



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

Trabajo Fin de Master

Estudio experimental de rebase y fuerzas en el espaldón en diques en talud con cuenco amortiguador. Adaptación al cambio climático del dique con cuenco amortiguador del puerto de Denia (Alicante).

Presentado por

Barreira Ribera, Pablo Gonzalo

Para la obtención del

Master Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Curso: 2021/2022

Fecha: 19 de Octubre 2021

Tutor: Jorge Molines Llodrá

Cotutor: Patricia Mares Nasarre





Agradecimientos

Tras varios meses de duro trabajo presento este trabajo en calidad de Trabajo de Fin de Máster concluyendo de esta manera mis estudios superiores. La realización del trabajo no habría sido posible sin el apoyo de mis seres queridos.

Primero y principal, agradezco a mi familia el apoyo que me ha dado, no solo durante estos 6 años como estudiante en la Universidad, si no el apoyo que me dan siempre y que se con seguridad que me van a seguir dando.

Quiero agradecer también a mis amigos todo el apoyo que me han dado.

Agradezco mucho la posibilidad que me brindó el Laboratorio de Puertos y Costas de la Universidad Politécnica de Valencia, permitiéndome durante 6 meses conocer cómo funciona el ámbito experimental de la ingeniería. Le agradezco en especial a la Dra. Patricia Mares la implicación que puso mientras colaboré en el laboratorio sacando siempre un momento para resolver nuestras dudas y le agradezco también las ayudas que me proporcionado siendo cotutora de este trabajo.

Por último, y en especial, destaco la gran ayuda que el Dr. Jorge Molines me ha proporcionado, no solo en este TFM, si no también ya cuando realizamos juntos mi TFG, cuando me propuso la posibilidad de ser parte del laboratorio. Le agradezco además de todas las ayudas académicas que me ha proporcionado, que han sido muchas y en muchas ocasiones, los consejos a nivel personal que me ha dado siempre teniendo un hueco cuando lo he requerido.

Resumen

Los diques con cuenco amortiguador son de especial interés en franjas litorales con activos turísticos elevados ya que permiten disminuir las tasas de rebase sin incrementar la cota de coronación del dique y por tanto disminuyendo el impacto visual. Sin embargo, el conocimiento sobre el funcionamiento de los diques con cuenco amortiguador es muy bajo en la literatura científica. En este trabajo de fin de máster se va a analizar tanto el rebase de los diques con cuenco amortiguador, como las fuerzas que sufren los espaldones ubicados en su coronación con el fin de demostrar las ventajas y desventajas que presenta la ejecución de un dique de esta tipología.

Mediante los ensayos llevados a cabo dentro del proyecto ESBECO, realizado por el Laboratorio de Puertos y Costas de la Universidad Politécnica de Valencia, se analizará el rebase y fuerzas sobre el espaldón con técnicas estadísticas y redes neuronales. Se comparará el comportamiento del dique con cuenco amortiguador con el comportamiento de un dique homólogo en talud, para validar su mejora en la disminución en las tasas de rebase.

Con el objetivo de disminuir el rebase en diques en talud se pueden construir espaldones de hormigón en su coronación. En los diques en talud con cuenco amortiguador los espaldones sufren elevados impactos causados por el oleaje incidente, ya que se encuentran más desprotegidos que en los diques convencionales. Por lo tanto, se va a realizar un análisis de las fuerzas horizontales y verticales a las que este va a estar sometido en base a los ensayos de laboratorio.

Una vez realizada la labor experimental a nivel teórico se ponen en práctica los resultados y se aplican en adaptación al cambio climático del puerto de Denia. El tramo 4 del dique norte del puerto de Denia es un tramo de dique en talud con cuenco amortiguador.

Por último, se describen las posibles líneas futuras de investigación que pueden nacer de este trabajo.

Resum

Els dics amb bol amortidor són d'especial interès en franges litorals amb actius turístics elevats ja que permeten disminuir les taxes de ultrapassament sense incrementar la cota de coronació del dic i per tant disminuint l'impacte visual. No obstant, el coneixement sobre el funcionament dels dics amb bol amortidor és molt baix en la literatura científica. En aquest treball de fi de màster es va a analitzar tant l'ultrapassament dels dics amb bol amortidor, com les forces que pateixen els espatllers situats en la seua coronació amb la finalitat de demostrar els avantatges i desavantatges que presenta l'execució d'un dic d'aquesta tipologia.

Mitjançant els assajos portats a terme dins el projecte ESBECO, realitzat pel Laboratori de Ports i Costes de la Universitat Politècnica de València, s'analitzarà l'ultrapassament i les forces sobre l'espatller amb tècniques estadístiques i xarxes neuronals. Es compararà el comportament del dic amb bol amortidor amb el comportament d'un dic homòleg en talús, per validar la seua millora en la disminució en les taxes de ultrapassament.

Amb l'objectiu de disminuir l'ultrapassament en dics en talús es poden construir espatllers de formigó en la seua coronació. En els dics en talús amb bol amortidor els espatllers pateixen elevats impactes causats per l'onatge incident, ja que es troben més desprotegits que en els dics convencionals. Per tant, es va a realitzar una anàlisi de les forces horitzontals i verticals a què aquest va a estar sotmès en base als assajos de laboratori.

Un cop realitzada la tasca experimental a nivell teòric es posen en pràctica els resultats i s'apliquen en adaptació al canvi climàtic del port de Dénia. El tram 4 del dic nord del port de Dénia és un tram de dic en talús amb bol amortidor.

Finalment, es descriuen les possibles línies futures d'investigació que poden nàixer d'aquest treball.

Abstract

Breakwaters with reservoir are of special interest in coastal strips with high tourist assets as they allow to reduce overtopping rates without increasing the crest height of the breakwater and therefore reducing the visual impact. However, knowledge about how breakwaters with reservoir function is very low in the scientific literature. This master's thesis will analyse both the overtopping of breakwaters with reservoir and the forces suffered by the crown walls located at their crest in order to demonstrate the advantages and disadvantages of building a breakwater of this type.

By means of the tests carried out within the ESBECO project, done by the Ports and Coasts Laboratory of the Polytechnic University of Valencia, the overtopping and forces on the crown wall will be analysed using statistical techniques and neural networks. The behaviour of the breakwater with reservoir will be compared with the behaviour of an equivalent breakwater, in order to validate its improvement in the reduction of overtopping rates.

In order to reduce overtopping in breakwaters, concrete crown walls can be built at the top of breakwaters. In breakwaters with reservoir, the crown walls suffer high impacts caused by the incident waves, as they are more unprotected than in conventional breakwaters. Therefore, an analysis of the horizontal and vertical forces to which it will be subjected will be carried out considering the laboratory tests.

Once the experimental work has been carried out at a theoretical level, the results are put into practice and applied in adaptation to climate change in the port of Denia. Section 4 of the northern breakwater of the port of Denia is a section of breakwater with reservoir.

Finally, the possible future lines of research which may arise from this work are described.

Índice

Capítulo 01. Introducción

1.- Introducción.....	16
1.1.- Antecedentes.....	16
1.2.- Motivación de la investigación.....	18
1.3.- Objetivo.....	20

Capítulo 02. Estado del arte

2.1.- Introducción.....	22
2.2.- Diques en talud convencionales.....	23
2.2.1.- Rebase en diques en talud convencionales.....	23
2.2.2.- Fuerzas en el espaldón en diques en talud convencionales.....	28
2.3.- Diques en talud con cuenco amortiguador.....	31
2.3.1.- Referencias históricas.....	32
2.3.2.- El rebase en diques con cuenco amortiguador.....	34
2.3.3.- Fuerzas en el espaldón en diques en talud con cuenco amortiguador.....	38

Capítulo 03. Metodología y técnicas de la investigación

3.1.- Introducción.....	41
3.2.- Descripción del modelo físico.....	41
3.2.1.- Instalaciones y equipos.....	42
3.2.2.- Instrumentación.....	44
3.3.3.- Definición de los ensayos.....	48
3.3.3.1.- Ensayos regulares.....	48
3.3.3.2.- Ensayos irregulares.....	48
3.3.3.3.- Modelización a escala de los diques.....	49
3.2.1.- Materiales empleados.....	51
3.3.- Análisis de datos.....	55
3.3.1.- Análisis estadístico.....	55



Capítulo 04. Análisis de datos y discusión de los resultados

4.1.- Introducción	61
4.2.- Herramientas empleadas para el análisis de datos	62
4.2.1.- Herramienta para afrontar la estadística.....	62
4.2.2.- Herramienta para afrontar la Inteligencia Artificial (IA)	63
4.3.- Análisis del rebase en diques con cuenco amortiguador	65
4.3.1.- Viabilidad de la construcción de diques con cuenco amortiguador	65
4.3.1.1.- Planteamiento de la problemática.....	65
4.3.1.2.- Datos de los análisis	67
4.3.1.3.- Comparación de la tasa de rebase entre diques en talud convencionales y diques en talud con cuenco amortiguador	68
4.3.2.- Formulación para el cálculo del rebase	73
4.3.2.1.- Fórmula para clasificar diques rebasables y no rebasables.....	73
4.3.2.2.- Formulación para cuantificar la tasa de rebase.....	81
4.4.- Análisis de las fuerzas en el espaldón en diques con cuenco amortiguador	86
4.4.1.- Cálculo de fuerzas	87
4.4.2.- Formulación para el cálculo de fuerzas	94
4.5.- Resumen de las formulaciones obtenidas	108

Capítulo 05. Conclusiones

5.1.- Conclusiones	112
--------------------------	-----

Capítulo 06. Aplicación teórico-práctica al tramo 4 del dique norte del puerto de Denia

6.1.- Introducción.....	116
6.1.1.- Localización y antecedentes	116
6.1.2.- Cambio climático.....	118
6.1.2.1.- Generalidades	118
6.1.2.2.- Cambio climático en el Mar Mediterráneo.....	121
6.2.- Descripción del tramo 4 del dique norte del puerto de Denia	124
6.3.- Análisis del oleaje a pie de dique	127
6.3.1.- Caracterización del oleaje	127
6.3.1.1.- Régimen medio	129
6.3.1.2.- Régimen extremal.....	132
6.3.2.- Propagación del oleaje.....	135



6.4.- Estimación de cargas.....	137
6.4.1.- Datos a considerar	137
6.4.2.- Clasificación y cuantificación del rebase.....	139
6.4.3.- Estabilidad del espaldón	140
6.4.3.1.- Cálculo de cargas.....	142
6.5.- Adaptación de la sección del dique al cambio climático	146
6.5.1.- Introducción.....	146
6.5.2.- Propuestas de alternativas	147
6.5.2.1.- Alternativa 1.....	147
6.5.2.2.- Alternativa 2.....	148
6.5.2.3.- Alternativa 3.....	149
6.5.2.4.- Criterio evaluados para la elección de la alternativa.....	150
6.5.2.5.- Coeficiente de ponderación.....	152
6.5.3.- Descripción de la propuesta de mejora	153
6.5.4.- Valoración económica.....	156
6.5.4.1.- Definición de las unidades de obra.....	156
6.5.4.2.- Mediciones de las unidades de obra	157
6.5.4.3.- Elección y definición de los equipos de trabajo.....	160
6.5.4.4.- Precio unitario de las unidades de obra	162
6.5.4.5.- Cuadro de precios número 1.....	166
6.5.4.6.- Presupuesto general	168

Capítulo 07. Líneas futuras de investigación

7.1.- Líneas futuras de investigación.....	171
--	-----

Capítulo 08. Referencias

Referencias.....	173
------------------	-----

Capítulo 09. Lista de acrónimos

Anotaciones y acrónimos	178
-------------------------------	-----

Listado de Anejos

Anejo 01. Planos.....	183
Anejo 02. Objetivos de desarrollo sostenible.....	186

Índice de figuras

Figura 1.1. Sección dique en talud con cuenco amortiguador. Fuente: Elaboración propia	17
Figura 1.2. Sección de dique en talud. Fuente: Elaboración propia.....	17
Figura 1.3. Temperatura media global. Fuente: https://data.giss.nasa.gov/gistemp/	19
Figura 2.4. Sección de dique en talud convencional (trazo discontinuo) y dique en talud con cuenco amortiguador (trazo contniuo). Fuente: Temario Obras Marítimas GIC (2018).....	22
Figura 2.5. Parámetros de relevancia para caracterizar el rebase en diques en talud. Fuente: CLASH	24
Figura 2.6. Esquema de la representación gráfica de la red neuronal CLASH. Fuente: Elaboración propia.	27
Figura 2.7. Ejemplo de solicitaciones horizontales sobre un espaldón y manera de dimensionarlo. Fuente: Mares-Nasarre y van Gent (2019)	31
Figura 2.8. Esquema dique con canal en puerto de Pandataria. Fuente: Ceniceros (1999)	32
Figura 2.9. Sección del dique exterior del puerto Cesarea Maritima. Fuente: Ceniceros (1999)33	
Figura 2.10. Esquema para representación de las variables nombradas. Fuente: Elaboración propia	34
Figura 2.11. Comparación de tipologías de diques y el efecto del rebase. Fuente: Del Moral (1980)	36
Figura 2.12. Ensayo en dique en talud con cuenco reducido. Fuente: Burcharth (2004).....	36
Figura 2.13. Ensayo en dique en talud con cuenco amortiguador. Fuente: Burcharth (2004) ...	37
Figura 2.14. Ensayo en dique en talud análogo a uno con cuenco. Fuente: Burcharth (2004) ...	37
Figura 2.15. Ensayo en dique en talud con forma de S. Fuente: Burcharth (2004)	37
Figura 2.16. Ensayo en dique en talud con berma. Fuente: Burcharth (2004)	38
Figura 3.17. Imagen frontal del modelo ensayado. Fuente: Proyecto ESBECO LPC-UPV	41
Figura 3.18. Sección longitudinal del canal de ensayos del LPC. Cotas en m. Fuente: LPC-UPV	42
Figura 3.19. Sistema de generación del oleaje. Fuente: LPC-UPV	43
Figura 3.20. Disipador de energía en el canal LPC-UPV. Fuente: LPC-UPV	43
Figura 3.21. Sensores de nivel en el canal del LPC. Fuente: LPC-UPV.....	44
Figura 3.22. Localización de sensores en el canal. Fuente: Elaboración propia	45
Figura 3.23. Localización de sensores en el canal. Fuente: Elaboración propia	45
Figura 3.24. Equipo de captación de rebase. Fuente: Proyecto ESBECO LPC-UPV	46
Figura 3.25. Localización de sensores en el espaldón. Cotas en cm. Fuente: Elaboración propia	46
Figura 3.26. Disposición de las cámaras de fotos para la medición de la estabilidad. Fuente: Proyecto ESBESCO LPC-UPV	47
Figura 3.27. Código de nomenclatura del ensayo. Fuente: Elaboración propia	48
Figura 3.28. Modelo dique en talud con cuenco amortiguador 3Dn. Fuente: Elaboración propia	50
Figura 3.29. Modelo dique en talud con cuenco amortiguador 6Dn. Fuente: Elaboración propia	50
Figura 3.30. Modelo de cubípodos monocapa construido. Vista de perfil, talud frontal y coronación. Fuente: Proyecto ESBECO LPC-UPV.....	50
Figura 3.31. Curva granulométrica del núcleo. Elaboración: LCP - Proyecto ESBECO	51
Figura 3.32. Caracterización de escollera empleada para el filtro. Fuente: Proyecto ESBECO LPC-UPV.....	51
Figura 3.33. Sección de cubípedo. Fuente: Elaboración propia.....	52



Figura 3.34. Caracterización de la densidad de los cubípodos empleados. Fuente: Proyecto ESBECO LPC-UPV 52

Figura 3.35. Caracterización de la masa de los cubípodos empleados. Fuente: Proyecto ESBECO LPC-UPV..... 53

Figura 3.36. Caracterización del diámetro nominal de los cubípodos empleados. Fuente: Proyecto ESBECO LPC-UPV 53

Figura 3.37. Caracterización de la masa de la escollera para la berma de pie empleada. Fuente: Proyecto ESBECO LPC-UPV 53

Figura 3.38. Caracterización de la densidad de la escollera para la berma de pie empleada. Fuente: Proyecto ESBECO LPC-UPV..... 54

Figura 3.39. Caracterización del diámetro nominal de la escollera para la berma de pie empleada. Fuente: Proyecto ESBECO LPC-UPV..... 54

Figura 3.40. Onda progresiva y onda estacionaria. Fuente: Temario asignatura Obras Marítimas GIC (2018)..... 56

Figura 3.41. Software SwonOne de la Tu Delft. Fuente: LPC-UPV 57

Figura 3.42. Comparación altura de ola incidente obtenida con SwanOne vs. altura de ola registrada. Fuente: Proyecto ESBECO LPC-UPV 58

Figura 3.43. Ventana de parámetros del LPCLab. Fuente: LPC-UPV 59

Figura 4.44. Vista de análisis de regresión múltiple de una variable en STATGRAPHICS. Fuente: Elaboración propia 62

Figura 4.45. Vista de las opciones de resultados de STATGRAPHICS. Fuente: Elaboración propia 63

Figura 4.46. Gráficas de regresión de MATLAB. Fuente: Elaboración propia 64

Figura 4.47. Gráfica de rendimiento de MATLAB. Fuente: Elaboración propia 65

Figura 4.48. Modelo de dique 3Dn con cuenco amortiguador. Fuente: Elaboración propia..... 66

Figura 4.49. Modelo de dique 3Dn análogo. Fuente: Elaboración propia 66

Figura 4.50. Modelo de dique 6Dn con cuenco amortiguador. Fuente: Elaboración propia..... 66

Figura 4.51. Modelo de dique 6Dn análogo. Fuente: Elaboración propia 67

Figura 4.52. Parámetros de relevancia para caracterizar el rebase en diques en talud. Fuente: CLASH 69

Figura 4.53. Relación entre parámetros adimensionales R_c/H_{m0} y G_c/H_{m0} de datos observados y estimados con CLASH. Fuente: Elaboración propia 71

Figura 4.54. Comparación de caudal observado vs. estimado en modelo 3Dn. Fuente: Elaboración propia 72

Figura 4.55. Comparación de caudal observado vs. estimado en modelo 6Dn. Fuente: Elaboración propia 73

Figura 4.56. Relevancia del francobordo sobre el caudal de rebase. Fuente: Elaboración propia 76

Figura 4.57. Relevancia del ancho del dique sobre el caudal de rebase. Fuente: Elaboración propia 77

Figura 4.58. Tasa de rebase observada vs. estimada. Fuente: Elaboración propia 78

Figura 4.59. Delimitación de ensayos con y sin rebase en base a la RN de clasificación. Fuente: Elaboración propia 79

Figura 4.60. Gráfico de regresión de la RN de cuantificación. Fuente: Elaboración propia 82

Figura 4.61. Gráfica de rendimiento de la RN de cuantificación. Fuente: Elaboración propia... 83

Figura 4.62. Relevancia del francobordo sobre el caudal de rebase. Fuente: Elaboración propia 84

Figura 4.63. Relevancia del ancho del dique sobre el caudal de rebase. Fuente: Elaboración propia	84
Figura 4.64. Relevancia del calado sobre el caudal de rebase. Fuente: Elaboración propia	85
Figura 4.65. Comparación de rebase observado y estimado. Fuente: Elaboración propia	85
Figura 4.66. Esquema de las fuerzas y parámetros relevantes para las formulaciones. Fuente: Elaboración propia	86
Figura 4.67. Localización de los sensores de presión en el espaldón. Cotas en cm. Fuente: Elaboración propia	87
Figura 4.68. Registro de subpresiones del sensor S4. Fuente: Elaboración propia	89
Figura 4.69. Registro de presiones del sensor S8. Fuente: Elaboración propia	90
Figura 4.70. Distribución trapezoidal de presiones en el espaldón. Fuente: Elaboración propia	90
Figura 4.71. Acciones consideradas para el cálculo de esfuerzos. Fuente: Elaboración propia	91
Figura 4.72. Descomposición de las acciones respecto al plano de inclinación. Fuente: Elaboración propia	92
Figura 4.73. Resultante de la fuerza horizontal y vertical máxima. Fuente: Elaboración propia	93
Figura 4.74. Detalle del registro de fuerzas. Fuente: Elaboración propia	93
Figura 4.75. Gráfico de rendimiento de la RN para la fuerza horizontal máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia	96
Figura 4.76. Gráfico de rendimiento de la RN de la fuerza horizontal máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia	96
Figura 4.77. Relevancia del francobordo sobre la fuerza horizontal máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia	97
Figura 4.78. Relevancia del ancho del dique sobre la fuerza horizontal máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia	98
Figura 4.79. Comparación de fuerza horizontal adimensional máxima observada y estimada. Fuente: Elaboración propia	99
Figura 4.80. Gráfica de regresión para la fuerza vertical máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia	100
Figura 4.81. Gráfica de rendimiento para la fuerza vertical máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia	100
Figura 4.82. Relevancia del francobordo sobre la fuerza horizontal máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia	101
Figura 4.83. Relevancia del francobordo sobre la fuerza horizontal máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia	101
Figura 4.84. Comparación de fuerza horizontal adimensional máxima observada y estimada. Fuente: Elaboración propia	102
Figura 4.85. Gráfica de regresión para el momento de la subpresión máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia	103
Figura 4.86. Gráfica de rendimiento para el momento de la subpresión máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia	103
Figura 4.87. Relevancia del francobordo sobre el momento de la subpresión máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia	104
Figura 4.88. Relevancia del francobordo sobre el momento de la subpresión máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia	104
Figura 4.89. Comparación de momento de la subpresión máxima observada y estimada. Fuente: Elaboración propia	105

Figura 4.90. Gráfica de regresión para el momento de fuerzas horizontal máximo adimensionalizado. Fuente: Elaboración propia..... 106

Figura 4.91. Gráfica de rendimiento para el momento de fuerzas horizontal máximo adimensionalizado. Fuente: Elaboración propia..... 106

Figura 4.92. Relevancia del francobordo sobre el momento de fuerzas horizontal máximo adimensionalizado. Fuente: Elaboración propia..... 107

Figura 4.93. Relevancia del francobordo sobre el momento de fuerzas horizontal máximo adimensionalizado. Fuente: Elaboración propia..... 107

Figura 4.94. Comparación de momento de fuerzas horizontal máximo observada y estimada. Fuente: Elaboración propia 108

Figura 6.95. Localización del puerto de Denia 116

Figura 6.96. Imagen del tramo 4 del dique norte del puerto de Denia. Fuente: Google Earth 117

Figura 6.97. Comparación de la evolución de la temperatura entre la tierra y el mar y la tierra. Fuente: AR5, IPCC (2014) 119

Figura 6.98. Proyección de la variación del nivel medio del mar para RCP4.5 entre 2026-2045 y 2081-2100. Fuente: Visor C3E 122

Figura 6.99. Proyección de la variación del nivel medio del mar para RCP8.5 entre 2026-2045 y 2081-2100. Fuente: Visor C3E 122

Figura 6.100. Proyección de la variación de altura media de ola para RCP4.5 entre 2026-2045 y 2081-2100. Fuente: Visor C3E 122

Figura 6.101. Proyección de la variación de altura media de ola para RCP8.5 entre 2026-2045 y 2081-2100. Fuente: Visor C3E 123

Figura 6.102. Esquema acotado sección tramo 4 dique norte del puerto de Denia. Fuente: Elaboración propia 125

Figura 6.103. Batimetría en la bocana del puerto. Fuente: Navionics 127

Figura 6.104. Batimetría a pie de dique. Fuente: Google Earth..... 127

Figura 6.105. Emplazamiento del punto SIMAR 2086106. Fuente: Puertos del Estado 128

Figura 6.106. Emplazamiento de la boya de Valencia. Fuente: Puertos del Estado 128

Figura 6.107. Distribución conjunta de período pico y altura de ola significativa del punto SIMAR. Fuente: Puertos de Estado..... 129

Figura 6.108. Distribución conjunta de la dirección del oleaje y altura de ola significativa del punto SIMAR. Fuente: Puertos del Estado 130

Figura 6.109. Rosa de los vientos anual. Fuente: Puertos del Estado..... 131

Figura 6.110. Régimen medio de Altura Significante anual - Probabilidad de no Excedencia. Fuente: Puertos del Estado 132

Figura 6.111. Régimen extremal de altura de ola significativa anual - probabilidad de no excedencia en la boya de Valencia. Fuente: Puertos del Estado 133

Figura 6.112. Rosa de los vientos para los meses de septiembre a noviembre. Fuente: Puertos del Estado 135

Figura 6.113. Servidor cress. Fuente: cress.nl..... 137

Figura 6.114. Esquema acotado del espaldón. Fuente: Elaboración propia..... 142

Figura 6.115. Esquema de distribución de presiones en la base del espaldón. Fuente: Elaboración propia 143

Figura 6.116. Esquema de situación en la alternativa 1. Fuente: Elaboración propia 148

Figura 6.117. Esquema de situación en la alternativa 2. Fuente: Elaboración propia 149

Figura 6.118. Esquema de comparación de la solución de modificación del espaldón. Fuente: Elaboración propia 149

Figura 6.119. Comprobación de deslizamiento del espaldón para la alternativa 3. Fuente: Elaboración propia	150
Figura 6.120. Comprobación de vuelco del espaldón para la alternativa 3. Fuente: Elaboración propia	150
Figura 6.121. Esquema de situación en la alternativa 3. Fuente: Elaboración propia	150
Figura 6.122. Medición UO01. Fuente: Elaboración propia	157
Figura 6.123. Medición UO02. Fuente: Elaboración propia	158
Figura 6.124. Medición UO03. Fuente: Elaboración propia	158
Figura 6.125. Medición UO04. Fuente: Elaboración propia	158
Figura 6.126. Medición UO05. Fuente: Elaboración propia	159
Figura 6.127. Medición UO06. Fuente: Elaboración propia	159
Figura 6.128. Medición UO07. Fuente: Elaboración propia	159

Índice de tablas

Tabla 2.1. Valores críticos del caudal de rebase. Fuente: USACE (2002)	24
Tabla 2.2. Rango de valores válido para los parámetros de la fórmula de rebase. Fuente: Owen (1980)	25
Tabla 2.3. rMSE de las diferentes formulaciones comentadas para estimación de fuerzas en el espaldón. Fuente: Molines (2015)	30
Tabla 2.4. Rango de valores válido para los parámetros de las fórmulas de estimación de las fuerzas en el espaldón. Fuente: Molines (2015)	30
Tabla 2.5. Dimensiones diques en España con cuenco amortiguador. Fuente: Ceniceros (1999)	34
Tabla 2.6. Comparación de fuerzas en el espaldón entre un dique con cuenco amortiguador y uno con cuenco reducido. Fuente: Burcharth (2004)	38
Tabla 3.1. Localización de sensores de presión. Fuente: Elaboración propia	47
Tabla 3.2. Código de nomenclatura del ensayo. Fuente: Elaboración propia	49
Tabla 3. Tabla de ensayos proyecto ESBECO. Fuente: LPC-UPV	49
Tabla 3.4. Características geométricas relevantes de los modelos. Fuente: Elaboración propia	50
Tabla 3.5. Características principales de los materiales empleados. Fuente: Elaboración propia	54
Tabla 4.1. Medidas relevantes de los modelos analizados. Fuente: Elaboración propia	67
Tabla 4.2. Restricciones para el filtrado de la base de datos CLASH NN. Fuente: Molines (2015)	70
Tabla 4.3. Valores de diferentes cuencos analizados de CLASH. Fuente: Elaboración propia...	70
Tabla 4.4. Número de neuronas intermedias necesarias para la RN de clasificación. Fuente: Elaboración propia	74
Tabla 4.5. Errores de los datos de entrenamiento y validación de la RN de clasificación. Fuente: Elaboración propia	75
Tabla 4.6. Valores escogidos para la validación del RN de clasificación. Fuente: Elaboración propia	76
Tabla 4.7. Resultados de la red neuronal de clasificación. Fuente: Elaboración propia	78
Tabla 4.8. Valor de R_c considerado para clasificación de diques. Fuente: Elaboración propia...	80
Tabla 4.9. Valores de G_c considerados para clasificación de diques. Fuente: Elaboración propia	80
Tabla 4.10. Puntos del diagrama correspondiente a la recta de delimitación para la clasificación de los diques. Fuente: Elaboración propia	80



Tabla 4.11. Intervalo de valores estudiado para las variables de la formulación de la RN de clasificación. Fuente: Elaboración propia..... 81

Tabla 4.12. Número de neuronas intermedias necesarias para la RN de cuantificación. Fuente: Elaboración propia 82

Tabla 4.13. Errores de los datos de entrenamiento y validación de la RN de cuantificación. Fuente: Elaboración propia 83

Tabla 4.14. Valores escogidos para la validación del RN de cuantificación. Fuente: Elaboración propia 83

Tabla 4.15. Datos de entrada para el cálculo de fuerzas. Fuente: Elaboración propia..... 88

Tabla 4.16. Significado de las fuerzas del esquema según colores. Fuente: Elaboración propia 92

Tabla 4.17. Valor de los parámetros para la adimensionalización de las fuerzas. Fuente: Elaboración propia 94

Tabla 4.18. Número de neuronas intermedias necesarias para la RN de las fuerzas. Fuente: Elaboración propia 95

Tabla 4.19. Cálculo rMSE para la RN entrenada de la fuerza horizontal máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia..... 97

Tabla 4.20. Valores escogidos para la validación del RN de la fuerza horizontal máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia..... 97

Tabla 4.21. Cálculo rMSE para la RN entrenada de la fuerza vertical máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia..... 99

Tabla 4.22. Cálculo rMSE para la RN entrenada de la subpresión máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia 102

Tabla 4.23. Cálculo rMSE para la RN entrenada del momento de fuerzas horizontal máximo adimensionalizado. Fuente: Elaboración propia..... 105

Tabla 6.1. Resumen de las consecuencias del cambio climático sobre el planeta. Fuente: Castellano (2019) 119

Tabla 6.2. Cambios proyectados en el sistema climático en el periodo 2081-2100 respecto de 1986-2005. Fuente: IPCC (2014) 120

Tabla 6.3. Rango de valores de aumento del nivel del mar entre los años 2026-2045 y 2081-2100 para los escenarios RCP4.5 y RCP8.5. Fuente: Elaboración propia 123

Tabla 6.4. Características estructurales del dique con cuenco amortiguador de Denia. Fuente: Diques de abrigos en los puertos de interés general..... 125

Tabla 6.5. Obtención del factor de escala entre dique 3D_n de LPC y dique real de Denia. Fuente: Elaboración propia 126

Tabla 6.6. Obtención del factor de escala entre dique 6D_n de LPC y dique real de Denia. Fuente: Elaboración propia 126

Tabla 6.7. Período de Pico (T_p) - Altura Significativa (H_s) en %. Fuente: Puertos del Estado. 130

Tabla 6.8. Tabla Altura Significativa (H_s) - Dirección de Procedencia en %. Fuente: Puertos del Estado..... 131

Tabla 6.9. Vida útil mínima en la fase de proyecto servicio. Fuente: R.O.M 0.0 134

Tabla 6.10. Máxima probabilidad conjunta en la fase de servicio para los ELU. Fuente: R.O.M. 0.0..... 134

Tabla 6.11. Valores de corrección del oleaje para Valencia y Alicante. Fuente: R.O.M. 03-91. Fuente: Elaboración propia 136

Tabla 6.12. Corrección de la altura de ola. Fuente: Elaboración propia 136

Tabla 6.13. H_s corregida. Fuente: Elaboración propia..... 137

Tabla 6.14. Variación del nivel medio del mar considerada para los escenarios estudiados. Fuente: Visor C3E 138



Tabla 6.15. Condición de rotura del oleaje. Fuente: Elaboración propia.....	138
Tabla 6.16. Parámetros del oleaje para la estimación de cargas. Fuente: Elaboración propia	138
Tabla 6.17. Parámetros correspondientes al dique estudiado. Fuente: Elaboración propia....	139
Tabla 6.18. Límites de caudal admisible para peatones y vehículos. Fuente: Eurotop (2018).	139
Tabla 6.19. Relaciones adimensionales para la estimación de rebase. Fuente: Elaboración propia	140
Tabla 6.20. Rango de valores de variables adimensionales para el rebase. Fuente: Elaboración propia	140
Tabla 6.21. Caudal de rebase para los diferentes escenarios. Fuente: Elaboración propia	140
Tabla 6.22. Coeficientes de seguridad para deslizamiento y vuelco. Fuente: R.O.M.0.5-05....	141
Tabla 6.23. Coeficientes de ponderación. Fuente: R.O.M. 0.5-05	141
Tabla 6.24. Coeficientes de compatibilidad. Fuente: R.O.M. 0.5-05	141
Tabla 6.25. Características del espaldón. Fuente: Elaboración propia	142
Tabla 6.26. Rango de valores de variables adimensionales para las fuerzas. Fuente: Elaboración propia	142
Tabla 6.27. Cálculo de fuerza horizontal máxima en el espaldón. Fuente: Elaboración propia	143
Tabla 6.28. Cálculo de fuerza vertical máxima en el espaldón. Fuente: Elaboración propia....	144
Tabla 6.29. Cálculo del momento de fuerzas horizontales máximo en el espaldón. Fuente: Elaboración propia	144
Tabla 6.30. Cálculo del momento de fuerzas verticales máximo en el espaldón. Fuente: Elaboración propia	144
Tabla 6.31. Peso y momento del peso propio del espaldón. Fuente: Elaboración propia	145
Tabla 6.32. Fuerzas ponderadas. Fuente: Elaboración propia	145
Tabla 6.33. Comprobación de deslizamiento del espaldón. Fuente: Elaboración propia.....	145
Tabla 6.34. Comprobación de vuelco del espaldón. Fuente: Elaboración propia.....	145
Tabla 6.35. Dimensionamiento de las piezas del manto de protección. Fuente: Elaboración propia	146
Tabla 6.36. Comprobación de deslizamiento del espaldón para la alternativa 1. Fuente: Elaboración propia	148
Tabla 6.37. Comprobación de vuelco del espaldón para la alternativa 1. Fuente: Elaboración propia	148
Tabla 6.38. Comprobación de deslizamiento del espaldón para la alternativa 2. Fuente: Elaboración propia	149
Tabla 6.39. Comprobación de vuelco del espaldón para la alternativa 2. Fuente: Elaboración propia	149
Tabla 6.40. Análisis de las diferentes alternativas. Fuente: Elaboración propia.....	152
Tabla 6.41. Duración de la alternativa escogida. Fuente: Elaboración propia.....	153
Tabla 6.42. Duración de UO01. Fuente: Elaboración propia.....	154
Tabla 6.43. Duración UO02. Fuente: Elaboración propia.....	154
Tabla 6.44. Duración UO03. Fuente: Elaboración propia.....	154
Tabla 6.45. Duración UO04. Fuente: Elaboración propia.....	155
Tabla 6.46. Duración UO05. Fuente: Elaboración propia.....	155
Tabla 6.47. UO06. Fuente: Elaboración propia	155
Tabla 6.48. Duración UO07. Fuente: Elaboración propia.....	156
Tabla 49. UO08. Fuente: Elaboración propia	156



CAPÍTULO 01. INTRODUCCIÓN

1.- Introducción

El presente proyecto intitulado “*Estudio experimental de rebase y fuerzas en el espaldón en dique en talud con cuenco amortiguador. Adaptación al cambio climático del dique con cuenco amortiguador del puerto de Denia*” se redacta en calidad de Trabajo de Fin de Máster (TFM) por el alumno Pablo Gonzalo Barreira Ribera, miembro de la Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales y Puertos (ETSICCP) de la Universidad Politécnica de Valencia (UPV).

Mediante el desarrollo de este trabajo se tiene como finalidad la obtención del título de Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos.

El objeto de este documento es, en primer lugar, la creación de diferentes fórmulas respecto a la tasa de rebase que puede sufrir un dique en talud con cuenco amortiguador, además de las fórmulas necesarias para estimar las fuerzas a las que el espaldón de un dique de estas características está sometido, es decir, fuerzas horizontales de presión, fuerzas verticales de subpresión y los correspondientes momentos debidos a las fuerzas verticales como a las horizontales.

El trabajo experimental se ha realizado empleando los datos de los registros de los ensayos realizados por el Laboratorio de Puertos y Costas (LPC) de la UPV para el proyecto *ESBECO (Estabilidad hidráulica del manto, BERma y COronación de diques en talud con rebase y rotura por fondo)*.

Además, de esta labor experimental se han querido reflejar los resultados obtenidos mediante la aplicación a un caso práctico real, concretamente el dique en talud con cuenco amortiguador del puerto de Denia, localizado en el tramo 4 del dique norte.

1.1.- Antecedentes

Los diques en talud con cuenco amortiguador son una tipología de diques en talud empleada normalmente para reducir el impacto visual de las obras portuarias. Se trata de reducir la altura del dique aumentando el ancho del mismo para que de esta manera la tasa de rebase se siga controlando.

En las siguientes imágenes se muestran dos secciones. La primera corresponde a un dique con cuenco y la segunda a uno sin cuenco. De esta manera se presentan las diferencias entre ambas secciones de manera visual.

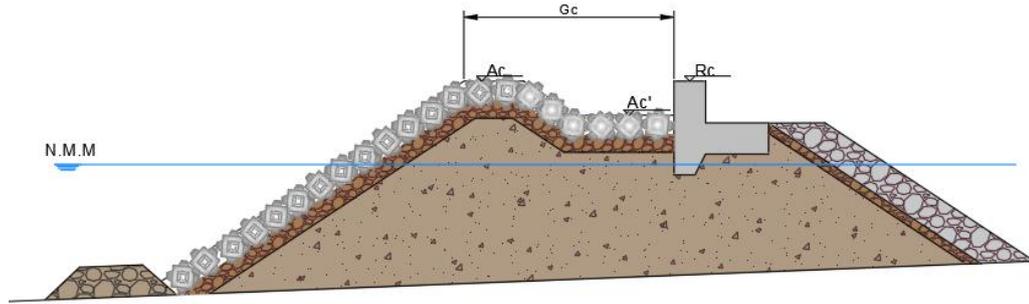


Figura 1.1. Sección dique en talud con cuenco amortiguador. Fuente: Elaboración propia

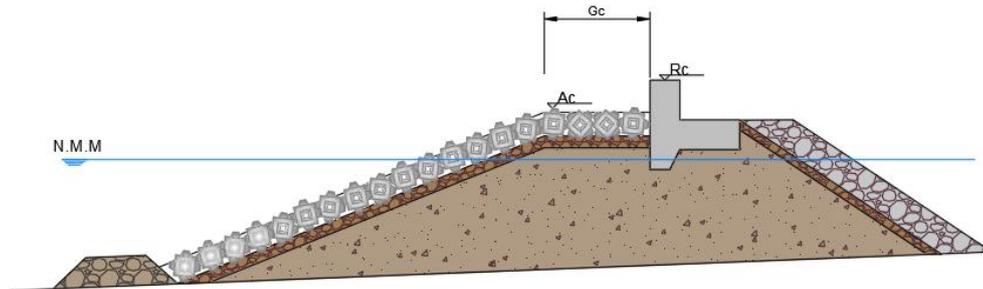


Figura 1.2. Sección de dique en talud. Fuente: Elaboración propia

Se observa que la mayor diferencia es la anchura del dique (G_c), lo que conlleva a la necesidad de disponer de un mayor volumen de material de construcción, y se aprecia también la diferencia entre la cota de coronación (R_c) de los diques con cuenco y sin cuenco, donde en el caso de los diques en talud convencionales este parámetro es mayor.

La literatura correspondiente a los diques en talud es muy amplia, pues a lo largo de los años, estos han sido muy investigados, ya que la tipología se emplea con mucha frecuencia en situaciones donde el terreno sobre el que se va a realizar la obra tenga poca capacidad portante y haya poca profundidad.

En cuanto a los diques con cuenco amortiguador, la literatura existente es escasa y más cuando se trata de diques con cuenco amortiguador y manto de protección cubípodos, por lo que cualquier línea de investigación en esta tipología característica va a ser innovadora.

El dique con cuenco amortiguador tiene como fin que el rebase del oleaje no se produzca. Ello se consigue aumentando el ancho del cuenco y desplazando el espaldón hacia atrás. Lo que ocurre cuando una ola de altura considerable impacta con el dique es que esta pueda llegar a rebasarlo y que esta impacte contra el espaldón del dique, que está mucho más desprotegido que en los cuencos en talud convencionales, por lo que tanto el rebase como las fuerzas ejercidas sobre el espaldón van a ser analizados en este trabajo.

A mayor abundamiento, se comprueba que la construcción de diques con cuenco amortiguador es coherente y eficaz, pues la tasa de rebase se ve disminuida.

1.2.- Motivación de la investigación

El cambio climático es un tema de relevancia en la actualidad a nivel internacional por la afectación que produce en el entorno. Debido al aumento de la temperatura media del planeta, los casquetes polares se están fundiendo, provocando el aumento del nivel medio del mar.

El volumen de agua aumenta no sólo por el deshielo, sino también porque el agua se ha calentado. Esta combinación provoca en la actualidad, inundaciones y erosión en zonas costeras de baja altitud, pero si la temperatura sigue aumentando las infraestructuras portuarias se verán comprometidas en un futuro próximo (Chini y Stansby 2012), por lo que el estudio de rebase para una tipología de dique en talud con cuenco amortiguador queda más que justificado. También concluyeron dichos autores que la tasa media de rebase con período de retorno de cien (100) años se verá incrementada en diez (10) veces si el nivel medio del mar aumenta 1 (un) m.

Además, dado que en esta tipología de diques el espaldón está muy desprotegido, el estudio de las fuerzas actuantes sobre él es necesario, sobre todo para poder rediseñar los espaldones de cara al futuro o para que en las nuevas construcciones se tengan en cuenta estos criterios.

Evidentemente el cambio climático tiene muchas otras consecuencias que no son objeto de este trabajo, pero se deben tener en cuenta para tratar de solucionarlas, minimizarlas o combatirlas de la manera más eficaz y efectiva posible.

Conviene, pues, listar las más relevantes:

- Condiciones meteorológicas extremas y aumento de precipitaciones
- Olas de calor, incendios forestales y sequías especialmente en el sur y en el centro de Europa
- La transformación del norte de Europa en una zona claramente más húmeda
- Los posibles peligros a la salud humana –presumible aumento de fallecimientos- debido al incremento de temperaturas
- Costes para la sociedad y la economía
- Riesgos para la naturaleza

En la siguiente gráfica se observa el aumento de la temperatura media del planeta, según datos de la NASA, entre los años 1880 y 2020.

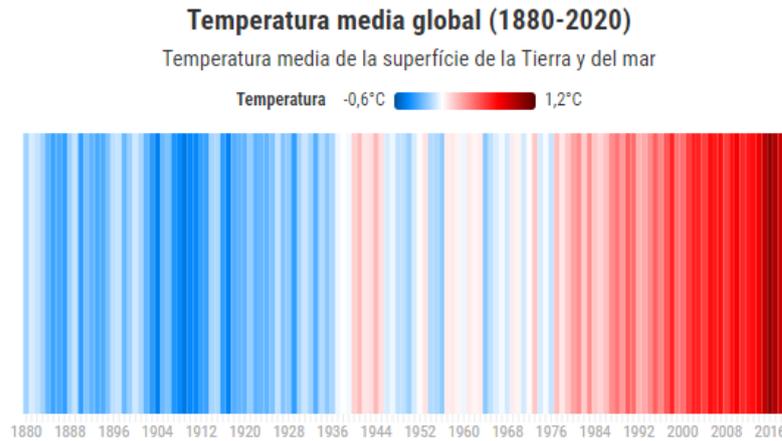


Figura 1.3. Temperatura media global. Fuente: <https://data.giss.nasa.gov/gistemp/>

Se observa que en la franja de ciento cuarenta (140) años la temperatura media de la superficie del planeta ha aumentado en $1,8^{\circ}\text{C}$, lo que supone un gran factor promotor e influyente del deshielo comentado. De manera lineal, el aumento de temperatura habría sido del $1,29\%$ al año. En cuanto a la temperatura de la superficie del océano, esta aumentado desde el año 1850 en $0,9^{\circ}\text{C}$. Se trata de un incremento menor que el de la temperatura de la superficie de la Tierra, pero si se considera que casi el 70% del incremento de la temperatura en el océano ha ocurrido en los últimos cincuenta 50 años, se observa la perentoria gravedad del asunto.

Según la Organización Meteorológica Mundial (OMM) existe un veinte por ciento (20%) de probabilidades de que para el año 2024 se supere los $1,5^{\circ}\text{C}$ de media de aumento. A primera vista no parece un aumento excesivo, pero porcentualmente la subida de estos $0,3^{\circ}\text{C}$ en los próximos tres años equivale a un incremento del $7,5\%$, casi un incremento seis veces mayor que hasta 2020.

Según el Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático (IPCC), la temperatura del océano seguirá aumentando hasta el año 2300. Para finales del siglo XXI han previsto que el aumento medio del mar en todo el mundo se sitúe entre $0,4\text{m}$, para el escenario de emisiones más basado en la reducción a cero de las emisiones de CO_2 en 2050, y $0,8\text{m}$, para el escenario de emisiones más alto, por encima de la media de entre los años 1995 y 2014.

La altura de los mares y océanos en este siglo depende de la cantidad y la rapidez con la que se consigan reducir las emisiones de gases de efecto invernadero, no obstante, estas no son las únicas medidas que se deben tomar al respecto, sino que hay que estar a la vanguardia de las nuevas tecnologías sostenibles para también poder combatir, o al menos estar prevenidos y convivir satisfactoriamente, o al menos razonablemente, con el cambio climático.

Teniendo en cuenta este motivo, queda justificado el estudio que se ha realizado, cuyo fin es tratar de proporcionar una serie de herramientas -formulaciones experimentales en este caso- para contrarrestar, en cuanto a la seguridad de los puertos concierne, el cambio climático.

1.3.- Objetivo

El principal objetivo de este Trabajo de Fin de Máster es mejorar el diseño de dique en talud con cuenco amortiguador mediante la elaboración de diversas formulaciones para poder estimar la tasa de rebase y las formulaciones correspondientes para cuantificar el impacto del oleaje en el espaldón de los diques de esta tipología.

En cuanto al rebase se elaboran dos fórmulas, una para clasificar el rebase y otra para cuantificar la tasa de rebase. Respecto a las fuerzas actuantes sobre el espaldón, se presentan cuatro fórmulas diferentes a pesar de que se enumeren cinco.

- $F_{h0,1\%}$: Fuerza horizontal máxima debida a la presión del oleaje
- $F_{v0,1\%}$: Fuerza vertical máxima debida a la subpresión del oleaje
- $P_{b0,1\%}$: Subpresión máxima debida al oleaje
- $M_h (F_{h0,1\%})$: Momento de fuerza horizontal máxima debido a la presión del oleaje
- $M_v (F_{v0,1\%})$: Momento de fuerza vertical máxima debido a la subpresión del oleaje

De todas las acciones salvo del momento vertical se han obtenido formulaciones aceptables, pero aun así para las comprobaciones realizadas en el *Capítulo 06* se ha empleado una fórmula para poder estimar el momento de fuerzas verticales. Es por esto por lo que se presenta en la lista superior y por lo que se aclara que se han obtenido un total de cuatro formulaciones.

El estudio experimental realizado se aplicará al caso práctico del tramo 4 del dique norte del puerto de Denia, tratándose de un dique en talud con cuenco amortiguador. Sobre él, bajo unas condiciones de contorno en las que se prevé que el nivel del mar haya aumentado por el cambio climática, se propone una construcción alternativa modificando el dique existente para impedir, o al menos limitar, la tasa de rebase.



CAPÍTULO 02. ESTADO DEL ARTE

2.1.- Introducción

En este capítulo se hace referencia a la revisión histórica del estado del arte para conocer su situación actual tanto del rebase y las fuerzas en el espaldón en diques en talud convencionales - de manera superficial debido a que esta tipología no es la correspondiente al objeto principal de este trabajo-, como en talud con cuenco amortiguador.

Las diferencias entre estos dos tipos de secciones es la cota de coronación de los diques, siendo en los convencionales mayor que en los que poseen cuenco amortiguador, pues esta tipología es clasificada como diques de baja cota de coronación, debido al aumento de la anchura de la sección transversal del dique, lo que implica que en diques con cuenco amortiguador se emplee un mayor volumen de material y por lo tanto se requiera ocupar más espacio.

En contrapartida, ello supone la necesidad de disponer también de mayor área en el trasdós del dique para disponer de una mejor operatividad y una mayor área de trabajo, además de que a mayor anchura de sección menor asiento ocurrirá.

Otra ventaja que proporciona esta tipología de dique en talud convencional es una mejora en la estabilidad hidrodinámica de los elementos del manto, analizado y cuantificado por Vidal et. al (1992) si no los has puesto en el índice y por Van der Meer et al. (1990).

Además, los diques con cuenco amortiguador disminuyen la reflexión del oleaje.

Empleando estas medidas constructivas se consigue reducir el remonte sobre el espaldón, por lo que indirectamente también se está actuando sobre las fuerzas que afectan a este. En diques con cuenco amortiguador, los espaldones sufren menores fuerzas, pero al estar desprotegidos es necesario el estudio de las fuerzas que impactan sobre el espaldón.

Como desventajas se tiene que: i) a la hora de la construcción el control del dique es más complejo ii) se requiere una selección y empleo de materiales más costosa y iii) se tiene cierto grado de desconocimiento de la sección, sobre todo frente a efectos 3D y en el morro de los diques.

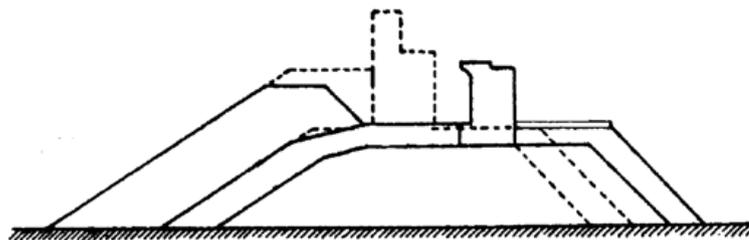


Figura 2.4. Sección de dique en talud convencional (trazo discontinuo) y dique en talud con cuenco amortiguador (trazo continuo).

Fuente: Temario Obras Marítimas GIC (2018)

Se debe tener en cuenta que el motivo principal del uso de diques en talud con cuenco amortiguador, además de tener que implantarlos cuando las condiciones de contorno naturales y/o demás circunstancias concurrentes así lo exijan o aconsejen, es debido a criterios estéticos, pues reduciendo la cota de coronación se reduce el impacto visual del dique.

La percepción de que un puerto esté ligado a una actividad industrial es cierta, pero insuficiente, ya que es el entorno en su conjunto lo que marca el ritmo visual, pues el uso lúdico también está presente en estas infraestructuras y, por lo tanto, este aspecto de gran relevancia dado que esta tipología suele implantarse en instalaciones náutico-deportivas o en explanadas ganadas al mar para urbanizaciones turísticas, el impacto visual que puede causar sí que entraría como uno de los criterios importante a considerar, junto con el entorno paisajístico y medioambiental.

Dentro de este punto se incluiría i) el acabado del dique y del espaldón –en especial su parte recayente al interior de la dársena del puerto-, ii) la posibilidad de agregarle otras funciones, como puede ser el servir de paseo, iii) la instalación de servicios comerciales o el acceso a pescadores deportivos y, iv) posibilitar las vistas al mar, minimizando la sensación de pantalla que puede dar el espaldón, que deberá ser conseguido reduciendo la cota de coronación del mismo.

2.2.- Diques en talud convencionales

Dado que el objeto del trabajo se centra en diques en talud con cuenco amortiguador la importancia del estado del arte en cuenco en talud convencional queda en segundo lugar. A pesar de ello, ya que durante el análisis de resultados se comparan ambas tipologías, se opta por recabar cierta información de esta tipología de diques sin entrar demasiado en detalle, pues no es el principal objeto del trabajo.

2.2.1.- Rebase en diques en talud convencionales

Al fenómeno en el que parte de la ola incidente sobrepasa la coronación de una estructura se le conoce como rebase. Usualmente se hace referencia al volumen de agua que sobrepasa por encima la cota de coronación del dique a través de una sección. Para que se produzca el rebase, la altura de coronación del dique debe ser menor que la altura de remonte.

El diseño de las obras de abrigo debe garantizar una tasa de rebase reducida que permita realizar las actividades portuarias pertinentes en el interior de la dársena, que garantice la estabilidad estructural de la obra, etc.

Para ello, USACE (2002) proporciona una tabla con el límite de caudal de rebase admisible para diferentes casos, como es la seguridad del tráfico tanto de personas como de vehículos y la seguridad estructural de diferentes obras.

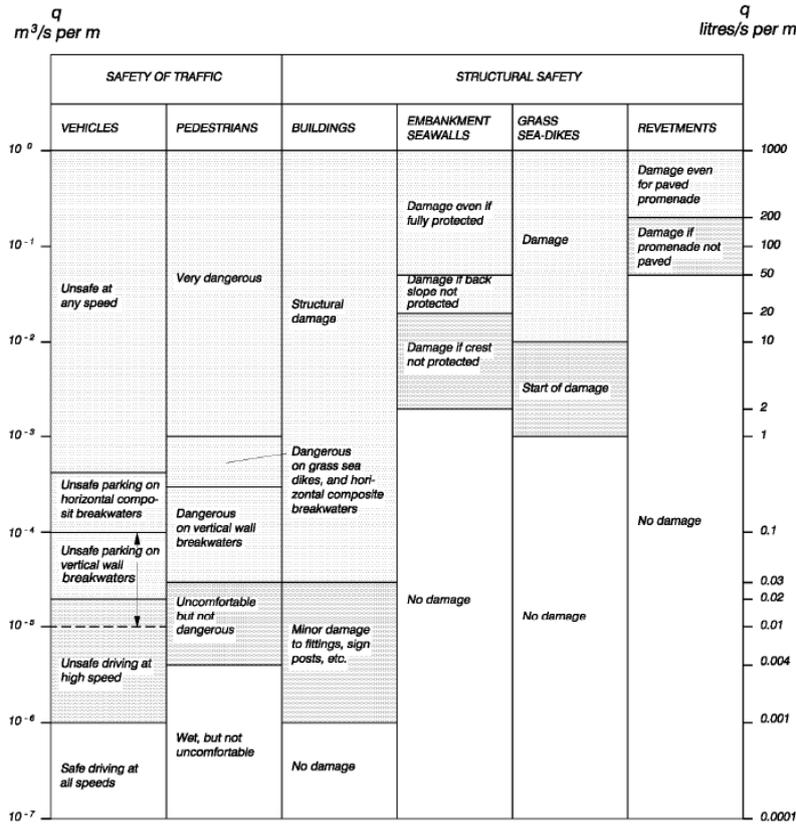


Tabla 2.1. Valores críticos del caudal de rebase. Fuente: USACE (2002)

En primer lugar, se quiere hacer referencia a los parámetros que son de relevancia en lo que concierne al rebase de un dique. Entre ellos se destacan los siguientes:

- H_s : altura de ola significativa
- H_{m0} : altura de ola específica
- T_p : período pico
- R_c : cota de coronación del muelle
- A_c : coronación del manto de protección
- G_c : Anchura de la coronación
- α : talud
- γ_f : coeficiente de rugosidad
- h : calado
- $T_{m-1,0}$: periodo de ola espectral

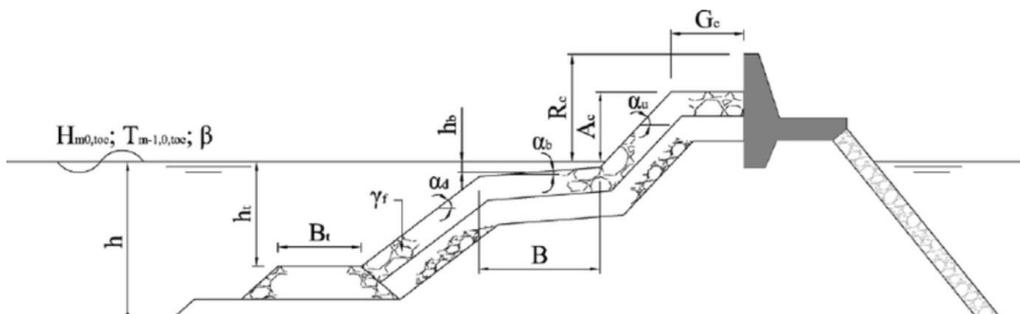


Figura 2.5. Parámetros de relevancia para caracterizar el rebase en diques en talud. Fuente: CLASH

Todas las fórmulas empleadas para calcular el rebase tiene la misma morfología, pues se escoge una función exponencial para determinar, según sea la cota de coronación del muelle, el volumen de agua que lo sobrepasará. Es lógica la idea de que la raíz de la fórmula se base en una función de tipo exponencial, ya que el volumen de agua que rebasará será mayor en gran medida cuanto menor sea la cota de coronación de la estructura de protección y/o cuando mayor sea la altura de ola incidente.

$$q^* = A \cdot \exp(B \cdot R_c^*)$$

Los coeficientes A y B son coeficientes empíricos relacionados con las características geométricas de la estructura y con las condiciones climáticas a las que esta se ve sometida. Los parámetros sujetos al asterisco en la ecuación son los parámetros que se deben adimensionalizar.

Entre las formulaciones más relevantes, a lo largo de la Historia, se destacan las siguientes. Owen (1980) concluyó una fórmula que describe la tasa de rebase media en diques en talud impermeables con bermas impermeables para taludes 1:1, 1:2 y 1:4. En este caso los valores a y b aparentes en la fórmula de Owen (1980) también hace referencia a las características geométricas de la obra, así como al ángulo del talud.

$$\frac{q_{tot}}{T_m \cdot g \cdot H_{m0}} = a \cdot \exp\left(-b \cdot \frac{R_c}{T_m \cdot \sqrt{g \cdot H_{m0}}} \cdot \frac{1}{\gamma_f}\right)$$

Intervalo válido de los parámetros
$\frac{R_c}{T_m \cdot \sqrt{g \cdot H_{m0}}} \in [0,05;0,6]$
$S_{0m} \in [0,035;0,05]$

Tabla 2.2. Rango de valores válido para los parámetros de la fórmula de rebase. Fuente: Owen (1980)

Esta fórmula se obtuvo para el rango de valores comentado (Rock Manual, 2007).

Además de que para oleaje tipo *swell* no se considera válida la formulación.

Tampoco es válida en caso de que el manto de protección y la berma sean permeables, por lo que se estimó la siguiente formulación de TAW (2002). En este caso también se distinguió entre condiciones de oleaje con y sin rotura. En este caso en vez de realizar la adimensionalización el período medio como realizó Owen, se adimensionaliza con el número de Iribarren. La formulación que se concluye, en condiciones de rotura, es la siguiente.

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = \frac{A}{\sqrt{\tan(\alpha)}} \gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} \cdot \exp\left(-B \cdot \frac{R_c}{\xi_{m-1,0} \cdot H_{m0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_v}\right)$$

Para condiciones de rotura la formulación es la que se muestra a continuación.

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = C \cdot \exp\left(-D \cdot \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}\right)$$

Según el Eurotop II, 2016, la formulación que se debe emplear para calcular el caudal de rebase es la siguiente. Esta formulación es muy similar a TAW (2002) con la salvedad de que se concretizan cada vez más parámetros.

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = \left(\frac{0,023}{\sqrt{\tan(\alpha)}} \right) \gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} \cdot \exp \left(- \left(2,7 \cdot \frac{R_c}{\xi_{m-1,0} \cdot H_{m0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_v} \right)^{1,3} \right)$$

La principal diferencia entre la antigua fórmula de Eurotop (2007) y la nueva fórmula del Eurotop (2016) se basa en que incluye un francobordo nulo, lo que equivale a que el nivel de coronación del espaldón sea igual al nivel del agua. Esta fórmula de rebase, con el rebase adimensional, permite el cotejo entre diferentes estructuras, comparando las fórmulas/ecuaciones de cada una de ellas.

Burcharth y Lykke Andersen (2006) concluyeron una formulación para estimar la tasa de rebase en diques en talud convencionales con espaldón, donde k_1 depende del peralte de la ola y k_2 depende del peralte y de la distancia vertical desde la cota de coronación del espaldón hasta el valle correspondiente de la altura significativa de la ola.

$$\frac{q(x)}{q_0} = \exp \left(-k_1 x \left(\frac{x}{H_s} - k_2 \right) \right)$$

- q_0 : caudal total de rebase
- $q(x)$: caudal de rebase que pasa a través de la longitud x
- x : distancia medida desde el extremo frontal del espaldón hacia el intradós del muelle
- H_s : altura de ola significativa

Molines y Medina (2015) describen la dependencia del coeficiente de rugosidad, no solo en porosidad de las piezas del manto de protección y en la permeabilidad del dique, sino que también reflejan la importancia de esta en el rebase, pues se trata de un estimador del mismo.

En cuanto al oleaje incidente de manera oblicua sobre el dique no hay estudios. Si existen diferentes investigaciones sobre el remonte y el rebase de estructuras costeras (impermeables y permeables) que tenían como objetivo cuantificar la influencia de las olas oblicuas en la tasa media de rebase, en el espesor de la capa de agua a través del desarrollo de fórmulas empíricas de un factor de reducción para la oblicuidad de las olas (por ejemplo, Nørgaard et al., 2013). Sin embargo, la mayoría de las fórmulas no consideraban la aproximación de olas muy oblicuas. Lo cual propicia una línea futura de relevancia, necesaria de ser estudiada.

Otro estudio que se debe destacar es *CLASH EU-Project* (2001-2003), el cual colecciona 10.532 datos de tasa de rebase en diferentes diques con diferentes geometrías y condiciones. Con los datos de este estudio Van gent et al. (2007) creó la red neuronal CLASH NN para Deltares.

Deltares es un instituto dedicado a la investigación en el ámbito del agua, el subsuelo y las infraestructuras que ha creado una red neuronal, CLASH (*“Crest Level Assessment of Coastal Structures by full scale monitoring, neural network prediction and Hazard analisis on permissible wave overtopping”*) mediante la que se puede predecir el caudal de rebase de

diques en talud sin cuenco amortiguador basándose en la biblioteca de datos de los más de diez mil diques mencionados construidos en el mundo.

Para realizar las comparaciones pertinentes, se debe tener en cuenta que los diques comparados sean de las mismas características y que se les impongan las mismas condiciones de contorno:

- Dirección del oleaje perpendicular a los modelos ensayados
- No hay existencia de berma, por lo que solo existe una única pendiente en el talud del dique
- En el caso de la existencia de cuenco amortiguador en el dique, este será de ancho constante independientemente de que se trate del modelo 3D_n o 6D_n, pues lo que varía entre los modelos es el ancho de la cresta del modelo descontando el ancho del cuenco.

A la red neuronal se le proporciona las características relevantes del dique en talud que se quiere simular y de esta manera se obtiene el caudal medio unitario o tasa media de rebase.

Mediante CLASH se pueden comparar resultados testados en estructuras específicas con estructuras de tipos aparentes en su biblioteca con el fin de comparar la viabilidad del modelo ensayado que se pretenda construir. Además, esta red neuronal se ha creado con el fin de predecir la tasa media de rebase. Para ello se le deben proporcionar los quince (15) datos de entrada aparentes en la siguiente imagen.

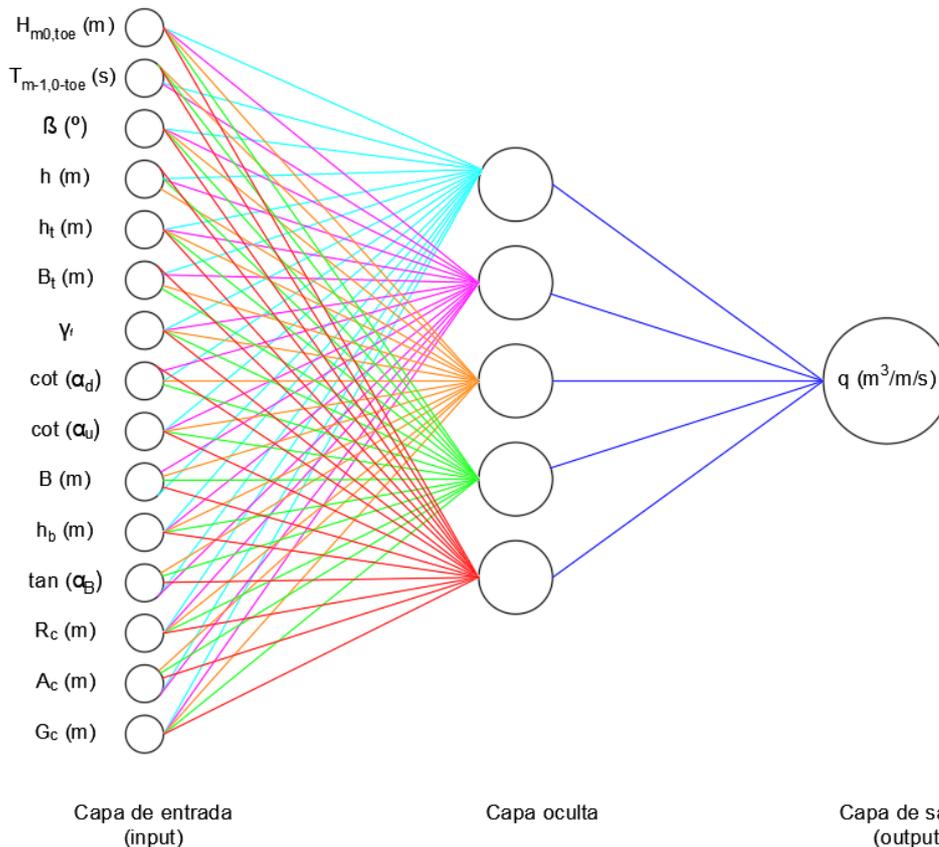


Figura 2.6. Esquema de la representación gráfica de la red neuronal CLASH. Fuente: Elaboración propia.

- $H_{m0, toe}$ (m): altura de ola significativa a pie de dique
- $T_{m-1,0-toe}$ (s): período medio a pie de dique
- β (°): dirección del oleaje respecto a la cara perpendicular de la estructura
- h (m): calado delante de la estructura
- h_t (m): calado a pie de dique
- B_t (m): anchura del pie de dique
- γ_f : coeficiente de permeabilidad o de rugosidad de la estructura
- $\cot(\alpha_d)$: talud de la estructura en la parte baja de la berma
- $\cot(\alpha_u)$: talud de la estructura en la parte alta de la berma
- B (m): ancho de la berma
- h_b (m): calado en la berma
- $\tan(\alpha_b)$: talud de la berma
- R_c (m): francobordo
- A_c (m): francobordo del manto de protección
- G_c (m): ancho de coronación del dique

2.2.2.- Fuerzas en el espaldón en diques en talud convencionales

El espaldón de un dique es, por lo general, la parte más emergida del dique, cuya función es conseguir una mayor cota de coronación implantando una estructura de hormigón evitando colocar un mayor volumen de material. Los espaldones también pueden ser destinados a actividades ligadas a vías de comunicación terrestre intra portuarias, trabajos portuarios o de mantenimiento/reparación o al ocio, como por ejemplo si se realizan áreas/espacios transitables sobre los que poder pasear o pesca.

Que esta parte de la estructura sea la más elevada conlleva a que, en caso de la avenida de una gran ola, reciba fuertes impactos. Esto supone que, a diferencia de los elementos del manto, los cuales están solicitados constantemente, de pronto puedan darse unas condiciones que propicien una gran acción sobre el espaldón y comprometer o agotar su vida útil. Esto ocurre con menor grado de afección en diques en talud convencionales, donde el espaldón está más protegido que en los diques en talud con cuenco amortiguador.

Los modos de fallo convencionales en espaldones son el deslizamiento, el vuelco y la fisuración.

El deslizamiento es el modo de fallo más típico. Este ocurre cuando la fuerza horizontal actuante es mayor al rozamiento del espaldón con el terreno. Debido a que depende del rozamiento este modo fallo, se sabe que va ligado al peso propio del espaldón W [kg]. Para estar en condiciones de estabilidad la siguiente ecuación debe satisfacerse.

$$(W - \Sigma F_v)\mu \geq \Sigma F_h$$

Además del peso propio del espaldón en esta fórmula aparece el coeficiente de rugosidad μ entre el material del que se haya construido el espaldón, normalmente hormigón armado, y el terreno, las fuerzas verticales debidas a la subpresión del agua y las fuerzas horizontales debidas a la presión del agua.

En cuanto al vuelco, este ocurre cuando los momentos estabilizadores, correspondientes al peso de la estructura, son menores que los estabilizadores los debidos a la acción del oleaje.

$$M_w \geq \Sigma M_{Fh} + \Sigma M_{Fv}$$

La consecuencia de la fisuración es el deterioro del hormigón, pues los espaldones están expuestos a un clima marítimo de gran afección. No obstante, todos estos problemas pueden solucionarse con un buen diseño de la estructura, mientras que los fallos debidos al terreno no tienen una fácil solución.

Debido a que las fuerzas que el espaldón sufre ocurren con el remonte o con el rebase de la estructura, las variables relevantes para la estabilidad de los mismos serán semejantes a las mencionadas anteriormente en el rebase.

Iribarren y Nogales (1954) propusieron distribuciones de presiones triangulares sobre el espaldón basadas en la velocidad máxima del flujo de agua tras la rotura de la ola. Jensen (1984) estudió la influencia de la altura de ola, el período y el nivel del mar, concluyendo que esta variable podía representarse mediante la cota de coronación del espaldón, en la fuerza máxima analizando un grupo de mil (1.000) olas ($F_{h0,1\%}$). Además, concluyó que $F_{h0,1\%}$ es directamente proporcional a la relación H_s/A_c . Respecto al período, si este aumenta, la fuerza de la ola también aumentará.

Jensen elaboró las siguientes fórmulas con el fin de estimar la fuerza horizontal y la fuerza vertical máxima:

$$F_{h0,1\%} = \left(a + b \frac{H_s}{A_c}\right) \rho g c_h L_{op}$$

$$F_{v0,1\%} = \left(a + b \frac{H_s}{A_c}\right) \rho g c_b 0,5$$

Se observa por lo tanto que ambas formulaciones son prácticamente idénticas con la salvedad de que en la estimación de la fuerza horizontal se emplea la longitud del espaldón (c_h), mientras que en la fuerza vertical se emplea la altura del espaldón (c_v), además de que la fuerza vertical se reduce a la mitad dejando notar claramente que tratando sobre fuerzas en el espaldón la presión del oleaje es de mayor relevancia que la supresión. Estas fórmulas están incluidas en el USACE (2002).

Negro et al. (2013) realizaron un estudio sobre el estado del arte de todas las fórmulas que se fueron crearon entre principios de 1990 y aproximadamente 2010, donde diferentes autores como Martín et al. (1995 y 1999), Pedersen (1996) Nørgaard et al. (2013), Kobayashi et al. (2008) o Berenguer y Baonza (2006) entre otros, concluyendo que las diferentes fórmulas daban resultados muy variados. Molines (2015) refleja lo concluido mediante la siguiente tabla en su tesis doctoral.

Formulación del autor	rMSE ($F_{h0,1\%}$)	rMSE ($F_{v0,1\%}$)
Jensen (1984)	89,5 %	115,9 %
Pedersen (1996)	22,4 %	123,0 %
Martin et al. (1999)	40,6 %	51,1 %
Berenguer and Baonza (2006)	132,7 %	22,0 %
Nørgaard et al. (2013)	23,7 %	123,0 %

Tabla 2.3. rMSE de las diferentes formulaciones comentadas para estimación de fuerzas en el espaldón. Fuente: Molines (2015)

Además, las conclusiones obtenidas de los estudios de Hamilton y Hall (1992) y Pedersen y Burcharth (1992) son muy interesantes. Ambos estudios concluyen con que la fuerza actuante sobre el espaldón es dependiente de la altura de ola y del período.

Por su parte, Hamilton y Hall (1992) también descubrieron que la estabilidad frente al deslizamiento del espaldón se ve más afectada si este se coloca directamente sobre el manto de protección, mientras que Pedersen y Burcharth (1992) dictan que las fuerzas dependen del área no protegida que presenten los espaldones por la berma de coronación.

En lo que a la estabilidad de espaldón en diques en talud con cubípodos concierne, se destaca el estudio de Molines (2015), en el que proporciona dos formulaciones para obtener la fuerza horizontal máxima, con un rMSE equivalente a 20,5%, así como la fuerza vertical concomitante a la horizontal máxima, con un rMSE de 7,3%.

$$\frac{F_{h0,1\%}}{(0,5\rho g c_h)} = \left(-1,29 + 1,80 \frac{\gamma_f R_{u0,1\%}}{R_c} + 0,93 \frac{(R_c - A_c)}{c_h} + 0,16 \sqrt{\frac{L_m}{G_c}} \right)^2$$

$$\frac{F_{v(Fh0,1\%)}}{(0,5\rho g c_h c_b)} = \left(-0,86 + 0,75 \frac{\gamma_f R_{u0,1\%}}{R_c} + 0,41 \frac{(R_c - A_c)}{c_h} + 0,17 \sqrt{\frac{L_m}{G_c}} - 0,9 \frac{F_c}{c_h} \right)^2$$

Intervalo válido de los parámetros
$\frac{\gamma_f R_{u0,1\%}}{R_c} \in [0,314;0,938]$
$\frac{(R_c - A_c)}{c_h} \in [0,067;0,589]$
$\sqrt{\frac{L_m}{G_c}} \in [3,134;6,539]$
$\frac{F_c}{c_h} \in [0,013;0,267]$

Tabla 2.4. Rango de valores válido para los parámetros de las fórmulas de estimación de las fuerzas en el espaldón. Fuente: Molines (2015)

Mares-Nasarre y van Gent (2019), proponen un método innovador junto a una serie de pautas para realizar el dimensionamiento de espaldones sometidos a oleaje oblicuo, puesto que la longitud de los espaldones es finita, la forma de dimensionarlos hasta el momento basada en que la carga máxima del oleaje actúa sobre toda la altura del espaldón de manera simultánea, sobredimensiona el espaldón.

En el siguiente esquema realizado por los autores se plasma de manera gráfica el fin del estudio y la utilidad del mismo comparando el método estándar de dimensionamiento con el propuesto finalmente. A su vez, van Gent y van der Werf (2019) proponen cómo-estimar con un oleaje oblicuo el rebase y las fuerzas en el espaldón.

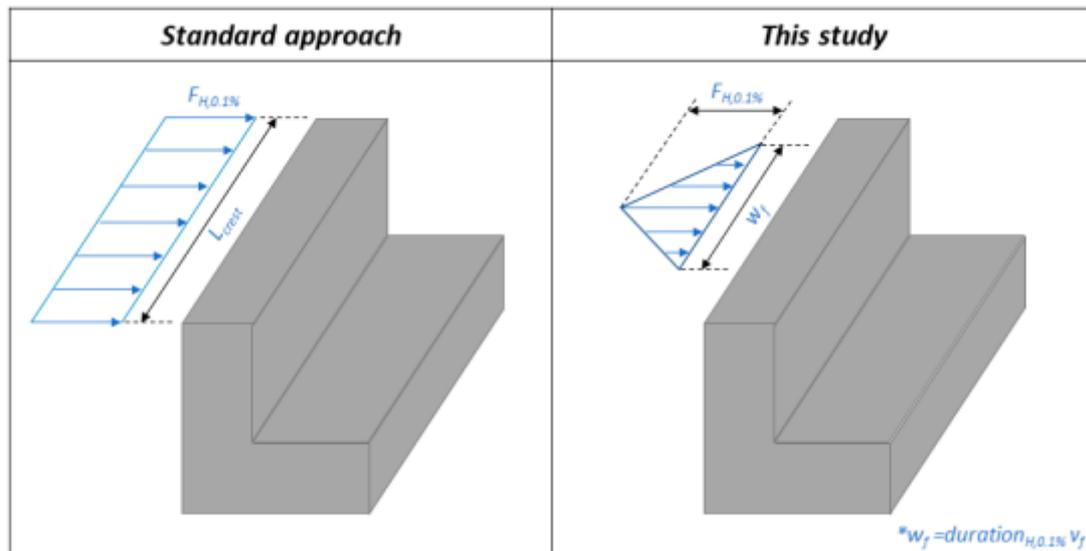


Figura 2.7. Ejemplo de solicitaciones horizontales sobre un espaldón y manera de dimensionarlo. Fuente: Mares-Nasarre y van Gent (2019)

Con el fin de mostrar la conexión entre el rebase y las fuerzas que el espaldón sufre, Molines et al. (2018), determina que si se aumenta en un orden de magnitud la tasa de rebase, las fuerzas y momentos ocurrentes aumentan entre un 11% y un 60%, lo cual enlaza de manera muy significativa la relación entre ambos objetos estudiados en este trabajo.

2.3.- Diques en talud con cuenco amortiguador

En primer lugar, se quiere destacar que no se ha podido obtener información de otros ensayos que se hayan realizado con diques en talud con cuenco amortiguador y cubípodos, por lo que se va a comentar a continuación es obviando el material empleado para el manto de protección. Un análisis exhaustivo y correcto íntegramente debería realizarse a partir de otros ensayos realizados bajo las mismas condiciones.

Los diques en talud con cuenco amortiguador surgen de la unión de una sección de dique vertical con una estructura en talud en su cara frontal, por lo que realmente se trata de dos estructuras conectadas por una “balsa” intermedia.

El tipo de sección consiste en disponer un dique rebasable ligeramente avanzado respecto al espaldón de baja cota de coronación que da lugar a la formación de un cuenco enrasado a una cota por encima del nivel de la máxima pleamar previsible, y por debajo de la berma del manto. Hidráulicamente, la idea básica para el funcionamiento de esta sección consiste en que el dique de defensa sea rebasado parcialmente por el oleaje incidente, el cual al llegar al cuenco disipa parte de su energía en turbulencias. La función del espaldón es hacer frente a la energía restante. Llevando al extremo esta idea, con el fin de ahorrar material y

esfuerzo constructivo, se acercan al máximo estos dos diques independientes hasta hacerlos coincidir en uno solo. La unión de ambos diques conduce a facilidades constructivas permitiendo realizar diferentes unidades de obra simultáneamente, además de que permite una mejor coordinación y circulación de medios que reducirán los plazos de ejecución o incluso supondrán la nula interferencia con las actividades habituales que se realicen en el dique actual (en el caso de ampliaciones, mantenimiento, reparaciones, etc.) o con los trabajos de reparación de los daños causados por el rebase sobre el muelle o plataforma al no precisar ocupar las zonas de servicios portuarios.

2.3.1.- Referencias históricas

La técnica del cuenco amortiguador fue desarrollada por los fenicios y los romanos. Los fenicios excavaban cavidades y zanjas en la roca con el fin de reducir los grandes rebases en los acantilados de roca verticales. Estos canales denominados como captadores de agua (“*wave catchers*”) drenaban y conducían el agua al mar, además de tener una función de protección. Este concepto fue aplicado posteriormente por los romanos en el puerto de la isla de Pandataria, hoy en día Ventotene (Italia).

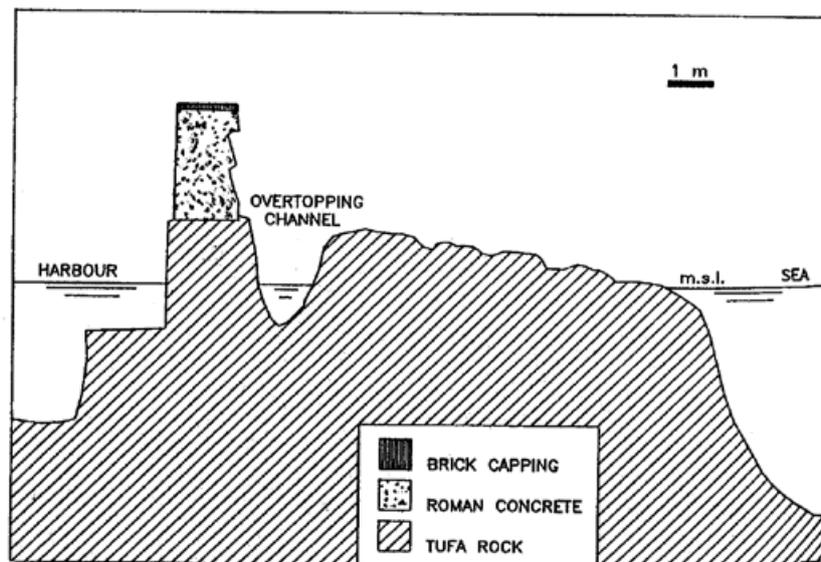


Figura 2.8. Esquema dique con canal en puerto de Pandataria. Fuente: Ceniceros (1999)

Los romanos mejoraron la técnica de los fenicios - incrementando la anchura de los diques - utilizando el intradós de los diques como muelle además de como obras de abrigo.

Los diques fueron construidos sobre una obra de escollera de coronada a una profundidad de 7 mts. apilando bloques de piedra de 3x3x15 mts. aproximadamente. Con la obra ya construida se dispone en el trasdós de la misma un manto de protección de escollera en talud coronado con una cota superior a la obtenida para la estructura de bloques. A esta metodología se la conoce como la técnica de Vitruvio.

Se observa que la tipología del dique en talud con cuenco amortiguador proviene de, como se ha comentado antes, la unión de dos estructuras, una vertical y otra en talud. Otro ejemplo de esto se encuentra en la costa israelí, actualmente en Sebastos, localizado entre

Haifa y Tel Aviv, en el puerto conocido anteriormente como *Cesarea Marítima*, construido por Herodes el Grande entre los años 21 y 9 a.C. sobre un pequeño puerto fenicio de la época anterior. Los estudios y excavaciones de éste muestran la existencia de dos estructuras exteriores que proporcionaban abrigo al puerto, observándose en la disposición en planta que el dique principal se cerraba sobre la bocana formando un arco.

Como obra exterior se construyó un dique de 61 mts. de anchura, de los cuales la mitad se dejaron libres con la función de crear un cuenco amortiguador de 30,5 mts. de ancho para canalizar el oleaje que rebasaba. En los otros 30,5 mts. restantes se levantó un muro corrido a lo largo del dique a modo de espaldón.

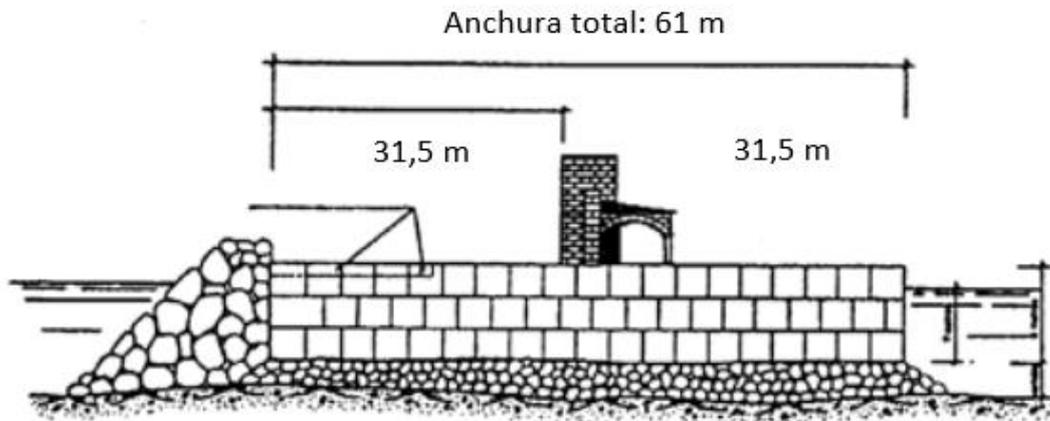


Figura 2.9. Sección del dique exterior del puerto Cesarea Marítima. Fuente: Ceniceros (1999)

En España este tipo de obras se ha empleado sobre todo en los puertos localizados en el Mar Mediterráneo. Entre los diferentes ejemplos que se encuentran con esta tipología destacan el dique en talud con cuenco amortiguador de Fuengirola, Marbella, (ambas en la provincia de Málaga) Torre del Mar, Calpe y Denia (ambas en la provincia de Alicante), siendo este último el dique sobre el que se va a realizar el estudio práctico, en el *Capítulo 6. "Aplicación al dique con cuenco amortiguador del puerto de Denia (Alicante)"*.

El objetivo es reducir la cota de coronación mejorando las condiciones estéticas de los puertos respetando el ritmo visual del entorno, en una suerte de protección medioambiental, pues la distorsión excesiva del entorno mediante unas dimensiones o volumetría fuera de contexto bien podría calificarse como una contaminación ambiental, como pueda ser la lumínica. Factores éstos, además de importancia en un país como España, donde el turismo –y el paisaje es parte de ello- es componente fundamental de la economía del país, siendo los puertos deportivos un gran atractivo para este sector.

Aminti y Franco (2001) y Yagüe y Negro (2001) proponen esta tipología de diques para puertos de uso náutico-deportivos.

En la siguiente tabla se resume para los diques con cuenco amortiguador comentados localizados en España sus características geométricas.

- A: Cota de coronación del manto principal rebasable
- B: Cota del espaldón
- C: Cota de enrase del cuenco
- D: Ancho de coronación del manto principal rebasable
- E: Ancho del talud

- F: Ancho de enrase del cuenco
- G: Talud frontal
- H: Talud posterior

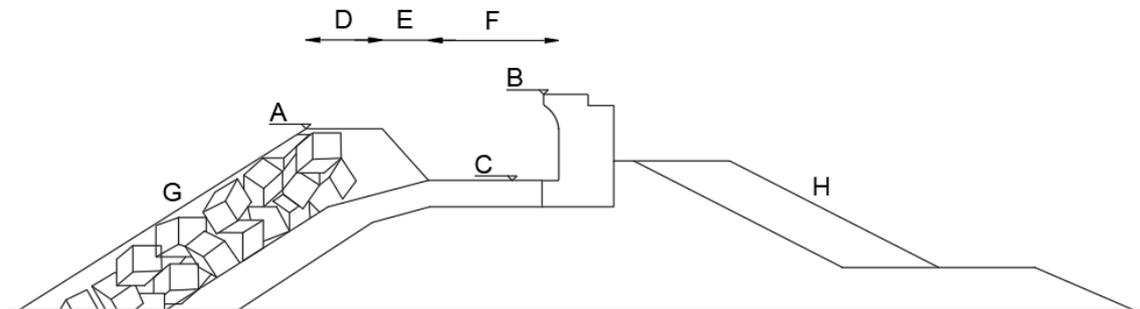


Figura 2.10. Esquema para representación de las variables nombradas. Fuente: Elaboración propia

Localización	Cota de coronación (en m sobre B.M.V.E.)			Ancho del cuenco (m)			Talud	
	A	B	C	D	E	F	G	H
Fuengirola	4,50	6,20	1,50	7,50	3,00	7,50	3:2	1:1
Marbella	4,00	5,20	1,50	3,50	2,50	6,00	3:2	1:1
Torre del Mar	3,80	5,00	1,50	3,40	2,30	5,80	3:2	1:1
Calpe	4,50	6,20	1,50	4,50	3,00	7,50	3:2	1:1
Denia	4,50	6,20	1,50	4,50	3,00	7,50	3:2	1:1
Agate	8,55	9,50	4,50	13,50	--	25,00	1,75:1	3:2

Tabla 2.5. Dimensiones diques en España con cuenco amortiguador. Fuente: Ceniceros (1999)

Otra solución propuesta en este caso por Cavani et. al (1999) se basa en adosar un dique en talud tipo cuenco amortiguador a un dique vertical infradimensionado; en este caso, el refuerzo más eficaz y fácil de construir lo proporciona la tipología de cuenco amortiguador. Además de la estética, la tipología de cuenco amortiguador puede ser una excelente opción económica para el refuerzo de diques verticales infradimensionados.

2.3.2.- El rebase en diques con cuenco amortiguador

En toda obra de defensa el objetivo es tratar de evitar que el oleaje penetre en el puerto con el fin de no aumentar la agitación dentro de la dársena y así poder disponer de la mayor operatividad posible en el puerto.

La forma que tiene el oleaje de penetrar en la dársena es a través de la bocana del puerto, problema que se soluciona observando la rosa de los vientos y orientando la bocana en la dirección más favorable para contener el oleaje mayor penetrante, y rebasando las obras de protección. Para solucionar este problema la solución principal a la que se recurre es aumentar la cota de coronación del dique, lo cual conlleva a problemas de visibilidad, pues esta queda reducida.

Por ello, una segunda manera de afrontar el problema es dotando al dique de una mayor anchura permitiendo así disminuir la cota de coronación del dique. Esta solución queda

justificada en puertos náutico-deportivos según Aguado y Sánchez-Navarro (1978), pues el criterio estético en este tipo de puertos es de gran relevancia.

Ceniceros (2001) presenta las siguientes variables, las cuales clasifica como relevantes para estimar el rebase en dique con cuenco amortiguador tras realizar un experimento con oleaje regular en aguas profundas.

En primer lugar, expone que las variables estructurales más importantes son la cota de coronación del manto principal rebasable, el ancho de coronación del dique, el remonte alcanzado por la ola sobre el espaldón, la cota del espaldón del dique, la cota de enrase del cuenco y el talud del manto principal.

Además, considera como variables fundamentales una serie de ellas designadas como variables ambientales como son i) la altura de ola, la cual depende del viento, ii) la profundidad del fondo marino donde se realicen las mediciones, y iii) el número de Iribarren.

Cabe destacar que Aguado y Sánchez-Navarro (1978) y el ingeniero Juan A. Guerrero-Fernández, redactor del suplemento al boletín nº38 del PIANC (1981), no consideran i) ni el número de Iribarren, variable de relevancia en caso de que se produzca rotura por fondo del oleaje como ocurre en los ensayos realizados en el proyecto ESBECO, y en el caso de PIANC (1981) tampoco se proporciona información acerca de los datos de partida, del ángulo del talud empleado, ii) ni el período.

Como conclusiones Ceniceros (2001) expone las siguientes relaciones. Antes de exponerlas se matiza que las conclusiones siguientes a pesar de que hagan referencia sobre el remonte, este queda definido como la máxima altura que alcanza la ola incidente en la cara de una estructura medida desde el nivel del agua en reposo. Evidentemente, a mayor remonte mayor será la altura de ola y cuando ocurra el rebase mayor será este.

- El remonte crece fuertemente con H/D_{n50} , por lo que es dependiente del diámetro nominal de las piezas empleadas.
- El remonte crece significativamente con el número de Iribarren I_r .
- El remonte disminuye al aumentar la anchura del cuenco.
- El remonte disminuye mucho al aumentar la cota de coronación del manto.

En resumen, tiene mayor importancia la cota de coronación del manto que la anchura del cuenco, lo que significa que para conseguir efectos similares se precisa aproximadamente el doble de aumento de anchura del cuenco respecto de elevación del manto.

Comparando el rebase en diques en talud con cuenco amortiguador frente a diques en talud convencionales y diques verticales se extrae la conclusión que en los diques con cuenco amortiguador el rebase es menor. Se adjuntan fotografías realizadas a los ensayos para la ampliación del del puerto deportivo de los Acantilados en Tenerife (Del Moral, 1980, pg. 233). Se ensayaron todos los diques con la misma ola de cálculo $H_c[m]=6$, el mismo período $T[s]=13$ y la misma carrera de marea de 2,7m.

En la primera fotografía se observa el efecto sobre el dique vertical actual de la época, en la segunda el efecto sobre un dique recreado con la misma tipología y en la tercera sobre un dique con un montículo en su trasdós que forma un cuenco.

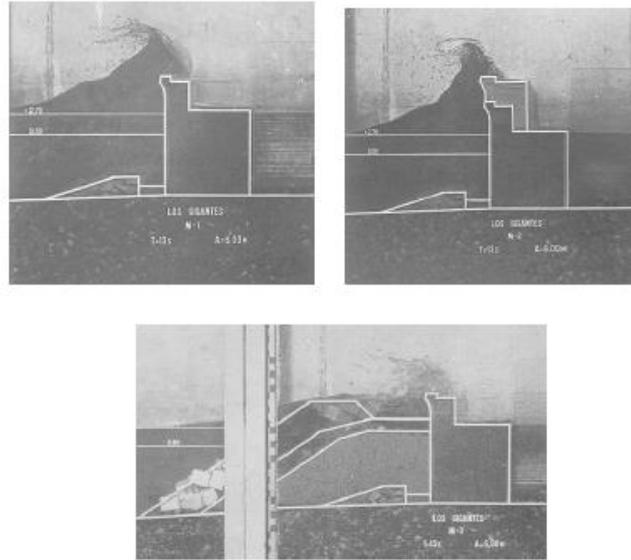


Figura 2.11. Comparación de tipologías de diques y el efecto del rebase. Fuente: Del Moral (1980)

Existen factores que deben ser considerados, tales como la intensidad del viento, el tamaño de las gotas de agua sobre el modelo y el régimen turbulento, que hacen que los resultados del caudal de rebase no se permitan como válidos de manera cuantitativa, pero sí de manera orientativa para escoger la mejor de las opciones en lo que concierne a limitar el rebase respecto a la tipología del dique.

Burcharth y Lykke Andersen (2006) afirman que la longitud de onda es un parámetro de alta importancia, ya que a mayor longitud de onda mayor tasa de rebase. Además, exponen otro factor que se debe tener en cuenta a la hora de caracterizar el rebase. Se trata del drenaje o vaciado del propio cuenco, ya que si entre dos olas venideras el cuenco no se ha vaciado y sigue almacenando agua la efectividad del mismo queda reducida. Por lo tanto, la relación entre la cota de coronación de un dique en talud con cuenco amortiguador y la anchura del cuenco depende de lo rápido que este sea capaz de vaciarse.

Burcharth (2004) realiza un estudio con diferentes secciones de dique en talud para determinar que tipo de sección de dique en talud es la más eficaz con el fin de combatir el rebase para construirla en el puerto de Agaete (Gran Canaria). En las siguientes imágenes se muestran los resultados respecto al rebase obtenidos con diferentes secciones de dique.

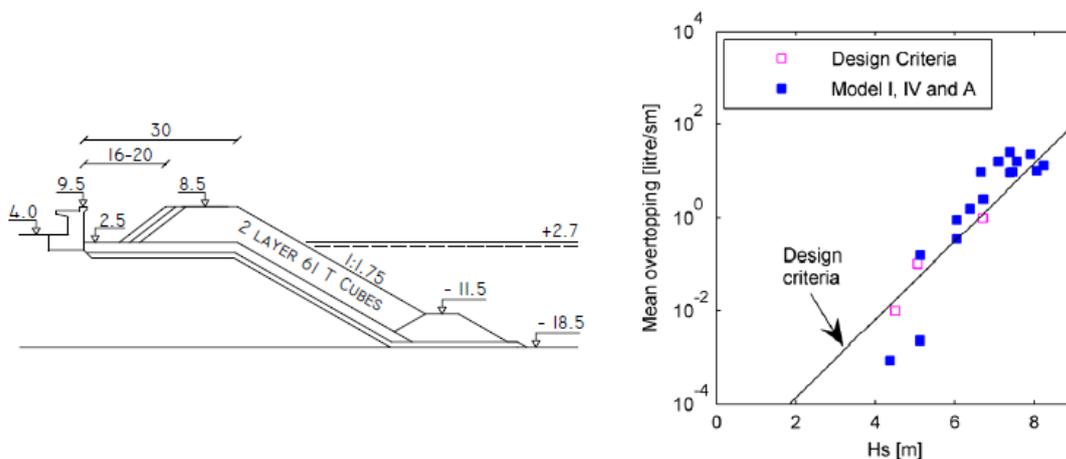


Figura 2.12. Ensayo en dique en talud con cuenco reducido. Fuente: Burcharth (2004)

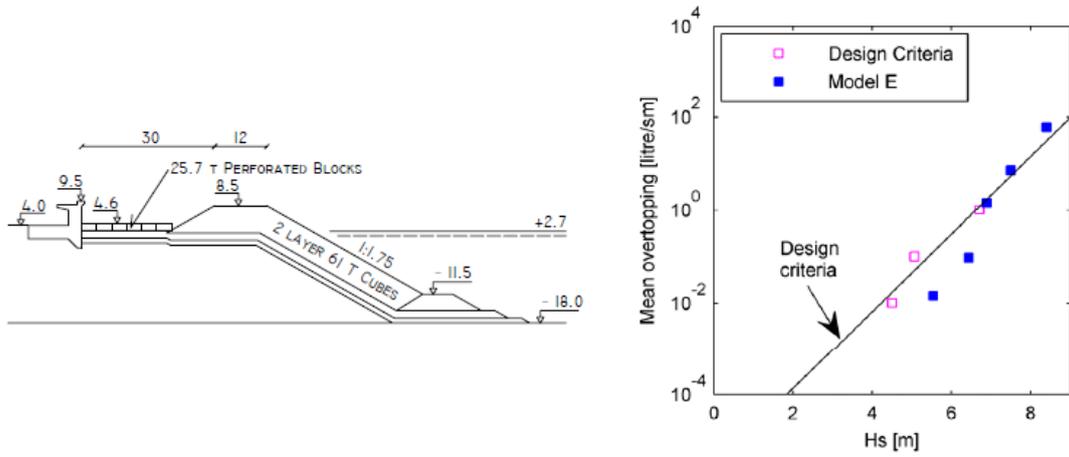


Figura 2.13. Ensayo en dique en talud con cuenco amortiguador. Fuente: Burcharth (2004)

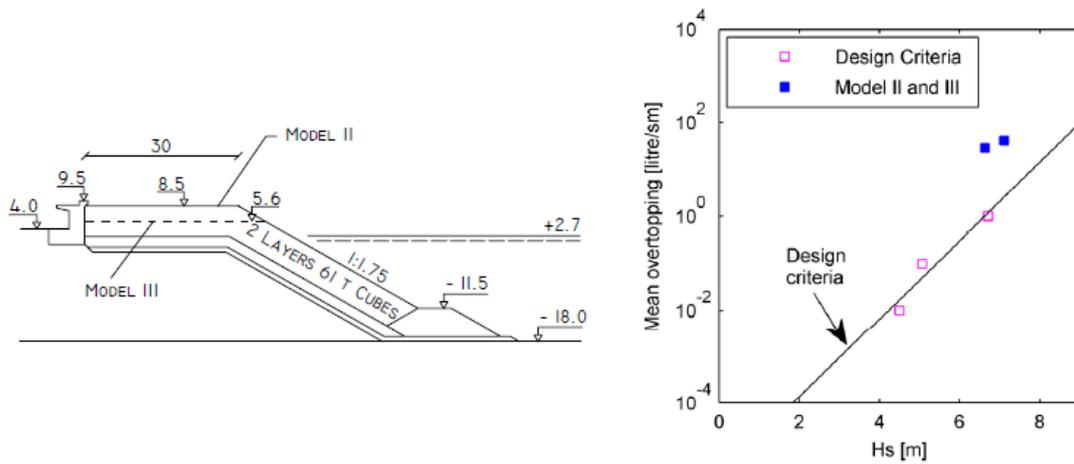


Figura 2.14. Ensayo en dique en talud análogo a uno con cuenco. Fuente: Burcharth (2004)

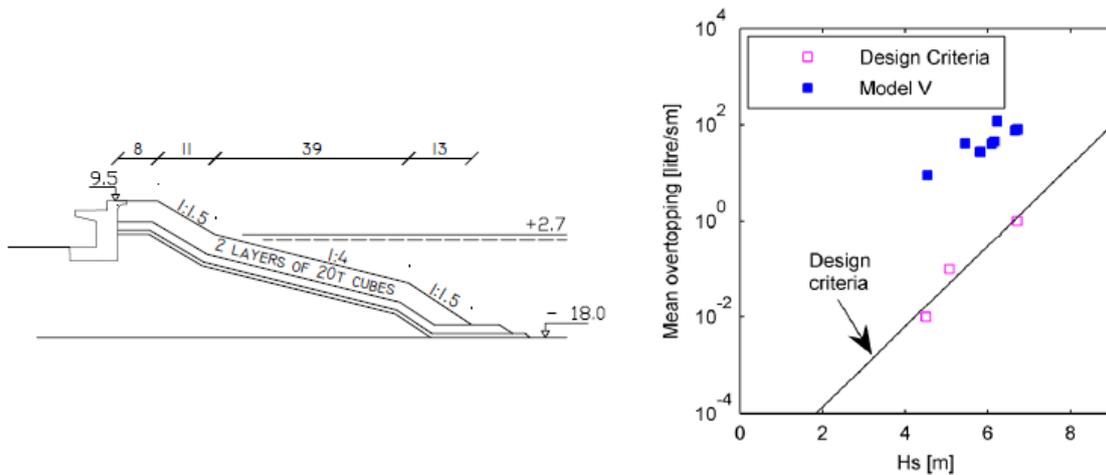


Figura 2.15. Ensayo en dique en talud con forma de S. Fuente: Burcharth (2004)

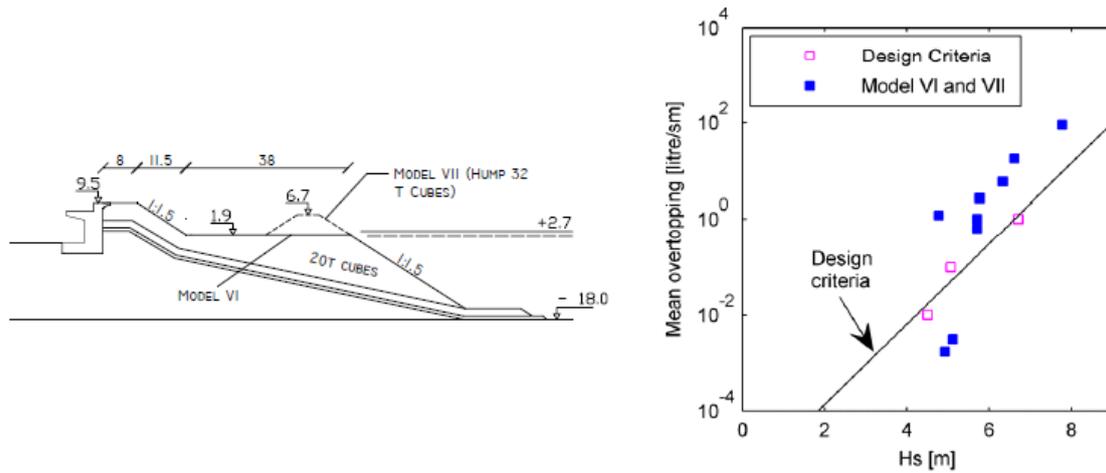


Figura 2.16. Ensayo en dique en talud con berma. Fuente: Burcharth (2004)

Se observa que la solución que mejores resultados proporciona es la sección cuenco, pues la única que cumple los criterios de diseño y fines perseguidos. La sección con cuenco reducido tiene un rendimiento satisfactorio, pero las demás secciones no dan el resultado que cabía esperar. Sobre esta clasificación se contrastan más datos en el capítulo 4 del presente trabajo, donde mediante el uso de la red neuronal CLASH se estima el caudal de rebase que un dique en talud convencional análogo a uno con cuenco amortiguador tiene con el fin de justificar que la solución del dique con cuenco amortiguador es la mejor.

2.3.3.- Fuerzas en el espaldón en diques en talud con cuenco amortiguador

En cuanto a las fuerzas sobre el espaldón en dique en talud con cuenco amortiguador no se ha encontrado más referencia bibliográfica que la presentada por Burcharth y Lykee Andersen (2006), donde para los ensayos en el puerto de Agaete comparan las fuerzas que sufre el espaldón teniendo en cuenta la sección con cuenco reducido y la sección cuenco amortiguador mostradas anteriormente. Dichos autores analizan la dependencia de las fuerzas en el espaldón en función del ancho del cuenco concluyendo que las fuerzas y los momentos son entre 2 y 3 veces mayor si se usa la tipología de cuenco reducida. El motivo se debe a que en caso de rebase el agua impacta directamente con el espaldón, mientras que si se dispone de un cuenco más ancho esta no llegará hasta el espaldón, sino que se quedará en el cuenco.

En la siguiente tabla se resumen los resultados obtenidos del análisis realizado entonces.

Acción	Cuenca amortiguador reducido	Cuenca amortiguador	Diferencia
F_h [kN/m]	1611,00	703,00	56%
M_{max} [kNm/m]	14519,00	5664,00	61%

Tabla 2.6. Comparación de fuerzas en el espaldón entre un dique con cuenco amortiguador y uno con cuenco reducido. Fuente: Burcharth (2004)



Estudio experimental de rebase y fuerzas en el espaldón en diques en talud con cuenco amortiguador. Adaptación al cambio climático del dique con cuenco amortiguador del puerto de Denia (Alicante).



No se ha encontrado ninguna información sobre la creación de formulaciones de fuerzas que impacten sobre el espaldón de diques con cuenco amortiguador, lo cual es objeto de este trabajo, quedando más que justificado.



CAPÍTULO 03. METODOLOGÍA Y TÉCNICAS DE LA INVESTIGACIÓN

3.1.- Introducción

El presente trabajo consta de dos partes. Una primera de carácter investigadora, en la que, con los registros de datos obtenidos del proyecto ESBECO, se caracteriza el rebase que sufre un dique en talud con cuenco amortiguador de ciertas características comentadas más adelante y las fuerzas a las que el espaldón de este está sometido y una parte de carácter teórico-práctica en la que las formulaciones obtenidas se aplican al caso real de un dique en talud con cuenco amortiguador en el puerto de Denia.

El proyecto ESBECO (*Estabilidad hidráulica del manto, BErmas y COronación de diques en talud con rebase y rotura por fondo*) fue realizado por el Laboratorio de Puertos y Costas (LPC-UPV) de la Universidad Politécnica de Valencia. De este proyecto se han obtenido los datos relevantes, es decir, la tasa de rebase medida, así como la presión medida por los sensores presentes en el espaldón del dique a escala reducida, para llevar a cabo el estudio realizado.

3.2.- Descripción del modelo físico

Un modelo físico puede referirse a una construcción teórica (modelo matemático) de un sistema físico. También a un montaje con objetos reales que reproducen el comportamiento de algunos aspectos de un sistema físico o mecánico más complejo a diferente escala (modelo material en miniatura). El término aparece con diferentes acepciones en el ámbito de la física o en el de la física aplicada, como la ingeniería.

En ingeniería los modelos físicos, por contraposición a los modelos matemáticos y a los modelos analógicos, normalmente son construcciones a escala reducida o simplificada de obras, máquinas o sistemas de ingeniería para estudiar en ellos su comportamiento y permitir así perfeccionar los diseños, antes de iniciar la construcción de las obras u objetos reales. Por ese motivo, a este tipo de modelo se le suele llamar también modelo reducido o modelo simplificado.



Figura 3.17. Imagen frontal del modelo ensayado. Fuente: Proyecto ESBECO LPC-UPV

3.2.1.- Instalaciones y equipos

Para llevar a cabo los ensayos se implantó el correspondiente modelo en el canal del laboratorio cuyas dimensiones son las siguientes con una rampa en pendiente del 2% y del 4%. Para el análisis del rebase y de las fuerzas en el espaldón se emplearán los datos de los ensayos realizados con la rampa en pendiente del 4% únicamente, pues es en este caso en el que se ensayó un modelo de dique en talud con cuenco amortiguador. El canal del laboratorio tiene una longitud de 30 m y una anchura y altura de 1,2 m respectivamente.

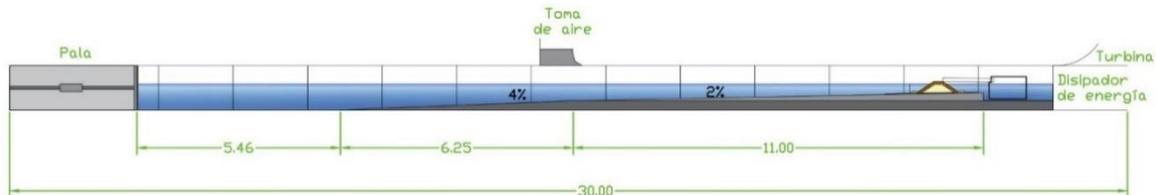


Figura 3.18. Sección longitudinal del canal de ensayos del LPC. Cotas en m. Fuente: LPC-UPV

En la zona de generación del canal, esto es, la zona donde se ubica la pala, se encuentra el sistema de generación de oleaje formado por un pistón accionado por un motor eléctrico que cuenta con sistema AWACS (*Active Wave Absorption System*). Se trata de un sistema de absorción activa para evitar reflexiones. En el otro extremo del canal se encuentra el sistema de disipación de energía, al cual le precede el modelo ensayado. Adicionalmente, en el extremo final del canal se encuentra también un sistema de generación de oleaje por viento, que funciona tapando y generando corrientes de aire en el interior del mismo.

- Sistema de generación del oleaje

El sistema de generación del oleaje en el canal de LPC-UPV está formado por una pala de acero galvanizado apoyadas sobre unas guías de acero pulido cilíndricas que descansan sobre rodamientos lineales de bolas de alta precisión empujada hacia delante y atrás mediante un pistón hidráulico con un recorrido de 80cm y motor eléctrico. Mediante el movimiento del pistón en dirección longitudinal al eje del canal se provoca que la pala empuje la masa de agua generando de esta manera el oleaje. Este empuje se monitoriza mediante el sistema AWACS, dispositivo electrónico interfaz entre el actuador y el ordenador desde el que se ejecuta el software DHI Wave Synthesizer. A través del controlador se indica el rango de movimientos de la pala, así como la velocidad de movimiento de la misma. El sistema AWACS es capaz de absorber dobles reflexiones gracias a unos sensores de nivel situados sobre la pala, lo que permite al software realizar correcciones en tiempo real y evitar condiciones de oleaje irreales producidas por la re-reflexión del oleaje en la pala. El software comprueba los parámetros de desplazamiento necesarios para generar el oleaje introducido y en caso de no ser posible aparece un aviso impidiendo la realización del ensayo.



Figura 3.19. Sistema de generación del oleaje. Fuente: LPC-UPV

El oleaje se puede generar de tres maneras diferentes siendo estas de manera regular, de manera irregular o reproduciendo un oleaje grabado previamente. Para generar el oleaje tanto regular como irregular se deben proporcionar los siguientes datos de entrada:

- Escala del modelo físico
- Altura de ola significativa
- Duración del ensayo
- Período máximo y periodo mínimo
- Profundidad existente en la pala de generación
- Período pico del oleaje

Únicamente en el caso de generar oleaje irregular se determina el tipo de espectro requerido, donde el empleado es el JONSWAP con un parámetro de 3,0.

- Sistema de disipación de energía

El sistema de disipación de energía se encuentra aguas abajo del modelo, en la zona final del canal. El sistema se constituye por cinco grupos de tres paneles ranurados con perfiles angulares de 5 cm de lado a modo de rejillas de diferentes porosidades - 70%, 50% y 30% - con el fin de dispersar la energía del oleaje incidente para que este no refleje y altere los resultados que se deben extraer en la zona del modelo. Cuanto más cerca se esté del oleaje incidente mayor porosidad tendrán los elementos.



Figura 3.20. Disipador de energía en el canal LPC-UPV. Fuente: LPC-UPV

3.2.2.- Instrumentación

Para poder llevar a cabo el estudio se necesitó la siguiente instrumentación: sensores de nivel, un equipo de captación de rebase, un equipo para la medición de la velocidad del agua que rebasa, sensores de presión y un equipo audiovisual.

- Sensores de nivel

Con el fin de obtener un registro continuo del nivel del agua se emplean sensores capacitivos (DHI), también conocidos como sondas de nivel, los cuales permiten tener los datos de la elevación del nivel del agua a una frecuencia escogida. Utilizan el agua como dieléctrico para registrar las variaciones de capacidad con la variación del nivel del agua. De esta manera se pueden procesar los registros y así obtener los estadísticos escalares del oleaje y sus características espectrales. Los sensores están formados por dos varillas metálicas verticales paralelas. La separación entre los sensores permite evaluar la reflexión del oleaje.



Figura 3.21. Sensores de nivel en el canal del LPC. Fuente: LPC-UPV

Los sensores deben calibrarse diariamente, ya que los cambios en las condiciones ambientales o en el nivel de agua en el canal influyen de forma significativa sobre las medidas tomadas. Cabe mencionar que este sistema de medida es el más empleado en los laboratorios de ingeniería marítima, ya que su calibración es muy fiable y la conversión de valores en lineal.

Para el proyecto ESBECO se dispusieron un total de trece sensores de nivel a lo largo del eje longitudinal del canal con el fin de medir las características del oleaje de los ensayos realizados. Los sensores se colocaron en dos grupos: uno en la zona de generación para medir el oleaje generados por la pala del canal en aguas profundas y el otro en una zona cercana al modelo. En la zona de generación los sensores se han colocado en función de la longitud de onda, atendiendo a los criterios definidos por Mansard y Funke (1980), con el fin de separar el oleaje incidente del reflejado, para las distancias entre sensores:

$$d_1 \approx \frac{L}{10}$$

$$\frac{L}{6} < d_1 + d_2 < \frac{L}{3}$$

$$d_1 + d_2 \neq \frac{L}{5}$$

$$d_1 + d_2 \neq \frac{3L}{10}$$

Siendo L la longitud de onda, d_1 la separación entre los dos primeros sensores y d_2 la separación entre el segundo y el tercer sensor considerados.

Una regla práctica podría ser la separación que permita que en dos sensores se pueda medir simultáneamente dos o más puntos de una misma onda. Así, se establecen separaciones entre sensores que permitan abarcar la totalidad de las longitudes de onda ensayadas, evitando así la recolocación de los sensores cada tanda de ensayos.

Este sistema se mantuvo en ESBECO para la pendiente de la rampa del 2%. Con la del 4%, realizando los ensayos en vacío, se observó que el oleaje rompía, por lo que se decidió por la colocación final de sensores como se había dispuesto previamente en el proyecto ESCOLIF, disposición respaldada por Herrera et al. (2017) basada en colocar los sensores en la zona del modelo a una distancia de la estructura múltiplo del calado existente a pie de dique. Los sensores se colocaron a $2h_s$, $3h_s$, $4h_s$ y $5h_s$, siendo h_s [cm] el calado a pie de dique.

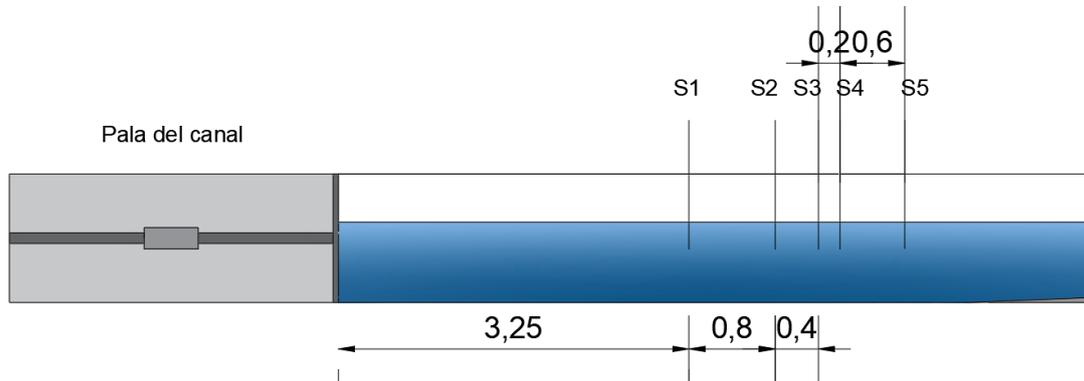


Figura 3.22. Localización de sensores en el canal. Fuente: Elaboración propia

Del sensor S6 al S9 la separación es de h_s entre cada uno de ellos

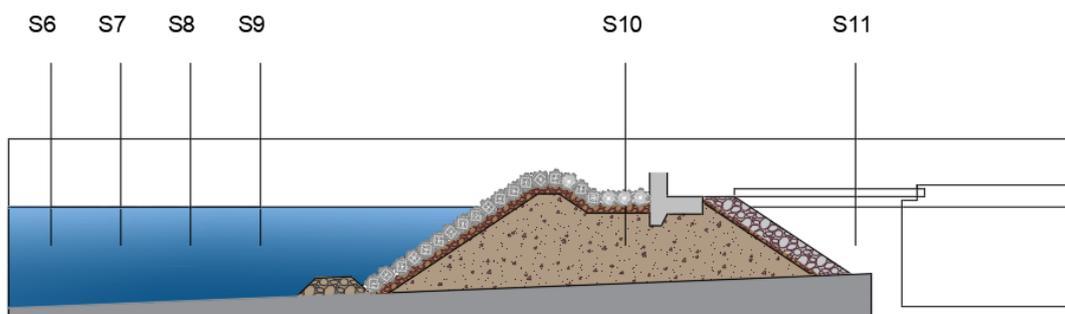


Figura 3.23. Localización de sensores en el canal. Fuente: Elaboración propia

- Equipo de captación de rebase

El equipo de captación de rebase está compuesto por una canaleta de metacrilato de 5cm de ancho, 10cm de altura y 150cm de longitud, un cubo metálico con un cubo de plástico en su interior, una báscula de pesaje y un equipo de aspiración.



Figura 3.24. Equipo de captación de rebase. Fuente: Proyecto ESBECO LPC-UPV

La canaleta de recepción y conducción se emplea para captar el agua que sobrepasa la estructura y reconducirla hasta la cubeta receptora. La cubeta almacena el volumen de agua que ha rebasado. Esta tiene una capacidad aproximadamente de 0,06 m³. Para estimar la cantidad de agua que ha rebasado se emplea la balanza de pesaje, la cual tiene una precisión de 0,02 kg y una capacidad de hasta 250 kg. Los valores de pesos de agua que sobrepasan la coronación del dique son visualizados y almacenados de forma continua por el ordenador cada 0,2 segundos, mediante un programa informático que controla el proceso de medida y toma de datos.

- Sensores de presión

Se dispusieron un total de nueve (9) sensores de presión, de los cuales ocho (8) se encontraban en el espaldón y el noveno en el cuenco amortiguador junto a un sensor de nivel. Los sensores de presión y subpresión en el espaldón sirven para cuantificar el impacto del oleaje contra este proporcionando presiones en m.ca, que posteriormente servirán para analizar las fuerzas a los que el espaldón se ve sometido. Se colocaron cuatro sensores de presión y cuatro de subpresión. En la siguiente imagen se aprecia la localización de los sensores en el espaldón y en las siguientes tablas se resume su localización respecto a todo el canal.

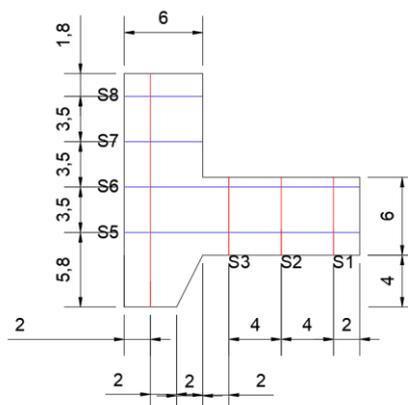


Figura 3.25. Localización de sensores en el espaldón. Cotas en cm. Fuente: Elaboración propia

3D _n /6D _n 26cm/30cm						
Tipo de sensor	Sensor	x (cm)	z (cm)	Δx (cm)	Δz (cm)	Área (cm ²)
Subpresión	S1	2208,00	24,53	2,00	0,00	480,00
	S2	2204,00	24,53	6,00	0,00	480,00
	S3	2200,00	24,53	10,00	0,00	480,00
	S4'	2197,00	22,53	13,00	2,00	536,64
	S4	2194,00	20,53	16,00	-4,00	480,00
Presión	S5	2192,00	26,33	18,00	1,80	906,00
	S6	2192,00	29,83	18,00	5,30	420,00
	S7	2192,00	33,33	18,00	8,80	420,00
	S8	2192,00	36,83	18,00	12,30	426,00

Tabla 3.7. Localización de sensores de presión. Fuente: Elaboración propia

○ Soporte audiovisual

EL laboratorio dispone un hardware variado para la captación y almacenaje de material audiovisual contando con cámaras de fotografía digitales, web cams e incluso hasta cámaras de video digitales. Todo el hardware recoge datos y los almacena con el fin de analizar los ensayos e incluso de detectar datos anómalos.

Con el fin de medir la estabilidad de la estructura en el proyecto ESBECO se colocaron tres cámaras de fotos, cada una de ellas perpendicular al talud frontal, coronación y trasdós de la estructura respectivamente.

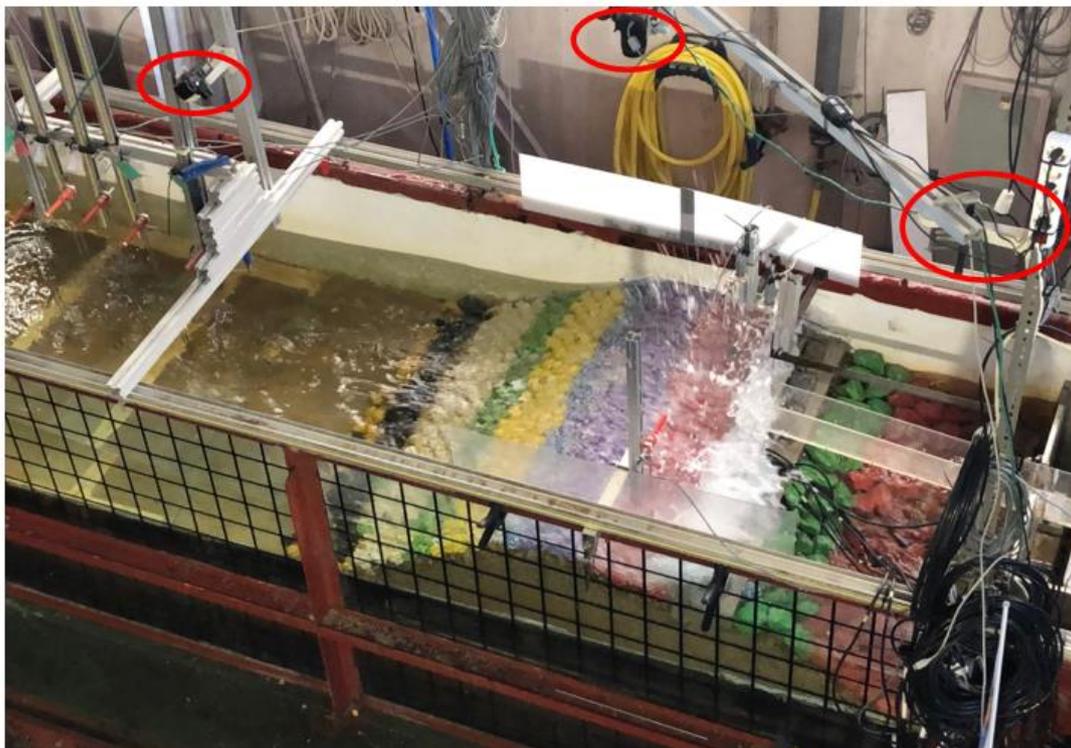


Figura 3.26. Disposición de las cámaras de fotos para la medición de la estabilidad. Fuente: Proyecto ESBESCO LPC-UPV

3.3.3.- Definición de los ensayos

3.3.3.1.- Ensayos regulares

Se realizaron algunos ensayos regulares únicamente con el modelo monocapa de cubípodos para tener datos disponibles para futuros análisis con modelos numéricos. Se realizaron ensayos correspondientes a las cuatro tandas ensayadas con oleaje irregular, $h_s=20$ y 25cm e $l_r=3$ y 5.

3.3.3.2.- Ensayos irregulares

En el proyecto ESBECO se realizaron ensayos en 2D con diferentes secciones y diferentes piezas, pero en este trabajo solo se van a plantear dos de ellas que son las dos sobre las que se ha realizado el análisis, las dos correspondientes al cuenco amortiguador con el manto principal monocapa de cubípodos con ancho de coronación $3D_n$ y $6D_n$.

En cada tanda de ensayos, se empezó por la altura de ola más baja, $H_s=8$ cm y su correspondiente T_p , y se aumentó progresivamente la altura de ola en escalones de $\Delta H_s[\text{cm}]=1$ en zona de generación. Todos los ensayos se realizaron con oleaje irregular tipo JONSWAP ($\gamma=3,3$) y 1000 olas de duración. Los oleajes se definen de forma teórica y posteriormente se realiza un análisis del oleaje ensayado mediante los sensores de nivel colocados a lo largo del canal (zona de generación y modelo). De este modo, los oleajes quedan definidos de forma teórica para posteriormente analizar el oleaje ensayado mediante los sensores de nivel colocados a lo largo del canal.

En las siguientes tabla se muestran los ensayos realizados. Los mismos ensayos, es decir, con las mismas características, se realizaron para las dos secciones analizadas. Se observa un total de 36 ensayos, aun así, cuando se realice más adelante el análisis, no se tendrán en cuenta todos estos ensayos, pues faltaba información de muchos de ellos cuando el autor obtuvo los datos. De cada ensayo, a parte de proporcionar la altura de ola del mismo y el período pico, se destaca el código empleado para la nomenclatura.

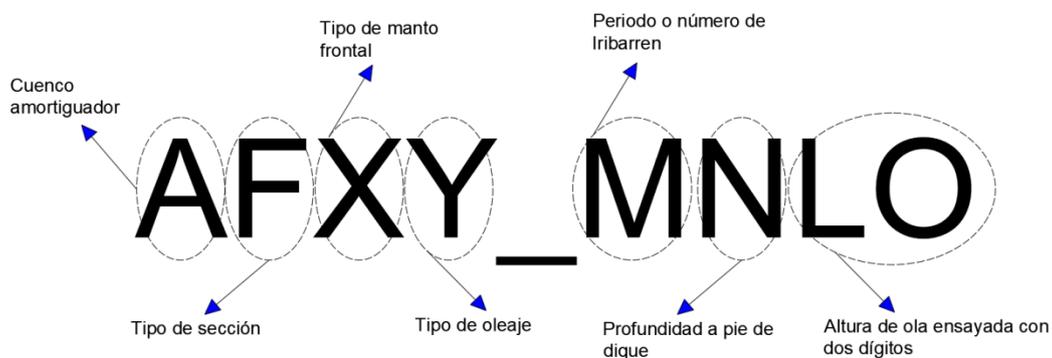


Figura 3.27. Código de nomenclatura del ensayo. Fuente: Elaboración propia

F	S	Sección de Cubípodos	M	1	$T_p = 2,6 s$
X	0	Monocapa		2	$I_r = 5$
	1	Bicapa	N	1	$h_s = 26cm$
Y	0	Regular		2	$h_s = 30cm$
	1	Irregular			

Tabla 3.8. Código de nomenclatura del ensayo. Fuente: Elaboración propia

	Nombre	Modelo			Nombre	Modelo		
		$H_s (cm)$	$T_p (s)$			$H_s (cm)$	$T_p (s)$	
hs=26cm	tp=2.6s	AS01_2108	8	2.60	tp=2.6s	AS01_2208	8	2.60
		AS01_2110	10	2.60		AS01_2210	10	2.60
		AS01_2112	12	2.60		AS01_2212	12	2.60
		AS01_2114	14	2.60		AS01_2214	14	2.60
		AS01_2116	16	2.60		AS01_2216	16	2.60
		AS01_2118	18	2.60		AS01_2218	18	2.60
		AS01_2120	20	2.60		AS01_2220	20	2.60
		AS01_2122	22	2.60		AS01_2222	22	2.60
		AS01_2124	24	2.60		AS01_2224	24	2.60
	Ir5	AS01_3108	8	1.70	Ir5	AS01_3208	8	1.70
		AS01_3110	10	1.90		AS01_3210	10	1.90
		AS01_3112	12	2.08		AS01_3212	12	2.08
		AS01_3114	14	2.25		AS01_3214	14	2.25
		AS01_3116	16	2.40		AS01_3216	16	2.40
		AS01_3118	18	2.55		AS01_3218	18	2.55
		AS01_3120	20	2.68		AS01_3220	20	2.68
		AS01_3122	22	2.82		AS01_3222	22	2.82
		AS01_3124	24	2.94		AS01_3224	24	2.94

Tabla 9. Tabla de ensayos proyecto ESBECO. Fuente: LPC-UPV

3.3.3.3.- Modelización a escala de los diques

En el proyecto ESBECO se analizaron diferentes secciones con cuenco amortiguador y manto de protección con cubípodos, basándose en la solución propuesta para el dique de cuenco amortiguador del proyecto Agaete (2015). Se decidió finalmente, debido a la complejidad de la unión de dos tamaños de cubípodos, realizar los modelos con un solo tamaño de pieza para eliminar dicha discontinuidad.

Por lo tanto, el modelo se basa en un dique en talud con manto principal monocapa de cubípodos ($D_n = 3,79 cm$). Este modelo queda definido por el ancho de la berma de coronación, el cual equivale a tres diámetros nominales ($3D_n$). El segundo modelo realizado se caracteriza

por tener las mismas dimensiones que el primero con la salvedad de que en este caso el ancho de berma de coronación es de seis diámetros nominales. Ambos modelos fueron ensayados con dos calados diferentes, de 26 y 30 cm a pie de dique correspondientemente. Estos calados en la zona de generación, es decir, en la pala fueron de 88,4 cm y 92,4 cm.

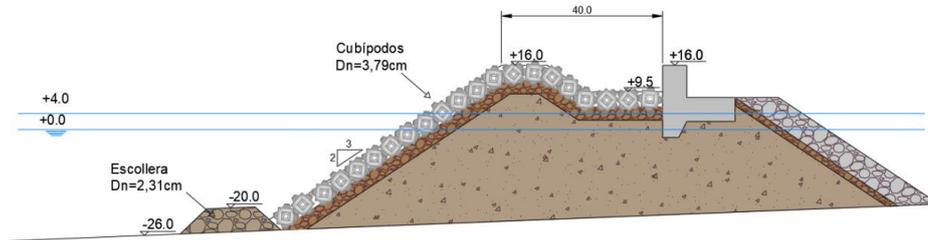


Figura 3.28. Modelo dique en talud con cuenco amortiguador 3Dn. Fuente: Elaboración propia

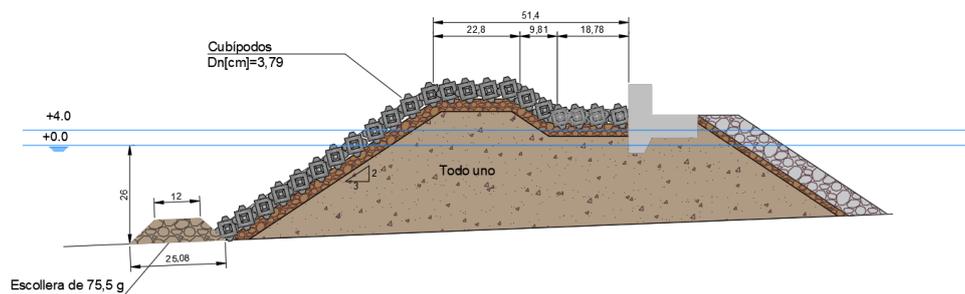


Figura 3.29. Modelo dique en talud con cuenco amortiguador 6Dn. Fuente: Elaboración propia



Figura 3.30. Modelo de cubipodos monocapa construido. Vista de perfil, talud frontal y coronación. Fuente: Proyecto ESBECO LPC-UPV

En las siguientes tablas se resumen las características geométricas relevantes de ambos modelos.

Modelo	3D _n	6D _n
Cota de coronación del espaldón R _c	16 cm para un calado de 26 cm 12 cm para un calado de 30 cm	16 cm para un calado de 26 cm 12 cm para un calado de 30 cm
Ancho de coronación del dique G _c	40 cm	51,39 cm
Cota del manto de protección A _c	16 cm para un calado de 26 cm 12 cm para un calado de 30 cm	16 cm para un calado de 26 cm 12 cm para un calado de 30 cm
Cota del cuenco	9,5 cm	9,5 cm
Cota de la berma de pie	-20 cm para un calado de 26 cm -24 cm para un calado de 30 cm	-20 cm para un calado de 26 cm -24 cm para un calado de 30 cm
Ancho del espaldón B	6 cm	6 cm

Tabla 3.10. Características geométricas relevantes de los modelos. Fuente: Elaboración propia

3.2.1.- Materiales empleados

En este apartado se resumen las principales características de los materiales empleados durante los ensayos para la construcción de los dos modelos. Se comentan las características del núcleo, del filtro, de los elementos del manto principal y de la berma de pie. Los datos han sido obtenidos del proyecto ESBECO.

- Núcleo

El núcleo no es de gran relevancia para los ensayos realizados, pues de lo que se trata es de comprobar el rebase del dique. Se ha tomado un material con granulometría inferior a G2.

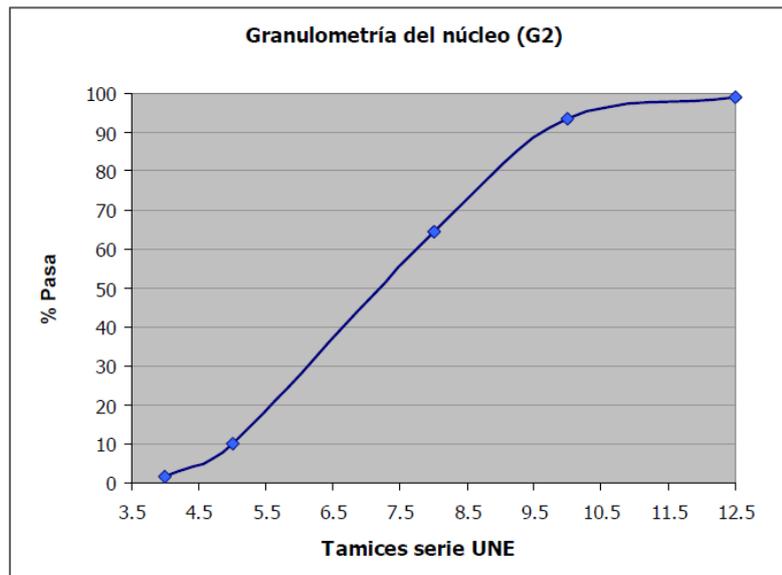


Figura 3.31. Curva granulométrica del núcleo. Elaboración: LCP - Proyecto ESBECO

- Filtro

Para el modelo de dique en talud a escala el tamaño de piedra de filtro escogido fue de un $D_{n50}[\text{cm}]=2$. Se ensayó una muestra de veinte (20) elementos y se obtuvo la siguiente gráfica.

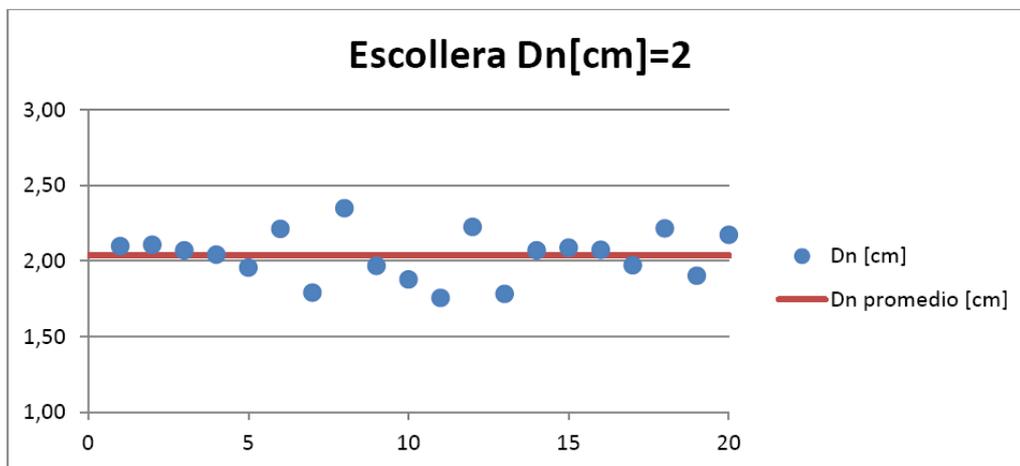


Figura 3.32. Caracterización de escollera empleada para el filtro. Fuente: Proyecto ESBECO LPC-UPV

- Elementos del manto principal

Como elementos del manto principal se han empleado cubípodos y escollera.

El cubípodo es una pieza de hormigón prefabricada utilizada en estructuras de defensa. Los cubípodos empleados en el modelo ensayado son de resina inyectada, y tienen un diámetro nominal $D_n=3,79\text{cm}$. En la figura 3.15 se muestra un esquema de las dimensiones de los cubípodos. Para esta figura con el diámetro nominal presentado, se tiene una $L[\text{cm}]=3,55$.

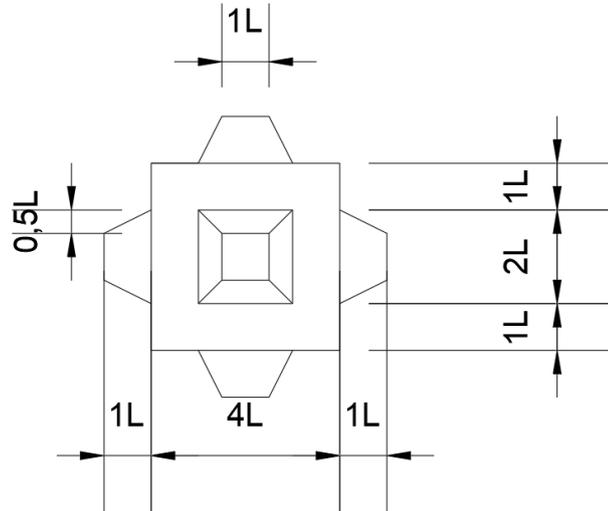


Figura 3.33. Sección de cubípodo. Fuente: Elaboración propia

Para el manto principal se han empleado cubípodos de diámetro nominal $D_n[\text{cm}]=3,79\text{cm}$, densidad $\rho[\text{g}/\text{cm}^3]=2,22$ y una masa $W[\text{g}]=121,06$. Se analizaron diez (10) cubípodos de cada color utilizado, dado que estos fueron pintados y se obtuvieron los siguientes resultados.

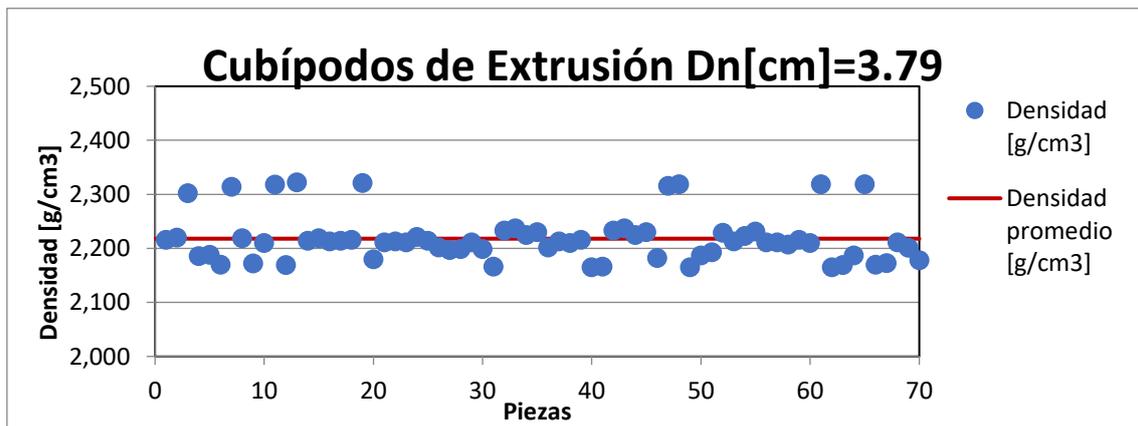


Figura 3.34. Caracterización de la densidad de los cubípodos empleados. Fuente: Proyecto ESBECA LPC-UPV

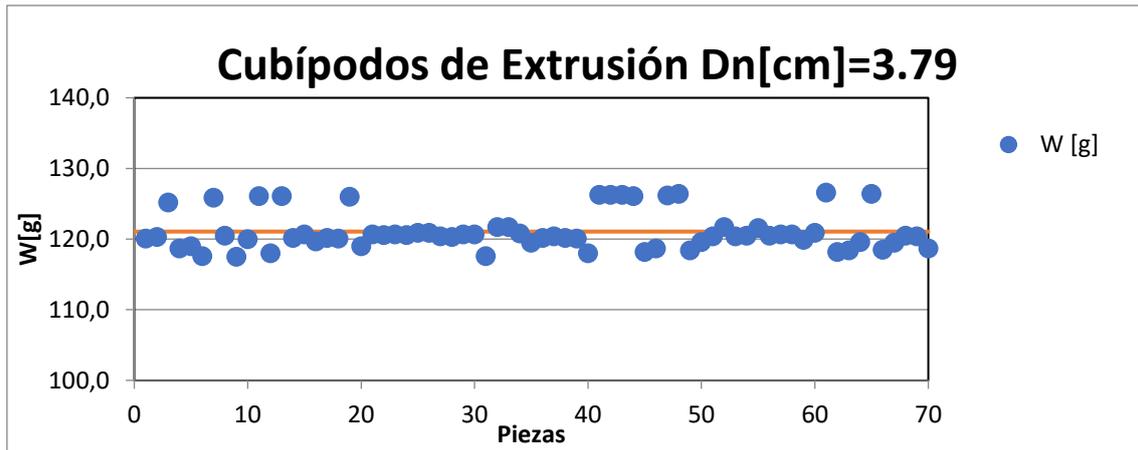


Figura 3.35. Caracterización de la masa de los cubípodos empleados. Fuente: Proyecto ESBECO LPC-UPV

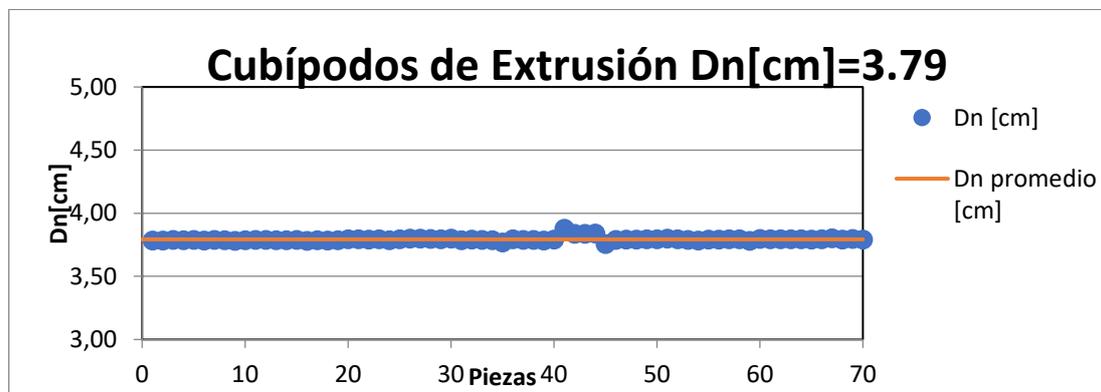


Figura 3.36. Caracterización del diámetro nominal de los cubípodos empleados. Fuente: Proyecto ESBECO LPC-UPV

- Berma de pie

Para la berma de pie del modelo se ha empleado un tamaño de $D_{n50}[cm]=2,31cm$.

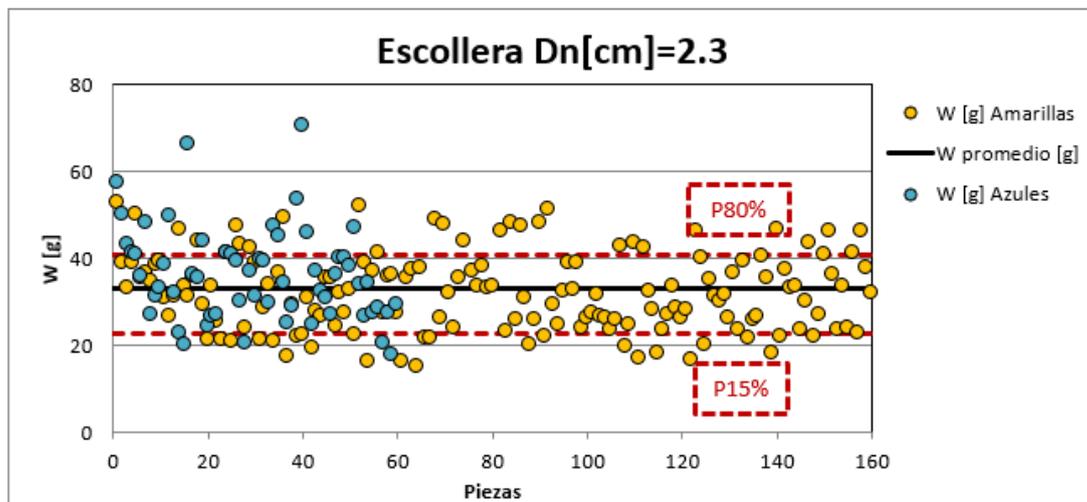


Figura 3.37. Caracterización de la masa de la escollera para la berma de pie empleada. Fuente: Proyecto ESBECO LPC-UPV

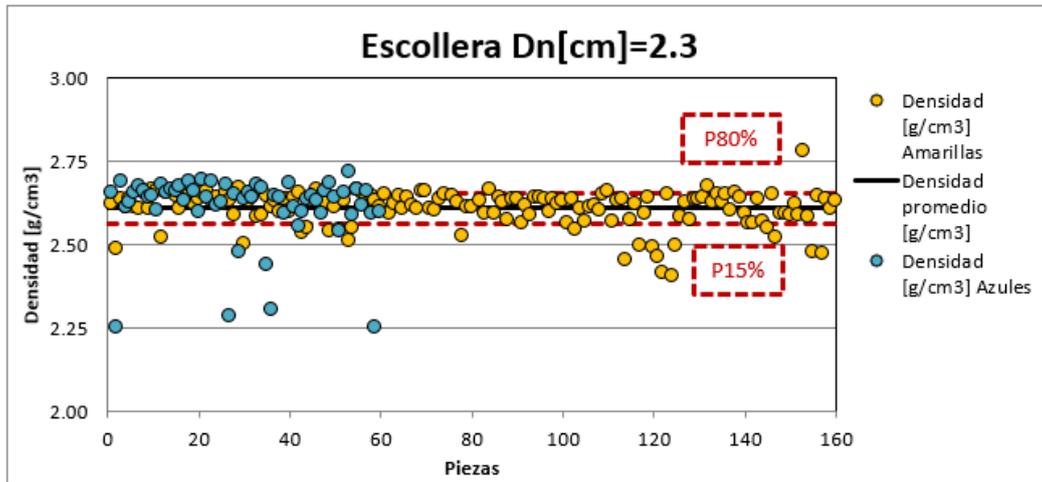


Figura 3.38. Caracterización de la densidad de la escollera para la berma de pie empleada. Fuente: Proyecto ESBECO LPC-UPV

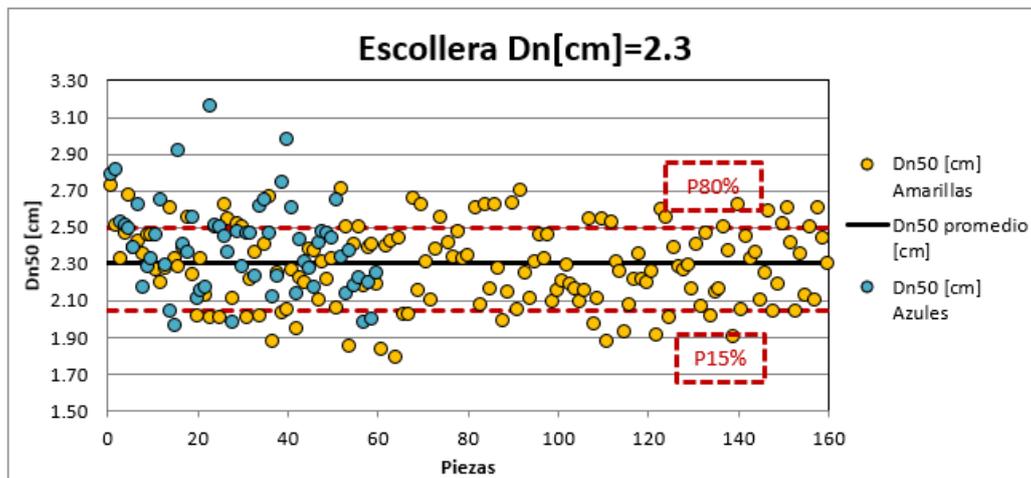


Figura 3.39. Caracterización del diámetro nominal de la escollera para la berma de pie empleada. Fuente: Proyecto ESBECO LPC-UPV

A modo resumen se establece la siguiente tabla para conocer los materiales empleados.

Elemento	Material	D _{n50} [cm]	ρ[g/cm ³]	W[g]
Núcleo	Todo-uno de cantera	--	--	--
Filtro	Escollera	2	--	--
Manto principal	Cubípedo	3,79	2,22	121,06
Berma de pie	Escollera	2,31	2,65	75,5

Tabla 3.11. Características principales de los materiales empleados. Fuente: Elaboración propia

3.3.- Análisis de datos

Debido al carácter experimental de este Trabajo Final de Máster, el análisis de datos es una parte de gran relevancia. En este apartado no se va a realizar el análisis de los datos propiamente, sino que se van a explicar las herramientas, las técnicas y los métodos que se han empleado para analizarlos. El propio análisis se expone en el *Capítulo 4 "Análisis y discusión de los resultados obtenidos"* de este mismo trabajo.

Las técnicas empleadas han sido estadísticas y de inteligencia artificial. Para la estadística se ha empleado el software STATGRAPHICS y MATLAB. MATLAB también se ha empleado como herramienta de cálculo y de inteligencia artificial con el fin de crear redes neuronales para la estimación más exacta de las formulaciones propuestas. Otra red neuronal usada ha sido CLASH, creada por Deltares. Durante la realización de los ensayos para el proyecto ESBECO, con el fin de analizar el oleaje, se emplearon el modelo numérico SwanOne y posteriormente el software LPCLab. Con el fin de ajustar y corregir resultados, también se ha realizado la labor experimental sobre algunos ensayos volviendo a emplear el modelo numérico SwanOne y el software LPCLab.

3.3.1.- Análisis estadístico

En todo proyecto experimental en el que el oleaje tiene un papel fundamental el análisis estadístico es relevante. El oleaje analizado este compuesto por una serie de datos cambiantes en función de parámetros como son el período $T[s]$, la longitud de onda $L[m]$, la altura de ola $H[m]$ y el peralte H/L . Este último se puede estimar mediante una aproximación matemática, conocida como el modelo de onda de Airy, mediante una aproximación estadística o mediante una espectral.

- Período T : Tiempo que transcurre entre el paso de dos crestas o dos senos consecutivos, o dos pasos ascendentes (o descendentes) consecutivos por el nivel medio.
- Longitud de onda L : distancia horizontal entre dos crestas o dos senos consecutivos.
- Altura de ola H : distancia vertical entre una cresta y el seno precedente.
- Peralte del oleaje H/L : es el cociente entre la altura de ola y la longitud de onda. El oleaje con menor peralte es el oleaje que tiene menor longitud de onda.

La aproximación matemática asimila el oleaje a una onda sencilla asociándolo a una formulación matemática. Se distinguen dos tipos de ondas: la onda progresiva y la onda estacionaria. En la onda progresiva, además de la forma de la onda, se considera la variable tiempo estableciendo una formulación matemática con la superficie del mar en cada instante de tiempo. En cambio, en la onda estacionaria, se define la posición del mar para un instante de tiempo dado tratándose así de un momento puntual.

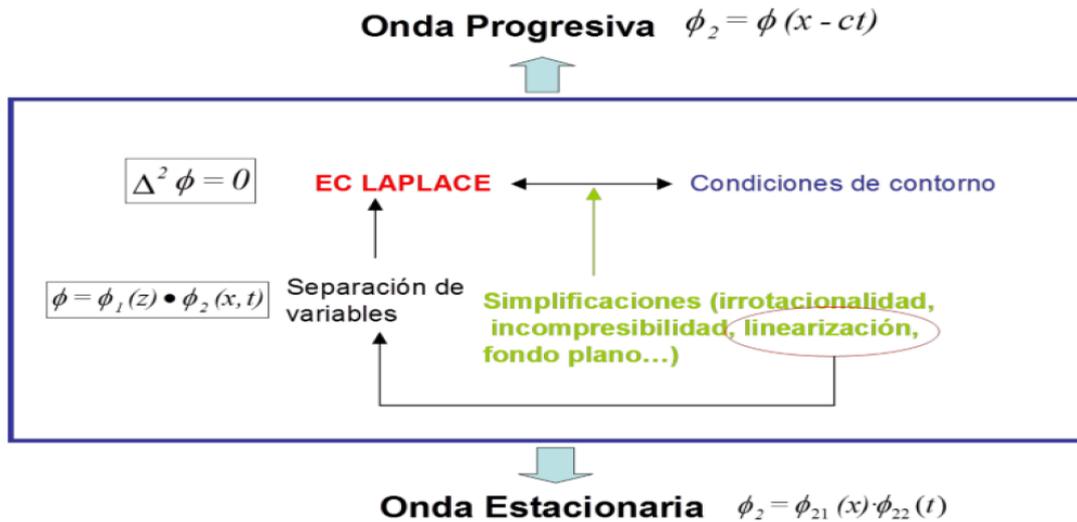


Figura 3.40. Onda progresiva y onda estacionaria. Fuente: Temario asignatura Obras Marítimas GIC (2018)

La aproximación estadística permite seleccionar una altura de ola y período únicos que representen al oleaje con el modelo de Airy para el problema en cuestión. El estadístico más habitual es el valor significativo H_s [m] que equivale a la media aritmética de las alturas del tercio de olas más altas de un registro de oleaje, aunque también se emplean el valor medio (operatividad), el valor 1/10 (diques en talud) y el máximo (diques verticales).

La aproximación espectral permite, al igual que la estadística, seleccionar una altura de ola y período únicos que representen al oleaje con el modelo de Airy para el problema en cuestión. El espectro del oleaje es la función que expresa la energía del oleaje en el dominio de la frecuencia. La descripción espectral del oleaje analiza las distintas situaciones del oleaje, determinando la capacidad energética de cada una de las olas. Así, el análisis espectral recoge una serie de energías. Los valores más habituales son los asociados a los momentos espectrales de ordenes bajos H_{m0} .

- Modelo numérico SwanOne

SwanOne es un software desarrollado por la Delft University of Technology (TU Delft) basado en el programa Swan (Simulating WAVes Nearshore). Este modelo permite modelar los siguientes fenómenos físicos:

- Propagación de oleaje en tiempo y espacio, incluyendo los fenómenos de asomeramiento y refracción, producidos por la profundidad; y las corrientes y variaciones de frecuencia causadas por la profundidad y corrientes no estacionarias.
- Interacciones no lineales onda-onda.
- Generación de oleaje por viento.
- Rotura de oleaje por fondo

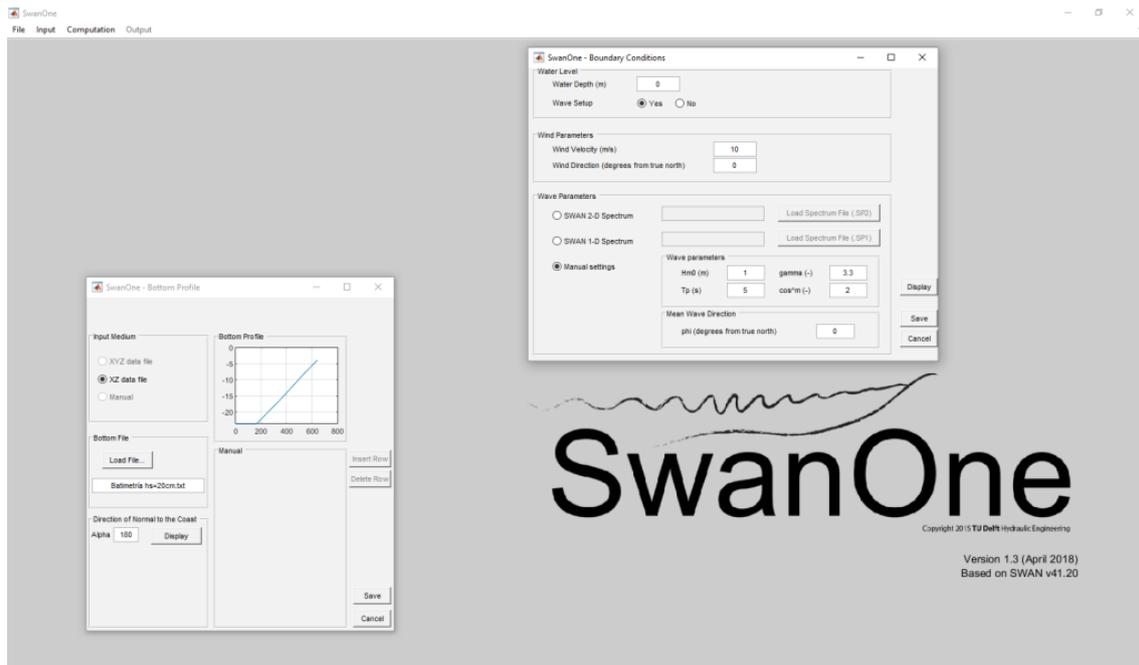


Figura 3.41. Software SwonOne de la Tu Delft. Fuente: LPC-UPV

Se ha empleado el modelo numérico SwanOne debido a que durante la realización de los ensayos se observó que debido a la rampa con pendiente de 2% y del 4% en el fondo del canal, el oleaje rompía, lo que supone que en la zona del modelo no se puede separar el oleaje incidente del reflejado con metodologías como LASA, pues existen multireflexiones. Además, la medición de los sensores no es precisa en caso de rotura del oleaje debido a la aireación que se produce en el flujo por las turbulencias. Mediante el SwanOne se obtienen las características del oleaje incidente a pie de la estructura.

SwanOne es un modelo numérico de propagación del oleaje en 1D que sí tiene en cuenta el fenómeno de rotura del oleaje. El software propaga el oleaje introduciendo como inputs la batimetría del fondo del canal, la altura de ola H_{m0} [m] y el período pico T_p [s] en aguas profundas, es decir, en la zona de generación del oleaje. Como outputs, el programa proporciona los siguientes parámetros en todo el canal: H_{m0} , $H_{1/10}$, $H_{2\%}$, T_p , T_{01} y $T_{m-1,0}$.

El correcto modus operandi es realizar en primer lugar una serie de ensayos en vacío para de esta manera tener las condiciones de oleaje incidente únicamente, gracias al dissipador de energía colocado al final del canal. De esta manera, es posible validar los resultados obtenidos con SwanOne. Esta metodología fue validada por Herrera y Medina (2015), que compararon las estimaciones del modelo numérico de SwanOne con las mediciones en vacío en el canal de oleaje.

Para demostrar el correcto funcionamiento se comparó la altura de ola incidente H_{m0} medida en los ensayos en vacío y la H_{m0} calculada mediante SwanOne en la zona de modelo obteniendo los resultados mostrados en la siguiente figura.

Se observa que los resultados son muy buenos, pues el coeficiente de correlación r equivale casi a la unidad.

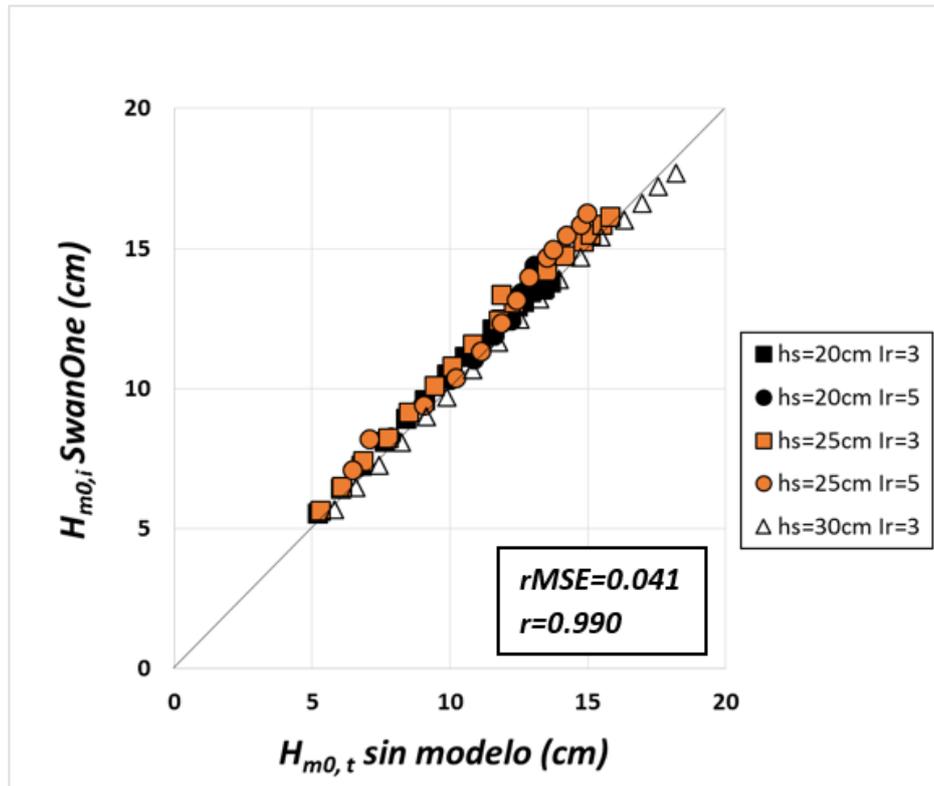


Figura 3.42. Comparación altura de ola incidente obtenida con SwanOne vs. altura de ola registrada. Fuente: Proyecto ESBECA LPC-UPV

Los resultados obtenidos empleando el modelo numérico SwanOne fueron más que satisfactorios, se obtuvo un error cuadrático medio (rMSE) de 0,041. Este se calcula a partir de la división del error cuadrático medio (MSE) y de la varianza del valor de la variable observada. El rMSE estima el porcentaje de varianza no explicada por el modelo: cuanto menor es el valor de rMSE mejor es el estimador. Este valor se analiza entre 0 y 1.

$$rMSE = \frac{MSE}{Var} = \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N \frac{(o_i - e_i)^2}{Var(o_i)}$$

Otros parámetros que aparecen en la formulación son:

- N: número de datos
- o_i : valor observado de la variable
- e_i : valor estimado de la variable

Como estimador también se ha usado el coeficiente de correlación (r), que se trata de una medida de dependencia lineal entre dos variables aleatorias, es decir, se trata de un índice que indica el grado de relación de dos variables. Este índice varía entre -1 y 1, siendo 1 una correlación positiva perfecta, es decir, cuando una de las variables aumenta, la otra lo hace en una proporción constante; y -1 una correlación negativa perfecta que representa una relación inversa. El coeficiente de correlación se define como:

$$r = \frac{cov(X, Y)}{\sqrt{Var(X)Var(Y)}}$$

Siendo X e Y dos variables aleatorias.

- Software LPCLab

Con el oleaje incidente y reflejado separado se procede a analizar el oleaje en el dominio del tiempo y de la frecuencia empleando el software LPCLab, desarrollado en el LPC-UPV. El programa genera, además de un informe que contiene diferentes parámetros destacables como el coeficiente de reflexión, el número de Iribarren I_r , así como estadísticos de alturas y períodos del oleaje, una serie de gráficas para controlar la precisión de la separación del oleaje en sus componentes con el fin de analizar tanto las ondas registradas como sus componentes incidentes y reflejados.

Este software se va utiliza para la obtención de los estadísticos de oleaje transmitido registrado por los sensores capacitivos situados en la zona tras el modelo.

Realiza un análisis espectral y uno temporal. El análisis espectral se realiza empleando la Transformada de Fourier Directa del registro “elevación de la superficie del agua”. LPCLab permite la división del oleaje total en diferentes ventanas separadas cuyo ancho y porcentaje de solape puede ser fijado por el usuario. La Transformada Rápida de Fourier (FFT) se aplica en cada ventana de forma separada, de modo que los resultados parciales se suman al final.

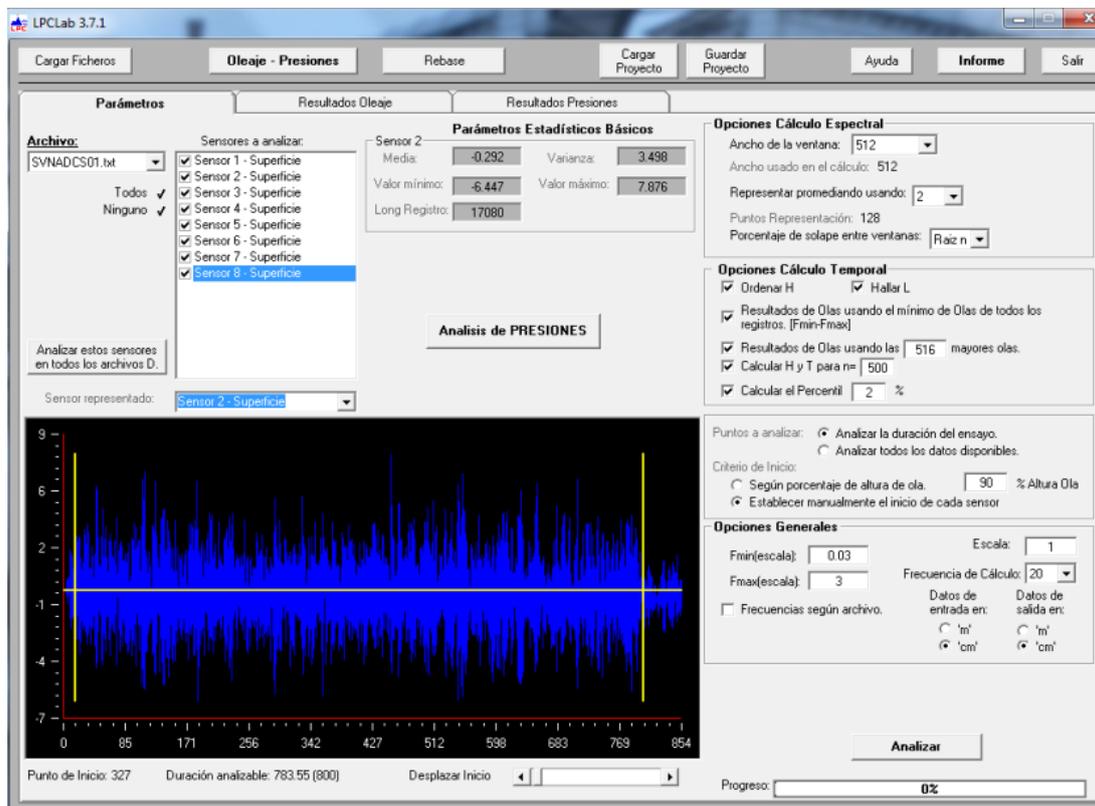


Figura 3.43. Ventana de parámetros del LPCLab. Fuente: LPC-UPV

En el análisis temporal se definen las olas individuales como pasos ascendentes por el cero, generando una serie de olas individuales. A partir de estas series, se calcula la altura de ola media (H_m) tanto para las series de oleaje registrado, incidente y reflejado. También se define el coeficiente de reflexión como $H_{m,r}/H_{m,i}$ siendo la altura de ola media del oleaje reflejado e incidente, respectivamente.



CAPÍTULO 04. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

4.1.- Introducción

En este apartado del trabajo se procede a realizar el análisis de los datos obtenidos de los ensayos realizados en el proyecto ESBECO para la configuración de dique en talud con manto monocapa de Cubípodos y cuenco amortiguador. De estos ensayos se va a tener en especial consideración el rebase que los dos modelos, ancho de coronación de $3D_n$ y de $6D_n$, sufren, así como las fuerzas que ocurren en el espaldón captadas por la instrumentación del laboratorio mediante sensores de presión.

Respecto al rebase, en primer lugar, se comparan dos secciones de diques en talud, la ensayada y una análoga a esta sin cuenco amortiguador, pero manteniendo el ancho de coronación, con el fin de demostrar que la ejecución del cuenco amortiguador es coherente, pues se obtienen mejores resultados en lo que a rebase concierne, que es el motivo fundamental por el que se ejecuta esta tipología característica de diques.

A continuación, dado que en el proyecto ESBECO se obtuvieron resultados de rebase nulo para una serie de ensayos realizados, se crea una formulación que permite clasificar en función de la cota de coronación del espaldón R_c y de su anchura G_c si el dique va a ser rebasado o no.

Posteriormente, con la formulación para la clasificación, se opta por estudiar únicamente los ensayos que rebasan con el fin de crear una formulación mediante la que se pueda estimar la tasa de rebase en diques con cuenco amortiguador. Esta formulación depende de la cota de coronación del espaldón R_c , de su anchura G_c y del calado a pie de la estructura.

La creación de estas fórmulas queda justificada, pues para diques con cuenco amortiguador no se ha encontrado en ninguna bibliografía sobre la elaboración de alguna fórmula que haga referencia al rebase. Estas variables son respaldadas por Ceniceros y Medina (2001).

En segundo lugar, se analizan las fuerzas que impacta en el espaldón de la estructura considerando las presiones y las supresiones que genera el oleaje. Mediante un código creado en el software MATLAB se calculan, a través de los datos registrados por los sensores de presión, la fuerza horizontal máxima, la fuerza vertical máxima y la concomitante con la horizontal máxima, la subpresión máxima y la concomitante con la fuerza horizontal máxima, el momento de fuerzas horizontales máximo y el de fuerzas verticales máximo. Se observa que la fuerza dominante en lo que a espaldones concierne es la horizontal, pues esta es la generada por el oleaje incidente, es decir, el que genera presiones en el paramento del espaldón. Para el cálculo de fuerzas se ha estimado que la distribución que esta tiene sobre el espaldón es trapezoidal. Una vez se dispone de las fuerzas calculadas se propone una serie de formulaciones para poder estimar la fuerza horizontal máxima, la vertical máxima, la subpresión máxima y los momentos correspondientes a las fuerzas máximas. En este mismo documento, más adelante, se presentan los resultados obtenidos, pero se destaca ya que, tal y como ocurre en el rebase, la variable más significativa es la cota de coronación del espaldón R_c (Jensen 1984).

Este estudio sirve para posteriormente aplicarlo al caso práctico del tramo 4 del dique norte del puerto de Denia, donde se encuentra una sección con cuenco amortiguador, al cual se le somete a un escenario de cambio climático, es decir, de aumento del nivel del mar, con el

fin de comprobar si frente a esta hipótesis de condiciones de contorno el dique estaría bien diseñado o si debería proponer una propuesta de mejora.

4.2.- Herramientas empleadas para el análisis de datos

En este apartado se presentan las herramientas empleadas para realizar el análisis de los datos obtenidos del proyecto ESBEKO. En primer lugar, se presenta la herramienta, mediante la que se ha hecho frente a las cuestiones relacionadas con la estadística y, e segundo lugar, la herramienta para afrontar la parte del proyecto que concierne a la inteligencia artificial, es decir, a las redes neuronales.

4.2.1.- Herramienta para afrontar la estadística

- STATGRAPHICS:

El software STATGRAPHICS es un software que está diseñado para facilitar el análisis estadístico de datos pudiendo realizar un análisis descriptivo de una o varias variables, utilizando gráficos que expliquen su distribución o calculando sus medidas características. Además, también permite calcular intervalos de confianza, contrastar hipótesis, analizar regresiones, realizar análisis multivariantes y otras técnicas aplicadas en Control de Calidad.

En el presente trabajo este software ha sido empleado para determinar las diferentes formulaciones de función lineal, tanto para el rebase como para las fuerzas en el espaldón. Todos los valores que ponderan a los parámetros de las diferentes formulaciones han sido obtenidos mediante el método “selección paso a paso hacia adelante” basado en establecer un límite del P-value de cada variable. Si el P-Value de la variable en cuestión es superior a 0,05 la variable queda desechada y no computa para la formulación.

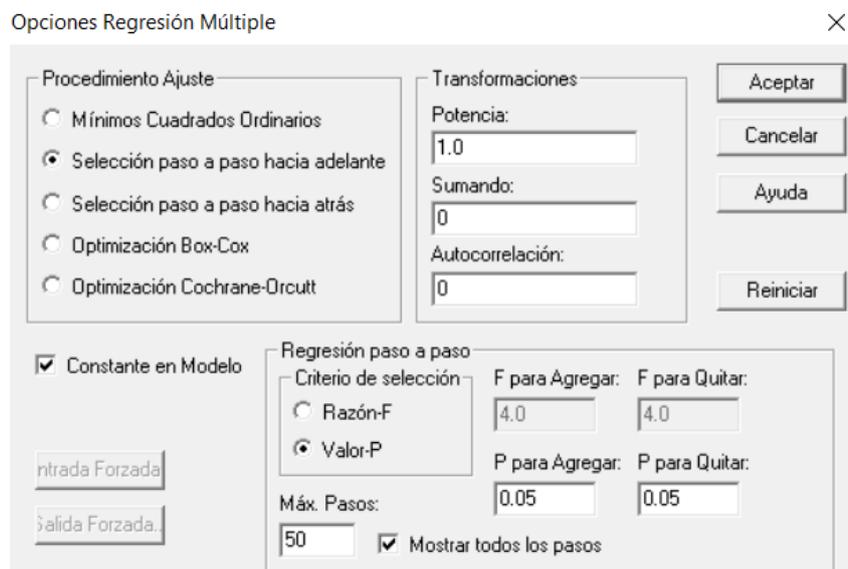


Figura 4.44. Vista de análisis de regresión múltiple de una variable en STATGRAPHICS.
Fuente: Elaboración propia

STATGRAPHICS además proporciona todos los resultados que se muestran en la siguiente imagen en la realización de la regresión múltiple.

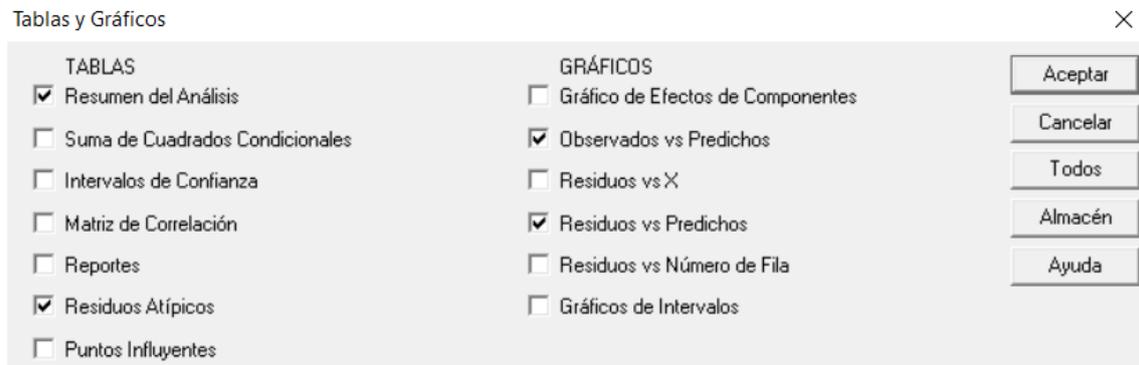


Figura 4.45. Vista de las opciones de resultados de STATGRAPHICS. Fuente: Elaboración propia

4.2.2.- Herramienta para afrontar la Inteligencia Artificial (IA)

Respecto a la inteligencia artificial, la herramienta empleada ha sido las redes neuronales de diferentes softwares.

Una red neuronal es una técnica de análisis multivariante que consiste en realizar una simulación por ordenador de un proceso de aprendizaje aplicado al reconocimiento de patrones. La red neuronal está compuesta por diferentes neuronas, las cuales reciben información y generan una señal transmitida hasta generar una respuesta. Esta técnica es diferente de la estadística convencional, concretamente de los métodos estadísticos multivariantes, en los que por distintas técnicas una variable dependiente o de respuesta puede describirse en función de un conjunto de variables independientes o predictoras, mientras que en las redes neuronales ninguna condición queda impuesta sobre la distribución de los datos. Estas pueden tener una gran variabilidad, ser ambiguas o incluso presentar ruido, por lo que los resultados obtenidos son estimaciones. Las redes neuronales admiten relaciones no lineales, en las que el valor de una variable puede tener distinto efecto dependiendo de los valores de otras variables.

En primer lugar, se emplea la red neuronal CLASH de Deltares con el objetivo de verificar que la construcción de dique en talud con cuenco amortiguador es válida y coherente comparando la tasa de rebase del dique ensayado frente a un dique de las mismas características geométricas, pero sin cuenco. Se concluye efectivamente que la tasa de rebase en el caso del dique con cuenco es menor. Estos resultados se analizar en el *Capítulo 4*. CLASH NN se expone en el *Capítulo 2*. “Estado del arte”.

Las redes neuronales también han sido empleadas con la *Deep Learning Toolbox* de MATLAB con el fin de encontrar la formulación óptima para estimar tanto el rebase como las fuerzas en el espaldón del dique.

- MATLAB:

MATLAB es un sistema de cómputo numérico que ofrece un entorno de desarrollo integrado con un lenguaje de programación propio. Este software no sólo se ha empleado en el presente trabajo como herramienta para la red neuronal, sino que también ha sido

empleado para realizar los cálculos de las fuerzas y momentos obtenidos de las presiones medidas por los sensores de presión localizados en el espaldón.

La *Deep Learning Toolbox* de MATLAB proporciona un marco para diseñar e implementar redes neuronales profundas con algoritmos, modelos preentrenados y aplicaciones. Puede utilizar redes neuronales convolucionales (ConvNets, CNNs) y redes de memoria a corto plazo (LSTM) para realizar la clasificación y la regresión de datos de imágenes, series temporales y texto. Puede construir arquitecturas de red como las redes generativas adversariales (GAN) y las redes siamesas utilizando diferenciación automática, bucles de entrenamiento personalizados y pesos compartidos.

La *Toolbox* permite entrenar y simular redes neuronales con el fin de crear las formulaciones necesarias. Para ello a esta se le debe proporcionar una serie de inputs y de outputs con el fin de que ella estime sus propios valores a raíz de los inputs, empleando los outputs como controlador del error que ha realizado. Para controlar el error el propio software proporciona una gráfica de regresión y una de rendimiento.

La gráfica de regresión proporciona información acerca de la estimación del error que se ha cometido en los datos de entrenamiento, en los de validación y en los de testado. Cuanto menor sea el error mejor ajuste proporcionará la red neuronal.

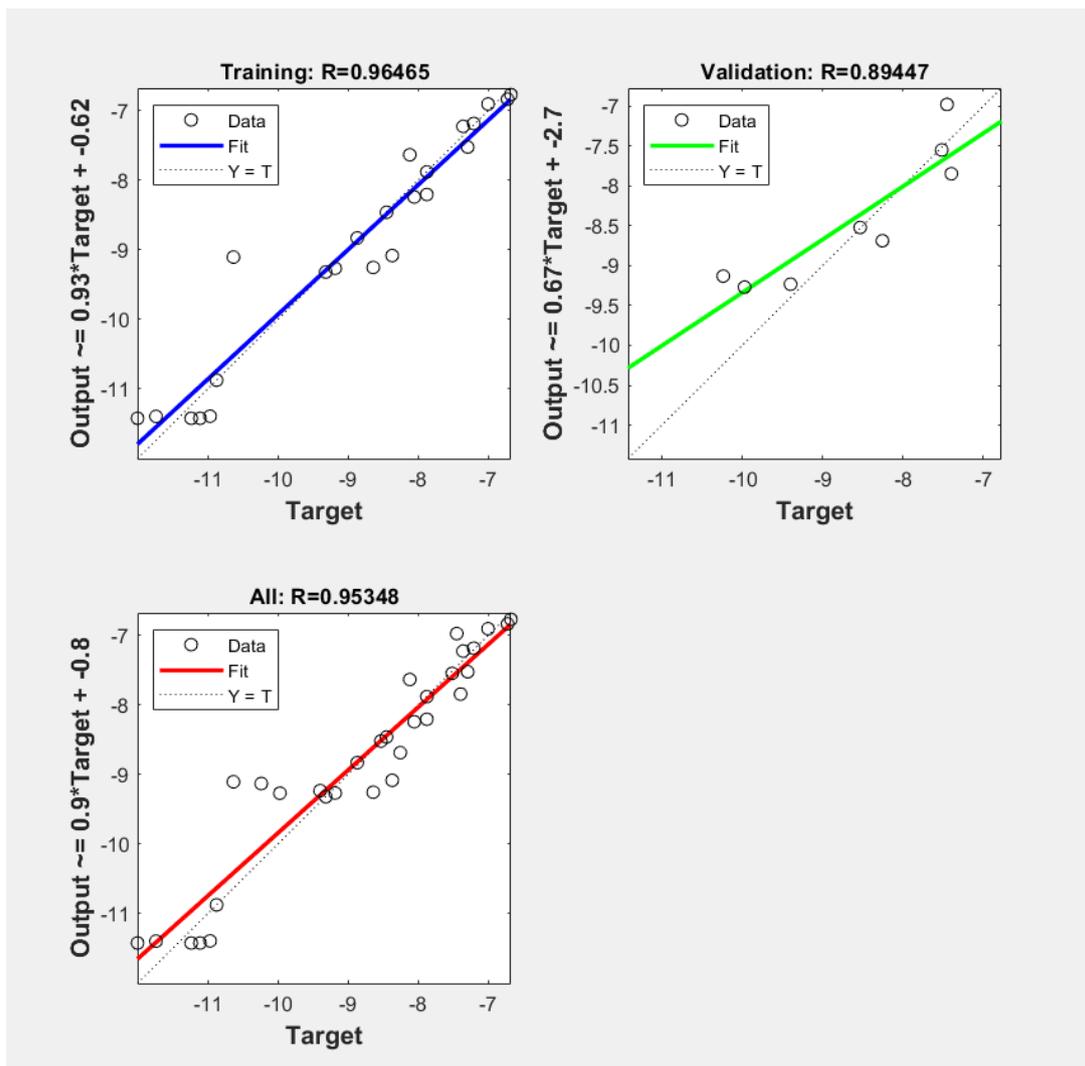


Figura 4.46. Gráficas de regresión de MATLAB. Fuente: Elaboración propia

La gráfica de rendimiento sirve para observar a partir de qué punto la red neuronal está sobreaprendiendo y de esta manera truncar el sobreaprendizaje.

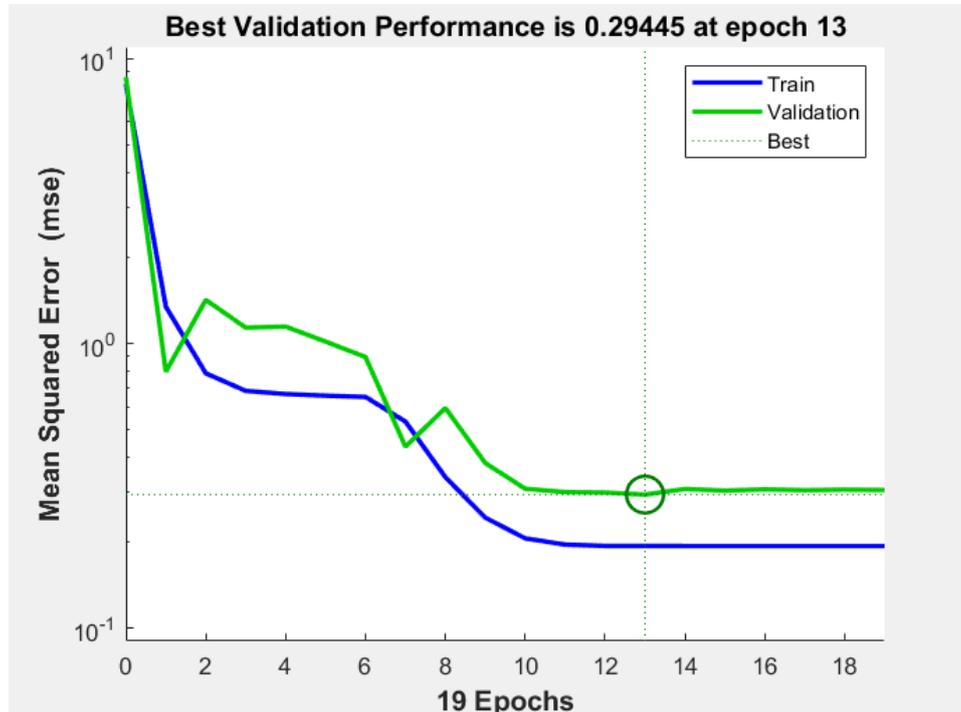


Figura 4.47. Gráfica de rendimiento de MATLAB. Fuente: Elaboración propia

4.3.- Análisis del rebase en diques con cuenco amortiguador

4.3.1.- Viabilidad de la construcción de diques con cuenco amortiguador

4.3.1.1.- Planteamiento de la problemática

La mayoría de los diques en talud construidos mundialmente son de sección convencional, es decir, poseen, del interior hacia el exterior, un núcleo central de todo uno de cantera, un manto secundario y un manto principal, cada uno con su correspondiente filtro para evitar la pérdida de material, y un espaldón en la parte superior del dique para evitar el rebase. El problema surge cuando el rebase previsto es muy elevado, ya que se debe aumentar la cota del espaldón con lo que se crean problemas de impacto visual, que en ocasiones pueden ser perjudiciales, por ejemplo, en diques en los puertos deportivos.

Por lo tanto, la solución ya no es aumentar la cota del espaldón, sino construir un cuenco amortiguador ganando de esta manera más distancia entre el talud del dique y el espaldón. Se observa atendiendo a la cuantía de diques con cuenco amortiguador construidos

en España que la inmensa mayoría han sido ejecutados en el Mar Mediterráneo, pues el oleaje es más regular que en el Océano Atlántico.

En los ensayos realizados en el proyecto ESBECO se analizaron dos modelos diferentes.

Un primer modelo basado en un dique en talud con manto monocapa de cubípodos ($D_n = 3,79$ cm). Este modelo queda definido por el ancho de la berma de coronación, el cual equivale a tres diámetros nominales ($3D_n$).

El segundo modelo realizado se caracteriza por tener las mismas dimensiones que el primero con la salvedad de que en este caso el ancho de berma de coronación es de seis diámetros nominales. Para poder realizar las estimaciones necesarias mediante CLASH se necesita definir la geometría de los diques virtuales.

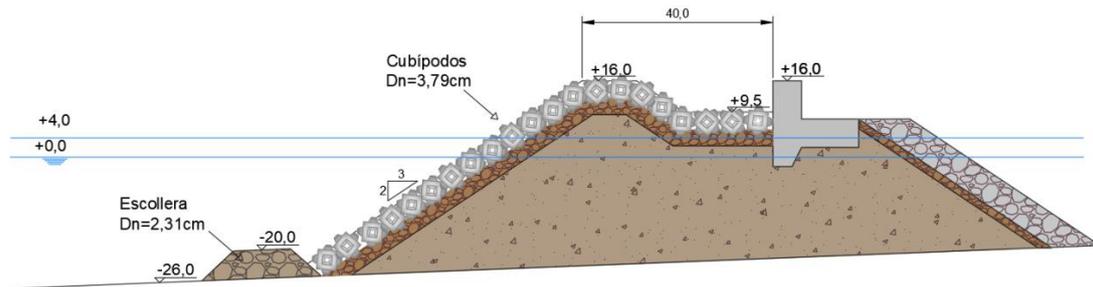


Figura 4.48. Modelo de dique $3D_n$ con cuenco amortiguador. Fuente: Elaboración propia

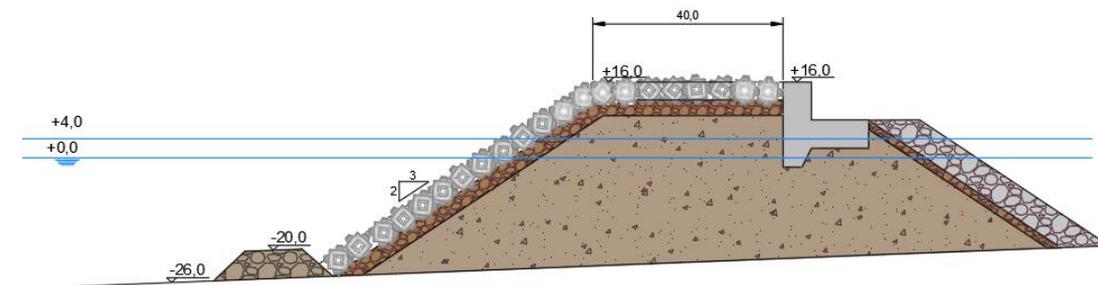


Figura 4.49. Modelo de dique $3D_n$ análogo. Fuente: Elaboración propia

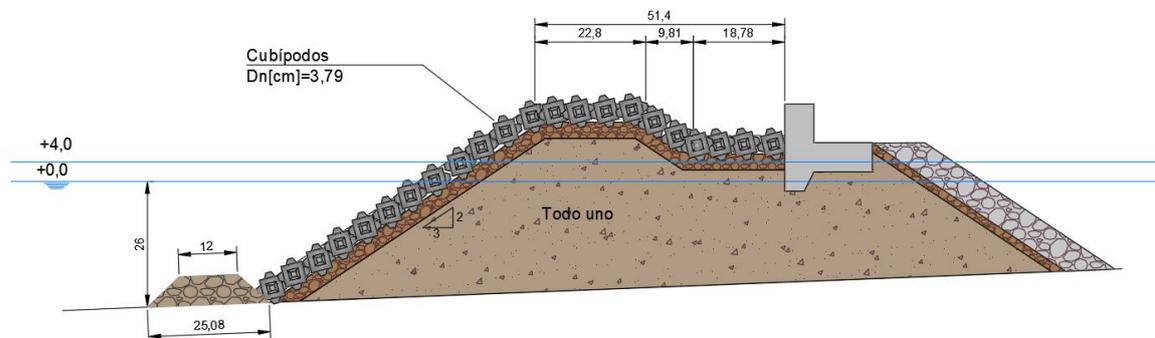


Figura 4.50. Modelo de dique $6D_n$ con cuenco amortiguador. Fuente: Elaboración propia

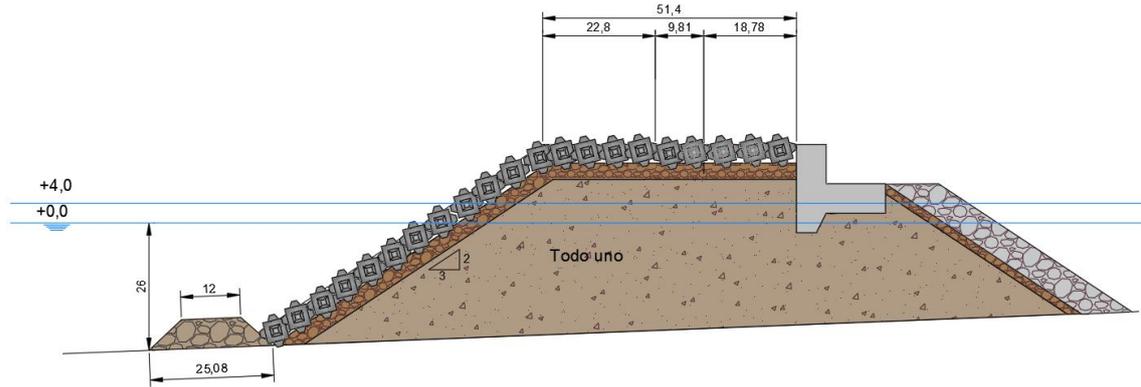


Figura 4.51. Modelo de dique 6Dn análogo. Fuente: Elaboración propia

Estas cuatro tipologías son las que se van a comparar. La tipología análoga es la que se introduce en CLASH NN con el fin de poder comparar la tasa de rebase medida entre estas secciones ficticias y las secciones del proyecto ESBECO con los diques en talud con cuenco amortiguador.

En la siguiente tabla se resumen las medidas relevantes de los modelos analizados.

Geometría de los diques ensayados en LPC				
Medidas	3D _n		6D _n	
	26 cm	30 cm	26 cm	30 cm
Ancho de espaldón (B) (cm)	6,00	6,00	6,00	6,00
Ancho de coronación del dique (G _c) (cm)	40,00	40,00	51,40	51,40
Francobordo (R _c) (cm)	16,00	12,00	16,00	12,00
Cota del manto de protección (A _c) (cm)	16,00	12,00	16,00	12,00
Cota del cuenco (cm)	9,50	5,50	9,50	5,50
Cota de berma de pie (cm)	-20,00	-24,00	-20,00	-24,00

Tabla 4.12. Medidas relevantes de los modelos analizados. Fuente: Elaboración propia

4.3.1.2.- Datos de los análisis

Como se ha comentado a lo largo del trabajo, para estos modelos, se realizaron ensayos con un calado a pie de dique de 26 cm. y de 30cm. Para cada una de estas profundidades se obtuvieron resultados de la tasa de rebase fijando el período pico en 2,6s o el número de Iribarren en 5.

El “número de Iribarren” es un parámetro adimensional que se utiliza para modelar varios efectos de rotura del oleaje. Se calcula de la siguiente manera para aguas profundas:

$$I_{r_p} = \frac{\tan(\alpha)}{\left(\sqrt{H_s / \left(\frac{g \times T_p^2}{2\pi}\right)}\right)}$$

Donde la tangente de alfa es la pendiente del talud, es decir, 2/3.

- H_s o H_{m0} (cm): altura de ola significativa, que corresponde al promedio del tercio de las olas más altas observadas en una serie en un período de tiempo determinado.
- $T_{m-1,0}$ (s): período medio
- T_p (s): período pico
- L_{0p} (m): longitud de onda en aguas profundas, que se calcula de la siguiente manera.

$$L_p = \frac{g \times T_p^2}{2\pi}$$

Además, de los ensayos realizados se obtuvo un caudal medio unitario o tasa media de rebase “q”, el cual se muestra en las siguientes tablas para ambos modelos. Más adelante, en la comparación entre los resultados medidos en el proyecto ESBECO y los resultados estimados mediante CLASH, se analizará el caudal medio de rebase adimensional o tasa media de rebase adimensional “Q” para ambos modelos tipo, es decir, los dos modelos ensayados en el laboratorio y sus correspondientes análogos introducidos en CLASH, considerando los datos a pie de dique y a una profundidad a una distancia $3h_s$ medida desde el pie de dique.

4.3.1.3.- Comparación de la tasa de rebase entre diques en talud convencionales y diques en talud con cuenco amortiguador

Para comparar los resultados analizados con los de un dique homólogo ficticio de las mismas características geométricas, pero sin cuenco, se emplea la red neuronal CLASH, una herramienta empleada para estimar el caudal medio unitario de rebase. El fin de esta comparación es demostrar que los diques con cuenco amortiguador son más funcionales que ejecutar el mismo dique con la misma geometría, pero sin el cuenco, pues la tasa de rebase se ve reducida.

Para emplear CLASH NN se deben facilitar los siguientes quince datos de entrada.

- $H_{m0, toe}$ (m): altura de ola significativa a pie de dique
- $T_{m-1,0-toe}$ (s): período medio a pie de dique
- β (°): dirección del oleaje respecto a la cara perpendicular de la estructura
- h (m): calado delante de la estructura
- h_t (m): calado a pie de dique
- B_t (m): anchura del pie de dique
- γ_f : coeficiente de permeabilidad o de rugosidad de la estructura
- $\cot(\alpha_d)$: talud de la estructura en la parte baja de la berma
- $\cot(\alpha_u)$: talud de la estructura en la parte alta de la berma
- B (m): ancho de la berma
- h_b (m): calado en la berma
- $\tan(\alpha_b)$: talud de la berma
- R_c (m): francobordo
- A_c (m): francobordo del manto de protección
- G_c (m): ancho de coronación del dique

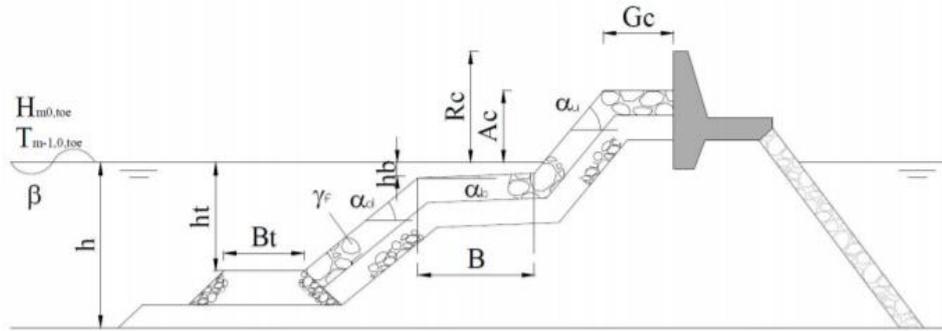


Figura 4.52. Parámetros de relevancia para caracterizar el rebase en diques en talud. Fuente: CLASH

Evidentemente, para emplear esta herramienta se deben ajustar correctamente los datos de entrada a cada caso. Basándose en la geometría de los modelos ensayados en el proyecto ESBECO, con el fin de simular los mismos diques en talud, pero sin cuenco amortiguador, se mantienen los siguientes datos de entrada resumidos en las siguientes tablas.

De los quince datos de entrada de los que parte CLASH NN para realizar las simulaciones correspondientes permanecen nulos tanto el ángulo de incidencia como las características de la berma, es decir, el ancho, el calado y el talud de aquella debido a que en los modelos físicos construidos en el laboratorio no había berma.

Que el ángulo de incidencia del oleaje sea nulo quiere decir que las olas inciden con el modelo de manera perpendicular, pues al tratarse de un ensayo realizado en el canal del laboratorio el oleaje es solo en dirección del eje longitudinal del canal, donde se han llevado los ensayos, además de que no se tienen fenómenos de difracción.

En cuanto a los demás datos de entrada para estimar el caudal medio unitario, se observa que son datos dependientes de la geometría del modelo virtual, que tiene las mismas dimensiones que el construido o que son datos experimentales propios de los ensayos como la altura de ola significativa o el período medio. No obstante, hay que resaltar que el coeficiente de permeabilidad de la estructura (γ_f) ha sido impuesto en 0,48, ya que se trata de un manto de cubípodos monocapa (Molines y Medina 2015).

Por último, se observa dentro de las diferentes que el parámetro h - calado a pie de dique - varía en función de los dos calados diferentes analizados y que los parámetros que describen magnitudes horizontales del modelo físico son diferentes según el caso que se analice, pues el ancho de la berma de coronación en un caso es de tres diámetros nominales, mientras que en el otro es de seis.

Como el fin no es solo conocer el caudal medio unitario q , sino el caudal medio de rebase adimensional Q , se deben realizar las simulaciones tanto a pie de dique como a una profundidad a una distancia $3h_s$ medida desde el pie de dique para ambos modelos, de $3D_n$ y de $6D_n$, puesto que el caudal medio de rebase adimensional se calcula de la siguiente manera, siendo dependiente de la altura de ola significativa, la cual varía según en la posición en la que se analice.

$$Q = \frac{q}{\sqrt{g \times H_{m0}^3}}$$

Antes de comenzar la comparativa, y atendiendo a la siguiente gráfica, se justifica que los ensayos realizados en el laboratorio son comparables a los estimados en CLASH NN. Esto se ha determinado de la siguiente manera.

De los más de diez mil datos sobre diques en talud encontrados en CLASH se ha realizado, en primer lugar, un filtrado con el finde poder representar la relación entre los dos parámetros más relevantes de los diques en talud: la cota de coronación del espaldón (R_c) y el ancho de coronación (G_c).

Para conseguir una comparación sin tener que realizar ajustes se opta por adimensionalizar estos parámetros dividiendo cada uno por la altura de ola significativa (R_c/H_{m0} , G_c/H_{m0}).

El filtrado realizado se basa en seleccionar, de los quince parámetros que presenta CLASH NN como datos de entrada, aquellos que cumplen con la geometría del dique en talud ensayado en el laboratorio, por lo que el filtrado se vuelve a basar en considerar la dirección incidente del oleaje como nula, así como cualquier dato de la berma, pues esta es inexistente. Además, en los datos existentes en la base de datos de CLASH se debe hacer un filtrado adicional del factor de confianza RF (*reliability factor*) y del factor de complejidad CF (*complexity factor*), donde ambos, dependiendo del dique establecido en la base de datos, van desde un peso equivalente a la unidad hasta cuatro. En el filtrado de estos valores se propone que el RF sea menor o igual a dos, mientras que el CF debe ser uno.

En la siguiente tabla se resumen los criterios de filtrado considerados. Estos criterios han sido extraídos de la tesis doctoral “*Wave overtopping and crown wall stability of cube and Cubipod-armored mound breakwaters*” realizada por Molines (2015).

Restricciones para el filtrado según base de datos de Clash		
Dirección de olas incidentes	β	0
Ancho de berma	B	0
Profundidad en la berma	h_b	0
Complexity factor	CF	1
Reliability factor	RF	≤ 2
Pendiente del dique	$\cot\alpha_d = \cot\alpha_u = \cot\alpha$	
Rango de pendientes admisibles	$1,19 \leq \cot\alpha \leq 4$	
Pendiente de la berma	$\tan\alpha_b$	0

Tabla 4.13. Restricciones para el filtrado de la base de datos CLASH NN. Fuente: Molines (2015)

Valores de diferentes cuencos de Clash	
Francobordo	$R_c < 0,4$
Ancho de coronación	$G_c < 0,4$
Altura de ola a pie de dique	$H_{m0} < 0,25$
Caudal de rebase	$0,05 < q < 0,2$

Tabla 4.14. Valores de diferentes cuencos analizados de CLASH. Fuente: Elaboración propia

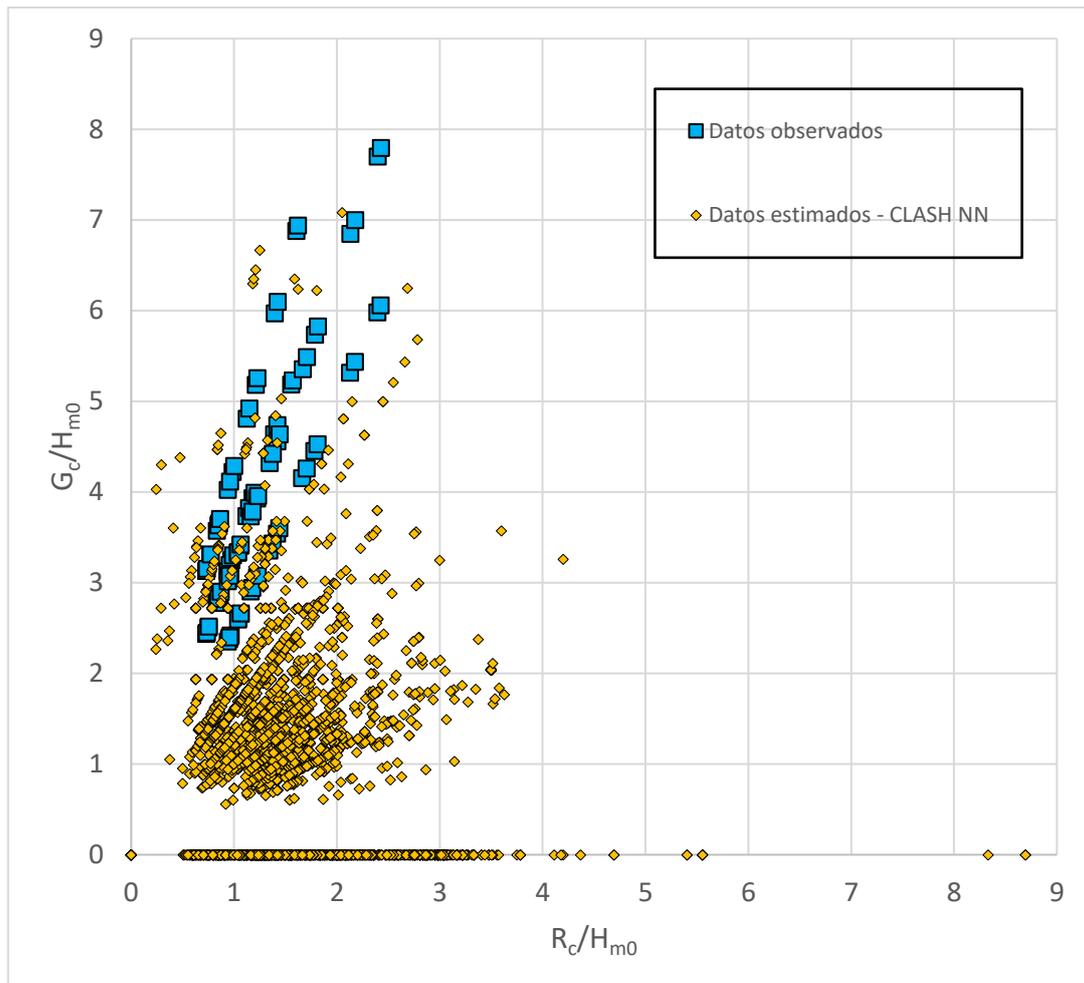


Figura 4.53. Relación entre parámetros adimensionales R_c/H_{m0} y G_c/H_{m0} de datos observados y estimados con CLASH. Fuente: Elaboración propia

Se observa que los datos obtenidos en los ensayos en el LPC no se encuentran en la zona más densa de la población de CLASH, pero sí que se encuentran dentro de unos límites considerables para poder realizar la comparación entre los datos obtenidos.

EN las siguientes gráficas se observa que en los datos del cuenco amortiguador se ha fijado un valor arbitrario de -7 para algunos ensayos. Esto se debe a que como en estos ensayos no hubo rebase, el caudal de rebase es nulo y como el logaritmo de cero no existe se ha optado por darles un peso muy inferior con el fin de que no distorsionen los datos de la población que sí rebasa. Es por esto por lo que en las gráficas se observan una serie de valores en el eje $y = -7$.

Evidentemente, el hecho de que no haya rebase significa que el cuenco amortiguador ha cumplido su misión. Además, se observa que para estos ensayos los resultados estimados mediante CLASH dicen que sí que habría rebase, por lo que se tiene el primer indicio claro sin tener que emplear representaciones gráficas de que el cuenco amortiguador es más eficiente que un dique con la misma geometría, pero sin cuenco. Se aprovecha este resultado para destacar en este punto de la comparación que los datos medidos y ensayados en el laboratorio son siempre mejores que los estimados en CLASH.

Para los ensayos con altura de ola significativa mayores se observa en ambos modelos que la funcionalidad de diques con cuenco amortiguador tiende a ser más parecida que en diques sin cuenco.

Esto puede resultar evidente, ya que para grandes alturas de ola ambas tipologías de diques serían rebasados, pero puede ser una línea futura a estudiar en cuanto a tomar como punto de partida de qué altura de ola se trata. Es decir, para cual período de retorno es mucho mejor ejecutar los diques con cuenco amortiguador, pues se ha demostrado que en ninguno de los casos analizados ejecutar el cuenco sea nocivo para el rebase del dique.

En la siguiente gráfica es donde se demuestra que los diques con cuenco amortiguador resultan mejor que los que no lo tienen, teniendo en cuenta la condición de que ambos tienen el mismo ancho en la berma de coronación. Se ha representado una línea divisoria de 45 grados para apreciar de manera más clara cuál de los dos diseños de dique es más eficiente y se observa que como todos los puntos caen en el lado del cuenco, es decir, en los datos observados en los ensayos realizados en la sección con cuenco amortiguador, este tipo de diques es más competente en cuanto al rebase que un dique en talud homólogo sin cuenco, pero con el mismo ancho de coronación. Únicamente se observan dos puntos que caen prácticamente en la línea divisoria, lo que quiere decir que para ese caso en concreto la geometría de ambos diques será igual de efectiva. Como se trata de un dato aislado de toda la población analizada, se sigue concluyendo que los diques con cuenco amortiguador son más eficientes.

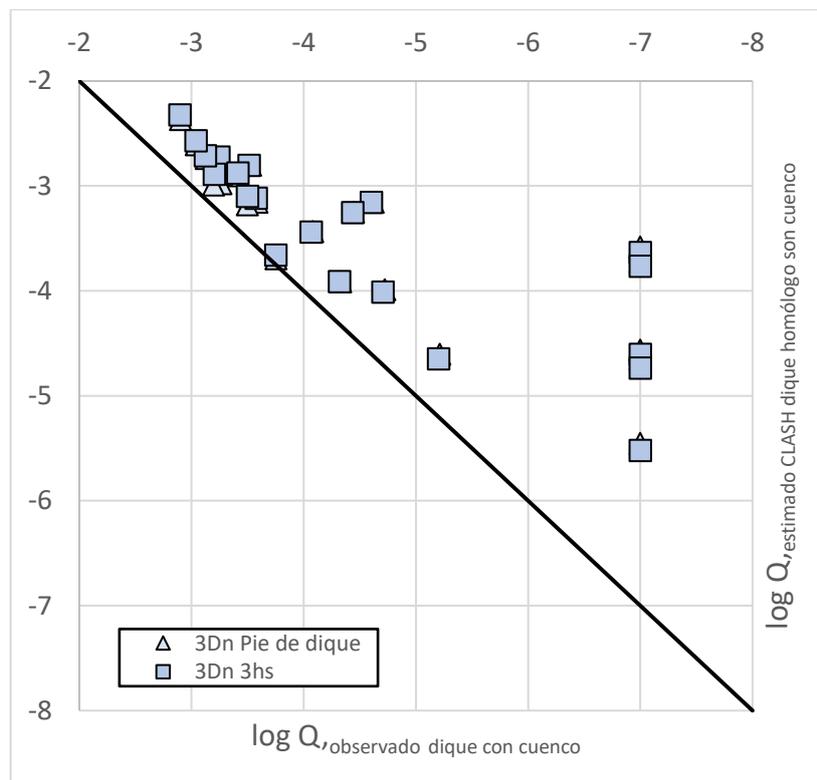


Figura 4.54. Comparación de caudal observado vs. estimado en modelo 3Dn. Fuente: Elaboración propia

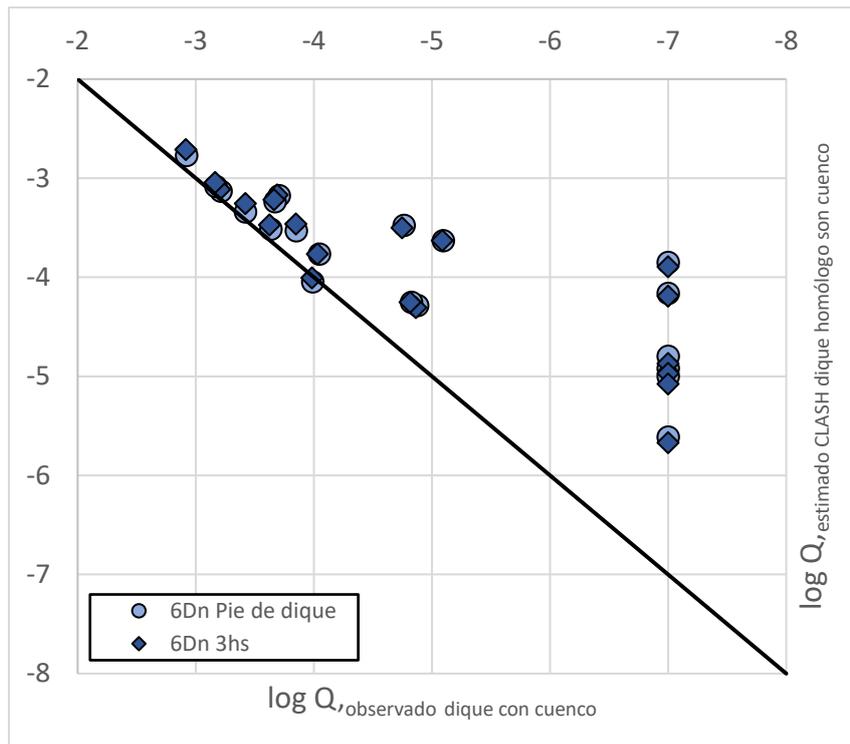


Figura 4.55. Comparación de caudal observado vs. estimado en modelo 6Dn. Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, se demuestra que la tipología de dique en talud con cuenco amortiguador es funcional. Así pues, su construcción queda justificada. Atendiendo a esta conclusión queda justificado también el estudio que se ha llevado a cabo y las formulaciones que se van a presentar posteriormente respecto al rebase y a las fuerzas en el espaldón, que resultan aún más respaldadas.

4.3.2.- Formulación para el cálculo del rebase

En este apartado se presentan las dos formulaciones que se han elaborado para estimar la tasa de rebase. Se ha optado por realizar dos formulaciones debido a que hay ensayos, como ya se ha visto anteriormente, en los que no hay rebase y otros en los que sí. Por lo tanto, se plantea una primera formulación para clasificar los diques, según la cota de coronación del espaldón y el ancho de coronación, y una segunda formulación mediante la cual se cuantifica la tasa de rebase que ocurre. Ambas formulaciones se han elaborado empleando redes neuronales.

4.3.2.1.- Fórmula para clasificar diques rebasables y no rebasables

El francobordo y la anchura del dique son los dos parámetros geométricos del dique más relevantes en lo que a rebase concierne, pues cuanto más alto sea el dique o cuanto más ancho sea menos rebase habrá. Por lo tanto, para estimar si el dique es rebasable se estudian estos dos parámetros adimensionalizados con H_{m0} a pie de dique.

En este estudio se consideran diques rebasables en los cuales el caudal medio unitario sea mayor a $2E-6 \text{ m}^3/\text{m}/\text{s}$. Este caudal se compara con el caudal medido en los ensayos realizado en el proyecto ESBECO. Se observa que los 42 ensayos, considerando ambas configuraciones del modelo -de los que se tienen datos en solo diecisiete (17) de ellos - el caudal rebasado no es significativo, sí siéndolo en los restantes veinticinco (25). Si se trata de un ensayo con caudal de rebase significativo se añade un 1 en la casilla de verificación mientras que si no es significativo se añade un 0.

Con todo esto se creó el script correspondiente para crear la red neuronal en el software MATLAB mediante el cual se estima con los siguientes datos de entrada y de salida el caudal de rebase en cada ensayo. No obstante, aunque se haya determinado que son diecisiete (17) los ensayos donde el caudal de rebase no es significativo, solo en once (11) de ellos el caudal es nulo.

La red neuronal proporcionará un output, donde el rango de valores oscilará entre 0 y 1. Los ensayos con rebase nulo se identificarán con 0 y el resto con 1.

Si el valor estimado es menor que 0,5 y en ese ensayo se tiene en la verificación un 0 o si el valor estimado es mayor a 0,5 y en ese ensayo se tiene que el rebase es significativo, es decir, un 1 en la verificación, se considera que la estimación es correcta.

Para entrenar la red neuronal se deben proporcionar el número de datos de entrada (N_i), el número de neuronas intermedias (N_h), el número de datos de salida (N_o) además de los porcentajes correspondientes para separar datos entre el entrenamiento, la validación y la prueba.

Para esta red neuronal se decide un 70% de los datos de entrada sean usados para el entrenamiento y un 30% para la validación dejando un 0% en la prueba, pues el fin de esta red neuronal es estimar únicamente si el rebase es significativo dando un valor superior a 0,5 como se ha explicado anteriormente. El número de datos de entrada se fija en dos, el número de datos de salida se fija en uno y, conociendo los porcentajes para ver cual cantidad de parámetros se destinan a entrenamiento, validación y prueba, se calcula la relación entre el número de parámetros total (P) con el número de datos destinado al entrenamiento (T) para obtener el número de neuronas intermedias. Para que no haya problemas de sobreaprendizaje la relación debe ser inferior a 0,6.

$$P = N_i \cdot N_h + N_h + N_h \cdot N_o + 1$$

Se ha realizado esta comprobación considerando de dos a seis neuronas intermedias y se han obtenido los siguientes valores. El número de datos destinados al entrenamiento es quince (15), es decir, el 70% de los veintidós (22) datos que se tienen.

Número de neuronas intermedias necesarias					
N_i	N_h	N_o	P	T	P/T
2	2	1	9	15	0,58
2	3	1	13	15	0,84
2	4	1	17	15	1,10

Tabla 4.15. Número de neuronas intermedias necesarias para la RN de clasificación. Fuente: Elaboración propia

Se observa que para dos y tres neuronas intermedias se tiene buena relación de parámetros totales frente a los datos de entrenamiento, por lo que las redes que se han realizado han sido con dos y tres neuronas intermedias, además de que en el resto de los casos la relación P/T supera la unidad, lo que descarta estas posibilidades pues el número total de parámetros no puede exceder al número de datos destinado al entrenamiento. Cabe destacar que para tres neuronas intermedias los resultados obtenidos no han sido satisfactorios, así pues, se descartó realizar la formulación para este caso.

De los cuarenta y dos (42) datos que se tienen, como once (11) son de no rebase, con el fin de analizar el mismo número de parámetros de rebase se separan los datos de entrada de los ensayos que sí tienen rebase de los que no tienen. De esta manera se siguen teniendo dos inputs, el problema es que estos son de longitudes diferentes, así que se realiza una selección de once (11) datos de los ensayos que presentan rebase que son los que se compran finalmente. Esta selección de once (11) datos es aleatoria en las pruebas que se han realizado.

Para obtener los resultados el proceso que se sigue es el siguiente: En primer lugar, se entrena la red. El fin del entrenamiento es observar si se han obtenido resultados correctos. Para ello se observa el rendimiento y la regresión de la red.

La gráfica de regresión presenta la calidad de los datos estimados tanto en el entrenamiento como en la validación. La gráfica de rendimiento muestra el transcurso de aprendizaje de la red y su utilidad es para cuando la red esté sobreaprendiendo frenar tal sobreaprendizaje, pues podría estimar de esta manera resultados erróneos.

El rendimiento funciona de la siguiente manera. Se calcula el MSE para una iteración. Si en la siguiente iteración el MSE disminuye la red sigue iterando. Esto funciona así hasta que la red calcula una red mayor, por lo que a partir de este momento la red está sobreaprendiendo.

A continuación, se muestra para los valores estimados con la red el error que tiene con respecto a los introducidos diferenciados entre los valores de entrenamiento y validación. Mediante la tabla queda aún más claramente representado que el ajuste que hace la red no es satisfactorio, pero es irrelevante, pues lo que se quiere es únicamente estimar si el caudal de rebase es significativo o no.

$rMSE_{Training}$	$rMSE_{Validation}$	$R_{Training}$	$R_{Validation}$	R_{All}	Performance
0,54	0,09	0,83	0,48	0,75	0,11

Tabla 4.16. Errores de los datos de entrenamiento y validación de la RN de clasificación. Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestra que las variables escogidas para realizar la simulación son coherentes y, por lo tanto, aptas para llevar a cabo la formulación. Las siguientes gráficas que se van a mostrar son las que validan la red neuronal.

Para la elaboración de las gráficas, del rango de valores disponible, se han tomado una serie de valores representativos con el fin de comparar la afección de cada variable respecto al output.

R_c/H_{m0}	G_c/H_{m0}
0,75	2,5
1	3
1,25	3,5
1,5	4
1,75	4,5
2	5
2,25	5,5
	6
	6,5
	7
	7,5

Tabla 4.17. Valores escogidos para la validación del RN de clasificación. Fuente: Elaboración propia

En esta primera imagen se representa la afección que tiene el francobordo adimensional con respecto al caudal de rebase. Se observa que tienen una relación lineal, donde si el francobordo aumenta el caudal disminuye para diferentes anchuras del dique. Por lo tanto, esta gráfica es coherente.

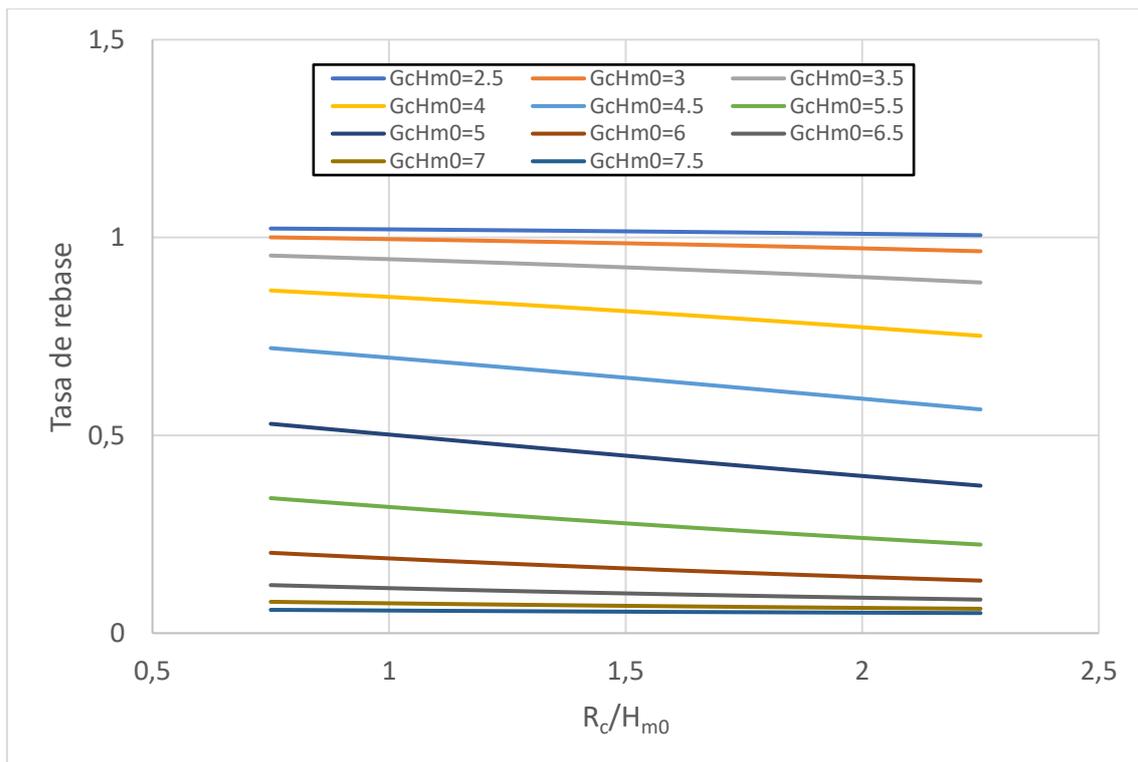


Figura 4.56. Relevancia del francobordo sobre el caudal de rebase. Fuente: Elaboración propia

En la siguiente imagen se realiza la misma comprobación, pero esta vez observando la afección del ancho del dique sobre el caudal de rebase con diferentes francobordos. Se observa que tienen una relación que podría tratarse como sinusoidal, pero que se opta por simplificar y se asume que es lineal, donde si el ancho del dique aumenta el caudal disminuye para diferentes francobordos del dique. Por lo tanto, esta gráfica es coherente con el sentido físico de las variables.

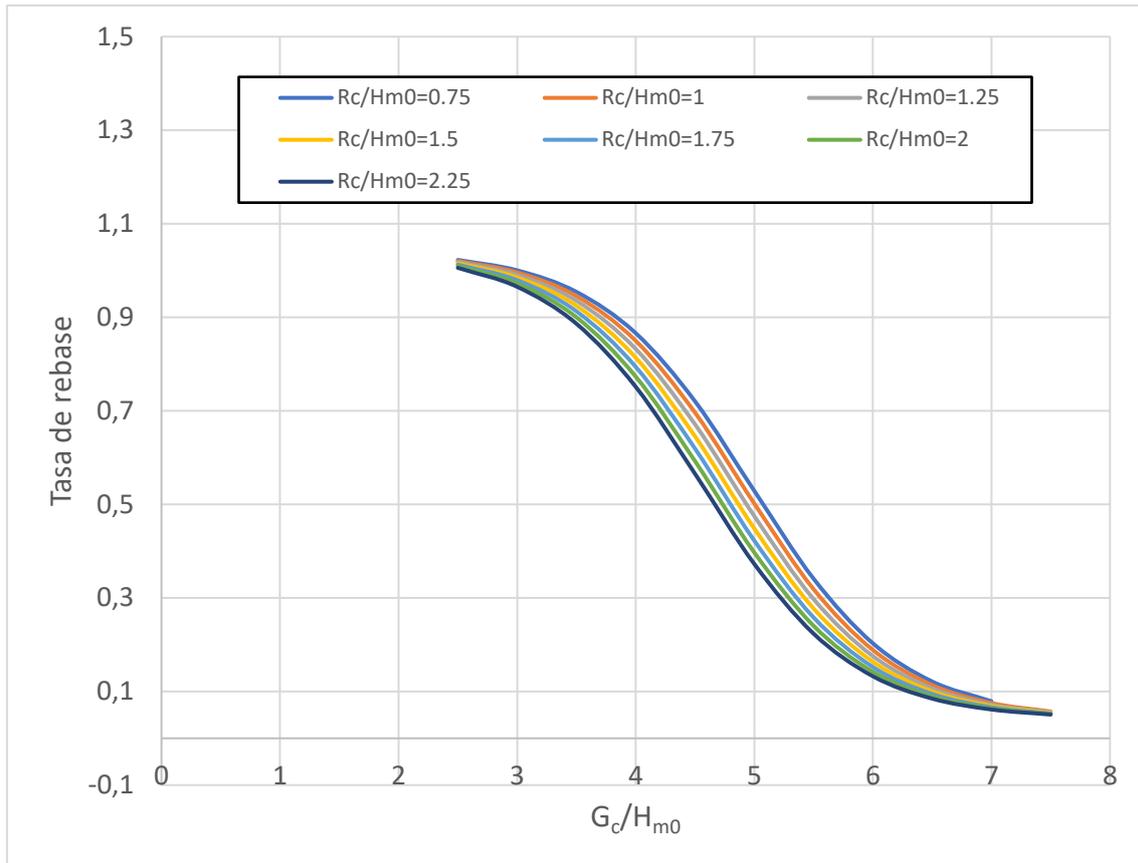


Figura 4.57. Relevancia del ancho del dique sobre el caudal de rebase. Fuente: Elaboración propia

En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos que ha estimado la red y se comparan con los que se observaron cuando se realizaron los ensayos. De los veintidós (22) ensayos comprobados se observa que en diecinueve(19) de ellos la red clasifica bien el rebase, mientras que da fallo en tres (3) de ellos. Esto supone que la red tiene un 86,36% de acierto. La red falla en dos (2) casos estimando que el caudal va a ser significativo cuando no lo es y en un (1) caso estimando que este no es significativo cuando sí lo debe ser.

Resultados de la RN		
O _{observado}	O _{predicho}	Cumple
0	0,28130489	Acierto
0	0,6037639	Error
0	0,8546238	Error
0	0,06822796	Acierto
0	0,19947089	Acierto
0	0,17367689	Acierto
0	0,40910414	Acierto
1	0,75251337	Acierto
1	0,30657424	Error
1	0,99183862	Acierto
1	0,56421571	Acierto
1	0,8993725	Acierto
1	1,02465439	Acierto
1	1,02458532	Acierto
1	0,85248863	Acierto

0	0,3739627	Acierto
0	0,12986301	Acierto
0	0,04796433	Acierto
0	0,07330847	Acierto
1	0,63365018	Acierto
1	0,99939602	Acierto
1	0,92105277	Acierto

Tabla 4.18. Resultados de la red neuronal de clasificación. Fuente: Elaboración propia

En la siguiente gráfica se muestran los valores de esta tabla representados. Los valores en verde son los valores en los que el rebase ha sido considerado como no significativo mientras que los valores en rojo son aquellos en los que este si es significativo. Se ha representado además una línea discontinua en $y = 0,5$ para delimitar esta separación, pues es el criterio que se ha llevado a cabo al realizar el análisis. Se observa así claramente que tres ensayos dan valores erróneos en la estimación para la clasificación.

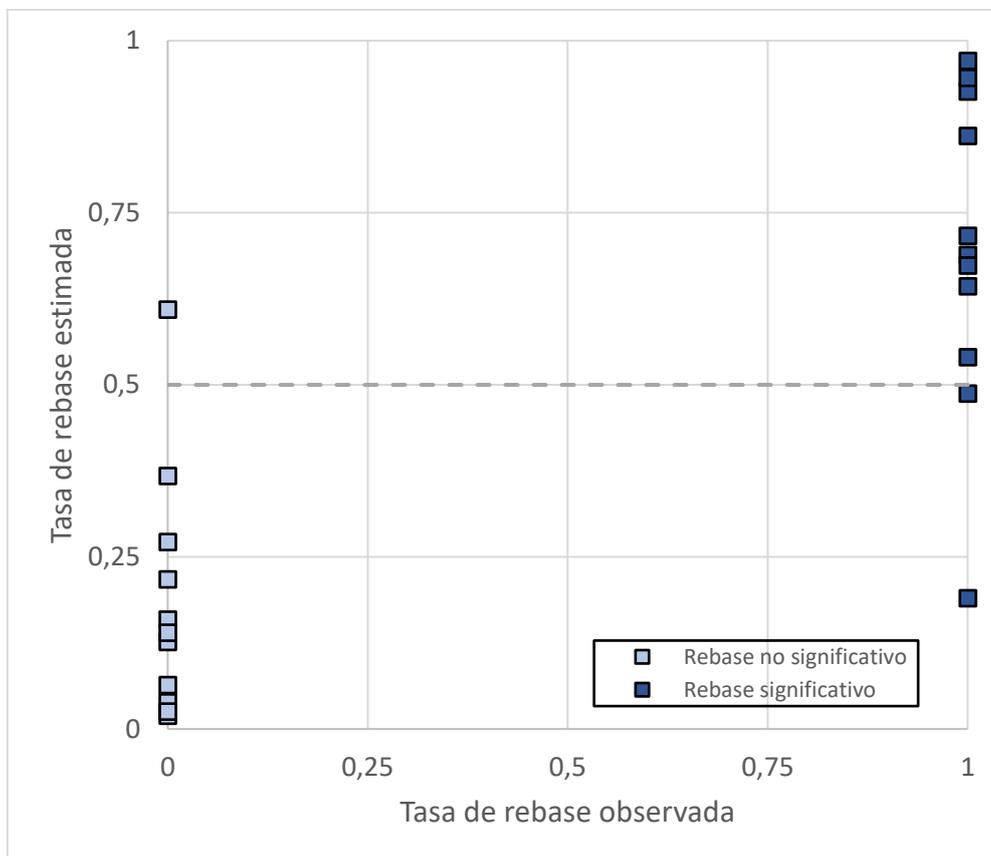


Figura 4.58. Tasa de rebase observada vs. estimada. Fuente: Elaboración propia

En la siguiente gráfica se observa la línea de diseño para la clasificación de si el dique va a ser rebasable o no en función del francobordo y del ancho del dique.

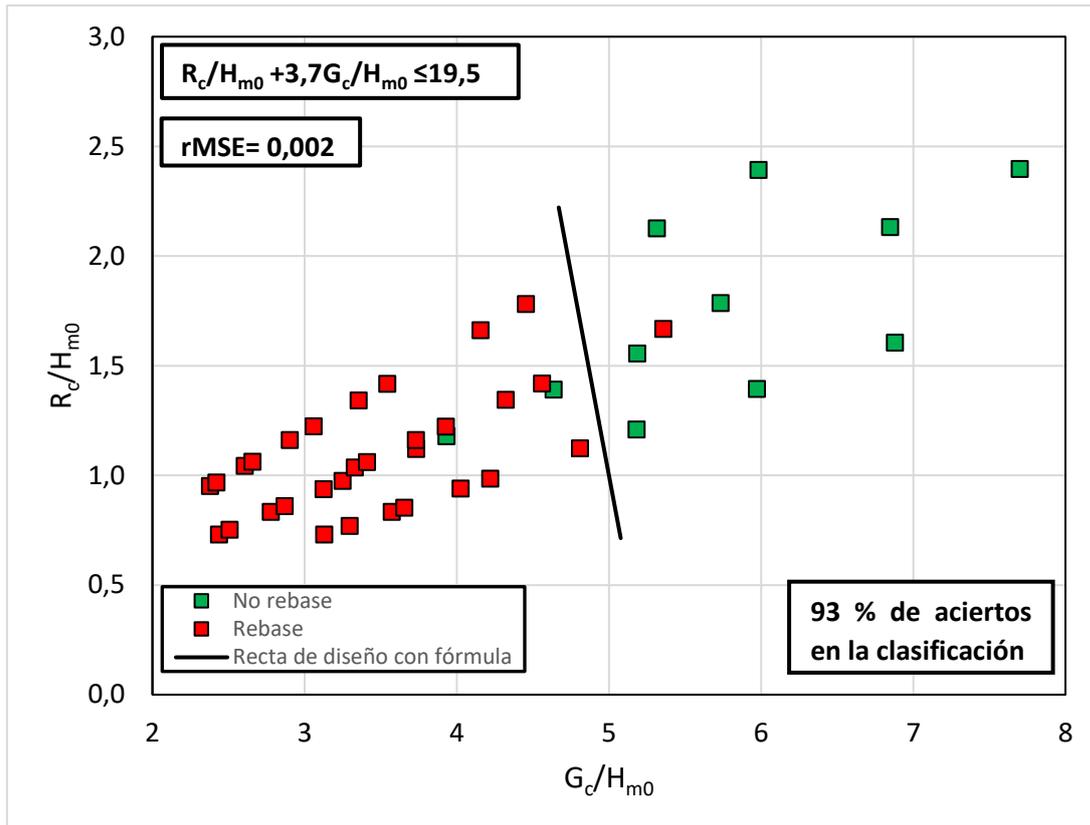


Figura 4.59. Delimitación de ensayos con y sin rebase en base a la RN de clasificación. Fuente: Elaboración propia

Los valores que se encuentran en rojo, es decir, por lo general a la izquierda de la recta, son ensayos en los que si hay rebase, mientras que en los verdes son los cuales donde no se ha observado rebase. Mediante la gráfica se observan los valores que la red ha estimado correctamente. Estos son los que sean rojos y estén a la izquierda de la recta o los que sean verdes y se encuentren a la derecha de la misma. Al aplicar la formulación propuesta, si se obtiene un valor inferior a 19,5 se obtendrá un punto de rebase, es decir, un punto localizado a la izquierda de la recta.

La recta se ha creado fijando un ancho de coronación y observando a partir de que valor se encuentra la división entre un ensayo que se considere rebasable y otro que no. Este punto de diseño se ha establecido en un francobordo adimensional de 1,018 con su respectivo ancho de coronación adimensional de 5,00.

En esta ocasión, se ha elaborado una red neuronal con los cuarenta y dos (42) datos que se tenían adimensionalizando R_c y G_c con H_{m0} , es decir, se han empleado el mismo intervalo de valores empleado anteriormente en la validación de la red de clasificación como inputs, pero como output se ha empleado en función de si el ensayo se clasifica como rebasable o no rebasable una tabla de ceros y unos con correspondencia a lo observado en los ensayos.

Al analizar la variable R_c se ha obtenido que el punto en el que el output estimado por la red neuronal pasa de un valor superior a 0,5 a uno inferior es para un ancho de coronación del manto principal adimensional de 5 con una cota de coronación adimensional de entre 1,25 y 1. Realizando una interpolación lineal se estima que el punto limitante para un ancho de coronación constante de 5 es de 1,02.

R_c/H_{m0}	G_c/H_{m0}	Output
1	5	0,502
1,25	5	0,475

Tabla 4.19. Valor de R_c considerado para clasificación de diques. Fuente: Elaboración propia

Esto mismo se ha realizado con G_c , pero obteniendo más puntos de cambio. Se resumen en la siguiente tabla.

R_c/H_{m0}	G_c/H_{m0}	Output	Interpolación
0,75	5,00	0,53	5,08
0,75	5,50	0,34	
1,00	5,00	0,50	5,01
1,00	5,50	0,32	
1,25	4,50	0,67	4,94
1,25	5,00	0,48	
1,50	4,50	0,65	4,87
1,50	5,00	0,45	
1,75	4,50	0,62	4,80
1,75	5,00	0,42	
2,00	4,50	0,59	4,74
2,00	5,00	0,40	
2,25	4,50	0,57	4,67
2,25	5,00	0,37	

Tabla 4.20. Valores de G_c considerados para clasificación de diques. Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, se tienen las siguientes parejas de puntos que delimitan la rebasabilidad del dique en función de sus características geométricas.

R_c/H_{m0}	G_c/H_{m0}
0,75	5,08
1,00	5,01
1,02	5,00
1,25	4,94
1,50	4,87
1,75	4,80
2,00	4,74
2,25	4,67

Tabla 4.21. Puntos del diagrama correspondiente a la recta de delimitación para la clasificación de los diques. Fuente: Elaboración propia.

Debido a que se considera que es una recta, aplicando la regresión lineal se estiman los factores que la componen presentados en la gráfica. Esta recta tiene un gran ajuste pues el RMSE obtenido es de 0,002, por lo tanto, proporcionará valores buenos para el intervalo de valores estudiado.

Intervalo de valores
$0,73 \leq R_c/H_{m0} \leq 2,4$
$2,38 \leq G_c/H_{m0} \leq 7,7$

Tabla 4.22. Intervalo de valores estudiado para las variables de la formulación de la RN de clasificación.
Fuente: Elaboración propia

Se observa que los valores que están a la derecha de la recta son los correspondientes a los ensayos en los que el rebase no es significativo, mientras los que están a la izquierda son los que corresponden a los que el rebase si es significativo.

El uso de esta fórmula es sencillo. Conociendo únicamente la cota de coronación del dique, el ancho de coronación y la altura de ola H_{m0} , si se obtiene un valor menor a 19,5. Esto significará que el rebase es considerable en el dique estudiado, mientras que, si este es mayor que 19,5 ya no será significativo. Mediante esta fórmula se estima un 93% de aciertos en la clasificación.

4.3.2.2.- Formulación para cuantificar la tasa de rebase

Para la creación de la formulación con el fin de estimar el rebase solo se han considerado los datos correspondientes a los treinta y un (31) ensayos, donde sí ha ocurrido rebase.

En este caso, como en el anterior, la formulación va a depender de la cota de coronación del espaldón y del ancho de coronación del dique además del calado a pie de dique. También se ha realizado el estudio para proponer una formulación en vez de con el calado con H_{m0} , pero los resultados obtenidos han sido peores, por lo que se desestima esta opción.

Para la cota de coronación y el ancho de coronación se ha optado por adimensionalizar las variables con H_{m0} , mientras que para el calado se ha optado por adimensionalizarlo con la longitud de onda L en un caso en aguas profundas y en otro caso a pie de dique.

La adimensionalización con la longitud de onda en aguas profundas ha dado mejores resultados que a pie de dique. Hay que añadir que a la hora de realizar los cálculos, en futuros proyectos donde se emplee la formulación que se va a presentar en este trabajo, es de mayor comodidad haber creado la fórmula en aguas profundas, pues de esta manera solo se debe realizar una propagación del oleaje para determinar esta longitud, mientras que si se hubiese dado a pie de dique, el calculista debería hacer dos propagaciones, una primera del pie de dique del estudiado hasta aguas profundas y una segunda de aguas profundas hasta a pie de dique del dique de este estudio.

En este caso también se han realizado los cálculos necesarios para estimar el número de neuronas intermedias necesarias. Se ha concluido también que la cantidad coherente es entre 2 y 3. En la siguiente tabla se resumen los resultados de los cálculos. También se han entrenado y simulado diferentes redes con 2 y 3 neuronas intermedias, pero finalmente se han obtenido mejores resultados con dos neuronas.

Número de neuronas intermedias necesarias					
N_i	N_h	N_o	P	T	P/T
3	2	1	11	21,7	0,51
3	3	1	16	21,7	0,74
3	4	1	21	21,7	0,97

Tabla 4.23. Número de neuronas intermedias necesarias para la RN de cuantificación. Fuente: Elaboración propia

Se ha seguido el mismo procedimiento que en la obtención de la formulación anterior, es decir, primero verificar que las variables son coherentes observando si la red ha realizado un buen entrenamiento y posteriormente comparar los resultados observados con los estimados con el fin de analizar el error existente y si este es tolerable.

La red que se entrenó dio los siguientes resultados en cuanto a rendimiento y regresión.

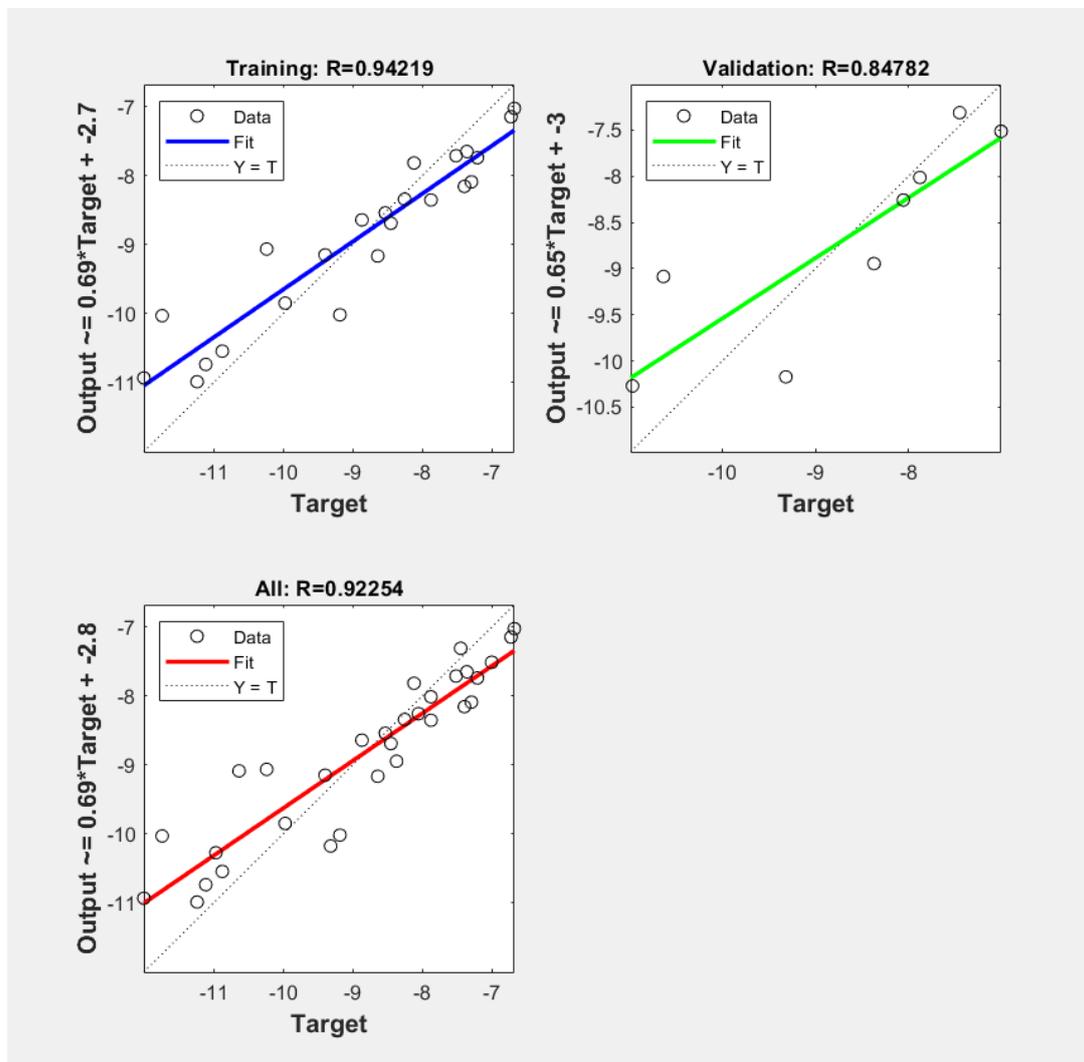


Figura 4.60. Gráfico de regresión de la RN de cuantificación. Fuente: Elaboración propia

En esta gráfica si se observan valores muy buenos especialmente para los datos designados al entrenamiento.

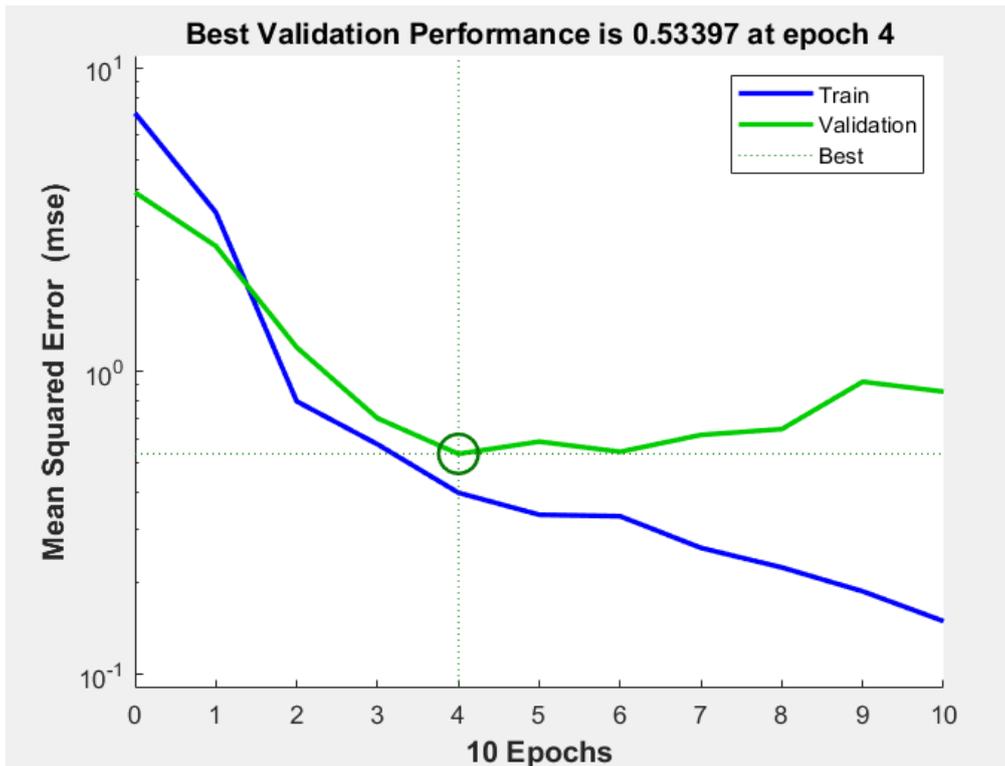


Figura 4.61. Gráfica de rendimiento de la RN de cuantificación. Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestra para los valores estimados con la red el error que tiene con respecto a los introducidos diferenciados entre los valores de entrenamiento y validación. Mediante la tabla queda aún más claramente representado que el ajuste que hace la red es muy bueno, así que se puede concluir que el entrenamiento es correcto y se puede proceder con la simulación.

rMSE _{Training}	rMSE _{Validation}	R _{Training}	R _{Validation}	R _{All}	Performance
0,16	0,19	0,94	0,85	0,92	0,43

Tabla 4.24. Errores de los datos de entrenamiento y validación de la RN de cuantificación. Fuente: Elaboración propia

Para la simulación se han tomado los diferentes valores.

R_c/H_{m0}	G_c/H_{m0}	h/L_{0p}
0,75	2,50	0,025
1,00	3,00	0,030
1,25	3,50	0,035
1,50	4,00	0,040
1,75	4,50	0,045
	5,00	

Tabla 4.25. Valores escogidos para la validación del RN de cuantificación. Fuente: Elaboración propia

Para las simulaciones se fija constante el calado adimensional en 0,035, valor intermedio de la franja de datos de esta variable, en el caso de comprobar la afección del francobordo y del ancho del dique y el ancho de coronación adimensional se fija constante con un valor de 3,5 cuando se observa la afección que tienen el francobordo y el calado sobre el caudal. Queda claro que la variable más significativa es el francobordo.

En esta primera imagen se representa la afección que tiene el francobordo adimensional con respecto al caudal de rebase. Se observa que tienen una relación lineal, donde si el francobordo aumenta el caudal disminuye para un ancho de dique y un calado constante. Por lo tanto, esta gráfica es coherente.

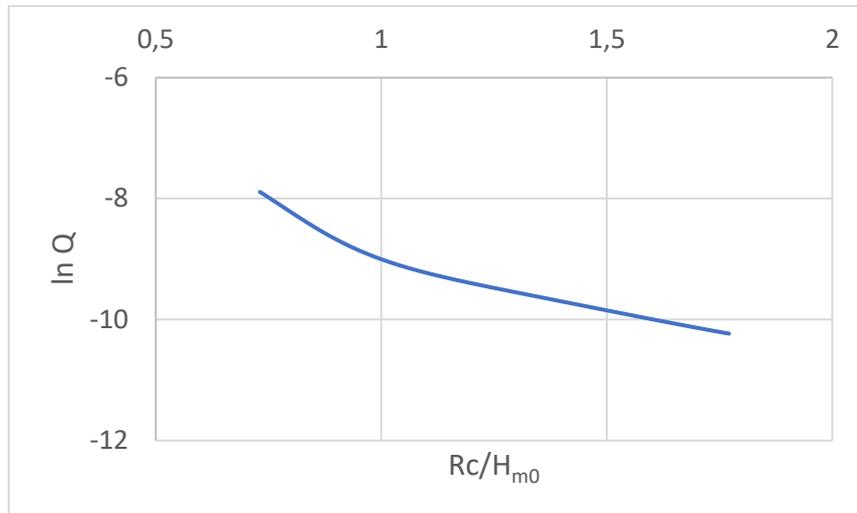


Figura 4.62. Relevancia del francobordo sobre el caudal de rebase. Fuente: Elaboración propia

En la siguiente imagen se realiza la misma comprobación, pero esta vez observando la afección del ancho del dique sobre el caudal de rebase con diferentes francobordos y con un calado a pie de dique constante. Se observa que tienen una relación que podría tratarse como sinusoidal, pero que se opta por simplificar y se asume que es lineal, donde si el ancho del dique aumenta el caudal disminuye para diferentes francobordos del dique. Por lo tanto, esta gráfica es coherente.

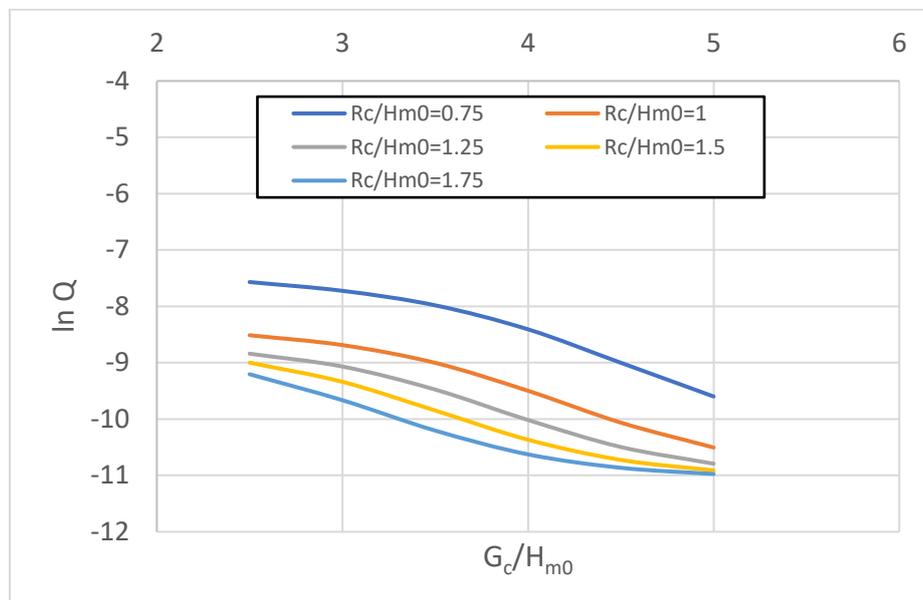


Figura 4.63. Relevancia del ancho del dique sobre el caudal de rebase. Fuente: Elaboración propia

En la tercera imagen se presenta la afección del calado a pie de dique sobre el rebase. Se asume también que la relación entre ambas variables es lineal. Cuando el calado aumenta el rebase disminuye.

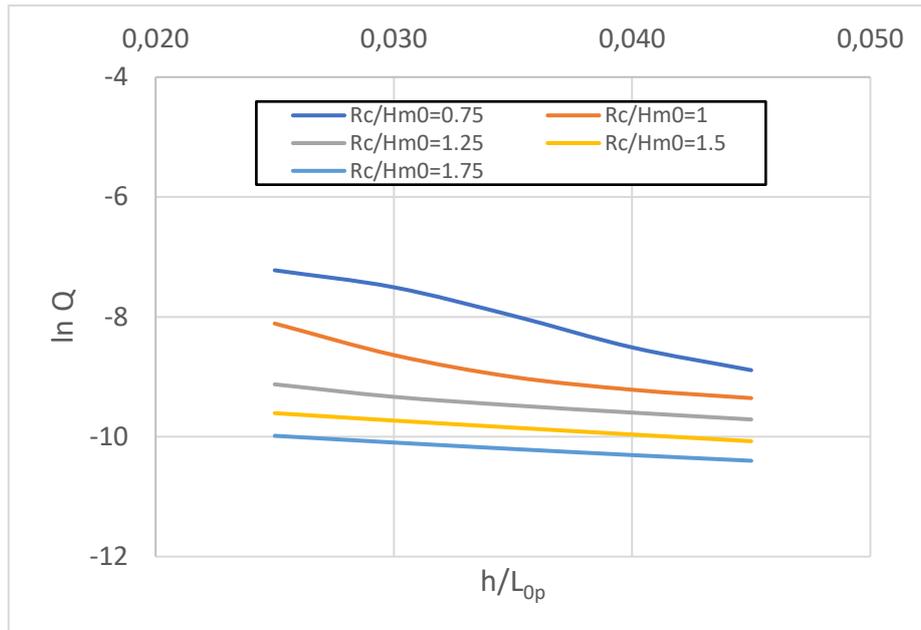


Figura 4.64. Relevancia del calado sobre el caudal de rebase. Fuente: Elaboración propia

Dado que las tres variables han dado resultados positivos en la simulación se plantea una formulación para estimar el rebase. Los parámetros de esta formulación se han obtenido mediante el software STATGRAPHICS. Posteriormente se ha calculado el error entre los valores de rebase observados y estimados y se ha obtenido para la formulación presentada a continuación un rMSE de 0,25, lo cual indicia que el ajuste que se ha realizado es bueno.

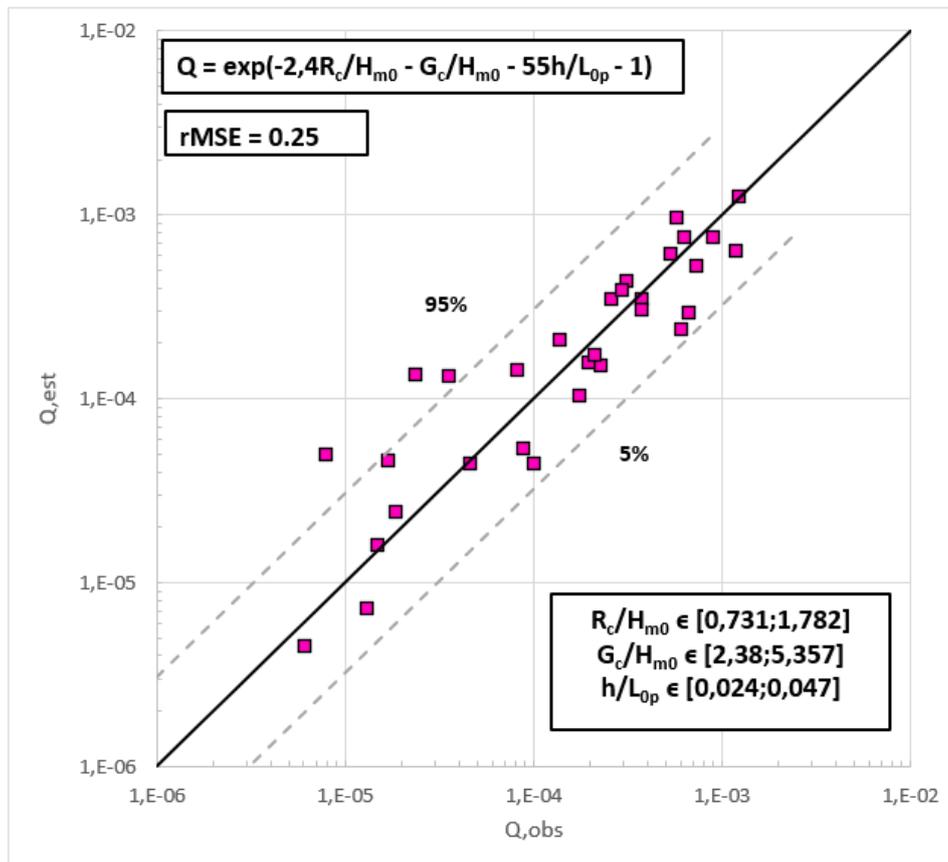


Figura 4.65. Comparación de rebase observado y estimado. Fuente: Elaboración propia

Las bandas de confianza se han calculado de la siguiente manera. Esta formulación se emplea también para las bandas de confianza de las formulaciones de las fuerzas.

$$\text{Banda } 5\% = Q_{obs} - 1,64 \sqrt{\text{VAR}(Q_{obs} - Q_{est})}$$

$$\text{Banda } 95\% = Q_{obs} + 1,64 \sqrt{\text{VAR}(Q_{obs} - Q_{est})}$$

4.4.- Análisis de las fuerzas en el espaldón en diques con cuenco amortiguador

El análisis de las fuerzas en el espaldón que se realiza tiene como objetivo la creación de diferentes fórmulas para estimar la fuerza horizontal máxima ($F_{h0,1\%}$), generada por la presión del oleaje en el paramento vertical del espaldón, la fuerza vertical máxima ($F_{v0,1\%}$), generada por la subpresión del oleaje, la subpresión máxima ($P_{b0,1\%}$), y los momentos tanto de fuerza horizontal ($M_h(F_{h0,1\%})$) como de la vertical ($M_v(F_{v0,1\%})$).

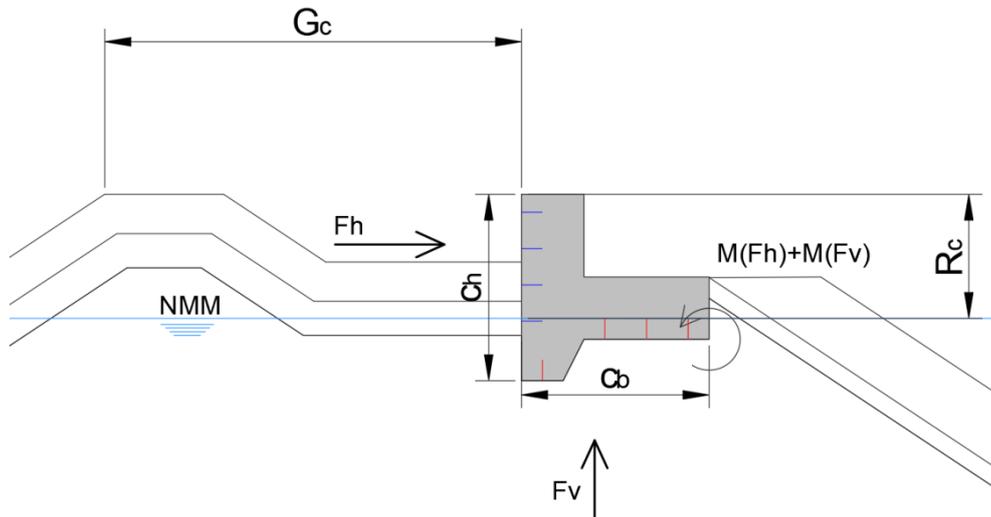


Figura 4.66. Esquema de las fuerzas y parámetros relevantes para las formulaciones. Fuente: Elaboración propia

Dado que en los ensayos realizados en el proyecto ESBECO se lanzaron 1000 olas por ensayo, la fuerza máxima es la equivalente a la fuerza excedida por el 0,1% de las olas. Normalmente a la hora de analizar el espaldón se analiza su estabilidad frente a deslizamiento, vuelco y hundimiento, pero esto no ha sido objetivo del presente trabajo, por lo que en este apartado no se realizará. En cambio, en el *Capítulo 6*, cuando se presenta el caso teórico-práctico en el puerto de Denia, sí se calculará la estabilidad del espaldón del dique.

Las fuerzas se han calculado a partir de las presiones que han sido medidas con los sensores de presión colocados en el espaldón del dique. A partir de la lectura de datos se han calculado las fuerzas con dos hipótesis diferentes, considerando que la distribución de presiones entre sensores es rectangular y considerando que ésta es trapezoidal. A la hora de elaborar las fórmulas se ha concluido que la distribución trapezoidal de presiones daba mejores resultados comparando los errores obtenidos. El trabajo del cálculo de presiones ha resultado un tanto laborioso, pues el espaldón que se empleó para el proyecto ESBECO tenía tación con el fin de contrarrestar el fallo por deslizamiento. La presencia del tación supone que

las subpresiones actuantes en la superficie de contacto entre el tacón y el terreno estuvieran inclinadas respecto a los ejes globales del problema, así se ha realizado una descomposición para considerar cada parte de la subpresión en ejes locales como presión o subpresión en los ejes globales de la estructura.

4.4.1.- Cálculo de fuerzas

Se proporcionen fórmulas para estimar la fuerza horizontal y la vertical máxima y sus momentos correspondientes, así como para la subpresión máxima, también se ha calculado la fuerza vertical asociada a la fuerza horizontal máxima [$F_v (F_{h0,1\%})$]. Para agilizar el proceso de cálculo de los diferentes ensayos, los cuales cuentan con registros cada 0,01s, lo que supone una cantidad de datos masiva, se han implementado diferentes códigos en MATLAB para agilizar el proceso de cálculo.

El cálculo de fuerzas en este caso tiene la dificultad adicional, comentada anteriormente, introducida por el tacón del espaldón. Dado que en este no se dispuso ningún sensor, para abordar los cálculos se ha optado por inventar un sensor ficticio en el tacón. Este sensor recogerá los datos que le proporcionan los sensores que tiene más cercanos con el fin de tener mediciones en esta zona crítica.

En el siguiente esquema las líneas rojas corresponden a los sensores de subpresión mientras que las azules representan los de presión. A pesar de que en ambos casos las líneas atraviesen todo el espaldón, los sensores de presión se encuentran en el paramento frontal vertical, mientras que los de subpresión se encuentran en la base del espaldón. Los sensores se enumeran desde la esquina inferior derecha del espaldón, punto donde se van a calcular los momentos, en sentido horario. Los sensores ficticios se enumeran como S9 y S10.

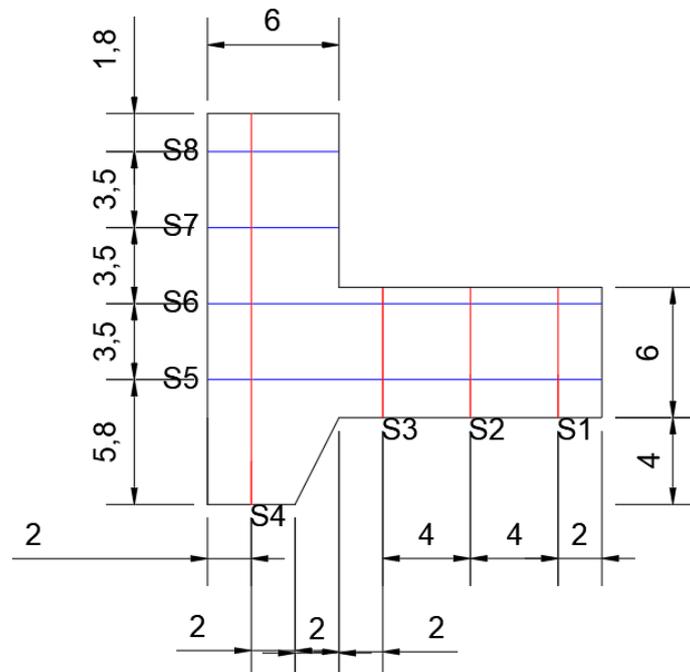


Figura 4.67. Localización de los sensores de presión en el espaldón. Cotas en cm. Fuente: Elaboración propia

Proporcionando los siguientes datos de entrada se calculan las fuerzas comentadas.

Datos de entrada para el cálculo de fuerzas		
Dato	Valor	Comentario
Número de sensores de presión	4	--
Número de sensores de subpresión	4	--
Número de sensores ficticios de presión debido a la presencia del tacón	1	--
Número de sensores ficticios de subpresión debido a la presencia del tacón		Es necesario debido a la presencia del tacón.
Datos registrados por los sensores		Es necesario debido a la presencia del tacón.
Período medio T_{01} [s]		Se requiere para cada ensayo. Los valores han sido obtenidos mediante el SwanOne.
Peso del espaldón W [N/m]	404,8	El área del espaldón equivale a $0,0176 \text{ m}^2$. Considerando una densidad de 23000 N/m^3 se obtiene este peso.
Anchura total del espaldón c_h [m]	0,18	--
Coordenada x_{cdg} [m] del centro de gravedad del espaldón	0,08667	Se mide desde el punto de vuelco.
Coordenada y_{cdg} [m] del centro de gravedad del espaldón	0,0133	Se mide desde el punto de vuelco.
Ángulo de inclinación α [°]	16	Ángulo de inclinación del plano que forma contacto entre la escollera y la base del espaldón en el tacón.
Ángulo de inclinación β [°] de la presión ficticia con la horizontal	27	--
Ángulo complementario de inclinación γ [°] de la presión ficticia con la horizontal	63	--
Peso específico de la escollera γ [N/m ³]	17000	Obtenido de la ROM 0.5-05
Área de la escollera [m ²] en el plano de contacto	0,0024	--
Coordenada x_{cdg} [m] del centro de gravedad de la escollera	0,08667	Se mide desde el punto de vuelco.
Coordenada y_{cdg} [m] del centro de gravedad de la escollera	0,0133	Se mide desde el punto de vuelco.
Frecuencia de medición de los sensores [Hz]	100	--
Definición de la distancia para cada distribución de presiones [m]	$l_{s1}=0,04$ $l_{s2}=0,04$ $l_{s3}=0,04$ $l_{s4}=0,04$ $l_{s5}=0,0755$ $l_{s6}=0,035$ $l_{s7}=0,035$ $l_{s8}=0,035$ $l_{s9}=0,044054$	--

Tabla 4.26. Datos de entrada para el cálculo de fuerzas. Fuente: Elaboración propia

Además, previo al cálculo de fuerzas, se han observado los registros del oleaje medidos por los sensores localizados en el eje del canal del laboratorio. Algunos de los registros tomados no tenían el cero (0) bien localizado, por lo que en el código se ha realizado la corrección pertinente para bajar los sensores al cero (0) y tener una medición de fuerzas correcta. Aun así, hay registros en los que los sensores no estarían bien ajustados o tuvieron malas mediciones debido a la presencia de gotas de en ellos por la rotura del oleaje, por lo que se han corregido todos los ensayos erróneos con el fin de reducir la dispersión de datos y de tener datos de base válidos estando estos en el mismo punto de partida de medición.

Las siguientes figuras presentan el registro de un sensor localizado en la base del espaldón, por lo que se muestran subpresiones, y de otro sensor localizado en el paramento vertical del espaldón mostrando presiones. Los ejemplos han sido tomados del sensor S4 y del sensor S8 del ensayo AS01D2118.

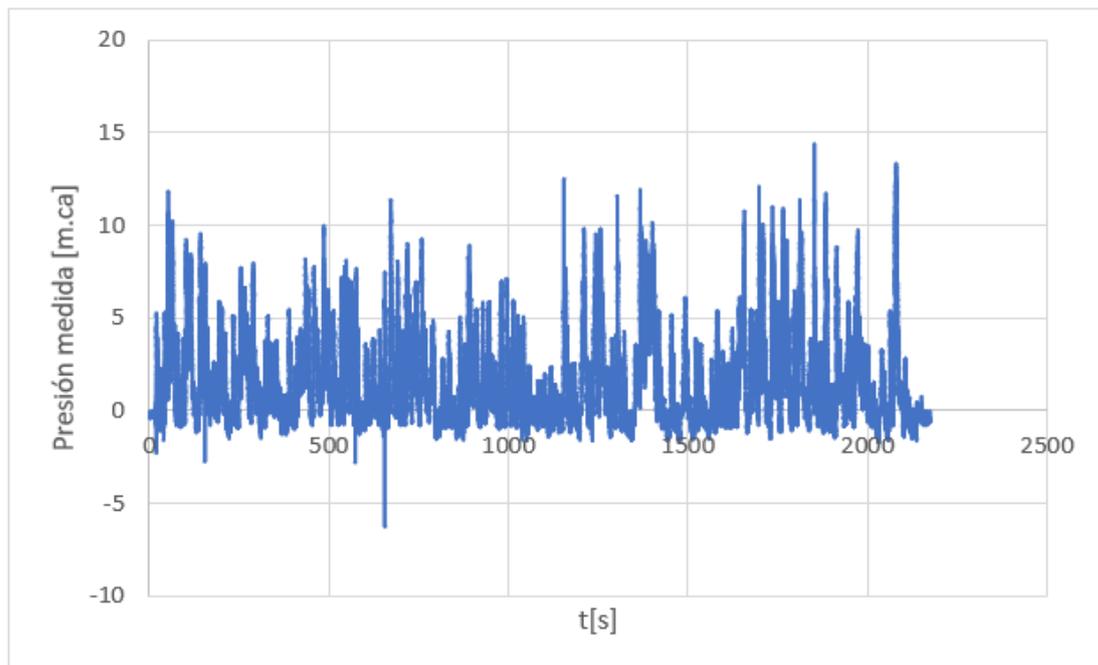


Figura 4.68. Registro de subpresiones del sensor S4. Fuente: Elaboración propia

El sensor S4 es el sensor que se encuentra en el tacón del espaldón en la cota más bajo de toda la estructura. Se observa en la gráfica que la subida y bajada del nivel de agua tiene una gran influencia en el registro de este sensor debido a las fuertes oscilaciones que se observan. Este tipo de registro es característico en sensores localizados en el tacón de espaldones. Por otro lado, para el sensor S8, sensor de presión localizado en la parte más elevada del paramento vertical del espaldón, se observa que el registro de presiones no oscila, lo que significa que el sensor proporciona buenas mediciones y no se ve alterado por gotas de agua, pues solo registra presiones cuando una ola le alcanza. Además, como es el sensor que más elevado se encuentra, en el registro se este se encuentran las presiones registradas más elevadas. Comparando los resultados medidos entre ambos sensores se concluye también que la fuerza horizontal, la creada debido a la presión del oleaje, es la dominante en este análisis, pues, por ejemplo, el registro de presiones marca su máximo en valores de t en torno a 1700 s con una presión superior a 50 m.ca, mientras que la subpresión máxima se encuentra ligeramente desfasada en t en torno a 1800 s con un valor inferior a 15 m.ca. Este desfase de

los máximos se observa posteriormente cuando se analiza la fuerza vertical concomitante a la fuerza horizontal máxima F_v ($F_{h0,1\%}$) tal y como lo describe Molines (2016).

La forma que tiene la medición que realizan los sensores de presión y los de subpresión en todos los casos es muy similar a las presentadas en estas dos gráficas, salvando la diferencia de que se ha escogido presentar las gráficas de presión y subpresión de los sensores más característicos de cada tipo.

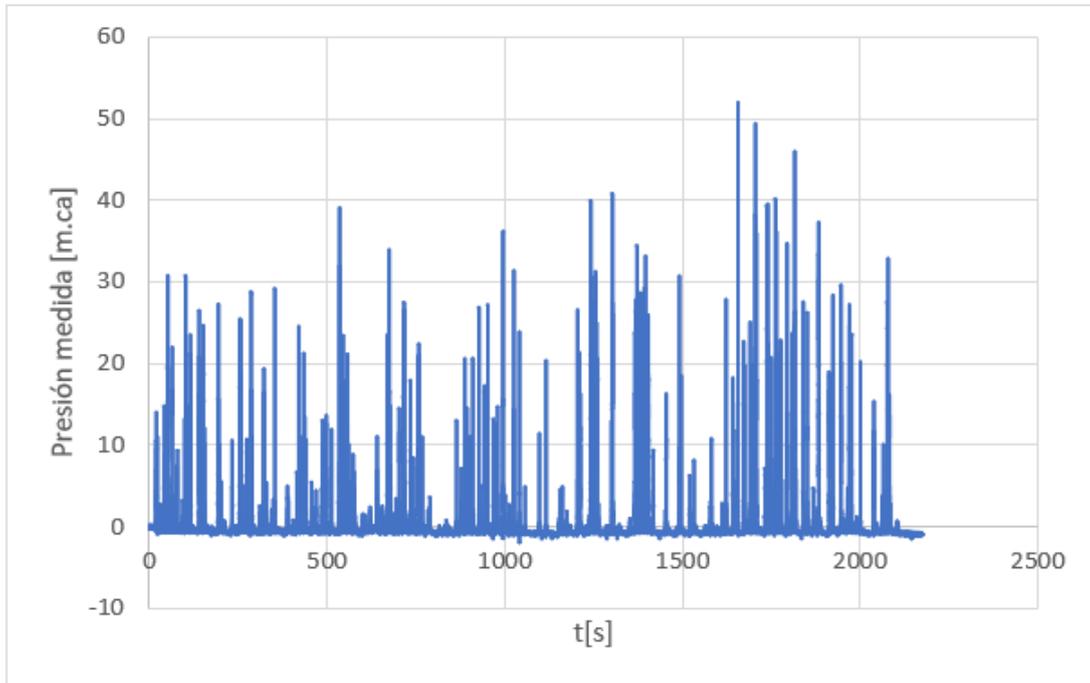


Figura 4.69. Registro de presiones del sensor S8. Fuente: Elaboración propia

La manera que se ha llevado a cabo para abordar el cálculo de presiones ha sido bajo el supuesto de que entre sensores la distribución de presiones es trapezoidal. Una vez teniendo todas las distribuciones trapezoidales para todos los instantes de tiempo se han integrado éstas, obteniendo los esfuerzos comentados anteriormente.

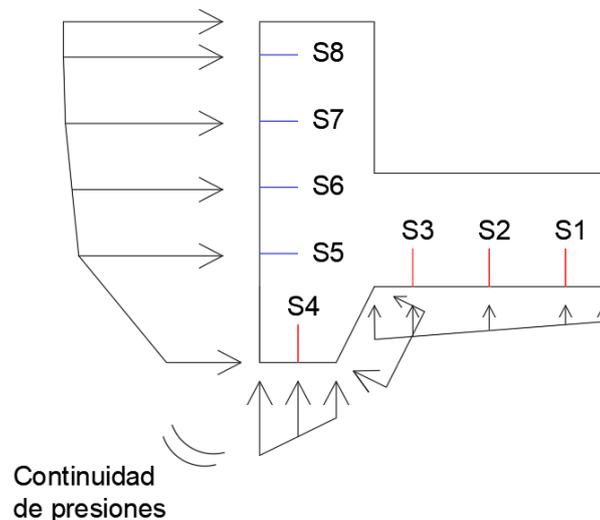


Figura 4.70. Distribución trapezoidal de presiones en el espaldón. Fuente: Elaboración propia

Del esquema presentado se quiere destacar lo siguiente. Se debe considerar que se trata de un esquema global a modo de resumen con el fin de proyectar la forma con la que se ha trabajado. Esto quiere decir que los valores cuantitativos de las presiones no tienen por qué ser así y puede haber diferencias, pero los criterios generales que se van a comentar se han aplicado en todos los ensayos estudiados.

- Las presiones máximas registradas son en el sensor S8, mientras que las subpresiones registradas máximas son en el S4.
- En los tramos donde la longitud entre sensores es la misma, la pendiente de la distribución del trapecio es la misma, como ocurre entre la distribución del S6 y S7 o entre la del S1-S3.
- Se toma la hipótesis de que en la esquina de abajo a la izquierda entre la distribución del sensor S5 y del S4 hay continuidad de presiones. Esta misma hipótesis se toma para crear el sensor ficticio, pero esta vez con los valores del sensor S4 por un lado y con los del S3 por el otro.

En los siguientes esquemas se muestran resumidas las fuerzas que se consideran para realizar los cálculos de los esfuerzos necesarios a modo de resultantes. Se ha optado por representar en el paramento vertical la resultante de las fuerzas horizontales, mientras que en la base del espaldón se ha querido presentar los tres grupos de sensores con el fin de que la explicación quede más clara. La integración de las tres fuerzas representadas en la base del espaldón es la resultante vertical.

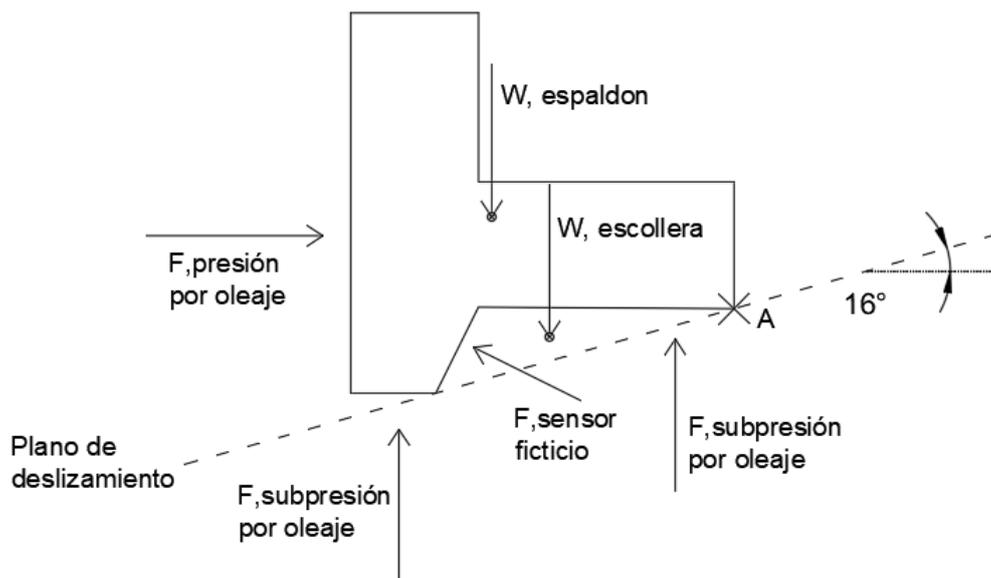


Figura 4.71. Acciones consideradas para el cálculo de esfuerzos. Fuente: Elaboración propia

En la siguiente imagen se representa de manera esquemática la descomposición de las fuerzas actuantes con respecto al plano de deslizamiento, es decir, el plano de contacto entre el espaldón y la escollera. En la imagen se observan diferentes colores que se explican en la tabla de después del esquema.

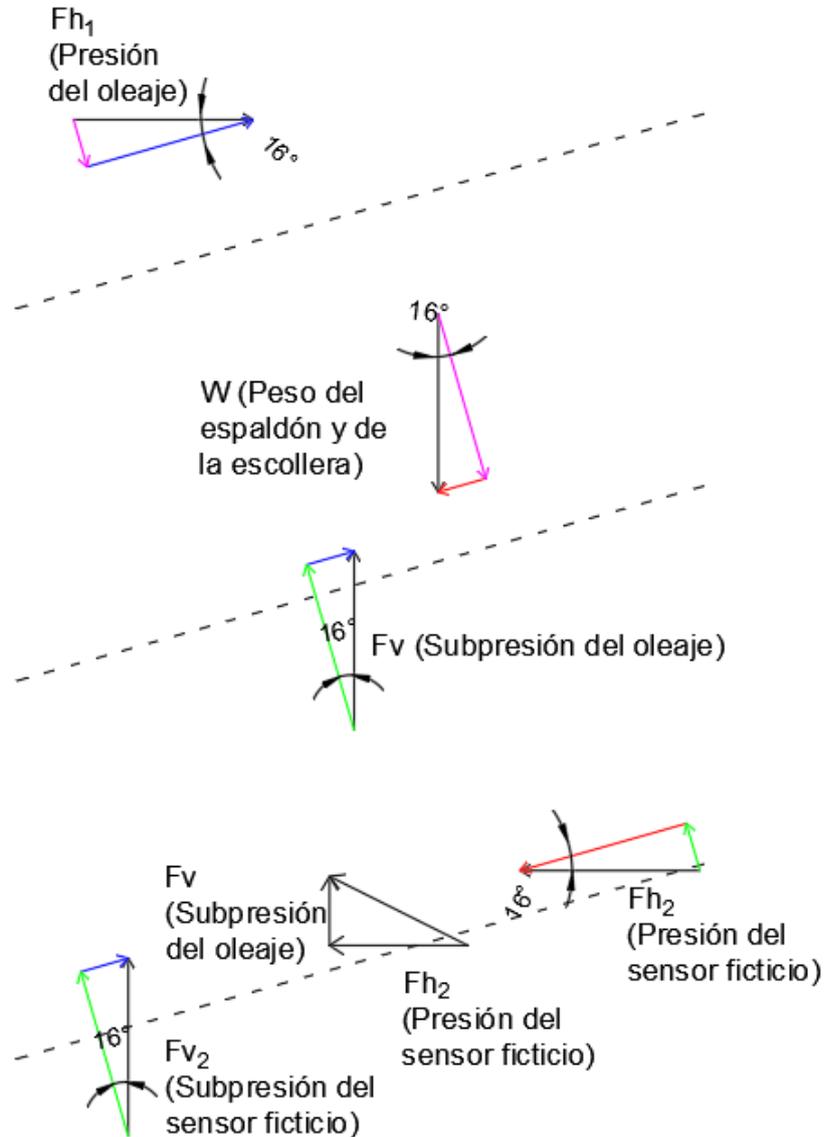


Figura 4.72. Descomposición de las acciones respecto al plano de inclinación. Fuente: Elaboración propia

Significado de las fuerzas según colores	
Color	Significado
Negro	Acción resultante en ejes globales de la estructura.
Azul oscuro	Fuerza horizontal de presión de la estructura, es decir, positiva, que actúa en los momentos como momento destabilizador con signo de momento negativo.
Rojo	Fuerza horizontal de presión de la estructura en contradirección al oleaje, es decir, negativa, que actúa en los momentos como momento estabilizador con signo de momento positivo.
Rosa	Fuerza vertical descendente, es decir, de valor negativo, que actúa en los momentos como momento estabilizador con signo de momento positivo.
Verde	Fuerza vertical ascendente, es decir, de valor positivo, que actúa en los momentos como momento destabilizador con signo de momento negativo.

Tabla 4.27. Significado de las fuerzas del esquema según colores. Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestra para el mismo ensayo el registro de fuerzas verticales y horizontales integradas obtenido del software MATLAB. Con el fin de mostrarlo más en detalle se realiza otra captura de un periodo de tiempo de 2 s.

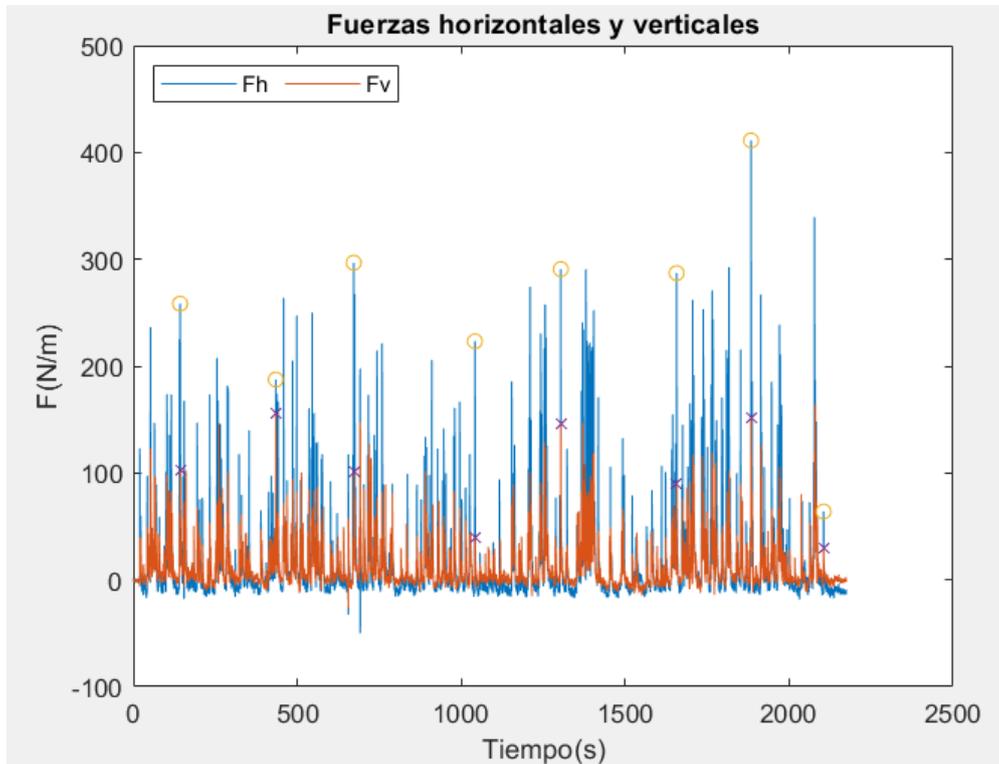


Figura 4.73. Resultante de la fuerza horizontal y vertical máxima. Fuente: Elaboración propia

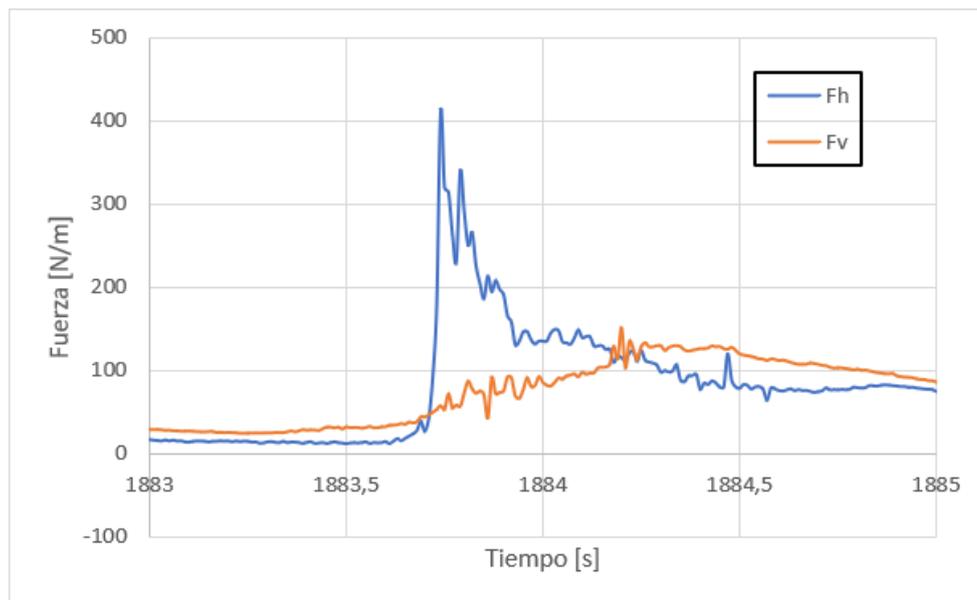


Figura 4.74. Detalle del registro de fuerzas. Fuente: Elaboración propia

Este procedimiento se ha aplicado en todos los ensayos analizados para el rebase. En la siguiente tabla se presentan de manera resumida los esfuerzos relevantes para cada ensayo en ambas configuraciones de cuenco, es decir, para $3D_n$ y para $6D_n$.

4.4.2.- Formulación para el cálculo de fuerzas

Con los valores ya calculados se sigue el proceso para poner en práctica las redes neuronales como se hizo en el rebase. En primer lugar, se determinan las variables que son relevantes para definir las fuerzas, así como los parámetros correspondientes para adimensionalizar estas variables. A continuación, se entrenan y se simulan las redes con el fin de observar la relación existente entre parámetro y fuerza y por último se generan las formulaciones.

Tal y como ocurre en el rebase, la cota de coronación del espaldón (R_c) y en ancho de coronación del cuenco (G_c) son variables fundamentales que se deben considerar. Además, a la hora de abordar el estudio, se planteó considerar como variable adicional el remonte (R_u), pero esta variable se acaba desestimando, dado que en el caso del cuenco con ancho de coronación equivalente a $3D_n$ un umbral de los siguientes dos presentados no se cumple en ningún caso. Pues en todos los ensayos el remonte adimensionalizado es mayor a 2,58.

$$R_{u0,1\%} = \begin{cases} 1,12H_s \xi_{0m} & \xi_{0m} \leq 1,5 \\ 1,34H_s \xi_{0m}^{0,55} & \xi_{0m} \geq 1,5 \end{cases} \text{ con máximo } \frac{R_{u0,1\%}}{H_s} \leq 2,58$$

$$\xi_{0m} = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{gT_m^2}}}$$

Para espectros individuales con forma semejante a espectros tipo JONSWAP $T_m=1,2T_p$.

El francobordo se decidió adimensionalizar empleando el factor de rugosidad (γ_f) con un valor de 0,48 según las conclusiones de Molines (2016) y con la altura de ola H_{m0} . De esta manera se tiene una relación parecida a la empleada por Pedersen (1996) o Martin et al. (1999) considerando la influencia del tipo de manto de protección empleando su rugosidad concluida por Smolka et al. (2009).

El ancho del dique se adimensionaliza como se realiza en el rebase, es decir, con H_{m0} .

Las fuerzas se adimensionalizan de la siguiente manera. Para la fuerza horizontal y el momento se tiene en cuenta la altura del espaldón (c_h), mientras que para la vertical también se considera el ancho del espaldón (c_b).

$$\frac{F_{h0,1\%}}{0,5\rho g c_h^2} \quad \frac{F_{v0,1\%}}{0,5\rho g c_h c_b} \quad \frac{P_{b0,1\%}}{0,5\rho g c_h} \quad \frac{M_h(F_{h0,1\%})}{0,5\rho g c_h^3} \quad \frac{M_v(F_{h0,1\%})}{0,5\rho g c_h^3}$$

Parámetros para la adimensionalización	
c_b [m]	0,18
c_h [m]	0,18
ρ [kg/m ³]	1000,00
γ_f	0,48
g [m/s ²]	9,81

Tabla 4.28. Valor de los parámetros para la adimensionalización de las fuerzas. Fuente: Elaboración propia

Con las variables adimensionalizadas definidas de presentan las redes neuronales realizadas. Como en todas las fórmulas se emplean los mismos parámetros para estimar las fuerzas, éstas se presentan de manera inicial. Así pues, los datos de entrada y de salida para las redes neuronales realizadas se resumen en las dos siguientes tablas contabilizando únicamente en los ensayos donde ha ocurrido rebase, por lo que se dispone de cuarenta y dos (42) datos.

Los parámetros de salida que se quieren estimar son los siguientes. Antes de continuar, se quiere dejar claro que para el momento de fuerzas verticales máximos se han obtenido resultados extraordinariamente malos, con un error altísimo, por lo que a modo de simplificación el momento de fuerzas verticales se calculará de la siguiente manera, a pesar de que este si ha sido calculado correctamente teniendo en cuenta los sensores de subpresión localizados en el modelo.

$$\frac{M_v(F_{h0,1\%})}{0,5\rho g c_h^3} = \frac{2}{3} \cdot \frac{F_{v0,1\%}}{0,5\rho g c_h c_b} \cdot c_b$$

A continuación, se presentan las formulaciones obtenidas. De manera simplificada, para todas ellas, se ha realizado un análisis de regresión lineal, pues aun siendo poco estrictos en las gráficas de la afección de los datos de entrada sobre los de salida, se puede observar cierta relación entre los datos.

Como se trabaja con el mismo número de datos de entrada, a la hora de estimar el número de neuronas intermedias necesaria se han obtenido en todos los casos que la red funcionaría bien con dos (2) y tres (3) neuronas intermedias. No obstante, tras haber realizado ambos entrenamientos de la red se concluye para todos los casos que las redes con dos (2) neuronas intermedias dan mejores resultados. Además, a diferencia de las redes realizadas para el rebase, en este caso el 80% de los datos se han destinado a entrenamiento y el 20% de los datos restantes ha sido para la prueba.

Número de neuronas intermedias necesarias					
N _i	N _h	N _o	P	T	P/T
2	2	1	9	34	0,27
2	3	1	13	34	0,39
2	4	1	17	34	0,51

Tabla 4.29. Número de neuronas intermedias necesarias para la RN de las fuerzas. Fuente: Elaboración propia

- Fuerza horizontal máxima adimensionalizada:

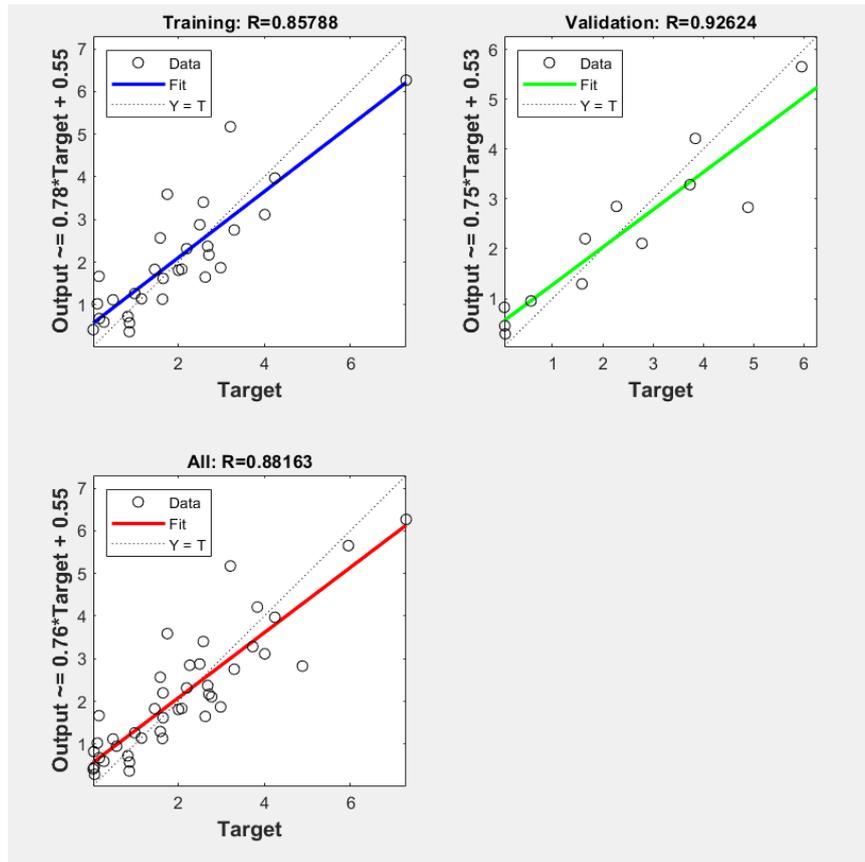


Figura 4.75. Gráfico de rendimiento de la RN para la fuerza horizontal máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia

Se observa que los datos que se predicen en el entrenamiento y en la prueba son muy satisfactorios, así que la red se puede entrenar.

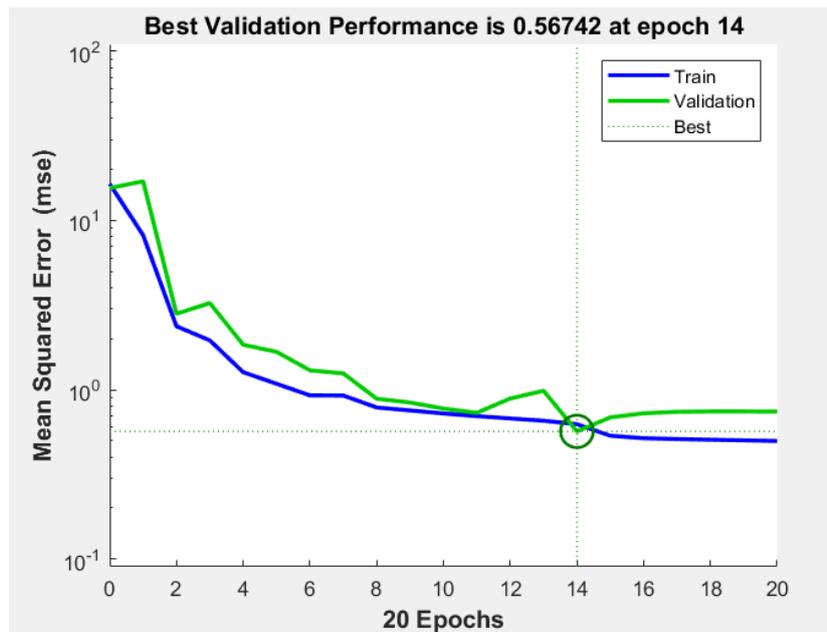


Figura 4.76. Gráfico de rendimiento de la RN de la fuerza horizontal máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia

Como en las redes para el rebase se muestra mediante el estimador rMSE el grado de ajuste que tiene la red entrenada. Para rMSE menores a 0,4 se aceptan las redes entrenadas. Dado que se concluye que es una red buena se procede a realizar las simulaciones.

MSE	VAR	rMSE
0,61	2,78	0,22

Tabla 4.30. Cálculo rMSE para la RN entrenada de la fuerza horizontal máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia

En las simulaciones el rango de variables estudiado es el siguiente.

$R_c/(\gamma_f H_{m0,Pdd})$	G_c/H_{m0}
1,75	2,50
2,00	3,00
2,25	3,50
2,50	4,00
2,75	4,50
3,00	5,00
3,25	5,50
3,50	6,00
3,75	6,50
4,00	7,00
4,25	7,50
4,50	
4,75	

Tabla 4.31. Valores escogidos para la validación del RN de la fuerza horizontal máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia

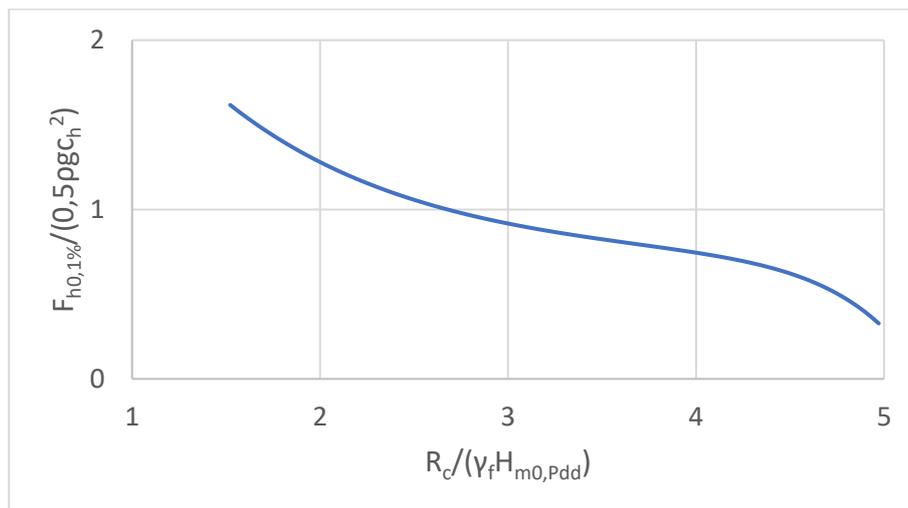


Figura 4.77. Relevancia del francobordo sobre la fuerza horizontal máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia

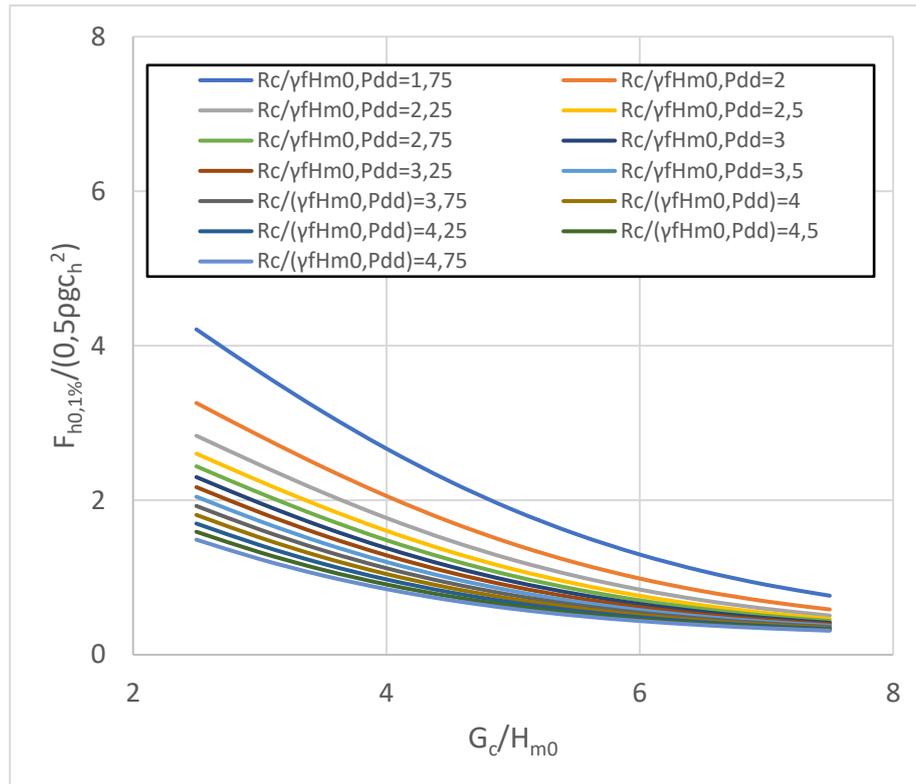


Figura 4.78. Relevancia del ancho del dique sobre la fuerza horizontal máxima adimensionalizada.
Fuente: Elaboración propia

Como en el caso del rebase, en lo referente a las fuerzas, la relación que tiene el francobordo y el ancho de coronación es inversamente proporcional a las fuerzas, es decir, cuando el francobordo y/o el ancho de coronación aumentan la fuerza, sea la que sea, se verá reducida.

Esto tiene la misma explicación física que en el rebase: si el francobordo es más alto, tendrá más canto, y por lo tanto más peso, para resistir los esfuerzos. En el caso de la anchura del dique, conforme más ancho sea este, menor impacto sufrirá el espaldón, pues al oleaje le costará más alcanzarlo.

Aceptando la relación lineal que presentan las variables, se plantea la siguiente formulación para la estimación de la fuerza horizontal máxima.

Se ha ajustado un exponente mediante el método prueba y error con el fin de minimizar el error al estimar la fuerza horizontal máxima. Esta potencia es a la cuarta.

Mediante el software STATGRAPHICS se ha observado que las variables están relacionadas y se han obtenido los parámetros correspondientes para cuantificar la formulación. Con estos parámetros se ha calculado el error de la fórmula propuesta tal y como se realiza en la formulación del rebase. Para todos los casos se sigue el mismo procedimiento.

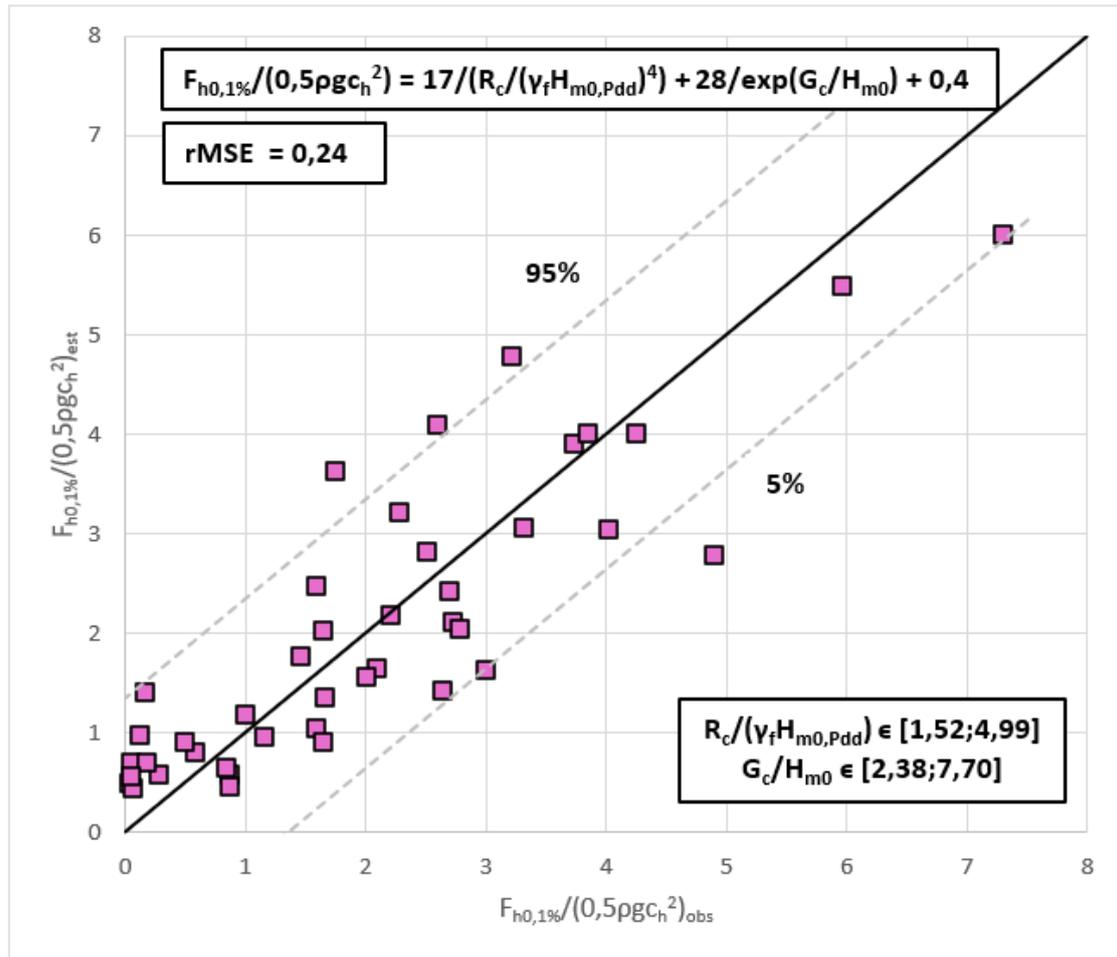


Figura 4.79. Comparación de fuerza horizontal adimensional máxima observada y estimada.
Fuente: Elaboración propia

En cuanto a los resultados que proporciona la fórmula, se observa que se trata de una distribución no normal por la forma curvada, como si se tratase de un logaritmo, que presentan los datos

Las bandas de confianza se calculan como en la formulación del rebase. Esta metodología se emplea para todas las bandas de confianza de todas las fuerzas propuestas.

- Fuerza vertical máxima adimensionalizada:

La red entrenada proporcionó un rMSE de 0,44, al límite de aceptar los datos estimados. A pesar de este resultado no tan bueno se opta por simular la red. Se observa que las simulaciones sí dan buenos resultados, así que se decide tolerar el ajuste bajo que proporciona la red entrenada.

MSE	VAR	rMSE
0,08	0,18	0,44

Tabla 4.32. Cálculo rMSE para la RN entrenada de la fuerza vertical máxima adimensionalizada.
Fuente: Elaboración propia

La gráfica muestra lo comentado. La red, tras ser entrenada no proporciona un muy buen ajuste con los datos de entrenamiento, los cuales son los que más peso tienen, pero como las simulaciones sí son coherentes se decide aceptar esta red.

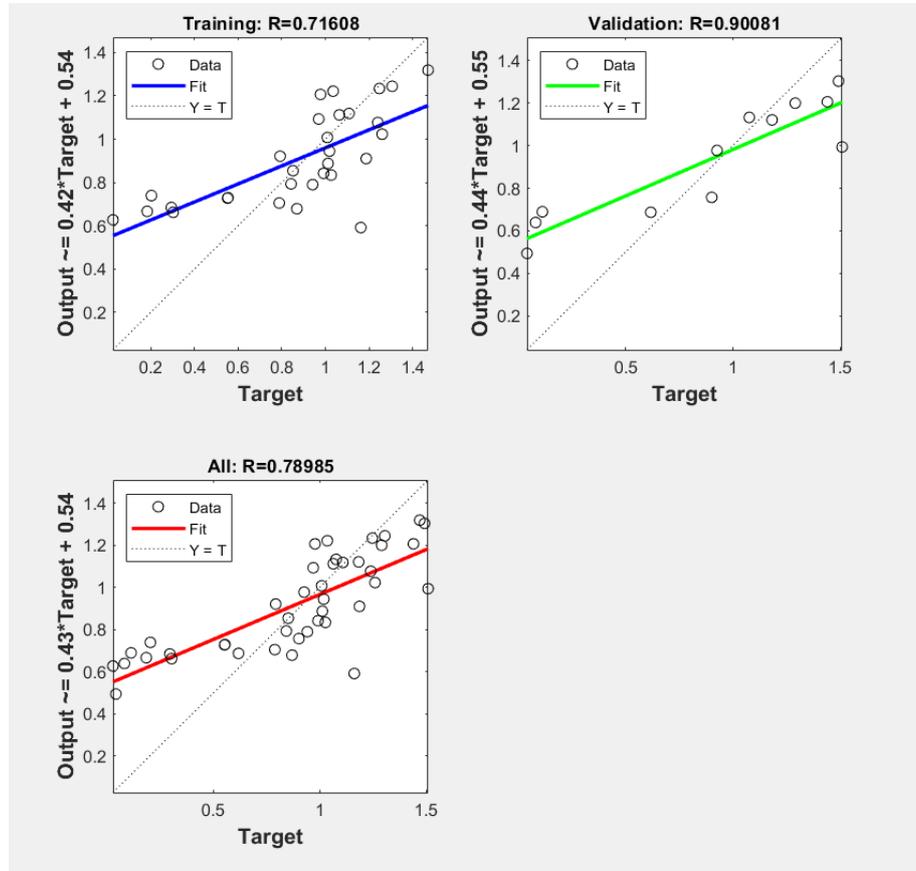


Figura 4.80. Gráfica de regresión para la fuerza vertical máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia



Figura 4.81. Gráfica de rendimiento para la fuerza vertical máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia

Las simulaciones de la red se muestran a continuación. Se observa en ambas gráficas que el ajuste que se puede realizar claramente es lineal y se procede de la misma manera que anteriormente para estimar la fórmula.

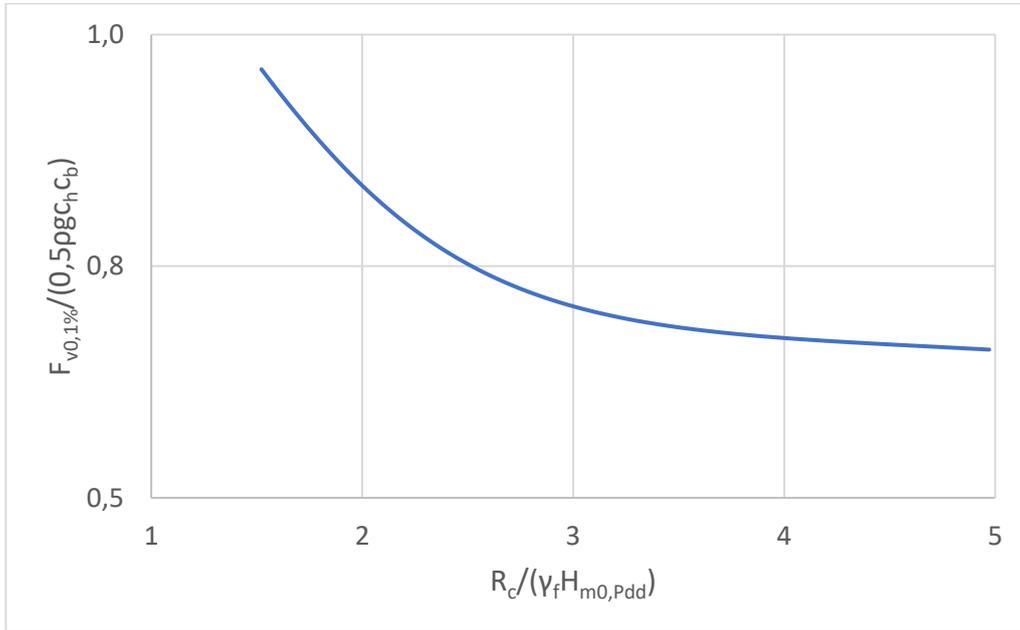


Figura 4.82. Relevancia del francobordo sobre la fuerza horizontal máxima adimensionalizada.
Fuente: Elaboración propia

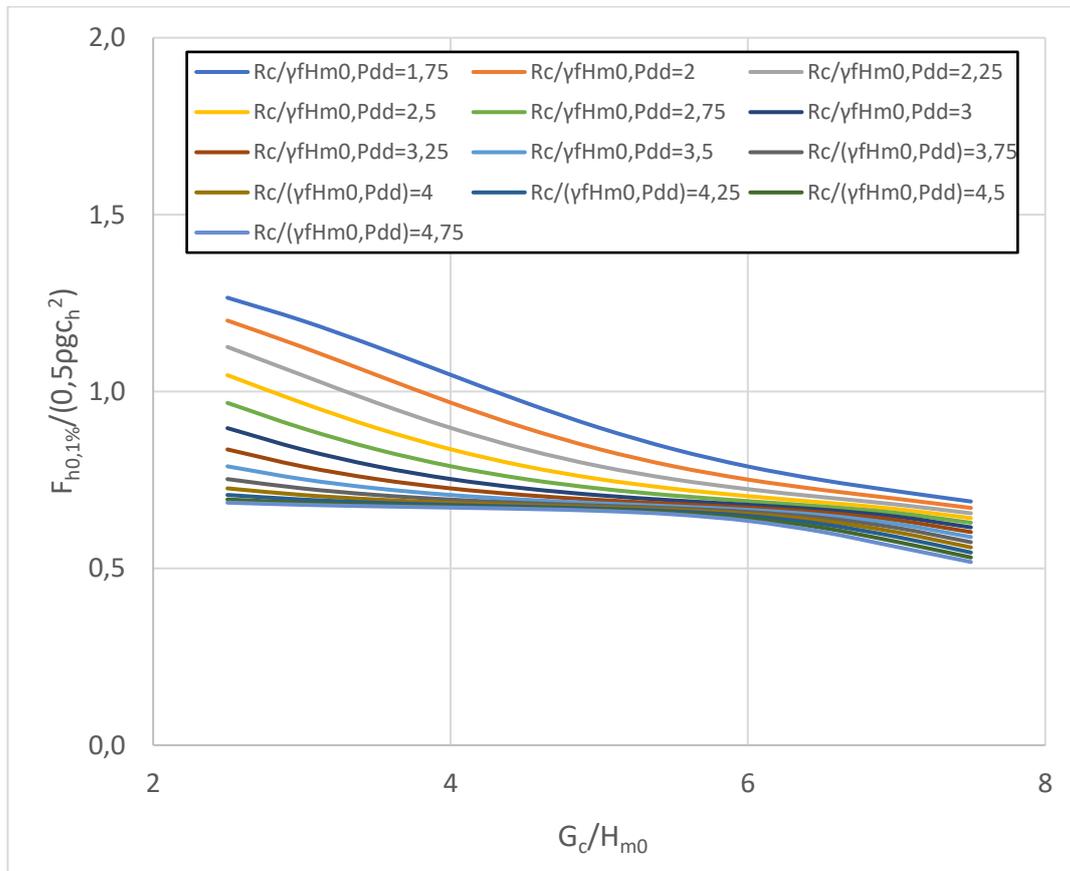


Figura 4.83. Relevancia del francobordo sobre la fuerza horizontal máxima adimensionalizada.
Fuente: Elaboración propia

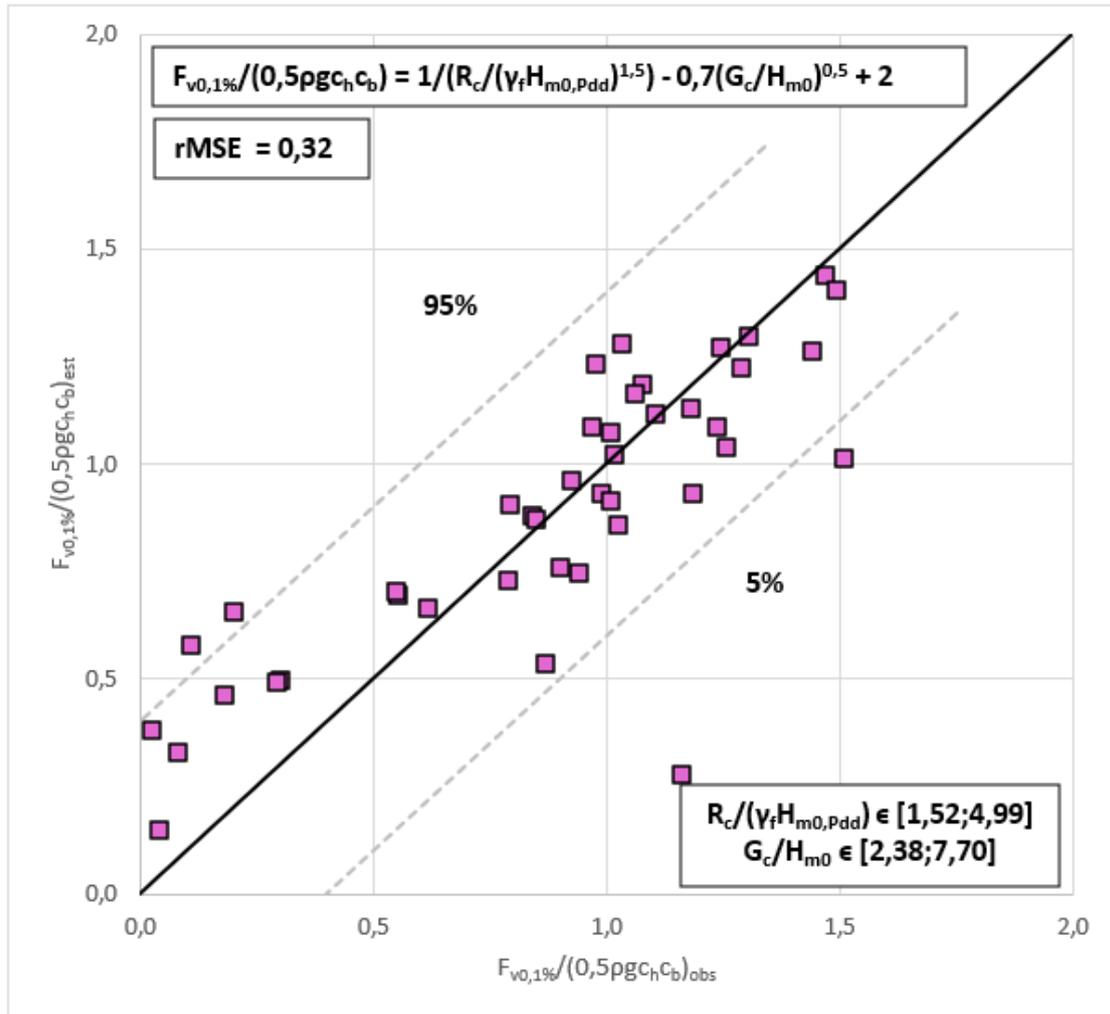


Figura 4.84. Comparación de fuerza horizontal adimensional máxima observada y estimada.
Fuente: Elaboración propia

- Subpresión máxima adimensional:

La red entrenada proporcionó un rMSE de 0,27, resultado bastante satisfactorio, por lo que queda justificada su simulación.

MSE	VAR	rMSE
2,16E-05	5,31E-05	0,41

Tabla 4.33. Cálculo rMSE para la RN entrenada de la subpresión máxima adimensionalizada.
Fuente: Elaboración propia

La gráfica muestra lo razonado. La red, tras ser entrenada proporciona un ajuste mediocre con los datos de entrenamiento, los cuales son los que más relevancia tienen. El ajuste que presenta para los datos de la prueba es mejor, pero como estos tienen menor peso en la red no tienen tanta influencia. Aun así, el ajuste es satisfactorio y se acepta la red.

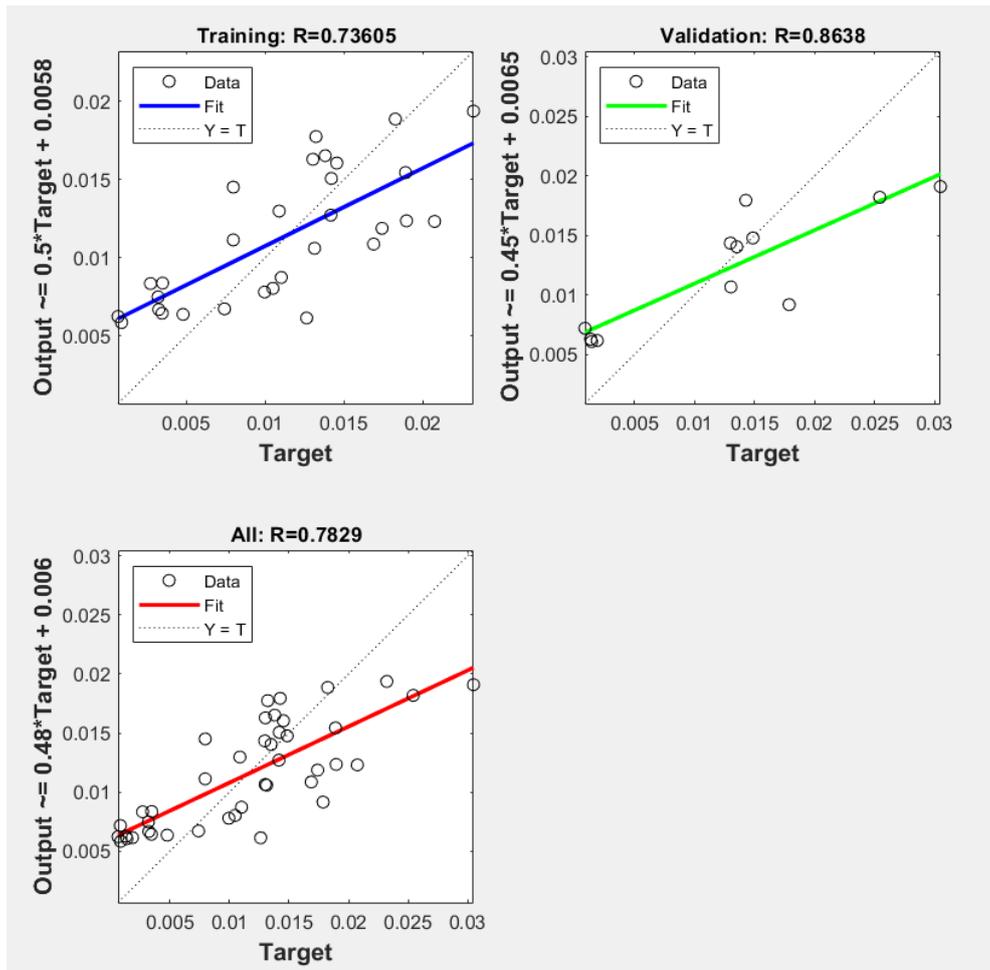


Figura 4.85. Gráfica de regresión para el momento de la subpresión máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia

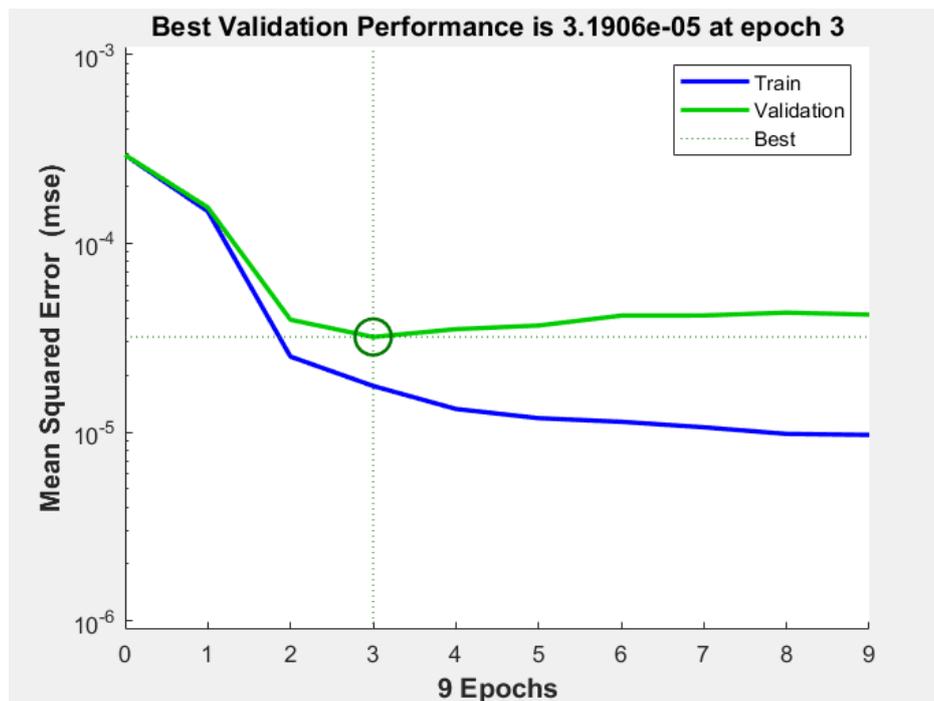


Figura 4.86. Gráfica de rendimiento para el momento de la subpresión máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia

Las simulaciones de la red se muestran a continuación. Se observa en ambas gráficas que el ajuste que se puede estimar de manera simplificada como lineal por lo que se procede de la misma manera que anteriormente para estimar la fórmula.

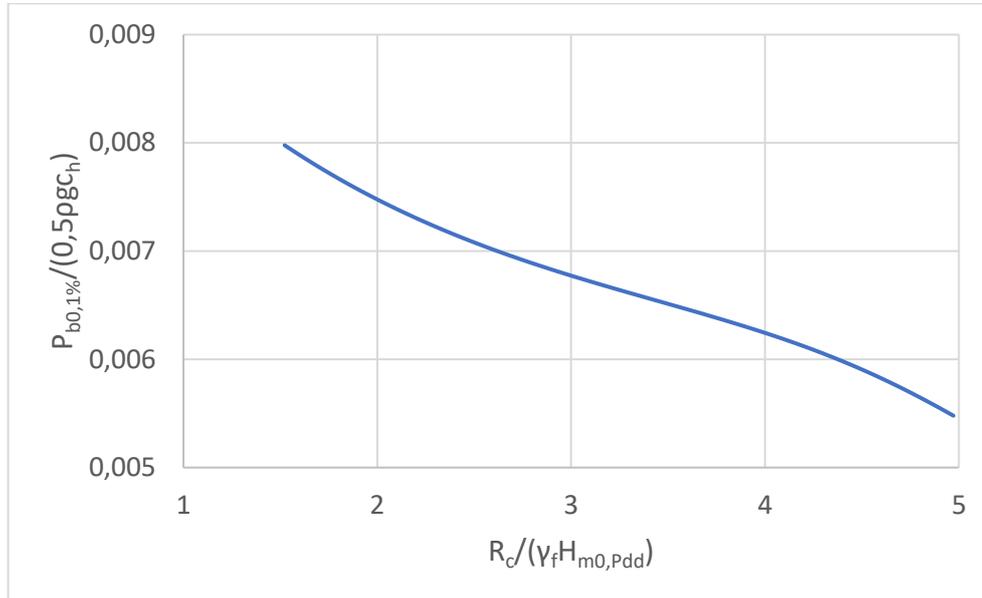


Figura 4.87. Relevancia del francobordo sobre el momento de la subpresión máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia

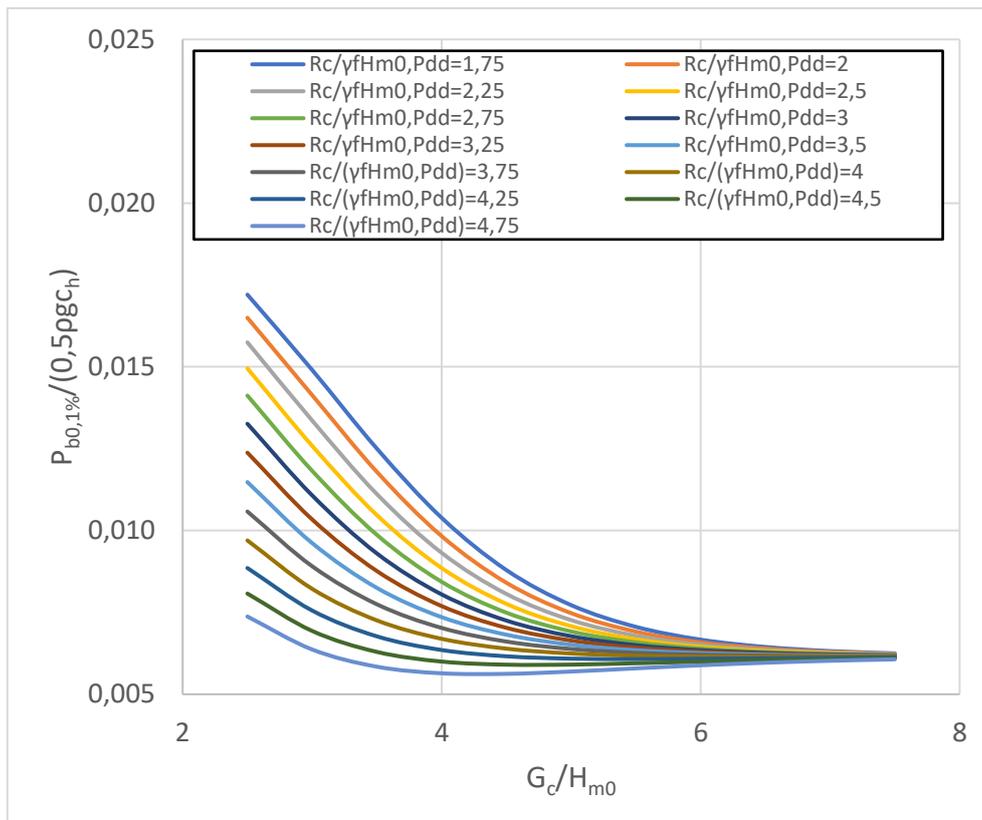


Figura 4.88. Relevancia del francobordo sobre el momento de la subpresión máxima adimensionalizada. Fuente: Elaboración propia

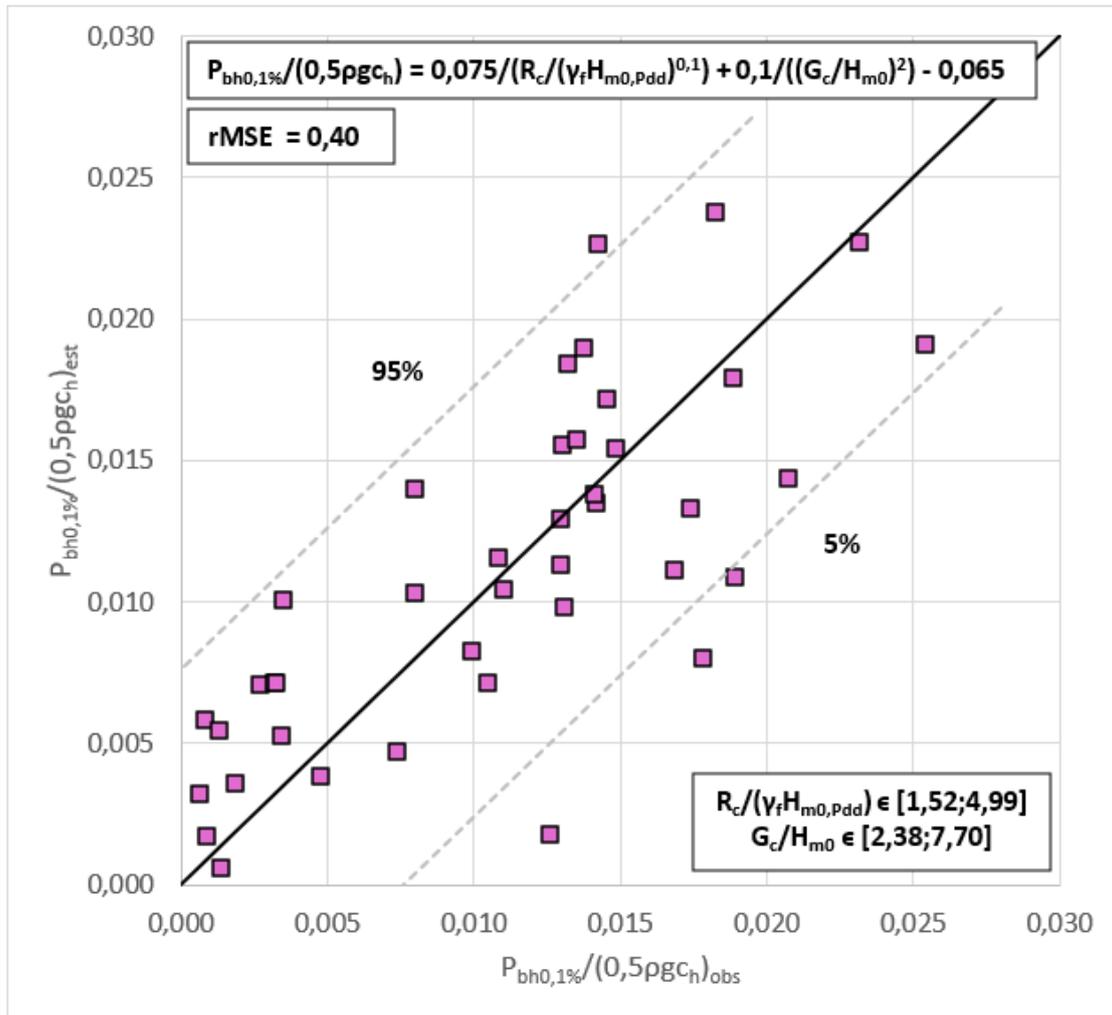


Figura 4.89. Comparación de momento de la subpresión máxima observada y estimada. Fuente: Elaboración propia

- Momento de fuerzas horizontales adimensional:

La red entrenada proporcionó un rMSE de 0,27, resultado bastante satisfactorio, por lo que queda justificada su simulación.

MSE	VAR	rMSE
0,04	0,16	0,25

Tabla 4.34. Cálculo rMSE para la RN entrenada del momento de fuerzas horizontal máximo adimensionalizado. Fuente: Elaboración propia

La gráfica muestra lo razonado . La red, tras ser entrenada proporciona un buen ajuste con los datos de entrenamiento, los cuales son los que más relevancia tienen. El ajuste que presenta para los datos de la prueba es mejor, pero como estos tienen menor peso en la red no tienen tanta influencia. Aun así, el ajuste es satisfactorio y se acepta la red.

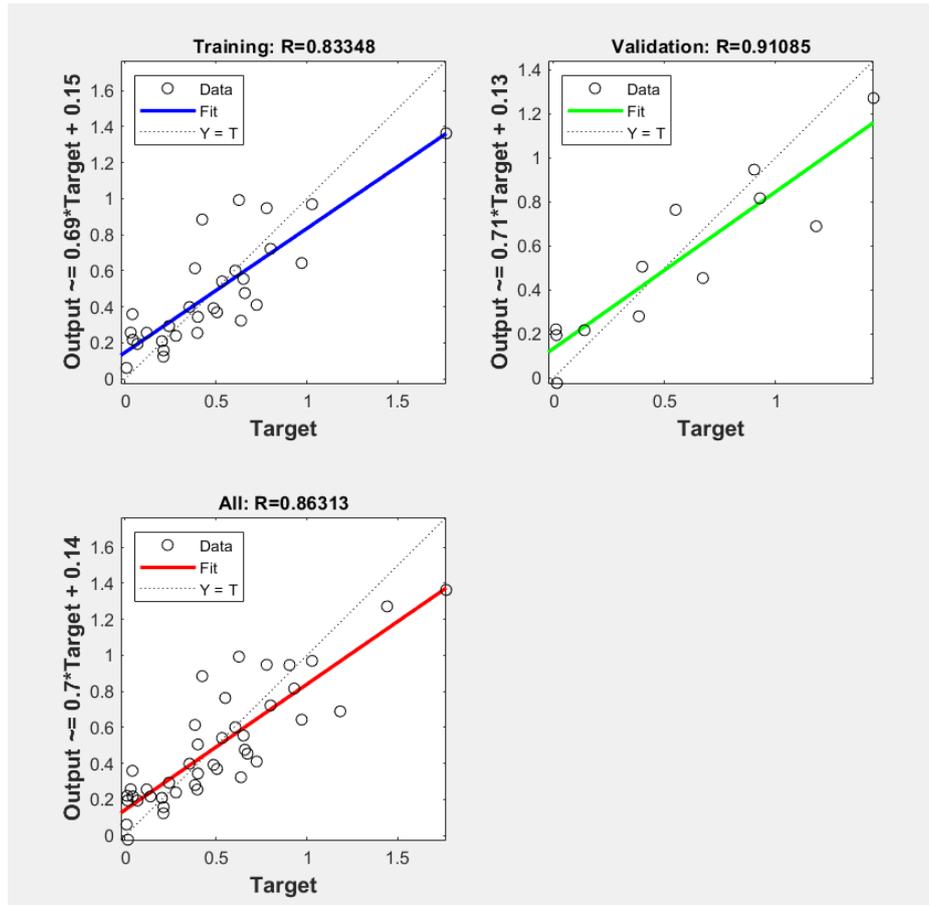


Figura 4.90. Gráfica de regresión para el momento de fuerzas horizontal máximo adimensionalizado. Fuente: Elaboración propia

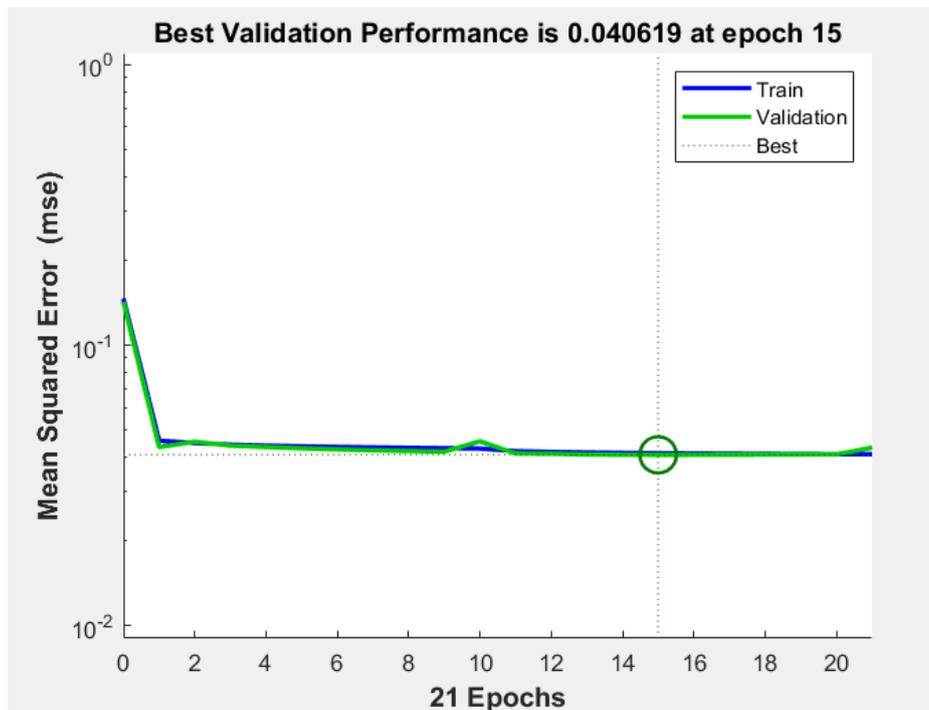


Figura 4.91. Gráfica de rendimiento para el momento de fuerzas horizontal máximo adimensionalizado. Fuente: Elaboración propia

Las simulaciones de la red se muestran a continuación. Se observa en ambas gráficas que el ajuste que se puede estimar de manera simplificada como lineal por lo que se procede de la misma manera que anteriormente para estimar la fórmula.

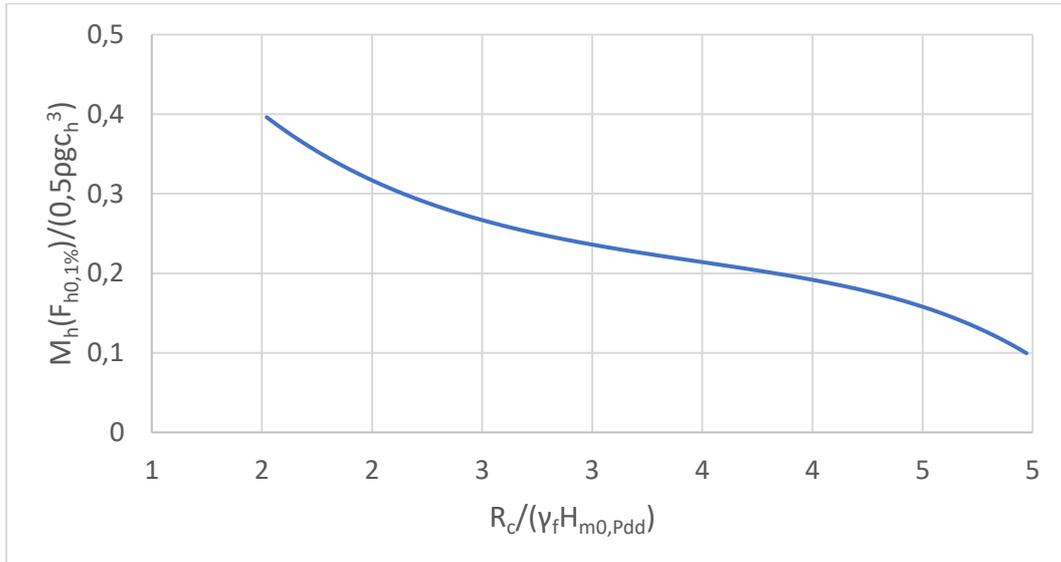


Figura 4.92. Relevancia del francobordo sobre el momento de fuerzas horizontal máximo adimensionalizado. Fuente: Elaboración propia

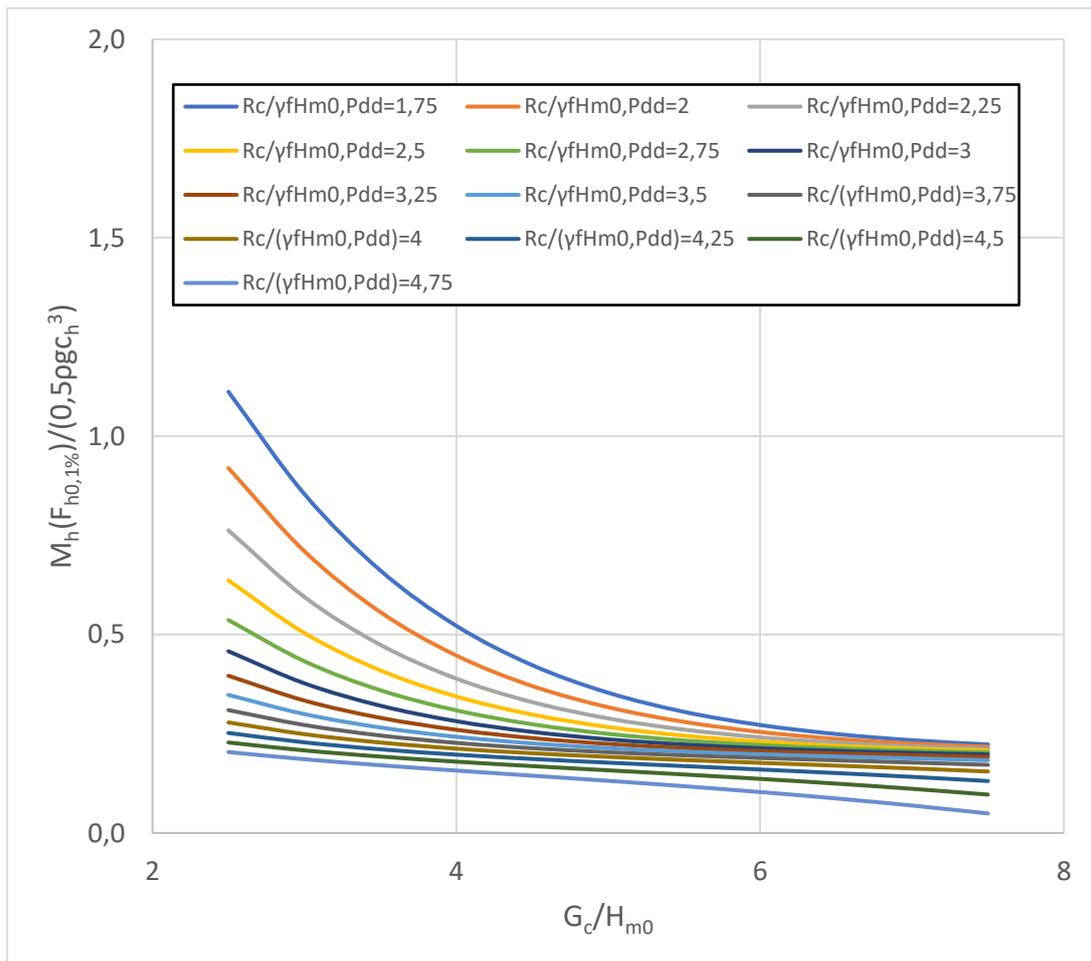


Figura 4.93. Relevancia del francobordo sobre el momento de fuerzas horizontal máximo adimensionalizado. Fuente: Elaboración propia

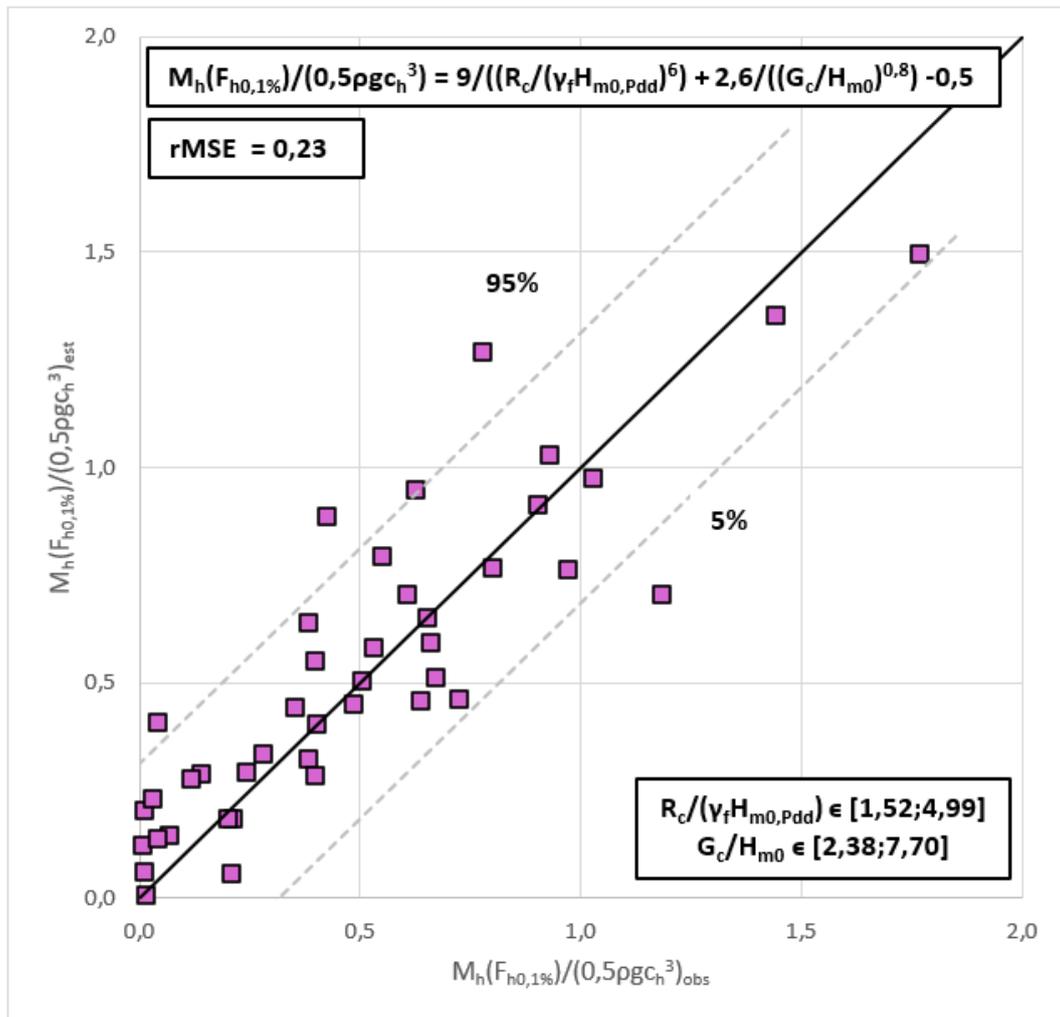


Figura 4.94. Comparación de momento de fuerzas horizontal máximo observada y estimada. Fuente: Elaboración propia

- Momento de fuerzas verticales adimensional:

Como se ha comentado anteriormente, el al realizar la red neuronal del momento de fuerzas verticales se han obtenido resultados pésimos con un error inadmisibles, por lo tanto, se ha desestimado establecer una formulación y a modo de simplificación se ha optado por estimar estas acciones semejando la distribución de fuerzas verticales a una distribución triangular, es decir, aplicando la fuerza sobre un punto a 2/3 de la base del punto de vuelco considerado.

4.5.- Resumen de las formulaciones obtenidas

A modo de resumen, con el fin de facilitar la lectura y tener una visión clara de los resultados obtenidos, se opta por presentar de nuevo las formulaciones empleadas y el rMSE de cada una de ellas. Cabe destacar que no se han podido disponer de muchos datos de ensayos, por lo que las formulaciones están sujetas a un rango estrecho de valores. No obstante, dado que no se han encontrado formulaciones que tengan las mismas funciones que

las presentadas en este capítulo se justifica el estudio, aunque los resultados obtenidos no hayan sido los esperados en lo que a calidad de estimación en las fuerzas concierne. Se considera que del rebase se han obtenido muy buenos resultados debido a los erros bajos obtenidos.

- Recta de diseño para clasificación de diques con cuenco amortiguador rebasable y no rebasable:

$$\frac{R_c}{H_{m0,Pdd}} + \frac{3,7G_c}{H_{m0,Pdd}} \leq 19,5$$

$$rMSE = 0,002$$

Intervalo de valores
$0,73 \leq R_c/H_{m0} \leq 2,40$
$2,38 \leq G_c/H_{m0} \leq 7,70$

- Caudal de rebase en diques con cuenco amortiguador:

$$Q = \exp\left(\frac{-2,4R_c}{H_{m0,Pdd}} - \frac{G_c}{H_{m0,Pdd}} + \frac{55h_{pdd}}{L_{OP}} - 1\right)$$

$$rMSE = 0,25$$

Intervalo de valores
$0,73 \leq R_c/H_{m0} \leq 2,40$
$2,38 \leq G_c/H_{m0} \leq 7,70$
$0,024 \leq h/L_{Op} \leq 0,047$

- Fuerza horizontal máxima adimensional:

$$\frac{F_{h0,1\%}}{0,5\rho g c_h^2} = \frac{17}{\frac{R_c}{(\gamma_f H_{m0,Pdd})^4}} + \frac{28}{\exp\left(\frac{G_c}{H_{m0,Pdd}}\right)} + 0,4$$

$$rMSE = 0,24$$

Intervalo de valores
$1,52 \leq R_c/(\gamma_f H_{m0,Pdd}) \leq 4,99$
$2,38 \leq G_c/H_{m0} \leq 7,70$

- Fuerza vertical máxima adimensional:

$$\frac{F_{v0,1\%}}{0,5\rho g c_h c_b} = \frac{-0,7}{\frac{R_c}{(\gamma_f H_{m0,Pdd})}} + \frac{0,45}{\left(\frac{G_c}{H_{m0,Pdd}}\right)} + 1$$

$$rMSE = 0,32$$

Intervalo de valores
$1,52 \leq R_c/(\gamma_f H_{m0,Pdd}) \leq 4,99$
$2,38 \leq G_c/H_{m0} \leq 7,70$

- Subpresión máxima adimensional:

$$\frac{P_{b0,1\%}}{0,5\rho g c_h} = \frac{0,075}{\frac{R_c}{(\gamma_f H_{m0,Pdd})^{0,1}}} + \frac{0,1}{\left(\frac{G_c}{H_{m0,Pdd}}\right)^2} - 0,065$$

$$rMSE = 0,40$$

Intervalo de valores
$1,52 \leq R_c/(\gamma_f H_{m0,Pdd}) \leq 4,99$
$2,38 \leq G_c/H_{m0} \leq 7,70$

- Momento de fuerza horizontal máxima adimensional:

$$\frac{M_{h0,1\%}}{0,5\rho g c_h^3} = \frac{9}{\frac{R_c}{(\gamma_f H_{m0,Pdd})^6}} + \frac{2,6}{\left(\frac{G_c}{H_{m0,Pdd}}\right)^{0,8}} - 0,5$$

$$rMSE = 0,23$$

Intervalo de valores
$1,52 \leq R_c/(\gamma_f H_{m0,Pdd}) \leq 4,99$
$2,38 \leq G_c/H_{m0} \leq 7,70$

- Momento de fuerza vertical máxima:

$$M_{v0,1\%} = \frac{2}{3} \cdot F_{h0,1\%} \cdot c_b$$

Intervalo de valores
$1,52 \leq R_c/(\gamma_f H_{m0,Pdd}) \leq 4,99$
$2,38 \leq G_c/H_{m0} \leq 7,70$



CAPÍTULO 05. CONCLUSIONES

5.1.- Conclusiones

Tras presentar los resultados obtenidos en el proyecto ESBECO y el correspondiente análisis que se ha realizado se concluye lo siguiente.

La construcción de diques en talud con cuenco amortiguador, a pesar de ser una técnica no muy empleada en comparación con la construcción de diques en talud convencionales o diques verticales, proporciona muy buenos resultados en lo que a contención de rebase concierne, por lo que la reducción de la cota de coronación y el aumento del ancho del dique instalando un cuenco quedan justificados.

Ya no solo teniendo en cuenta los criterios técnicos para los que se construye una infraestructura, sino también considerando los criterios socio-económicos que esta puede provocar como son reducir el impacto visual de un puerto náutico-deportivo haciéndolo más atractivo para los turistas, más implicado con el entorno sin agresiones visuales permitiendo y fomentando una mejora en la economía del país. El sobrecoste que el aumento del volumen de los materiales necesita queda instantánea y sobradamente mente justificado.

Con esto no se quiere decir que todos los diques en talud se deban convertir en dique en talud con cuenco ni mucho menos, si no que se justifica que, si las condiciones de contorno lo requieren, este tipo de solución también debería considerarse.

Es cierto que por otro lado hay aspectos que puedan tener poder disuasorio a la hora de construir este tipo de dique, pues en primer lugar no se dispone prácticamente de ningún dato en la bibliografía actual acerca del diseño de diques en talud, en lo que a rebase y afección de fuerzas en el espaldón concierne.

Adicionalmente, a la hora de construir este tipo de diques, al no ser usuales, los tajos serán más complicados técnicamente de proyectar y de ejecutar por el simple hecho de la falta de experiencia, lo que supondrá un sobrecoste en el proyecto. No obstante, como en cualquier proceso innovador, cuando algo nuevo se acomete al principio es costoso y caro hasta que se estudia lo suficiente y se optimizan los procesos para realizar el dimensionamiento correcto y la correspondiente construcción.

El presente trabajo ha expuesto unas pautas iniciales para poder dimensionar diques en talud con cuenco amortiguador basándose en el rebase y en las fuerzas que el espaldón de estos sufre pues los espaldones en esta tipología están muy protegidos en comparación con los que se encuentran en diques en talud convencionales. Para ambos apartados se ha observado que tanto la cota de coronación del espaldón (R_c) como el ancho de coronación del dique (G_c) son variables altamente significativas, siendo R_c la de mayor peso de todas.

El rebase se ha definido creando dos formulaciones.

La primera sirve para estimar en función de aquellos dos parámetros geométricos cuando va a ocurrir rebase y cuando no. Para el caso de que ocurra rebase se propone una fórmula, la cual presenta un ajuste bastante adecuado basado en el estimador error cuadrado medio (rMSE) con valor de 0,25.

En cuanto a las fuerzas en el espaldón, se presentan cuatro formulaciones correspondientes a la fuerza horizontal y vertical y a los momentos que estas fuerzas generan.

En el cálculo de fuerzas se han calculado también las subpresiones. Estas son de interés especial a pesar de que no se haya propuesto ninguna formulación, pues dado que el estudio se ha realizado sobre una sección que presenta tacón, obteniendo la subpresión en el tacón se podría mediante calcular la presión en la base de un espaldón que fuese plana mediante una distribución de presiones. Esta fórmula se propondrá posteriormente como línea futura de investigación.

De las fuerzas, para las que se ha proporcionado formulación, se destacan dos cuestiones.

En primer lugar, los parámetros que se han empleado para estimar las fuerzas donde se contemplan las características geométricas del espaldón, es decir su altura y su altura se ha considerado también el francobordo y la anchura del dique. De nuevo se emplean estos dos parámetros del dique reafirmando su importancia.

Además, se ha observado que la fuerza que mayor relevancia tiene, es decir, la que en el diseño de espaldones más afección provocará, será la fuerza horizontal. O sea, la fuerza generada por la presión del oleaje.

Atendiendo a la literatura científica existente, lo referido en los párrafos precedentes refuerza en este caso también que el modo de fallo más común de los espaldones es el deslizamiento. Con el fin de reducir el deslizamiento se construyen espaldones con tacón, por lo que el estudio de los tacones puede ser muy interesante e incluso determinante en las soluciones constructivas que se propongan.

En cuanto a las formulaciones obtenidas, se observa que, realizando un ajuste lineal, en todos los casos se obtienen resultados similares en lo que respecta al error entre los datos observados y estimados. La fuerza horizontal máxima tiene un rMSE de 0,24, la vertical de 0,32, la subpresión máxima de 0,40 y el momento de fuerzas horizontales de 0,23, por lo que el error en todos los casos es aproximadamente del mismo orden de magnitud. Dado que no se han encontrado otras formulaciones para estimar las fuerzas en los espaldones para esta tipología de diques, en el caso práctico se van a emplear las formulaciones propias.

Se quiere recalcar también que para realizar los estudios no se ha podido disponer de muchos datos.

Sí es cierto que el proyecto ESBECO abarca más datos, pero porque se analizaron otro tipo de secciones con el fin de comparar la estabilidad del manto de protección, es decir, un fin completamente diferente al realizado en este trabajo. Si se hubieran dispuesto de más datos las formulaciones habría sido diferentes, no se puede estimar si mejores o peores, pero en cualquier caso más fiables. Aún así, como se ha comentado anteriormente, al no disponerse de bibliografía que trate con estos temas se dan por válidos los resultados obtenidos, siempre y cuando sabiendo como usarlos, por ejemplo, en predimensionamiento o para realizar comprobaciones.

Con esto, se da por concluida la parte correspondiente al trabajo teórico-experimental del presente Trabajo Final de Máster y se da paso a la parte teórico-práctica del mismo, en el que se va a analizar la afección de un escenario en el que por el cambio climático el nivel del mar aumente de manera relevante en el dique norte del tramo 4 del puerto de Denia, que es un dique en talud con cuenco amortiguador. Sobre este se emplean las formulaciones



Estudio experimental de rebase y fuerzas en el espaldón en diques en talud con cuenco amortiguador. Adaptación al cambio climático del dique con cuenco amortiguador del puerto de Denia (Alicante).



estudiadas y presentadas y se propone una mejora de la sección si fuera necesaria, sin llegar a tratarse de la elaboración de un proyecto básico.



CAPÍTULO 06. APLICACIÓN TEÓRICO-PRÁCTICA AL TRAMO 4 DEL DIQUE NORTE DEL PUERTO DE DENIA

6.1.- Introducción

En el presente capítulo se pretenden aplicar las formulaciones obtenidas anteriormente a un caso práctico, concretamente al dique norte del tramo 4 del puerto de Denia, un dique en talud con cuenco amortiguador.

El estudio que se lleva a cabo es de interés de cara al futuro, pues no va a ser bajo las condiciones de contorno que se tienen en cuenta actualmente, si no que se va a plantear un escenario en el que debido al cambio climático el nivel del mar ha aumentado pudiendo provocar un exceso de agitaciones en la dársena interna del puerto de Denia reduciendo la operatividad de la misma. Se observa que el dique no cumple las condiciones de seguridad necesaria en lo que a estabilidad del espaldón concierne, por lo que se plantea una solución de un nuevo dique mejorado que sí cumpla los criterios de seguridad expuestos más adelante.

6.1.1.- Localización y antecedentes

El puerto está localizado en la ciudad de Denia, comarca de la Marina Alta, situado al norte de la provincia de Alicante, en la Comunidad Valenciana, concretamente en las coordenadas $38^{\circ}50'48''N$ y $00^{\circ}07'33''E$. Este está presente en las cartas náuticas 834 y 4751.



Figura 6.95. Localización del puerto de Denia

La titularidad del puerto de Denia pertenece a la Generalitat Valenciana desde 1982 y su gestión la está llevando a cabo la Conselleria de Infraestructuras, Territorio y Medio Ambiente a través de la Dirección General de Puertos y Costas. Actualmente se encuentra en un plan de desarrollo de la Generalitat denominado “Plan de Utilización de los Espacios Portuarios del Puerto de Denia”.

El puerto tiene una forma pseudotriangular configurada por el litoral y dos grandes muelles de protección. El vértice exterior, que está protegido por un manto de escollera en talud, proporciona la entrada al puerto con seguridad incluso en condiciones marcadas por el mal tiempo. El dique norte, concretamente el tramo 4, es el tramo que se pretende estudiar en este caso. Este se encuentra situado en la bocana del puerto, en la parte más al norte del mismo, al lado del faro de entrada.



Figura 6.96. Imagen del tramo 4 del dique norte del puerto de Denia. Fuente: Google Earth

Históricamente el uso principal era el pesquero impulsado por la fuerte tradición pesquera de la zona, aunque con el paso de los años se ha usado también con fines comerciales y deportivos debido a la cercanía con las Islas Baleares, consiguiendo que este sea uno de los puertos que tenga el mayor movimiento de pasajeros de la Comunidad Valenciana.

Por lo que la afectación que puede suponer un rebase relativamente regular del dique debido al cambio al cambio climático es un riesgo que no se puede obviar, ya que la operatividad del puerto se vería altamente afectada. Además, cuando hay temporales en Denia y el oleaje aumenta, este suele propagarse hacia el sur, pues los vientos venideros usuales son del norte, por lo que este tramo del dique se ve afectado de manera prácticamente perpendicular al oleaje en caso de temporal.

Este factor a priori parece carecer de relevancia. Pero dado que las fórmulas obtenidas lo han sido a través del análisis de ensayos llevados a cabo en el canal de LPC-UPV (donde se tiene un oleaje perpendicular a la estructura ensayada), el que las condiciones de contorno sean similares, permite una mejor estimación tanto del rebase como de las fuerzas en el espaldón.

6.1.2.- Cambio climático

6.1.2.1.- Generalidades

El cambio climático, definido según la Real Academia Española de Lengua como *“el cambio del clima, atribuido directa o indirectamente a la actividad humana, que altera la composición de la atmósfera mundial y que se suma a la variabilidad natural del clima observada durante períodos de tiempo comparables”*, se trata de un tema actual y de relevancia a nivel internacional.

Especialmente, dentro del ámbito ingenieril, es interesante investigarlo haciendo hincapié en las consecuencias que tienen estas variaciones del clima sobre el mar, sobre todo sobre el nivel de este debido al deshielo de los casquetes polares. Además, las conclusiones que se obtengan de dichos estudios son importantes para la vida útil de las infraestructuras costeras y portuarias.

Este fenómeno no afecta únicamente a la variación del nivel del mar, sino que también tiene influencia el viento, cambiando sus direcciones e intensidades, lo cual afecta directamente al oleaje.

En el campo de estudio del clima marítimo se usa muy a menudo el *“hindcasting”*, que es la previsión de oleaje con datos de viento del pasado. Además, se comprueba de que los datos históricos obtenidos son fiables comparándolos con información conocida y verificada. Los datos de oleaje y viento en hindcasting permiten disponer de bases de datos homogéneas habitualmente contrastadas con datos instrumentales. No obstante, estudiar los efectos en el mar producidos por el cambio climático es complejo, por lo que se debe realizar un análisis científico continuo si se quiere presentar estimaciones realistas (Vargas-Yáñez et al. 2010).

Sobre la evaluación científica sobre el cambio climático se encarga el IPCC. Se trata de una organización intergubernamental de las Naciones Unidas compuesta por un grupo de expertos que emite informes de evaluación o SYR (*“Synthesis Report”*) cada cierto tiempo, los cuales se definen según el Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico de España como *“una serie de documentos técnicos, informes especiales e informes de evaluación que han puesto a disposición de la comunidad internacional, tanto responsables políticos como público en general, el conocimiento científico-técnico disponible sobre el cambio climático”*. La notación que se utiliza para cada documento de síntesis se publica es mediante las siglas AR (*“Assessment Report”*) seguido del número equivalente a la versión de dicha publicación. El último que ha sido publicado (2014) es el Quinto Informe de Evaluación, también denominado como AR5.

El calentamiento global está muy presente en la actualidad. Las consecuencias de este son el aumento de la temperatura tanto atmosférica como la oceánica, lo que ha provocado la aceleración de los deshielos aumentando el volumen del mar.

Los primeros registros de temperatura que se tienen son del año 1850. Desde entonces la temperatura del planeta ha ido creciendo continuamente. Desde 1880 hasta 2012 la temperatura combinada de tierra y mar se ha visto incrementada en 0,85 °C provocando un aumento del nivel del mar. En promedio, entre los años 1990 y 2012 el nivel del mar ha aumentado en 20 cm.

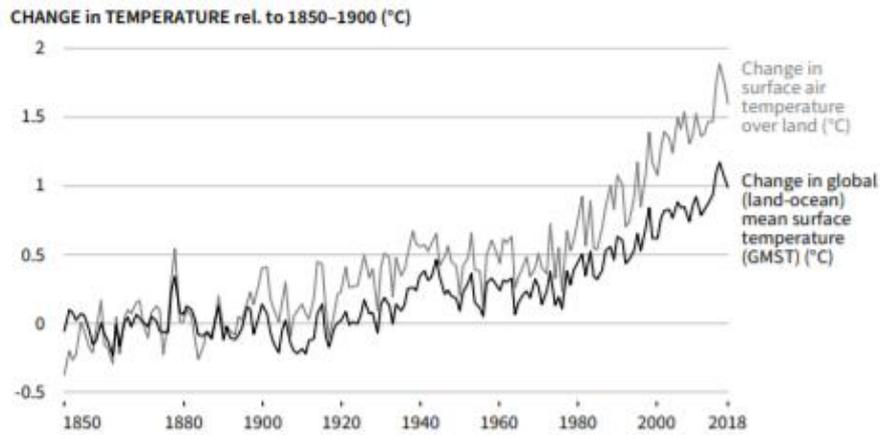


Figura 6.97. Comparación de la evolución de la temperatura entre la tierra y el mar y la tierra.
Fuente: AR5, IPCC (2014)

El IPCC ha realizado una serie de observaciones concluyendo que la salinidad en ciertas zonas del mar ha cambiado. En zonas donde está se ha visto aumentada todo apunta a que la tendencia sea a la evaporación mientras que en las regiones de baja salinidad parece que se vayan a tener mayor cantidad de aportes de agua como pueden ser los procedentes de precipitaciones o ríos (desalinización).

En cuanto al aumento del nivel del mar se concluye que el principal causante es la pérdida de numerosos mantos de hielo. Entre los años 1992 y 2011 se han registrado las mayores tasas de deshielo en los polos del planeta, siendo mayores a partir de la segunda década del período provocado por el brusco aumento de temperatura. La cota del nivel del mar durante el período 1901-2011 se incrementó aproximadamente 0,19 m y, comparándolo con otros milenios, el ritmo actual es muy superior (IPCC, 2014). De cara al futuro se prevé que las temperaturas cálidas sigan aumentando, mientras que las frías irán desapareciendo, comenzando por las más extremas.

A modo de resumen, se facilita la siguiente tabla en la que se presentan las consecuencias del cambio climático sobre diferentes aspectos del clima.

Aspectos del clima	Consecuencias del cambio climático
Temperatura	
Superficie terrestre	↑
Superficie marina	↑
Aire	↑
Volumen de hielo	
Glaciares	↓
Hielo marino	↓
Cobertura de nieve	↓
Nivel del mar	↑
Vapor de agua	↓

Tabla 6.35. Resumen de las consecuencias del cambio climático sobre el planeta. Fuente: Castellano (2019)

Hasta el momento se ha expuesto la situación existente o que ha existido en la Tierra. De ahora en adelante se va a comenzar a hablar también del futuro, pero antes de ello se cree necesario distinguir entre predicción y proyección.

Según la IPCC, una predicción o pronóstico climático es “*el resultado de un intento de obtener (a partir de un estado particular del sistema climático) una estimación de la evolución real del clima en el futuro*” (IPCC, 2013), por lo tanto, las predicciones suelen basarse en la estadística, mientras que la proyección es una simulación del sistema climático ante diferentes escenarios de emisiones y concentraciones de Gases de Efecto Invernadero (GEI) mediante modelos climáticos. La diferencia entre ambas es que en la proyección se tiene una dependencia directa de los escenarios de emisiones (IPCC, 2013).

Los GEI han sido provocados mayoritariamente por la influencia humana, concretamente por causas como el desarrollo económico y demográfico. Estas emisiones afectan al sistema climático provocando el calentamiento global. Reducir estas emisiones, así como otros factores antropógenos son de vital importancia para controlar el cambio climático y conseguir frenar el aumento de las temperaturas en la medida de lo posible.

Los estudios realizados indican que la temperatura media global en la superficie de la tierra seguirá aumentando para años posteriores a 2100, menos en el caso de que se consiga alcanzar el umbral de bajas emisiones de CO₂. En cuanto al nivel medio global del mar, aun en condiciones de bajas emisiones, este seguirá aumentando pasado el año 2100.

En la siguiente tabla se recogen los cambios proyectados en el sistema climático en el periodo 2081-2100 comparado con 1986-2005 (IPCC, 2014). Se presentan cuatro escenarios de emisiones de GEI: RCP2.6; RCP4.5; RCP6.0 y RCP8,5. Cada uno de estos escenarios plantea una emisión diferente de CO₂. El escenario más estricto es el RCP2.6, mientras que el que presenta las emisiones mayores es el RCP8.5.

Escenarios de emisiones GEI	RCP2.6	RCP4.5	RCP6.0	RCP8.5
Emisiones de CO ₂ en 2100 [ppm]	421	538	670	936
Aumento de la temperatura media [°C]	0,3 - 1,7	1,1 - 2,6	1,4 - 3,1	2,6 - 4,8
Elevación del nivel medio global del mar [m]	0,26 - 0,55	0,32 - 0,64	0,34 - 0,65	0,45 - 0,82
Aumento de la acidificación global oceánica	15 - 17%	38 - 41%	58 - 62%	100 - 109%

Tabla 6.36. Cambios proyectados en el sistema climático en el periodo 2081-2100 respecto de 1986-2005. Fuente: IPCC (2014)

Enfocando la adaptación como medida de gestión del cambio climático a una posible subida del nivel del mar en términos generales, se podrían enumerar ejemplos de este tipo de acciones:

- Estructuras de protección costera, malecones y diques para el control de crecidas.
- Alimentación de sedimentos ante una posible erosión de la playa.
- Retraso de la línea urbanística y una mejora de la planificación.
- Mejora del drenaje.
- Gestión de las zonas inundables y zonas de alto riesgo.

Dentro de las estructuras de protección costera se acoge también a las estructuras de protección portuaria. El estudio de la afección sobre este tipo de estructuras es el fin del trabajo realizado. Para ello se debe estudiar la afectación del cambio climático sobre el Mar Mediterráneo, pues es donde se encuentra localizada la ciudad de Denia y, por lo tanto, su puerto.

6.1.2.2.- Cambio climático en el Mar Mediterráneo

El Mar Mediterráneo es un mar continental que conecta con el Océano Atlántico a través del Estrecho de Gibraltar. Este se encuentra confinado entre el Sur de Europa, el Norte de África y Oriente Medio. Sobre este mar, la afectación provocada por el cambio climático ha sido estudiada desde hace apenas unas décadas.

La situación y características climáticas del mar Mediterráneo, con veranos secos e inviernos húmedos, hacen que esté muy expuesto ante variaciones del clima (Ulbrich et al. 2006).

Comparando los estudios de afectación del cambio climático global con los del Mediterráneo, se concluye que la del Mediterráneo son de mayores magnitudes, hecho que reafirma la elevada sensibilidad de la zona comparada con otros mares y océanos. Sin ir más lejos, en el Plan Nacional de Adaptación al cambio climático (PNACC), documento nacional español cuyo objetivo es la evaluación del cambio climático en la costa española, se analizan registros de los factores climáticos distinguiendo entre el Mediterráneo, el Cantábrico y el Atlántico.

Según informes del Instituto Español de Oceanografía existen dos períodos, donde se diferencian dos tendencias distintas en el Mediterráneo. Entre 1948 y 1970 la temperatura del aire y de la superficie marina descienden, mientras que entre 1970 y 2007 las temperaturas aumentaron entre 0,03°C y 0,2°C. Además, la salinidad también se vio incrementada entre 0,03 ups y 0,09 ups. Parece que se trata de incrementos de poca relevancia, pero un aumento de esta magnitud en el mar provoca un alto nivel de absorción de calor. Además, el incremento de nivel de sal en el mar quiere decir que las precipitaciones han disminuido, así como el aporte de los ríos.

Entre los años 50 y 90 del siglo XXI, debido al ascenso de la presión atmosférica ocurrió un decrecimiento del nivel del mar. A partir de los años 90 este ascenso se convirtió en decrecimiento, lo cual provocó un aumento de las temperaturas y el consiguiente aumento del nivel del mar con una media de 2,5 a 10 mm/año. Se concluye por lo tanto que la presión atmosférica es inversamente proporcional respecto a la temperatura, pues si una crece la otra baja y viceversa. En el Mediterráneo, el nivel medio del mar en la costa tiene una tendencia ascendente de 1,5 mm/año, lo que supone 1 mm/año inferior al resto de costas españolas (Losada 2014).

Según Marcos et al. (2009) en la segunda parte del siglo XX Alicante registró un nivel medio del mar de -0,61 mm/año, uno de los más bajos de España. Los demás registros de orden bajo se encontraron también en la zona del Mediterráneo. Por otro lado, según la Red Mediterránea de Expertos en el Cambio Climático y Medioambiental (*MedECC*, siglas en inglés) la cota del Mediterráneo podría aumentar en un metro para el año 2100.

El IH Cantabria ha realizado proyecciones futuras de alta calidad en los escenarios de bajas emisiones RCP4.5 y altas emisiones RCP8.5, correspondientes al último informe AR5. En las siguientes imágenes se muestra la variación del nivel medio del mar expresado en metros para dos períodos de tiempo diferentes 2026-2045 y 2081-2100.

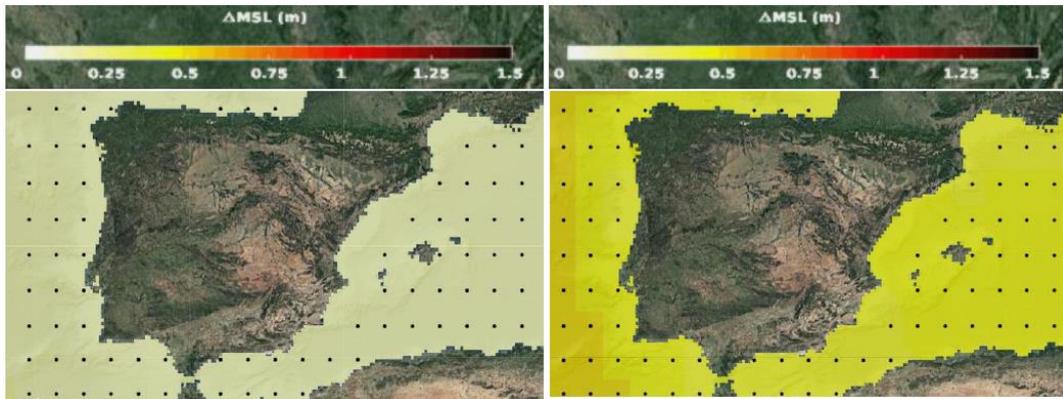


Figura 6.98. Proyección de la variación del nivel medio del mar para RCP4.5 entre 2026-2045 y 2081-2100. Fuente: Visor C3E

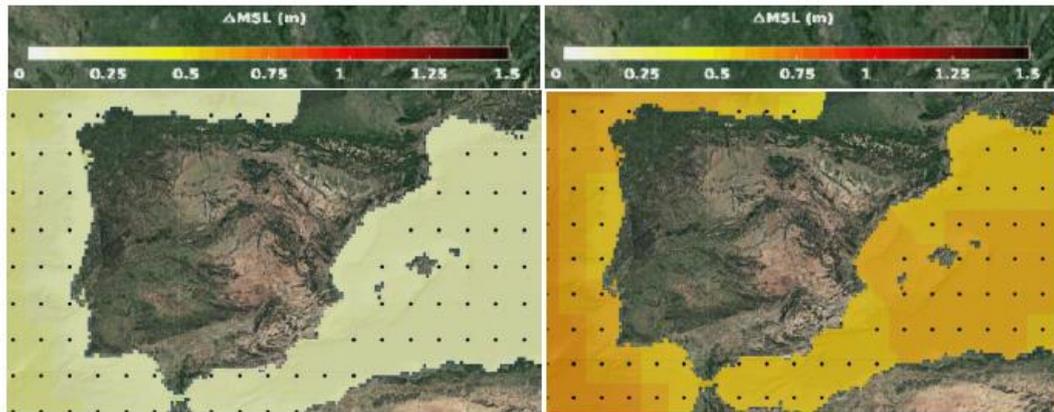


Figura 6.99. Proyección de la variación del nivel medio del mar para RCP8.5 entre 2026-2045 y 2081-2100. Fuente: Visor C3E

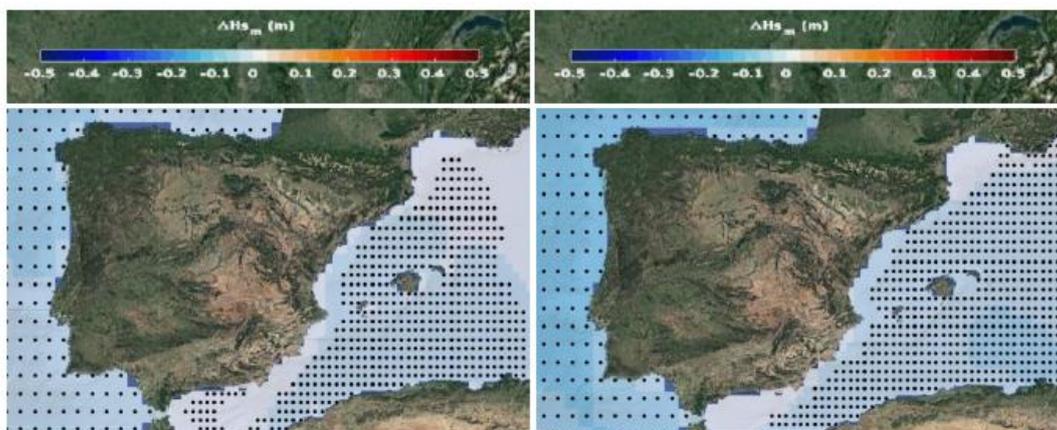


Figura 6.100. Proyección de la variación de altura media de ola para RCP4.5 entre 2026-2045 y 2081-2100. Fuente: Visor C3E

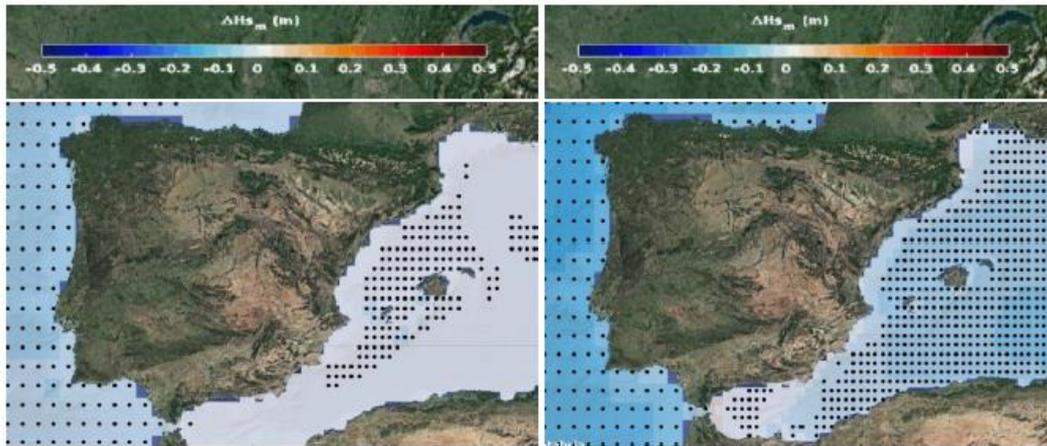


Figura 6.101. Proyección de la variación de altura media de ola para RCP8.5 entre 2026-2045 y 2081-2100. Fuente: Visor C3E

En la siguiente tabla se resumen las diferencias para los dos periodos de tiempo y para los dos escenarios presentados.

Escenario	2026-2045	2081-2100
Variación nivel medio del mar		
RCP4.5	0,1 – 0,15 m	0,25 – 0,4 m
RCP8.5	0,1 – 0,15 m	0,5 – 0,65 m
Variación altura de ola media		
RCP4.5	0 – (-0,1) m	--
RCP8.5	0 – (-0,15) m	0 – (-0,2) m

Tabla 6.37. Rango de valores de aumento del nivel del mar entre los años 2026-2045 y 2081-2100 para los escenarios RCP4.5 y RCP8.5. Fuente: Elaboración propia

Los puertos sufren de manera directa los efectos de variación del mar, concretamente los efectos de subida del nivel del mar. Otros factores como los cambios en los vientos y en las presiones atmosféricas afectan a la agitación portuaria. Los cambios en la altura de ola causan una mayor energía de entrada del mar en los puertos, por lo que el estudio de la orientación de la bocana es trivial.

Así mismo, los cambios en la dirección de la ola pueden provocar que la dirección del transporte de sedimentos cambie y que estos se almacenen en la dársena interior del puerto, lo que provocaría que constantemente se tuviera que dragar para que el puerto no perdiese operatividad. Los problemas mencionados limitarían la actividad portuaria debido a la dependencia portuaria sobre las condiciones del mar (Sierra et al. 2015). Pero la agitación que ocurre en el interior del puerto no es objeto de este trabajo.

En cambio, en cuanto al rebase, lógicamente a mayor cota del nivel del mar mayor facilidad de que un dique sea rebasado, por lo que la afectación será mayor.

Sierra realizó un estudio en el que para diferentes períodos de retorno estimaba cuantos puertos españoles podrían ser rebasados en función de la subida del nivel del mar. Con un período de retorno de cinco (5) años concluyó que la actualidad cinco (5) de los cuarenta y siete (47) puertos catalanes estudiados rebasarían. En el año 2040, siete (7) puertos serían los rebasados, mientras que para el año 2100 doce (12) sería los rebasados.

Tomando un período de retorno de cincuenta (50) años dicho autor estimó que en la actualidad y en el año 2040 nueve (9) puertos se verían rebasados, pero que en el año 2100 la cifra ascendería a diecinueve(19). Por lo tanto, el estudio que se va a realizar más adelante sobre el dique con cuenco amortiguador del puerto de Denia queda justificado, pues, aunque este se halle en Alicante y no en Cataluña, también se encuentra en el Mar Mediterráneo en condiciones muy parecidas.

Con el fin de reducir el impacto del rebase Sierra propone las siguientes medidas:

- Construir bermas en el lado expuesto del dique
- Construir diques sumergidos para disminuir la energía de las olas
- incrementar el ancho y subir la altura del dique

6.2.- Descripción del tramo 4 del dique norte del puerto de Denia

El tramo 4 del dique norte del puerto de Denia posee un dique en talud con cuenco amortiguador. En este apartado del trabajo se van a presentar las características del dique que se consideran de relevancia.

Se trata de un dique en talud con cuenco amortiguador diseñado en el laboratorio para una ola de cálculo $H[m]=6$ basándose también en la experiencia que se adquirió con otras obras, en especial, la sección de dique en talud del puerto de Fuengirola.

Los ensayos que se tomaron como referencia para llevar a cabo el diseño de la sección del dique del puerto de Denia fueron realizados en el Laboratorio de Puertos de Madrid lanzando un oleaje regular en dos dimensiones sobre la sección tipo de Fuengirola. Sobre los resultados obtenidos en estos ensayos se diseñó la sección de Denia.

En cuanto a su composición, de interior a exterior, el dique cuenta con un núcleo de escollera aprovechado del dique primitivo que se construyó en la bocana, un manto interior de dos capas formado por escollera, un manto secundario también de escollera, un manto principal de bloques de hormigón y un espaldón con botaolas construido con hormigón ciclópeo. En la siguiente tabla se resumen en mayor detalle las características de cada elemento del dique. Se destaca que este dique forma parte del morro de la bocana. Para él se tuvo que redimensionar el peso del manto de protección colocando bloques de hormigón de mayor tamaño.

Elemento	Material	Peso [t] (W)	Peso específico [t/m ³] (γ)	Nº de capas	Espesor [m]	Talud	Cota inferior	Cota superior
Núcleo	Escollera del dique primitivo	0,01	--	1	Variable	--	-5,70	Variable
Manto interior	Escollera	3	--	2	2,4	2/1	-3,00	+2,50
Manto secundario	Escollera	2	--	1	2,25	>+0,00: 4/1 < +0,00: 3/2	Variable	Variable
Manto principal	Bloque de hormigón	En tramo: 25 t	2,4	2	--	3/2	Variable	+4,50
		En morro: 53,5 t						
Espaldón	Hormigón ciclópeo	--	--	--	--	--	+0,00	+6,20

Tabla 6.38. Características estructurales del dique con cuenco amortiguador de Denia. Fuente: Diques de abrigo en los puertos de interés general

Respecto al espaldón, cabe destacar de este que no posee tacón, si no que su base es plana y que tiene botaolas.

En cuanto a los parámetros geométricos del dique, se presenta el siguiente esquema.

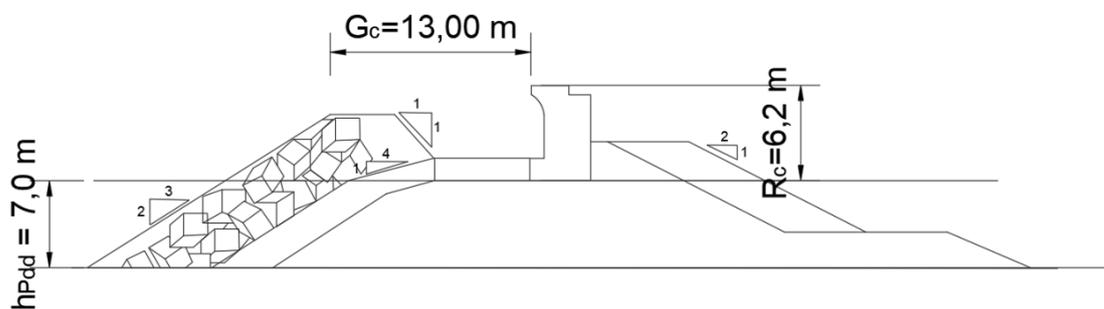


Figura 6.102. Esquema acotado sección tramo 4 dique norte del puerto de Denia. Fuente: Elaboración propia

Como diferencias entre el modelo ensayo, sobre el cual se han obtenido los resultados que se van a aplicar, y este dique se destaca, sin tener en cuenta el factor de escala, que el manto de protección es de bloques de hormigón en vez de cubípodos, que el núcleo es de escollera en vez de todo-uno de cantera, que el espaldón no tiene tacón, pero sí tiene botaolas y que la cota de coronación del espaldón difiere de la cota de coronación del manto de protección.

Si se quisiese ensayar el dique con cuenco del puerto de Denia en el canal del laboratorio se debería emplear un factor de escala promedio de $1/\lambda=0,03$. Este factor de escala ha sido obtenido comparando diferentes factores a escala real y a escala modelo, como son la cota de coronación del espaldón, la cota de coronación del manto de protección, el calado a pie de dique en ambos modelos ensayados en el LPC.

Para obtener este factor de escala se ha realizado el siguiente proceso. Se ha dividido cada factor geométrico, con sus respectivas condiciones, es decir, teniendo en cuenta las

diferencias entre ambas secciones y teniendo en cuenta que los ensayos se realizaron para una profundidad a pie de dique de 26 y 30 cm. De esta manera se obtienen los siguientes resultados. Posteriormente se ha dividido el dique a escala real entre las dimensiones del modelo. Realizando el promedio de todos los factores de escala obtenidos se estima el $1/\lambda=0,03$.

3D _n				
Factor geométrico	Modelo LPC (m)	Dique Denia (m)	Factor de escala (1/λ)	λ
R _c (h=26cm)	0,16	6,2	0,03	38,75
R _c (h=30cm)	0,12		0,02	51,67
A _c (h=26cm)	0,16	4,29	0,04	26,81
A _c (h=30cm)	0,12		0,03	35,75
G _c (h=26cm)	0,40	13	0,03	32,50
G _c (h=30cm)	0,40		0,03	32,50
h	0,26	5,7	0,05	21,92
h	0,3		0,05	19,00

Tabla 6.39. Obtención del factor de escala entre dique 3D_n de LPC y dique real de Denia. Fuente: Elaboración propia

6D _n				
Factor geométrico	Modelo LPC (m)	Dique Denia (m)	Factor de escala (1/λ)	λ
R _c (h=26cm)	0,16	6,2	0,03	38,75
R _c (h=30cm)	0,12		0,02	51,67
A _c (h=26cm)	0,16	4,29	0,04	26,81
A _c (h=30cm)	0,12		0,03	35,75
G _c (h=26cm)	0,51	13	0,04	25,30
G _c (h=30cm)	0,51		0,04	25,30
h	0,26	5,7	0,05	21,92
h	0,3		0,05	19,00

Tabla 6.40. Obtención del factor de escala entre dique 6D_n de LPC y dique real de Denia. Fuente: Elaboración propia

Realizando el promedio de todos los factores de escala y de los λ se obtiene el factor de escala promedio.

El dique en su intradós, es decir, en la bocana, cuenta con una profundidad de 2,5 y 5m, dependiendo de donde se realicen las mediciones. En su trasdós tiene una profundidad de entre 6 y 7 m, en la zona donde se encuentra el cuenco amortiguador.

Es necesario conocer ambas profundidades para realizar un correcto estudio del dique.

A pie de dique se requiere conocer la profundidad, pues, además de que este factor es un parámetro para más adelante emplear la fórmula del rebase propuesta en el *Capítulo 4*, se requiere para conocer las condiciones de oleaje que se van a tener, si va a ser en rotura o no y para en una hipotética solución de reconstrucción del dique, conocer que volumen de material o de piezas de protección sería necesario emplear.

La relevancia de la rotura del oleaje yace en estabilidad del manto de protección. Si la ola rompe impactará con más fuerza sobre las piezas pudiendo provocar una avería. Es de interés continuar con el estudio de este fenómeno en diques en talud con cuenco amortiguador, como se realizó en el proyecto ESBECCO

En el interior del dique ocurre lo mismo en cuanto a las condiciones constructivas. Si se retranquease el espaldón hacia detrás, haría falta conocer la profundidad que se tiene para estimar la cantidad de material necesario para llevar a cabo la ampliación.

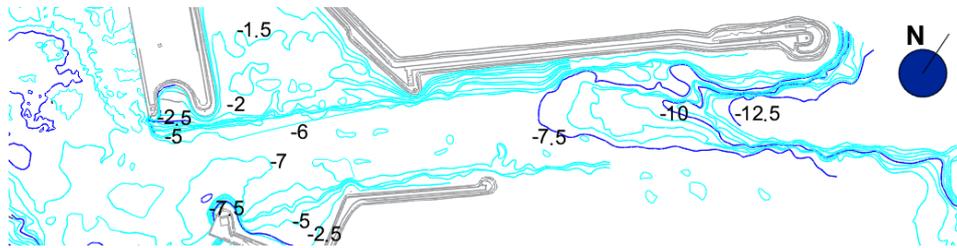


Figura 6.103. Batimetría en la bocana del puerto. Fuente: Navionics

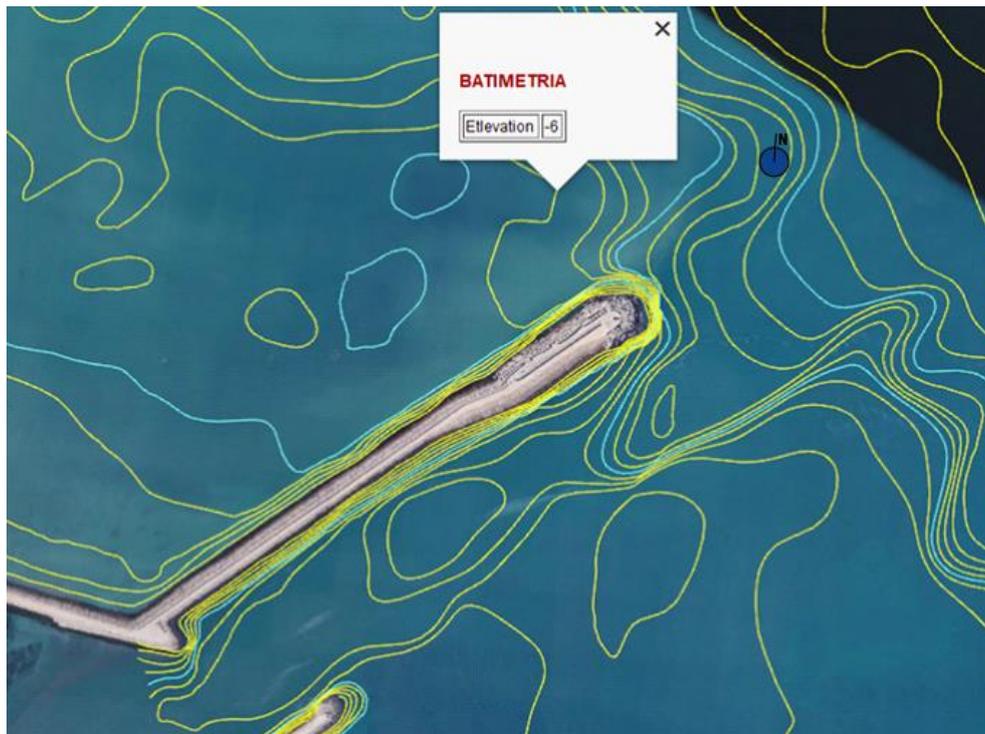


Figura 6.104. Batimetría a pie de dique. Fuente: Google Earth

6.3.- Análisis del oleaje a pie de dique

Para la realización y el desarrollo de este análisis se ha empleado la página web de Puertos del Estado, de la que se ha analizado el clima marítimo teniendo en cuenta los datos históricos del oleaje.

6.3.1.- Caracterización del oleaje

El oleaje se caracteriza mediante el régimen medio y el régimen extremal. Para el régimen medio la información ha sido proporcionada por el punto SIMAR 2086106, mientras que para caracterizar el oleaje de régimen extremal se han tomado los datos proporcionados por la boya de Valencia.

Un punto SIMAR proporciona datos de viento y oleaje en series procedentes de un modelo numérico, por lo que estos datos son simulados, es decir, son extraídos de mediciones realizadas en vez de estar tomados directamente de la naturaleza.

El punto SIMAR estudiado está localizado a aproximadamente a 4,5km al sureste del puerto. A pesar de que este punto no se encuentra en la bocana del puerto, ni en la dirección principal del oleaje hacia el puerto, se pueden tomar sus valores, ya que el punto está situado en paralelo a la misma profundidad que la bocana del puerto y porque, atendiendo a la batimetría de la costa en ambos emplazamientos, obtenida en la web Navionics, se observa que esta es paralela también, así que la afección del oleaje, la rotura y las alturas de ola en un punto u otro serán muy parecidas.

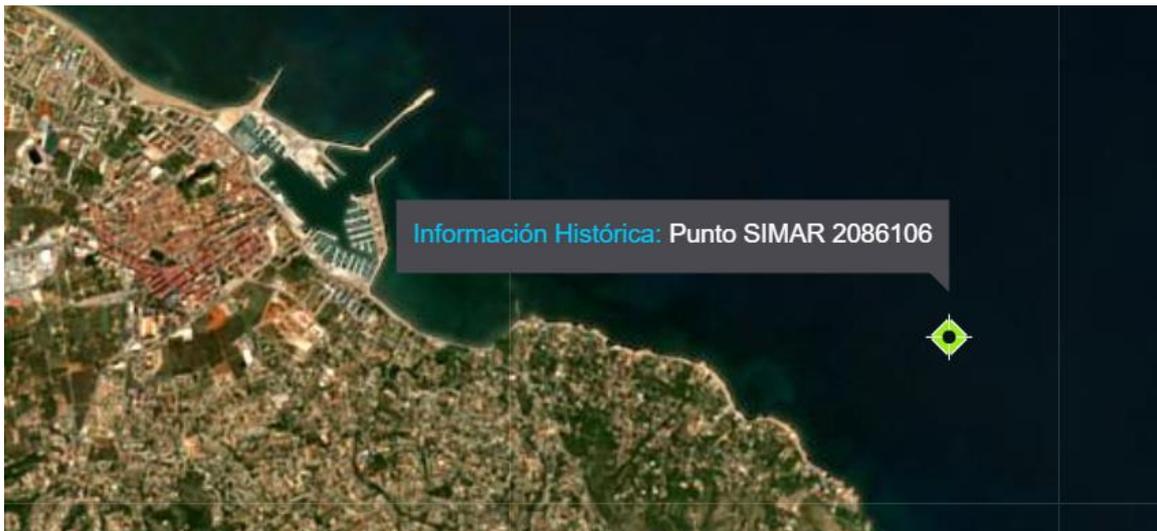


Figura 6.105. Emplazamiento del punto SIMAR 2086106. Fuente: Puertos del Estado

La boya de Valencia, código 2630, está localizada a una profundidad de 260 m. Esta tiene una cadencia de toma de datos de cada hora y contiene información desde el año 1958.

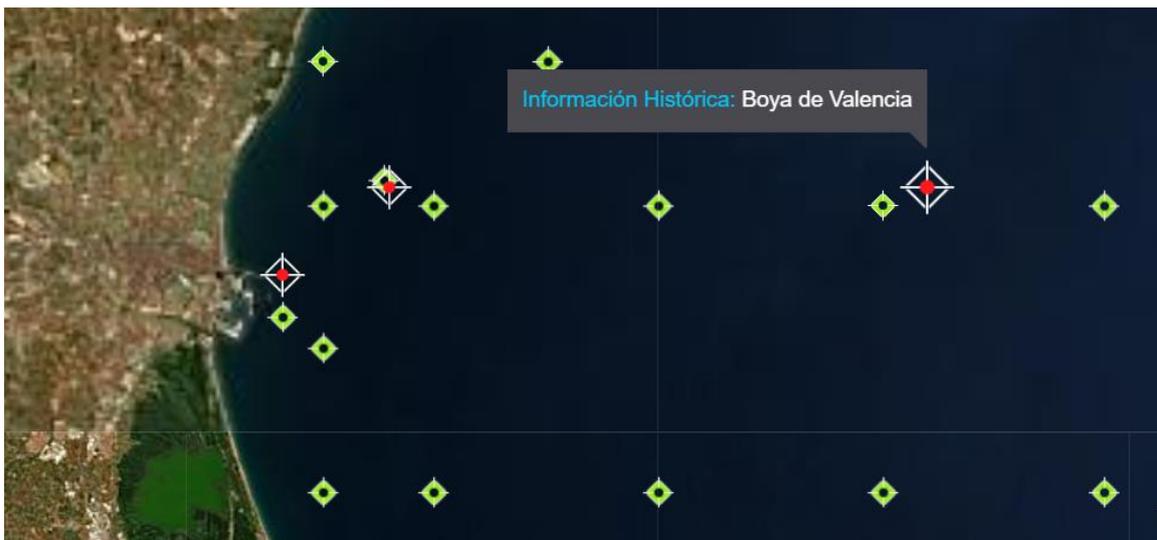


Figura 6.106. Emplazamiento de la boya de Valencia. Fuente: Puertos del Estado

6.3.1.1.- Régimen medio

Se puede definir como régimen medio de una serie temporal, al conjunto del estado del oleaje que más probablemente se pueda encontrar. Este está directamente relacionado con las condiciones medias de operatividad caracterizando el comportamiento probabilístico del régimen de oleaje. Suele representarse de manera gráfica mediante un histograma acumulado y viene definido por aquella franja de datos que hay en torno al máximo del histograma. La distribución elegida para describir el régimen medio de las series de oleaje es la *Weibull* cuya expresión es la siguiente, donde A es el parámetro de escala, que tiene que ser mayor que 0, B es el parámetro de centrado y C es el parámetro de forma con valores entre 0,5 y 3,5.

$$F_e(x) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{x - B}{A}\right)^C\right)$$

En los siguientes histogramas se muestran tanto el período pico[s], como la altura de ola significativa registrados en el punto SIMAR entre enero de 1958 y mayo del año 2017. Los datos son obtenidos de un modelo numérico, es decir, se trata de datos sintéticos que no proceden de mediciones de la naturaleza. Se muestra también a continuación, una tabla que relaciona el período pico con la altura de ola significativa.

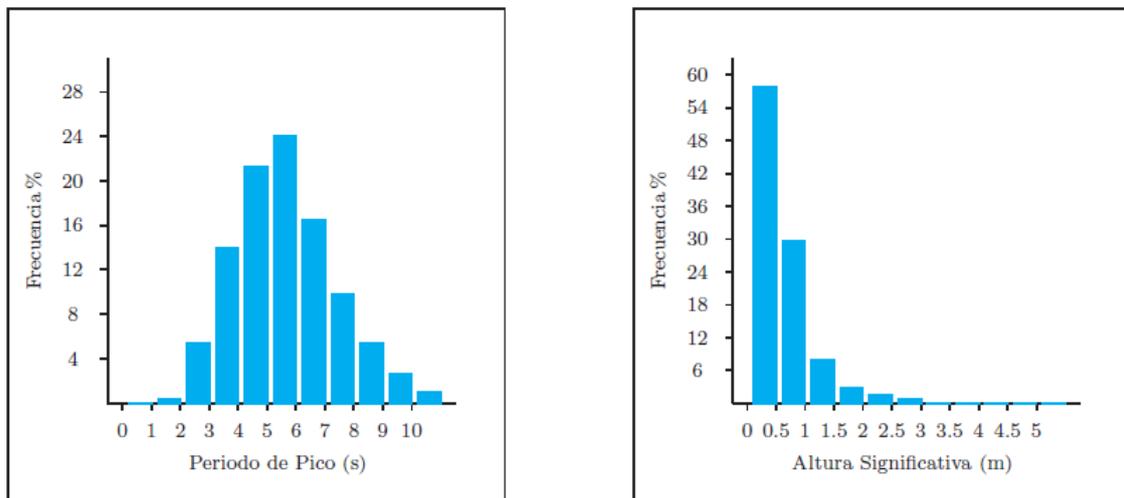


Figura 6.107. Distribución conjunta de período pico y altura de ola significativa del punto SIMAR.
Fuente: Puertos de Estado

Se puede observar que las alturas de ola más aparentes a lo largo del año, entre 1958 y 2017, oscilan entre 0 y 1,5m, mientras que los períodos de pico más probables van desde 4 a 7 segundos.

Hs (m)	Tp (s)											Total
	≤ 1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	> 10.0	
≤ 0.5	-	0.396	5.239	12.155	15.545	12.391	6.817	3.521	1.469	0.538	0.075	58.145
1.0	-	-	0.180	1.898	4.922	9.286	6.839	3.717	1.942	0.706	0.150	29.641
1.5	-	-	-	0.015	0.805	1.938	1.914	1.464	1.018	0.657	0.219	8.030
2.0	-	-	-	-	0.016	0.403	0.757	0.521	0.437	0.274	0.177	2.585
2.5	-	-	-	-	-	0.014	0.211	0.328	0.175	0.123	0.123	0.974
3.0	-	-	-	-	-	-	0.010	0.129	0.135	0.082	0.040	0.397
3.5	-	-	-	-	-	-	-	0.014	0.063	0.052	0.019	0.149
4.0	-	-	-	-	-	-	-	-	0.013	0.017	0.016	0.047
4.5	-	-	-	-	-	-	-	-	0.002	0.007	0.010	0.020
5.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.004	0.005
> 5.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.009	0.009
Total	-	0.396	5.419	14.068	21.288	24.033	16.547	9.695	5.254	2.457	0.843	100 %

Tabla 6.41. Período de Pico (Tp) - Altura Significativa (Hs) en %. Fuente: Puertos del Estado

También se quiere enseñar la relación entre la altura de ola significativa y de dónde procede. Se observa esta vez un porcentaje diferente para la altura de ola significativa al observado en la relación que tiene esta misma con el período pico. No obstante, el rango predominante de altura de ola se mantiene entre 0 y 1,5 m. Las direcciones predominantes de oleaje son entre NE, E y SE.

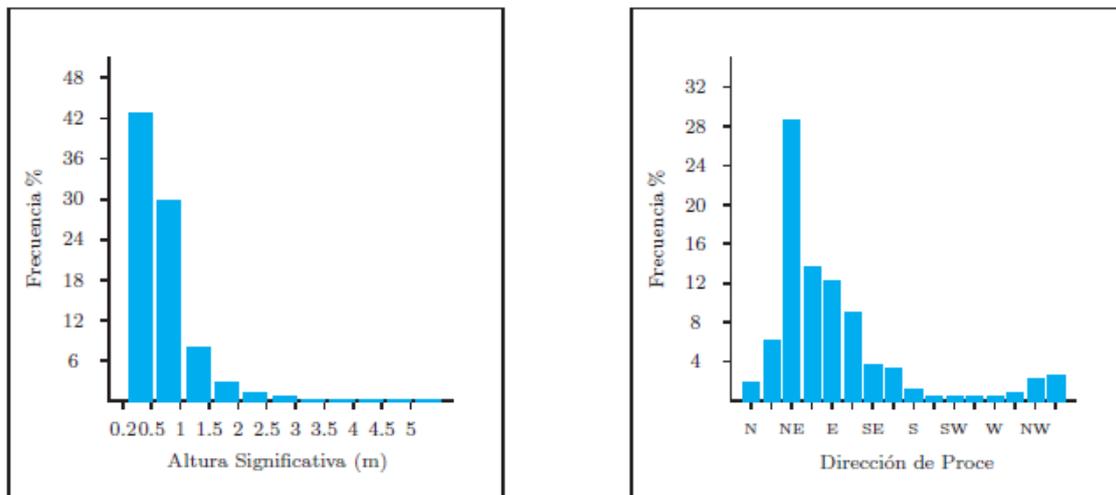


Figura 6.108. Distribución conjunta de la dirección del oleaje y altura de ola significativa del punto SIMAR. Fuente: Puertos del Estado

Dirección	Hs (m)											Total	
	≤ 0.2	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0		> 5.0
CALMAS	15.270											15.270	
N 0.0	1.187	.412	.092	.044	.020	.006	-	-	-	-	-	-	1.762
NNE 22.5	2.308	2.359	.881	.356	.092	.034	.016	.008	.002	-	.001	-	6.056
NE 45.0	8.206	12.278	5.025	1.739	.723	.314	.124	.039	.018	.004	.008	-	28.477
ENE 67.5	5.774	5.805	1.321	.350	.119	.038	.008	-	-	-	-	-	13.413
E 90.0	6.699	4.907	.443	.046	.013	.003	-	-	-	-	-	-	12.112
ESE 112.5	7.077	1.830	.035	.003	-	-	.001	-	-	-	-	-	8.947
SE 135.0	3.184	.422	.009	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.616
SSE 157.5	2.919	.353	.001	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.273
S 180.0	.978	.176	.006	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.160
SSW 202.5	.324	.024	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	.349
SW 225.0	.206	.013	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	.220
WSW 247.5	.169	.017	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	.186
W 270.0	.235	.034	.001	-	-	-	-	-	-	-	-	-	.270
WNW 292.5	.436	.141	.016	-	-	-	-	-	-	-	-	-	.594
NW 315.0	1.307	.510	.129	.021	.002	-	-	-	-	-	-	-	1.970
NNW 337.5	1.900	.334	.064	.022	.003	.001	-	-	-	-	-	-	2.325
Total	15.270	42.911	29.615	8.023	2.583	.973	.397	.149	.047	.020	.005	.009	100%

Tabla 6.42. Tabla Altura Significativa (Hs) - Dirección de Procedencia en %. Fuente: Puertos del Estado

En la rosa de los vientos anual se observa lo comentado, donde el viento de dirección noreste tiene un porcentaje de aparición casi del 30% alcanzando alturas de ola superiores en algunos casos a los 3 m. Esta es seguida por direcciones NNE y ENE con probabilidades de entorno al 9% cada una sin poder llegar a competir con la dominante.

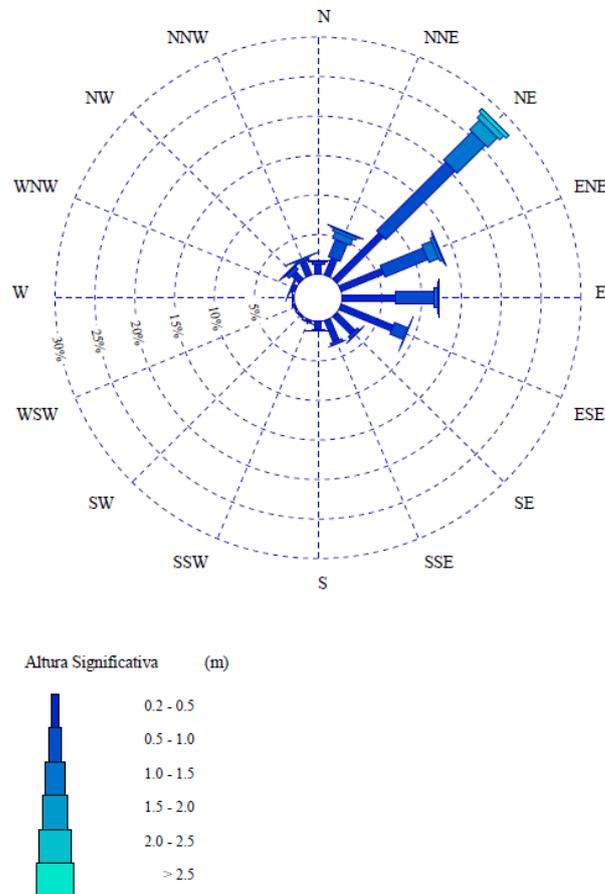


Figura 6.109. Rosa de los vientos anual. Fuente: Puertos del Estado

REGIMEN MEDIO DE ALTURA SIGNIFICATIVA

LUGAR : SIMAR 2086106
 SERIE : Ene. 1958 - May. 2017
 PERIODO : Anual

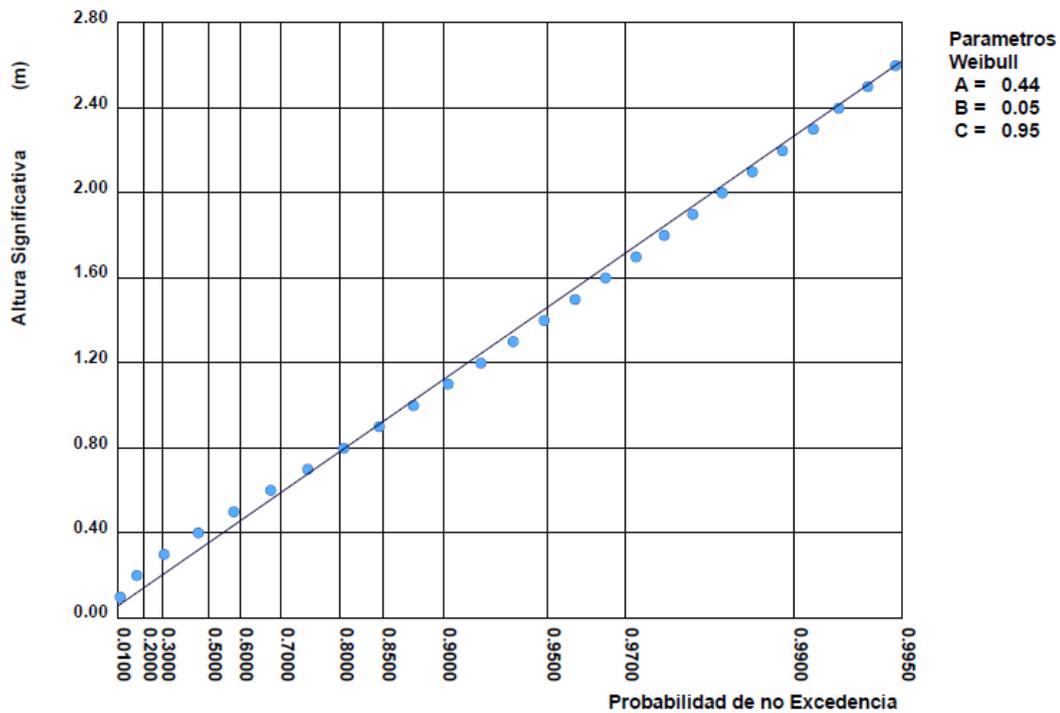


Figura 6.110. Régimen medio de Altura Significante anual - Probabilidad de no Excedencia. Fuente: Puertos del Estado

Considerando un período de retorno de cincuenta (50) años, lo que equivale a una probabilidad de no excedencia de 0,98, se tiene una altura de ola significativa en régimen medio de 2 m. El período pico equivalente será de 4,75 s para esta altura de ola.

$$T_p = 2,73 \cdot H_s^{0,8} = 2,73 \cdot 2^{0,8} = 4,75 \text{ segundos}$$

El régimen medio se debe usar por cuestiones de operatividad. Si en el trasdós del dique analizado posteriormente se encontrase directamente la dársena, habría que calcular la operatividad en función de la agitación producida por el rebase del dique. Pero como en este caso en el trasdós de la estructura está la bocana, no se requiere un cálculo de la operatividad en la dársena del puerto.

6.3.1.2.- Régimen extremal

El régimen extremal de oleaje es un modelo estadístico mediante el cual se puede obtener la probabilidad con la que se puede presentar un temporal de una cierta altura de ola. El oleaje en situación de temporal puede condicionar la seguridad y la operatividad de una instalación en la costa en situaciones donde la altura del oleaje alcanza una intensidad poco frecuente y una altura excesiva.

Como el dique analizado en este proyecto es parte de las obras de protección del puerto, realizar un análisis exhaustivo del régimen extremal es necesario, pues, aunque el

dique se haya construido ya y esté aún en el período de vida útil de la estructura, teniendo en cuenta el escenario de cambio climático que se va a analizar, es coherente prestarle la atención que requiere al régimen extremal. Una rotura del dique en caso extremo o constantes rebases en condiciones climáticas adversas serían muy nocivos para el puerto y su operatividad, pues este dique además forma parte de la bocana, con lo que es de los elementos más desprotegidos del puerto. Para ello se adjuntará la gráfica de la boya de Valencia que relaciona la altura significativa y el período de pico de esta.

Para garantizar un cierto nivel de seguridad en una obra expuesta a la acción del oleaje es necesario proyectarla de modo que esté acotada la probabilidad de que, durante un tiempo predeterminado, pueda fallar por excedencia de la Altura de Diseño. La especificación del grado de seguridad conduce a los siguientes conceptos:

- **Altura de Diseño:** Es la altura de ola mediante la que se diseñan las estructuras con el fin de que estas soporten las acciones de los temporales correspondientes.
- **Vida útil:** Período de tiempo durante el cual es necesario garantizar la permanencia en servicio de una instalación.
- **Probabilidad de excedencia:** Es la probabilidad de que al menos un temporal supere la Altura de Diseño dentro del tiempo de Vida Útil.

LUGAR : Valencia
 PARÁMETRO : Altura Significante SERIE ANALIZADA : Sep. 2005 - Nov. 2017
 PROFUNDIDAD : 230.0

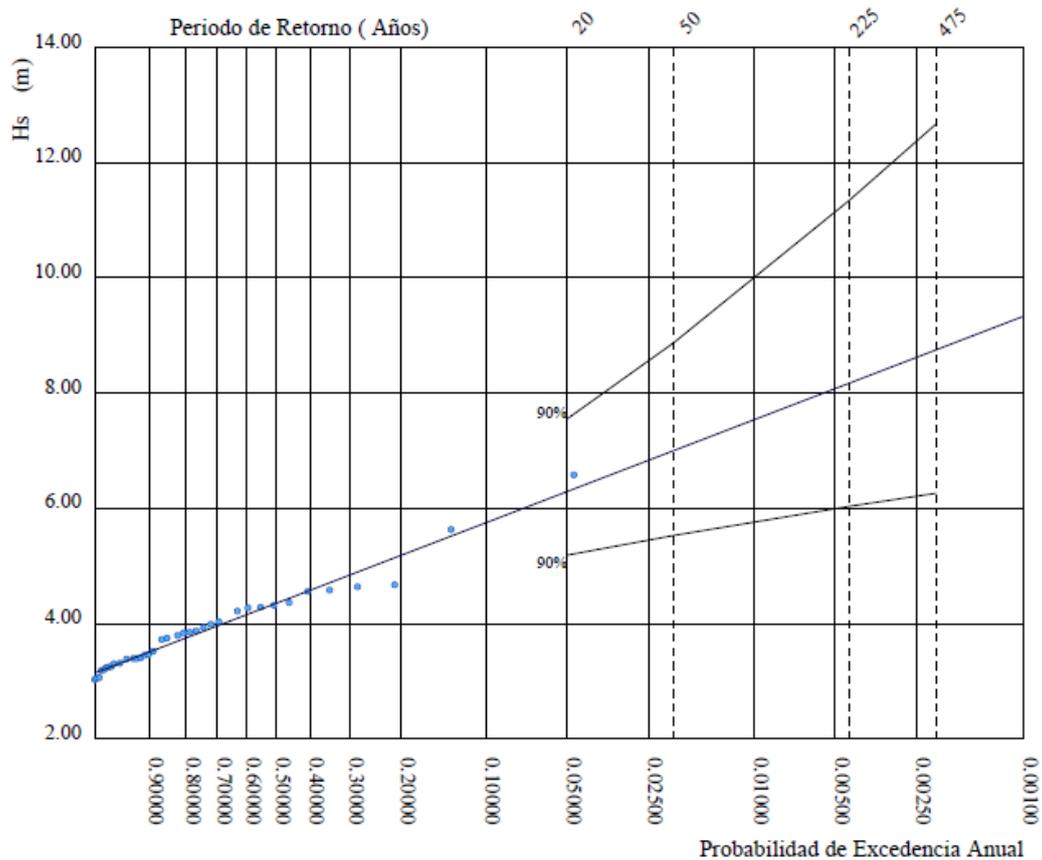


Figura 6.111. Régimen extremal de altura de ola significativa anual - probabilidad de no excedencia en la boya de Valencia. Fuente: Puertos del Estado

Para estimar la altura de ola significativa se debe conocer el período de retorno, pero para ello primeramente hay que calcular el IRE y el ISA.

El IRE, índice de repercusión económica, es decir, el coste en euros si se produjera un fallo estructural, depende de la vida útil de una estructura.

IRE	≤ 5	6 - 20	> 20
Vida útil [años]	15	25	50

Tabla 6.43. Vida útil mínima en la fase de proyecto servicio. Fuente: R.O.M 0.0

Para el caso del puerto de Denia, un puerto principalmente náutico-deportivo, pero que también es conocido por la cantidad de cruceros que amarran en él, la vida útil se estima en veinticinco (25) años, es decir, un IRE de entre 6 y 20, pues se trata de una obra con repercusión económica media. En el caso de hablar de un Puerto de Interés General sí que se clasificaría con una vida útil de cincuenta (50) años, pues se trataría de una obra con repercusión económica alta.

El ISA, índice de repercusión social y ambiental, proporciona la probabilidad de fallo a partir de la cual se estima el período de retorno de la estructura en cuestión. Este factor mide la repercusión social y ambiental de la obra.

ISA	< 5	5-19	20-29	≥ 30
P _{f,ELU}	0,2	0,1	0,01	0,0001

Tabla 6.44. Máxima probabilidad conjunta en la fase de servicio para los ELU. Fuente: R.O.M. 0.0

En este caso se estima que la obra tiene una repercusión social y ambiental baja, por lo que se está en un ISA entre 5 y 19, así que la probabilidad de fallo asociada es de 0,1.

Conociendo ambos factores se estima el período de retorno para el régimen extremal de la siguiente manera.

$$T_R = \frac{\text{Vida útil}}{\text{Probabilidad de fallo}} = \frac{20}{0,1} = 200 \text{ años}$$

Con este período de retorno de T = 200 años, es decir, con una probabilidad de excedencia de 0,005 se obtiene una altura de ola significativa de 8,05m, la cual corresponde con un período pico de 12,95s.

$$T_p = 3,48 \cdot H_s^{0,63} = 3,48 \cdot 8,05^{0,63} = 12,95 \text{ segundos}$$

En la siguiente imagen se muestra la rosa de los vientos de la boya de Valencia para la dirección de vientos predominante en los meses de mayor afección del oleaje. Se trata de los meses comprendidos entre septiembre y noviembre. Se observan tres direcciones predominantes prácticamente para estos meses, las cuales son noreste (NE), este (E) y sureste (SE). En dirección NE y E se tiene una probabilidad del 25%, mientras que en SE se establecen valores un poco menores al 25%.

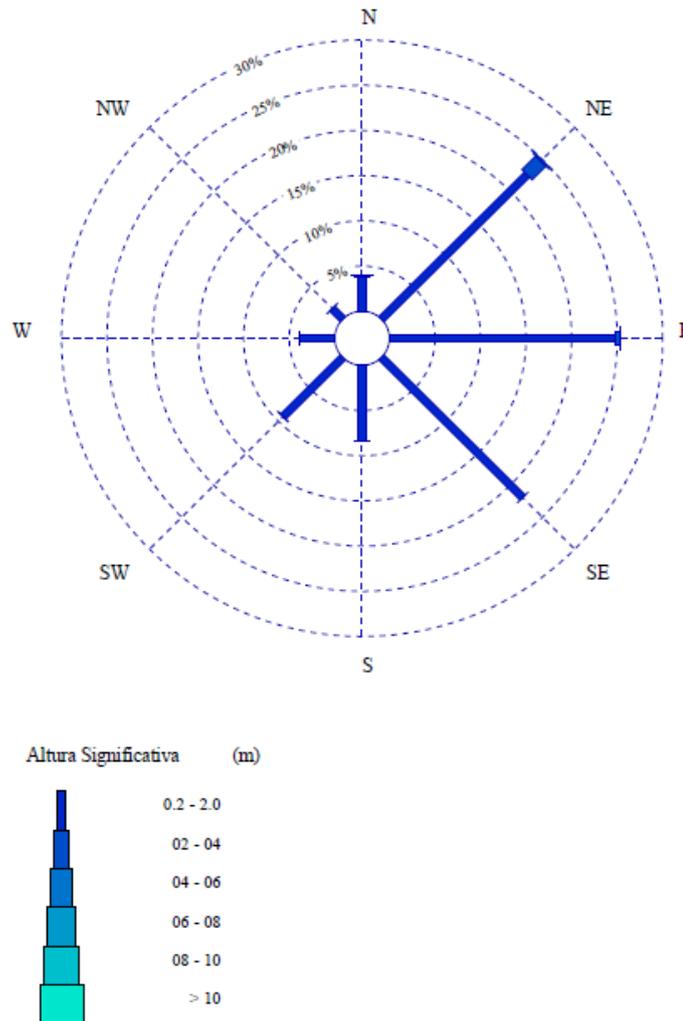


Figura 6.112. Rosa de los vientos para los meses de septiembre a noviembre. Fuente: Puertos del Estado

6.3.2.- Propagación del oleaje

Con el fin de conocer las características del oleaje a pie de dique se debe realizar la propagación de este desde la boya de Valencia en régimen extremal.

En primer lugar, se debe verificar que la boya se encuentre en aguas profundas, por lo que se ha de cumplir que la profundidad del emplazamiento de la boya partido por la distancia a la costa sea mayor que 0,5. Atendiendo a los datos proporcionados por la web de Puertos del Estado respecto a la boya de Valencia, está tiene una profundidad de 260m. La longitud de onda para la altura de ola de 8,05m, la correspondiente al período de retorno de 200 años, es de:

$$L = \frac{g * T^2}{2\pi} * \tanh\left(\frac{2\pi L}{d}\right) = \frac{9,81 * 12,95^2}{2\pi} * \tanh\left(\frac{2\pi * L}{260}\right)$$

Empleando el método “solver” se obtiene una longitud de onda de 261,83m. Una vez conocida esta se comprueba que la boya efectivamente está en aguas profundas.

$$\frac{h_{Boya Valencia}}{L} = \frac{260}{261,83} = 0,99 > 0,5$$

Como la condición de aguas profundas se cumple, se va a calcular la altura de ola significativa teniendo en cuenta un período de retorno a estudiar es de 200 años. Para ello se va a emplear, como anteriormente, el *diagrama "Régimen extremal de Altura Significante anual - Probabilidad de excedencia anual"*, obteniendo así una altura de ola H_s de 8,05m para una probabilidad de no excedencia del 99,5%. Una vez conocida esta H_s medida en la boya hay que obtener la H_s en la bocana del puerto de Denia, que se ha obtenido mediante el uso del servidor www.cress.nl. En este se ha entrado en el menú correspondiente para realizar los cálculos (Water movement; Wind waves and swell; Waves near the shore; Refraction, energy decay and longshore currents; Refraction parallel contourlines) apareciendo una ventana que solicita la introducción de los siguientes datos:

- Profundidad a pie de dique: Se consideran una profundidad de 7 m, pues es el caso más desfavorable, aunque el tramo de dique a esta profundidad sea el correspondiente al morro.
- Período: 12,95s
- Altura de ola: 8,05m
- Ángulo de incidencia: se van a tener en cuenta la dirección perpendicular al dique, que es la condición bajo la que se ha generado la fórmula. La dirección es noroeste y el ángulo es de 90° .

Se debe tener en cuenta que la altura de ola ha sido obtenida de la gráfica del régimen extremal escalar del oleaje, por lo que no es representativa para cada dirección de propagación de este, así que se debe multiplicar la altura de ola significativa obtenida por un factor corrector K_α , el cual se obtiene de la R.O.M. 03-91 de la siguiente tabla.

DIR	K_α
NE	1.00
ENE	0.95
E	0.90
ESE	0.90
SE	0.80
SSE	0.80
SW	0.80
S	0.75
SSW	0.75

Tabla 6.45. Valores de corrección del oleaje para Valencia y Alicante. Fuente: R.O.M. 03-91. Fuente: Elaboración propia

Parámetro	Valor
h Profundidad a pie de dique	7,00 m
T_p Período pico	12,95 s
H_s Altura de ola escalar en la boya de Valencia	8,05 m
Ángulo de incidencia	0°
K_α	1
H_s Altura de ola corregida en la boya de Valencia	8,05 m

Tabla 6.46. Corrección de la altura de ola. Fuente: Elaboración propia

A12.1 Refraction parallel contourlines [2.0] Coastal and River Engineering Support System

Parameters	Graphic	Help																																				
<table border="0"> <tr> <td colspan="2">Input</td> <td colspan="2">Output</td> </tr> <tr> <td><input type="radio"/> h</td> <td><input type="text" value="7,00"/> - + m</td> <td><input type="radio"/> K_r</td> <td><input type="text" value="1,00"/> - +</td> </tr> <tr> <td><input type="radio"/> T_m</td> <td><input type="text" value="12,95"/> - + s</td> <td><input type="radio"/> K_s</td> <td><input type="text" value="1,15"/> - +</td> </tr> <tr> <td><input type="radio"/> H_0</td> <td><input type="text" value="8,05"/> - + m</td> <td><input type="radio"/> U</td> <td><input type="text" value="293,96"/> - +</td> </tr> <tr> <td><input type="radio"/> θ_0</td> <td><input type="text" value="0,00"/> - + °</td> <td><input type="radio"/> L</td> <td><input type="text" value="104,26"/> - + m</td> </tr> <tr> <td><input checked="" type="radio"/> H</td> <td><input type="text" value="9,27"/> - + m</td> <td>Commentary</td> <td><input type="text" value="Lin. theory wrong"/></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Commentary</td> <td><input type="text" value="broken wave"/></td> </tr> <tr> <td colspan="2">Input</td> <td colspan="2">Output</td> </tr> <tr> <td><input type="radio"/> γ</td> <td><input type="text" value="0,00"/> - +</td> <td><input type="radio"/> L_{0p}</td> <td><input type="text" value="261,62"/> - + m</td> </tr> </table>			Input		Output		<input type="radio"/> h	<input type="text" value="7,00"/> - + m	<input type="radio"/> K_r	<input type="text" value="1,00"/> - +	<input type="radio"/> T_m	<input type="text" value="12,95"/> - + s	<input type="radio"/> K_s	<input type="text" value="1,15"/> - +	<input type="radio"/> H_0	<input type="text" value="8,05"/> - + m	<input type="radio"/> U	<input type="text" value="293,96"/> - +	<input type="radio"/> θ_0	<input type="text" value="0,00"/> - + °	<input type="radio"/> L	<input type="text" value="104,26"/> - + m	<input checked="" type="radio"/> H	<input type="text" value="9,27"/> - + m	Commentary	<input type="text" value="Lin. theory wrong"/>			Commentary	<input type="text" value="broken wave"/>	Input		Output		<input type="radio"/> γ	<input type="text" value="0,00"/> - +	<input type="radio"/> L_{0p}	<input type="text" value="261,62"/> - + m
Input		Output																																				
<input type="radio"/> h	<input type="text" value="7,00"/> - + m	<input type="radio"/> K_r	<input type="text" value="1,00"/> - +																																			
<input type="radio"/> T_m	<input type="text" value="12,95"/> - + s	<input type="radio"/> K_s	<input type="text" value="1,15"/> - +																																			
<input type="radio"/> H_0	<input type="text" value="8,05"/> - + m	<input type="radio"/> U	<input type="text" value="293,96"/> - +																																			
<input type="radio"/> θ_0	<input type="text" value="0,00"/> - + °	<input type="radio"/> L	<input type="text" value="104,26"/> - + m																																			
<input checked="" type="radio"/> H	<input type="text" value="9,27"/> - + m	Commentary	<input type="text" value="Lin. theory wrong"/>																																			
		Commentary	<input type="text" value="broken wave"/>																																			
Input		Output																																				
<input type="radio"/> γ	<input type="text" value="0,00"/> - +	<input type="radio"/> L_{0p}	<input type="text" value="261,62"/> - + m																																			
<table border="0"> <tr> <td><input type="button" value="Calculate"/></td> <td><input type="button" value="Save"/></td> <td><input type="button" value="Load"/></td> <td><input type="button" value="Graphic"/></td> <td><input type="button" value="Report"/></td> </tr> </table>				<input type="button" value="Calculate"/>	<input type="button" value="Save"/>	<input type="button" value="Load"/>	<input type="button" value="Graphic"/>	<input type="button" value="Report"/>																														
<input type="button" value="Calculate"/>	<input type="button" value="Save"/>	<input type="button" value="Load"/>	<input type="button" value="Graphic"/>	<input type="button" value="Report"/>																																		

Figura 6.113. Servidor cress. Fuente: cress.nl

En la imagen se muestra el ejemplo para el cálculo a una profundidad a pie de dique de 6 m. En la siguiente tabla se recogen los datos obtenidos.

h_{pdd}	Ángulo de incidencia	H_s corregida	H_s a pie de dique
7,00 m	0°	8,05 m	9,27 m

Tabla 6.47. H_s corregida. Fuente: Elaboración propia

Con estos datos se puede proceder a la comprobación del diseño actual del dique. Se debe tener en cuenta que debido a la batimetría presente en el emplazamiento de la obra es posible que ocurra una rotura del oleaje por fondo. Esto se comprobará más adelante cuando se compruebe la altura de ola significativa que alcanza al dique.

6.4.- Estimación de cargas

6.4.1.- Datos a considerar

En este apartado se estiman las cargas que sufre el dique bajo dos escenarios diferentes, pero ambos relacionados con el cambio climático. En el primero, se estiman las cargas que tendrán lugar en el año 2050, pues quedan aproximadamente treinta (30) años hasta entonces, lo que cuadraría con un período de gestión del puerto posible. El otro caso considerado es teniendo en cuenta las condiciones que habría en el año 2100, pues si las emisiones de CO₂, además de las de otros GEI, el escenario que podría ocurrir se podría clasificar perfectamente como de catástrofe. Observando la variación del nivel medio del mar comentada anteriormente, permaneciendo del lado de la seguridad se considera una variación para cada uno de los dos escenarios de la siguiente magnitud.

Año	Variación del nivel medio del mar
2050	0,15 m
2100	0,65 m

Tabla 6.48. Variación del nivel medio del mar considerada para los escenarios estudiados. Fuente: Visor C3E

Además de conocer este factor, se resumen los otros datos necesarios para realizar la estimación de cargas en lo que a rebase y fuerzas en el espaldón concierne, aplicando las formulaciones propuestas en el *Capítulo 4*.

Como se muestra en el apartado anterior, se ha calculado la propagación del oleaje para una profundidad a pie de dique de 6m. Para esta situación se debe determinar si se está en condiciones de rotura del oleaje o no. La rotura implica una altura de ola más reducida, pero con más energía, la cual afectaría sobre la estabilidad del manto, que no es objeto de estudio de este trabajo. Se considera que hay condiciones de rotura si la altura de ola significativa es mayor a 0,55 veces la profundidad a pie de dique.

$$\text{Condición de rotura: } H_s > 0,55h_{pdd}$$

h_{pdd} [m]	H_{m0} [m]	$h_{pdd,2050}$ [m]	$h_{pdd,2100}$ [m]	Rotura [m]	Comprobación rotura 2050	Rotura [m]	Comprobación rotura 2100
7,00	9,27	7,15	7,65	3,93	Rotura	4,21	Rotura

Tabla 6.49. Condición de rotura del oleaje. Fuente: Elaboración propia

Dado que hay rotura se tienen las siguientes características del oleaje para ambos escenarios. La longitud de onda en aguas profundas y el período pico se han calculado como se ha realizado previamente.

Parámetros del oleaje	2021	2050	2100
H_{m0} [m]	3,85	3,93	4,21
T_p [s]	8,14	8,25	8,60
h_{pdd} [m]	7,00	7,15	7,65
L_{Op} [m]	261,83	261,83	261,83

Tabla 6.50. Parámetros del oleaje para la estimación de cargas. Fuente: Elaboración propia

Además, también se presentan los parámetros geométricos relevantes que son: la altura de coronación del espaldón, la altura del espaldón, el ancho del espaldón, el ancho del dique en la coronación del manto de protección y el coeficiente de permeabilidad de los bloques de hormigón. El valor escogido para el coeficiente de permeabilidad es de 0,5. Se escoge como aproximación, pues no se han encontrado coeficiente de permeabilidad para dos (2) capas de bloques de hormigón.

Parámetros	2021	2050	2100
Variación NMM [m]	0,00	0,15	0,65
R _c [m]	6,20	6,05	5,55
c _h [m]	6,20	6,20	6,20
c _b [m]	3,85	3,85	3,85
G _c [m]	13,00	13,00	13,00
γ _f	0,50	0,50	0,50

Tabla 6.51. Parámetros correspondientes al dique estudiado. Fuente: Elaboración propia

6.4.2.- Clasificación y cuantificación del rebase

Por motivos de operatividad, atendiendo a lo estipulado en el Eurotop 2018, el caudal de rebase admisible para peatones es de 0,3 l/s, tal y como se muestra en la siguiente tabla. Si el caudal que rebasa la estructura es superior a aquel, las condiciones de operatividad para peatones no se cumplirán y será necesario rediseñar la estructura. Se considera como criterio de diseño la afectación a los peatones, porque además de suponer un caudal menor, con lo que se está del lado de la seguridad, en el emplazamiento, donde se ubica el tramo del dique no hay circulación de vehículos.

Hazard type and reason	Mean discharge q (l/s per m)	Max volume V _{max} (l per m)
People at structures with possible violent overtopping, mostly vertical structures	No access for any predicted overtopping	No access for any predicted overtopping
People at seawall / dike crest. Clear view of the sea. H _{m0} = 3 m H _{m0} = 2 m H _{m0} = 1 m H _{m0} < 0.5 m	0.3 1 10-20 No limit	600 600 600 No limit
Cars on seawall / dike crest, or railway close behind crest H _{m0} = 3 m H _{m0} = 2 m H _{m0} = 1 m	<5 10-20 <75	2000 2000 2000
Highways and roads, fast traffic	Close before debris in spray becomes dangerous	Close before debris in spray becomes dangerous

Tabla 6.52. Límites de caudal admisible para peatones y vehículos. Fuente: Eurotop (2018)

1.- Formulación para la clasificación del dique:

$$\frac{R_c}{H_{m0,Pdd}} + \frac{3,7G_c}{H_{m0,Pdd}} \leq 19,5$$

Si el valor obtenido es menor a 19,5 se tratará de un dique rebasable. En caso contrario de uno no rebasable en las condiciones estudiadas.

Las relaciones adimensionales que se tienen se resumen en la siguiente tabla. Se comprueba que los valores obtenidos para este caso están dentro del rango de valores que se ha estudiado para crear la formulación. Este proceso se debe realizar en todos los casos, pero como los valores de las variables se mantienen igual para todas las fórmulas, sólo se comprueba aquí.

Parámetros	2021	2050	2100
R_c/H_{m0}	1,61	1,54	1,32
G_c/H_{m0}	3,38	3,31	3,09

Tabla 6.53. Relaciones adimensionales para la estimación de rebase. Fuente: Elaboración propia

Intervalo de valores
$0,73 \leq R_c/H_{m0} \leq 2,4$
$2,38 \leq G_c/H_{m0} \leq 7,7$
$0,024 \leq h/L_{op} \leq 0,047$

Tabla 6.54. Rango de valores de variables adimensionales para el rebase. Fuente: Elaboración propia

Aplicando la fórmula se obtiene para el escenario actual un valor de 14,10, para el del año 2050 un valor de 13,77 y para el de 2100 un valor de 12,75, lo que supone que en todos los casos se clasifica al dique como rebasable y, por lo tanto, se debe estudiar el rebase que este sufre, para ver si condiciona la operatividad de peatones.

2.- Formulación para la cuantificación del caudal:

$$Q = \exp \left(\frac{-2,4R_c}{H_{m0,Pdd}} - \frac{G_c}{H_{m0,Pdd}} + \frac{55h_{Pdd}}{L_{OP}} - 1 \right)$$

En esta formulación aparece también la fracción de la profundidad a pie de dique entre la longitud de onda en aguas profundas. Para los tres escenarios se obtiene un valor de 0,03, el cual está en el rango de valores estudiados. Se estiman los siguientes caudales de rebase aplicando la formulación propia elaborada en este trabajo. Se observa que todos son menores al caudal de rebase admisible, $3E-04 \text{ m}^3/\text{s}$, por lo que, para todos los casos, aunque haya rebase, este no es significativo.

Parámetros	2021	2050	2100
$\ln Q$	-9,71	-9,50	-8,86
Q	6,06E-05	7,49E-05	1,42E-04
Admisible	Si	Si	Si

Tabla 6.55. Caudal de rebase para los diferentes escenarios. Fuente: Elaboración propia

6.4.3.- Estabilidad del espaldón

En la comprobación de la estabilidad del espaldón se comprueba tanto el deslizamiento como el vuelco del mismo. Se considera que el espaldón ni desliza ni vuelca si se cumplen las siguientes relaciones.

$$F_{\text{Deslizamiento}} < \frac{F_{\text{Estabilizadoras}}}{F_{\text{Desestabilizadoras}}}$$

$$F_{Vuelco} < \frac{M_{Estabilizadoras}}{M_{Desestabilizadoras}}$$

Como acción estabilizadora se tiene el peso del espaldón, mientras que las fuerzas y momentos debidos al oleaje son acciones desestabilizadoras.

El factor de seguridad F en ambos casos, para las combinaciones fundamental o característica y accidental, que son las que se estudian, valen según la R.O.M. 0.5-05 lo mismo, por lo que se resumen en una única tabla.

Tipo de combinación	Fundamental	Accidental
Coefficiente de seguridad F	1,30	1,10

Tabla 6.56. Coeficientes de seguridad para deslizamiento y vuelco. Fuente: R.O.M.0.5-05

Para realizar la correcta comprobación se deben considerar los coeficientes de ponderación y los de compatibilidad.

Carga	Tipo	EQU
Carga permanente	Desfavorable	1,1
	Favorable	0,9
Carga variable	Desfavorable	1,5
	Favorable	0

Tabla 6.57. Coeficientes de ponderación. Fuente: R.O.M. 0.5-05

Tipo de combinación	Fundamental	Frecuente
Origen	ψ_0	ψ_1
Gravitatorio	1,00	1,00
Medio físico	1,00	0,30
Terreno	1,00	1,00
Uso y explotación	1,00	0,60
del Material	1,00	1,00
Construcción	1,00	1,00

Tabla 6.58. Coeficientes de compatibilidad. Fuente: R.O.M. 0.5-05

Conociendo todos estos coeficientes se puede realizar en cada caso la combinación de acciones correspondiente. Se presentan las ecuaciones para la combinación característica y para la accidental. Más adelante no se realizan los cálculos de cada acción, sino que se presentarán estas ya ponderadas.

- Combinación característica

$$\gamma_G \cdot G + \gamma_{Q,f} \cdot Q_1 + \sum \psi_{0,i} \cdot \gamma_{q,i} \cdot Q_i; \text{ con } i \text{ entre } 2 \text{ y } n$$

- Combinación accidental

$$G + A + \psi_1 \cdot Q_1 + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_i; \text{ con } i \text{ entre } 2 \text{ y } n$$

Otro aspecto que se debe considerar es el peso del espaldón. Se trata de un espaldón de hormigón ciclópeo construido in situ, por lo que el coeficiente de rozamiento con la escollera del núcleo es de $\mu=0,84$ según la R.O.M. 0.5-05. El espaldón actual tiene las siguientes características.

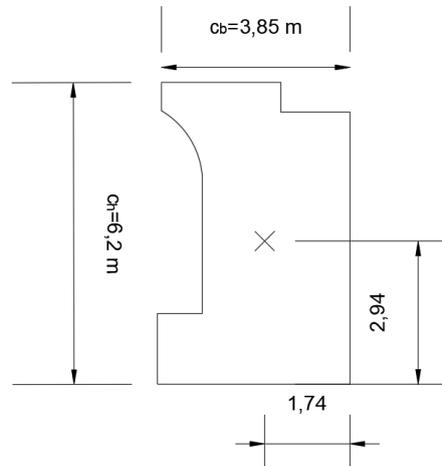


Figura 6.114. Esquema acotado del espaldón. Fuente: Elaboración propia

Características del espaldón	
$A_{\text{espaldón}} [\text{m}^2]$	20,05
$\gamma_h [\text{kN/m}^3]$	23,00
$x_{\text{cdg}} [\text{m}]$	1,74
$y_{\text{cdg}} [\text{m}]$	2,94
$W_{\text{espaldón}} [\text{kN/m}]$	461,15

Tabla 6.59. Características del espaldón. Fuente: Elaboración propia

6.4.3.1.- Cálculo de cargas

Para la estimación de cargas se han empleado las formulaciones propuestas en el *Capítulo 4*. Estas se resumen brevemente y más adelante se proporcionan los resultados de ellas. Hay que destacar que en este apartado aún no se ponderan las cargas, sino que esto se realizará cuando se compruebe la estabilidad.

En este caso se presentan una única vez también los intervalos de valores, donde se pueden aplicar las formulaciones.

Intervalo de valores
$1,52 \leq R_c / (\gamma_f H_{m0, Pdd}) \leq 4,99$
$2,38 \leq G_c / H_{m0} \leq 7,70$

Tabla 6.60. Rango de valores de variables adimensionales para las fuerzas. Fuente: Elaboración propia

- Fuerza horizontal máxima adimensionalizada:

$$\frac{F_{h0,1\%}}{0,5\rho g c_h^2} = \frac{17}{\frac{R_c}{(\gamma_f H_{m0,Pdd})^4}} + \frac{28}{\exp\left(\frac{G_c}{H_{m0,Pdd}}\right)} + 0,4$$

Parámetros	2021	2050	2100
$R_c/(\gamma_f H_{m0,Pdd})$	3,22	3,15	2,64
G_c/H_{m0}	3,38	3,31	3,09
$F_{h0,1\%}/(0,5\rho g c_h^2)$	1,51	1,60	2,03
ρ [kg/m ³]	1025,00	1025,00	1025,00
g [m ² /s]	9,81	9,81	9,81
c_h [m]	6,20	6,20	6,20
c_b [m]	3,85	3,85	3,85
$F_{h0,1\%}$ [kN/m]	292,70	308,97	391,43

Tabla 6.61. Cálculo de fuerza horizontal máxima en el espaldón. Fuente: Elaboración propia

- Subpresión máxima adimensionalizada:

Se debe recurrir a la subpresión en este caso para poder estimar la fuerza vertical máxima, pues la formulación que se obtuvo solo es válida, siendo estrictos, para un espaldón con tacón. El espaldón de esta sección de dique no presenta tacón, por lo que se asume una ley de subpresiones triangular de la siguiente manera, con lo que la fuerza vertical máxima se calculará de la siguiente manera.

$$\frac{F_{v0,1\%}}{0,5\rho g c_h c_b} = \frac{1}{2} \cdot c_b \cdot \frac{P_{b0,1\%}}{0,5\rho g c_h}$$

$$\frac{P_{b0,1\%}}{0,5\rho g c_h} = \frac{0,075}{\frac{R_c}{(\gamma_f H_{m0,Pdd})^{0,1}}} + \frac{0,1}{\left(\frac{G_c}{H_{m0,Pdd}}\right)^2} - 0,065$$

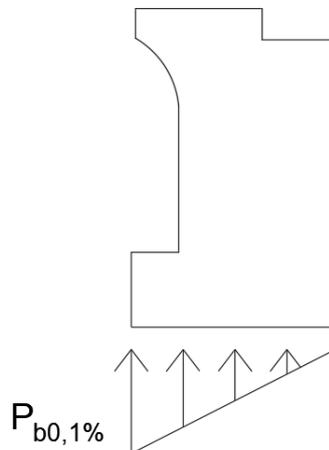


Figura 6.115. Esquema de distribución de presiones en la base del espaldón. Fuente: Elaboración propia

Parámetros	2021	2050	2100
$R_c/(\gamma_f H_{m0,Pdd})$	3,22	3,15	2,64
G_c/H_{m0}	3,38	3,31	3,09
$P_{b0,1\%}/(0,5\rho g c_h)$	0,01	0,01	0,01
ρ [kg/m ³]	1025,00	1025,00	1025,00
g [m ² /s]	9,81	9,81	9,81
c_h [m]	6,20	6,20	6,20
c_b [m]	3,85	3,85	3,85
$P_{b0,1\%}$ [kN/m ²]	0,33	0,34	0,42
$F_{v0,1\%}$ [kN/m]	0,63	0,66	0,81

Tabla 6.62. Cálculo de fuerza vertical máxima en el espaldón. Fuente: Elaboración propia

- Momento de fuerzas horizontales máximo adimensionalizado:

$$\frac{M_{h0,1\%}}{0,5\rho g c_h^3} = \frac{9}{\frac{R_c}{(\gamma_f H_{m0,Pdd})^6}} + \frac{2,6}{\left(\frac{G_c}{H_{m0,Pdd}}\right)^{0,8}} - 0,5$$

Parámetros	2021	2050	2100
$R_c/(\gamma_f H_{m0,Pdd})$	3,22	3,15	2,64
G_c/H_{m0}	3,38	3,31	3,09
$M_{h0,1\%}/(0,5\rho g c_h^3)$	0,49	0,51	0,58
ρ [kg/m ³]	1025,00	1025,00	1025,00
g [m ² /s]	9,81	9,81	9,81
c_h [m]	6,20	6,20	6,20
c_b [m]	3,85	3,85	3,85
$M_{h0,1\%}$ [kNm/m]	587,41	608,85	696,38

Tabla 6.63. Cálculo del momento de fuerzas horizontales máximo en el espaldón. Fuente: Elaboración propia

- Momento de fuerzas verticales máximo:

Como en la elaboración de la formulación del momento de fuerzas verticales máximos se ha obtenido un resultado muy poco satisfactorio, este se aproxima de la siguiente manera.

$$M_{v0,1\%} = \frac{2}{3} \cdot F_{h0,1\%} \cdot c_b$$

Parámetros	2021	2050	2100
$M_{v0,1\%}$ [kNm/m]	1,62	1,23	1,61

Tabla 6.64. Cálculo del momento de fuerzas verticales máximo en el espaldón. Fuente: Elaboración propia

A continuación, se procede a la ponderación de estas. En las siguientes tablas se resumen los valores de las cargas ponderados.

Dado que el peso del espaldón no va a variar se estima primeramente este, así como el momento que tiene. Para obtener el momento se ha multiplicado el peso del mismo por la distancia en el eje x al centro de gravedad de la sección.

$W_{\text{espaldón}}$ [kN/m]	461,15	$M_{W_{\text{espaldón}}}$ [kNm/m]	802,40
$W_{\text{espaldón}}^*$ característica [kN/m]	415,04	$M_{W_{\text{espaldón}}^*}$ característica [kNm/m]	722,16
$W_{\text{espaldón}}^*$ accidental [kN/m]	461,15	$M_{W_{\text{espaldón}}^*}$ accidental [kNm/m]	802,40

Tabla 6.65. Peso y momento del peso propio del espaldón. Fuente: Elaboración propia

Combinación	Año	$F_{h0,1\%}$ [kN/m]	$P_{b0,1\%}$ [kN/m ²]	$F_{v0,1\%}$ [kN/m]	$M_{h0,1\%}$ [kNm/m]	$M_{v0,1\%}$ [kNm/m]
No ponderada	2021	292,70	0,33	0,63	587,41	1,62
	2050	308,97	0,34	0,66	608,85	1,70
	2100	391,43	0,42	0,81	696,38	2,09
Característica	2021	321,97	0,36	0,69	646,15	1,78
	2050	339,87	0,38	0,73	669,74	1,87
	2100	430,57	0,46	0,89	766,02	2,29
Accidental	2021	87,81	0,07	0,13	176,22	0,32
	2050	92,69	0,07	0,13	182,66	0,34
	2100	117,43	0,08	0,16	208,91	0,42

Tabla 6.66. Fuerzas ponderadas. Fuente: Elaboración propia

Considerando estas cargas se tienen los siguientes valores con el fin de saber si el espaldón es estable o no.

Combinación	Característica			Accidental		
	Año	2021	2050	2100	2021	2050
Deslizamiento	1,19	1,13	0,89	1,20	1,14	0,90
Comprobación	Desliza	Desliza	Desliza	Desliza	No desliza	Desliza

Tabla 6.67. Comprobación de deslizamiento del espaldón. Fuente: Elaboración propia

Combinación	Característica			Accidental		
	Año	2021	2050	2100	2021	2050
Vuelco	1,11	1,08	0,94	6,81	6,57	5,74
Comprobación	Vuelca	Vuelca	Vuelca	No vuelca	No vuelca	No vuelca

Tabla 6.68. Comprobación de vuelco del espaldón. Fuente: Elaboración propia

Observando los resultados se extraen las siguientes conclusiones.

Se tiene en la situación y en los escenarios futuros un dique que es rebasable, pero que el caudal que lo rebasa no afecta a la operatividad, por lo que este rebase es tolerable. En cuanto a las fuerzas, el espaldón no está bien dimensionado para ningún caso de deslizamiento, mientras que, en el vuelco, en la combinación característica, también se concluye que el espaldón volcará a pesar de que para la accidental no parece que haya ningún

fallo en el vuelco. Por lo tanto, de cara a un escenario futuro, donde se puede tener una afección debida al cambio climático es necesario rediseñar la estructura.

También se quiere comprobar si las piezas del manto de protección están correctamente dimensionadas mediante la fórmula de Hudson. Los valores se resumen en la siguiente tabla. El coeficiente de estabilidad de los bloques de hormigón no se ha encontrado, por lo que a modo de simplificación se escoge el de los cubos de hormigón, como se ha realizado previamente con el coeficiente de permeabilidad. Esta fórmula no es la adecuada para diques con cuenco amortiguador, pero a modo de aproximación se considera como válida, pues no tiene una para calcular piezas en secciones con cuenco.

$$W = \frac{1}{K_D} \frac{H_d^3}{\left(\frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1\right)^3} \cot \alpha$$

- Altura de ola incidente sobre la protección H_d
- Talud de la protección $\cot \alpha$
- Material de la protección γ , por lo tanto, su peso propio γ_r
- Peso propio del agua marina γ_w
- Coeficiente de estabilidad de la pieza KD

Año	h [m]	H _s [m]	H _d [m]	Talud	α [rad]	γ _r [t/m ³]	γ _w [t/m ³]	KD	W [t]	D _n [m]
Actual	7,00	9,27	3,85	1,5	0,59	2,3	1,029	6	7,74	1,5
2050	7,15	9,27	3,9325	1,5	0,59	2,300	1,029	6	8,25	1,53
2100	7,65	9,27	4,2075	1,5	0,59	2,30	1,029	6	10,10	1,64

Tabla 6.69. Dimensionamiento de las piezas del manto de protección. Fuente: Elaboración propia

Se observa que la pieza que se requeriría en el peor de los casos debería tener un peso de 7,74 toneladas, mientras que las que hay colocadas tienen uno de 25 toneladas, por lo que el manto está bien dimensionado.

En conclusión, atendiendo a los resultados obtenidos para los escenarios 2050 y 2100 queda más que justificado que se necesita adaptar el dique a las condiciones futuras de cambio climático, por lo que se procede a proponer una alternativa de construcción para el dique con el fin de que cumpla con los criterios de rebase, de estabilidad del espaldón y del manto de protección.

6.5.- Adaptación de la sección del dique al cambio climático

6.5.1.- Introducción

Como se ha introducido previamente en este capítulo, el cambio climático va a tener en los años venideros una considerable influencia sobre las condiciones de contorno a las que están expuestas las infraestructuras. Concretamente en el caso de puertos, y más en el caso de obras de abrigo, debido al aumento del nivel medio del mar, los diques ya construidos pueden

verse infradimensionados afectando a la operatividad del puerto, lo cual conlleva a consecuencias muy negativas en el ámbito social, político y económico del pueblo, ciudad o incluso país que se vea afectado.

La solución frente a este problema es adelantarse. Mediante una serie de estudios llevados a cabo por equipos expertos se prevé cómo puede aumentar el nivel del mar en los próximos años con el fin de poder redimensionar las estructuras existentes y realizar buenos diseños de las estructuras de nueva construcción. En este trabajo se trata con un dique en talud con cuenco amortiguador ya construido, por lo que se plantea una solución para combatir de manera satisfactoria los escenarios futuros a los que se vea sometida la obra.

6.5.2.- Propuestas de alternativas

A continuación, se proponen tres alternativas con el fin de adaptar la sección del dique al cambio climático. Con todas las alternativas desarrolladas se procede a realizar un análisis multicriterio valorando las diferentes alternativas propuestas según condicionantes ambientales, estéticos, técnicos, funcionales y económicos. Se presenta al final del estudio el valor que posee cada alternativa y la que tenga el mayor será la elegida y desarrollada. Cabe destacar que el presente no es un estudio de soluciones, por lo que las descripciones no van a ser realizadas en gran detalle.

6.5.2.1.- Alternativa 1

La alternativa 1 se basa en la modificación de la altura del espaldón aumentando su altura. Cabe pensar que, si la única variación entre la situación actual y un escenario futuro es el aumento medio del nivel del mar, lo que supone una reducción del francobordo del dique, si se aumenta la cota de coronación del espaldón se solventaría el problema. Esta solución parece coherente, pero se debe tener en cuenta que el rango de valores para los que se ha obtenido la formulación es finito, por lo que cualquier tipo de aumento de la altura del espaldón debe quedar dentro de los márgenes estudiados.

Además, en el análisis de datos se ha observado que la cota de coronación del francobordo es la variable más significativa en lo que a rebase y fuerzas en el espaldón concierne. Aumentando esta se tendría un mayor peso del espaldón, lo que supone un incremento tanto de las fuerzas como de los momentos estabilizadores, así que tanto el vuelco como el deslizamiento se verían combatidos positivamente.

Las consecuencias de aumentar la cota de coronación del espaldón pueden parecer a priori negativas, pues el fin de los diques con cuenco amortiguador es precisamente reducir la cota de los diques para mitigar el impacto visual, pero en este caso, dado que el dique en cuestión se encuentra en la bocana el impacto visual que el aumento de este puede tener sobre los usuarios del puerto es escaso.

Atendiendo a las limitaciones del rango de valores estudiados, se puede aumentar la cota del espaldón hasta 1,25m. Aún en este suceso no se cumplen con las condiciones de estabilidad del mismo. En las siguientes tablas se muestran los resultados obtenidos.

Combinación	Característica		Accidental	
	2050	2100	2050	2100
Año	2050	2100	2050	2100
Deslizamiento	0,97	0,81	0,98	0,81
Comprobación	Desliza	Desliza	Desliza	Desliza

Tabla 6.70. Comprobación de deslizamiento del espaldón para la alternativa 1. Fuente: Elaboración propia

Combinación	Característica		Accidental	
	2050	2100	2050	2100
Año	2050	2100	2050	2100
Vuelco	0,73	0,66	4,48	4,00
Comprobación	Vuelca	Vuelca	No vuelca	No vuelca

Tabla 6.71. Comprobación de vuelco del espaldón para la alternativa 1. Fuente: Elaboración propia

Además, comparando los resultados que se obtienen en este caso del aumento de la cota de coronación del espaldón, se obtienen peores resultados que con el estado actual de la estructura. Esto da a entender que, en caso de querer realizar una variación en la cota de coronación del espaldón, esta debería reducirse. Físicamente parece que esta solución carece de tiene sentido, pero como la altura del espaldón influye en las fuerzas, al aumentar la cota de coronación se aumenta más el área donde se aplican las fuerzas que el peso de la propia estructura. Por lo tanto, esta modificación no es viable. Se podría optar por reducir la cota de coronación del espaldón, pero esta cumpliría con los requisitos de estabilidad si se redujese tanto que el rebase se convierte antes en inadmisibles, así que actuar sólo sobre este parámetro no es una opción.

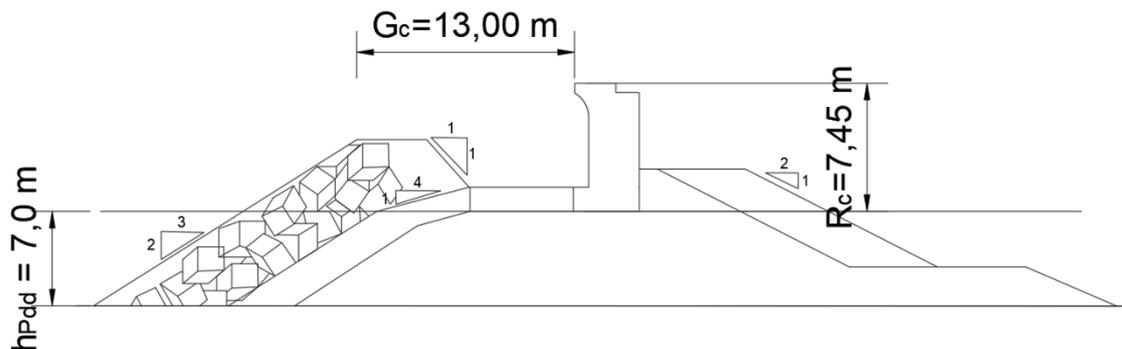


Figura 6.116. Esquema de situación en la alternativa 1. Fuente: Elaboración propia

6.5.2.2.- Alternativa 2

La alternativa 2 se basa en aumentar el ancho de coronación del manto principal (G_c). El aumento del ancho se consigue retranqueando el espaldón. Para esta actuación se debe tener en cuenta tanto el rango de valores de G_c que ha sido estudiado como que el dique en su intradós es finito, por lo que económicamente no saldría rentable tener que realizar una ampliación del dique para retranquear el espaldón. El máximo ancho de dique que se podría dar es de 8m según el rango de valores estudiado. Realizando solo la actuación de retranqueo, sin modificar el espaldón, para que el dique fuera estable, se debería realizar un retranqueo de 3,1m por lo menos. Con este retranqueo se perdería una sección del manto de protección del

intradós del dique, pero quedaría como justificado. Se obtienen los siguientes valores para verificar la estabilidad del espaldón. Esta opción se podría considerar como válida.

Combinación	Característica		Accidental	
Año	2050	2100	2050	2100
Deslizamiento	1,70	1,32	1,72	1,20
Comprobación	No desliza	No desliza	No desliza	No desliza

Tabla 6.72. Comprobación de deslizamiento del espaldón para la alternativa 2. Fuente: Elaboración propia

Combinación	Característica		Accidental	
Año	2050	2100	2050	2100
Vuelco	1,55	1,32	9,47	8,04
Comprobación	No vuelca	No vuelca	No vuelca	No vuelca

Tabla 6.73. Comprobación de vuelco del espaldón para la alternativa 2. Fuente: Elaboración propia

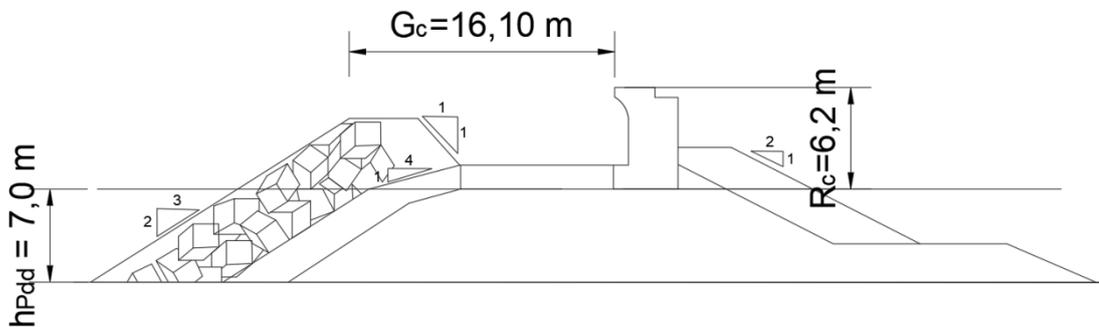


Figura 6.117. Esquema de situación en la alternativa 2. Fuente: Elaboración propia

6.5.2.3.- Alternativa 3

En la alternativa 3, con el fin de no realizar un retranqueo tan grande y perder tanto volumen del manto de protección del intradós del dique, se plantea realizar un retranqueo de 1,3 m y actuar sobre el espaldón. El espaldón actual presenta un botaolas. La actuación a realizar sería crear un espaldón con paramento vertical sin botaolas. De esta manera se ganaría peso y no se debería modificar la altura del mismo. El área del espaldón pasaría de ser de 20,80m² en sección transversal a ser de 24,55m².

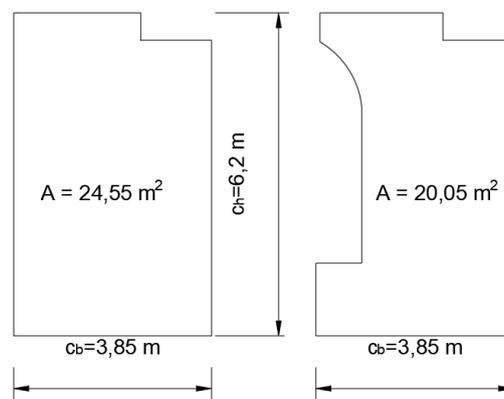


Figura 6.118. Esquema de comparación de la solución de modificación del espaldón. Fuente: Elaboración propia

Combinación	Característica		Accidental	
	2050	2100	2050	2100
Año	2050	2100	2050	2100
Deslizamiento	1,66	1,31	1,68	1,32
Comprobación	No desliza	No desliza	No desliza	No desliza

Figura 6.119. Comprobación de deslizamiento del espaldón para la alternativa 3. Fuente: Elaboración propia

Combinación	Característica		Accidental	
	2050	2100	2050	2100
Año	2050	2100	2050	2100
Vuelco	1,76	1,53	10,77	9,33
Comprobación	No vuelca	No vuelca	No vuelca	No vuelca

Figura 6.120. Comprobación de vuelco del espaldón para la alternativa 3. Fuente: Elaboración propia

En comparación con la alternativa 2, esta proporciona mejores resultados frente al vuelco, pero peores frente al deslizamiento. Esto es un criterio que se tendrá en consideración en la comparativa de alternativas posterior, pero no va a ser el único.

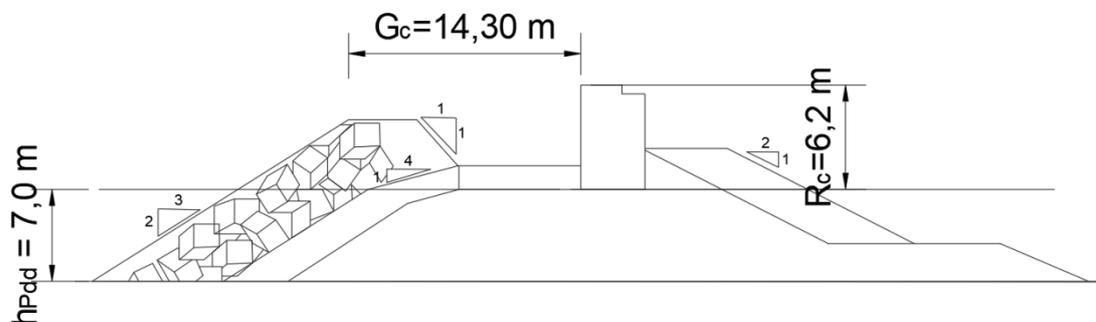


Figura 6.121. Esquema de situación en la alternativa 3. Fuente: Elaboración propia

6.5.2.4.- Criterio evaluados para la elección de la alternativa

Observando las diferentes alternativas propuestas, queda claro que la alternativa 1 es inviable, por lo que esta se descarta desde un inicio. En cuanto a las alternativas 2 y 3, se debe realizar un análisis de ambas opciones teniendo en cuenta criterios ambientales, estéticos, técnicos, funcionales y económicos. En ambas alternativas se debe realizar la demolición y reconstrucción del espaldón por completo para llevar a cabo el retranqueo, por lo que estas unidades de obra no se contemplan en la evolución de criterios, ya que son imprescindibles para ambas opciones.

- Condicionantes ambientales:

Los puertos generan un impacto ambiental considerable en el ámbito marino afectando a la flora, a la fauna y a la dinámica litoral. La obra que se va a ejecutar es una remodelación de un tramo de un dique localizado en la bocana sin ampliar su sección constructiva, por lo que no se va a ocupar más espacio del ya construido, así que no se interfiere en espacios marinos vírgenes. No obstante, al necesitar el uso de maquinaria para llevar a cabo la obra, los niveles de emisiones contaminantes de todo tipo (acústicas, pulverígenas, gaseosas, líquidas, etc.) aumentarán, por lo que se deberá tener cuidado,

especialmente con las zonas protegidas y los parques naturales existentes en las cercanías del puerto como son el Parque Natural del Montgó, la zona de les Rotes o el LIC de la Marina Alta.

- Condicionantes estéticos:

Los condicionantes estéticos están ligados, sobre todo, al impacto visual que va a causar la obra ejecutada con el entorno en el que se localiza. Dada la localización del dique, encontrado en la bocana, y la actuación que se va a llevar a cabo, modificar el ancho del dique o aumentar la cota de coronación del espaldón, el impacto visual va a resultar escaso en ambas actuaciones, por no mencionar que, al tratarse de un muelle de la bocana, el acceso para viandantes y/ó vehículos que este tiene es mucho menor que si se tratase de una modificación en la zona deportiva del puerto.

- Condicionantes técnicos:

Los condicionantes técnicos hacen referencia al proceso de ejecución de la obra a realizar y a la dificultad que conllevaría llevar a cabo el desarrollo de la misma.

Se deben contemplar las dos posibles soluciones de la obra y escoger cual se ejecutaría atendiendo a criterios como:

1. Viabilidad en condiciones seguras de paso de la maquinaria necesaria para llevar a cabo las obras.
2. Las diferentes posibilidades de los métodos constructivos.
3. Los elementos usados para completar la obra, haciendo referencia a la facilidad constructiva.

- Condicionantes funcionales:

El principal propósito de la realización de esta obra es prevenir las afecciones negativas que conlleva el cambio climático. Los escenarios estudiados afectan tanto al rebase que puede sufrir la estructura como a la estabilidad del espaldón en lo que a vuelco y deslizamiento concierne.

En cuanto al rebase, será mejor solución aquella que proporcione una tasa de rebase menor, pues así en la bocana se tendrá menor agitación. Respecto a la estabilidad del espaldón, es preferible que, dada la morfología de la sección, se combata mejor el deslizamiento que el vuelco. Si el espaldón contase con tacón, el vuelco sería un factor más importante, pues mediante el tacón el deslizamiento se consigue suplir.

- Condicionantes económicos:

En cualquier obra civil el condicionante económico es importante tanto a la hora de diseñar como de proyectar, ya que para la realización de las obras es fundamental el capital sin olvidar una ejecución de esta de forma segura. La solución adoptada buscará reducir costes siempre que sea posible y que no afecte a las necesidades futuras de los usuarios.

Para este criterio, entre las alternativas 2 y 3 se ha optado por realizar un gráfico de estimando el coste del retranqueo del espaldón con el correspondiente aumento de la sección en el caso que toque. La gráfica se presenta a continuación para determinar cuál situación es óptima en cuanto a diseño.

6.5.2.5.- Coeficiente de ponderación

La ponderación de los criterios se ha realizado en base a los siguientes coeficientes.

- Condicionantes ambientales:
 - a. Nivel de emisiones de gases nocivos.

- Condicionantes estéticos:
 - a. Menor aumento del impacto visual. No distorsiona el paisaje
 - b. La construcción se integra en el entorno de las demás obras del puerto.

- Condicionantes técnicos:
 - a. Facilidad de construcción.
 - b. Ocupación meramente temporal de otros espacios del puerto.
 - c. Volumen de material a emplear.

- Condicionantes funcionales:
 - a. Reducción de la tasa de rebase.
 - b. Mejor resistencia frente al deslizamiento del espaldón.
 - c. Mejor resistencia frente al vuelco del espaldón.

- Condicionantes económicos:
 - a. Menor coste.

Con la propuesta de criterios ya presentada se procede a evaluarlos obteniendo el siguiente análisis multicriterio con la aplicación de pesos y las correspondientes ponderaciones ya realizadas. Se pondera cada alternativa con un peso de entre 0 y 3, siendo 0 el peor de los casos y siendo 3 el mejor, por lo que al final, la alternativa que más puntuación tenga será la elegida. A pesar de que se ha comentado que la alternativa 1 el descartarla de inicio, se decide añadirla para tener la comparativa entre las tres soluciones propuestas de manera completa.

Condicionantes		Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Ambiental	a	3	2	1
Estético	a	1	3	3
	b	2	3	3
Técnico	a	3	2	2
	b	1	1	1
	c	2	3	1
Funcional	a	2	3	2
	b	0	3	2
	c	0	2	3
Económico	a	--	3	2
Suma		14	25	20

Tabla 6.74. Análisis de las diferentes alternativas. Fuente: Elaboración propia

Se observa que la alternativa 2 es la que mejor ponderación ha obtenido, por lo que es la que se va a ejecutar.

6.5.3.- Descripción de la propuesta de mejora

La propuesta escogida se basa en ensanchar el espacio entre el paramento frontal vertical del espaldón y el manto de protección. Se establece, atendiendo a los criterios funcionales estudiados, que un ensanchamiento, es decir, un retranqueo del espaldón, de 3,1m satisfacer las actuaciones del oleaje previstas para los escenarios de 2050 y 2100 previsto por el cambio climático.

A primera vista, el retranqueo del espaldón puede parecer una mala opción, pues se pierde espacio de paso en el intradós del espaldón. Sí, esto es cierto. Pero se siguen teniendo 3,5m de anchura para el tránsito de personas e incluso de vehículos si fuera necesario. Además, recordando la localización del dique, situado en la bocana, se determina que no existe mucho tránsito por este, por lo que el retranqueo no tendrá gran afección. La obra consiste básicamente en el desmantelamiento parcial del manto de protección del intradós y del núcleo con el fin de permitir la movilidad del espaldón una vez este se haya cortado a tramos. Se podría considerar la opción de demoler el espaldón por completo y reconstruirlo, pero entonces esta alternativa sería mucho más cara.

Visitando la localización del dique, se ha observado únicamente el tránsito de muy pocas personas en comparación con el dique del otro lado de la bocana. Destaca la presencia de pescadores, que tampoco necesitan más de 3,5 m de anchura de paso para realizar sus actividades.

Las obras que se realizan son las siguientes en el orden descrito:

1. Colocación de balizamiento para señalización de las obras
2. Retirada de la escollera del manto de protección en el intradós del dique
3. Retirada de la escollera del núcleo en el intradós del dique
4. Demolición del espaldón
5. Hormigonado del espaldón con el retranqueo necesario
6. Colocación del núcleo en el intradós del dique
7. Colocación de la escollera en el intradós del dique
8. Retirada de balizamiento para señalización de las obras

Realizando todas estas actuaciones, se ha estimado una duración de las obras de un total de 41 días laborales a jornada de 8h, sobre la base de ausencia de imprevistos.

Duración de la obra Alternativa 2	
Colocación Balizamiento de seguridad	1 día
Retirada de escollera del manto de protección interior	1 día
Retirada de escollera del núcleo	2 días
Demolición del espaldón	21 días
Hormigonado del espaldón	11 días
Colocación de núcleo	2 días
Colocación de escollera del manto de protección interior	2 días
Retirada de balizamiento de seguridad	1 día
Total	41 días

Tabla 6.75. Duración de la alternativa escogida. Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestran los cálculos realizados.

$$Duración = \frac{Unidad}{Rendimiento \cdot 8h}$$

Balizamiento de seguridad	
Unidad	7,00
Rendimiento de colocación [ud/h]	0,90
Duración total [días]	1

Tabla 6.76. Duración de UO01. Fuente: Elaboración propia

$$Duración = \frac{Área \cdot Longitud}{\left(\frac{D_n^3}{Remoción\ 1\ escollera}\right) \cdot 8h}$$

Remoción de escollera del manto de protección interior	
L [m]	130,30
A [m ²]	13,33
Volumen [m ³]	1737,30
D _n [m]	2,20
Volumen 1 escollera [m ³]	10,90
Remoción 1 escollera [h]	0,03
Rendimiento grúa [m ³ /h]	434,00
Duración total [días]	1

Tabla 6.77. Duración UO02. Fuente: Elaboración propia

$$Duración = \frac{Área \cdot Longitud}{Rendimiento\ retroexcavadora \cdot 8h}$$

Remoción de escollera del núcleo	
L [m]	130,30
A [m ²]	9,01
Volumen [m ³]	1174,30
Rendimiento retroexcavadora [m ³ /h]	80,00
Duración total [días]	2

Tabla 6.78. Duración UO03. Fuente: Elaboración propia

$$Duración = \frac{Área \cdot Longitud}{Número excavadora \cdot Rendimiento excavadora \cdot 8h}$$

Demolición del espaldón	
L [m]	130,33
A [m ²]	20,00
Volumen [m ³]	2607,19
Número de excavadoras [ud]	2
Rendimiento excavadora con martillo hidráulico [m ³ /h]	16,00
Duración total [días]	21

Tabla 6.79. Duración U004. Fuente: Elaboración propia

$$Duración = \frac{Área \cdot Longitud}{Rendimiento planta hormigón \cdot 8h}$$

Hormigonado del espaldón	
L [m]	130,33
A [m ²]	20,0045
Volumen [m ³]	2607,18649
Rendimiento planta de hormigón [m ³ /h]	30,00
Encofrados [ml]	10,0
Número de tramos	13,0
Duración total [días]	11

Tabla 6.80. Duración U005. Fuente: Elaboración propia

$$Duración = \frac{Área \cdot Longitud}{Rendimiento retroexcavadora \cdot 8h}$$

Colocación de núcleo	
L [m]	130,30
A [m ²]	6,71
Volumen [m ³]	874,50
Rendimiento retroexcavadora [m ³ /h]	60,00
Duración total [días]	2

Tabla 6.81. U006. Fuente: Elaboración propia

$$Duración = \frac{Área \cdot Longitud}{\left(\frac{D_n^3}{Remoción\ 1\ escollera}\right) \cdot 8h}$$

Colocación de escollera del manto de protección interior	
L [m]	130,3
A [m ²]	12,46
Volumen [m ³]	1623,9
D _n [m]	2,2
Volumen 1 escollera [m ³]	10,9
Colocación 1 escollera [h]	0,1
Rendimiento grúa [m ³ /h]	108,0
Duración total [días]	2

Tabla 6.82. Duración U007. Fuente: Elaboración propia

$$Duración = \frac{Unidad}{Rendimiento \cdot 8h}$$

Balizamiento de seguridad	
Unidad	7,00
Rendimiento de retirada [ud/h]	1,20
Duración total [días]	1

Tabla 83. U008. Fuente: Elaboración propia

6.5.4.- Valoración económica

6.5.4.1.- Definición de las unidades de obra

U001 ud Colocación de balizamiento de seguridad para advertencia de la realización de las obras, incluso suministro y medidas de seguridad.

U002 m³ Retirada de la escollera de 3 t del manto de protección en el intradós del dique, incluso carga, transporte, descarga y almacenamiento.

U003 m³ Retirada de la escollera de 10 kg del núcleo en el intradós del dique, incluso carga, transporte, descarga y almacenamiento.

U004 m³ Demolición del espaldón existente en el dique, incluso carga y transporte de productos resultantes al vertedero.

U005 m³ Espaldón del dique de hormigón HM-30/B/20/I+Qb, incluso retranqueo correspondiente, encofrado, vertido, vibrado, desencofrado y curado.

U006 m³ Colocación de la escollera de 10 kg del núcleo en el intradós del dique, incluso carga, transporte, vertido, extendido, perfilado, compactación, enrase y nivelación.

U007 m³ Colocación de la escollera de 3 t del manto de protección en el intradós del dique, incluso carga, transporte, vertido, extendido, perfilado, compactación, enrase y nivelación.

U008 ud Retirada de balizamiento de seguridad para advertencia de la realización de las obras, incluso suministro y medidas de seguridad.

6.5.4.2.- Mediciones de las unidades de obra

U001 ud Colocación de balizamiento de seguridad para advertencia de la realización de las obras, incluso suministro y medidas de seguridad.



Figura 6.122. Medición U001. Fuente: Elaboración propia

Se observa que se deciden disponer siete (7) balizas para marcar los posibles peligros debidos a las obras.

U002 m³ Retirada de la escollera de 3 t del manto de protección en el intradós del dique, incluso carga, transporte, descarga y almacenamiento.

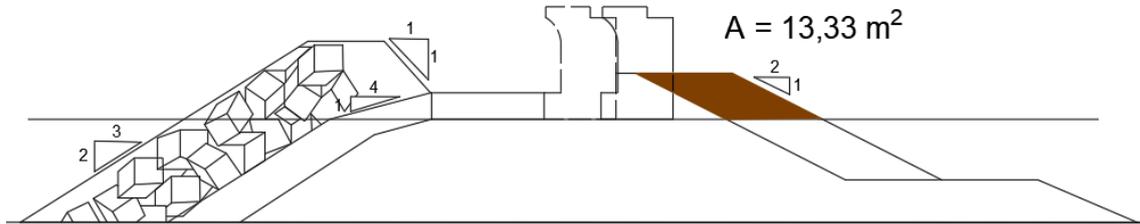


Figura 6.123. Medición U002. Fuente: Elaboración propia

$$\text{Volumen} = 13,33 \cdot 130,33 = 1.737,30 \text{ m}^3$$

U003 m³ Retirada de la escollera de 10 kg del núcleo en el intradós del dique, incluso carga, transporte, descarga y almacenamiento.

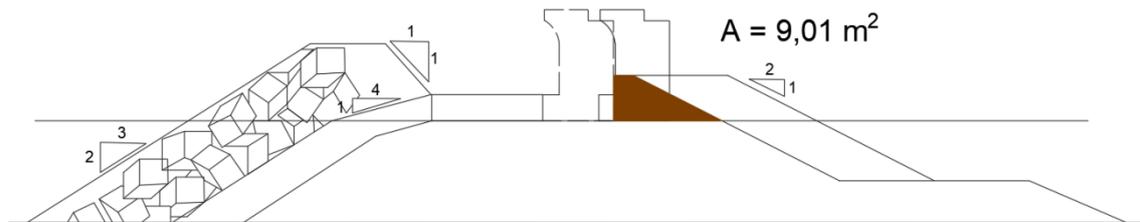


Figura 6.124. Medición U003. Fuente: Elaboración propia

$$\text{Volumen} = 9,01 \cdot 130,33 = 1.174,30 \text{ m}^3$$

U004 m³ Demolición del espaldón existente en el dique, incluso carga y transporte de productos resultantes al vertedero.

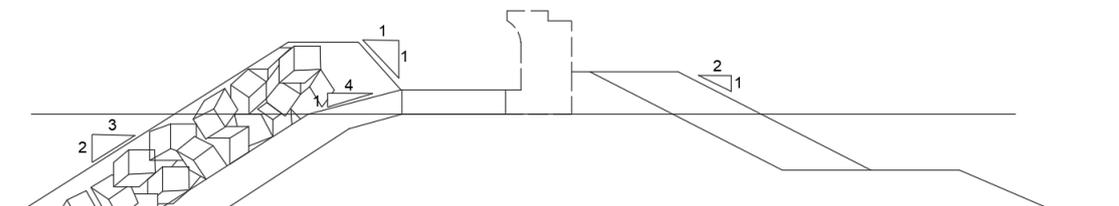


Figura 6.125. Medición U004. Fuente: Elaboración propia

$$\text{Volumen} = 20,00 \cdot 130,33 = 2.607,19 \text{ m}^3$$

U005 m³ Espaldón del dique de hormigón HM-30/B/20/I+Qb, incluso retranqueo correspondiente, encofrado, vertido, vibrado, desencofrado y curado.

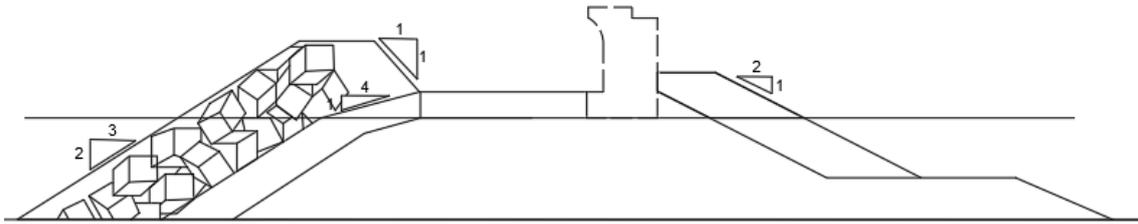


Figura 6.126. Medición U005. Fuente: Elaboración propia

$$\text{Volumen} = 20,00 \cdot 130,33 = 2.607,19 \text{ m}^3$$

U006 m³ Colocación de la escollera de 10 kg del núcleo en el intradós del dique, incluso carga, transporte, vertido, extendido, perfilado, compactación, enrase y nivelación.

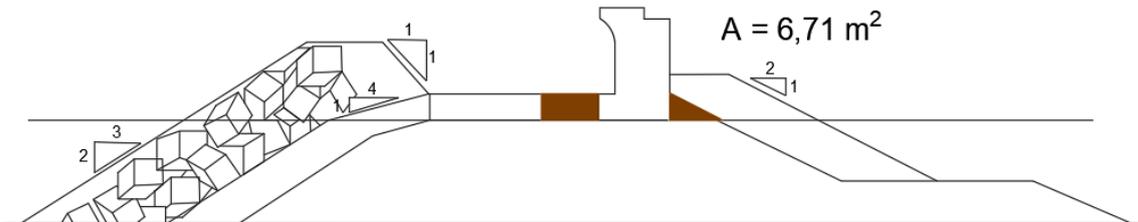


Figura 6.127. Medición U006. Fuente: Elaboración propia

$$\text{Volumen} = 6,71 \cdot 130,33 = 874,50 \text{ m}^3$$

U007 m³ Colocación de la escollera de 3 t del manto de protección en el intradós del dique, incluso carga, transporte, vertido, extendido, perfilado, compactación, enrase y nivelación.

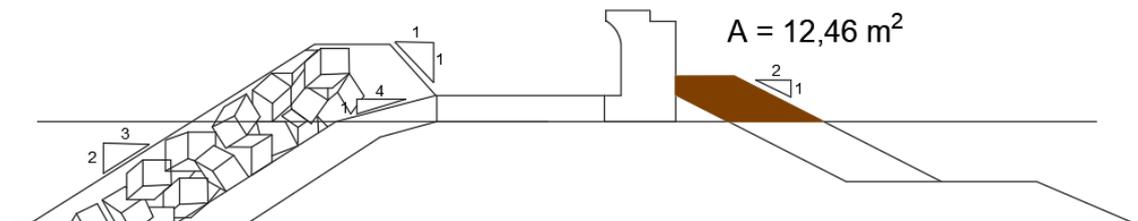


Figura 6.128. Medición U007. Fuente: Elaboración propia

$$\text{Volumen} = 12,46 \cdot 130,33 = 1.263,90 \text{ m}^3$$

UO08 ud Retirada de balizamiento de seguridad para advertencia de la realización de las obras, incluso suministro y medidas de seguridad.

Tal y como se han colocado un total de siete (7) balizas, se retiran estas siete (7).

6.5.4.3.- Elección y definición de los equipos de trabajo

U001	ud
------	----

Equipo		Coste €/h
	Maquinaria principal	
1	Embarcación	153,36
	Maquinaria secundaria	
	Mano de obra	
3	Peón especialista de embarcación	17,25
Rendimiento [ud/h]		0,90

U002	m ³
------	----------------

Equipo		Coste €/h
	Maquinaria principal	
1	Retroexcavadora tamaño mediano	38,77
	Maquinaria secundaria	
2	Camión 12 t	22,71
	Mano de obra	
2	Oficial de 1ª	13,26
3	Peón ordinario	12,37
Rendimiento [m ³ /h]		434,00

U003	m ³
------	----------------

Equipo		Coste €/h
	Maquinaria principal	
1	Retroexcavadora tamaño mediano	38,77
	Maquinaria secundaria	
1	Camión 12 t	22,71
	Mano de obra	
1	Oficial de 1ª	13,26
2	Peón ordinario	12,37
Rendimiento [m ³ /h]		80,00

U004	m ³
------	----------------

Equipo		Coste €/h
Maquinaria principal		
2	Excavadora con martillo hidráulico	52,37
Maquinaria secundaria		
2	Camión con pala	41,06
Mano de obra		
1	Oficial de 1ª	13,26
4	Peón ordinario	12,37
Rendimiento [m ³ /h]		16,00

U005	m ³
------	----------------

Equipo		Coste €/h
Maquinaria principal		
1	Planta de hormigón	55,23
Maquinaria secundaria		
2	Camión hormigonera	33,91
2	Bomba de hormigón	116,02
2	Vibrador para hormigón	3,43
Mano de obra		
1	Oficial de 1ª	13,26
4	Peón ordinario	12,37
Rendimiento [m ³ /h]		30,00

U006	m ³
------	----------------

Equipo		Coste €/h
Maquinaria principal		
1	Retroexcavadora tamaño mediano	38,77
Maquinaria secundaria		
1	Camión 12 t	22,71
Mano de obra		
1	Oficial de 1ª	13,26
2	Peón ordinario	12,37
Rendimiento [m ³ /h]		60,00

U007	m ³	
Equipo		Coste €/h
Maquinaria principal		
1	Retroexcavadora tamaño mediano	38,77
Maquinaria secundaria		
2	Camión 12 t	22,71
Mano de obra		
2	Oficial de 1ª	13,26
3	Peón ordinario	12,37
Rendimiento [m ³ /h]		434,00

U008	ud	
Equipo		Coste €/h
Maquinaria principal		
1	Embarcación	153,36
Maquinaria secundaria		
Mano de obra		
3	Peón especialista de embarcación	17,25
Rendimiento [ud/h]		1,20

6.5.4.4.- Precio unitario de las unidades de obra

PRECIO UNITARIO:					U001
ud Colocación de balizamiento de seguridad para advertencia de la realización de las obras, incluso suministro y medidas de seguridad.					
COMENTARIOS					
MATERIALES				IMPORTE (€)	
CÓDIGO	UD	DEFINICIÓN	COSTE(€/ud)	PARCIAL	TOTAL
MT001	1	Baliza	450,00 €	450,00 €	
					450,00 €
MAQUINARIA				IMPORTE (€)	
CÓDIGO	HORA	TIPO	COSTE(€/h)	PARCIAL	TOTAL
MA001	1,11	Embarcación	153,36 €	170,40 €	
					170,40 €
MANO DE OBRA				IMPORTE (€)	
CÓDIGO	HORA	CATEGORÍA	COSTE(€/h)	PARCIAL	TOTAL
MO001	0,025	Peón especialista embarcación	17,25 €	0,43 €	
					620,83 €
HERRAMIENTAS Y MEDIOS AUXILIARES				4% s/mano obra	24,83 €
SUMA DE COSTES DIRECTOS					645,66 €
SUMA DE COSTES INDIRECTOS			3%	s/coste directo	19,37 €
TOTAL PRECIO DE EJECUCIÓN MATERIAL					665,03 €

PRECIO UNITARIO:					U002	
m ³ Retirada de la escollera de 3 t del manto de protección en el intradós del dique, incluso carga, transporte, descarga y almacenamiento.						
COMENTARIOS						
MATERIALES				IMPORTE (€)		
CÓDIGO	UD	DEFINICIÓN	COSTE(€/ud)	PARCIAL	TOTAL	
MAQUINARIA				IMPORTE (€)		
CÓDIGO	HORA	TIPO	COSTE(€/h)	PARCIAL	TOTAL	
MA002	0,0125	Retroexcavadora	38,77 €	0,48 €		
MA003	0,025	Camión 12 t	22,71 €	0,57 €		
					1,05 €	
MANO DE OBRA				IMPORTE (€)		
CÓDIGO	HORA	CATEGORÍA	COSTE(€/h)	PARCIAL	TOTAL	
MO002	0,025	Oficial 1ª	13,26 €	0,33 €		
MO003	0,025	Peón ordinario	12,37 €	0,31 €		
					0,64 €	
HERRAMIENTAS Y MEDIOS AUXILIARES				0% s/mano obra		0 €
SUMA DE COSTES DIRECTOS					1,69 €	
SUMA DE COSTES INDIRECTOS			3%	s/coste directo		0,05 €
TOTAL PRECIO DE EJECUCIÓN MATERIAL					1,74 €	

PRECIO UNITARIO:					U003	
m ³ Retirada de la escollera de 10 kg del núcleo en el intradós del dique, incluso carga, transporte, descarga y almacenamiento.						
COMENTARIOS						
MATERIALES				IMPORTE (€)		
CÓDIGO	UD	DEFINICIÓN	COSTE(€/ud)	PARCIAL	TOTAL	
MAQUINARIA				IMPORTE (€)		
CÓDIGO	HORA	TIPO	COSTE(€/h)	PARCIAL	TOTAL	
MA002	0,0125	Retroexcavadora	38,77 €	0,48 €		
MA003	0,025	Camión 12 t	22,71 €	0,57 €		
					1,05 €	
MANO DE OBRA				IMPORTE (€)		
CÓDIGO	HORA	CATEGORÍA	COSTE(€/h)	PARCIAL	TOTAL	
MO002	0,025	Oficial 1ª	13,26 €	0,33 €		
MO003	0,025	Peón ordinario	12,37 €	0,31 €		
					0,64 €	
HERRAMIENTAS Y MEDIOS AUXILIARES				0% s/mano obra		0 €
SUMA DE COSTES DIRECTOS					1,69 €	
SUMA DE COSTES INDIRECTOS			3%	s/coste directo		0,05 €
TOTAL PRECIO DE EJECUCIÓN MATERIAL					1,74 €	

PRECIO UNITARIO:					U004	
m ³ Demolición del espaldón existente en el dique, incluso carga y transporte de productos resultantes al vertedero.						
COMENTARIOS						
MATERIALES				IMPORTE (€)		
CÓDIGO	UD	DEFINICIÓN	COSTE(€/ud)	PARCIAL	TOTAL	
MAQUINARIA				IMPORTE (€)		
CÓDIGO	HORA	TIPO	COSTE(€/h)	PARCIAL	TOTAL	
MA004	0,0625	Excavadora con martillo hidráulico	52,37 €	3,27 €		
MA005	0,0625	Camión con pala	41,06 €	2,57 €		
					5,84 €	
MANO DE OBRA				IMPORTE (€)		
CÓDIGO	HORA	CATEGORÍA	COSTE(€/h)	PARCIAL	TOTAL	
MO002	0,025	Oficial 1ª	13,26 €	0,33 €		
MO003	0,025	Peón ordinario	12,37 €	0,31 €		
					0,64 €	
HERRAMIENTAS Y MEDIOS AUXILIARES				7% s/mano obra		0,04 €
SUMA DE COSTES DIRECTOS					6,52 €	
SUMA DE COSTES INDIRECTOS					8%	s/coste directo 0,52 €
TOTAL PRECIO DE EJECUCIÓN MATERIAL					7,04 €	

PRECIO UNITARIO:					U005	
m ³ Espaldón del dique de hormigón HM-30/B/20/I+Qb, incluso retranqueo correspondiente, encofrado, vertido, vibrado, desencofrado y curado.						
COMENTARIOS						
Ejecución del muelle						
MATERIALES				IMPORTE (€)		
CÓDIGO	UD	DEFINICIÓN	COSTE(€/ud)	PARCIAL	TOTAL	
MT002	0,28 t	Cemento	82,94 €	23,22 €		
MT003	1,5 t	Arena	6,37 €	9,56 €		
MT004	0,65 t	Grava	5,17 €	3,10 €		
MT005	0,17 m ³	Agua	0,54 €	0,10 €		
					35,98 €	
MAQUINARIA				IMPORTE (€)		
CÓDIGO	UD	TIPO	COSTE(€/h)	PARCIAL	TOTAL	
MA006	0,033	Planta de hormigón	55,23 €	1,84 €		
MA007	0,2	Camión hormigonera	33,91 €	6,78 €		
MA008	0,133	Bomba de hormigón	116,02 €	15,43 €		
MA009	0,2	Vibrador	3,43 €	0,69 €		
					24,74 €	
MANO DE OBRA				IMPORTE (€)		
CÓDIGO	HORA	CATEGORÍA	COSTE(€/h)	PARCIAL	TOTAL	
MO002	0,067	Oficial 1ª	13,26 €	0,89 €		
MO003	0,267	Peón ordinario	12,37 €	3,30 €		
					4,19 €	
HERRAMIENTAS Y MEDIOS AUXILIARES				4% s/mano obra		0,17 €
SUMA DE COSTES DIRECTOS					65,08 €	
SUMA DE COSTES INDIRECTOS					8%	s/coste directo 5,21 €
TOTAL PRECIO DE EJECUCIÓN MATERIAL					70,29 €	

PRECIO UNITARIO:					U006	
m ³ Colocación de la escollera de 10 kg del núcleo en el intradós del dique, incluso carga, transporte, vertido, extendido, perfilado, compactación, enrase y nivelación.						
COMENTARIOS						
MATERIALES				IMPORTE (€)		
CÓDIGO	UD	DEFINICIÓN	COSTE(€/ud)	PARCIAL	TOTAL	
MT006	1 m ³	Escollera 10 kg	2,25 €	2,25 €		
					2,25 €	
MAQUINARIA				IMPORTE (€)		
CÓDIGO	HORA	TIPO	COSTE(€/h)	PARCIAL	TOTAL	
MA002	0,0167	Retroexcavadora	38,77 €	0,65 €		
MA003	0,025	Camión 12 t	22,71 €	0,57 €		
					1,22 €	
MANO DE OBRA				IMPORTE (€)		
CÓDIGO	HORA	CATEGORÍA	COSTE(€/h)	PARCIAL	TOTAL	
MO002	0,025	Oficial 1ª	13,26 €	0,33 €		
MO003	0,025	Peón ordinario	12,37 €	0,31 €		
					0,64 €	
HERRAMIENTAS Y MEDIOS AUXILIARES				0% s/mano obra		0 €
SUMA DE COSTES DIRECTOS					4,11 €	
SUMA DE COSTES INDIRECTOS					8%	s/coste directo 0,33 €
TOTAL PRECIO DE EJECUCIÓN MATERIAL					4,44 €	

PRECIO UNITARIO:					U007	
m ³ Colocación de la escollera de 3 t del manto de protección en el intradós del dique, incluso carga, transporte, vertido, extendido, perfilado, compactación, enrase y nivelación.						
COMENTARIOS						
MATERIALES				IMPORTE (€)		
CÓDIGO	UD	DEFINICIÓN	COSTE(€/ud)	PARCIAL	TOTAL	
MT007	1 m ³	Escollera 3 t	4,65 €	4,65 €		
					4,65 €	
MAQUINARIA				IMPORTE (€)		
CÓDIGO	HORA	TIPO	COSTE(€/h)	PARCIAL	TOTAL	
MA002	0,0093	Retroexcavadora	38,77 €	0,36 €		
MA003	0,025	Camión 12 t	22,71 €	0,57 €		
					0,93 €	
MANO DE OBRA				IMPORTE (€)		
CÓDIGO	HORA	CATEGORÍA	COSTE(€/h)	PARCIAL	TOTAL	
MO002	0,025	Oficial 1ª	13,26 €	0,33 €		
MO003	0,025	Peón ordinario	12,37 €	0,31 €		
					0,64 €	
HERRAMIENTAS Y MEDIOS AUXILIARES				0% s/mano obra		0 €
SUMA DE COSTES DIRECTOS					6,22 €	
SUMA DE COSTES INDIRECTOS					8%	s/coste directo 0,50 €
TOTAL PRECIO DE EJECUCIÓN MATERIAL					6,72 €	

PRECIO UNITARIO:					U008
ud Retirada de balizamiento de seguridad para advertencia de la realización de las obras, incluso suministro y medidas de seguridad.					
COMENTARIOS					
MATERIALES			IMPORTE (€)		
CÓDIGO	UD	DEFINICIÓN	COSTE(€/ud)	PARCIAL	TOTAL
MAQUINARIA			IMPORTE (€)		
CÓDIGO	HORA	TIPO	COSTE(€/h)	PARCIAL	TOTAL
MA001	0,83	Embarcación	153,36 €	127,80 €	
					127,80 €
MANO DE OBRA			IMPORTE (€)		
CÓDIGO	HORA	CATEGORÍA	COSTE(€/h)	PARCIAL	TOTAL
MO001	0,025	Peón especialista embarcación	17,25 €	0,43 €	
					0,43 €
HERRAMIENTAS Y MEDIOS AUXILIARES				4% s/mano obra	0,02 €
SUMA DE COSTES DIRECTOS					128,25 €
SUMA DE COSTES INDIRECTOS			3%	s/coste directo	3,84 €
TOTAL PRECIO DE EJECUCIÓN MATERIAL					132,10 €

6.5.4.5.- Cuadro de precios número 1

U001

ud Colocación de balizamiento de seguridad para advertencia de la realización de las obras, incluso suministro y medidas de seguridad.

Son SEIS CIENTOS SESENTA Y CINCO EUROS CON TRES CÉNTIMOS.....665,03€

U002

m3 Retirada de la escollera de 3 t del manto de protección en el intradós del dique, incluso carga, transporte, descarga y almacenamiento.

Son UNO EUROS CON SETENTA Y CUATRO CÉNTIMOS.....1,74€

U003

m³ Retirada de la escollera de 10 kg del núcleo en el intradós del dique, incluso carga, transporte, descarga y almacenamiento.

Son UNO EUROS CON SETENTA Y CUATRO CÉNTIMOS.....1,74€

U004

m³ Demolición del espaldón existente en el dique, incluso carga y transporte de productos resultantes al vertedero.

Son SIETE EUROS CON CUATRO CÉNTIMOS.....7,04 €

U005

m³ Espaldón del dique de hormigón HM-30/B/20/I+Qb, incluso retranqueo correspondiente, encofrado, vertido, vibrado, desencofrado y curado.

Son SETENTA EUROS CON VEINTINUEVE CÉNTIMOS.....70,29€

U006

m³ Colocación de la escollera de 10 kg del núcleo en el intradós del dique, incluso carga, transporte, vertido, extendido, perfilado, compactación, enrase y nivelación.

Son CUATRO EUROS CON CUARENTA Y CUATRO CÉNTIMOS.....4,44€

U007

m³ Colocación de la escollera de 3 t del manto de protección en el intradós del dique, incluso carga, transporte, vertido, extendido, perfilado, compactación, enrase y nivelación.

Son SEIS EUROS CON SETENTA Y DOS CÉNTIMOS.....6,72€

U008

ud Retirada de balizamiento de seguridad para advertencia de la realización de las obras, incluso suministro y medidas de seguridad.

Son CIENTO TREINTA Y DOS EUROS CON DIEZ CÉNTIMOS.....132,10€

6.5.4.6.- Presupuesto general

CAPÍTULO Nº 1: Balizamiento

CÓDIGO	UD	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL (€)
U001	ud	Colocación de balizamiento de seguridad para advertencia de la realización de las obras, incluso suministro y medidas de seguridad.	7 ud	665,03€	4.655,21€
U008	ud	Retirada de balizamiento de seguridad para advertencia de la realización de las obras, incluso suministro y medidas de seguridad.	7 ud	132,10	924,70€
TOTAL CAPÍTULO Nº1: BALIZAMIENTO					5.579,91€

CAPÍTULO Nº 2: Escollera

CÓDIGO	UD	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL (€)
U002	m ³	Retirada de la escollera de 3 t del manto de protección en el intradós del dique, incluso carga, transporte, descarga y almacenamiento.	1737,30 m ³	1,74 €	3.022,90 €
U003	m ³	Retirada de la escollera de 10 kg del núcleo en el intradós del dique, incluso carga, transporte, descarga y almacenamiento.	1174,30 m ³	1,74 €	2.043,28 €
U006	m ³	Colocación de la escollera de 10 kg del núcleo en el intradós del dique, incluso carga, transporte, vertido, extendido, perfilado, compactación, enrase y nivelación.	874,50 m ³	4,44 €	3.882,78 €
U007	m ³	Colocación de la escollera de 3 t del manto de protección en el intradós del dique, incluso carga, transporte, vertido, extendido, perfilado, compactación, enrase y nivelación.	1.623,90 m ³	6,72 €	10.912,61 €
TOTAL CAPÍTULO Nº2: ESCOLLERA					19.861,57€

CAPÍTULO Nº 3: Retranqueo del espaldón

CÓDIGO	UD	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL (€)
U004	m ³	Demolición del espaldón existente en el dique, incluso carga y transporte de productos resultantes al vertedero.	2607,19 m ³	7,04 €	18.354,62 €
U005	m ³	Espaldón del dique de hormigón HM-30/B/20/I+Qb, incluso retranqueo correspondiente, encofrado, vertido, vibrado, desencofrado y curado.	2607,19 m ³	70,29 €	183.259,39 €
TOTAL CAPÍTULO Nº3: RETRANQUEO DEL ESPALDÓN					201.614,01 €

PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL DE LA ALTERNATIVA ESCOGIDA

CAPÍTULO 1: BALIZAMIENTO.....	5.579,91€
CAPÍTULO 2: ESCOLLERA.....	19.861,57€
CAPÍTULO 3: RETRANQUEO DEL ESPALDÓN.....	201.614,01 €
TOTAL.....	227.055,49 €

Asciende el presupuesto de ejecución material a la expresada cantidad de DOS CIENTOS VEINTISIETE MIL CINCUENTA Y CINCO EUROS CON CUARENTA Y NUEVE CÉNTIMOS 227.055,49 €).

Considerando que se tiene un 13% de gastos generales y un 6% de beneficio industrial, la valoración económica final con y sin I.V.A (21%) asciende TRES CIENTOS VEINTISEIS MIL NOVECIENTOS TREINTA Y SIETE EUROS CON VEINTE CÉNTIMOS.

PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL	227.055,49 €
13% GASTOS GENERALES	29.517,21 €
6% BENEFICIO INDUSTRIAL	13.623,33 €
VALORACIÓN ECONÓMICA FINAL SIN I.V.A.	270.196,03 €
21% DE I.V.A.	56.741,17 €
VALORACIÓN ECONÓMICA FINAL	326.937,20 €

Fecha: OCTUBRE 2021

Autor del estudio: PABLO BARREIRA RIBERA

Fdo.:



CAPÍTULO 07. LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

7.1.- Líneas futuras de investigación

Los diques en talud con cuenco amortiguador se encuentran en diferentes puertos del Mar Mediterráneo, pues se trata de una localización turística, donde el impacto visual tiene severas y relevantes consecuencias, con unas condiciones de contorno favorables para esta tipología de diques, tales como profundidades de mar no muy elevadas. Como estructura de protección se debe realizar un dimensionamiento adecuado, económico, sostenible y funcional, por lo que el estudio de estos diques queda justificado.

Como líneas futuras de investigación de esta tipología de diques se propone lo siguiente. En primer lugar, basándose en el estudio realizado, se destaca que, al haber tenido pocos datos para llevar a cabo el trabajo, los resultados obtenidos, por válidos que son, tienen un contraste escaso, por consiguiente, realizar más ensayos con otras secciones de diques con el fin de tener muchos más datos para elaborar formulaciones contundentes es necesario. Con esto no se está desechando el trabajo realizado ni diciendo que no es fiable, si no que se quiere apuntar que, si el fin es llevar a cabo un dimensionamiento para un caso real, se deben tener más datos para que la fiabilidad de las formulaciones sea mayor y para permitir un mayor número de casos a ejecutar con el fin de que las dimensiones de la estructura no sean una limitación debido a un reducido rango de parámetros de estudio.

En el presente trabajo se ha estudiado el rebase y las fuerzas que sufre el espaldón. Evidentemente, cuanto mayor sea el rebase, mayor serán las fuerzas en el espaldón, por lo que un futuro estudio que relacione ambos campos sería de gran interés. Atendiendo a las partes del dique, concretamente a las de defensa, que son las más afectadas por el oleaje, el estudio de la estabilidad del manto en esta tipología de diques también sería interesante, como se realizó en el proyecto ESBECO. Además, hay que destacar que el estudio se ha llevado a cabo para un modelo con manto de protección de cubipodos, sin tener en cuenta otra tipología de piezas, por lo que estudiar cómo sería la afectación empleando otro tipo de defensa sería de interés también.

Con mayor visión de futuro, teniendo en cuenta la integración de las energías renovables en las obras marítimas, se podría aprovechar la función drenante del cuenco amortiguador para generar electricidad.

Se han encontrado ya diversos estudios pioneros respecto a tema, como por ejemplo Vasiliki-Eleni Kralli et al. (2019) o Vicinanza et al. (2012), por lo que la necesidad de seguir estudiándolo es muy sugestiva y parece altamente interesante. La idea se basa en que cuando se avecina una ola, un cierto volumen de agua queda atrapada en el cuenco amortiguador. Este drena el agua hacia el mar otra vez. El proceso de drenaje puede ser utilizado para generar electricidad por el paso del agua a través de una turbina.



CAPÍTULO 08. REFERENCIAS

Referencias

- Aguado, A. y Sánchez Naverac, V., 1978.** Nuevo tipo de sección para diques en talud con espaldón. Revista de Obras Públicas, mayo de 1978, 353-359.
- Aminti, P., and Franco, L., 1988.** Wave overtopping on rubble mound breakwaters. Proceedings 21st International Conference on Coastal Engineering, ASCE, Vol. 1, pp. 770-781.
- Berenguer, J.M., and Baonza, A., 2006.** Diseño del espaldón de los diques rompeolas. Libro de ponencias del II Congreso Nacional de la Asociación Técnica de Puertos y Costas, pp. 35-56.
- Burcharth, H.F., Helgason, E. and Haagensen, P., 2004.** New breakwater for Agaete Port, Gran Canaria. Hydraulics and Coastal Engineering Laboratory, Dept. of Civil Engineering, Aalborg University. Denmark.
- Cavani, A., Franco, L. y Napolitano, M., 1999.** Design optimization with model tests for the protection of Gela caisson breakwater. Proc. Coastal Structures, Balkema, 927-935.
- Ceniceros, J., 1999.** Diseño de dique con baja cota de coronación. Dique con cuenco amortiguador no rebasable. Ejercicio de Fin de Carrera. Universidad Politécnica de Valencia. España.
- Ceniceros, J. y Medina, J.R., 2001.** Redes neuronales para el diseño de diques con baja cota de coronación.
- Chini, N., and Stansby, P.K., 2012.** Extreme values of coastal wave overtopping accounting for climate change and sea level rise. Coastal Engineering, 65, 27 - 37.
- Del Moral, R. y Berenguer, J.M., 1980.** Obras Marítimas. Tomo II, p.233 Dirección General de Puertos y Costas.
- EurOtop, 2016.** Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual (EurOtop Manual). Pullen, T., Allsop, N.W.H., Bruce, T., Kortenhaus, A., Schüttrumpf, H., Van der Meer, J.W. Environment Agency, UK/ENW Expertise Network Waterkeren, NL/KFKI Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Germany.
- Golledge, N., 2021.** Informe IPCC: La Subida Del Nivel Del Mar y El Deshielo de Los Glaciares Ya Son Irreversibles, Pero Podemos Frenarlos. The Conversation.
- Hamilton, D.G., and Hall K.R., 1992.** Preliminary analysis of the stability of rubble mound breakwater crown walls. Proceedings 23rd International Conferences on Coastal Engineering, ASCE, pp. 1217-1230.
- Herrera, M.P. and Medina, J.R., 2015.** "Toe berm design for very shallow waters on steep sea bottoms". Coastal Engineering 130, 67-77.
- Herrera, M.P., Gómez-Martín, M.E. and Medina, J.R., 2017.** "Hydraulic stability of rock armors in breaking wave conditions". Coastal Engineering 127, 55-67.
- IH Cantabria. Visor C3E.** Disponible en: <https://c3e.ihcantabria.com/>



- IPCC, 1995.** “CAMBIO CLIMÁTICO: Informe de síntesis. SEGUNDO INFORME DE EVALUACIÓN DEL IPCC”.
- IPCC, 2001.** “CAMBIO CLIMÁTICO: Informe de síntesis. TERCER INFORME DE EVALUACIÓN DEL IPCC”.
- IPCC, 2007.** “CAMBIO CLIMÁTICO: Informe de síntesis. CUARTO INFORME DE EVALUACIÓN DEL IPCC”.
- IPCC, 2013.** “Glosario. Cambio Climático”. Bases físicas. Contribución del Grupo de trabajo I al Quinto Informe de Evaluación del Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático [Stocker, T.F., D. Qin, G.-K. Plattner, M. Tignor, S.K. Allen, J. Boschung, A. Nauels, Y. Xia, V. Bex.
- Iribarren, R., and Nogales, C., 1954.** Obras Marítimas: Oleaje y Diques. Editorial Dossat Madrid, Spain.
- Jensen, O. J., 1984.** A monograph of rubble mound breakwaters. Danish Hydraulic Institute, Hørsholm, Denmark.
- Kobayashi, N., de los Santos, F.J., and Kearney, P.G., 2008.** Time-averaged probabilistic model for irregular wave runup on permeable slopes. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 134 (2), 88–96.
- Kralli, V., Theodossiou, N. and Karambas, T., 2019.** Optimal Design of Overtopping Breakwater for Energy Conversion (OBREC) System Using the Harmony Search Algorithm. *Frontiers in Energy Research*.
- Lenssen, N. J. L., Schmidt, G.A., Hansen, J.E., Menne, M.J., Persin, A., Ruedy, R. and Zyss, D., 2019.** Improvements in the GISTEMP Uncertainty Model. *Journal of Geophysical Research: Atmospheres*, vol. 124, n.o 12, junio de 2019, pp. 6307-26. DOI.org (Crossref).
- Losada, I., Izaguirre, C. & Diaz, P., 2014.** “Cambio climático en la costa española”. Oficina Española de Cambio Climático, Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente.
- Lykke Andersen, T. and Burcharth, H.F., 2006.** Landward Distribution of Wave Overtopping for Rubble Mound Breakwaters. *Proceedings of the First International Conference on the Application of Physical Modelling to Port and Coastal Protection*, Porto. Portugal.
- Marcos, M., M. N. Tsimplis, and A. G. P. Shaw, 2009.** “Sea level extremes in southern Europe”.
- Mares-Nasarre, P., and Van Gent, M.R.A., 2019.** Oblique Wave Attack on Rubble Mound Breakwater Crest Walls of Finite Length. *Water* 12(2), 353.
- Martín, F. L., Vidal, C., Losada, M.A., and Medina, R., 1995.** Un método para el cálculo de las acciones del oleaje sobre los espaldones de los diques rompeolas. *Ingeniería del agua*, 2(3), 37-52.
- MedECC, 2019.** “Informe de Evaluación Científica sobre el Cambio Climático y Medioambiental en el Mediterráneo”.
- Martín, F. L., Losada, M. A., and Medina, R., 1999.** Wave loads on rubble mound breakwater crown walls. *Coastal Engineering*, 37, 149-174.



- Molines, J., 2015.** Wave overtopping and crown wall stability of cube and Cubipod-armored mound breakwaters. Ph.D. Thesis. Polytechnic University of Valencia. Spain.
- Molines, J., and Medina, J.R., 2015.** Calibration of overtopping roughness factors for concrete armor units in non-breaking conditions using the CLASH database. *Coastal Engineering*, 96, 62-70.
- Negro, V., López, J.S., and Polvorinos, J.I., 2013.** Comparative study of breakwater crown wall-calculation methods. *Maritime Engineering*, 166, 25-41.
- Nørgaard, J.Q.H., 2013.** Upgrade and design of coastal structures exposed to climate changes. Ph.D. Thesis. Aalborg University. Denmark.
- Nørgaard, J.Q.H., Lykke-Andersen, T., and Burcharth, H.F., 2013.** Wave loads on rubble mound breakwater crown walls in deep and shallow - water wave conditions. *Coastal Engineering*, 80, 137-147.
- Owen, M.W., 1980.** Design of seawalls allowing for wave overtopping. HR Wallingford, Report EX 924.
- Pedersen, J., and Burchart, H.F., 1992.** Wave Forces on Crown Walls. Proceedings 23rd International Conference on Coastal Engineering, ASCE, pp. 1489-1502.
- Pedersen, J., 1996.** Wave forces and overtopping on crown walls of rubble mound breakwaters. Series paper 12, Hydraulic and Coastal Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark.
- P.I.A.N.C., 1981.** 3rd International Commission for sport and pleasure navigation. Supplement to PIANC Bulletin N° 38. Vol. I.
- Sierra, J.P., Casas-Prat, M., Virgili, M., Mosso, C., Sánchez- Arcilla, A., 2015.** "Impacts on wave-driven harbour agitation due to climate change in Catalan ports".
- Smolka, E., Zarranz, G., and Medina, J.R., 2009.** Estudio Experimental del Rebase de un Dique en Talud de Cubípodos. Libro de las X Jornadas Españolas de Costas y Puertos, Universidad de Cantabria-Adif Congressos, pp. 803-809.
- TAW, 2002.** Technical report wave run-up and wave overtopping at dikes. Technical Advisory Committee on Water Defences in The Netherlands. Government Publishing Office, The Hague, The Netherlands.
- Torres, R., 2011.** Cálculo de la longitud de la ola mediante la técnica de análisis dimensional. *Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería Universidad del Zulia*, vol. 34, n.o 2, abril de 2011, pp. 156-59.
- Ulbrich, U., May W., Li L., Lionello P., Pinto J.G., Somot S., 2006.** "Chapter 8: The Mediterranean climate change under global warming".
- U.S. Army Corps of Engineers. USACE, 2002.** Coastal Engineering Manual. Engineer Manual 1110-2-1100. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C. (in 6 volumes).
- Vidal, C., Losada, M. A., Medina, R. , Mansard, E. P. D. y Gomez-Pina, G., 1992.** A universal analysis for the stability of both low-crested and submerged breakwaters. ICCE'92, 1679-1692.



Estudio experimental de rebase y fuerzas en el espaldón en diques en talud con cuenco amortiguador. Adaptación al cambio climático del dique con cuenco amortiguador del puerto de Denia (Alicante).



Van der Meer, J. W. and Pilarczyk, K.W., 1990. Stability of low-crested and reef Breakwaters. Proc. ICCE'90, 1375-1387.

Van Gent, M.R.A., Van den Boogaard, H.F.P., Pozueta, B., and Medina, J.R., 2007. Neural network modelling of wave overtopping at coastal structures. Coastal Engineering, 54 (8), 586–593.

Vargas-Yáñez, M., Moya, F., García-Martínez, M.C., Tel, E., Zunino, P., Plaza, F., Salat, J., Pascual, J., López-Jurado, J.L., Serra, M., 2010. “Climate change in the Western Mediterranean Sea 1900–2008”.

Vicinanza, D., Stagonas, D., Nørgaard, J.Q.H. and Lykke Andersen, T., 2012. Innovative breakwaters design for wave energy conversio. Research Gate.

Yagüe, D. y Negro, V., 2001. Melodía de las rocas y el mar: proyecto de puerto deportivos en Jávea, Alicante. Libro de Resúmenes de Ponencias de las VI Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos, mayo de 2001, 233-234.



CAPÍTULO 09. LISTA DE ACRÓNIMOS

Anotaciones y acrónimos

α = ángulo del talud del dique

A_c = Cota de coronación del manto de protección

β = Ángulo de ataque del oleaje

B = Ancho de la berma

B_t = Anchura del pie de dique

$B.M.V.E.$ = Baja mar viva equinoccial

γ_β = Factor de oblicuidad

γ_f = Coeficiente de rugosidad

c_b = Anchura del espaldón

CF = Factor de complejidad

c_h = Altura del espaldón

$\cot(\alpha_d)$ = Talud de la estructura en la parte baja de la berma

$\cot(\alpha_u)$ = Talud de la estructura en la parte alta de la berma

d_i = Separación de sensores capacitivos en el canal del laboratorio

D_n = Diámetro nominal

F_c = Nivel de la base del espaldón

$F_{h0,1\%}$ = Fuerza horizontal máxima debida a la presión del oleaje

$F_{v0,1\%}$ = Fuerza vertical máxima debida a la subpresión del oleaje

$F_v (F_{h0,1\%})$ = Fuerza vertical concomitante a la fuerza horizontal máxima debida a la subpresión del oleaje

g = Aceleración de la gravedad: $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

G_c = Ancho de coronación del manto principal del dique

h = Profundidad del agua

$h_{Pdd} = h_s = d$ = Profundidad del agua a pie de dique

H_s = Altura de ola significativa

H_{m0} = Altura de ola significativa del análisis espectral: $H_{m0} = 4(m_0)^{1/2}$

$H_{m0, toe} = H_{m0, Pdd}$ = Altura dola significativa a pie de dique

$\xi_{m-1,0}$ = Número de Iribarren basado en H_{m0} y $L_{0,-1}$: $\xi_{m-1,0} = Ir = T_{m-1,0}/\cot \alpha [2\pi H_{m0}/g]^{1/2}$

IRE = Índice de repercusión económica

ISA = Índice de repercusión social y ambiental

K_{α} = Factor de corrección del oleaje

λ = Inversa del factor de escala

L_{Op} = Longitud de onda en aguas profundas basada en T_p : $L_{Op} = g T_p^2 / (2\pi)$

$L_{0,-1}$ = Longitud de onda en aguas profundas basada en $T_{m-1,0}$: $L_{0,-1} = g T_{m-1,0}^2 / (2\pi)$

L_m = Longitud de onda a pie de dique basada en T_m y L_m : $g T_m^2 / 2\pi \tanh(2\pi h/L_m)$

$M_h (F_{h0,1\%})$ = Momento de fuerza horizontal máxima debido a la presión del oleaje

$M_v (F_{v0,1\%})$ = Momento de fuerza vertical máxima debido a la subpresión del oleaje

μ = Coeficiente de rozamiento

N_h = Número de neuronas intermedias en la red neuronal

N_i = Número de datos de entrada en la red neuronal

N_o = Número de datos de salida en la red neuronal

P = Número de parámetros totales de la red neuronal

$P_{b0,1\%}$ = Subpresión máxima debida al oleaje

$P_b (F_{h0,1\%})$ = Subpresión concomitante a la fuerza horizontal máxima debida al oleaje

q = Caudal de rebase medio por metro lineal

Q = Caudal medio de rebase adimensional

R_c = Cota de coronación del espaldón

RF = Factor de confianza

ρ = Densidad del material

$rMSE$ = Error cuadrático medio relativo usando un estimador "e" y un grupo de datos observados "o"

$R_{u0,1\%}$ = Remonte máximo

S_i = Sensor de registro de presiones del espaldón

T = Número de datos destinados a entrenamiento

T_{01} = Período espectral medio: $T_{1,0} = m_0/m_1$

$T_{m-1,0}$ = Período de ola espectral: $T_{m-1,0} = m_{-1}/m_0$

$T_{m-1,0-toe}$ = Período de ola espectral a pie de dique

T_p = Período pico

UO = Unidad de obra

VAR = Varianza

W = Peso del elemento estudiado



AR = Assessment Report

AWACS = Active Wave Absorption System

CLASH = Proyecto de la UE Evaluación de la cota de coronación de las estructuras costeras mediante la monitorización a escala real, la predicción con redes neuronales y el análisis de riesgos sobre el rebase permisible de las olas

CLASH NN = Red Neuronal de *CLASH* creada por Van Gent et al. (2007)

ESBECO = Estabilidad hidráulica del manto, BErma y COronación de diques en talud con rebase y rotura por fondo

GEI = Gases de efecto invernadero

IPCC = Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático

LPC-UPV = Laboratorio de Puertos y Costas de la Universidad Politécnica de Valencia

MedECC = Red Mediterránea de Expertos en el Cambio Climático y Medioambiental

NASA = Administración Nacional de Aeronáutica y del Espacio

OMM = Organización Meteorológica Mundial

PIANC = Congreso permanente de la Asociación Internacional de Navegación

RCP = Vía de concentración representativa

SYC = Synthesis Report

USACE = Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos

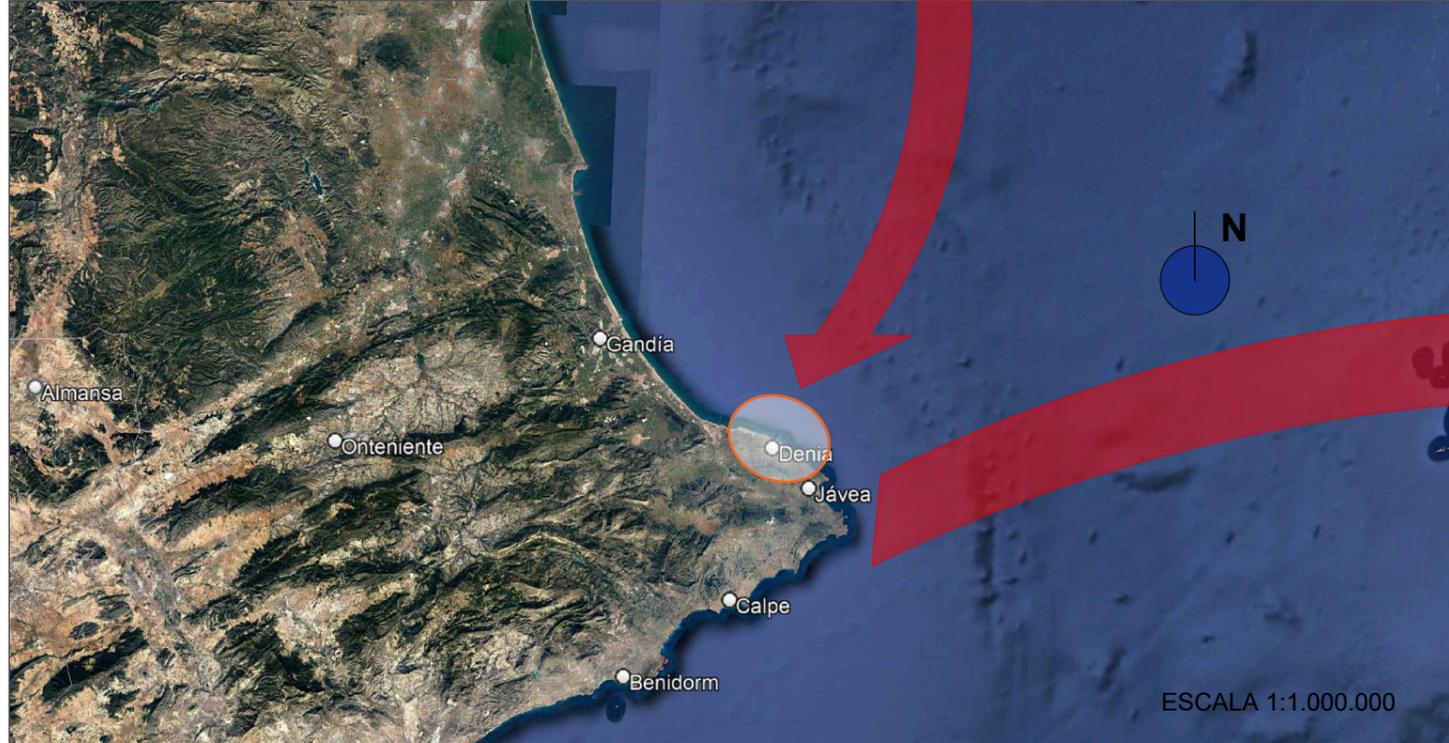
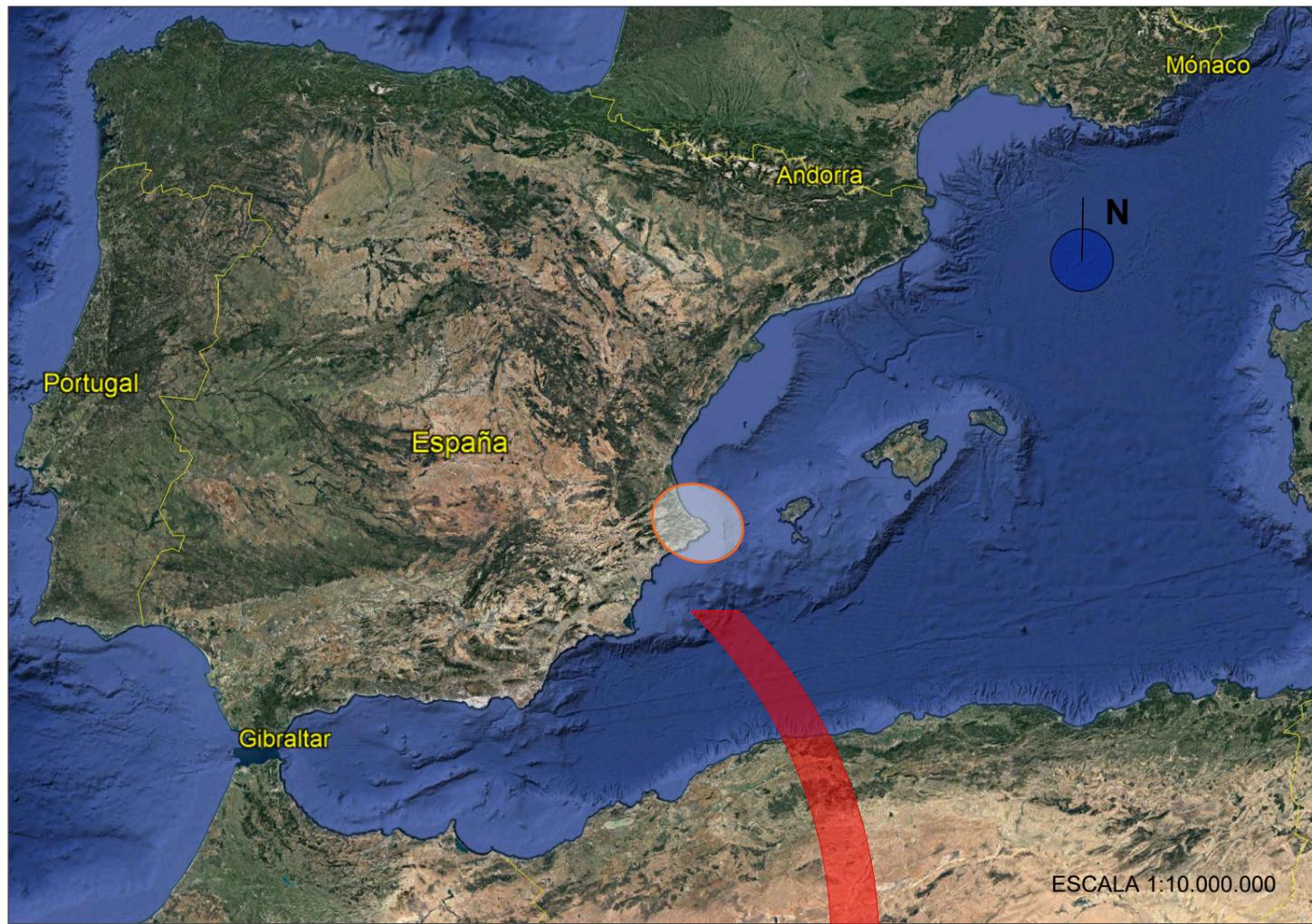


ANEJO 01. PLANOS



Anejo 01. Listado de planos correspondientes al Capítulo 06:

- 1.- Emplazamiento
- 2.- Sección transversal actual
- 3.- Sección transversal de la alternativa escogida
- 4.- Accesos a la obra



Estudio experimental de rebase y fuerzas en el espaldón en diques en talud con cuenco amortiguador. Adaptación al cambio climático del dique con cuenco amortiguador del puerto de Denia (Alicante).	AUTOR	FIRMA	TITULACIÓN	PLANO		Nº DE PLANO
	PABLO BARREIRA RIBERA		MÁSTER EN INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS	EMPLAZAMIENTO		1
		FECHA	UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	ESCALA	UNIDADES	Nº DE HOJA
		OCTUBRE 2021		VARIOS	METROS	1

Sección actual antes de la modificación requerida por el nivel del mar debido al cambio climático

Rebase:

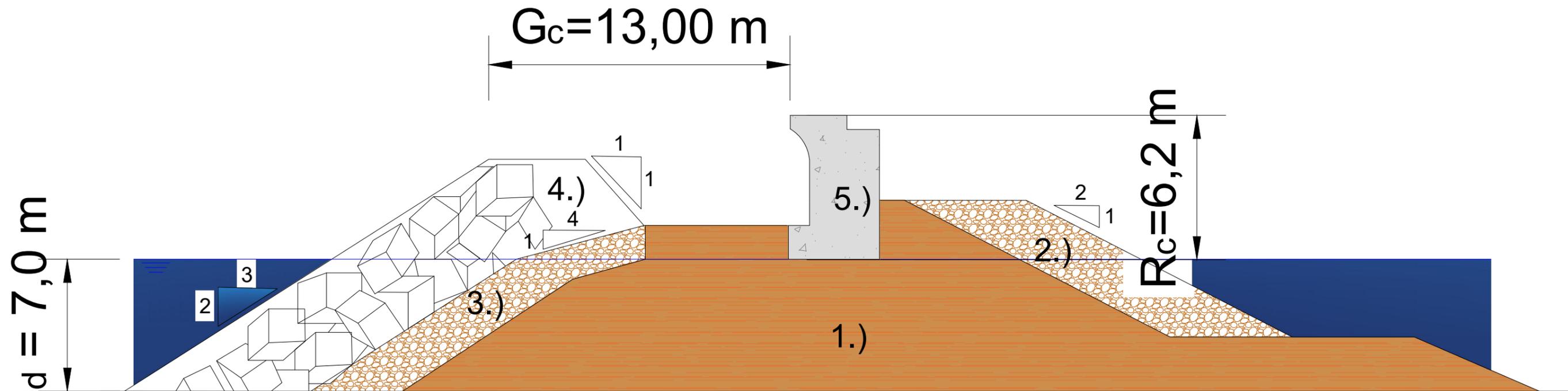
Parámetros	2021	2050	2100
ln Q	-9,71	-9,50	-8,86
Q	6,06E-05	7,49E-05	1,42E-04
Admisible	Si	Si	Si

Deslizamiento:

Combinación	Característica			Accidental		
	Año	2021	2050	2100	2021	2050
Deslizamiento	1,19	1,13	0,89	1,20	1,14	0,90
Comprobación	Desliza	Desliza	Desliza	Desliza	No desliza	Desliza

Vuelco:

Combinación	Característica			Accidental		
	Año	2021	2050	2100	2021	2050
Vuelco	1,11	1,08	0,94	6,81	6,57	5,74
Comprobación	Vuelca	Vuelca	Vuelca	No vuelca	No vuelca	No vuelca



1.) Núcleo de escollera 10 kg

2.) Manto secundario de escollera 2 t

3.) Manto interior de escollera 3 t

4.) Manto de protección de bloques de hormigón 25 t

5.) Espaldón de hormigón ciclópeo

Estudio experimental de rebase y fuerzas en el espaldón en diques en talud con cuenco amortiguador. Adaptación al cambio climático del dique con cuenco amortiguador del puerto de Denia (Alicante).

AUTOR

PABLO BARREIRA RIBERA

FIRMA

FECHA

OCTUBRE 2021

TITULACIÓN

MÁSTER EN INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

PLANO

SECCIÓN TRANSVERSAL ACTUAL

ESCALA

1:150

UNIDADES

METROS

Nº DE PLANO

2

Nº DE HOJA

1

Alternativa elegida plasmada en la situación actual.

Rebase:

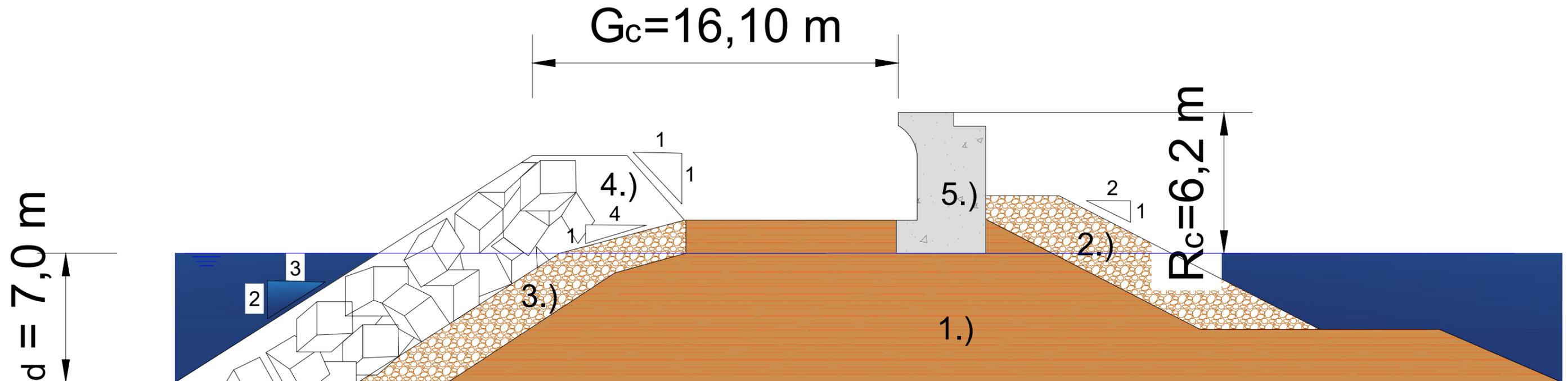
Parámetros	2050	2100
In Q	-10,29	-9,60
Q	3,40E-05	6,78E-05
Admisible	Si	Si

Deslizamiento:

Combinación	Característica		Accidental		
	Año	2050	2100	2050	2100
Deslizamiento		1,70	1,32	1,72	1,20
Comprobación		No desliza	No desliza	No desliza	No desliza

Vuelco:

Combinación	Característica		Accidental		
	Año	2050	2100	2050	2100
Vuelco		1,55	1,32	9,47	8,04
Comprobación		No vuelca	No vuelca	No vuelca	No vuelca



1.) Núcleo de escollera 10 kg

2.) Manto secundario de escollera 2 t

3.) Manto interior de escollera 3 t

4.) Manto de protección de bloques de hormigón 25 t

5.) Espaldón de hormigón ciclópeo

Estudio experimental de rebase y fuerzas en el espaldón en diques en talud con cuenco amortiguador. Adaptación al cambio climático del dique con cuenco amortiguador del puerto de Denia (Alicante).

AUTOR

PABLO BARREIRA RIBERA

FIRMA

FECHA

OCTUBRE 2021

TITULACIÓN

MÁSTER EN INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

PLANO

SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA ALTERNATIVA

ESCALA

1:150

UNIDADES

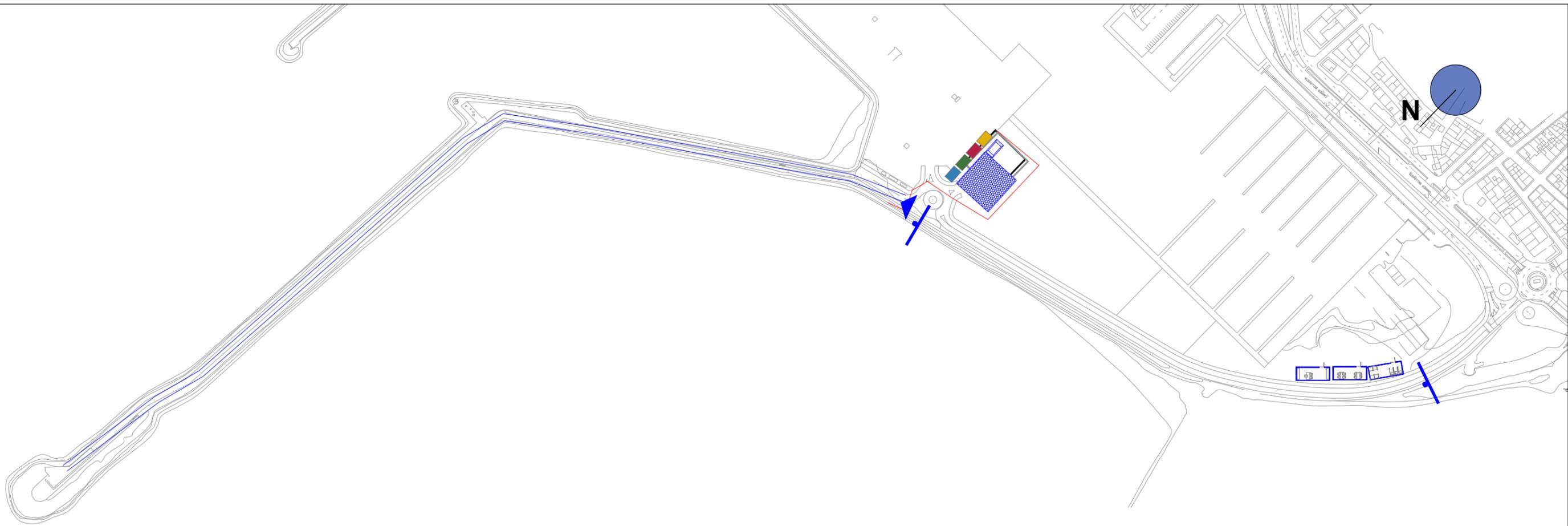
METROS

Nº DE PLANO

3

Nº DE HOJA

1



NORMAS Y MEDIDAS PREVENTIVAS DE LA CIRCULACIÓN

- Al realizar entradas o salidas del recinto, lo hará con precaución, auxiliado por señales de un miembro de la obra.
- Respetará todas las normas del código de circulación.
- Respetará en todo momento la señalización de la obra.
- Las maniobras dentro del recinto de obra se harán sin brusquedades, anunciando con antelación los mismos, auxiliándose del personal de obra.
- La velocidad de circulación estará en consonancia con la carga transportada, la visibilidad y las condiciones del terreno.
- No permanecerá nadie en las proximidades del camión, en el momento de realizar estas maniobras.
- Estará prohibido el acceso a toda persona ajena a la obra. Se instalarán vallados de mallazo o similar en zonas donde puedan tener acceso o circular personas ajenas a la obra. En el caso de que se realice alguna visita de personas ajenas a la obra, esta solo se realizara bajo el conocimiento y la supervisión de la dirección facultativa de la obra y siempre será obligatorio el uso del casco y calzado de seguridad.

CONSIDERACIONES:

La circulación de la maquinaria terrestre será siempre en una dirección en el muelle y cuando se salga de este se podrá maniobrar, a pesar de que solo se circule por un carril.

Se deberá tener en cuenta que para el comedor y para el aseo y vestuario se apilarán 2 barracones

CARTELES DE OBRA EMPLEADOS:



Comedor	Oficina	Punto limpio	Cartel de obra	Acceso vehículos y peatones
Aseo y vestuario	Contenedor	Zona de acopio	Vallado obra	Circulación vehículos y peatones

Estudio experimental de rebase y fuerzas en el espaldón en diques en talud con cuenco amortiguador. Adaptación al cambio climático del dique con cuenco amortiguador del puerto de Denia (Alicante).	AUTOR	FIRMA	TITULACIÓN	PLANO		Nº DE PLANO
	PABLO BARREIRA RIBERA		MÁSTER EN INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS	ACCESOS		4
	FECHA			ESCALA	UNIDADES	Nº DE HOJA
	OCTUBRE 2021			1:4000	METROS	1



ANEJO 02. OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE

Anejo 2. Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS)

Relación del TFG/TFM “Estudio experimental de rebase y fuerzas en el espaldón en diques en talud con cuenco amortiguador. Adaptación al cambio climático del dique con cuenco amortiguador del puerto de Denia” con los Objetivos de Desarrollo Sostenible de la Agenda 2030.

Objetivos de Desarrollo Sostenibles	Alto	Medio	Bajo	No Procede
ODS 1. Fin de la pobreza.				X
ODS 2. Hambre cero.				X
ODS 3. Salud y bienestar.				X
ODS 4. Educación de calidad.				X
ODS 5. Igualdad de género.				X
ODS 6. Agua limpia y saneamiento.				X
ODS 7. Energía asequible y no contaminante.				X
ODS 8. Trabajo decente y crecimiento económico.				X
ODS 9. Industria, innovación e infraestructuras.		X		
ODS 10. Reducción de las desigualdades.				X
ODS 11. Ciudades y comunidades sostenibles.				X
ODS 12. Producción y consumo responsables.				X
ODS 13. Acción por el clima.	X			
ODS 14. Vida submarina.				X
ODS 15. Vida de ecosistemas terrestres.				X
ODS 16. Paz, justicia e instituciones sólidas.				X
ODS 17. Alianzas para lograr objetivos.				X

Tabla 1. Grado de relación del trabajo con los Objetivos de Desarrollo Sostenible

A continuación, se describen los ODS mayormente relacionados con el proyecto realizado:

- Objetivo 9: Industria, innovación e infraestructura

De este objetivo se quiere resaltar la parte correspondiente a la innovación y a la infraestructura, pues son pilares fundamentales para el uso eficiente de recursos, para facilitar el comercio internacional y para promover nuevas tecnologías, aunque aún queda un largo camino por recorrer para que todo el mundo se aproveche de este potencial.

La innovación y el progreso tecnológico son dos factores de gran importancia para hallar soluciones duraderas para los desafíos económicos y medioambientales, como el aumento de la eficiencia energética y de recursos, así como en el ámbito de protección.

➤ **Objetivo 13: Acción por el clima**

El cambio climático tiene una afectación a nivel mundial con consecuencias muy graves como la alteración de economías nacionales o la afectación a distintas vidas. Cada vez se producen fenómenos extremos con mayor frecuencia, cambios más notorios en los sistemas meteorológicos y aumentos en los niveles del mar.

Este último es uno de los efectos más significativos siendo consecuencia del aumento global de la temperatura, lo que provoca el deshielo de los polos. Se ha estimado que desde finales del siglo XIX el nivel promedio del mar se ha visto incrementado en 20 cm y se prevé que para el siglo XXII ocurra un aumento de entre 30 y 120 cm.

Con el fin de evitar el peor escenario posible, en el Acuerdo de París 2015 se propuso como objetivo frente al cambio climático mantener el aumento global de la temperatura durante el siglo XXI por debajo de 2 °C con respecto a los niveles anteriores a la era industrial.

En cuanto a las pérdidas económicas anuales, debidos a las diferentes catástrofes climáticas, estas alcanzan ciento de billones de dólares, mientras que las humanas superan el millón. La movilización de fondos para agilizar la adaptación al cambio climático de los países en vías de desarrollo y los países subdesarrollados es uno de los propósitos de este objetivo.

El estudio de diques en talud con cuenco amortiguador es el tema principal en torno al cual gira el presente trabajo. Estas estructuras se crearon con el fin de evitar el rebase de los diques satisfaciendo simultáneamente la calidad visual del entorno en las inmediaciones de los diques y, por lo tanto, de los puertos, sobre todo de los deportivos, que son los que mayor tráfico de turistas ostentan.

Debido al aumento de la temperatura, lo que conlleva a un aumento del nivel medio del mar, el rebase de los diques se ve alterado, pues si no se actúa sobre la estructura, esta se verá sobrepasada afectando directamente a la operatividad del puerto y provocando grandes pérdidas económicas. Además, en dique con cuenco amortiguador, el espaldón de los mismos se ve más afectado que los espaldones de los diques convencionales, pues está más desprotegido.

En el *Capítulo 4* de este trabajo se realiza una labor de investigación a nivel experimental, mediante la que se proponen una serie de formulaciones para abordar los problemas presentados. El fin es tener unas pautas iniciales mediante las que poder dimensionar nuevos diques en talud con cuenco amortiguador.

En el *Capítulo 6* se estudia el caso práctico del tramo 4 del dique norte del puerto de Denia. Se concluye que la sección actual no será capaz de resistir a los esfuerzos que el espaldón sufrirá por el aumento del nivel del mar, por lo que se propone una solución constructiva que si los resista basada en el retranque del espaldón.



A continuación, se muestran las metas de desarrollo sostenible correspondientes a los objetivos 9 y 13 y que están relacionadas con el proyecto:

- **9.1** Desarrollar infraestructuras fiables, sostenibles, resilientes y de calidad, incluidas infraestructuras regionales y transfronterizas, para apoyar el desarrollo económico y el bienestar humano.
- **9.4** De aquí a 2030, modernizar la infraestructura y reconvertir las industrias para que sean sostenibles, utilizando los recursos con mayor eficacia y promoviendo la adopción de tecnologías y procesos industriales limpios y ambientalmente racionales.
- **9.5** Aumentar la investigación científica y mejorar la capacidad tecnológica de los sectores industriales de todos los países, en particular los países en desarrollo.
- **13.1** Fortalecer la resiliencia y la capacidad de adaptación a los riesgos relacionados con el clima y los desastres naturales en todos los países.
- **13.2** Incorporar medidas relativas al cambio climático en las políticas, estrategias y planes nacionales.