64	cm2	Cuantía necesaria por cálculo
As min	165.00	cm 2	Cuantía mínima a disponer
$\rho_{Calavera}$	0.0015	adim	Cuantía mínima propuesta por Calavera en ‰ referida siobre el área de la sección bruta
$\rho_{geométrica}$	0.0009	adim	Cuantía mínima geométrica propuesta por la EHE-08
Separación	3.7	cm	Separación entre barras
la	50	cm	Longitud de anclaje de las barras
Φ	nº barras	DISPOSICIÓN FINAL DE ARMADO	
20	92		

As	
Φ	nº barras
6	1018
8	573
10	367
12	255
16	144
20	92
25	59
32	36
40	23

Tabla 105. Armadura a disponer en la zapata del Apoyo Central

Siguiendo las recomendaciones establecidas en el artículo 59.4.1.1 de la *EHE-08*, la armadura se dispondrá sin reducción , a lo largo de toda la longitud de la zapata y se anclará conforme a los criterios establecidos en el artículo 69. Con el fin de quedar del lado de la seguridad, se anclará de manera verticalmente en los extremos de la zapata empleando la longitud básica de anclaje, sin reducción.

Siguiendo dichas recomendaciones, se realizará el anclaje mediante barras transversales soldadas, siendo éste especialmente recomendado para cimentaciones rígidas.

Se dispondrá el mismo número de armaduras de espera del mismo diámetro en la cimentación para un correcto funcionamiento de las armaduras en la pila. Puesto que no existen esfuerzos rasantes ni horizontales que comprometan la unión pila-zapata, las armaduras dispuestas son por facilidad constructiva y no por cálculo.

Para un correcto funcionamiento, se anclarán las barras de espera en la parte inferior de la zapata de forma horizontal, por encima de la armadura inferior dispuesta, con una longitud de anclaje de 150 mm para barras de 6 mm de diámetro. La espera de conexión con el pilar corresponde a la longitud de solapo, siendo ésta de 150 mm para barras trabajando a compresión en cualquiera de los casos.

5.2. ESTRIBO IZQUIERDO

5.2.1. Descripción de las partes que lo componen

El estribo izquierdo corresponde a un estribo cerrado con aletas en voladizo. Las partes que lo componen se muestran en las siguientes figura:



Figura 10. Alzado del Estribo Izquierdo

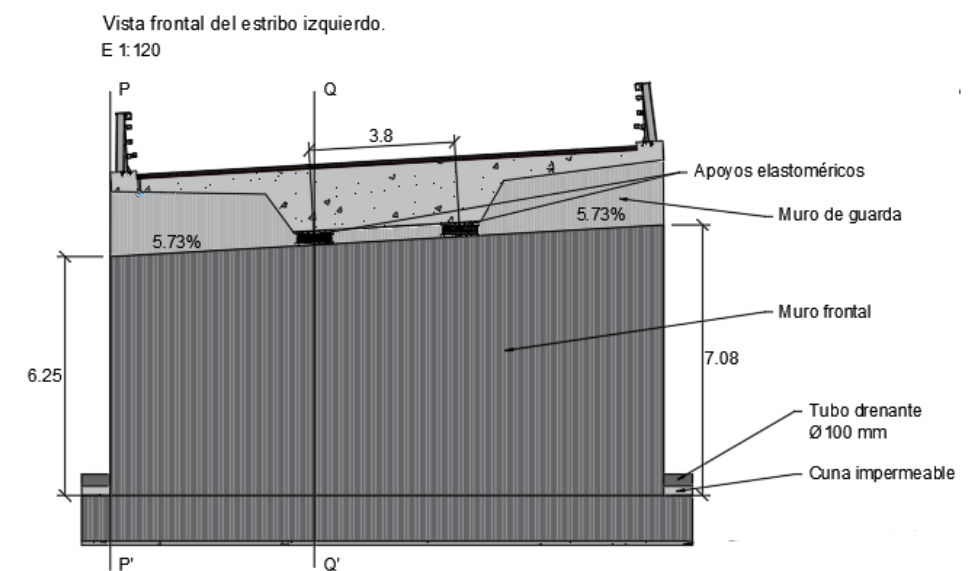


Figura 11. Vista frontal Estribo Izquierdo

5.2.2. Diseño y comprobación del muro frontal

El muro frontal recibe los siguientes esfuerzos:

ELU	Nd (KN)	Hd (KN)	Mt (KN·m)
Tablero	10595	300	14322

Tabla 106. Esfuerzos actuantes en el muro frontal. Estribo Izquierdo

ELS	Nd (kN)	Hd (kN)	Mt (kN·m)
Tablero	7482.35	102	7952.8

Tabla 107. Esfuerzos actuantes es servicio en el muro frontal. Estribo Izquierdo

ELU	Nd (KN)
Tablero	8880

Tabla 108. Esfuerzos actuantes en los apoyos. Cargas concentradas, Estribo Izquierdo

ELU	Nd (KN/m)	Hd (KN/m)	Mt (KN·m/m)
Empuje de tierras	---	486	1787.6

Tabla 109. Esfuerzos actuantes de agotamiento del terreno en el muro frontal del Estribo Izquierdo

ELS	Nd (KN/m)	Hd (KN/m)	M _E (KN·m/m)
Empuje de tierras	---	294.8	982.67

Tabla 110. Esfuerzos actuantes de servicio del terreno en el muro frontal del Estribo Izquierdo

5.2.2.1. Dimensionamiento del armado principal

5.2.2.1.1. Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales

Para el cálculo de la armadura pasiva a disponer, se realiza el cálculo por metro lineal de profundidad. De esta forma, el armado obtenido deberá extenderse sobre los 14.5 m de muro frontal.

CARACTERISTICAS DE DIMENSIONAMIENTO		
d'2	0.083	m
d2	1.217	m
d1	1.21	m
d'1	0.09	m
Xlim	0.75	m
X=∞	0.00	m
X+=∞	1.30	m
M1c(-∞)	0.00	KN*m
M2c(-∞)	0.00	KN*m
M1c(Xlim)	12698.89	KN*m
M2c(Xlim)	-3003.34	KN*m
M1c(+∞)	16986.67	KN*m
M2c(+∞)	-17199.00	KN*m
b	1.00	m
h	1.30	m
Md	1787.60	KN*m
Nd	730.70	KN
M1d	2196.792	KN*m
M2d	1373.2931	KN*m

CARACTERISTICAS ACERO Y HORMIGÓN		
E	210000	MPa
ϵ_{cu}	0.0035	

Tabla 111. Esfuerzos actuantes y Límites de las zonas de dimensionamiento para el muro frontal del Estribo Izquierdo

ARMADURA DE CÁLCULO. ZONAS DE DIMENSIONAMIENTO									
NO ZONA B			ZONA C			NO ZONA D			
A's	-44.83	cm2	A's	0	cm2	A's	-214.33	cm2	
As	28.03	cm2	As	26.39	cm2	As	89.32	cm2	
			x	0.100607		os	434.78	Mpa	
				2.924393		Ey	0.00217		
			F.N	0.100607	m	Ts	456.52	Mpa	
			Nc(Xo)	1877.99		σ's	434.78	Mpa	
			Mc(Xo)	-2196.792	KN*m	Ey'	0.00311		
						Ts'	653.27	MPa	
NO ZONA A			NO ZONA E			NO ZONA F			
RESISTE LA SECCIÓN DE HORMIGÓN SIN NECESIDAD DE ARMADURAS			A's	#¡NUM!	cm2	A's	-301.83	cm2	
			As	0	cm2	As	-379.03	cm2	
			x	#¡NUM!	m				
				#¡NUM!	m				
			F.N	#¡NUM!	m				

Tabla 112. Armadura de cálculo. Zonas de dimensionamiento. Muro frontal, Estribo Izquierdo

INCREMENTO DE TRACCIÓN ARMADURA LONG.			
ELEMENTOS CON ARMADURA DE CORTANTE			
AT	486.8174064	KN	
Vrd	486.00	KN	
θ	0.79	rad	
α	1.57	rad	
Vsu	-1.63	KN	
cotg θ	1		
cotg α	6.12574E-17		
AAs	11.19680035	cm2	
ELEMENTOS SIN ARMADURA DE CORTANTE			
Δt	486	KN	
ΔA_s	11.178	cm2	
¿LLEVA ARMADURA DE CORTANTE?			
NO			

Tabla 113. Incremento de armadura longitudinal originada por el cortante. Muro frontal Estribo, Izquierdo

TIPO	
4	
PILAR	1
LOSA	2
VIGA	3
MURO	4

CUANTÍAS MÍNIMAS GEOMÉTRICAS			
		TIPO DE ACERO	
		fyk=400	fyk=500
	PILARES	4	4
	LOSAS	2	1.8
	VIGAS	3.3	2.8
MUROS	ARM HORIZ	4	3.2
	ARM VERT	1.2	0.9

CUANTÍAS MÍNIMAS MECANICAS		
As	27.90666667	cm2
Ac	13000	cm2
Armadura para la cara de tracción en sección rectangular		

EN EL CASO DE QUE HAYA FLEXIÓN COMPUESTA		
A's	0.840305	cm2

MUROS VERT.		
As	11.7	cm2
A's	3.51	cm2

MUROS HORIZ.		
As	10	cm2
A's	10	cm2

LOSAS		
As	11.7	cm2
A's	11.7	cm2

LOSAS		
As	11.7	cm2/m
A's	11.7	cm2/m

VIGAS		
As	36.4	cm2
A's	10.92	cm2

PILARES		
As	52	cm2

5.2.2.1.2. Estado Límite de Agotamiento frente a Cortante

El cortante actuante en la base del muro es de 486 KN/m, inducido por el empuje de tierras. A continuación se realizarán las siguientes comprobaciones frente a cortante, según lo prescrito en el artículo 44 de la EHE-08.

- Agotamiento por compresión oblicua en el alma (V_{u1})
- Agotamiento por tracción en el alma (V_{u2})

En las siguientes tablas se muestran los resultados de cálculo obtenidos.

h	130.000	cm
b	100.000	cm
f _{yd}	434.783	N/mm ²
N _d	730700.000	N
A _s (comprimida)	3.676	cm ²
A _c	13000.000	cm ²
σ' _{cd}	0.562	N/mm ²
f _{cd}	23.333	N/mm ²
f _{1cd}	14.000	N/mm ²
b ₀	1000.000	mm
d	1.210	m
θ	45.000	0.79 rad
α	90.000	1.57 rad
K	1.024	-

V _{u1}	8674.033923	KN
V _{u1} red	8470	KN

¿CONTROL INDIRECTO DEL HORMIGÓN?	NO
----------------------------------	----

ξ	1.407	CUMPLE
ρ	0.003	CUMPLE
γ	1.500	
F _{cv}	35.000	MPa
β	1.000	
σ' _{cd}	0.562	
b ₀	1.000	m
d	1.210	m
A _s (traccionada)	40.212	cm ²

V _{cu}	487.63	KN
V _{cu} red	385.62	KN

Tabla 117. Comprobación V_{u1} . Muro frontal, Estribo Izquierdo

F _{ya,d}	400	MPa
-------------------	-----	-----

V _{su}	-1.63	KN
z	1.13	m
f _{ya,d}	400.00	Mpa
cotgθ	1.00	rad
cotgα	0.00	rad
senα	1.00	rad
A _α	-0.0000036	m ² /m
A _α	-0.0362647	cm ² /m

f _{ct,m}	3.210	Mpa
Armadura mínima	0.001070	m ² /m
Armadura mínima	10.70	cm ² /m

Arm tot cortante	NO NECESITA ARMADURA DE CORTANTE	m ² /m
------------------	----------------------------------	-------------------

Tabla 118. Comprobación V_{u2} . Muro frontal, Estribo Izquierdo

RESUMEN DE RESULTADOS			
V _{u1} (KN)	V _{u2} (KN)	V _{cu} (KN)	V _{su} (KN)
8674.033923	486.00	487.63	-1.63
CUMPLE			

ARMADURA (CM2/M)	SEPARACIÓN DE CERCOS (M)
NO NECESITA ARMADURA DE CORTANTE	-----

CERCOS	-----
--------	-------

Tabla 119. Resumen de resultados frente a cortante. Muro frontal, Estribo Izquierdo.

5.2.2.1.3. Estado Límite de Fisuración

Las pertinentes comprobaciones frente a fisuración se realizarán en la base del muro, siendo esta sección la más crítica a dichos efectos. Los cálculos iniciales se realizaron para un hormigón de resistencia característica de 30 MPa, cumpliendo la abertura de fisura establecida para el ambiente en cuestión. Sin embargo, por cuestiones de durabilidad, se decide eliminar la fisuración, debido a que las armaduras en contacto prácticamente directo con el terreno ven mermada su durabilidad. A continuación se muestran los resultados obtenidos para un hormigón de resistencia característica de 30 y 35 MPa.

COMBINACIÓN POCO PROB.		
Md	1200	kN*m
Nd	1030.7	kN
COMBINACIÓN FRECUENTE		
Md	0	kN*m
Nd	0	kN
COMBINACIÓN CUASIPERM.		
Md	928.1	kN*m
Nd	1030.7	kN

CARACTERÍSTICAS DE PROBLEMA EN FISURACIÓN		
Es	210000.00	MPa
Ec	28576.79	Mpa
n	7.35	
A's	0.000339	m2
As	0.004021	m2
β	1.70	

	Φ	nº barras
A's	6	12
As	16	20

FISURAS POR TRACCIÓN

ABERTURA LIMITE DE FISURA		
CLASE DE EXPOSICION	Wmax	
	H.A	H.P
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	D
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	D

CÁLCULO DE Esm			
	fck<=50MPa	fck>50MPa	
fct,m	2.896	3.177	MPa

fct,m,fl	2.896468154	Mpa	
V2	0.6	m	
Ib	0.144	m4	
Mcr	901.2923569	kN*m	FISURA

Esm	0.000560521	CUMPLE
k2	0.5	
n	7.35	

CÁLCULO DE LA FIBRA NEUTRA			
x fibra	0.23	m	
If	0.03	m4	CUMPLE
$\sigma_{c \max}$	10.06	MPa	
σ_s	222.74	Mpa	18
σ_{sr}	216.30	Mpa	

SEPARACIÓN MEDIA ENTRE FISURAS		
--------------------------------	--	--

C	80	
S	42.53	mm
K1	0.125	flexion simple
Ac eficaz	0.203	m2
As	0.00	m2
Φ	16	mm

Sm	208.89	mm
----	--------	----

RESULTADO DE LA ABERTURA CARACTERÍSTICA DE FISURACIÓN		
Wk	0.199	mm

Tabla 120. Verificación de la fisuración para $f_{ck} = 30$ MPa. Muro frontal, Estribo Izquierdo.Tabla 121. Abertura característica de fisura y comprobación de fisuras por compresión para $f_{ck} = 30$ MPa. Muro frontal, Estribo Izquierdo.

COMBINACIÓN POCO PROB.		
Md	1200.00	kN*m
Nd	0	kN
COMBINACIÓN FRECUENTE		
Md	0	kN*m
Nd	0	kN
COMBINACIÓN CUASIPERM.		
Md	982.00	kN*m
Nd	516	kN

CARACTERÍSTICAS DE PROBLEMA EN FISURACIÓN		
Es	210000.00	MPa
Ec	29778.88	Mpa
n	7.05	
A's	0.000368	m2
As	0.004021	m2
β	1.70	

	Φ	nº barras
A's	6	13
As	16	20

FISURAS POR TRACCIÓN

ABERTURA LIMITE DE FISURA		
CLASE DE EXPOSICION	Wmax	
	H.A	H.P
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	D
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	D

CÁLCULO DE Esm			
	fck<=50MPa	fck>50MPa	
fct,m	3.210	3.431	MPa

fct,m,fl	3.209962442	Mpa	
V2	0.65	m	
Ib	0.183083333	m4	
Mcr	1015.939421	kN*m	NO FISURA

Esm	0.0004775	CUMPLE
k2	0.5	
n	7.05	

Tabla 122. Verificación de la fisuración para $f_{ck} = 35$ MPa. Muro frontal, Estribo Izquierdo.

5.2.2.1.4. Disposiciones relativas de armado

Las longitudes de anclaje básicas y netas vienen recogidas en la siguiente tabla en función del diámetro de barra escogido.

LONGITUD DE ANCLAJE A DISPONER EN LA CARA DE TRACCIÓN									
Φ	Longitud neta 1	Longitud neta 2	Φ	Longitud básica 1	Longitud básica 2		Fck	m	
6	98.04	140.06	6	150	214	Fyk		B 400	B 500
8	130.72	186.75	8	200	286	500	25	1.2	1.5
10	163.41	233.44	10	250	357	Fck	30	1	1.3
12	196.09	280.12	12	300	429	35	35	0.9	1.2
16	261.45	373.50	16	400	571		40	0.8	1.1
20	326.81	466.87	20	500	714		45	0.7	1
25	490.22	583.59	25	750	893		>=50	0.7	1
32	803.17	803.17	32	1228.8	1229				
40	1254.96	1254.96	40	1920	1920				
mm	mm	mm	mm	mm	mm				
β	1								

Tabla 123. Longitudes de Anclaje básicas y netas para la cara de tracción. Muro frontal, Estribo Izquierdo.

Las longitudes de solapo necesarias para empalmar las esperas con el armado vertical del muro son las siguientes:

LONGITUDES DE SOLAPO		
Φ	Longitud básica 1	Longitud básica 2
6	196	280
8	261	373
10	327	467
12	392	560
16	523	747
20	654	934
25	980	1167
32	1606	1606
40	2510	2510
mm	mm	mm
α	2	adim

Tabla 124. Longitudes de solapo a disponer en las esperas Muro frontal-Zapata del Estribo Izquierdo

5.2.2.2. Cargas concentradas sobre macizos

El proceso de cálculo se realiza análogamente a los establecido para las cargas concentradas en la pila, donde a continuación se muestran los resultados.

CÁLCULO DE CARGAS CONCENTRADAS			
Nd	8800	KN	Axil máximo actuante en el neopreno
Ac1	0.81	m2	Área del neopreno
Ac	1.2	m2	Área de hormigón
fck	25	MPa	Resistencia característica del hormigón
fyk	400	MPa	Resistencia característica del acero
fyd	347.83	MPa	Resistencia de cálculo del acero
fcd	16.67	MPa	Resistencia de cálculo del hormigón
F3cd	20.28602065	MPa	Tensión Límite de compresión en las bielas
CUMPLE			
a	1.2	m	Dimensión del paramento de hormigón paralela a la directriz del tablero
a1	0.9	m	Dimensión del neopreno paralela a la directriz del tablero
b	1	m	Dimensión del paramento de hormigón ortogonal a la directriz del tablero
b1	0.9	m	Dimensión del neopreno ortogonal a la directriz del tablero
Tad	550.00	KN	Tracción paralela a la arista a
Tab	220.00	KN	Tracción paralela a la arista b
As,a	15.81	cm2	Armadura necesaria paralela a la arista a
As,b	6.33	cm2	Armadura necesaria paralela a la arista b

As,a		As,b	
Φ	nº barras	Φ	nº barras
6	56	6	23
8	32	8	13
10	21	10	9
12	14	12	6
16	8	16	4
20	6	20	3
25	4	25	2
32	2	32	1
40	2	40	1

Tabla 125. Armadura a disponer por el efecto de las cargas concentradas en el muro frontal del Estribo Izquierdo

5.2.3. Diseño y comprobación del muro lateral

Los esfuerzos actuantes en el muro lateral son los siguientes:

ELU	Nd (KN/m)	Hd (KN/m)	Mt (KN·m/m)
Empuje de tierras	351	486	1787.6

Tabla 126. Esfuerzos actuantes de agotamiento del terreno en el muro lateral del Estribo Izquierdo

ELS	Nd (KN/m)	Hd (KN/m)	M _E (KN·m/m)
Empuje de tierras	260	294.8	982.67

Tabla 127. Esfuerzos actuantes de servicio del terreno en el muro lateral del Estribo Izquierdo

La geometría establecida del muro lateral se muestra en la siguiente figura.



Figura 12. Dimensiones del muro lateral

El muro lateral se diferencia del muro frontal debido a que trabaja fundamentalmente a flexión. A efectos de dimensionamiento se considerarán las acciones del terreno inducidas al muro frontal, despreciando el axil del tablero, computando únicamente el axil de peso propio producido por éste.

5.2.3.1. Estado Límite de Agotamiento frente a esfuerzos normales

A continuación se muestran los resultados frente al empuje del terreno inducido por el terreno. El armado obtenido es de cuantía superior debido a que el mecanismo actuante es prácticamente la flexión simple. Los resultados según el expuesto para los elementos anteriores son los siguientes:

CARACTERÍSTICAS DE DIMENSIONAMIENTO		
d'2	0.083	m
d2	1.217	m
d1	1.21	m
d'1	0.09	m
Xlim	0.75	m
X-∞	0.00	m
X+∞	1.30	m
M1c(-∞)	0.00	KN*m
M2c(-∞)	0.00	KN*m
M1c(Xlim)	12698.89	KN*m
M2c(Xlim)	-3003.34	KN*m
M1c(+∞)	16986.67	KN*m
M2c(+∞)	-17199.00	KN*m
b	1.00	m
h	1.30	m
Md	1787.60	KN*m
Nd	351.00	KN
M1d	1984.16	KN*m
M2d	1588.583	KN*m

CARACTERÍSTICAS ACERO Y HORMIGÓN		
E	210000	MPa
εcu	0.0035	

Tabla 128. Esfuerzos actuantes y Límites de las zonas de dimensionamiento para el muro lateral del Estribo Izquierdo

ARMADURA DE CÁLCULO. ZONAS DE DIMENSIONAMIENTO				
NO ZONA B			ZONA C	
A's	-40.49	cm2	A's	0
As	32.42	cm2	As	30.81
			x	0.090557
				2.934443
			F.N	0.090557
			Nc(Xo)	1690.41
			Mc(Xo)	-1984.16
				KN*m
NO ZONA A			NO ZONA E	
RESISTE LA SECCIÓN DE HORMIGÓN SIN NECESIDAD DE ARMADURAS			A's	#!NUM!
			As	0
			x	#!NUM!
				#!NUM!
			F.N	#!NUM!
				m
NO ZONA D			NO ZONA F	
A's	-218.67	cm2	A's	-306.17
As	93.71	cm2	As	-383.42
σs	434.78	Mpa		
Ey	0.00217			
Ts	456.52	Mpa		
σ's	434.78	Mpa		
Ey'	0.00311			
Ts'	653.27	MPa		

Tabla 129. Armadura de cálculo. Zonas de dimensionamiento. Muro lateral, Estribo Izquierdo

INCREMENTO DE TRACCIÓN ARMADURA LONG.			
ELEMENTOS CON ARMADURA DE CORTANTE			
AT	491.237439	KN	
Vrd	486.00	KN	
θ	0.79	rad	
α	1.57	rad	
Vsu	-10.47	KN	
cotg θ	1		
cotg α	6.12574E-17		
AA's	11.2984611	cm2	
ELEMENTOS SIN ARMADURA DE CORTANTE			
Δt	486	KN	
$\Delta A's$	11.178	cm2	
¿LLEVA ARMADURA DE CORTANTE?			
NO			

Tabla 130. Incremento de armadura longitudinal originada por el cortante. Muro lateral Estribo, Izquierdo

TIPO		CUANTÍAS MÍNIMAS GEOMÉTRICAS				CUANTÍAS MÍNIMAS MECANICAS			
4		TIPO DE ACERO				As			
		fyk=400				fyk=500			
PILAR	1	PILARES				4			
LOSA	2	LOSAS				2			
VIGA	3	VIGAS				3.3			
MURO	4	MUROS				4			
		ARM HORIZ				3.2			
		ARM VERT				1.2			
		MUROS VERT.				11.7			
		As				cm2			
		A's				3.51			
		MUROS HORIZ.				10			
		As				cm2			
		A's				10			
		LOSAS				11.7			
		As				cm2/m			
		A's				11.7			
		VIGAS				36.4			
		As				cm2			
		A's				10.92			
		PILARES				52			
		As				cm2			

Tabla 131. Cuantías mínimas a disponer. Muro lateral, Estribo Izquierdo

ARMADURA FINAL A DISPONER

ZONA C		
As	41.98	cm2
A's	3.51	cm2

A's	
Φ	nº barras
6	13
8	7
10	5
12	4
16	2
20	2
25	1
32	1
40	1

As	
Φ	nº barras
6	149
8	84
10	54
12	38
16	21
20	14
25	9
32	6
40	4

ELECCIÓN FINAL DE BARRAS

Φ	nº barras
6	13

Φ	nº barras
20	20

A's real	3.675663405
COMPRESIÓN	

As real	62.83185307
TRACCIÓN	

Tabla 132. Armadura final a disponer. Muro lateral, Estribo Izquierdo

SEPARACIÓN ENTRE BARRAS					
	ARMADURA SUPERIOR			ARMADURA INFERIOR	
	b (mm)	1000	b (mm)	1000	mm
h	1.3		h	1.3	m
Φ_{cerc}	0		Φ_{cerc}	0	mm
Φ_{inf}	6		Φ_{sup}	20	mm
nº barras	13		nº barras	20	
rmec2	83		rmec1	90	mm
As,tot cm2	3.68		As,tot cm2	62.83	cm2
SEPARACIÓN ENTRE BARRAS	6.90		cm	4.21	cm
SEPARACIONES MÍNIMAS					
¿VIGUETA O LOSA ALVEOLAR?	2		cm	2	cm
NO					
DIÁMETRO DE LA BARRA MAYOR	20		mm	6	mm
1,25 VECES EL TAMAÑO MÁXIMO DEL ÁRIDO	25		mm	25	mm
TAMAÑO	20		mm		
VERIFICACIÓN			CUMPLE		CUMPLE

Tabla 133. Separación entre barras. Muro lateral, Estribo Izquierdo.

5.2.3.2. Estado Límite Último de Agotamiento frente a Cortante

La comprobación relativa al Estado Límite de agotamiento frente a cortante se muestra en las siguientes tablas. Como se puede comprobar, no existe la necesidad de disponer cercos.

h	130.000	cm
b	100.000	cm
f _{yd}	434.783	N/mm ²
N _d	351000.000	N
A _s (comprimida)	3.676	cm ²
A _c	13000.000	cm ²
σ' _{cd}	0.270	N/mm ²
f _{cd}	23.333	N/mm ²
f _{icd}	14.000	N/mm ²
b ₀	1000.000	mm
d	1.210	m
θ	45.000	0.79 rad
α	90.000	1.57 rad
K	1.012	-

V _{u1}	8568.01	KN
V _{u1} red	8470	KN

¿CONTROL INDIRECTO DEL HORMIGÓN?	NO
----------------------------------	----

ξ	1.407	CUMPLE
ρ	0.005	CUMPLE
γ	1.500	
F _{cv}	35.000	MPa
β	1.000	
σ' _{cd}	0.270	
b ₀	1.000	m
d	1.210	m
A _s (traccionada)	62.832	cm ²

V _{cu}	496.47	KN
V _{cu} red	447.47	KN

Tabla 134. Comprobación V_{u1}. Muro lateral, Estribo Izquierdo

F _{ya,d}	400	MPa
V _{su}	-10.47	KN
z	1.13	m
f _{ya,d}	400.00	Mpa
cotgθ	1.00	rad
cotgα	0.00	rad
senα	1.00	rad
Aα	-0.0000232	m ² /m
Aα	-0.2323620	cm ² /m
f _{ct,m}	3.210	Mpa
Armadura mínima	0.001070	m ² /m
Armadura mínima	10.70	cm ² /m
Arm tot cortante	NO NECESITA ARMADURA DE CORTANTE	m ² /m

Tabla 135. Comprobación V_{u2}. Muro lateral, Estribo Izquierdo

RESUMEN DE RESULTADOS			
V _{u1} (KN)	V _{u2} (KN)	V _{cu} (KN)	V _{su} (KN)
8568.01	486.00	496.47	-10.47
CUMPLE			
ARMADURA (CM2/M)		SEPARACIÓN DE CERCOS (M)	
NO NECESITA ARMADURA DE CORTANTE		-----	
CERCOS		-----	

Tabla 136. Resumen de resultados frente a cortante. Muro frontal, Estribo Izquierdo.

5.2.3.3. Estado Límite de Fisuración

En lo relativo al Estado Límite de Fisuración, se produce una abertura de fisura de aproximadamente 0.15 mm, cumpliendo así la limitación para un ambiente IIIa.

COMBINACIÓN POCO PROB.		
M _d	1200.00	kN*m
N _d	0	kN
COMBINACIÓN FRECUENTE		
M _d	0	KN*m
N _d	0	KN
COMBINACIÓN CUASIPERM.		
M _d	982.00	KN*m
N _d	260	KN

CARACTERÍSTICAS DE PROBLEMA EN FISURACIÓN		
E _s	210000.00	MPa
E _c	29778.88	Mpa
n	7.05	
A' _s	0.000368	m ²
A _s	0.006283	m ²
β	1.70	

	Φ	nº barras
A' _s	6	13
A _s	20	20

FISURAS POR TRACCIÓN

ABERTURA LIMITE DE FISURA		
CLASE DE EXPOSICION	W _{max}	
	H.A	H.P
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	D
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	D

CÁLCULO DE E _{sm}			
	f _{ck} ≤50MPa	f _{ck} >50MPa	
f _{ct,m}	3.210	3.431	MPa

f _{ct,m,fl}	3.209962442	Mpa
V ₂	0.65	m
I _b	0.183083333	m ⁴
M _{cr}	960.4727544	KN*m

E _{sm}	0.000348117	CUMPLE
k ₂	0.5	
n	7.05	

Tabla 137. Verificación de la fisuración para f_{ck} = 35 MPa. Muro lateral, Estribo Izquierdo

CÁLCULO DE LA FIBRA NEUTRA			
x fibra	0.28	m	
I _f	0.05	m ⁴	CUMPLE
σ _{c max}	7.47	MPa	
σ _s	140.13	Mpa	21
σ _{sr}	137.06	Mpa	

SEPARACIÓN MEDIA ENTRE FISURAS			
--------------------------------	--	--	--

C	80		
S	42.11	mm	
K1	0.125	flexion simple	
Ac eficaz	0.233	m ²	
As	0.01	m ²	
Φ	20	mm	

Sm	205.50	mm	
----	--------	----	--

RESULTADO DE LA ABERTURA CARACTERÍSTICA DE FISURACIÓN			
W _k	0.122	mm	

Tabla 138. Abertura característica de fisura y comprobación de fisuras por compresión para $f_{ck} = 35$ MPa. Muro lateral, Estribo Izquierdo.

5.2.4. Diseño y comprobación de la cimentación

Las dimensiones de la cimentación sometidas a análisis estructural son las representadas en las siguientes figuras:

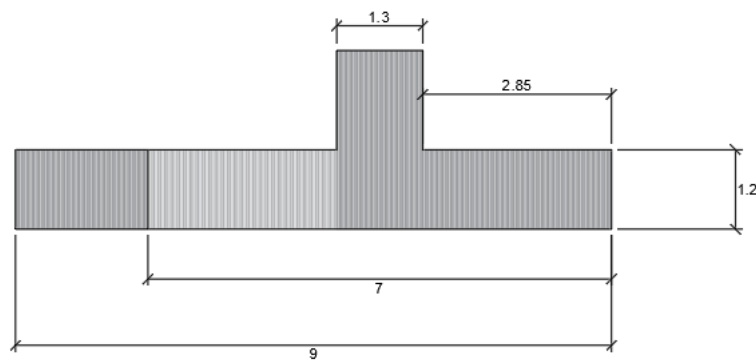


Figura 13. Alzado de la cimentación del Estribo Izquierdo.

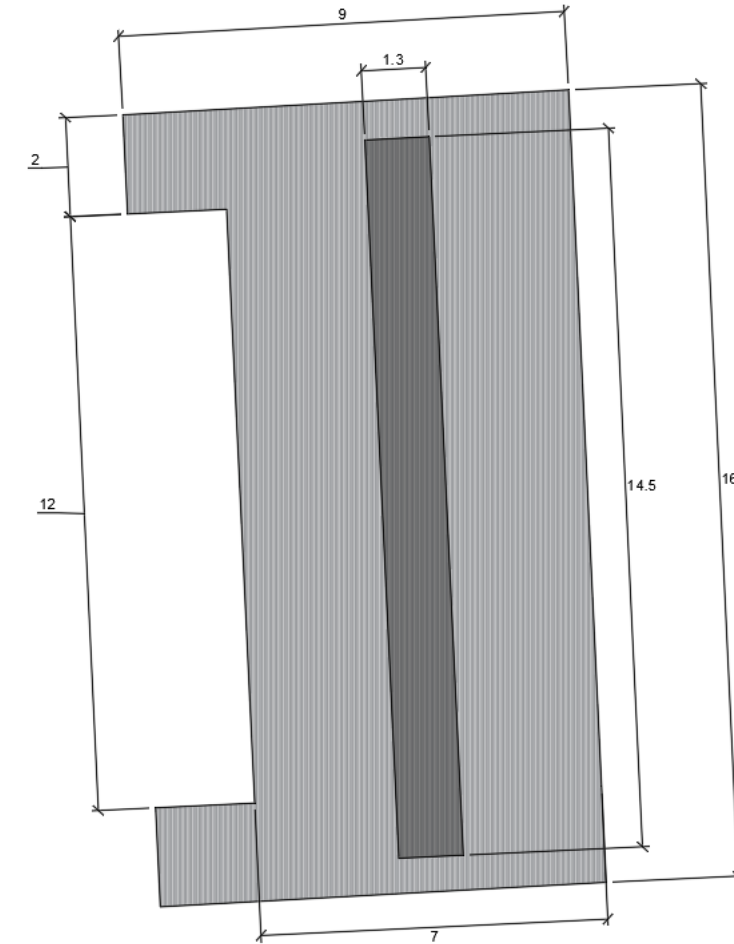


Figura 14. Vista en planta de la cimentación del Estribo Izquierdo

5.2.4.1. Clasificación estructural de la cimentación

La cimentación en el estribo izquierdo de partida tras las comprobaciones geotécnicas es de 6 x 16 m. La tipología estructural de zapata corresponde a una zapata corrida, donde el muro frontal de 14.5 m apoya en la cimentación.

Dimensiones:			
B	6	m	Base de la cimentación
H	2	m	Canto de la cimentación
a	1.2	m	Ancho del pilar en función del eje de flexión de la cimentación
d	3	m	Distancia desde el eje del pilar a la cara exterior de la cimentación
V derecha	2.4	m	Vuelo derecho
V izquierda	2.4	m	Vuelo izquierdo

ZAPATA RÍGIDA

Tabla 139. Clasificación inicial estructural de la cimentación del Estribo Izquierdo

El canto inicial planteado para las comprobaciones geotécnicas resulta ser limitante en cuanto al comportamiento rígido del encepado. Las cimentaciones cuanto más flexibles más económicas son, por lo que se reducirá el canto a 1.40 m con el fin de obtener un comportamiento flexible de la zapata y no disponer cercos para el cosido de las fisuras por cortante.

Dimensiones:			
B	7	m	Base de la cimentación
H	1.4	m	Canto de la cimentación
a	1.3	m	Ancho del pilar en función del eje de flexión de la cimentación
d	3.5	m	Distancia desde el eje del pilar a la cara exterior de la cimentación
V derecha	2.85	m	Vuelo drerecho
V izquierda	2.85	m	Vuelo izquierdo

ZAPATA FLEXIBLE

Tabla 140. Clasificación estructural de la cimentación del Estribo Izquierdo

5.2.4.2. Estado Límite de Agotamiento frente a Solicitaciones Normales

La comprobación se realizará según lo dispuesto en el artículo 58.4.2.1. de la EHE-08. En éste se establece que la comprobación frente a solicitaciones normales debe hacerse en la sección que se define en la siguiente figura

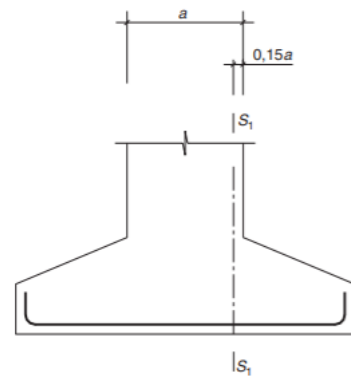


Tabla 141. Sección de comprobación de las solicitaciones normales en la cimentación.

Los esfuerzos de cálculo son los siguientes:

	Esfuerzos		
	Ned	Med	Ved
ELU	1186	1148.6	0
ELS	926	985.9	0

Tabla 142. Esfuerzos de cálculo en la cimentación del Estribo Izquierdo por metro de longitud

De esta forma, los esfuerzos actuantes en la sección S1 son los siguientes:

Flexión:			
r	0.195	m	Recubrimiento del muro
S1	0.455	m	Distancia desde el eje central hasta un recubrimiento del muro
S2	1.645	m	Distancia desde el eje central a un canto útil de la cara exterior del muro
d	1.19	m	Canto útil

Tabla 143. Secciones de dimensionamiento de la zapata del Estribo Izquierdo

Tensiones en terreno :			
ELU:			
σ_1	28.78	KN/m ² /m	Tensión actuante en el extremo izquierdo
σ_2	310.07	KN/m ² /m	Tensión actuante en el extremo derecho
m	40.18		Pdte de la línea de tensiones
R	797.65	KN/m	Reacción del terreno
x	1.62	m	Excentricidad desde el punto de aplicación de R y S1
Md	1288.78	KN*m/m	Momento actuante en la sección S1
fibra neutra (x)	0.05	m	
Vd S2	506.05	KN	Cortante en la sección S2
Vd S1	797.65	KN	Cortante en la sección S1

NO DESPEGA

Tabla 144. Esfuerzos de cálculo en la zapata del Estribo Izquierdo

De esta forma, se analiza la zapata por unidad de longitud, obteniendo las cuantías por unidad de longitud.

CARACTERÍSTICAS DE DIMENSIONAMIENTO		
d'2	0.083	m
d2	1.317	m
d1	1.31	m
d'1	0.09	m
Xlim	0.81	m
X-∞	0.00	m
X+∞	1.40	m
M1c(-∞)	0.00	KN*m
M2c(-∞)	0.00	KN*m
M1c(Xlim)	14884.62	KN*m
M2c(Xlim)	-3623.74	KN*m
M1c(+∞)	19926.67	KN*m
M2c(+∞)	-20155.33	KN*m
b	1.00	m
h	1.40	m
Md	1288.78	KN*m
Nd	0.00	KN
M1d	1288.779199	KN*m
M2d	1288.779199	Kn*m

CARACTERÍSTICAS ACERO Y HORMIGÓN		
E	210000	MPa
εcu	0.0035	

Tabla 145. Esfuerzos actuantes y Límites de las zonas de dimensionamiento para la zapata del Estribo Izquierdo

ARMADURA DE CÁLCULO. ZONAS DE DIMENSIONAMIENTO					
NO ZONA B			ZONA C		
A's	-24.16	cm2	A's	0	cm2
As	24.16	cm2	As	23.00	cm2
NO ZONA A			x	0.053580	
RESISTE LA SECCIÓN DE HORMIGÓN SIN NECESIDAD DE ARMADURAS				3.221420	
			F.N	0.053580	m
			Nc(Xo)	1000.16	
			Mc(Xo)	61.57801013	KN*m
			NO ZONA E		
			A's	#¡NUM!	cm2
			As	0	cm2
			x	#¡NUM!	m
				#¡NUM!	m
			F.N	#¡NUM!	m
			NO ZONA F		
			A's	-349.37	cm2
			As	-401.97	cm2

Tabla 146. Armadura de cálculo. Zonas de dimensionamiento. Zapata, Estribo Izquierdo

INCREMENTO DE TRACCIÓN ARMADURA LONG.			
ELEMENTOS CON ARMADURA DE CORTANTE			
AT	488.0900109	KN	
Vrd	486.00	KN	
θ	0.79	rad	
α	1.57	rad	
Vsu	-4.18	KN	
cotg θ	1		
cotg α	6.12574E-17		
AA's	11.22607025	cm2	
ELEMENTOS SIN ARMADURA DE CORTANTE			
Δt	486	KN	
ΔAs	11.178	cm2	
¿LLEVA ARMADURA DE CORTANTE?			
NO			

Tabla 147. Incremento de armadura longitudinal originada por el cortante. Zapata, Estribo Izquierdo

TIPO	
2	
PILAR	1
LOSA	2
VIGA	3
MURO	4

CUANTÍAS MÍNIMAS GEOMÉTRICAS			
		TIPO DE ACERO	
		f _{yk} =400	f _{yk} =500
PILARES		4	4
LOSAS		2	1.8
VIGAS		3.3	2.8
MUROS	ARM HORIZ	4	3.2
	ARM VERT	1.2	0.9

CUANTÍAS MÍNIMAS MECANICAS		
As	30.05333333	cm2
Ac	14000	cm2
Armadura para la cara de tracción en sección rectangular		
EN EL CASO DE QUE HAYA FLEXIÓN COMPUESTA		
A's	0	cm2

MUROS VERT.		
As	12.6	cm2
A's	3.78	cm2

MUROS HORIZ.		
As	10	cm2
A's	10	cm2

LOSAS		
As	12.6	cm2
A's	12.6	cm2

LOSAS		
As	12.6	cm2/m
A's	12.6	cm2/m

VIGAS		
As	39.2	cm2
A's	11.76	cm2

PILARES		
As	56	cm2

Tabla 148. Cuantías mínimas a disponer. Zapata, Estribo Izquierdo.

En zapatas corridas, se debe disponer un armado longitudinal correspondiente a un 20 % de la cuantía obtenida para el momento en la sección S1. Por tanto, se disponen 14 Ø 20 /m.

ARMADURA FINAL A DISPONER				
ZONA C				
As	41.23	cm2		
A's	12.60	cm2		
ELECCIÓN FINAL DE BARRAS				
Φ	nº barras	Φ	nº barras	
0	0	25	17	
A's real		As real		
0		83.44855486		
TRACCIÓN		TRACCIÓN		

Tabla 149. Armadura final a disponer. Zapata, Estribo Izquierdo

SEPARACIÓN ENTRE BARRAS					
	ARMADURA SUPERIOR			ARMADURA INFERIOR	
	b (mm)	1000	b (mm)	1000	mm
h	1.4		h	1.4	m
Φcerco	0		Φcerco	0	mm
Φinf	0		Φsup	25	mm
nº barras	0		nº barras	16	
rmec2	83		rmec1	90	mm
As,tot cm2	0.00		As,tot cm2	78.54	cm2
SEPARACIÓN ENTRE BARRAS	-83.40		cm	5.30	cm
SEPARACIONES MÍNIMAS					
¿VIGUETA O LOSA ALVEOLAR?	2		cm	2	cm
NO					
DIÁMETRO DE LA BARRA MAYOR	25		mm	0	mm
1,25 VECES EL TAMAÑO MÁXIMO DEL ÁRIDO	25		mm	25	mm
TAMAÑO	20				
VERIFICACIÓN			NO CUMPLE	CUMPLE	

Tabla 150. Separación entre barras. Zapata, Estribo Izquierdo

Como se puede observar, la cuantía de armado a disponer en la cara de tracción se ha duplicado a la realmente necesaria por cálculo. El motivo del incremento de armado es por cuestiones de resistencia frente a cortante. En el caso de disponer las barras teóricas frente al flector de dimensionamiento, el

cortante en la sección S2 no sería soportado, necesitando la disposición de cercos en la cimentación. Es habitual en cimentaciones el diseño de las mismas para resistir esfuerzos cortantes sin necesidad de disponer cercos.

Realmente se opta por el aumento de armado longitudinal frente al aumento de canto de la cimentación, resultando más económico aumentar los kilos de acero que el volumen de hormigón. Además de ello, el comportamiento de la zapata es flexible pero al límite de comportarse como zapata rígida, por lo que un aumento de canto induce análogamente un aumento de la base, aumentando notablemente los m³ de hormigón frente a los kilos de acero a disponer de más.

Justificativamente, el armado necesario mínimo a disponer frente a cortante resulta ser de mayor envergadura que la adición de armado longitudinal. Además de ello, el trabajo en taller es superior, aumentando el precio del armado elaborado.

Atendiendo a ambas razones, se justifica el incremento de armado longitudinal respecto a la cuantía de cálculo necesaria.

5.2.4.3. Estado Límite de Agotamiento frente a cortante

Según lo citado en los cuatro párrafos anteriores y atendiendo a los resultados extraídos en la tabla 112 y 113 del presente Anejo, los resultados frente al agotamiento por cortante son los siguientes:

h	140.000	cm
b	100.000	cm
f _{yd}	434.783	N/mm ²
N _d	0.000	N
As (comprimida)	0.000	cm2
Ac	14000.000	cm2
σ' _{cd}	0.000	N/mm ²
f _{cd}	23.333	N/mm ²
f _{lcd}	14.000	N/mm ²
bo	1000.000	mm
d	1.310	m
θ	45.000	0.79 rad
α	90.000	1.57 rad
K	1.000	-
Vu1	9170	KN
Vu1 red	9170	KN
¿CONTROL INDIRECTO DEL HORMIGÓN?	NO	
ξ	1.391	CUMPLE
ρ	0.006	CUMPLE
γ	1.500	
F _{cv}	35.000	MPa
β	1.000	
σ' _{cd}	0.000	
bo	1.000	m
d	1.310	m
As (traccionada)	83.449	cm 2
Vcu	512.77	KN
Vcu red	512.77	KN

Tabla 151. Comprobación V_{u1}. Zapata, Estribo Izquierdo

Fya,d	400	MPa
Vsu	-6.72	KN
z	1.23	m
fya,d	400.00	Mpa
cotgθ	1.00	rad
cotgα	0.00	rad
senα	1.00	rad
Aα	-0.0000137	m2/m
Aα	-0.1368825	cm2/m
fct,m	3.210	Mpa
Armadura mínima	0.001070	m2/m
Armadura mínima	10.70	cm2/m
Arm tot cortante	NO NECESITA ARMADURA DE CORTANTE	m2/m

Tabla 152. Comprobación Vu2. Muro frontal, Estribo Izquierdo

RESUMEN DE RESULTADOS			
Vu1 (KN)	Vu2 (KN)	Vcu (KN)	Vsu (KN)
9170	506.05	512.77	-6.72
CUMPLE			
ARMADURA (CM2/M)	SEPARACIÓN DE CERCOS (M)		
NO NECESITA ARMADURA DE CORTANTE	-----		
CERCOS	-----		

Tabla 153. Resumen de resultados frente a cortante. Zapata, Estribo Izquierdo.

5.2.4.4. Estado Límite de Fisuración

El estado límite de fisuración se verificará para la sección de control S1 bajo los esfuerzos en combinación ELS.

ELS:			
σ1	11.56	KN/m2/m	Tensión actuante en el extremo izquierdo
σ2	253.01	KN/m2/m	Tensión actuante en el extremo derecho
m	34.49		Pdte de la línea de tensiones
R	644.64	KN	Reacción del terreno
x	1.62	m	Excentricidad desde el punto de aplicación de R y S1
Md	1045.29	KN*m	Momento actuante en la sección S1
NO DEPEGA			

Tabla 154. Esfuerzos de dimensionamiento ELS para la zapata del Estribo Izquierdo.

Frente a dichos esfuerzos, los resultados de dimensionamiento son los siguientes:

COMBINACIÓN POCO PROB.		
Md	1200.00	KN*m
Nd	0	KN
COMBINACIÓN FRECUENTE		
Md	0	KN*m
Nd	0	KN
COMBINACIÓN CUASIPERM.		
Md	1045.29	KN*m
Nd	0	KN

CARACTERÍSTICAS DE PROBLEMA EN FISURACIÓN		
Es	210000.00	MPa
Ec	29778.88	Mpa
n	7.05	
A's	0.000000	m2
As	0.008345	m2
β	1.70	

	Φ	nº barras
A's	0	0
As	25	17

FISURAS POR TRACCIÓN

ABERTURA LIMITE DE FISURA		
CLASE DE EXPOSICION	Wmax	
	H.A	H.P
I	0.4	0.2
Ila, Ilib, H	0.3	0.2
IIla, IIlb, IV, F	0.2	D
IIlc, Qa, Qb, Qc	0.1	D

CÁLCULO DE Esm			
	fck<=50MPa	fck>50MPa	
fct,m	3.210	3.431	MPa

fct,m,fl	3.209962442	Mpa	
V2	0.7	m	
Ib	0.228666667	m4	NO FISURA
Mcr	1048.587731	KN*m	

Esm	0.000247528	CUMPLE
k2	0.5	
n	7.05	

Tabla 155. Verificación de la fisuración para fck = 35 MPa. Zapata, Estribo Izquierdo.

Como se puede apreciar, el momento de fisuración para la zapata es muy cercano al momento flector actuante. Para prevenir dicha circunstancia y poder proteger un grado más la cimentación, se dispondrá de una capa de hormigón de limpieza de 100 mm. Además de ello, la capa de hormigón de limpieza evitará la filtración de lechada en el terreno en suelos de cierta permeabilidad.

5.2.4.5. Estado Límite de Agotamiento frente a Rasante

La comprobación frente a esfuerzos rasante se realizará atendiendo a los criterios establecidos en el artículo 47.2 de la EHE-08.

La comprobación frente a rasante debe cumplir la siguiente expresión:

$$\tau_{r,d} \leq \tau_{r,u}$$

Donde:

- $\tau_{r,d}$ Tensión rasante actuante
- $\tau_{r,u}$ Tensión rasante última de agotamiento

La expresión para la obtención de la tensión rasante de agotamiento es la siguiente:

Para secciones que cumplan $\rightarrow \tau_{r,d} \leq 2.5\beta \left(1.30 - 0.30 \frac{f_{ck}}{25}\right) f_{ct,d}$

$$\tau_{r,u} = \beta \left(1.30 - 0.30 \frac{f_{ck}}{25}\right) f_{ct,d} + \left(\frac{A_{st}}{s p} f_{y\alpha,d} (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) + \mu \cdot \sigma_{cd}\right) \leq 0.25 f_{cd}$$

Siendo:

- f_{ck} Resistencia característica a compresión del hormigón más débil de la junta
- $f_{ct,d}$ Resistencia de cálculo a tracción del hormigón más débil de la junta
- A_{st} Sección de las barras de acero, eficazmente ancladas, que cosen la junta
- s Separación de las barras de cosido según el plano de la junta
- p Superficie de contacto por unidad de longitud. No se extenderá a zonas donde el ancho de paso sea inferior a 20 mm o al diámetro máximo de árido, o con un recubrimiento menor a 30 mm
- $f_{y\alpha,d}$ Resistencia de cálculo de las armaduras transversales en N/mm²
- α Ángulo formado por las barras de cosido con el plano de la junta. No se dispondrán armaduras con $\alpha > 135^\circ$ o $\alpha < 45^\circ$
- σ_{cd} Tensión externa de cálculo normal al plano de la junta.

A continuación se muestran los resultados de cálculo frente a rasante.

COMPROBACIÓN FRENTE A ESFUERZOS RASANTES			
trd	405	Kpa/m	Tensión rasante actuante
tru	5833.33	Kpa/m	Tensión rasante de agotamiento
Hed	486	KN/m	Esfuerzo paralelo a la superficie de la junta
Ned	730	KN/m	Esfuerzo ortogonal a la superficie de la junta
CUMPLE			
β	0.20	adim	
f_{ck}	2246.97	Kpa	
$f_{ct,d}$	1497.98	Kpa	
		¿Junta con armadura?	SI
COMPROBACIÓN CON ARMADURA TRANSVERSAL 1			

Tabla 156. Esfuerzos actuantes y comprobación frente a rasante entre el Muro frontal y la zapata del Estribo Izquierdo

SECCION CON ARMADURA TRANSVERSAL 1			
tru	5833.3333	Kpa/m	Tensión rasante de agotamiento
Ast	0.004021	m ² /m	Armadura transversal dispuesta
s	0.0425	m	Separación entre armaduras
p	1.2	m ² /m	Área de afección de rasante por unidad de longitud
$f_{y\alpha,d}$	400000	Kpa	Resistencia de cálculo del acero
μ	0.3		Coefficiente μ del tipo de superficie
α	90	º	Ángulo que forman las barras con la superficie de la junta
α	1.5707963	rad	Ángulo que forman las barras con la superficie de la junta
σ_{cd}	608.33	Kpa	Tensión de compresión actuante perpendicular a la superficie de junta

Tabla 157. Cálculo del rasante último de agotamiento. Estribo Izquierdo

Los coeficientes μ y α se adoptan para una superficie de baja rugosidad. El armado con el que se ha efectuado el cálculo corresponde únicamente con el armado de tracción del muro frontal

5.2.4.6. Dimensionamiento de la armadura en el talón

La cimentación contrarresta en parte el empuje horizontal del terreno con el propio peso del mismo que apoya en la zapata. El peso de tierras a contabilizar de manera desfavorable es el siguiente:

$$M_{tierras} = 20 \frac{KN}{m^3} \cdot 8 \text{ m de altura} \cdot 2.85 \text{ m de apoyo en zapata} = 456 \text{ KN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{tierras} = 1.5 \cdot 456 \text{ KN} \cdot \frac{m}{m} = 684 \text{ KN} \cdot \text{m/m}$$

De esta forma, los resultados de cálculo frente a dimensionamiento son los siguientes:

CARACTERÍSTICAS DE DIMENSIONAMIENTO		
d'2	0.083	m
d2	1.317	m
d1	1.31	m
d'1	0.09	m
Xlim	0.81	m
X-∞	0.00	m
X+∞	1.40	m
M1c(-∞)	0.00	KN*m
M2c(-∞)	0.00	KN*m
M1c(Xlim)	14884.62	KN*m
M2c(Xlim)	-3623.74	KN*m
M1c(+∞)	19926.67	KN*m
M2c(+∞)	-20155.33	KN*m
b	1.00	m
h	1.40	m
Md	684.00	KN*m
Nd	0.00	KN
M1d	684	KN*m
M2d	684	KN*m
CARACTERÍSTICAS ACERO Y HORMIGÓN		
E	210000	MPa
ecu	0.0035	

Tabla 158. Características de dimensionamiento de la sección del talón. Estribo Izquierdo

ARMADURA DE CÁLCULO. ZONAS DE DIMENSIONAMIENTO

NO ZONA B			ZONA C			NO ZONA D		
A's	-12.82	cm2	A's	0	cm2	A's	-266.19	cm2
As	12.82	cm2	As	12.11	cm2	As	80.75	cm2
			x	0.028215		σ_s	434.78	Mpa
				3.246785		Ey	0.00217	
			F.N	0.028215	m	Ts	456.52	Mpa
			Nc(Xo)	526.67		$\sigma's$	434.78	Mpa
			Mc(Xo)	37.77001553	KN*m	Ey'	0.00314	
						Ts'	659.51	MPa
NO ZONA A			NO ZONA E			NO ZONA F		
RESISTE LA SECCIÓN DE HORMIGÓN SIN NECESIDAD DE ARMADURAS			A's	#¡NUM!	cm2	A's	-360.70	cm2
			As	0	cm2	As	-390.63	cm2
			x	#¡NUM!	m			
				#¡NUM!	m			
			F.N	#¡NUM!	m			

Tabla 159. Zonas de dimensionamiento en la sección del talón. Estribo Izquierdo

TIPO		
2		
PILAR		1
LOSA		2
VIGA		3
MURO		4

CUANTÍAS MÍNIMAS GEOMÉTRICAS		
	TIPO DE ACERO	
	fyk=400	fyk=500
PILARES	4	4
LOSAS	2	1.8
VIGAS	3.3	2.8
MUROS	ARM HORIZ	4
	ARM VERT	1.2

CUANTÍAS MÍNIMAS MECANICAS		
As	30.05333333	cm2
Ac	14000	cm2
Armadura para la cara de tracción en sección rectangular		

EN EL CASO DE QUE HAYA FLEXIÓN COMPUESTA		
A's	0	cm2

MUROS VERT.		
As	12.6	cm2
A's	3.78	cm2

MUROS HORIZ.		
As	10	cm2
A's	10	cm2

LOSAS		
As	12.6	cm2
A's	12.6	cm2

LOSAS		
As	12.6	cm2/m
A's	12.6	cm2/m

VIGAS		
As	39.2	cm2
A's	11.76	cm2

PILARES		
As	56	cm2

Tabla 160. Cuantías mínimas en la sección del talón. Estribo Izquierdo

ARMADURA FINAL A DISPONER

ZONA C					
As	30.05	cm2			
A's	3.78	cm2			
A's			As		
Ø	nº barras		Ø	nº barras	
6	14		6	107	
8	8		8	60	
10	5		10	39	
12	4		12	27	
16	2		16	15	
20	2		20	10	
25	1		25	7	
32	1		32	4	
40	1		40	3	
ELECCIÓN FINAL DE BARRAS					
Ø	nº barras		Ø	nº barras	
6	3		16	20	
A's real	0.848230016		As real	40.21238597	
TRACCIÓN			TRACCIÓN		

Tabla 161. Armadura final a disponer en el talón de la zapata del Estribo Derecho

SEPARACIÓN ENTRE BARRAS					
	ARMADURA SUPERIOR			ARMADURA INFERIOR	
	b (mm)	1000	b (mm)	1000	mm
	h	1.4	h	1.4	m
	Øcerco	0	Øcerco	0	mm
	Øinf	0	Øsup	16	mm
	nº barras	0	nº barras	15	
	rmec2	83	rmec1	90	mm
	As,tot cm2	0.00	As,tot cm2	30.16	cm2
SEPARACIÓN ENTRE BARRAS	-83.40	cm	5.74	cm	
SEPARACIONES MÍNIMAS					
¿VIGUETA O LOSA ALVEOLAR?	2	cm	2	cm	
NO					
DIÁMETRO DE LA BARRA MAYOR	16	mm	0	mm	
1,25 VECES EL TAMAÑO MÁXIMO DEL ÁRIDO	25	mm	25	mm	
TAMAÑO	20	mm			
VERIFICACIÓN	NO CUMPLE		CUMPLE		

Tabla 162. Separación entre barras de las armaduras en talón. Estribo Izquierdo

COMBINACIÓN POCO PROB.		
Md	456.00	kN*m
Nd	0	kN
COMBINACIÓN FRECUENTE		
Md	0	kN*m
Nd	0	kN
COMBINACIÓN CUASIPERM.		
Md	456.00	kN*m
Nd	0	kN

CARACTERÍSTICAS DE PROBLEMA EN FISURACIÓN		
Es	210000.00	MPa
Ec	29778.88	Mpa
n	7.05	
A's	0.000000	m2
As	0.003016	m2
β	1.70	

Φ	nº barras
A's	0
As	16

FISURAS POR TRACCIÓN			
ABERTURA LIMITE DE FISURA			
CLASE DE EXPOSICION	Wmax		
	H.A	H.P	
I	0.4	0.2	
IIa, IIb, H	0.3	0.2	
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	D	
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	D	

CÁLCULO DE Esm			
	fck<=50MPa	fck>50MPa	
fct,m	3.210	3.431	MPa

fct,m,fl	3.209962442	Mpa	
V2	0.7	m	
lb	0.228666667	m4	NO FISURA
Mcr	1048.587731	kN*m	

Esm	-0.000956	NO CUMPLE	
k2	0.5		
n	7.05		

Tabla 163. Análisis de la fisuración en el talón. Estribo Izquierdo.

5.2.4.7. Disposiciones relativas

Las armaduras inferiores se anclarán a partir de la sección a un recubrimiento nominal de la cara exterior de la cimentación mediante la longitud básica de anclaje, a modo de quedar del lado de la seguridad.

Las longitudes de anclaje a disponer en la cimentación se muestran en la siguiente tabla. Para quedar del lado de la seguridad se dispondrán las longitudes de anclaje básicas.

LONGITUD DE ANCLAJE A DISPONER EN LA CARA DE TRACCIÓN					
Φ	Longitud neta 1	Longitud neta 2	Φ	Longitud básica 1	Longitud básica 2
6	34.85	49.79	6	150	214
8	46.47	66.38	8	200	286
10	58.09	82.98	10	250	357
12	69.70	99.58	12	300	429
16	92.94	132.77	16	400	571
20	116.17	165.96	20	500	714
25	174.26	207.45	25	750	893
32	285.50	285.50	32	1228.8	1229
40	446.10	446.10	40	1920	1920
mm	mm	mm	mm	mm	mm
β	1				

Fyk	Fck	m	
500	25	B 400	B 500
35	30	1	1.3
	35	0.9	1.2
	40	0.8	1.1
	45	0.7	1
	>=50	0.7	1

Tabla 164. Longitudes de anclaje en función del diámetro para la zapata del Estribo Izquierdo.

Además de ello, se dispondrán barras de espera en la cimentación para continuar el armado del muro frontal del estribo, del mismo diámetro que las dispuestas en el armado vertical del muro. La parte de espera de dicha armadura corresponderá con la longitud de solapo de calculada anteriormente para en el apartado del muro frontal. Dicha armadura se anclará en la parte inferior de la cimentación horizontalmente mediante la longitud básica de anclaje.

5.2.5. Diseño y comprobación del murete de guarda

El murete de guarda contiene las tierras de coronación y protege el apoyo del tablero en el estribo, por lo que su correcto dimensionamiento es de vital importancia. Como criterios principales de diseño, la deformación que puede darse en coronación del murete debe ser mínima para no afectar al comportamiento de la junta de dilatación cuando el tablero dilate, reduciéndose el espaciamiento entre éstos y conduciendo a un sobredimensionamiento del murete de guarda.

5.2.5.1. Análisis de la deformación en coronación del murete de guarda

El empuje horizontal actuante de las tierras considerando la sobrecarga de uso del tráfico es el siguiente:

EMPUJE ACTIVO DE TIERRAS EN EL ESTRIBO IZQUIERDO			
y	20	kN/m3	Peso específico del terreno
c	0	kPa	Cohesión del terreno
Ø	33	º	Ángulo de rozamiento interno del terreno
Ø	0.5759587	rad	Ángulo de rozamiento interno del terreno
Ka	0.2948009		Coefficiente de empuje activo del terreno
z	2	m	Profundidad de las tierras hasta la cimentación
q	10	kN/m2	Carga de tráfico en coronación
σ'v1	10	kN/m2	Tensión vertical efectiva en coronación
σ'v2	50	kN/m2	Tensión vertical efectiva en la cimentación
e'h1	2.95	kN/m2	Empuje activo en coronación
e'h1	14.74	kN/m2	Empuje activo en la cimentación

E1	5.90	kN/m	Empuje del bloque rectangular
E2	11.79	kN/m	Empuje del bloque triangular
d1	1	m	distancia del centro de aplicación de E1 a la cimentación
d2	0.67	m	distancia del centro de aplicación de E2 a la cimentación
zg	0.78	m	distancia del centro de aplicación de Et a la cimentación
Et,a	17.69	kN/m	Empuje total de tierras

Mbase	13.76	kN-m/m	Momento transmitido a la cimentación por el empuje de tierras
-------	-------	--------	---

Mbase	20.64	kN-m/m	Momento transmitido a la cimentación por el empuje de tierras
-------	-------	--------	---

e'h1ELU	4.42	kN/m2	Empuje activo en coronación
e'h1ELU	22.11	kN/m2	Empuje activo en la cimentación

Tabla 165. Empuje de tierras sobre el murete de guarda. Estribo Izquierdo.

Obtenido el empuje, mediante la Teoría de vigas de *Navier-Bernoulli* se obtiene la deformación en coronación. El modelo adoptado es el de una ménsula de 0.30 m de canto por unidad de longitud. Como se mostró en la Figura XXX. La altura del murete de guarda es de 2 m.

Al adoptar al de una viga de por unidad de longitud, se está despreciando el comportamiento bidimensional y por tanto, quedando de lado de la seguridad. Los resultados se obtienen mediante *Mathematica 11*.

```
In[7]:= L = 2
      MY = 30000000
      IN = 0.0025
```

```
Out[7]= 2
```

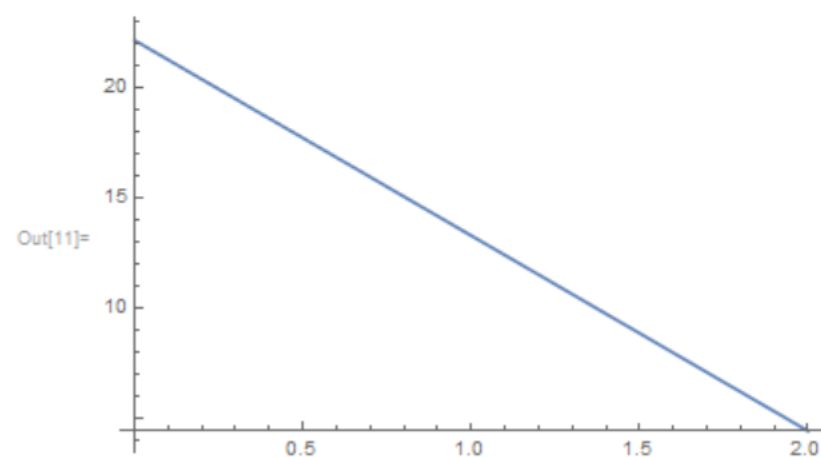
```
Out[8]= 30000000
```

```
Out[9]= 0.0025
```

```
In[10]:= q = ( (4.42 - 22.11) / L) * x + 22.11
```

```
Out[10]= 22.11 - 8.845 x
```

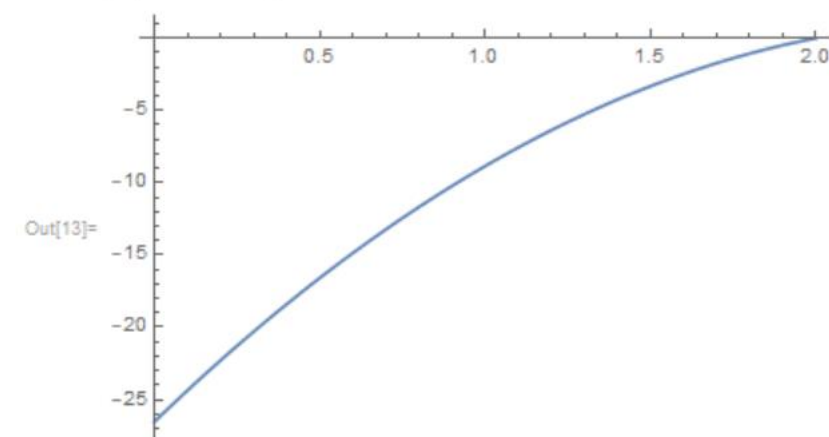
```
In[11]:= Plot[q, {x, 0, L}]
      |representación gráfica
```



```
In[12]:= V = ∫Lx q dx
```

```
Out[12]= -26.53 + 22.11 x - 4.4225 x2
```

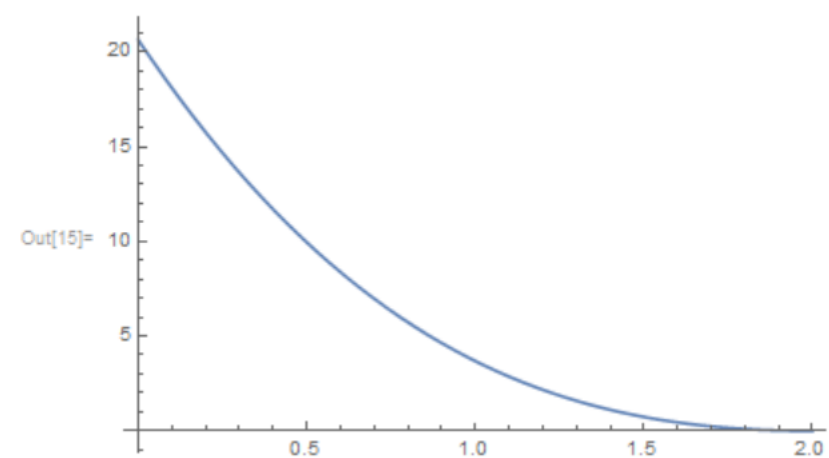
```
In[13]:= Plot[V, {x, 0, L}]
      |representación gráfica
```



```
In[14]:= M = ∫Lx V dx
```

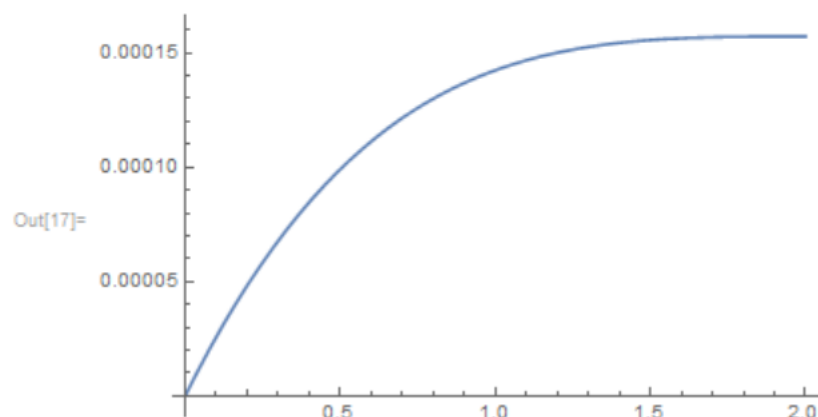
```
Out[14]= 20.6333 - 26.53 x + 11.055 x2 - 1.47417 x3
```

```
In[15]:= Plot[M, {x, 0, L}]
      |representación gráfica
```



```
In[16]:= Theta = (1 / (MY * IN)) * ∫₀ˣ M dx
Out[16]:= 0.000013333 (0. + 20.6333 x - 13.265 x² + 3.685 x³ - 0.368542 x⁴)
```

```
In[17]:= Plot[Theta, {x, 0, L}]
[representación gráfica]
```



```
In[18]:= W = ∫₀ˣ Theta dx
```

```
Out[18]:= 0. + 0.000137556 x² - 0.0000589556 x³ + 0.0000122833 x⁴ - 9.82778 × 10⁻⁷ x⁵
```

```
In[19]:= Plot[W, {x, 0, L}]
[representación gráfica]
```

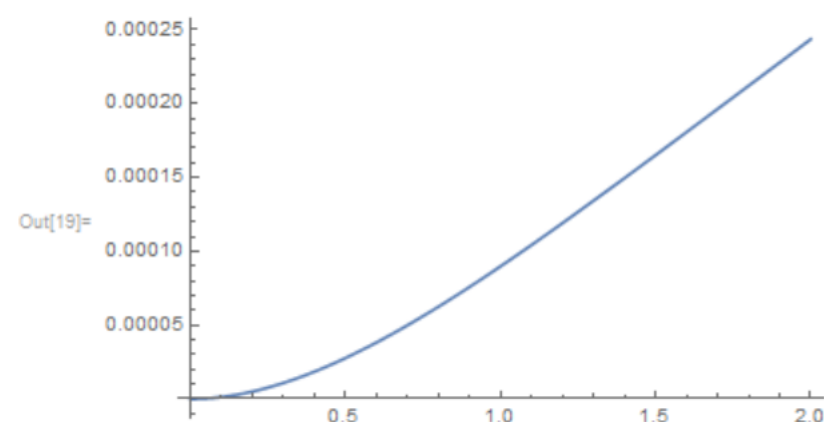


Figura 15. Obtención del desplazamiento en coronación del murete de guarda. Estribo Izquierdo.

El desplazamiento obtenido es de 0.25 mm en coronación, por lo que puede considerarse indeformable, y sin afección alguna al incremento de recorrido que debería disponerse en la junta de dilatación impuesta.

De manera comparativa para contrastar resultados, se ha elaborado un modelo de elementos finitos del mismo contabilizando el comportamiento bidimensional del mismo. Se trata de un modelo local sencillo, utilizando elementos tipo Shell para un hormigón HA-35 de espesor 0.30 m. El modelo estructural empleado es el siguiente:

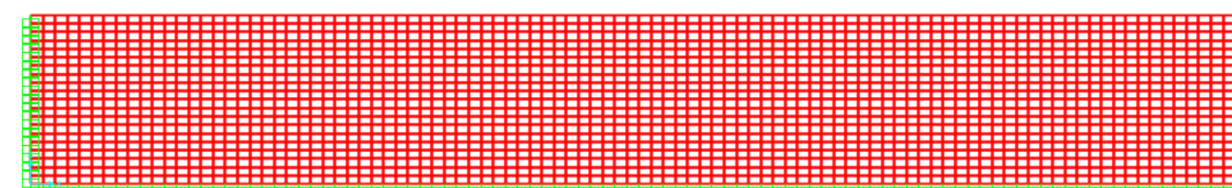


Figura 16. Modelo estructural empleado para analizar la deformación del murete.

Los nudos del perímetro que pueden observarse en verde se encuentran coartados cinemáticamente en cuanto a desplazamientos y giros. Los resultados obtenidos son los siguientes:

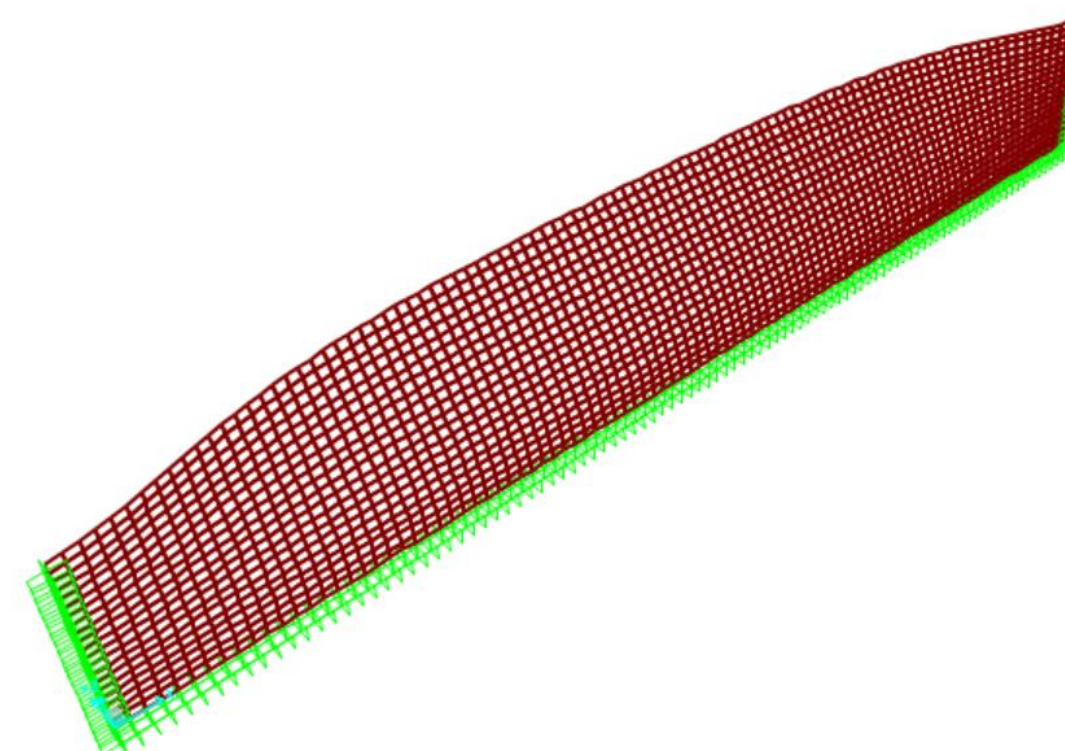


Figura 17. Deformada del murete de guarda.

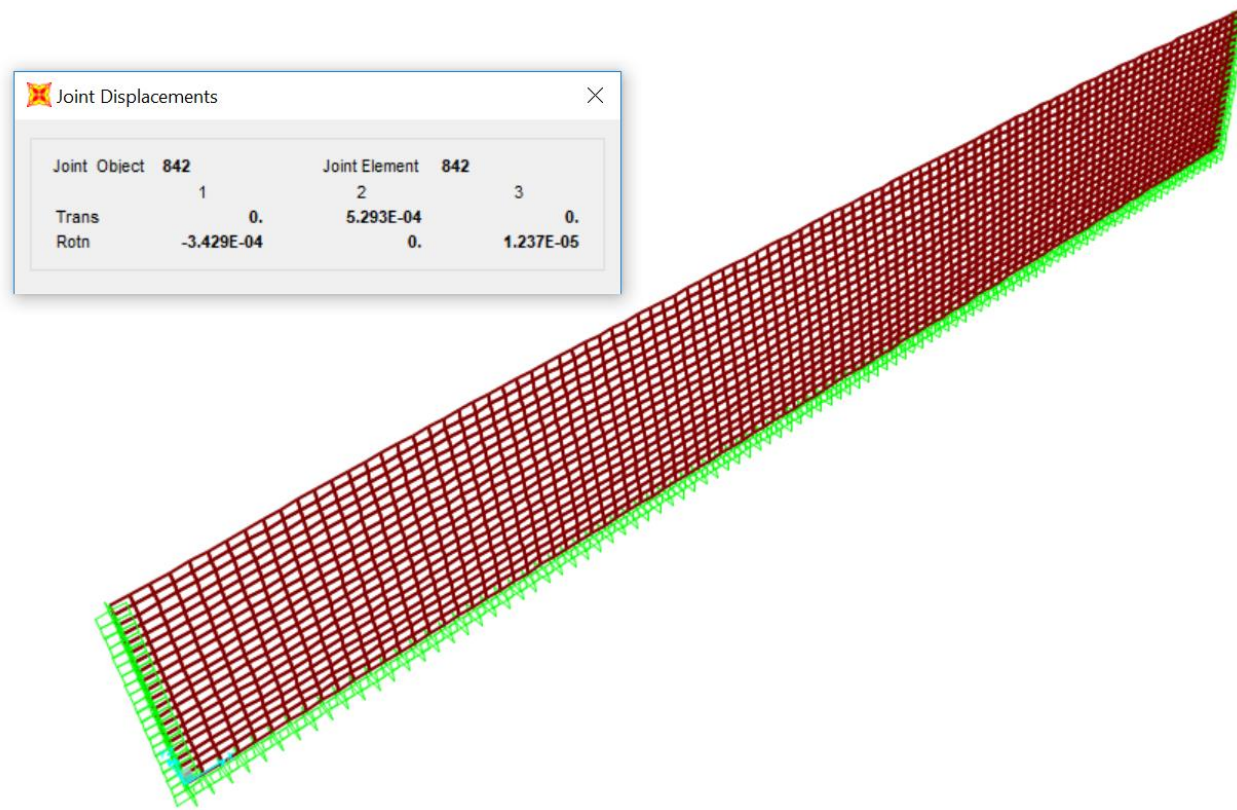


Figura 18. Deformada en coronación en la parte central del murete de guarda.

Como puede observarse, el desplazamiento es el doble que el obtenido mediante la teoría de vigas. No obstante, por facilidad de procesado, se ha dispuesto una carga uniforme areal de 22 kN/m² uniforme en la totalidad del modelo. Si se aplica una carga uniforme a la formulación mostrada anteriormente en teoría de vigas, el resultado obtenido es idéntico.

Esto se debe a que la relación del espesor de la lámina frente a la longitud de la misma es notablemente menor, por lo que el comportamiento bidimensional pierde importancia, comportándose en el centro de la misma como un elemento ménsula de tipo viga.

5.2.5.2. Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales

La comprobación y diseño del armado principal se realiza conforma a los apartados anteriores.

CARACTERÍSTICAS DE DIMENSIONAMIENTO		
d'2	0.083	m
d2	0.217	m
d1	0.21	m
d'1	0.09	m
Xlim	0.13	m
X-∞	0.00	m
X+∞	0.30	m
M1c(-∞)	0.00	KN*m
M2c(-∞)	0.00	KN*m
M1c(Xlim)	382.50	KN*m
M2c(Xlim)	75.41	KN*m
M1c(+∞)	420.00	KN*m
M2c(+∞)	-469.00	KN*m
b	1.00	m
h	0.30	m
Md	20.64	KN*m
Nd	0.00	KN
M1d	20.64	KN*m
M2d	20.64	KN*m

CARACTERÍSTICAS ACERO Y HORMIGÓN		
E	210000	MPa
εcu	0.0035	

Tabla 166. Esfuerzos actuantes y Límites de las zonas de dimensionamiento para el murete de guarda del Estribo Izquierdo

ARMADURA DE CÁLCULO. ZONAS DE DIMENSIONAMIENTO				
NO ZONA B			ZONA C	
A's	-3.74	cm2	A's	0
As	3.74	cm2	As	2.28
			x	0.005319
				0.519681
			F.N	0.005319
				m
			Nc(Xo)	99.29
			Mc(Xo)	8.029951697
				KN*m
NO ZONA A			ZONA E	
RESISTE LA SECCIÓN DE HORMIGÓN SIN NECESIDAD DE ARMADURAS			A's	-82.94353834
			As	0
			x	0.014308529
				0.193191471
			F.N	0.193191471
				m
				m
NO ZONA D			NO ZONA F	
A's	-107.90	cm2	A's	-72.33
As	-9.92	cm2	As	-88.67
σs	434.78	Mpa		
Ey	0.00217			
Ts	456.52	Mpa		
σ's	264.07	Mpa		
Ey'	0.00126			
Ts'	264.07	MPa		

Tabla 167. Armadura de cálculo. Zonas de dimensionamiento. Murete de guarda, Estribo Izquierdo

INCREMENTO DE TRACCIÓN ARMADURA LONG.			
ELEMENTOS CON ARMADURA DE CORTANTE			
AT	60.53438459	KN	
Vrd	21.11	KN	
θ	0.79	rad	
α	1.57	rad	
Vsu	-78.85	KN	
cotg θ	1		
cotg α	6.12574E-17		
AA's	1.392290846	cm2	
ELEMENTOS SIN ARMADURA DE CORTANTE			
Δt	21.11	KN	
ΔA_s	0.48553	cm2	
¿LLEVA ARMADURA DE CORTANTE?			
NO			

Tabla 168. Incremento de armadura longitudinal originada por el cortante. Murete de guarda, Estribo Izquierdo

TIPO		CUANTÍAS MÍNIMAS GEOMÉTRICAS		CUANTÍAS MÍNIMAS MECANICAS	
4		TIPO DE ACERO		As	6.44 cm2
PILAR	1	fyk=400 fyk=500		Ac	3000 cm2
LOSA	2	PILARES	4 4	Armadura para la cara de tracción en sección rectangular	
VIGA	3	LOSAS	2 1.8	EN EL CASO DE QUE HAYA FLEXIÓN COMPUERTA	
MURO	4	VIGAS	3.3 2.8	A's	0 cm2
		MUROS	ARM HORIZ 4 3.2		
			ARM VERT 1.2 0.9		
		MUROS VERT.		MUROS HORIZ.	
		As	2.7 cm2	As	10 cm2
		A's	0.81 cm2	A's	10 cm2
		LOSAS		LOSAS	
		As	2.7 cm2	As	2.7 cm2/m
		A's	2.7 cm2	A's	2.7 cm2/m
		VIGAS			
		As	8.4 cm2		
		A's	2.52 cm2		
		PILARES			
		As	12 cm2		

Tabla 169. Cuantías mínimas a disponer. Murete de guarda, Estribo Izquierdo

ARMADURA FINAL A DISPONER		
ZONA C		
As	6.93	cm2
A's	0.81	cm2
A's		
Φ	nº barras	
6	3	
8	2	
10	2	
12	1	
16	1	
20	1	
25	1	
32	1	
40	1	
As		
Φ	nº barras	
6	25	
8	14	
10	9	
12	7	
16	4	
20	3	
25	2	
32	1	
40	1	
ELECCIÓN FINAL DE BARRAS		
Φ	nº barras	
6	3	
8	14	
A's real	0.848230016	
As real	7.037167544	
TRACCIÓN		
TRACCIÓN		

Tabla 170. Armadura final a disponer. Murete de guarda, Estribo Izquierdo

SEPARACIÓN ENTRE BARRAS					
	ARMADURA SUPERIOR		ARMADURA INFERIOR		
	b (mm)	1000	b (mm)	1000	mm
h	0.3		h	0.3	m
Φ cercos	0		Φ cercos	0	mm
Φ inf	6		Φ sup	8	mm
nº barras	3		nº barras	14	
rmec2	83		rmec1	90	mm
As,tot cm2	0.85		As,tot cm2	7.04	cm2
SEPARACIÓN ENTRE BARRAS	41.40	cm	6.25	cm	cm
SEPARACIONES MÍNIMAS					
¿VIGUETA O LOSA ALVEOLAR?	2	cm	2	cm	cm
NO					
DIÁMETRO DE LA BARRA MAYOR	8	mm	6	mm	mm
1,25 VECES EL TAMAÑO MÁXIMO DEL ÁRIDO	25	mm	25	mm	mm
TAMAÑO	20	mm			
VERIFICACIÓN	CUMPLE		CUMPLE		

Tabla 171. Separación entre barras. Murete de guarda, Estribo Izquierdo

Respecto a la selección de redondos de armado a disponer, se decide suplir la cuantía de 10 cm² en cada cara mediante 13 Ø 10.

5.2.5.3. Estado Límite de Agotamiento frente a Cortante

La comprobación frente a cortante se realiza conforme las bases empleadas en apartados anteriores

h	30.000	cm
b	100.000	cm
f _{yd}	434.783	N/mm ²
N _d	0.000	N
A _s (comprimida)	0.000	cm ²
A _c	3000.000	cm ²
σ' _{cd}	0.000	N/mm ²
f _{cd}	23.333	N/mm ²
f _{lcd}	14.000	N/mm ²
b ₀	1000.000	mm
d	0.210	m
θ	45.000	0.79 rad
α	90.000	1.57 rad
K	1.000	-

V _{u1}	1470	KN
V _{u1 red}	1470	KN

¿CONTROL INDIRECTO DEL HORMIGÓN?	NO
----------------------------------	----

ξ	1.976	CUMPLE
ρ	0.004	CUMPLE
γ	1.500	
F _{cv}	35.000	MPa
β	1.000	
σ' _{cd}	0.000	
b ₀	1.000	m
d	0.210	m
A _s (traccionada)	7.885	cm ²

V _{cu}	97.92	KN
V _{cu red}	97.92	KN

Tabla 172. Comprobación V_{u1}. Murete de guarda, Estribo Izquierdo

F _{ya,d}	400	MPa
V _{su}	-76.81	KN
z	0.13	m
f _{ya,d}	400.00	Mpa
cotgθ	1.00	rad
cotgα	0.00	rad
senα	1.00	rad
A _α	-0.0015120	m ² /m
A _α	-15.1202407	cm ² /m

f _{ct,m}	3.210	Mpa
Armadura mínima	0.001070	m ² /m
Armadura mínima	10.70	cm ² /m

Arm tot cortante	NO NECESITA ARMADURA DE CORTANTE	m ² /m
------------------	----------------------------------	-------------------

Tabla 173. Comprobación V_{u2}. Murete de guarda, Estribo Izquierdo

RESUMEN DE RESULTADOS			
V _{u1} (KN)	V _{u2} (KN)	V _{cu} (KN)	V _{su} (KN)
1470	21.11	97.92	-76.81
CUMPLE			
ARMADURA (CM2/M)		SEPARACIÓN DE CERCOS (M)	
NO NECESITA ARMADURA DE CORTANTE		-----	
CERCOS		-----	

Tabla 174. Resumen de resultados frente a cortante. Murete de guarda, Estribo Izquierdo.

5.2.5.4. Estado Límite de Fisuración

La fisuración es un aspecto importante a tener en cuenta por durabilidad de las armaduras y el hormigón, al estar en contacto directo con el hormigón. Dicha comprobación se realiza de manera idéntica a las realizadas anteriormente para los diferentes elementos.

COMBINACIÓN POCO PROB.		
M _d	13.75	kN*m
N _d	0	kN
COMBINACIÓN FRECUENTE		
M _d	0	KN*m
N _d	0	KN
COMBINACIÓN CUASIPERM.		
M _d	13.75	KN*m
N _d	0	KN

CARACTERÍSTICAS DE PROBLEMA EN FISURACIÓN		
E _s	210000.00	MPa
E _c	29778.88	Mpa
n	7.05	
A' _s	0.000085	m ²
A _s	0.000704	m ²
β	1.70	

	Φ	nº barras
A' _s	6	3
A _s	8	14

FISURAS POR TRACCIÓN

ABERTURA LIMITE DE FISURA		
CLASE DE EXPOSICION	W _{max}	
	H.A	H.P
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	D
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	D

CÁLCULO DE E _{sm}			
	f _{ck} ≤50MPa	f _{ck} >50MPa	
f _{ct,m}	3.210	3.431	MPa

f _{ct,m,fl}	4.172951174	Mpa	
V ₂	0.15	m	
I _b	0.00225	m ⁴	
M _{cr}	62.59426761	KN*m	NO FISURA

E _{sm}	-0.00439434	NO CUMPLE
k ₂	0.5	
n	7.05	

Tabla 175. Verificación de la fisuración para f_{ck} = 35 MPa y un canto 0.30 m. Murete de guarda, Estribo Izquierdo



CÁLCULO DE LA FIBRA NEUTRA			
x fibra	0.04	m	
I _f	0.00	m ⁴	CUMPLE
σ _{c max}	3.44	MPa	
σ _s	98.57	Mpa	21
σ _{sr}	448.73	Mpa	

Tabla 176. Abertura de fisura para $f_{ck} = 35$ MPa y un canto 0.30 m. Murete de guarda, Estribo Izquierdo

5.3. ESTRIBO DERECHO

5.3.1. Descripción de las partes que lo componen

El estribo izquierdo corresponde a un estribo cerrado con aletas en voladizo. Las partes que lo componen se muestran en la siguiente figura:

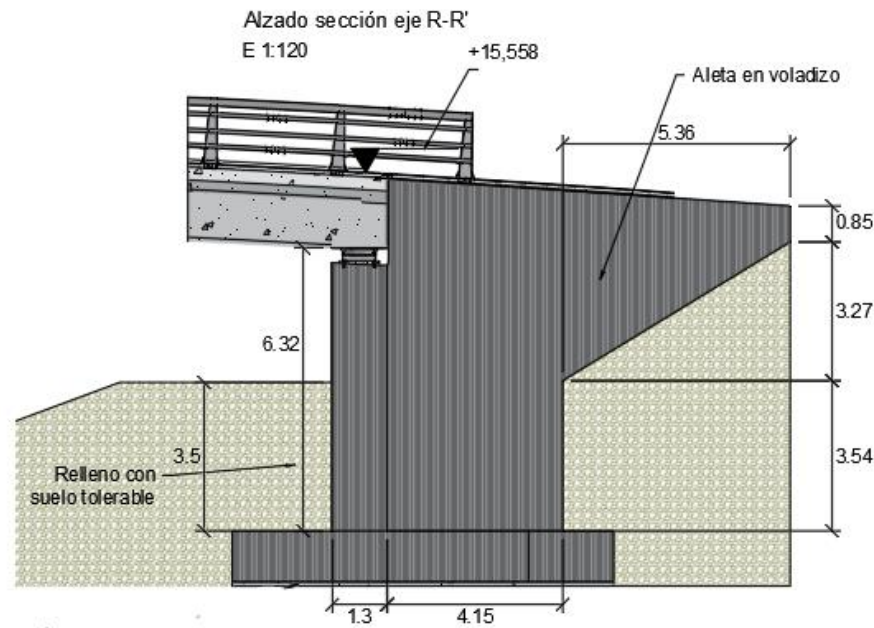


Figura 19. Alzado del Estribo Derecho

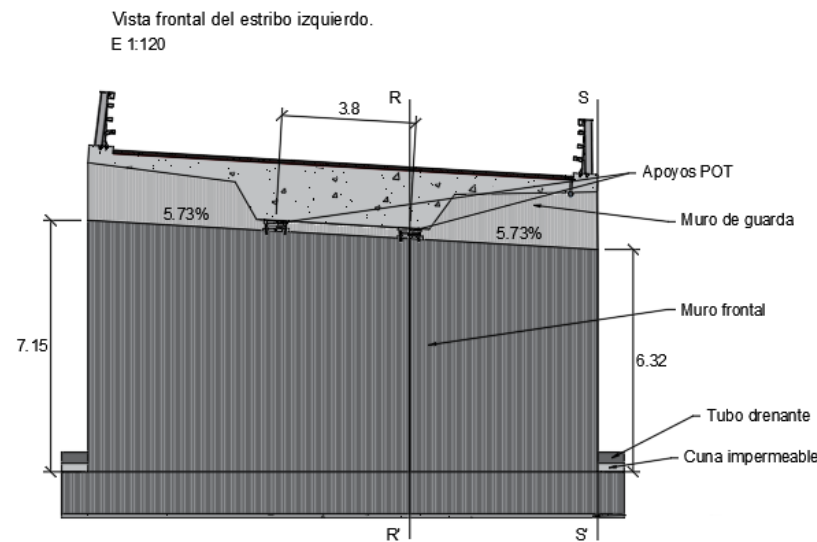


Figura 20. Vista Frontal Estribo Izquierdo

5.3.2. Diseño y comprobación del muro frontal

El muro frontal del Estribo Derecho recibe los siguientes esfuerzos:

ELU	N (KN)	H (KN)	Mt(KN·m)
Tablero	7473	300	14846

Tabla 177. Esfuerzos actuantes en el Muro frontal del Estribo Derecho

ELU	Nd (KN)
Tablero	7473

Tabla 178. Esfuerzos actuantes en los apoyos. Cargas concentradas, Estribo Derecho

ELU	N (KN/m)	H (KN/m)	M _E (KN·m/m)
Empuje de tierras	0	486.42	1695.1

Tabla 179. Esfuerzos de dimensionamiento en el muro frontal del Estribo Derecho

5.3.2.1. Dimensionamiento del armado principal

5.3.2.1.1. Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales

Para el cálculo de la armadura pasiva a disponer, se realiza el cálculo por metro lineal de profundidad. De esta forma, el armado obtenido deberá extenderse sobre los 14.50 m de muro frontal. Se plantea en primera instancia un canto de muro frontal de 1.20 m, sin embargo, para poder cumplir el estado de fisuración de manera satisfactoria e impidiendo la aparición de fisuras en la cara de contacto con el terreno, se aumenta el canto a 1.30 m. Los resultados mostrados a continuación pertenecen al muro frontal de canto 1.30 m

CARACTERÍSTICAS DE DIMENSIONAMIENTO		
d'2	0.085	m
d2	1.215	m
d1	1.21	m
d'1	0.09	m
Xlim	0.75	m
X-∞	0.00	m
X+∞	1.30	m
M1c(-∞)	0.00	KN*m
M2c(-∞)	0.00	KN*m
M1c(Xlim)	12698.89	KN*m
M2c(Xlim)	-2975.47	KN*m
M1c(+∞)	16986.67	KN*m
M2c(+∞)	-17138.33	KN*m
b	1.00	m
h	1.30	m
Md	1695.10	KN*m
Nd	838.62	KN
M1d	2164.7272	KN*m
M2d	1221.2797	KN*m

CARACTERÍSTICAS ACERO Y HORMIGÓN		
E	210000	MPa
εcu	0.0035	

Tabla 180. Esfuerzos actuantes y Límites de las zonas de dimensionamiento para el muro frontal del Estribo Derecho

ARMADURA DE CÁLCULO. ZONAS DE DIMENSIONAMIENTO									
NO ZONA B			ZONA C			NO ZONA D			
A's	-44.26	cm2	A's	0	cm2	A's	-215.37	cm2	
As	24.97	cm2	As	23.25	cm2	As	85.80	cm2	
			x	0.099087		σs	434.78	Mpa	
				2.925913		Ey	0.00217		
			F.N	0.099087	m	Ts	456.52	Mpa	
			Nc(Xo)	1849.62		σ's	434.78	Mpa	
			Mc(Xo)	-2164.7272	KN*m	Ey'	0.00310		
						Ts'	651.30	MPa	
NO ZONA A			NO ZONA E			NO ZONA F			
RESISTE LA SECCIÓN DE HORMIGÓN SIN NECESIDAD DE ARMADURAS			A's	#¡NUM!	cm2	A's	-303.03	cm2	
			As	0	cm2	As	-375.35	cm2	
			x	#¡NUM!	m				
				#¡NUM!	m				
			F.N	#¡NUM!	m				

Tabla 181. Armadura de cálculo. Zonas de dimensionamiento. Muro frontal, Estribo Derecho

INCREMENTO DE TRACCIÓN ARMADURA LONG.			
ELEMENTOS CON ARMADURA DE CORTANTE			
AT	497.7224164	KN	
Vrd	486.42	KN	
θ	0.79	rad	
α	1.57	rad	
Vsu	-22.60	KN	
cotg θ	1		
cotg α	6.12574E-17		
AAs	11.44761558	cm2	
ELEMENTOS SIN ARMADURA DE CORTANTE			
Δt	486.42	KN	
ΔAs	11.18766	cm2	
¿LLEVA ARMADURA DE CORTANTE?			
NO			

Tabla 182. Incremento de armadura longitudinal originada por el cortante. Muro frontal, Estribo Derecho

TIPO	
4	
PILAR	1
LOSA	2
VIGA	3
MURO	4

CUANTÍAS MÍNIMAS GEOMÉTRICAS		
	TIPO DE ACERO	
	fyk=400	fyk=500
PILARES	4	4
LOSAS	2	1.8
VIGAS	3.3	2.8
MUROS	AFM HORIZ	4
	AFM VERT	1.2

CUANTÍAS MÍNIMAS MECANICAS		
As	27.90666667	cm2
Ac	13000	cm2
Armadura para la cara de tracción en sección rectangular		
EN EL CASO DE QUE HAYA FLEXIÓN COMPUESTA		
A's	0.964413	cm2

MUROS VERT.		
As	11.7	cm2
A's	3.51	cm2

MUROS HORIZ.		
As	10	cm2
A's	10	cm2

LOSAS		
As	11.7	cm2
A's	11.7	cm2

LOSAS		
As	11.7	cm2/m
A's	11.7	cm2/m

VIGAS		
As	36.4	cm2
A's	10.92	cm2

PILARES		
As	52	cm2

Tabla 183. Cuantías mínimas a disponer. Muro frontal, Estribo Derecho

ARMADURA FINAL A DISPONER			
ZONA C			
As	39.09	cm2	
A's	3.51	cm2	

A's		As	
Φ	nº barras	Φ	nº barras
6	13	6	139
8	7	8	78
10	5	10	50
12	4	12	35
16	2	16	20
20	2	20	13
25	1	25	8
32	1	32	5
40	1	40	4

ELECCIÓN FINAL DE BARRAS			
Φ	nº barras	Φ	nº barras
6	12	16	20

A's real	3.392920066	As real	40.21238597
COMPRESIÓN		TRACCIÓN	

Tabla 184. Armadura final a disponer. Muro frontal, Estribo Derecho

SEPARACIÓN ENTRE BARRAS					
	ARMADURA SUPERIOR		ARMADURA INFERIOR		
	b (mm)	1000	b (mm)	1000	mm
	h	1.2	h	1.2	m
	Φcercos	0	Φcercos	0	mm
	Φinf	6	Φsup	16	mm
	nº barras	12	nº barras	20	
	rmec2	83	rmec1	88	mm
	As,tot cm2	3.39	As,tot cm2	40.21	cm2
SEPARACIÓN ENTRE BARRAS		7.527272727	cm	4.252631579	cm
SEPARACIONES MÍNIMAS		2	cm	2	cm
¿VIGUETA O LOSA ALVEOLAR?					
NO					
DIÁMETRO DE LA BARRA MAYOR		16	mm	6	mm
1,25 VECES EL TAMAÑO MÁXIMO DEL ÁRIDO		25	mm	25	mm
TAMAÑO	20	mm	CUMPLE		CUMPLE
VERIFICACIÓN					

Tabla 185. Separación entre barras. Muro frontal, Estribo Derecho

Respecto a la selección de redondos de armado a disponer, se decide suplir la cuantía de 10 cm² en cada cara mediante 13 Ø 10.

5.3.2.1.2. Estado Límite de Agotamiento frente a Cortante

El cortante actuante en la base del muro es de 486 KN/m, inducido por el empuje de tierras. A continuación se realizarán las siguientes comprobaciones frente a cortante, según lo prescrito en el artículo 44 de la EHE-08.

- Agotamiento por compresión oblicua en el alma (V_{u1})
- Agotamiento por tracción en el alma (V_{u2})

En las siguientes tablas se muestran los resultados de cálculo obtenidos.

h	130.000	cm
b	100.000	cm
f _{yd}	434.783	N/mm ²
N _d	838620.000	N
As (comprimida)	3.393	cm ²
Ac	13000.000	cm ²
σ _{cd}	0.645	N/mm ²
f _{cd}	23.333	N/mm ²
f _{1cd}	14.000	N/mm ²
b ₀	1000.000	mm
d	1.210	m
θ	45.000	0.79 rad
α	90.000	1.57 rad
K	1.028	-

V _{u1}	8704.168508	KN
V _{u1 red}	8470	KN

¿CONTROL INDIRECTO DEL HORMIGÓN?	NO
----------------------------------	----

ξ	1.407	CUMPLE
ρ	0.003	CUMPLE
γ	1.500	
F _{cv}	35.000	MPa
β	1.000	
σ _{cd}	0.645	
b ₀	1.000	m
d	1.210	m
As (traccionada)	40.212	cm ²

V _{cu}	502.70	KN
V _{cu red}	385.62	KN

Tabla 186. Comprobación V_{u1} . Muro frontal, Estribo Derecho

$F_{y\alpha,d}$	400	MPa
V_{su}	-16.28	KN
z	1.13	m
$f_{y\alpha,d}$	400.00	Mpa
$\cotg\theta$	1.00	rad
$\cotg\alpha$	0.00	rad
$\text{sen}\alpha$	1.00	rad
$A\alpha$	-0.0000362	m ² /m
$A\alpha$	-0.3618246	cm ² /m

$f_{ct,m}$	3.210	Mpa
Armadura mínima	0.001070	m ² /m
Armadura mínima	10.70	cm ² /m

Arm tot cortante	NO NECESITA ARMADURA DE CORTANTE	m ² /m
------------------	----------------------------------	-------------------

Tabla 187. Comprobación V_{u2} . Muro frontal, Estribo Derecho

RESUMEN DE RESULTADOS			
V_{u1} (KN)	V_{u2} (KN)	V_{cu} (KN)	V_{su} (KN)
8704.168508	486.42	502.70	-16.28
CUMPLE			

ARMADURA (CM ² /M)	SEPARACIÓN DE CERCOS (M)
NO NECESITA ARMADURA DE CORTANTE	-----

CERCOS	-----
--------	-------

Tabla 188. Resumen de resultados frente a cortante. Muro frontal, Estribo Derecho.

5.3.2.1.3. Estado Límite de Fisuración

Las pertinentes comprobaciones frente a fisuración se realizarán en la base del muro, siendo esta sección la más crítica a dichos efectos. Los cálculos iniciales se realizaron para un hormigón de resistencia característica de 35 MPa y un canto de 1.20 m, incumpliendo la abertura de fisura establecida para el ambiente en cuestión. Para reducir la fisuración se decide aumentar el canto del muro frontal a 1.30 m, consiguiendo no solo reducir la abertura de fisura, sino eliminarla. A continuación se muestran los resultados obtenidos para un hormigón de resistencia característica de 35 MPa, con canto 1.20 y 1.30 m.

COMBINACIÓN POCO PROB.		
M_d	1200.00	kN*m
N_d	715	kN
COMBINACIÓN FRECUENTE		
M_d	0	KN*m
N_d	0	KN
COMBINACIÓN CUASIPERM.		
M_d	980.00	KN*m
N_d	621.42	KN

CARACTERÍSTICAS DE PROBLEMA EN FISURACIÓN		
E_s	210000.00	MPa
E_c	29778.88	Mpa
n	7.05	
$A's$	0.000339	m ²
A_s	0.004021	m ²
β	1.70	

	Φ	nº barras
$A's$	6	12
A_s	16	20

FISURAS POR TRACCIÓN		
----------------------	--	--

ABERTURA LIMITE DE FISURA		
CLASE DE EXPOSICION	Wmax	
	H.A	H.P
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	D
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	D

CÁLCULO DE Esm			
	$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$	$f_{ck} > 50 \text{ MPa}$	
$f_{ct,m}$	3.210	3.431	Mpa

$f_{ct,m,fl}$	3.209962442	Mpa
V_2	0.6	m
I_b	0.144	m ⁴
M_{cr}	894.674986	KN*m
FISURA		

E_{sm}	0.000653638	CUMPLE
k_2	0.5	
n	7.05	

Tabla 189. Verificación de la fisuración para $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ y un canto 1.20 m. Muro frontal, Estribo Derecho.

CÁLCULO DE LA FIBRA NEUTRA			
x_{fibra}	0.22	m	
I_f	0.03	m ⁴	CUMPLE
$\sigma_{c \max}$	10.26	MPa	
σ_s	235.33	Mpa	21
σ_{sr}	214.84	Mpa	

SEPARACIÓN MEDIA ENTRE FISURAS		
C	82	
S	42.32	mm
K_1	0.125	flexion simple
$A_{c \text{ eficaz}}$	0.235	m ²
A_s	0.00	m ²
Φ	20	mm
S_m	230.90	mm

RESULTADO DE LA ABERTURA CARACTERÍSTICA DE FISURACIÓN		
W_k	0.257	mm

Tabla 190. Abertura de fisura para $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ y un canto 1.20 m. Muro frontal, Estribo Derecho.

COMBINACIÓN POCO PROB.		
Md	1200.00	kN*m
Nd	715	kN
COMBINACIÓN FRECUENTE		
Md	0	kN*m
Nd	0	kN
COMBINACIÓN CUASIPERM.		
Md	980.00	kN*m
Nd	621.42	kN

CARACTERÍSTICAS DE PROBLEMA EN FISURACIÓN		
Es	210000.00	MPa
Ec	29778.88	Mpa
n	7.05	
A's	0.000339	m2
As	0.004021	m2
β	1.70	

	Φ	nº barras
A's	6	12
As	16	20

FISURAS POR TRACCIÓN

ABERTURA LIMITE DE FISURA		
CLASE DE EXPOSICION	Wmax	
	H.A	H.P
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	D
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	D

CÁLCULO DE Esm			
	fck<=50MPa	fck>50MPa	
fct,m	3.210	3.431	MPa

fct,m,fl	3.209962442	Mpa	
V2	0.65	m	
lb	0.183083333	m4	
Mcr	1038.780421	kN*m	NO FISURA

Esm	0.000449263	CUMPLE
k2	0.5	
n	7.05	

Tabla 191. Verificación de la fisuración para $f_{ck} = 35$ MPa y canto 1.30 m. Muro frontal, Estribo Derecho.

5.3.2.1.4. Disposiciones relativas de armado

Las longitudes de anclaje básicas y netas vienen recogidas en la siguiente tabla en función del diámetro de barra escogido.

LONGITUD DE ANCLAJE A DISPONER EN LA CARA DE TRACCIÓN									
Φ	Longitud neta 1	Longitud neta 2	Φ	Longitud básica 1	Longitud básica 2		Fck	m	
6	86.74	123.91	6	150	214	Fyk		B 400	B 500
8	115.65	165.22	8	200	286	500	25	1.2	1.5
10	144.56	206.52	10	250	357	Fck	30	1	1.3
12	173.48	247.82	12	300	429	35	35	0.9	1.2
16	231.30	330.43	16	400	571		40	0.8	1.1
20	289.13	413.04	20	500	714		45	0.7	1
25	433.69	516.30	25	750	893		>=50	0.7	1
32	710.56	710.56	32	1228.8	1229				
40	1110.25	1110.25	40	1920	1920				
mm	mm	mm	mm	mm	mm				
β	1								

Tabla 192. Longitudes de Anclaje básicas y netas para la cara de tracción. Muro frontal, Estribo Izquierdo.

Las longitudes de solapo necesarias para empalmar las esperas con el armado vertical del muro son las siguientes:

LONGITUDES DE SOLAPO		
----------------------	--	--

Φ	Longitud básica 1	Longitud básica 2
6	173	248
8	231	330
10	289	413
12	347	496
16	463	661
20	578	826
25	867	1033
32	1421	1421
40	2220	2220
mm	mm	mm

α	2	adim
---	---	------

Tabla 193. Longitudes de solapo a disponer en las esperas Muro frontal-Zapata del Estribo Izquierdo

5.3.2.2. Cargas concentradas sobre macizos

El proceso de cálculo se realiza análogamente a los establecido para las cargas concentradas en la pila y estribo izquierdo, donde a continuación se muestran los resultados. El tablero transmite los esfuerzos al Estribo Derecho mediante dos apoyos POT de 520 x 520 mm, tal como se justificará en el Anejo 4.

CÁLCULO DE CARGAS CONCENTRADAS			
Nd	7473	kN	Axil máximo actuante en el neopreno
Ac1	0.2704	m2	Área del neopreno
Ac	1.3	m2	Área de hormigón
fck	35	Mpa	Resistencia característica del hormigón
fyk	400	MPa	Resistencia característica del acero
fyd	347.83	MPa	Resistencia de cálculo del acero
fcd	23.33	MPa	Resistencia de cálculo del hormigón
f3cd	51.16171779	MPa	Tensión Límite de compresión en las bielas
	CUMPLE		
a	1.3	m	Dimensión del paramento de hormigón paralela a la directriz del tablero
a1	0.52	m	Dimensión del neopreno paralela a la directriz del tablero
b	1	m	Dimensión del paramento de hormigón ortogonal a la directriz del tablero
b1	0.52	m	Dimensión del neopreno ortogonal a la directriz del tablero
Tad	1120.95	kN	Tracción paralela a la arista a
Tab	896.76	kN	Tracción paralela a la arista b
As,a	32.23	cm2	Armadura necesaria paralela a la arista a
As,b	25.78	cm2	Armadura necesaria paralela a la arista b

As,a	Φ	nº barras
	6	114
	8	65
	10	42
	12	29
	16	17
	20	11
	25	7
	32	5
	40	3

As,b	Φ	nº barras
	6	92
	8	52
	10	33
	12	23
	16	13
	20	9
	25	6
	32	4
	40	3

Tabla 194. Armadura a disponer por el efecto de las cargas concentradas en el muro frontal del Estribo Derecho



5.3.3. Diseño y comprobación del muro lateral

La geometría del muro lateral corresponde con la siguiente figura.

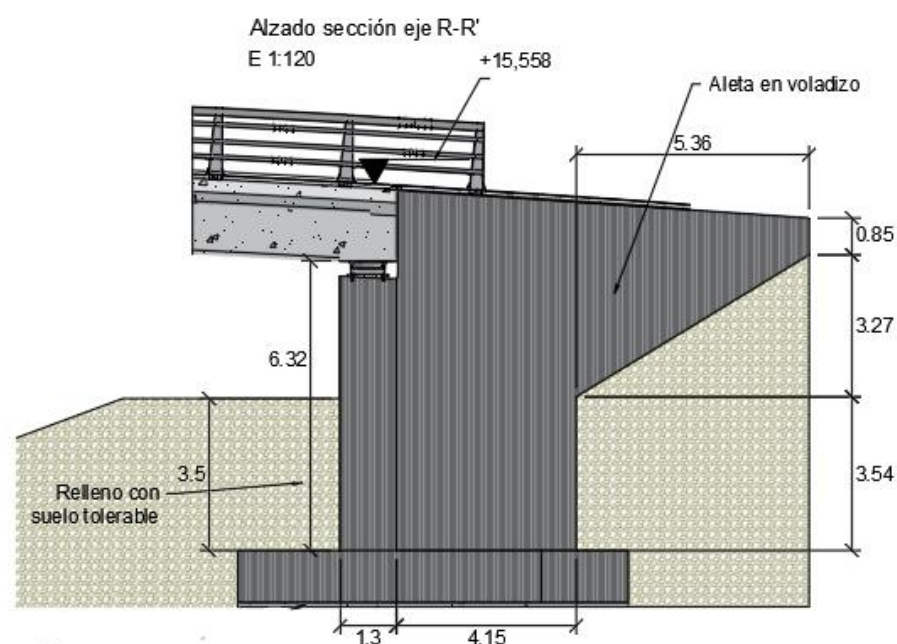


Figura 21. Alzado Muro Lateral

El muro lateral se diferencia del muro frontal debido a que trabaja fundamentalmente a flexión. A efectos de dimensionamiento se considerarán las acciones del terreno inducidas al muro frontal, despreciando el axil del tablero, computando únicamente el axil de peso propio producido por éste.

5.3.3.1. Estado Límite de Agotamiento frente a esfuerzos normales

A continuación se muestran los resultados frente al empuje del terreno inducido por el terreno. El armado obtenido es de cuantía superior debido a que el mecanismo actuante es prácticamente la flexión simple. Los resultados según el expuesto para los elementos anteriores anterior son los siguientes:

CARACTERISTICAS DE DIMENSIONAMIENTO		
d'2	0.085	m
d2	1.215	m
d1	1.21	m
d'1	0.09	m
Xlim	0.75	m
X-∞	0.00	m
X+∞	1.30	m
M1c(-∞)	0.00	KN*m
M2c(-∞)	0.00	KN*m
M1c(Xlim)	12698.89	KN*m
M2c(Xlim)	-2975.47	KN*m
M1c(+∞)	16986.67	KN*m
M2c(+∞)	-17138.33	KN*m
b	1.00	m
h	1.30	m
Md	1695.10	KN*m
Nd	325.00	KN
M1d	1877.1	KN*m
M2d	1511.475	KN*m

CARACTERISTICAS ACERO Y HORMIGÓN		
E	210000	MPa
ϵ_{cu}	0.0035	

Tabla 195. Esfuerzos actuantes y Límites de las zonas de dimensionamiento para el muro lateral del Estribo Derecho

ARMADURA DE CÁLCULO. ZONAS DE DIMENSIONAMIENTO									
NO ZONA B			ZONA C			NO ZONA D			
A's	-38.38	cm2	A's	0	cm2	A's	-221.25	cm2	
As	30.90	cm2	As	29.24	cm2	As	91.73	cm2	
			x	0.085525		σs	434.78	Mpa	
				2.939475		Ey	0.00217		
			F.N	0.085525	m	Ts	456.52	Mpa	
			Nc(Xo)	1596.46		σ's	434.78	Mpa	
			Mc(Xo)	-1877.1	KN*m	Ey'	0.00310		
						Ts'	651.30	MPa	
NO ZONA A			NO ZONA E			NO ZONA F			
RESISTE LA SECCIÓN DE HORMIGÓN SIN NECESIDAD DE ARMADURAS			A's	#¡NUM!	cm2	A's	-308.91	cm2	
			As	0	cm2	As	-381.28	cm2	
			x	#¡NUM!	m				
				#¡NUM!	m				
			F.N	#¡NUM!	m				

Tabla 196. Armadura de cálculo. Zonas de dimensionamiento. Muro lateral, Estribo Derecho

INCREMENTO DE TRACCIÓN ARMADURA LONG.			
ELEMENTOS CON ARMADURA DE CORTANTE			
AT	486.5545	KN	
Vrd	486.42	KN	
θ	0.79	rad	
α	1.57	rad	
Vsu	-0.27	KN	
cotg θ	1		
cotg α	6.126E-17		
AA's	11.190754	cm2	
ELEMENTOS SIN ARMADURA DE CORTANTE			
Δt	486.42	KN	
ΔA_s	11.18766	cm2	
¿LLEVA ARMADURA DE CORTANTE?			
NO			

Tabla 197. Incremento de armadura longitudinal originada por el cortante. Muro lateral, Estribo Derecho

TIPO		TIPO DE ACERO	
4		fyk=400	fyk=500
PILAR	1	4	4
LOSA	2	2	1.8
VIGA	3	3.3	2.8
MURO	4	4	3.2
		ARM HORIZ	1.2
		ARM VERT	0.9

CUANTÍAS MÍNIMAS GEOMÉTRICAS		CUANTÍAS MÍNIMAS MECANICAS	
As	27.90666667	cm2	
Ac	13000	cm2	
Armadura para la cara de tracción en sección rectangular			
EN EL CASO DE QUE HAYA FLEXIÓN COMPUESTA			
A's	0.37375	cm2	

MUROS VERT.			MUROS HORIZ.		
As	11.7	cm2	As	10	cm2
A's	3.51	cm2	A's	10	cm2

LOSAS			LOSAS		
As	11.7	cm2	As	11.7	cm2/m
A's	11.7	cm2	A's	11.7	cm2/m

VIGAS		
As	36.4	cm2
A's	10.92	cm2

PILARES		
As	52	cm2

Tabla 198. Cuantías mínimas a disponer. Muro lateral, Estribo Derecho

ARMADURA FINAL A DISPONER		
ZONA C		
As	40.42	cm2
A's	3.51	cm2

A's		As	
Φ	nº barras	Φ	nº barras
6	13	6	143
8	7	8	81
10	5	10	52
12	4	12	36
16	2	16	21
20	2	20	13
25	1	25	9
32	1	32	6
40	1	40	4

ELECCIÓN FINAL DE BARRAS			
Φ	nº barras	Φ	nº barras
6	13	25	13
A's real	3.675663405	As real	63.81360078
COMPRESIÓN		TRACCIÓN	

Tabla 199. Armadura final a disponer. Muro lateral, Estribo Derecho

SEPARACIÓN ENTRE BARRAS						
		ARMADURA SUPERIOR		ARMADURA INFERIOR		
		b (mm)	1000	b (mm)	1000	mm
		h	1.3	h	1.3	m
		Φcerc	0	Φcerc	0	mm
		Φinf	6	Φsup	25	mm
		nº barras	13	nº barras	13	
		rmecl	83	rmecl	90	mm
		As,tot cm2	3.68	As,tot cm2	63.81	cm2
SEPARACIÓN ENTRE BARRAS		6.90	cm	4.13	cm	
SEPARACIONES MÍNIMAS		2	cm	2	cm	
¿VIGUETA O LOSA ALVEOLAR?						
NO						
DIÁMETRO DE LA BARRA MAYOR		25	mm	6	mm	
1,25 VECES EL TAMAÑO MÁXIMO DEL ÁRIDO		25	mm	25	mm	
TAMAÑO	20	mm	CUMPLE		CUMPLE	
VERIFICACIÓN						

Tabla 200. Separación entre barras. Muro lateral, Estribo Derecho

5.3.3.2. Estado Límite Último de Agotamiento frente a Cortante

La comprobación relativa al Estado Límite de agotamiento frente a cortante se muestra en las siguientes tablas. Como se puede comprobar, no existe la necesidad de disponer cercos.

h	130.000	cm
b	100.000	cm
f _{yd}	434.783	N/mm ²
N _d	325000.000	N
A _s (comprimida)	3.676	cm ²
A _c	13000.000	cm ²
σ' _{cd}	0.250	N/mm ²
f _{cd}	23.333	N/mm ²
f _{lcd}	14.000	N/mm ²
b ₀	1000.000	mm
d	1.210	m
θ	45.000	0.79 rad
α	90.000	1.57 rad
K	1.011	-

V _{u1}	8560.75	KN
V _{u1} red	8470	KN

¿CONTROL INDIRECTO DEL HORMIGÓN?	NO
----------------------------------	----

ξ	1.407	CUMPLE
ρ	0.005	CUMPLE
γ	1.500	
F _{cv}	35.000	MPa
β	1.000	
σ' _{cd}	0.250	
b ₀	1.000	m
d	1.210	m
A _s (traccionada)	63.814	cm ²

V _{cu}	495.16	KN
V _{cu} red	449.79	KN

Tabla 201. Comprobación V_{u1}. Muro lateral, Estribo Derecho

F _{ya,d}	400	MPa
-------------------	-----	-----

V _{su}	-9.16	KN
z	1.13	m
f _{ya,d}	400.00	Mpa
cotgθ	1.00	rad
cotgα	0.00	rad
senα	1.00	rad
A _α	-0.0000203	m ² /m
A _α	-0.2032701	cm ² /m

f _{ct,m}	3.210	Mpa
Armadura mínima	0.001070	m ² /m
Armadura mínima	10.70	cm ² /m

Arm tot cortante	NO NECESITA ARMADURA DE CORTANTE	m ² /m
------------------	----------------------------------	-------------------

Tabla 202. Comprobación V_{u2}. Muro lateral, Estribo Derecho

RESUMEN DE RESULTADOS			
V _{u1} (KN)	V _{u2} (KN)	V _{cu} (KN)	V _{su} (KN)
8560.75	486.00	495.16	-9.16
CUMPLE			
ARMADURA (CM2/M)		SEPARACIÓN DE CERCOS (M)	
NO NECESITA ARMADURA DE CORTANTE		-----	
CERCOS		-----	

Tabla 203. Resumen de resultados frente a cortante. Muro frontal, Estribo Derecho

5.3.3.3. Estado Límite de Fisuración

En lo relativo al Estado Límite de Fisuración, se produce una abertura de fisura de aproximadamente 0.1mm, cumpliendo así la limitación para un ambiente IIIa.

COMBINACIÓN POCO PROB.		
M _d	1200.00	kN*m
N _d	0	kN
COMBINACIÓN FRECUENTE		
M _d	0	KN*m
N _d	0	KN
COMBINACIÓN CUASIPERM.		
M _d	980.00	KN*m
N _d	325	KN

CARACTERÍSTICAS DE PROBLEMA EN FISURACIÓN		
E _s	210000.00	MPa
E _c	29778.88	Mpa
n	7.05	
A' _s	0.000368	m ²
A _s	0.006381	m ²
β	1.70	

	Φ	nº barras
A' _s	6	13
A _s	25	13

FISURAS POR TRACCIÓN

ABERTURA LIMITE DE FISURA		
CLASE DE EXPOSICION	W _{max}	
	H.A	H.P
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	D
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	D

CÁLCULO DE E _{sm}			
	f _{ck} ≤50MPa	f _{ck} >50MPa	
f _{ct,m}	3.210	3.431	MPa

f _{ct,m,fl}	3.209962442	Mpa
V ₂	0.65	m
I _b	0.183083333	m ⁴
M _{cr}	974.5560877	KN*m

E _{sm}	0.000331668	CUMPLE
k ₂	0.5	
n	7.05	

Tabla 204. Verificación de la fisuración para f_{ck} = 35 MPa. Muro lateral, Estribo Derecho

CÁLCULO DE LA FIBRA NEUTRA			
x fibra	0.29	m	CUMPLE
I _f	0.05	m ⁴	
σ _{c max}	7.42	MPa	
σ _s	137.77	Mpa	
σ _{sr}	137.01	Mpa	

SEPARACIÓN MEDIA ENTRE FISURAS		
--------------------------------	--	--

C	80	
S	41.25	mm
K1	0.125	flexion simple
Ac eficaz	0.233	m ²
As	0.01	m ²
Φ	20	mm

Sm	204.76	mm
----	--------	----

RESULTADO DE LA ABERTURA CARACTERÍSTICA DE FISURACIÓN		
W _k	0.115	mm

Tabla 205. Abertura característica de fisura y comprobación de fisuras por compresión para $f_{ck} = 35$ MPa. Muro lateral, Estribo Derecho.

La abertura de fisura obtenida inferior al límite establecido para el ambiente de proyecto. No obstante, el momento de fisuración de la sección difiere en 8 KN·m/m únicamente. A estos efectos puede contarse con que prácticamente no fisurará, ya que se ha despreciado la contribución del muro frontal respecto del muro lateral, tratando éstos como muros ménsula.

5.3.4. Diseño y comprobación de la cimentación

Las dimensiones de la cimentación sometidas a análisis estructural son las representadas en las siguientes figuras:

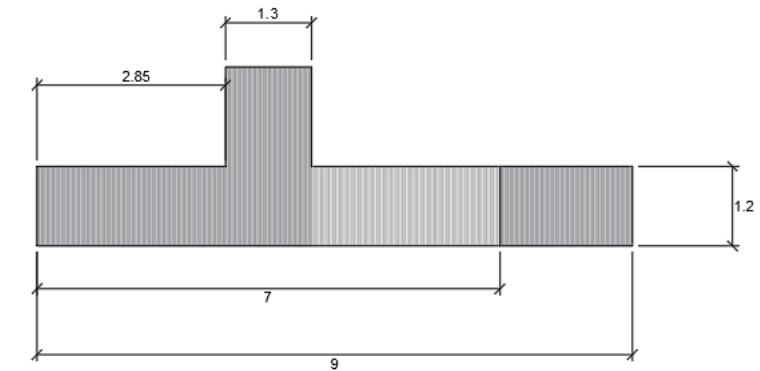


Figura 22. Alzado de la cimentación del Estribo Derecho.

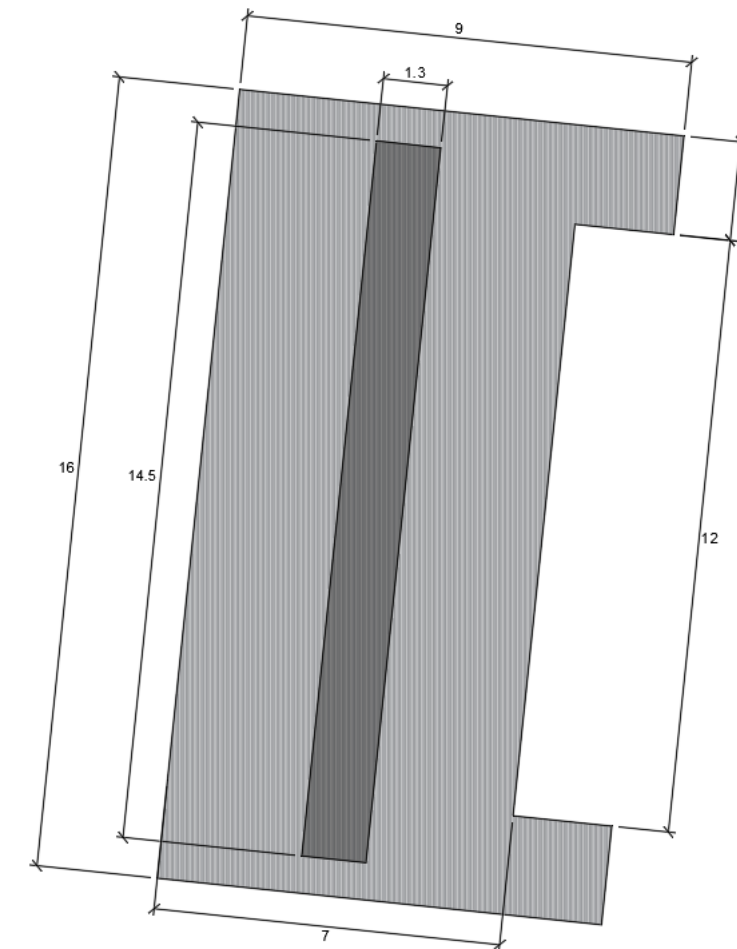


Figura 23. Vista en planta de la cimentación del Estribo Derecho

5.3.4.1. Clasificación estructural de la cimentación

La cimentación en el estribo izquierdo de partida tras las comprobaciones geotécnicas es de 7 x 16 m. La tipología estructural de zapata corresponde a una zapata corrida, donde el muro frontal de 14.5 m apoya en la cimentación.

Para las dimensiones propuestas efectuadas en los dimensionamientos anteriores, el comportamiento de la zapata es el siguiente:

El canto inicial planteado para las comprobaciones geotécnicas resulta ser limitante en cuanto al comportamiento rígido del encepado. Las cimentaciones cuanto más flexibles más económicas son, por lo que se reducirá el canto a 1.40 m con el fin de obtener un comportamiento flexible de la zapata. Por cuestiones de disponer la zapata sin armadura transversal, el canto de la misma debe ser al menos de 1.40 m.

Dimensiones:

B	7	m	Base de la cimentación
H	1.4	m	Canto de la cimentación
a	1.3	m	Ancho del pilar en función del eje de flexión de la cimentación
d	3.5	m	Distancia desde el eje del pilar a la cara exterior de la cimentación
V derecha	2.85	m	Vuelo drerecho
V izquierda	2.85	m	Vuelo izquierdo

ZAPATA FLEXIBLE

Tabla 206. Clasificación estructural de la cimentación del Estribo Derecho

5.3.4.2. Estado Límite de Agotamiento frente a Solicitaciones Normales

La comprobación se realizará según lo dispuesto en el artículo 58.4.2.1. de la *EHE-08*. En éste se establece que la comprobación frente a solicitaciones normales debe hacerse en la sección que se define en la siguiente figura

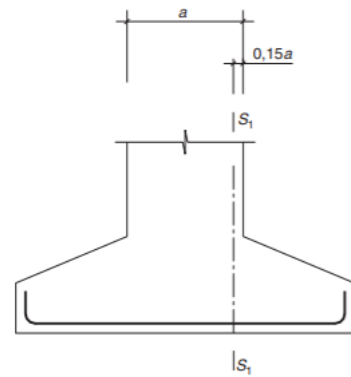


Tabla 207. Sección de comprobación de las solicitaciones normales en la cimentación.

Los esfuerzos de cálculo son los siguientes:

	Esfuerzos		
	Ned	Med	Ved
ELU	1189.62	1125	0
ELS	881.2	739.4	0

Tabla 208. Esfuerzos de cálculo en la cimentación del Estribo Derecho por metro de longitud

De esta forma, los esfuerzos actuantes en la sección S1 son los siguientes:

Flexión:

r	0.195	m	Recubrimiento del muro
S1	0.455	m	Distancia desde el eje central hasta un recubrimiento del muro
S2	1.645	m	Distancia desde el eje central a un canto útil de la cara exterior del muro
d	1.19	m	Canto útil

Tabla 209. Secciones de dimensionamiento de la zapata del Estribo Derecho

Tensiones en terreno :

ELU:

σ_1	32.19	KN/m2/m	Tensión actuante en el extremo izquierdo
σ_2	307.70	KN/m2/m	Tensión actuante en el extremo derecho
m	39.36		Pdte de la línea de tensiones
R	793.43	KN/m	Reacción del terreno
x	1.61	m	Excentricidad desde el punto de aplicación de R y S1
Md	1280.84	KN*m/m	Momento actuante en la sección S1
fibra neutra (x)	0.05	m	
Vd S2	503.07	KN	Cortante en la sección S2
Vd S1	793.43	KN	Cortante en la sección S1

NO DESPEGA

Tabla 210. Esfuerzos de cálculo en la zapata del Estribo Derecho

De esta forma, se analiza la zapata por unidad de longitud, obteniendo las cuantías por unidad de longitud.

CARACTERÍSTICAS DE DIMENSIONAMIENTO		
d'2	0.085	m
d2	1.315	m
d1	1.31	m
d'1	0.09	m
Xlim	0.81	m
X-∞	0.00	m
X+∞	1.40	m
M1c(-∞)	0.00	KN*m
M2c(-∞)	0.00	KN*m
M1c(Xlim)	14884.62	KN*m
M2c(Xlim)	-3593.57	KN*m
M1c(+∞)	19926.67	KN*m
M2c(+∞)	-20090.00	KN*m
b	1.00	m
h	1.40	m
Md	1280.84	KN*m
Nd	0.00	KN
M1d	1280.835371	KN*m
M2d	1280.835371	KN*m

CARACTERÍSTICAS ACERO Y HORMIGÓN		
E	210000	MPa
εcu	0.0035	

Tabla 211. Esfuerzos actuantes y Límites de las zonas de dimensionamiento para la zapata del Estribo Derecho

ARMADURA DE CÁLCULO. ZONAS DE DIMENSIONAMIENTO			
NO ZONA B			
A's	-24.05	cm2	
As	24.05	cm2	
NO ZONA A			
RESISTE LA SECCIÓN DE HORMIGÓN SIN NECESIDAD DE ARMADURAS			
ZONA C			
A's	0	cm2	
As	22.86	cm2	
x	0.053244		
	3.221756		
F.N	0.053244	m	
Nc(Xo)	993.90		
Mc(Xo)	63.31336945	KN*m	
NO ZONA D			
A's	-255.42	cm2	
As	91.52	cm2	
σs	434.78	Mpa	
Ey	0.00217		
Ts	456.52	Mpa	
σ's	434.78	Mpa	
Ey'	0.00313		
Ts'	657.69	MPa	
NO ZONA E			
A's	#¡NUM!	cm2	
As	0	cm2	
x	#¡NUM!	m	
	#¡NUM!	m	
F.N	#¡NUM!	m	
NO ZONA F			
A's	-350.08	cm2	
As	-401.25	cm2	

Tabla 212. Armadura de cálculo. Zonas de dimensionamiento. Zapata, Estribo Derecho

INCREMENTO DE TRACCIÓN ARMADURA LONG.			
ELEMENTOS CON ARMADURA DE CORTANTE			
AT	797.0126474	KN	
Vrd	793.43	KN	
θ	0.79	rad	
α	1.57	rad	
Vsu	-7.16	KN	
cotg θ	1		
cotg α	6.12574E-17		
AAs	18.33129089	cm2	
ELEMENTOS SIN ARMADURA DE CORTANTE			
Δt	793.4322765	KN	
ΔAs	18.24894236	cm2	
¿LLEVA ARMADURA DE CORTANTE?			
NO			

Tabla 213. Incremento de armadura longitudinal originada por el cortante. Zapata, Estribo Derecho

TIPO	
2	
PILAR	1
LOSA	2
VIGA	3
MURO	4

CUANTÍAS MÍNIMAS GEOMÉTRICAS		
	TIPO DE ACERO	
	fyk=400	fyk=500
PILARES	4	4
LOSAS	2	1.8
VIGAS	3.3	2.8
MUROS	ARM HORIZ	4
	ARM VERT	1.2

CUANTÍAS MÍNIMAS MECANICAS		
As	30.05333333	cm2
Ac	14000	cm2
Armadura para la cara de tracción en sección rectangular		
EN EL CASO DE QUE HAYA FLEXIÓN COMPUESTA		
A's	0	cm2

MUROS VERT.		
As	12.6	cm2
A's	3.78	cm2

MUROS HORIZ.		
As	10	cm2
A's	10	cm2

LOSAS		
As	12.6	cm2
A's	12.6	cm2

LOSAS		
As	12.6	cm2/m
A's	12.6	cm2/m

VIGAS		
As	39.2	cm2
A's	11.76	cm2

PILARES		
As	56	cm2

Tabla 214. Cuantías mínimas a disponer. Zapata, Estribo Derecho

En zapatas corridas, se debe disponer un armado longitudinal correspondiente a un 20 % de la cuantía obtenida para el momento en la sección S1. Por tanto, se disponen 14 \varnothing 20 /m.

ARMADURA FINAL A DISPONER			
ZONA C			
As	48.30	cm2	
A's	3.78	cm2	

A's		As	
Φ	nº barras	Φ	nº barras
6	14	6	171
8	8	8	97
10	5	10	62
12	4	12	43
16	2	16	25
20	2	20	16
25	1	25	10
32	1	32	7
40	1	40	4

ELECCIÓN FINAL DE BARRAS			
Φ	nº barras	Φ	nº barras
6	14	25	16

A's real	3.958406744	As real	78.53981634
TRACCIÓN		TRACCIÓN	

Tabla 215. Armadura final a disponer. Zapata, Estribo Derecho

SEPARACIÓN ENTRE BARRAS					
	ARMADURA SUPERIOR			ARMADURA INFERIOR	
	b (mm)	1000	b (mm)	1000	mm
	h	1.4	h	1.4	m
	Φ cercos	0	Φ cercos	0	mm
	Φ inf	6	Φ sup	25	mm
	nº barras	14	nº barras	16	
	rmec2	83	rmec1	90	mm
	As,tot cm2	3.96	As,tot cm2	78.54	cm2
SEPARACIÓN ENTRE BARRAS	6.37	cm	2.80	cm	
SEPARACIONES MÍNIMAS					
¿VIGUETA O LOSA ALVEOLAR?	2	cm	2	cm	
NO					
DIÁMETRO DE LA BARRA MAYOR	25	mm	6	mm	
1,25 VECES EL TAMAÑO MÁXIMO DEL ÁRIDO	25	mm	25	mm	
TAMAÑO	20	mm			
VERIFICACIÓN	CUMPLE		CUMPLE		

Tabla 216. Separación entre barras. Zapata, Estribo Derecho

Como se puede observar, la cuantía de armado a disponer en la cara de tracción se ha duplicado a la realmente necesaria por cálculo. El motivo del incremento de armado es por cuestiones de resistencia frente a cortante. En el caso de disponer las barras teóricas frente al flector de dimensionamiento, el cortante en la sección S2 no sería soportado, necesitando la disposición de cercos en la cimentación. Es habitual en cimentaciones el diseño de las mismas para resistir esfuerzos cortantes sin necesidad de disponer cercos.

Atendiendo a las mismas razones que se explicaron para la cimentación del Estribo Izquierdo, se justifica el incremento de armado longitudinal respecto a la cuantía de cálculo necesaria.

5.3.4.3. Estado Límite de Agotamiento frente a cortante

Según lo citado en los cuatro párrafos anteriores y atendiendo a los resultados extraídos en la tabla 176 y 177 del presente Anejo, los resultados frente al agotamiento por cortante son los siguientes:

h	140.000	cm	
b	100.000	cm	
f _{yd}	434.783	N/mm ²	
N _d	0.000	N	
As (comprimida)	0.000	cm2	
A _c	14000.000	cm2	
σ' cd	0.000	N/mm ²	
f _{cd}	23.333	N/mm ²	
f _{icd}	14.000	N/mm ²	
b ₀	1000.000	mm	
d	1.310	m	
θ	45.000	0.79	rad
α	90.000	1.57	rad
K	1.000	-	

Vu1	9170	KN	
Vu1 red	9170	KN	

¿CONTROL INDIRECTO DEL HORMIGÓN?	NO	
----------------------------------	----	--

ξ	1.391	CUMPLE	
ρ	0.006	CUMPLE	
γ	1.500		
F _{cv}	35.000	MPa	
β	1.000		
σ' cd	0.000		
b ₀	1.000	m	
d	1.310	m	
As (traccionada)	82.498	cm 2	

V _{cu}	510.81	KN	
V _{cu red}	510.81	KN	

Tabla 217. Comprobación V_{u1}. Zapata, Estribo Derecho

Fya,d	400	MPa
Vsu	-7.11	KN
z	1.23	m
fya,d	400.00	Mpa
cotgθ	1.00	rad
cotgα	0.00	rad
senα	1.00	rad
Aα	-0.0000145	m2/m
Aα	-0.1449271	cm2/m
fct,m	3.210	Mpa
Armadura mínima	0.001070	m2/m
Armadura mínima	10.70	cm2/m
Arm tot cortante	NO NECESITA ARMADURA DE CORTANTE	m2/m

Tabla 218. Comprobación Vu2. Muro frontal, Estribo Derecho

RESUMEN DE RESULTADOS			
Vu1 (KN)	Vu2 (KN)	Vcu (KN)	Vsu (KN)
9170	503.70	510.81	-7.11
CUMPLE			
ARMADURA (CM2/M)	SEPARACIÓN DE CERCOS (M)		
NO NECESITA ARMADURA DE CORTANTE	-----		
CERCOS	-----		

Tabla 219. Resumen de resultados frente a cortante. Zapata, Estribo Derecho

5.3.4.4. Estado Límite de Fisuración

El estado límite de fisuración se verificará para la sección de control S1 bajo los esfuerzos en combinación ELS.

ELS:			
σ1	35.35	KN/m2/m	Tensión actuante en el extremo izquierdo
σ2	216.42	KN/m2/m	Tensión actuante en el extremo derecho
m	25.87		Pdte de la línea de tensiones
R	564.69	KN	Reacción del terreno
x	1.61	m	Excentricidad desde el punto de aplicación de R y S1
Md	907.61	KN*m	Momento actuante en la sección S1
NO DEPEGA			

Tabla 220. Esfuerzos de dimensionamiento ELS para la zapata del Estribo Derecho

Frente a dichos esfuerzos, los resultados de dimensionamiento son los siguientes:

COMBINACIÓN POCO PROB.		
Md	1200.00	KN*m
Nd	0	KN
COMBINACIÓN FRECUENTE		
Md	0	KN*m
Nd	0	KN
COMBINACIÓN CUASIPERM.		
Md	907.61	KN*m
Nd	0	KN

CARACTERÍSTICAS DE PROBLEMA EN FISURACIÓN		
Es	210000.00	MPa
Ec	29778.88	Mpa
n	7.05	
A's	0.000000	m2
As	0.007854	m2
β	1.70	

	Φ	nº barras
A's	0	0
As	25	16

FISURAS POR TRACCIÓN

ABERTURA LIMITE DE FISURA		
CLASE DE EXPOSICION	Wmax	
	H.A	H.P
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	D
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	D

CÁLCULO DE Esm			
	fck<=50MPa	fck>50MPa	
fct,m	3.210	3.431	MPa

fct,m,fl	3.209962442	Mpa	
V2	0.7	m	
lb	0.228666667	m4	NO FISURA
Mcr	1048.587731	KN*m	

Esm	0.000152506	NO CUMPLE
k2	0.5	
n	7.05	

Tabla 221. Verificación de la fisuración para fck = 35 MPa. Zapata, Estribo Derecho

De esta forma, el Estado Límite de Fisuración queda verificado para los esfuerzos actuantes.

5.3.4.5. Estado Límite de Agotamiento frente a Rasante

La comprobación frente a rasante debe cumplir la siguiente expresión, tal como se explicó detalladamente para la cimentación del Estribo Izquierdo:

$$\tau_{r,d} \leq \tau_{r,u}$$

Donde:

- $\tau_{r,d}$ Tensión rasante actuante
- $\tau_{r,u}$ Tensión rasante última de agotamiento

COMPROBACIÓN FRENTE A ESFUERZOS RASANTES

trd	405	Kpa/m	Tensión rasante actuante
tru	5833.33	Kpa/m	Tensión rasante de agotamiento
Hed	486	KN/m	Esfuerzo paralelo a la superficie de la junta
Ned	838.62	KN/m	Esfuerzo ortogonal a la superficie de la junta
CUMPLE			

β	0.20	adim
fck	2246.97	Kpa
fct,d	1497.98	KPa

¿Junta con armadura?

SI

COMPROBACIÓN CON ARMADURA TRANSVERSAL 1

Tabla 222. Esfuerzos actuantes y comprobación frente a rasante entre el Muro frontal y la zapata del Estribo Derecho

SECCION CON ARMADURA TRANSVERSAL 1			
tru	5833.33	Kpa/m	Tensión rasante de agotamiento
Ast	0.004021	m2/m	Armadura transversal dispuesta
s	0.0425	m	Separación entre armaduras
p	1.2	m2/m	Área de afección de rasante por unidad de longitud
Fya,d	400000	Kpa	Resistencia de cálculo del acero
μ	0.3		Coefficiente μ del tipo de superficie
α	90	º	Ángulo que forman las barras con la superficie de la junta
α	1.5707963	rad	Ángulo que forman las barras con la superficie de la junta
σcd	698.85	Kpa	Tensión de compresión actuante perpendicular a la superficie de junta

Tabla 223. Cálculo del rasante último de agotamiento. Estribo Derecho

Los coeficientes μ y α se adoptan para una superficie de baja rugosidad. El armado con el que se ha efectuado el cálculo corresponde únicamente con el armado de tracción del muro frontal.

5.3.4.1. Dimensionamiento de la armadura en el talón

La cimentación contrarresta en parte el empuje horizontal del terreno con el propio peso del mismo que apoya en la zapata. El peso de tierras a contabilizar de manera desfavorable es el siguiente:

$$M_{tierras} = 20 \frac{KN}{m^3} \cdot 8 \text{ m de altura} \cdot 2.85 \text{ m de apoyo en zapata} = 456 \text{ KN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{tierras} = 1.5 \cdot 456 \text{ KN} \cdot \frac{m}{m} = 684 \text{ KN} \cdot \text{m/m}$$

De esta forma, los resultados de cálculo frente a dimensionamiento son los siguientes:

CARACTERÍSTICAS DE DIMENSIONAMIENTO		
d'2	0.083	m
d2	1.317	m
d1	1.31	m
d'1	0.09	m
Xlim	0.81	m
X-∞	0.00	m
X+∞	1.40	m
M1c(-∞)	0.00	KN*m
M2c(-∞)	0.00	KN*m
M1c(Xlim)	14884.62	KN*m
M2c(Xlim)	-3623.74	KN*m
M1c(+∞)	19926.67	KN*m
M2c(+∞)	-20155.33	KN*m
b	1.00	m
h	1.40	m
Md	684.00	KN*m
Nd	0.00	KN
M1d	684	KN*m
M2d	684	Kn*m
CARACTERÍSTICAS ACERO Y HORMIGÓN		
E	210000	MPa
εcu	0.0035	

Tabla 224. Características de dimensionamiento de la sección del talón. Estribo Izquierdo

ARMADURA DE CÁLCULO. ZONAS DE DIMENSIONAMIENTO		
NO ZONA B		
A's	-12.82	cm2
As	12.82	cm2
ZONA C		
A's	0	cm2
As	12.11	cm2
x	0.028215	
	3.246785	
F.N	0.028215	m
Nc(Xo)	526.67	
Mc(Xo)	37.77001553	KN*m
NO ZONA A		
RESISTE LA SECCIÓN DE HORMIGÓN SIN NECESIDAD DE ARMADURAS		
NO ZONA D		
A's	-266.19	cm2
As	80.75	cm2
σs	434.78	Mpa
Ey	0.00217	
Ts	456.52	Mpa
σ's	434.78	Mpa
Ey'	0.00314	
Ts'	659.51	MPa
NO ZONA E		
A's	#¡NUM!	cm2
As	0	cm2
x	#¡NUM!	m
	#¡NUM!	m
F.N	#¡NUM!	m
NO ZONA F		
A's	-360.70	cm2
As	-390.63	cm2

Tabla 225. Zonas de dimensionamiento en la sección del talón. Estribo Derecho

CUANTÍAS MÍNIMAS GEOMÉTRICAS

CUANTÍAS MÍNIMAS MECANICAS

TIPO	
2	
PILAR	1
LOSA	2
VIGA	3
MURO	4

		TIPO DE ACERO	
		fyk=400	fyk=500
PILARES		4	4
LOSAS		2	1.8
VIGAS		3.3	2.8
MUROS	AFM HORIZ	4	3.2
	AFM VERT	1.2	0.9

As	30.05333333	cm2
Ac	14000	cm2

Armadura para la cara de tracción en sección rectangular

EN EL CASO DE QUE HAYA FLEXIÓN COMPUESTA		
A's	0	cm2

MUROS VERT.		
As	12.6	cm2
A's	3.78	cm2

MUROS HORIZ.		
As	10	cm2
A's	10	cm2

LOSAS		
As	12.6	cm2
A's	12.6	cm2

LOSAS		
As	12.6	cm2/m
A's	12.6	cm2/m

VIGAS		
As	39.2	cm2
A's	11.76	cm2

PILARES		
As	56	cm2

Tabla 226. Cuantías mínimas en la sección del talón. Estribo Derecho

ARMADURA FINAL A DISPONER		
ZONA C		
As	30.05	cm2
A's	3.78	cm2

A's	Φ	nº barras	As	Φ	nº barras
6	14	107	6	107	107
8	8	60	8	60	60
10	5	39	10	39	39
12	4	27	12	27	27
16	2	15	16	15	15
20	2	10	20	10	10
25	1	7	25	7	7
32	1	4	32	4	4
40	1	3	40	3	3

ELECCIÓN FINAL DE BARRAS			
Φ	nº barras	Φ	nº barras
6	3	16	20

A's real	As real
0.848230016	40.21238597
TRACCIÓN	TRACCIÓN

Tabla 227. Armadura final a disponer en el talón de la zapata del Estribo Derecho

SEPARACIÓN ENTRE BARRAS				
	ARMADURA SUPERIOR		ARMADURA INFERIOR	
	b (mm)	h (mm)	b (mm)	h (mm)
Φcercos	1000	1.4	1000	1.4
Φinf	0	0	Φsup	16
nº barras	0	0	nº barras	15
rmec2	83	rmec1	90	mm
As,tot cm2	0.00	As,tot cm2	30.16	cm2
SEPARACIÓN ENTRE BARRAS	-83.40	cm	5.74	cm
SEPARACIONES MÍNIMAS				
¿VIGUETA O LOSA ALVEOLAR?	2	cm	2	cm
NO				
DIÁMETRO DE LA BARRA MAYOR	16	mm	0	mm
1,25 VECES EL TAMAÑO MÁXIMO DEL ÁRIDO	25	mm	25	mm
TAMAÑO	20	mm		
VERIFICACIÓN	NO CUMPLE		CUMPLE	

Tabla 228. Separación entre barras de las armaduras en talón. Estribo Derecho

COMBINACIÓN POCO PROB.		
Md	456.00	kN*m
Nd	0	kN
COMBINACIÓN FRECUENTE		
Md	0	KN*m
Nd	0	KN
COMBINACIÓN CUASIPERM.		
Md	456.00	KN*m
Nd	0	KN

CARACTERÍSTICAS DE PROBLEMA EN FISURACIÓN		
Es	210000.00	MPa
Ec	29778.88	Mpa
n	7.05	
A's	0.000000	m2
As	0.003016	m2
β	1.70	

Φ	nº barras
0	0
16	15

FISURAS POR TRACCIÓN		
----------------------	--	--

ABERTURA LIMITE DE FISURA		
CLASE DE EXPOSICION	Wmax	
	H.A	H.P
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	D
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	D

CÁLCULO DE Esm			
fct,m	fck<=50MPa	fck>50MPa	MPa
	3.210	3.431	

fct,m,fl	3.209962442	Mpa
V2	0.7	m
lb	0.228666667	m4
Mcr	1048.587731	KN*m
Esm	-0.000956	NO CUMPLE
k2	0.5	
n	7.05	

Tabla 229. Análisis de la fisuración en el talón. Estribo Derecho

5.3.4.2. Disposiciones relativas

Las armaduras inferiores se anclarán a partir de la sección a un recubrimiento nominal de la cara exterior de la cimentación mediante la longitud básica de anclaje, a modo de quedar del lado de la seguridad.

Las longitudes de anclaje a disponer en la cimentación se muestran en la siguiente tabla. Para quedar del lado de la seguridad se dispondrán las longitudes de anclaje básicas.

LONGITUD DE ANCLAJE A DISPONER EN LA CARA DE TRACCIÓN									
Φ	Longitud neta 1	Longitud neta 2	Φ	Longitud básica 1	Longitud básica 2		Fck	m	
6	43.66	62.37	6	150	214	Fyk		B 400	B 500
8	58.21	83.16	8	200	286	500	25	1.2	1.5
10	72.76	103.95	10	250	357	Fck	30	1	1.3
12	87.32	124.74	12	300	429	35	35	0.9	1.2
16	116.42	166.32	16	400	571		40	0.8	1.1
20	145.53	207.90	20	500	714		45	0.7	1
25	218.29	259.87	25	750	893		≥ 50	0.7	1
32	357.65	357.65	32	1228.8	1229				
40	558.83	558.83	40	1920	1920				
mm	mm	mm	mm	mm	mm				
β	1								

Tabla 230. Longitudes de anclaje en función del diámetro para la zapata del Estribo Derecho.

Además de ello, se dispondrán barras de espera en la cimentación para continuar el armado del muro frontal del estribo, del mismo diámetro que las dispuestas en el armado vertical del muro. La parte de espera de dicha armadura corresponderá con la longitud de solapo de calculada anteriormente para en el apartado del muro frontal. Dicha armadura se anclará en la parte inferior de la cimentación horizontalmente mediante la longitud básica de anclaje.

5.3.5. Dimensionamiento y comprobación del murete de guarda

El diseño y comprobación del murete de guarda del estribo derecho es idéntico al del estribo izquierdo, adoptando los resultados obtenidos para el Estribo Izquierdo

6. REFERENCIAS

- INFORME GEOTÉCNICO Nº 7705. Vía Conectora Tramo 1, Mejora accesos Coll d'en Rabassa, Palma. INGENIERÍA DE SONDEOS de Baleares, S.L. Palma de Mallorca
- CALAVERA, J. (1999). *Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón*.
- MINISTERIO DE FOMENTO. (2008). *Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08*. Fomento, Madrid, España.
- MINISTERIO DE FOMENTO. (2003). *Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras*. Fomento, Madrid, España.
- DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS. (2011). *IAP-11. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Fomento, Madrid, España.
- MINISTERIO DE FOMENTO. (2007). *Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes: (NCSP-07)*. Fomento, Madrid, España.
- AENOR. (1993). *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón*. AENOR.
- MARTÍ VARGAS, J.R. *et al. Hormigón Armado*. Departamento de Ingeniería de la Construcción. Unidad docente de Hormigón. Valencia, España. Universidad Politécnica de Valencia.
- CASTRO BUGALLO, C., *et al. Estructuras de Cimentación y Contención*. Departamento de Ingeniería de la Construcción. Unidad docente de Hormigón. Valencia, España. Universidad Politécnica de Valencia.
- FERNÁNDEZ PRADA, M.A., *et al. Tecnología de las Construcciones de Hormigón*. Departamento de Ingeniería de la Construcción. Unidad docente de Hormigón. Valencia, España. Universidad Politécnica de Valencia.
- LÁZARO FERNÁNDEZ, C.M., *Introducción a la Construcción de Puentes*. Departamento de los Medios Continuos. Valencia, España. Universidad Politécnica de Valencia.
- MONLEÓN CREMADES, S., *Diseño Estructural de Puentes*. Departamento de los Medios Continuos. Valencia, España. Universidad Politécnica de Valencia.
- Schueller, W. (2008). *Building Support Structures: Analysis and Design with SAP2000 Software*. Computer and Structures Inc., Berkeley.
- *Mathematica*, W. (2009). Wolfram Research. Inc., Champaign, Illinois.