



Escuela Técnica Superior de  
Ingenieros de Caminos,  
Canales y Puertos.  
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA



# VALORACIÓN TÉCNICA PARA LA FABRICACION DE MUROS COSTEROS CON TECNOLOGÍA DE HORMIGONADO 3D: COMPARATIVA FUNCIONAL Y ESTRUCTURAL DE LAS SOLUCIONES TRADICIONALES

Trabajo realizado por:

*Emy Gisselle Murillo Ortega*

Dirigido:

*Ing. Gabriel Díaz Hernández*

Titulación:

**Máster**

**Universitario en  
Costas y Puertos**

Santander, septiembre de 2024

**TRABAJO FINAL DE MASTER**

# Valoración Técnica para la fabricación de muros costeros con tecnología de hormigonado 3D: Comparativa Funcional y Estructural de las soluciones tradicionales

---

**Autora:** Emy Gisselle Murillo Ortega

**Directores:** Ing. Gabriel Diaz Hernández

**Convocatoria:** septiembre 2024

---

## Resumen

Los muros costeros desempeñan un papel crucial en la protección de las infraestructuras urbanas y naturales contra la erosión, inundaciones y daños producidos por las olas y las tormentas. Estas estructuras no solo son esenciales para preservar la integridad de los paseos marítimos y las propiedades costeras, sino que también contribuyen a la seguridad de las comunidades y a la conservación de los ecosistemas costeros. Tradicionalmente, los muros costeros han sido construidos con métodos convencionales de hormigonado, que, si bien ofrecen robustez y durabilidad, presentan limitaciones en términos de flexibilidad geométrica de diseño y capacidad de adaptación a entornos complejos y dinámicos como las costas.

En los últimos años, el desarrollo de tecnologías avanzadas como la impresión 3D en hormigón ha abierto nuevas posibilidades para el diseño y la construcción de estructuras costeras. La impresión 3D permite la creación de formas geométricas complejas y optimizadas, que pueden mejorar significativamente el rendimiento funcional y estructural de los muros costeros. Por ello, este trabajo de fin de máster tiene como objetivo evaluar la viabilidad técnica de utilizar la tecnología de impresión 3D en hormigón para la construcción de muros costeros con formas geométricas no tradicionales, comparando su desempeño con las formas clásicas en términos de resistencia estructural, eficiencia funcional y capacidad de mitigación de daños.

El estudio toma la playa de San Lorenzo, ubicada en Gijón, Asturias, como un laboratorio de prueba para proponer nuevas geometrías de muros costeros (hipotéticamente impresos con tecnología de hormigonado 3D) dado que se trata de un área particularmente vulnerable a los efectos de las tormentas en conjunción con altas mareas. Estos muros han sido fundamentales para proteger la infraestructura costera, especialmente debido a las condiciones climáticas marítimas adversas típicas de la región. El clima marítimo en Gijón se caracteriza por frecuentes temporales, fuertes oleajes y marejadas, que aumentan el riesgo de erosión costera y rebase de las olas, como se evidenció durante los eventos de temporal de 2014 que provocaron múltiples incidentes de rebase y daños significativos en el paseo marítimo. Estos eventos pusieron de manifiesto las limitaciones de los muros costeros construidos con métodos tradicionales y subrayaron la necesidad de explorar nuevas soluciones que

puedan ofrecer mayor protección y resiliencia.

Para abordar los problemas específicos de rebase y presión en el muro de San Lorenzo, se han propuesto tres alternativas geométricas innovadoras utilizando la libertad de diseño proporcionada por la impresión 3D. La primera alternativa es un muro de perfil curvo integral seccionada que actúa como un gran botaolas continuo. Esta propuesta se basa en una forma senoidal en planta, donde en la zona más vulnerable se dispone una sección de perfil curvo diseñada para reducir el rebase y mejorar la estabilidad del muro en las áreas más afectadas.

La segunda alternativa se inspira en los paneles acústicos utilizados en estudios de grabación que se diseñan para mitigar la reflexión de las ondas de sonido. Estos paneles tienen una forma geométrica triangular intercalada o en paneles rectangulares sobrepuestos que, al ser impresos en 3D y adheridos al dique vertical existente, se comportan como una superficie rugosa que disipa el oleaje al encontrarse contra la estructura. Esta configuración busca minimizar la presión sobre el muro, mejorando su eficiencia en la disipación de la energía de las olas.

Finalmente, la tercera alternativa combina elementos de las dos anteriores, incorporando una sección del muro con perfil curvo que presenta la rugosidad y la geometría de los paneles acústicos. Esta solución híbrida está diseñada para maximizar la dispersión de la energía del oleaje y la estabilidad estructural del muro.

Para este estudio, se ha utilizado la herramienta computacional IH2VOF, que permite simular con precisión la interacción de las olas con estructuras costeras en un entorno 2DV (similar a un canal de oleaje en laboratorio físico). El estudio tomó como referencia el evento de temporal de febrero de 2014, simulando un estado de mar durante 1 hora, incluyendo el nivel del mar correspondiente, así como la batimetría y topografía del muro existente. Este enfoque permitió realizar una comparación controlada entre el diseño original y las nuevas alternativas propuestas. Además de una validación utilizando las formulaciones semi-empíricas para el cálculo del caudal y las fuerzas ejercidas sobre el muro, asegurando así la precisión de los resultados obtenidos en términos de rebase y presiones.

Los resultados indican que los diseños con impresión 3D ofrecen mejoras significativas en la reducción del rebase y la presión en comparación con los métodos tradicionales. En particular, las configuraciones con perfil curvo y aquellas que combinan esta geometría con paneles acústicos demostraron ser especialmente efectivas en la mitigación del impacto de las olas.

**Palabras Clave:** Adaptación climática, Funcionalidad, Estabilidad, Impresión 3D, IH2VOF, Rebase, Presiones, Run Up, Clima Marítimo.

# Technical Assessment for the manufacture of coastal walls with 3D concreting technology: Functional and Structural Comparison of traditional solutions

---

Author: Emy Gisselle Murillo Ortega

Directors: Ing. Gabriel Díaz Hernández

Call: September 2024

---

## Abstract

Coastal walls play a crucial role in protecting urban and natural infrastructure from erosion, flooding, and damage from waves and storms. These structures are not only essential for preserving the integrity of seafronts and coastal properties, but also contribute to the safety of communities and the conservation of coastal ecosystems. Traditionally, coastal walls have been constructed using conventional concreting methods, which, while offering robustness and durability, have limitations in terms of geometric design flexibility and adaptability to complex and dynamic environments such as coastlines.

In recent years, the development of advanced technologies such as 3D concrete printing has opened up new possibilities for the design and construction of coastal structures. 3D printing allows for the creation of complex and optimized geometric shapes, which can significantly improve the functional and structural performance of coastal walls. Therefore, this master's thesis aims to evaluate the technical feasibility of using 3D concrete printing technology for the construction of coastal walls with non-traditional geometric shapes, comparing their performance with classical shapes in terms of structural strength, functional efficiency and damage mitigation capacity.

The study takes San Lorenzo beach, located in Gijón, Asturias, as a test laboratory to propose new geometries of coastal walls (hypothetically printed with 3D concreting technology) given that it is an area particularly vulnerable to the effects of storms in conjunction with high tides. These walls have been fundamental in protecting coastal infrastructure, especially due to the adverse maritime weather conditions typical of the region. The maritime climate in Gijón is characterised by frequent storms, strong waves and swells, which increase the risk of coastal erosion and wave overtopping, as evidenced during the storm events of 2014 which caused multiple incidents of overtopping and significant damage to the seafront. These events highlighted the limitations of coastal walls built using traditional methods and underlined the need to explore new solutions that can offer greater protection and resilience.

To address the specific problems of overtopping and pressure on the San Lorenzo wall, three innovative geometric alternatives have been proposed using the design freedom

provided by 3D printing. The first alternative is a sectioned integral curved profile wall that acts as a large continuous boom. This proposal is based on a sinusoidal plan shape, where in the most vulnerable area a curved profile section is arranged designed to reduce overtopping and improve the stability of the wall in the most affected areas.

The second alternative is inspired by acoustic panels used in recording studios that are designed to mitigate the reflection of sound waves. These panels have a triangular geometric shape interspersed or in overlapping rectangular panels that, when printed in 3D and adhered to the existing vertical breakwater, behave as a rough surface that dissipates the waves when they meet the structure. This configuration seeks to minimize the pressure on the wall, improving its efficiency in dissipating wave energy.

Finally, the third alternative combines elements of the two previous ones, incorporating a section of the wall with a curved profile that presents the roughness and geometry of the acoustic panels. This hybrid solution is designed to maximize the dispersion of wave energy and the structural stability of the wall.

For this study, the IH2VOF computational tool has been used, which allows to accurately simulate the interaction of waves with coastal structures in a 2DV environment (similar to a wave channel in a physical laboratory). The study took the February 2014 storm event as a reference, simulating a sea state for 1 hour, including the corresponding sea level, as well as the bathymetry and topography of the existing wall. This approach allowed a controlled comparison between the original design and the new proposed alternatives. In addition, a validation using the semi-empirical formulations for the calculation of the flow and the forces exerted on the wall, thus ensuring the accuracy of the results obtained in terms of overtopping and pressures.

The results indicate that 3D printed designs offer significant improvements in overtopping and pressure reduction compared to traditional methods. In particular, curved profile configurations and those combining this geometry with acoustic panels proved to be especially effective in mitigating wave impact.

**Keywords:** Climate adaptation, Functional efficiency, Structural stability, 3D printing, IH2VOF, Overtopping, Wave pressures, Run-up, Maritime climate.

## **Dedicatoria**

A Dios, por ser mi guía y fortaleza en cada paso de este camino. A mis padres y a mi familia, por su amor incondicional, su apoyo constante y por ser una parte fundamental en mi vida. Y a todos aquellos que, de una manera u otra, han contribuido a mi crecimiento personal y profesional. Este trabajo es el fruto de sus enseñanzas, su inspiración y su confianza en mis capacidades.

## **Agradecimiento**

La realización de este máster no habría sido posible sin el apoyo de diversas personas e instituciones que me ofrecieron la oportunidad de cumplir una de mis metas: adquirir una formación que me permita seguir avanzando profesionalmente.

Quisiera expresar mi más sincero agradecimiento a la Fundación Carolina y a todo su equipo, quienes me brindaron la posibilidad de estudiar en el extranjero, ayudándome a cumplir uno de mis sueños y apoyándome en cada etapa de este proceso.

También quiero manifestar mi gratitud y admiración al ingeniero Gabriel Díaz, mi tutor de tesis, por permitirme colaborar con él en la realización de este estudio, así como por su paciencia, tiempo y dedicación, por guiarme en cada paso, compartir su conocimiento y ser clave para alcanzar los objetivos planteados. Sin su apoyo y el de cada uno de los profesores de este máster, nada de esto habría sido posible.

Asimismo, quiero agradecer a Ramón Marín, mi compañero de vida, por su apoyo constante y su presencia durante todo este año en el extranjero, que ha sido especialmente difícil. Su comprensión y ánimos han sido fundamentales para mí en este proceso. Finalmente, gracias a mi familia y amigos en Honduras, que siempre me ofrecieron su apoyo desde la distancia y fueron mi sostén a lo largo de esta aventura.

## Índice

INTRODUCCIÓN.....	16
OBJETIVOS.....	17
1. OBJETIVO GENERAL.....	17
2. OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	17
ESTRUCTURA DE TESIS .....	18
1 ESTADO DEL ARTE .....	21
1.1 ANÁLISIS TIPOLOGICO TRADICIONAL DE MUROS COSTEROS.....	21
1.2 OBRAS DE ABRIGO Y PROTECCION COSTERA .....	22
1.2.1 Diques verticales .....	22
1.2.2 Diques en talud .....	23
1.2.3 Dique mixto.....	24
1.2.4 Muelles .....	25
1.2.5 Rompeolas Flotantes.....	28
1.2.6 Rompeolas Exentos y Sumergidos.....	28
1.2.7 Espigones .....	29
1.2.8 Muros costeros .....	30
1.3 DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ELEMENTOS VERTICALES TRADICIONALES.....	41
1.3.1 ASPECTOS ESTRUCTURALES Y VERIFICACION DE DISEÑO .....	42
1.3.2 CRITERIOS DE DISEÑO GENERALES .....	43
1.4 IMPRESIÓN 3D APLICADA EN LA INGENIERIA CIVIL.....	55
1.4.1 ¿QUÉ ES LA IMPRESIÓN 3D? .....	55
1.4.2 RAZONES DE NEGOCIO.....	56
1.4.3 ANTECEDENTES DE LA IMPRESIÓN 3D EN LA CONSTRUCCIÓN .....	56
1.4.4 APLICACIÓN EN PROCESOS CONSTRUCTIVOS. ....	58
1.5 AVANCES DE TIPOLOGIAS NO TRADICIONALES EN LA INGENIERIA MARITIMA Y SU RELACION CON LA IMPRESIÓN 3D .....	73
1.5.1 AVANCES RECIENTES.....	74
2 JUSTIFICACIÓN Y MOTIVACIÓN .....	79
3 METODOLOGÍA .....	83
3.1 INTRODUCCIÓN.....	83
3.2 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	83
3.2.1 Localización Geográfica y Morfología .....	83
3.2.2 Batimetría .....	85
3.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	87
3.3.1 Rebases en el Paseo Marítimo .....	87
3.3.2 Tipología del Muro Costero Actual.....	88
3.4 CLIMA MARITIMO .....	90
3.4.1 Introducción.....	90

3.4.2	Nivel del mar .....	91
3.4.3	Caracterización del oleaje en profundidades Indefinidas .....	92
3.5	PROPAGACION DEL OLEAJE.....	97
3.5.1	Montaje SWAN.....	98
3.5.2	Resultados de Propagación .....	99
3.6	REPRODUCCIÓN NUMERICA DEL EVENTO CON EL IH2VOF (CASO CONTROL) .....	100
3.6.1	Descripción del Modelo Numérico.....	100
3.6.2	Montaje Caso Control .....	101
3.6.3	Ejecución Caso Control .....	106
3.6.4	Resultados y Validación del Evento.....	110
3.6.5	Validación de Resultados del Modelo con Formulaciones Existentes .....	119
3.7	PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO.....	126
3.7.1	Estrategias de diseño .....	126
3.7.2	Alternativa 1: Muro Curvo.....	128
3.7.3	Alternativa 2: Muro Vertical de Paneles con cuñas triangulares.....	134
3.7.4	Alternativa 3: Muro Curvo de Cuñas triangulares .....	143
4.	RESULTADOS Y ANÁLISIS .....	150
4.1	RESULTADOS ALTERNATIVA 1: MURO CURVO .....	150
4.1.1	Superficie Libre ( $\eta$ ).....	150
4.1.2	Espectro .....	151
4.1.3	Análisis de Rebase (Overtopping). Caso control vs. Alternativa 1 .....	152
4.1.4	Análisis de Presiones Caso control vs. Alternativa 1.....	155
4.1.5	DrawFast Caso control vs. Alternativa 1.....	156
4.2	RESULTADOS ALTERNATIVA 2: MURO VERTICAL CON PANELES DE CUÑAS TRIANGULARES .....	158
4.2.1	Superficie Libre ( $\eta$ ).....	158
4.2.2	Espectro .....	159
4.2.3	Análisis de Rebase (Overtopping) Caso control vs. Alternativa 2 .....	160
4.2.4	Análisis de Presiones Caso control vs. Alternativa 2 .....	163
4.2.5	DrawFast Caso control vs. Alternativa 2.....	165
4.3	RESULTADOS ALTERNATIVA 3: MURO CURVO DE CUÑAS TRIANGULARES .....	166
4.3.1	Superficie Libre ( $\eta$ ).....	166
4.3.2	Espectro .....	167
4.3.3	Análisis de Rebase (Overtopping) Caso control vs. Alternativa 3 .....	167
4.3.4	Análisis de Presiones Caso control vs. Alternativa 3 .....	170
4.3.5	DrawFast Caso control vs. Alternativa 3.....	172
4.4	SÍNTESIS DE RESULTADOS .....	174
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIÓN.....	176
5.1	CONCLUSIONES.....	176

5.2 RECOMENDACIONES..... 178  
 BIBLIOGRAFÍA..... 180

## Índice de Ilustraciones

*Ilustración 1-1. Tipología y Clasificación de Obras Marítimas [Fuente: (M2061-Fundamentos de Obras Marítimas, 2024)].* ..... 21  
*Ilustración 1-2. Esquemas diques verticales [Fuente: ROM 1.0-2b].*..... 22  
*Ilustración 1-3. Dique Vertical. [Fuente: La Provincia].*..... 23  
*Ilustración 1-4. Esquema diques en talud. [Fuente: (Dirección de Obras Portuarias, 2013)].*... 23  
*Ilustración 1-5. Dique en Talud [Fuente: (Lara, 2024)].* ..... 24  
*Ilustración 1-6. Esquema Geométrico de un Dique Mixto [Fuente: (Puertos del Estado, 2009)]*  
*.....* ..... 25  
*Ilustración 1-7. Esquema Geométrico de Muelle de Cajones [Fuente: (GUÍA DE BUENAS PRÁCTICAS PARA LA EJECUCIÓN DE OBRAS MARÍTIMAS, 2008).]* ..... 25  
*Ilustración 1-8. Esquema Geométrico de Muelle de Bloques y Bloques de Hormigón [Fuente: (GUÍA DE BUENAS PRÁCTICAS PARA LA EJECUCIÓN DE OBRAS MARÍTIMAS, 2008).]* ..... 26  
*Ilustración 1-9. Esquema Geométrico de Muelle Sumergido [Fuente: (GUÍA DE BUENAS PRÁCTICAS PARA LA EJECUCIÓN DE OBRAS MARÍTIMAS, 2008)]* ..... 27  
*Ilustración 1-10.. Esquema Geométrico de Muelle de Pantalla [Fuente (GUÍA DE BUENAS PRÁCTICAS PARA LA EJECUCIÓN DE OBRAS MARÍTIMAS, 2008)]* ..... 27  
*Ilustración 1-11. Esquema de Rompeolas Flotante [Fuente: (FDN Group, 2016)]* ..... 28  
*Ilustración 1-12. Rompeolas exento Happsbrugh, UK [Fuente: (Hydro International, 2009)].* 28  
*Ilustración 1-13. Esquema de un dique de escollera emergido convencional (izquierda) y de un arrecife artificial [Fuente: (CEM, Chapter3: Shore Protection Projects, 2003)].*..... 29  
*Ilustración 1-14. Esquema Espigones [Fuente: (CEM, Chapter3: Shore Protection Projects, 2003)].*..... 30  
*Ilustración 1-15. Espigones en la Costa de Sitges, España [Fuente: Google Earth].*..... 30  
*Ilustración 1-16. Variación en el tipo de diseño de los muros de contención costera [Fuente: (Technologies for Climate Change Adaptation , 2010 )].*..... 31  
*Ilustración 1-17. Sección transversal esquemática que ilustra la socavación de un muro de contención. [Fuente: (Technologies for Climate Change Adaptation, 2010b)]* ..... 34  
*Ilustración 1-18. Tipos de Muros costeros y Diques. [Fuente: (CEM, Chapter3: Shore Protection Projects, 2003)]* ..... 35  
*Ilustración 1-19. Muro Costero Vertical. [Fuente: (PreCast, 2024)].*..... 36  
*Ilustración 1-20. Comportamiento típico de muros con botaolas y muros verticales. [Fuente: (Impermeable recurve seawalls to reduce wave overtopping, 2014)].*..... 37  
*Ilustración 1-21. Instalación de Botaoles en Muro Costero [Fuente: (La Nueva España, 2018)]*  
*.....* ..... 37  
*Ilustración 1-22. Esquema Geométrico de un Muro Costero Curvo [Fuente: (SPM, 1984)]* ..... 38  
*Ilustración 1-23. Clasificación de Muros de Perfil Curvo Integral [Fuente: (Swart, 2016)].*..... 40  
*Ilustración 1-24. Muro de retorno de olas ubicado en Penrhyn Bay, Gran Bretaña, reportado en el panel izquierdo. Muro de contención recurvado con armadura de roca en Scarborough, reportado en el panel derecho. [Fuente: (Myrta Castellin, 2018)].*..... 40

<i>Ilustración 1-25. Diseño de Muro Vertical Escalonado en Harrison County, Mississippi y Esquema geométrico [Fuente: (SPM, 1984)]</i>	41
<i>Ilustración 1-26. Diagrama de Olas Rompientes [Fuente: (SPM, 1984)]</i>	45
<i>Ilustración 1-27. Esquema de Run-Up y Rebase. [Fuente: (SPM, 1984)]</i>	45
<i>Ilustración 1-28. Pendiente frontal uniforme equivalente (según de Waal y van der Meer 1993) [Fuente: (Wave Runup and Overtopping at Seawalls Built on Land and in Very Shallow Water, 2013)]</i>	46
<i>Ilustración 1-29..Datos de rebase de olas en muros verticales representados con <math>\gamma_s=1.0</math> (Franco y Franco 1999) y Datos de rebase de olas en muros verticales con media ajustada y bandas de confianza del 95 por ciento (Franco y Franco 1999) [Fuente: (CEM, Chapter 5: Fundamentals of Design, 2003)]</i>	48
<i>Ilustración 1-30.. Formulación para Caudal de Rebase de Franco (1999) [Fuente: (CEM, Chapter 5: Fundamentals of Design, 2003)]</i>	49
<i>Ilustración 1-31. Valores Críticos de Caudal medio de Rebase. [Fuente: (CEM, Chapter 5: Fundamentals of Design, 2003)]</i>	50
<i>Ilustración 1-32. Esquema de fuerzas de las olas en muros verticales por olas no rompientes y rompientes. [Fuente: CEM,2003]</i>	51
<i>Ilustración 1-33. Formulación para Presiones en Muros Verticales con Oleaje Irregular de GODA (1974) [Fuente: CEM,2003]</i>	52
<i>Ilustración 1-34. Formulación para Presiones en Muros Verticales con Oleaje Irregular de Modificada GODA (1974) [Fuente: CEM,2003]</i>	53
<i>Ilustración 1-35. Formulación para Fuerzas y Momentos GODA y Takahashi (1974) [Fuente: CEM,2003]</i>	54
<i>Ilustración 1-36. Perspectiva del diseño esquemático de FreeFab Tower [Fuente: (Parametric House, 2024)]</i>	59
<i>Ilustración 1-37. Perspectiva del diseño esquemático de la Villa Roccia [Fuente: (Mings, 2010)]</i>	60
<i>Ilustración 1-38. Diseño LandHouse Scape [Fuente: (Lalueta, 2013)]</i>	61
<i>Ilustración 1-39. Impresión de Oficinas BOD. [Fuente: (The BOD, 2017)]</i>	61
<i>Ilustración 1-40. Vivienda impresa por APIS COR en Moscú. [Fuente: (Fabricadas, 2017)]</i>	62
<i>Ilustración 1-41. Primer edificio residencial impreso en 3D en Alemania [Fuente: (Alicia M, 2020)]</i>	63
<i>Ilustración 1-42. Diseño Edificación APIS COR [Fuente: (Parametric Architecture, 2022)]</i>	64
<i>Ilustración 1-43. Puente MX3D en Ámsterdam. [Fuente: (Koop, 2021)]</i>	64
<i>Ilustración 1-44. Puente de Castilla-La Mancha en Madrid. [Fuente: (Zotomayor, 2020)]</i>	65
<i>Ilustración 1-45. Puente para ciclistas en Nijmegen. [Fuente: (Mikahila, 2021)]</i>	65
<i>Ilustración 1-46. Puente Peatonal Shanghái. [Fuente: (Arboledas, 2020)]</i>	66
<i>Ilustración 1-47. Puente Peatonal Hormigón Shanghái. [Fuente: (Emmino, 2019)]</i>	67
<i>Ilustración 1-48. Fabricación de Arrecifes Artificiales con Impresión 3D. [Fuente: (Aysha M., 2020)]</i>	74
<i>Ilustración 1-49. Impresión de Muros Vivos con Impresión 3D. [Fuente: (3DNatives, 2024)]</i>	75
<i>Ilustración 1-50. Diques Impresos Acabados in situ. [Fuente: (Kind Designs, 2024)]</i>	76
<i>Ilustración 1-51. Estructura hecha de hormigón aplicado mediante impresión 3D [Fuente: (Noticias de Ciencia y Tecnología , 2020)]</i>	76
<i>Ilustración 3-1. Localización Geográfica de San Lorenzo Gijón. [Fuente: Google Maps]</i>	83
<i>Ilustración 3-2. Localización Geográfica</i>	83

Ilustración 3-3. Unidad Fisiográfica [Fuente: Google Earth].....	84
Ilustración 3-4. Configuración antes y después de la ampliación de 2004 [Fuente: Google Earth] .....	85
Ilustración 3-5. Batimetría Exterior [Fuente: Autoridad Portuaria de Gijón] .....	85
Ilustración 3-6. Batimetría de Detalle [Fuente: Autoridad Portuaria de Gijón].....	86
Ilustración 3-7. Ubicación de la zona afectada [Fuente: Google Maps] .....	87
Ilustración 3-8 Rebase en el Muro de San Lorenzo Temporal 2014 [Fuente: (Diario El País, 2014)].....	88
Ilustración 3-9. Efectos del temporal de 2014 en la playa de San Lorenzo [Fuente: (Diario El País, 2014)] .....	88
Ilustración 3-10. Muro Costero San Lorenzo [Fuente: (Pinterest, n.d.)].....	89
Ilustración 3-11. La Escaleron en playa San Lorenzo [Fuente: (Docomomo Iberico, 1933)] ..	90
Ilustración 3-12. Ubicación Datos de Partida [Fuente: Datos DOW, GOS, GOT].....	90
Ilustración 3-13.Esquema Datum Mareógrafo [Fuente: Puertos del Estado].....	91
Ilustración 3-14. Serie Temporal e Histograma-Marea Astronómica .....	91
Ilustración 3-15. Serie Temporal e Histograma-Marea Meteorológica. ....	92
Ilustración 3-16. Series Temporales Hs y Tp .....	93
Ilustración 3-17. Rosa Direccional de Hs y Tp.....	93
Ilustración 3-18. Histograma de Hs y Tp .....	94
Ilustración 3-19.CDF de Hs y Tp.....	95
Ilustración 3-20. Scatter Plots de Hs, Dir y Tp.....	96
Ilustración 3-21. Ajuste de Distribución Hs y Tp con Lognormal fit. ....	96
Ilustración 3-22. Ajuste de Extremos de Hs mediante función de Distribución GEV y Máximos Anuales de Gumbel .....	97
Ilustración 3-23. Propagación Temporal-IH SWAN.....	98
Ilustración 3-24. Montaje de Malla General y de Detalle .....	99
Ilustración 3-25. Resultados de Propagación [Fuente: SWAN] .....	100
Ilustración 3-26. Definición del Dominio Numérico .....	102
Ilustración 3-27. Definición General de la Geometría.....	102
Ilustración 3-28.Esquema de Subzonas en la dirección X [Fuente: IH2VOF Course Manual] .	103
Ilustración 3-29. Esquema de subzonas en la dirección Y [Fuente: IH2VOF Course Manual]	103
Ilustración 3-30. . Configuración de Subzonas en X.....	104
Ilustración 3-31. Configuración de Subzonas en Y.....	104
Ilustración 3-32. Verificación de la calidad de la malla general. ....	105
Ilustración 3-33. Malla Adaptada a la Geometría del Muro.....	105
Ilustración 3-34. Configuración de la Malla general para el caso control .....	106
Ilustración 3-35. Serie Temporal de Oleaje.....	107
Ilustración 3-36. Ubicación de los sensores de oleaje en el dominio .....	108
Ilustración 3-37. Área para el cálculo de Run-up.....	108
Ilustración 3-38. Área para el cálculo de presiones sobre el muro .....	109
Ilustración 3-39. Interfaz Pre-processing IH2VOF Caso Control.....	109
Ilustración 3-40. Caso control completado.....	109
Ilustración 3-41. Serie temporal de Superficie Libre (n) en cada sensor .....	110
Ilustración 3-42. Resultados de Espectro en los sensores.....	111
Ilustración 3-43. Resultados de Run-Up .....	112
Ilustración 3-44. Envolvente máxima, media y mínima de Run Up.....	112

<i>Ilustración 3-45. Impacto de oleaje y rebase en la playa de San Lorenzo durante el temporal [Fuente: Temporal playa de San Lorenzo (youtube.com), Ola playa San Lorenzo en Gijón (youtube.com)].</i>	113
<i>Ilustración 3-46. Resultados de Presión sobre el muro.</i>	113
<i>Ilustración 3-47. Esquema de Definición [Fuente: (Impermeable recurve seawalls to reduce wave overtopping, 2014)]</i>	114
<i>Ilustración 3-48. Tipos de Rebase. [Fuente: (Effect of the overhang length of a recurve seawall in reducing wave overtopping, 2016)].</i>	115
<i>Ilustración 3-49. Secuencia de Olas No Impulsivas/Pulsantes [Fuente: (EurOtop, 2018)]</i>	115
<i>Ilustración 3-50. Secuencia de Olas Impulsivas. [Fuente: (EurOtop, 2018)].</i>	116
<i>Ilustración 3-51. Condiciones de casi rotura [Fuente: (EurOtop, 2018)].</i>	116
<i>Ilustración 3-52. Impacto de oleaje y rebase en la playa de San Lorenzo durante el temporal [Fuente: Temporal playa de San Lorenzo (youtube.com), Ola playa San Lorenzo en Gijón (youtube.com)].</i>	117
<i>Ilustración 3-53. Resultados de Overtopping Caso Control</i>	117
<i>Ilustración 3-54. Formulaciones para Calculo de Fuerzas ejercidas sobre Diques verticales (GODA). [Fuente: (CEM, Chapter 5: Fundamentals of Design, 2003)]</i>	122
<i>Ilustración 3-55. Formulaciones para Calculo de Fuerzas ejercidas sobre Diques verticales (GODA). [Fuente: (CEM, Chapter 5: Fundamentals of Design, 2003)]</i>	123
<i>Ilustración 3-56. Formulaciones para Calculo de Fuerzas ejercidas sobre Diques verticales (GODA). [Fuente: (CEM, Chapter 5: Fundamentals of Design, 2003)]</i>	123
<i>Ilustración 3-57. Formulaciones para Calculo de Fuerzas ejercidas sobre Diques verticales (GODA). [Fuente: (CEM, Chapter 5: Fundamentals of Design, 2003)]</i>	124
<i>Ilustración 3-58. Distribución de Presiones GODA [Fuente: (CEM, Chapter 5: Fundamentals of Design, 2003)]</i>	125
<i>Ilustración 3-59. Distribución de Presiones IH2VOF.</i>	125
<i>Ilustración 3-60. Dimensionamiento para Muro Curvo srgun Van der Meer [Fuente: Van der Meer,2023]</i>	129
<i>Ilustración 3-61. Geometría Propuesta Alternativa 1</i>	129
<i>Ilustración 3-62. Configuración de malla para Alternativa 1: Muro Curvo</i>	130
<i>Ilustración 3-63. Verificación de Adaptación de malla- Celdas Obstáculo.</i>	130
<i>Ilustración 3-64. Verificación de adaptación de malla- Celdas Libres.</i>	131
<i>Ilustración 3-65. Verificación de la Calidad de Malla Alternativa 1.</i>	131
<i>Ilustración 3-66. Menú de Pre procesado Para el Alternativa 1: Muro Curvo.</i>	132
<i>Ilustración 3-67. Serie de Oleaje Irregular Alternativa 1.</i>	133
<i>Ilustración 3-68. Ubicación de Sensores para Resultados Alternativa1: Muro Curvo.</i>	133
<i>Ilustración 3-69. Montaje final del Alternativa 1: Muro Curvo.</i>	134
<i>Ilustración 3-70. Paneles Acústicos de Cuñas Triangulares. [Fuente: DAWN NEWS].</i>	134
<i>Ilustración 3-71. Geometría de Alternativa 2.</i>	136
<i>Ilustración 3-72. Ajuste del Mallado para Adaptarse a la Geometría de Cuñas Triangulares.</i>	138
<i>Ilustración 3-73. Configuración de malla en subzonas en X Alternativa 2.</i>	139
<i>Ilustración 3-74. Configuración de malla en subzonas en Y Alternativa 2.</i>	139
<i>Ilustración 3-75. Verificación de la Calidad de Malla Alternativa 2.</i>	140
<i>Ilustración 3-76. Configuración de malla para Alternativa 2: Muro Vertical con Paneles de Cuñas Triangulares.</i>	140

<i>Ilustración 3-77. Serie de Oleaje Irregular Alternativa 2.....</i>	<i>141</i>
<i>Ilustración 3-78. Menú de Pre procesado Para el Alternativa 2: Muro Vertical con Paneles de cuñas triangulares.....</i>	<i>142</i>
<i>Ilustración 3-79. Ubicación de Sensores para Resultados el Alternativa 2: Muro Vertical con Paneles de cuñas triangulares.....</i>	<i>142</i>
<i>Ilustración 3-80. Montaje final del Alternativa 2: Muro Vertical con Paneles de cuñas triangulares.....</i>	<i>142</i>
<i>Ilustración 3-81. Geometría Propuesta Alternativa 3: Muro curvo con cuñas triangulares... </i>	<i>144</i>
<i>Ilustración 3-82. Ajuste del Mallado para Adaptarse a la Geometría de Curvatura con Cuñas Triangulares. ....</i>	<i>144</i>
<i>Ilustración 3-83. Configuración de malla en subzonas en X Alternativa 3. ....</i>	<i>145</i>
<i>Ilustración 3-84. Configuración de malla en subzonas en Y Alternativa 3. ....</i>	<i>145</i>
<i>Ilustración 3-85. Verificación de la Calidad de Malla Alternativa 3. ....</i>	<i>146</i>
<i>Ilustración 3-86. Configuración de malla para Alternativa 3: Muro Curvo de Cuñas Triangulares. ....</i>	<i>146</i>
<i>Ilustración 3-87. Serie de Oleaje Irregular Alternativa 3.....</i>	<i>147</i>
<i>Ilustración 3-88. Ubicación de Sensores para Resultados el Alternativa 2: Muro Vertical con Paneles de cuñas triangulares.....</i>	<i>147</i>
<i>Ilustración 3-89. Menú de Pre procesado Para el Alternativa 3: Muro Curvo de Cuñas Triangulares. ....</i>	<i>147</i>
<i>Ilustración 3-90. Montaje final del Alternativa 3: Muro Curvo de Cuñas Triangulares. ....</i>	<i>148</i>
<i>Ilustración 4-1. Serie temporal de Superficie Libre (n) en cada sensor Alternativa 1. ....</i>	<i>151</i>
<i>Ilustración 4-2. Resultados de Espectro en los sensores Alternativa 1. ....</i>	<i>152</i>
<i>Ilustración 4-3. Resultados de Run-Up Alternativa 1. ....</i>	<i>152</i>
<i>Ilustración 4-4. Envolvente máxima, media y mínima de Run Up Caso Control. ....</i>	<i>153</i>
<i>Ilustración 4-5. Envolvente máxima, media y mínima de Run Up Alternativa 1. ....</i>	<i>153</i>
<i>Ilustración 4-6. Resultados de Overtopping Caso Control. ....</i>	<i>153</i>
<i>Ilustración 4-7. Resultados de Overtopping Alternativa 1. ....</i>	<i>154</i>
<i>Ilustración 4-8. Resultados de Distribución de Presiones y Fuerzas Ejercidas sobre el muro del Caso Control.....</i>	<i>156</i>
<i>Ilustración 4-9. Resultados de Distribución de Presiones y Fuerzas Ejercidas sobre el muro del Alternativa 1.....</i>	<i>156</i>
<i>Ilustración 4-10. DrawFast Caso control t=1409.61s.....</i>	<i>157</i>
<i>Ilustración 4-11. DrawFast Alternativa 1 t=1409.61s.....</i>	<i>158</i>
<i>Ilustración 4-12. Serie temporal de Superficie Libre (n) en cada sensor Alternativa 2.....</i>	<i>159</i>
<i>Ilustración 4-13. Resultados de Espectro en los sensores Alternativa 2. ....</i>	<i>160</i>
<i>Ilustración 4-14. Resultados de Run-Up Alternativa 2. ....</i>	<i>160</i>
<i>Ilustración 4-15. Envolvente máxima, media y mínima de Run Up Caso Control. ....</i>	<i>161</i>
<i>Ilustración 4-16. Envolvente máxima, media y mínima de Run Up Alternativa 2. ....</i>	<i>161</i>
<i>Ilustración 4-17. Resultados de Overtopping Caso Control. ....</i>	<i>161</i>
<i>Ilustración 4-18. Resultados de Overtopping Alternativa 2. ....</i>	<i>162</i>
<i>Ilustración 4-19. Resultados de Distribución de Presiones y Fuerzas Ejercidas sobre el muro del Caso Control.....</i>	<i>164</i>
<i>Ilustración 4-20. Resultados de Distribución de Presiones y Fuerzas Ejercidas sobre el muro del Alternativa 2.....</i>	<i>164</i>
<i>Ilustración 4-21. DrawFast Caso control t=1409.61s.....</i>	<i>165</i>

<i>Ilustración 4-22. DrawFast Alternativa 2 t=1410.40s.....</i>	<i>165</i>
<i>Ilustración 4-23. Serie temporal de Superficie Libre (n) en cada sensor Alternativa 3.....</i>	<i>166</i>
<i>Ilustración 4-24. Resultados de Espectro en los sensores Alternativa 3. ....</i>	<i>167</i>
<i>Ilustración 4-25. Resultados de Run-Up Alternativa 3.....</i>	<i>168</i>
<i>Ilustración 4-26. Envoltente máxima, media y mínima de Run Up Caso Control. ....</i>	<i>168</i>
<i>Ilustración 4-27. Envoltente máxima, media y mínima de Run Up Alternativa 3. ....</i>	<i>168</i>
<i>Ilustración 4-28. Resultados de Overtopping Caso Control. ....</i>	<i>169</i>
<i>Ilustración 4-29. Resultados de Overtopping Alternativa 3. ....</i>	<i>169</i>
<i>Ilustración 4-30. Resultados de Distribución de Presiones y Fuerzas Ejercidas sobre el muro del Caso Control.....</i>	<i>172</i>
<i>Ilustración 4-31. Resultados de Distribución de Presiones y Fuerzas Ejercidas sobre el muro del Alternativa 3.....</i>	<i>172</i>
<i>Ilustración 4-32. DrawFast Caso control t=1409.61s.....</i>	<i>173</i>
<i>Ilustración 4-33, DrawFast Alternativa 3 t=1410.40s.....</i>	<i>173</i>

## **Índice de Tablas**

<i>Tabla 3-1. Estadísticas clave de la carrera mareal: .....</i>	<i>92</i>
<i>Tabla 3-2. Forzamiento para Propagación SWAN [Fuente: Datos de Oleaje DOW] .....</i>	<i>98</i>
<i>Tabla 3-3. Coordenadas de Generación de Oleaje .....</i>	<i>99</i>
<i>Tabla 3-4. Valores Críticos de Caudal medio de Rebase. [Fuente: (CEM, Chapter 5: Fundamentals of Design, 2003)] .....</i>	<i>120</i>
<i>Tabla 3-5. Resultados con Formulaciones Semi-empíricas. ....</i>	<i>124</i>
<i>Tabla 4-1. Tabla de Resultados. ....</i>	<i>174</i>

## INTRODUCCIÓN

Las zonas costeras enfrentan cada vez más problemas debido al impacto de las olas y las tormentas, que causan erosión y daños significativos a las infraestructuras cercanas. Esta situación se ha agravado con el cambio climático, que ha aumentado la frecuencia y severidad de estos eventos. Para proteger las costas, se han utilizado tradicionalmente muros de hormigón que, aunque son sólidos y duraderos, sus formas geométricas rectangulares y verticales no siempre se adaptan bien o no presentan una respuesta hidrodinámica apta ante la acción del oleaje que interactúa sobre estas.

En los últimos años, la tecnología de impresión 3D en hormigón ha surgido como una solución innovadora, permitiendo la construcción de estructuras civiles con diseños más complejos y eficaces. Esta tecnología ofrecerá en un futuro cercano la posibilidad de crear estructuras que podrán resistir mejor el impacto del mar y mostrar un comportamiento hidrodinámico y funcional optimizado en comparación con el estado actual de este tipo de estructuras.

Este Trabajo de Fin de Master (TFM) se centra en explorar la efectividad de la impresión 3D en la construcción de muros costeros, tomando como caso de estudio la playa de San Lorenzo en Gijón, Asturias. Esta área es un ejemplo claro de los desafíos que enfrentan muchas costas debido a las tormentas y las fuertes marejadas.

En este TFM, se evalúa la efectividad de los muros costeros construidos con impresión 3D en hormigón, centrándose en dos aspectos clave: el rebase de olas (funcionalidad) y las fuerzas ejercidas sobre el muro (estabilidad). Se realizan simulaciones utilizando la herramienta computacional IH2VOF para modelar la interacción de las olas con los muros y se compararán los resultados obtenidos con un diseño de muro costero tradicional como caso de control. Este enfoque permite identificar las posibles ventajas y desventajas de los nuevos diseños frente a los métodos convencionales.

A lo largo del TFM, se analizan los resultados obtenidos en estas simulaciones, se discuten las posibles mejoras en la protección costera que ofrece la impresión 3D en hormigón, y se evalúa si esta tecnología puede ofrecer una solución más eficiente y sostenible frente a los métodos tradicionales.

## OBJETIVOS

En esta sección se detallan los objetivos del TFM, que orientan el desarrollo del estudio y las actividades necesarias para cumplir con el propósito establecido.

### 1. OBJETIVO GENERAL

Evaluar la viabilidad técnica y la efectividad de la impresión 3D en hormigón para la construcción de muros costeros en general y en particular para la playa de San Lorenzo, Gijón, en comparación con los métodos tradicionales. Este objetivo se centrará en dos aspectos fundamentales: la funcionalidad y la estabilidad de los muros costeros diseñados.

### 2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

Para poder cumplir con el objetivo principal se deben cumplir los objetivos secundarios.

- Identificar la zona de estudio con rebase de alta energía, caracterizadas por oleajes intensos que superan el francobordo del muro existente.
- Analizar las características y limitaciones de los diseños tradicionales de construcción de muros costeros, enfocándose en su diseño y resistencia frente a eventos extremos.
- Realizar un análisis de eventos de rebase obtenidos en la playa de San Lorenzo, utilizando datos históricos y simulaciones para evaluar la magnitud del impacto de las olas.
- Validar los resultados del rebase obtenido en el caso control (simulación con IH2VOF) utilizando la formulación semi-empírica de Goda para asegurar la precisión y fiabilidad de los datos.
- Desarrollar y diseñar alternativas de geometría libre utilizando la tecnología de impresión 3D, con el objetivo de mejorar la respuesta de los muros costeros frente a las fuerzas del oleaje.
- Simular la interacción de las olas con los diseños propuestos mediante el uso del modelo computacional IH2VOF, comparando los resultados obtenidos con el diseño tradicional del caso control para evaluar mejoras en términos de funcionalidad y estabilidad.

## ESTRUCTURA DE TESIS

La tesis se estructura de los siguientes capítulos:

### Capítulo 1: Estado del Arte

Este capítulo se divide en 4 apartados, que proporciona un análisis detallado de la literatura existente relacionada con la fabricación de muros costeros, la tecnología de hormigonado 3D y las soluciones tradicionales.:

#### Análisis Tipológico Tradicional de Obras Costeras.

En esta sección se realiza un análisis exhaustivo de las tipologías existentes de estructuras costeras, enfocándose principalmente en los muros costeros. El análisis se divide en varias clasificaciones basadas en su forma y función.

#### Diseño y Construcción de Elementos verticales tradicionales.

Esta sección se centra en los métodos de diseño y las herramientas utilizadas para estructuras costeras tradicionales, particularmente diques verticales. El objetivo es proporcionar un marco detallado de los enfoques convencionales, abarcando varios aspectos como ser las formulaciones.

#### Impresión 3D aplicada a la ingeniería civil.

En esta sección se exploran los avances y aplicaciones de la tecnología de impresión 3D en el campo de la ingeniería civil. Se discute cómo esta técnica ha sido utilizada para mejorar la eficiencia, la flexibilidad de diseño y la sostenibilidad en la construcción de infraestructuras

#### Avances de Tipologías no tradicionales en la ingeniería marítima y su relación con la impresión 3D

En esta última sección, se abordan los avances recientes en la tipología de muros costeros que no siguen los métodos tradicionales. Se discuten los pocos avances que han surgido en la ingeniería costera en relación con nuevas formas de muros

### Capítulo 2: Justificación y motivación

Este capítulo presenta la justificación y motivación del estudio en base a lo descrito en el capítulo 1, explicando la importancia de investigar la viabilidad de la impresión 3D en la construcción de muros costeros.

### Capítulo 3: Metodología

Este capítulo describe en detalle los métodos y procedimientos que se emplean para llevar a cabo el estudio, proporcionando un enfoque sistemático para la recopilación y análisis de datos. Se presenta una descripción detallada de la zona de estudio, se analizan las características del clima marítimo, y se explica el proceso de montaje y ejecución del modelo computacional IH2VOF y se presenta el planteamiento de las alternativas a evaluar.

### Capítulo 4: Resultados y Análisis

Se presentan los resultados obtenidos de las simulaciones ejecutadas de cada una de las alternativas propuestas y se interpretan, realizando una comparativa con el caso control. Los resultados se analizan en términos de funcionalidad, evaluando el rebase de olas, y estabilidad, evaluando las fuerzas ejercidas sobre los muros. Además, se interpretan estos resultados para identificar las ventajas y limitaciones de cada diseño, proporcionando una base para discutir su aplicabilidad en diferentes condiciones costeras.

### Capítulo 5: Conclusiones y Recomendaciones

En este capítulo se presentan las conclusiones finales del TFM, basadas en los resultados obtenidos y el análisis realizado en los capítulos anteriores. Se discuten las principales aportaciones de la investigación en cuanto a la viabilidad y efectividad de la impresión 3D en hormigón para la construcción de muros costeros, comparándola con los métodos tradicionales. Además, se destacan las implicaciones prácticas de los hallazgos para la ingeniería costera y se sugieren áreas para futuras investigaciones.

# **CAPÍTULO 1.**

# **ESTADO DEL ARTE**

# 1 . ESTADO DEL ARTE

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 ANÁLISIS TIPOLOGICO TRADICIONAL DE MUROS COSTEROS

Las estructuras costeras y marítimas representan intervenciones humanas significativas en el entorno litoral, diseñadas principalmente para salvaguardar diversas infraestructuras como playas, puertos, instalaciones deportivas, paseos marítimos, entre otras. Estas construcciones son vitales para proteger no solo las propiedades y actividades humanas, sino también para preservar los ecosistemas costeros y las comunidades bióticas que dependen de ellos.

Se utilizan varios tipos de estructuras en las regiones costeras y portuarias. Por ejemplo, se pueden recordar de inmediato estructuras masivas, como rompeolas, rompeolas independientes, diques marítimos, muelles, etc. Por otro lado, en el ámbito de las estructuras marinas desarrolladas más recientemente, podemos mencionar las plataformas fijas o flotantes que se utilizan en alta mar para explorar y desarrollar recursos naturales submarinos, especialmente petróleo en el fondo del mar (Sawaragi, 1995). Las obras marítimas exteriores pueden ser clasificadas en diferentes categorías según su función y ubicación en el entorno costero. A continuación, se presenta un esquema general de esta clasificación:

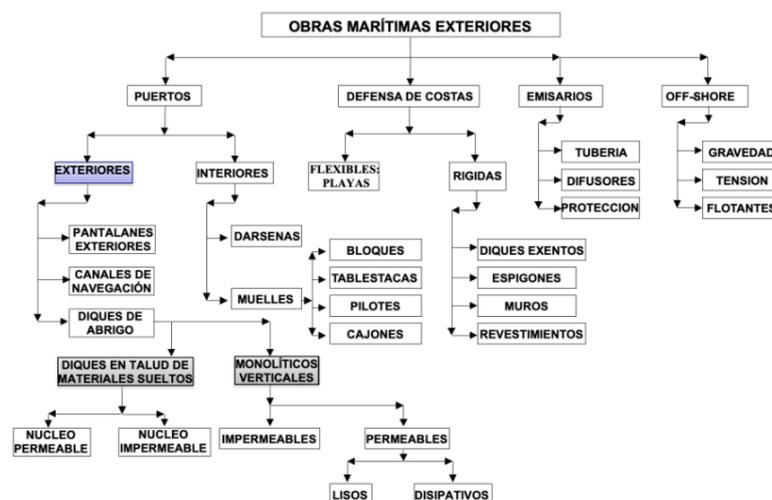


Ilustración 1-1. Tipología y Clasificación de Obras Marítimas [Fuente: (M2061-Fundamentos de Obras Marítimas, 2024)].

En términos de diseño, los muros de contención pueden variar desde estructuras verticales hasta inclinadas, adaptándose a las características específicas del entorno costero y a los patrones de oleaje predominantes.

## 1.2 OBRAS DE ABRIGO Y PROTECCION COSTERA

### 1.2.1 Diques verticales

Estructura compuesta principalmente por una pared vertical, que generalmente está formada por cajones, bloques o pantallas, apoyados sobre una base de escollera de cierto espesor (ver Ilustración 1-2). Los esfuerzos que el oleaje ejerce sobre esta estructura son: un esfuerzo vertical ascendente (sub-presión) y un esfuerzo horizontal resultante de una cierta duración, dependiendo del período de las olas y de las características del impacto de la ola contra la pared. Para resistir estos esfuerzos, el dique vertical confía únicamente en su propio peso, el cual, junto con el coeficiente de fricción contra la base de escollera, debe ser suficiente para asegurar su estabilidad (Dirección de Obras Portuarias, 2013).

Esta obra marítima se caracteriza por reflejar prácticamente el total de la energía del oleaje, sin intentar variar su comportamiento, ni laminarla por transmisión o disipación del impacto devolviendo como una pared rígida la acción de trenes sucesivos de olas representado por su altura de ola máxima incidente.

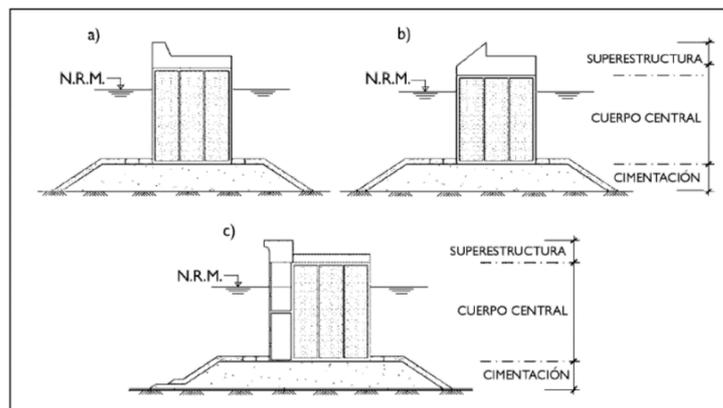


Ilustración 1-2. Esquemas diques verticales [Fuente: ROM 1.0-2b]

Los diques verticales se caracterizan fundamentalmente por estos aspectos:

- Son obras de fallo instantáneo, lo que puede suponer el colapso total de la estructura.
- Son más esbeltas que los diques de escollera, pues absorben menos energía al reflejarse parte de la energía del oleaje en su estructura.
- Son obras de gravedad que resisten por el peso propio de los elementos que la forman y que, a pesar de ser elementos individuales, forman una estructura monolítica (Structuralia Blog, 2016).

La sección tipo de estos diques se compone de un monolito formado normalmente por un cajón de hormigón armado con paramentos verticales en

el que se reflejan las olas. Entre el cajón y el terreno natural se dispone una banqueta de cimentación de escollera que reparte la carga sobre el fondo. La selección del tipo de dique depende de la naturaleza del terreno, de la existencia de canteras en la proximidad de la obra y de razones económicas y medioambientales entre otras. Los diques verticales son adecuados en áreas con restricciones de espacio, ya que ocupan menos área horizontal en comparación con otras estructuras de protección como los espigones o los rompeolas.



Ilustración 1-3. Dique Vertical. [Fuente: [La Provincia](#)]

### 1.2.2 Diques en talud

Un dique en talud generalmente consiste en un núcleo de escollera no clasificada que, debido a su baja porosidad, impide la transmisión de energía. Este núcleo está protegido por uno o varias capas de escollera de tamaños crecientes hacia el exterior, actuando como filtros cuya función es evitar que el núcleo se disperse por la acción de las olas. En última instancia, es la capa exterior (compuesta por rocas o elementos prefabricados) la que debe proteger el dique contra las tormentas. (Dirección de Obras Portuarias, 2013).

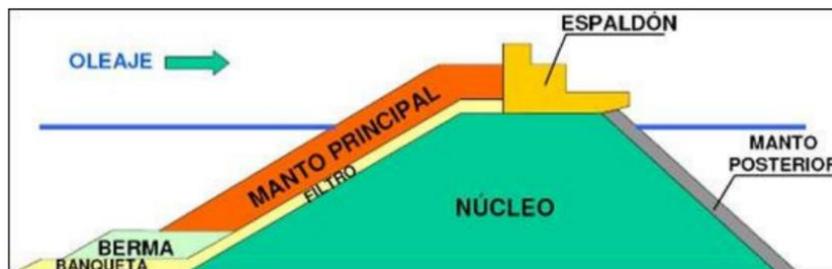


Ilustración 1-4. Esquema diques en talud. [Fuente: (Dirección de Obras Portuarias, 2013)]

En la ilustración 1-4 se representa un dique en talud, tradicionalmente llamado rompeolas o dique de escollera, coronado con un espaldón. El cuerpo central consta de una secuencia de mantos conformando una transición entre el núcleo de todo uno de cantera y el manto principal que, construido mediante piezas naturales o artificiales, es el elemento resistente de la acción del oleaje.

La transmisión de energía a sotamar del dique se puede producir por rebase de las olas por la coronación del espaldón y a través de la cimentación y cuerpo central del dique, pudiendo ser significativa en el caso de no cuidarse adecuadamente mediante la construcción de mantos que actúen de filtro del flujo de energía (Puertos del Estado, ROM 1.0-09, 2009).

Esta estructura se clasifica como una obra marítima exterior debido a su función principal de romper el oleaje. Su objetivo primordial es proteger la zona posterior, incluyendo costas y puertos, al bloquear el impacto directo del oleaje. Además, estas estructuras suelen alterar la dinámica natural del entorno costero, ya sea de forma planificada o incidental.



Ilustración 1-5. Dique en Talud [Fuente: (Lara, 2024)]

### 1.2.3 Dique mixto

El dique mixto es una estructura que combina características de diques verticales y de talud. Este tipo de dique se compone de una muralla vertical o casi vertical que se coloca directamente sobre el fondo del mar cuando la profundidad es relativamente baja (Ilustración 1-6).

Cuando la cimentación del dique vertical ocupa una proporción notable de la profundidad tal que su presencia modifica significativamente la cinemática y dinámica de las oscilaciones del mar, la tipología se denomina dique mixto. En la ilustración 6 se define una tipología mixta; la función protectora se comparte entre el tramo inferior, ampliando su función de cimentación, y el tramo central, que se extiende por encima del plano de agua proporcionando los servicios de una superestructura. (Puertos del Estado, ROM 1.0-09, 2009)

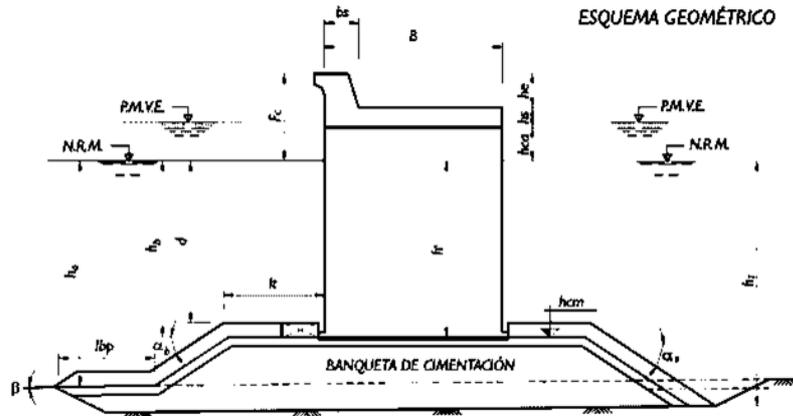


Ilustración 1-6. Esquema Geométrico de un Dique Mixto [Fuente: (Puertos del Estado, ROM 1.0-09, 2009)]

Una de las características clave de estos diques es su capacidad para interactuar de manera diferente con las olas según el nivel de la marea. Durante la marea alta, las olas se reflejan contra la muralla vertical, lo que puede reducir la energía de las olas que continúa hacia el interior y proteger las áreas costeras detrás del dique. En marea baja, las olas tienden a romper contra el dique o el talud, dispersando su energía y disminuyendo el impacto erosivo en la base del dique.

### 1.2.4 Muelles

- **Muelles Encajonados**

Los muelles encajonados son estructuras portuarias diseñadas para proporcionar zonas de atraque y carga/descarga de embarcaciones. Estos muelles están constituidos por un muro formado por cajones, apoyado sobre una banqueta, con peso suficiente para soportar los empujes de los rellenos que actúan sobre su trasdós (Ilustración 1-7). Estos muelles son especialmente útiles en puertos comerciales, marinas y terminales de contenedores debido a su capacidad para manejar grandes cargas y tráfico pesado. Aunque presentan un coste inicial elevado debido a la prefabricación y transporte de los cajones, su resistencia y rápida construcción los convierten en una opción eficiente para diversas aplicaciones portuarias (Puertos del Estado, 2008).

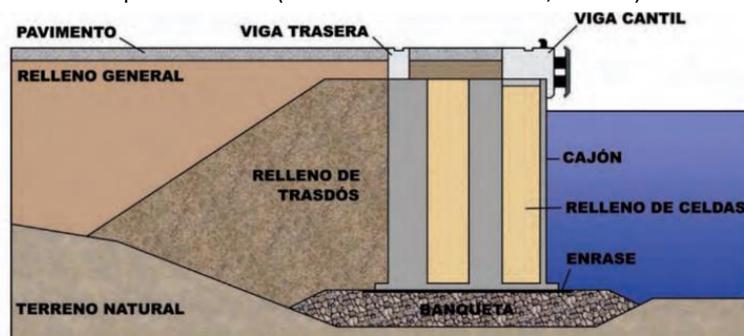


Ilustración 1-7. Esquema Geométrico de Muelle de Cajones [Fuente: (GUÍA DE BUENAS PRÁCTICAS PARA LA EJECUCIÓN DE OBRAS MARÍTIMAS, 2008).]

- **Muelle de Bloques**

Los muelles de bloques son estructuras portuarias construidas mediante el ensamblaje de grandes bloques de concreto que se colocan uno sobre otro para formar una pared sólida y estable, colocados sobre una banqueta de todo-uno o escollera convenientemente enrasada (Ilustración 1-8). Estos bloques son prefabricados y transportados al sitio de construcción, donde se ensamblan de acuerdo con un diseño específico para formar el muelle.

Los bloques son normalmente paralelepípedicos y macizos, aunque también se construyen con huecos en su interior al objeto de aligerar su peso y facilitar la manipulación (Puertos del Estado, 2008). Los muelles de bloques se utilizan en áreas con calados reducidos donde no es viable construir un muelle de cajones. Estos bloques son muy grandes y generalmente carecen de armadura, y a diferencia de los muelles de cajones, presentan muchas más juntas de unión (Structuralia, 2008).

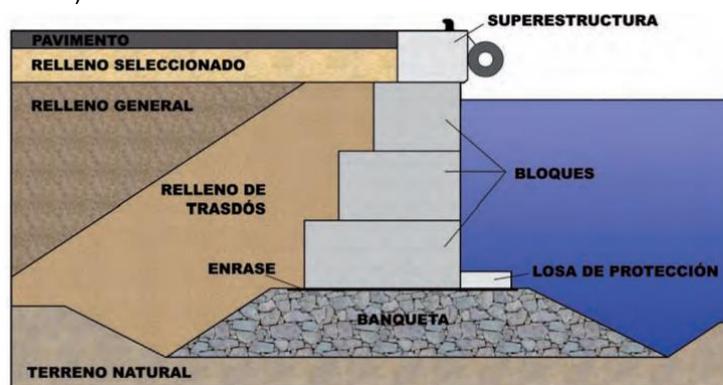


Ilustración 1-8. Esquema Geométrico de Muelle de Bloques y Bloques de Hormigón [Fuente: (GUÍA DE BUENAS PRÁCTICAS PARA LA EJECUCIÓN DE OBRAS MARÍTIMAS, 2008).]

- **Muelles de Hormigón sumergido**

La construcción de este tipo de muelles se realiza principalmente bajo el agua, empleando técnicas de hormigón sumergido (Ilustración 1-9). Este método es particularmente adecuado para la construcción de muelles pequeños o medianos que se asientan sobre terreno resistente. Habitualmente, las dificultades asociadas al encofrado en ambientes subacuáticos obligan a optar por secciones rectangulares con pocos resaltos o escalones, facilitando así el proceso de construcción (Puertos del Estado, 2008).

Esta tipología de muelles, hormigonados “in situ”, es adecuada en los casos que se señalan a continuación:

- Cuando el terreno sobre el que se cimienta tiene alta capacidad portante y es poco deformable.
- En zonas abrigadas en las que se pueda trabajar con  $H_s < 1$  m.
- Para muelles con calados inferiores a 10/12 m.

- Si no se dispone de explanadas para un parque de bloques prefabricados.
- Si no hay equipos para el transporte y colocación de bloques prefabricados.

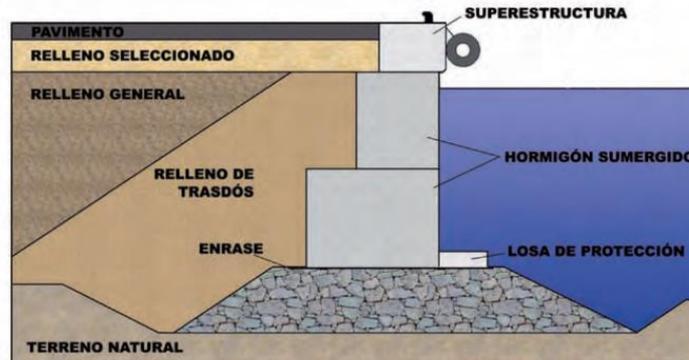


Ilustración 1-9. Esquema Geométrico de Muelle Sumergido [Fuente: (GUÍA DE BUENAS PRÁCTICAS PARA LA EJECUCIÓN DE OBRAS MARÍTIMAS, 2008)]

#### ▪ Muelles de Pantalla

Este tipo de muelles son estructuras formadas por una pantalla que transmite la cargas al terreno natural mediante su empotramiento en el mismo, y a su trasdós mediante un sistema de anclaje. En la ilustración 1-10 se identifican los elementos más característicos de este tipo de muelles.

La elección de secciones rectangulares simplifica no solo el diseño estructural, sino también la logística de construcción, permitiendo una distribución más uniforme de las cargas y una mayor resistencia a las fuerzas ejercidas por el agua. Este método asegura la durabilidad y la estabilidad del muelle, elementos esenciales para su funcionalidad a largo plazo (Puertos del Estado, 2008).

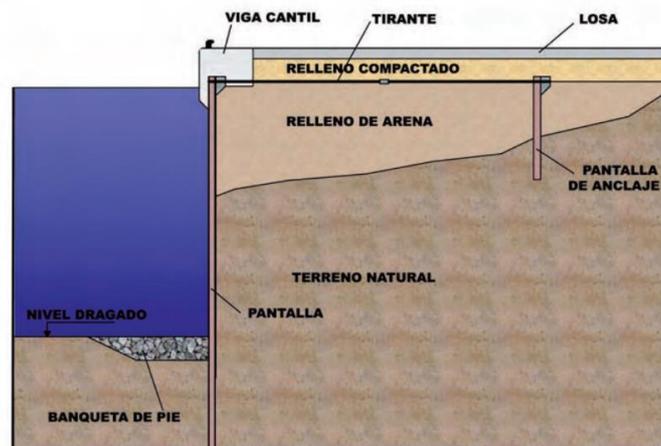


Ilustración 1-10. Esquema Geométrico de Muelle de Pantalla [Fuente (GUÍA DE BUENAS PRÁCTICAS PARA LA EJECUCIÓN DE OBRAS MARÍTIMAS, 2008)]

### 1.2.5 Rompeolas Flotantes

Son obstáculos para el oleaje que se amarran al fondo del mar, esto es, fondeados. A veces se encadenan varios de ellos (Ilustración 1-11). La variable más importante para el diseño es la dimensión horizontal del rompeolas. Al estar estos unidos, realizan una labor de filtración sucesiva del oleaje. Se suelen instalar en el interior de dársenas de puertos deportivos, por ejemplo, para eliminar pequeños oleajes que se pueden originar dentro de la dársena. Pueden estar formados por cajones de hormigón (huecos), de fibra de vidrio, o de neumáticos (Dirección de Obras Portuarias, 2013).



Ilustración 1-11. Esquema de Rompeolas Flotante [Fuente: (FDN Group, 2016)]

La función principal de un atenuador de oleaje o “rompeolas flotante”, es esencialmente, reducir la fuerza de las olas, antes de que lleguen a la marina. Éstas deben estar en áreas protegidas, o bien, protegerse con unos atenuadores de oleaje adecuados, para que su funcionamiento sea seguro.

### 1.2.6 Rompeolas Exentos y Sumergidos

La disminución de la energía entre las estructuras y la costa provoca reducción de la capacidad del transporte litoral, sedimentación y acumulación de arena que avanza sobre la línea de costa formando salientes o áreas de playa como se muestra en la ilustración 1-12 y tómbolos de encontrarse los rompeolas muy cercanos a la costa.



Ilustración 1-12. Rompeolas exento Happisburgh, UK [Fuente: (Hydro International, 2009)]

Los rompeolas exentos se tratan en general de construcciones de escolleras en talud, aunque se han utilizado tablestaca celular, cajones de hormigón rellenos de rocas, grava o arena, cuña de madera, y diseños de concreto celular flotante.

Sin embargo, este enfoque puede tener un impacto visual significativo, bloqueando el horizonte y haciendo que la solución sea poco atractiva para las actividades recreativas en la playa. Los diques sumergidos o de baja cota de coronación (LCS Low Crested Structures) como los diques exentos y los arrecifes artificiales se están utilizando de manera frecuente creciente debido al menor impacto ambiental que producen (PILARCZYK, 2003).

Para ello se diseñan permitiendo la transmisión de un cierto grado de energía sobre la estructura por rebase y transmisión a través de la estructura porosa (en el caso de diques emergidos rebasables) o por rotura y disipación en calados reducidos (en el caso de diques sumergidos).

Los diques sumergidos añaden una ventaja estética con respecto a otros tipos de estructuras, aunque se vuelven menos efectivas en ambientes mareales y con levantamientos de niveles por tormenta cuando el francobordo queda muy sumergido. El esquema típico en sección transversal de un dique exento se compone de un núcleo de material suelto, uno o dos filtros y una coraza externa en una o dos capas. Un dique arrecife sumergido estándar se compone de un núcleo de piedras de un cierto tamaño y de una coraza exterior de piedras más grande (Ilustración 1-13).

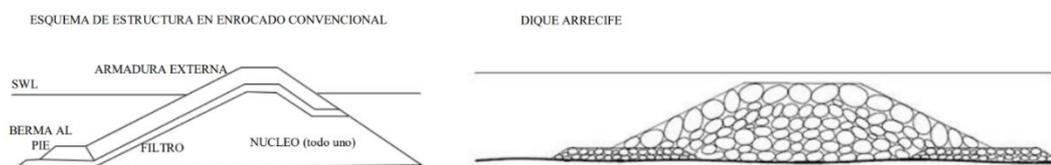


Ilustración 1-13. Esquema de un dique de escollera emergido convencional (izquierda) y de un arrecife artificial [Fuente: (CEM, Chapter3: Shore Protection Projects, 2003)]

### 1.2.7 Espigones

Un espigón es una estructura de protección de la costa para atrapar la deriva longitudinal y construir una playa de protección, retardando la erosión de una playa existente, o prevenir que la deriva longitudinal alcance a algún punto de sedimentación, como un puerto o una entrada (Ilustración 1-14). Los espigones son estructuras angostas de diferentes longitudes y alturas, y se construyen generalmente perpendiculares a la costa (Dirección de Obras Portuarias, 2013).

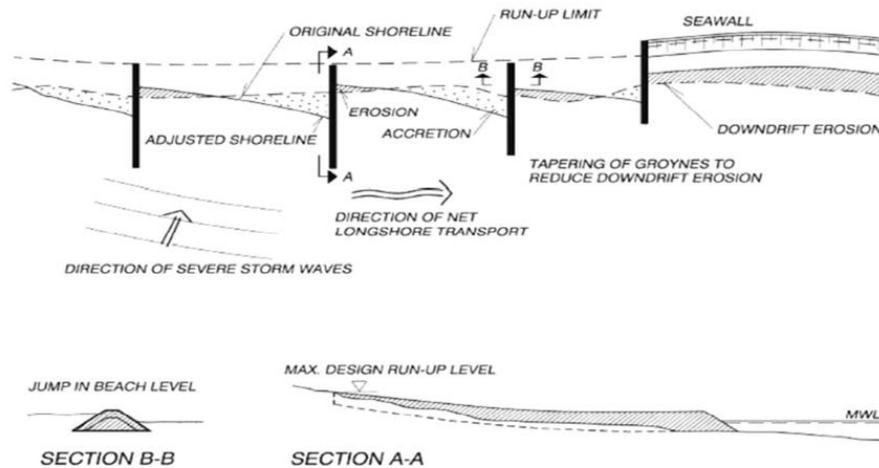


Ilustración 1-14. Esquema Espigones [Fuente: (CEM, Chapter3: Shore Protection Projects, 2003)]

El diseño de los espigones varía según la magnitud de la deriva litoral, la profundidad del agua y las condiciones del oleaje. Pueden ser construidos con materiales como rocas, hormigón, madera y acero. La longitud y altura de un espigón son críticas para su efectividad y se determinan mediante estudios de dinámica costera. Los espigones más largos y altos pueden atrapar más sedimentos, pero también pueden tener un mayor impacto en la dinámica costera y la distribución de los sedimentos.

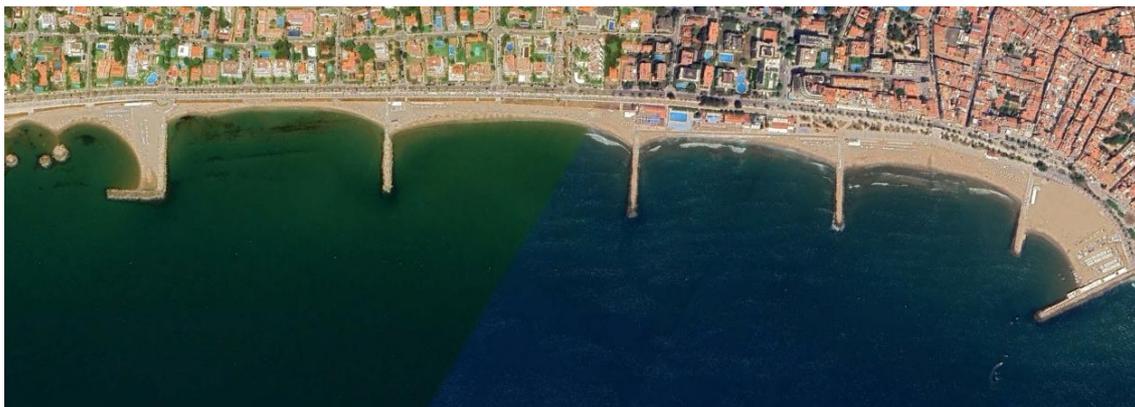


Ilustración 1-15. Espigones en la Costa de Sitges, España [Fuente: Google Earth]

### 1.2.8 Muros costeros

Los muros costeros son estructuras dispuestas normalmente en forma paralela a la línea de costa para separar un área marítima de un área terrestre. El propósito principal de un muro costero es retener el suelo, evitar deslizamientos de tierra hacia el mar y proteger la tierra y las áreas terrestres superiores de la erosión por olas y corrientes. Los muros costeros también pueden servir como punto de amarre y transferencia de carga para embarcaciones (Dirección de Obras Portuarias, 2013).

Los muros de contención protegen las áreas costeras, especialmente aquellas cercanas a asentamientos humanos, de mares agitados. Pueden ser inmensamente efectivos; en Pondicherry, en el este de India, los muros de contención construidos en el siglo XVIII por ingenieros coloniales franceses resistieron el poder catastrófico del terremoto del Océano Índico de 2004 y el posterior tsunami. Aunque la ciudad fue trágicamente afectada y experimentó algunas fatalidades, las muertes registradas ocurrieron en áreas más allá de la protección del muro de contención (Salgado, 2017).

La forma física de estas estructuras es altamente variable; los muros de contención pueden ser verticales o inclinados y construidos con una amplia variedad de materiales. También pueden ser denominados revestimientos. Los muros de contención costera varían en tipo y pueden incluir paredes de láminas de acero, barreras de concreto monolítico, estructuras de escombros, muros de ladrillo o bloque, o gaviones (cestas de alambre rellenas de rocas). Algunos diseños típicos de muros de contención costera se muestran en la siguiente ilustración (Matthew M. Linham, Technologies for Climate Change Adaptation , 2010 ).

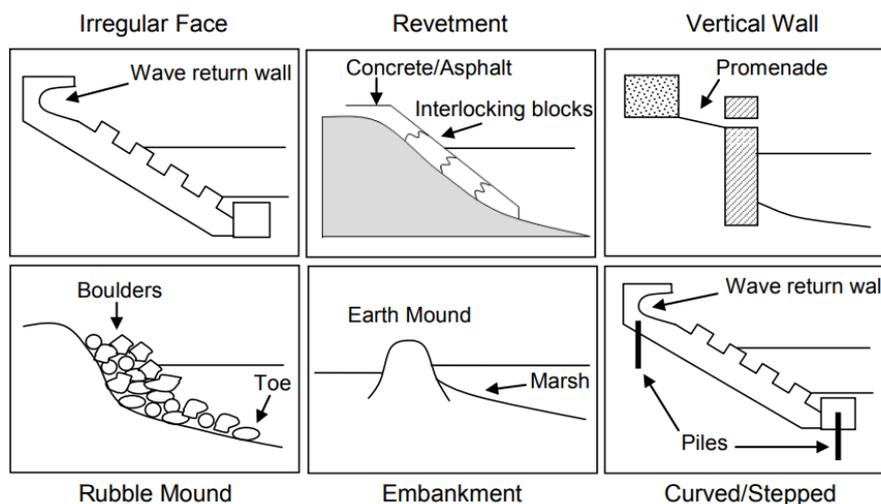


Ilustración 1-16. Variación en el tipo de diseño de los muros de contención costera [Fuente: (Technologies for Climate Change Adaptation , 2010 )]

La forma de la cara orientada hacia el mar es importante para la deflexión de la energía de las olas entrantes; las superficies lisas reflejan la energía de las olas, mientras que las superficies irregulares dispersan la dirección de la reflexión de las olas. Es probable que las olas impacten la estructura con altas fuerzas y también que muevan la arena fuera y a lo largo de la costa, alejándola de la estructura. Dado que los muros de contención a menudo se construyen como último recurso, la mayoría están continuamente sometidos a un estrés severo por las olas.

Los muros de contención generalmente tienen una base profunda para garantizar su estabilidad. Además, para contrarrestar la presión de la tierra en el lado interior de la estructura, se pueden enterrar o anclajes de tierra en el terreno adyacente y conectarlos al muro mediante varillas.

▪ **Ventajas de los muros de contención (seawalls)**

Como ya se ha mencionado anteriormente, una de las principales ventajas de un muro de contención es que proporciona un alto grado de protección contra inundaciones costeras y erosión. Un muro de contención bien mantenido y diseñado adecuadamente también fijará el límite entre el mar y la tierra para asegurar que no ocurra más erosión, lo cual es beneficioso si la línea costera alberga infraestructura importante u otros edificios de relevancia (Matthew M. Linham, 2010b).

Además de fijar el límite entre la tierra y el mar, los muros de contención también proporcionan protección contra inundaciones costeras en niveles extremos de agua. Siempre que estén diseñados para resistir las fuerzas adicionales, los muros de contención ofrecerán protección contra niveles de agua hasta la altura de diseño del muro. En el pasado, la altura de diseño de muchos muros de contención se basaba en el nivel de inundación más alto conocido (Van der Meer, 1988).

Los muros de contención también requieren mucho menos espacio que otras defensas costeras, como los diques, especialmente si se eligen diseños verticales. En muchas áreas, la tierra en la zona costera es muy solicitada; al reducir los requisitos de espacio para la defensa costera, los costos totales de construcción pueden disminuir. La mayor seguridad proporcionada por la construcción de muros de contención también mantiene los valores de las tierras traseras y puede fomentar la inversión y el desarrollo del área (R.J Nicholls, 2007). Además, si están diseñados adecuadamente, los muros de contención tienen un alto valor de amenidad; en muchos países, los muros de contención incorporan paseos que fomentan la recreación y el turismo.

Al considerar la adaptación al cambio climático, otra ventaja de los muros de contención es que es posible mejorar progresivamente estas estructuras aumentando su altura en respuesta a la subida del nivel del mar (SLR). Sin embargo, es importante que la mejora del muro de contención no comprometa la integridad de la estructura. La mejora de las defensas dejará una "junta de construcción" entre la nueva sección y el muro de contención preexistente. Las

mejoras deben tener en cuenta esta sección debilitada y reforzarla adecuadamente.

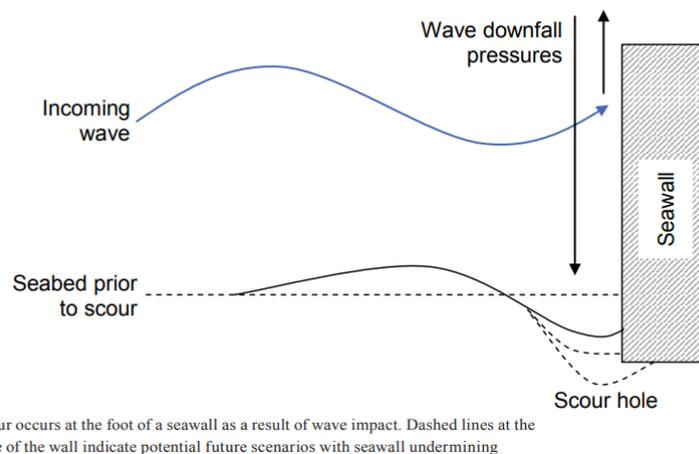
Siempre que se mantengan adecuadamente, los muros de contención son potencialmente estructuras de larga duración. El muro de contención en Galveston, Texas, se construyó en 1903 y continúa proporcionando protección contra inundaciones costeras y erosión a la ciudad hasta el día de hoy (R.G Dean, 2002).

#### ▪ Desventajas de los muros de contención

Los muros de contención están sujetos a cargas significativas como resultado del impacto de las olas. Estas cargas aumentan con la profundidad del agua frente a la estructura porque esto permite olas más grandes cerca de la costa. Los muros de contención están diseñados para disipar o reflejar la energía de las olas entrantes y, como tal, deben estar diseñados para permanecer estables bajo cargas extremas de olas. Los efectos de la subida del nivel del mar, el aumento de la altura de las olas y el aumento de las tormentas causadas por el cambio climático deben tenerse en cuenta.

Los muros de contención lisos y verticales son los menos efectivos para disipar la energía de las olas; en su lugar, las estructuras reflejan la energía de las olas hacia el mar. La reflexión crea turbulencia, capaz de suspender sedimentos (Bush, 2004), haciéndolos más susceptibles a la erosión. En el peor de los casos, la energía reflejada puede interactuar con las olas entrantes para establecer una onda estacionaria que causa una intensa erosión de la línea costera (French, 2001).

La socavación en la base de un muro de contención es un problema particular con los diseños de muros de contención verticales. Este fenómeno es causado por el proceso mostrado en la Ilustración 1-17. Las olas entrantes impactan la estructura, haciendo que el agua se dispare hacia arriba. Cuando el agua cae nuevamente, la fuerza en el lecho marino causa que se desarrolle un agujero de socavación frente a la estructura. Esto puede causar inestabilidad estructural y es un factor importante que lleva al fallo de muchos muros de contención. Como resultado, los costos de mantenimiento de los muros de contención pueden ser altos (Pilaczyk, 1990). Un proceso similar ocurre en los muros de contención inclinados, pero en este caso la socavación ocurrirá lejos de la base de la estructura.



*Ilustración 1-17. Sección transversal esquemática que ilustra la socavación de un muro de contención. [Fuente: (Technologies for Climate Change Adaptation, 2010b)]*

En general, se puede afirmar que las costas protegidas por un muro de contención solo tendrán una playa frente a este muro si se dispone de un suministro de arena suficiente. Esto ocurre donde no hay erosión bajo circunstancias normales. El muro de contención o dique se construye entonces para protección bajo condiciones extremas. Sin embargo, es posible que incluso bajo estas circunstancias la reflexión de las olas cause tanta erosión frente al muro de contención que la playa no se restablezca. Por lo tanto, los muros de contención generalmente no son una solución muy viable, pero en circunstancias especiales, como a lo largo de costas fuertemente curvas y muy erosionadas, pueden ser la única posibilidad. Al ubicar la línea de defensa suficientemente tierra adentro de la costa en erosión, se puede crear la posibilidad de observar los desarrollos naturales y preparar medidas adicionales si es necesario (Pilarczyk, 1998).

Según (CEM, Chapter3: Shore Protection Projects, 2003), las estructuras artificiales pueden dividirse en disipativas y no disipativas, como se muestra en la Ilustración 1-18, con algunos ejemplos de estructuras de protección adherentes

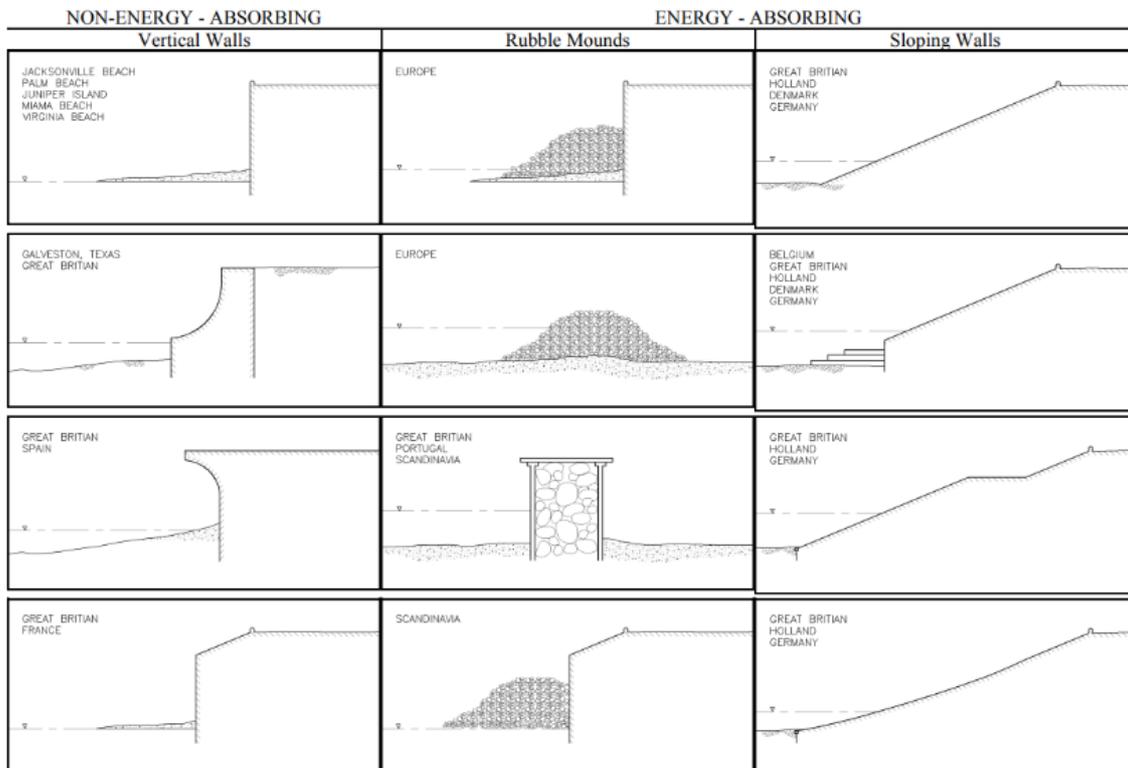


Ilustración 1-18. Tipos de Muros costeros y Diques. [Fuente: (CEM, Chapter3: Shore Protection Projects, 2003)]

- **Muro Vertical**

Estos son muros de retención verticales para sostener o evitar que el suelo se deslice hacia el mar (Ilustración 1-19). Su principal propósito es reducir la erosión terrestre y la pérdida de suelo al mar, no mitigar las inundaciones costeras y los daños por olas. Para acantilados y taludes erosionados, aumentan la estabilidad al proteger la base de la socavación. Los muros de contención pueden ser tablestacas en voladizo o ancladas, o estructuras de gravedad como cribas de madera rellenas de rocas y gaviones y en algunos casos, pueden incluir botaolas, que son estructuras diseñadas para disipar la energía de las olas y reducir su impacto sobre el muro (CEM, 2003). La resistencia de un muro de contención para proteger contra el ataque de las olas se debe casi exclusivamente al relleno, y si este material se pierde, el muro de contención no tiene un mecanismo práctico para proteger adecuadamente contra las olas. Por lo tanto, dos elementos críticos de un buen diseño de muro de contención que previenen o limitan la pérdida de relleno son: los muros de retorno en los extremos a lo largo de la estructura para evitar que el agua alta lave el material detrás de la estructura; y los geotextiles que permiten el paso del agua, pero no de las partículas finas a través de la estructura.

Los muros de contención verticales son particularmente atractivos en ubicaciones donde hay poca disponibilidad de espacio y/o condiciones de olas

severas y marejadas altas. La estabilidad de un muro de contención vertical contra fuerzas horizontales y deslizamiento es proporcionada por su peso y la fricción con la superficie subyacente (Allsop, 1996). Estos muros están sujetos a una alta reflexión de las olas frente a la estructura, con un coeficiente de reflexión cercano a la unidad (De Chowdhury, 2017), lo que lleva a mayores fuerzas y socavación en la base.



Ilustración 1-19. Muro Costero Vertical. [Fuente: [\(PreCast, 2024\)](#)]

Los muros costeros verticales, aunque eficaces para controlar las olas, generan efectos negativos. Al impactar las olas contra el muro, gran parte de su energía es reflejada hacia el mar, creando un fenómeno de reflexión de olas. Esto puede intensificar el oleaje cercano al muro, generando olas secundarias que erosionan la base del muro mediante socavación, debilitando su estabilidad con el tiempo. Cuando las olas reflejadas se acercan a la base del muro, pueden alcanzar una altura y pendiente tal que superan el umbral de estabilidad. La ola se rompe en la base del muro o cerca de él, creando una espuma y liberando su energía en forma de un rompiente.

Es debido a esto que es habitual coronar la superestructura con un parapeto que, a barlomar, está curvado para facilitar el retroceso del flujo de agua, y que se conoce con el nombre de botaolas. Un botaolas es un tipo de saliente hacia el mar de un muro, diseñado para reducir el rebase de olas (Ilustración 1-21). Su forma curvada permite redirigir el agua hacia el océano en lugar de permitir que esta suba por el muro o lo rebase, lo que podría causar daños estructurales o erosión en la parte posterior del muro. En ausencia de un saliente hacia el mar, como en el caso de un muro vertical, el agua salpica verticalmente hacia arriba y sobre el muro durante el impacto de las olas. El viento puede aumentar las tasas de rebase al soplar el agua hacia la tierra. Por lo tanto, los muros con botaolas se incorporan frecuentemente en el diseño de rompeolas para reducir el rebase de olas. La principal ventaja de los muros de rompeolas con botaolas

es que su altura de cresta puede ser menor que la de los muros verticales para permitir las mismas tasas de rebase de olas. La Ilustración 1-20 muestra el comportamiento típico de un rompeolas con botaolas y uno vertical como se describió anteriormente (Schoonees, Impermeable recurve seawalls to reduce wave overtopping, 2014).

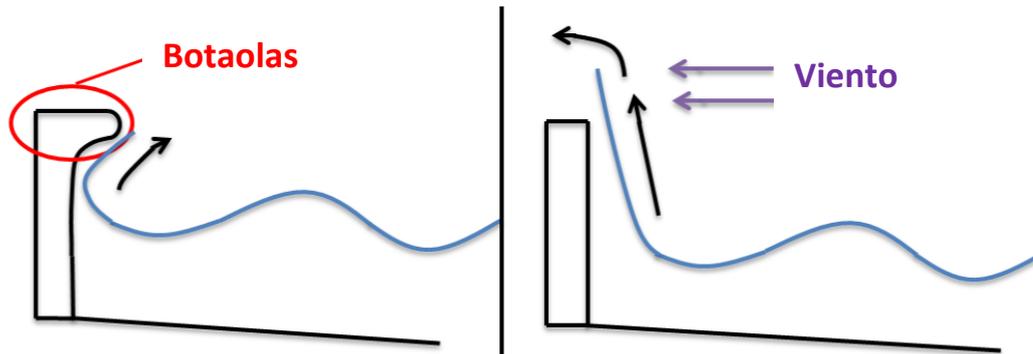


Ilustración 1-20. Comportamiento típico de muros con botaolas y muros verticales. [Fuente: (Impermeable recurve seawalls to reduce wave overtopping, 2014)].



Ilustración 1-21. Instalación de Botaolas en Muro Costero [Fuente: (La Nueva España, 2018)]

- **Muro de Perfil Curvo.**

Los rompeolas son las estructuras de defensa costera más comunes a lo largo de las costas. Como se ha mencionado, la mayoría son verticales porque son fáciles de diseñar e implementar. Sin embargo, los rompeolas verticales no son ideales ya que reflejan completamente las olas, aumentando la erosión y la posibilidad de rebase. Alternativas como los rompeolas curvos reducen la presión de las olas y mejoran la estabilidad.

Los primeros estudios sobre el diseño de muros marinos curvados proponen factores de reducción de rebase. Utilizando estos factores de reducción, la tasa de rebase para un muro curvado se puede ajustar para calcular el nivel de cresta requerido con las fórmulas de rebase existentes para muros verticales. (Schoonees, Impermeable recurve seawalls to reduce wave overtopping, 2014). Los muros de contención de frente curvo están diseñados específicamente para reducir el rebase de las olas y redirigir su energía de vuelta al mar al romper

(Anand, Dynamic pressures on curved front seawall models under random waves, 2010). La forma curva de la estructura atenúa significativamente la energía de las olas, lo que resulta en magnitudes de tensión más bajas (Anand, 2011). El análisis de fallas ha demostrado que los muros de contención curvos son más estables y funcionan mejor durante la carga dinámica en comparación con los muros verticales (Eslami, 2017).

El modelo de muro de contención de cara curva está diseñado para evitar que las olas sobrepasen la estructura y para proteger los cimientos de manera efectiva. Este tipo de muros redirige toda la energía de las olas, minimizando los riesgos asociados a la energía reflejada y reduciendo significativamente las corrientes descendentes (Zehro, 2021). Los muros marinos de cara curva están específicamente contruidos para soportar el impacto de la acción intensa de las olas.

La Ilustración 1-22 muestra el diseño de un muro de contención de frente curvo y sus componentes principales, destacando las medidas adicionales implementadas para soportar los efectos de la acción de las olas.

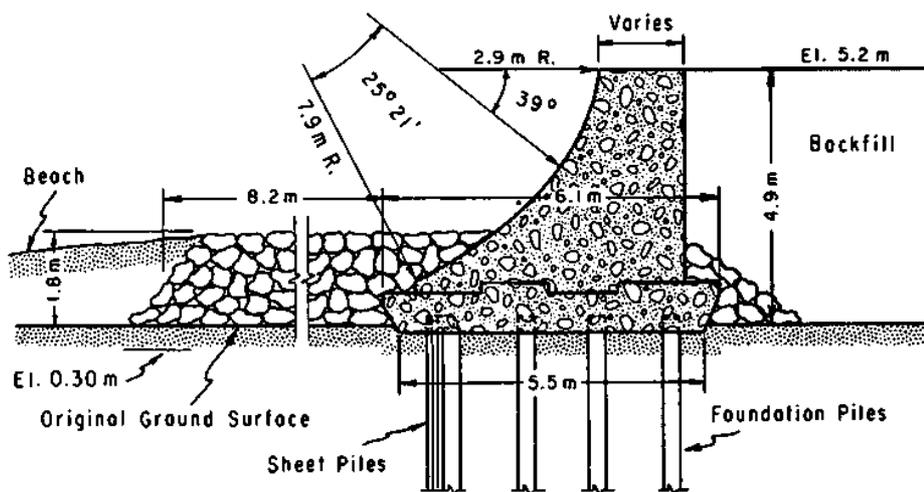


Ilustración 1-22. Esquema Geométrico de un Muro Costero Curvo [Fuente: (SPM, 1984)]

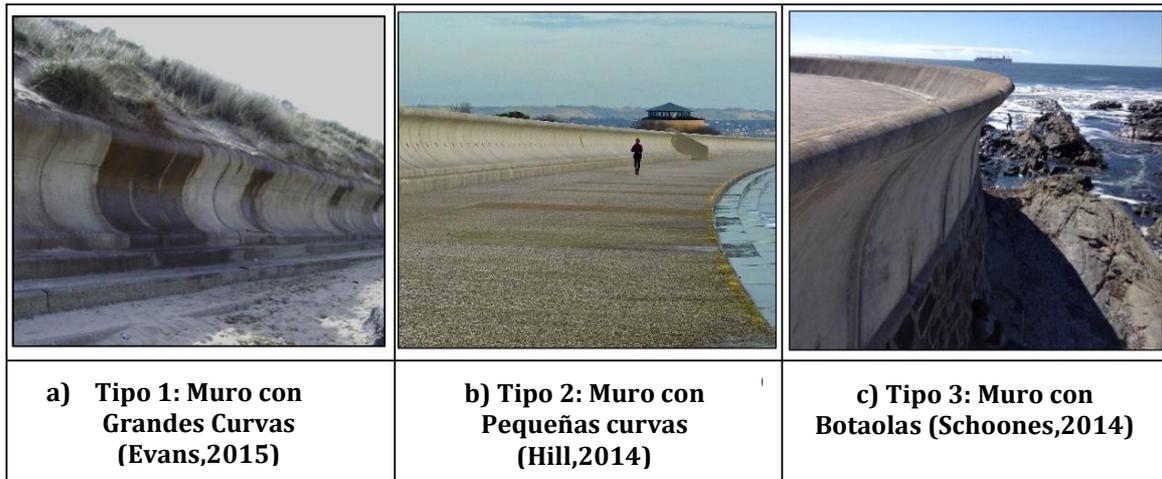
- **Muro Perfil Recurvado Integral.**

Este tipo de muro es conocido por tener una curva más pronunciada y completa en su diseño, que se extiende hacia fuera y hacia arriba, formando un perfil que puede parecer semicircular o parabólico, siendo así todo el elemento se comporta como un botaolas en integral. Han sido diseñados específicamente para capturar, desviar y redirigir el agua de mar cuando impacta contra el muro. Sus curvas distintivas imitan la apariencia de una ola, reduciendo de este modo la cantidad de erosión que ocurre en la base del muro. A menudo se colocan

paralelos a la línea de costa para romper la fuerza de las olas entrantes.

Los muros curvados se utilizan en diversos casos y en una amplia aplicación. Se pueden clasificar principalmente en tres categorías:

- **Tipo 1: Grandes curvas:** Se refiere a muros donde la curva ocupa la mayor parte de la estructura, proporcionando un perfil más aerodinámico y eficiente para resistir la fuerza de las olas. Estas grandes curvas son características de muros de contención diseñados para enfrentar condiciones de oleaje intenso, ya que su forma ayuda a disipar la energía del agua, reduciendo el impacto en la base del muro. La Ilustración 1-23 (a) muestra un muro con una gran curva que se extiende desde la base hasta la parte superior, abarcando la mayor parte de la estructura.
- **Tipo 2: Pequeñas curvas:** En este tipo de muro, la curva es una adición secundaria y más pequeña, diseñada para mejorar la estabilidad del muro o para complementar otras estructuras de protección. Las pequeñas curvas suelen colocarse en la parte superior de muros existentes, como en la parte superior de una berma de roca o dique, y sirven para desviar salpicaduras o para romper olas más pequeñas, proporcionando protección adicional sin requerir una reconstrucción completa del muro. La Ilustración 1-23 (b) ilustra una pequeña curva añadida a un muro bajo, situada encima de una berma de roca o dique
- **Tipo 3: Curvas en un muro vertical:** Este tipo de muro se caracteriza por tener una curva situada en la parte superior de un malecón vertical o mejor conocido como botaolas. Este diseño es común en zonas donde el espacio horizontal es limitado y se requiere una estructura robusta y eficiente para proteger contra la erosión y el impacto del agua. La Ilustración 1-23 (c) presenta un muro vertical con una curva en la parte superior, mejor conocido como botaolas.



*Ilustración 1-23. Clasificación de Muros de Perfil Curvo Integral [Fuente: (Swart, 2016)]*

La interacción entre las olas y la estructura ha sido ampliamente investigada en el contexto de muros de contención y muros de tormenta, donde las condiciones hidrodinámicas predominantes involucran olas rompientes. La siguiente ilustración muestra más ejemplos típicos de muros de contención con caras curvas (Myrta Castellin, 2018).



*Ilustración 1-24. Muro de retorno de olas ubicado en Penrhyn Bay, Gran Bretaña, reportado en el panel izquierdo. Muro de contención recurvado con armadura de roca en Scarborough, reportado en el panel derecho. [Fuente: (Myrta Castellin, 2018)]*

En el diseño de este tipo de muros de concreto, se deben considerar múltiples factores. Es fundamental entender la altura esperada de las olas, los períodos de las olas y la dirección de su aproximación, así como el agrupamiento de las olas y el avance de las olas. Este tipo de muro se utiliza frecuentemente en áreas con patrones de olas complejos o donde hay múltiples direcciones de aproximación de las olas. La construcción de estos muros se produce normalmente en entornos en los que se requiere una solución que altere lo menos posible la estética. Esto introduce la función recreativa secundaria del malecón recurvado que proporciona una solución estéticamente más atractiva

que una losa de concreto vertical, complementando el entorno circundante al integrarse y coincidir con el ambiente de la costa donde se encuentran, en lugar de desentonar con el paisaje.

▪ **Muro Vertical con Base Escalonada**

El muro vertical con base escalonada está diseñado para disipar la energía del oleaje de manera efectiva, reduciendo así el impacto directo en la estructura principal. Cuando una ola golpea la base escalonada, el primer escalón actúa como una barrera inicial que divide y reduce la energía de la ola. A medida que la ola avanza hacia los escalones superiores, cada escalón sucesivo continúa disipando la energía, lo que minimiza la fuerza que finalmente alcanza la parte vertical del muro. Este diseño reduce la reflexión del oleaje, disminuyendo la erosión en la base y en las áreas adyacentes al muro. La distribución de la energía en varios escalones también ayuda a distribuir las cargas de manera uniforme, reduciendo el estrés en puntos específicos y mejorando la estabilidad estructural del muro.

En la siguiente ilustración muestra la opción de utilizar tablestacas de concreto reforzado. Las juntas de machihembrado crean un espacio entre las pilas que puede ser rellenado con mortero para formar una pared de corte hermética al paso de arena. En lugar de rellenar este espacio con mortero, se puede usar un filtro geotextil para revestir el lado del terreno de las tablestacas. El revestimiento de filtro geotextil proporciona una barrera hermética al paso de arena, permitiendo al mismo tiempo el paso del agua a través de la tela y las juntas entre las tablestacas para aliviar la acumulación de presión hidrostática (SPM, 1984).

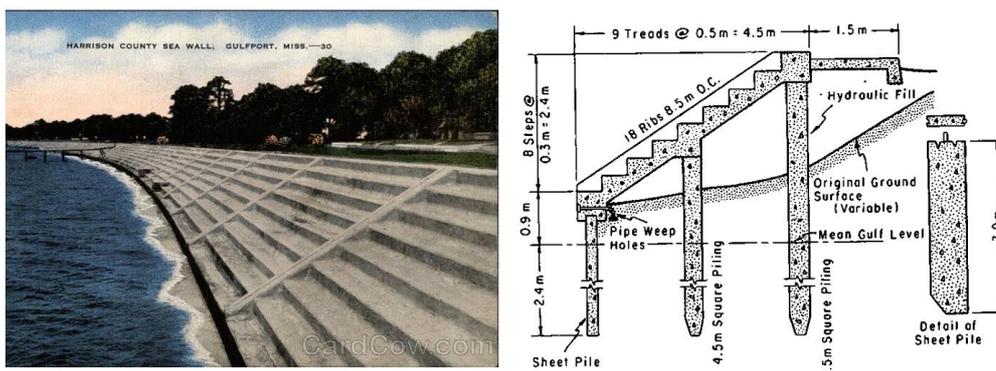


Ilustración 1-25. Diseño de Muro Vertical Escalonado en Harrison County, Mississippi y Esquema geométrico [Fuente: (SPM, 1984)]

**1.3 DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ELEMENTOS VERTICALES TRADICIONALES**

### 1.3.1 ASPECTOS ESTRUCTURALES Y VERIFICACION DE DISEÑO

Las estructuras costeras deben ser diseñadas para cumplir con una serie de criterios que, a menudo, son contradictorios, como la estabilidad estructural, el rendimiento funcional, el impacto ambiental y el costo del ciclo de vida. Estos criterios presentan desafíos adicionales para los diseñadores, ya que los requisitos de estabilidad estructural se definen generalmente en función de las condiciones extremas que la estructura debe soportar sin sufrir daños significativos. Estas condiciones incluyen olas con intervalos de recurrencia infrecuentes, como 50 o 100 años, y pueden abarcar eventos sísmicos, como terremotos o tsunamis, cambios en las profundidades del agua adyacente, o el impacto de grandes embarcaciones (SPM, 1984).

En algunos casos, puede ser necesario comprometer la resistencia de la estructura para reducir los costos de construcción. Los análisis pueden revelar que las consecuencias de sufrir daños ocasionales son más económicas que el costo inicial de construir una estructura completamente resistente a eventos extremadamente raros. Por lo tanto, es fundamental evaluar varios criterios de supervivencia para determinar la opción óptima final.

La función del muro de contención es proteger el terreno interior contra los efectos adversos de aguas altas y olas. Si se requiere protección contra aguas altas, la estructura debe tener una altura superior al nivel máximo de la subida de olas durante una marea de tormenta, lo que generalmente requiere una alta elevación del crestón. Sin embargo, si se permite cierto sobrepaso debido al carácter del terreno interior, el diseño se formula en términos de la cantidad permitida de sobrepaso. Los principales elementos a considerar incluyen: batimetría, clima, niveles de agua, clima de viento y olas, procesos costeros, datos geotécnicos, restricciones de construcción, y la estructura geológica del subsuelo. Cuando estos datos no están disponibles, se debe realizar una investigación mecánica del suelo. Principalmente, se requieren datos a largo plazo (niveles de agua, vientos, olas, etc.) (Pilarczyk, 1998).

En el pasado, el uso y la experiencia local determinaban la selección del tipo y las dimensiones de la protección costera, lo que a menudo resultaba en diseños conservadores y costosos o inadecuados. Hoy en día, la viabilidad técnica y el dimensionamiento de las estructuras costeras pueden determinarse sobre una base más sólida, respaldada por una mejor experiencia. Sin embargo, la solución aún debe ser probada en un modelo a escala, ya que no existen reglas de diseño

aceptadas en general para todas las posibles soluciones y circunstancias (Pilarczyk, 1998).

Los elementos críticos del diseño estructural son la estabilidad de la capa de cobertura, una base segura para minimizar el asentamiento, y la protección del pie para prevenir el socavamiento. Todos estos tienen un potencial de fallo en las estructuras costeras. La lista de verificación habitual para desarrollar un diseño estructural adecuado incluye:

- a) Formular los requisitos funcionales.
- b) Preparar soluciones alternativas.
- c) Seleccionar la solución adecuada.
- d) Determinar el rango de niveles de agua para el sitio.
- e) Determinar las alturas de las olas y eventuales corrientes.
- f) Detectar configuraciones estructurales adecuadas.
- g) Revisar los posibles mecanismos de fallo.
- h) Seleccionar alternativas de revestimiento y tamaño de unidades de revestimiento.
- i) Diseñar el filtro y las capas inferiores.
- j) Determinar el potencial de avance para fijar la elevación del crestón.
- k) Determinar la cantidad de sobrepaso esperada para estructuras bajas.
- l) Diseñar la protección del pie, transiciones y protección del crestón.
- m) Diseñar características de drenaje subyacente si son necesarias.
- n) Prever el escurrimiento superficial y el escurrimiento por sobrepaso, y hacer las provisiones requeridas para otras instalaciones de drenaje.
- o) Considerar las condiciones finales para evitar fallos debido al flanqueo.
- p) Proveer una compactación firme de todos los materiales de relleno y respaldo.
- q) Hacer la revisión final del diseño.
- r) Desarrollar una estimación de costos para cada alternativa.
- s) Seleccionar el diseño final.
- t) Preparar las especificaciones para materiales y ejecución, incluyendo control de calidad.

El diseño de la protección costera no es una cuestión sencilla. En todos los casos, la experiencia y un criterio técnico sólido desempeñan un papel importante en la aplicación de estas reglas de diseño, o bien, las pruebas matemáticas o físicas pueden proporcionar una solución óptima (Pilarczyk, 1998).

### 1.3.2 CRITERIOS DE DISEÑO GENERALES

La altura de ola que generalmente se deriva del análisis estadístico de los gráficos meteorológicos sinópticos u otros datos históricos para representar las condiciones de las olas en un evento extremo es la altura significativa  $H_s$ . Asumiendo una distribución de altura de ola de Rayleigh,  $H_s$  puede definirse en relación aproximada con otros parámetros de altura de ola de la distribución estadística de altura de olas en aguas profundas:

- $H_{\frac{1}{3}}$  o  $H_s$ : promedio del tercio más alto de todas las olas (una definición alternativa de  $H_s$  que a veces se aplica es 4 veces la desviación estándar de las elevaciones de la superficie del mar, a menudo denotada como  $H_{m0}$ ).
- $H_{10} \approx 1.27H_s$ : promedio del 10 por ciento más alto de todas las olas.
- $H_5 \approx 1.37H_s$ : promedio del 5 por ciento más alto de todas las olas.
- $H_1 \approx 1.67H_s$ : promedio del 1 por ciento más alto de todas las olas.

Los avances en el estudio teórico y empírico de las ondas superficiales en los últimos años han agregado gran énfasis al análisis de los espectros de energía de las olas en la estimación de las condiciones de las olas para propósitos de diseño. La representación de las condiciones de las olas en un evento extremo por la energía de las olas como una función de la frecuencia proporciona mucha más información para su uso en diseños de ingeniería (SPM, 1984).

### 1.3.2.1 Condiciones de Oleaje de Diseño

La elección de las condiciones de diseño de las olas para la estabilidad estructural, así como para el desempeño funcional, debe tener en cuenta si la estructura está sujeta al ataque de olas no rompientes, rompientes o rotas, y las características geométricas y de porosidad de la estructura (SPM, 1984).

El tipo de acción de las olas que experimenta una estructura puede variar con la posición a lo largo de la estructura y con el nivel del agua y el tiempo en una sección de la estructura dada. Por esta razón, las condiciones de las olas deben estimarse en varios puntos a lo largo de una estructura y para varios niveles de agua. Al diseñar para una condición de olas rompientes, es conveniente determinar la altura máxima de rompiente a la que la estructura podría estar razonablemente expuesta.

La altura de rompiente de diseño  $H_b$  depende de la profundidad del agua a cierta distancia mar adentro desde la punta de la estructura donde la ola comienza a romper (Ilustración 1-26). Esta profundidad varía con la etapa de

marea. La altura de rompiente de diseño La altura de diseño de la ola rompiente depende, por lo tanto, de la profundidad crítica de diseño en el pie de la estructura, la pendiente en la que se construye la estructura, la inclinación de la ola incidente y la distancia recorrida por la ola durante la ruptura.

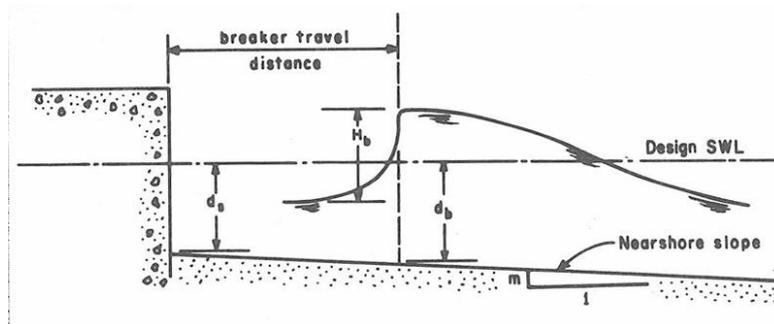


Ilustración 1-26. Diagrama de Olas Rompientes [Fuente: (SPM, 1984)]

### 1.3.2.2 Run-Up

La ruptura de las olas causa el run-up,  $Ru$ , y el run-down,  $Rd$ , definidos como la elevación máxima y mínima de la superficie del agua medida verticalmente desde el nivel del agua en calma (SWL, por sus siglas en inglés) (CEM, 2003). El fenómeno del run-up depende de diversos factores, como la forma y la rugosidad de la estructura, la profundidad del agua en la base de la estructura, la pendiente del fondo marino frente a la estructura y las características de la ola incidente (Ilustración 1-27). Debido a la gran cantidad de variables involucradas, no se dispone de una descripción completa del run-up que cubra todos los rangos posibles de estas variables geométricas y condiciones de olas. Aunque se han realizado numerosas investigaciones en laboratorio, estas se han enfocado principalmente en el run-up sobre pendientes lisas e impermeables (SPM, 1984).

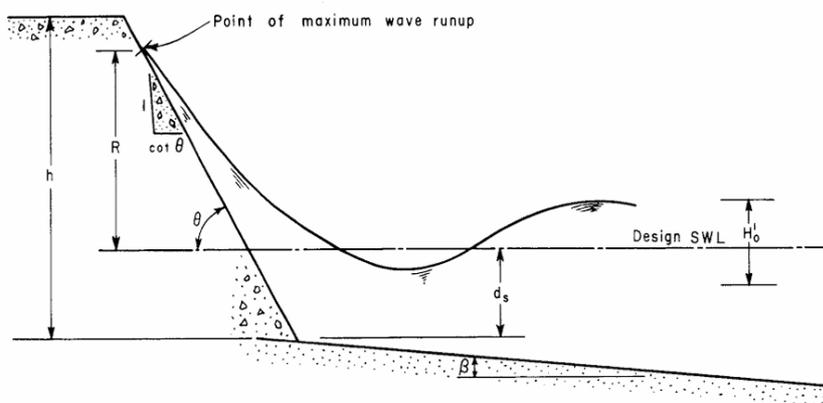


Ilustración 1-27. Esquema de Run-Up y Rebase. [Fuente: (SPM, 1984)]

El run-up y run-down de las olas en una estructura dependen del tipo de rompiente de ola. Los tipos de rompiente pueden identificarse mediante el llamado parámetro de similitud de rompiente,  $\xi$ . El parámetro  $\xi$  también se conoce como parámetro de rompiente o número de Iribarren. El parámetro de similitud de rompiente se definió originalmente para olas regulares como:

$$\varepsilon = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{S_0}}$$

Donde:

- $\alpha$ : Pendiente del talud.
- $S_0$ : Peralte de la ola en aguas profundas ( $=H_0/L_0$ ).
- $H_0$ : Altura de ola en aguas profundas.
- $L_0$ : Longitud de onda en aguas profundas ( $=gT^2/2\pi$ ).
- $T$ : Periodo del oleaje.
- $g$ : factor de gravedad.

#### Fórmulas para el Run-up del oleaje (Van der Meer 1993)

$$R_{2\%}/H_s = 1.5\varepsilon_p \quad \text{para } \varepsilon_p \leq 2.0$$

$$R_{2\%}/H_s = 3.0 \quad \text{para } 2.0 < \varepsilon_p$$

donde  $R_{2\%}$  es el run-up excedido por el 2% de las olas incidentes. Cuando el número de olas incidentes es 200, el cuarto run-up más grande se toma como  $R_{2\%}$  (Hajime Mase, 2013). La pendiente uniforme equivalente de De Waal y van der Meer (1993) para el frente de un malecón se define en la Ilustración 1-29.

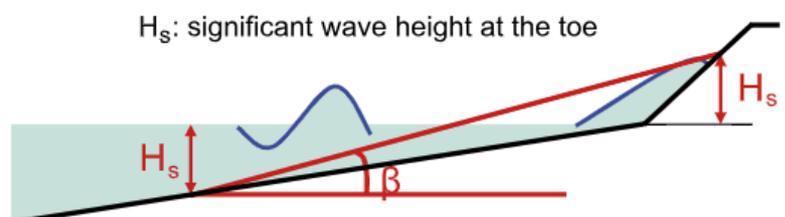


Ilustración 1-28. Pendiente frontal uniforme equivalente (según de Waal y van der Meer 1993) [Fuente: (Wave Runup and Overtopping at Seawalls Built on Land and in Very Shallow Water, 2013)]

En elementos verticales, el run-up ocurre de manera más pronunciada debido a la falta de pendiente que permita una disipación gradual de la energía de las

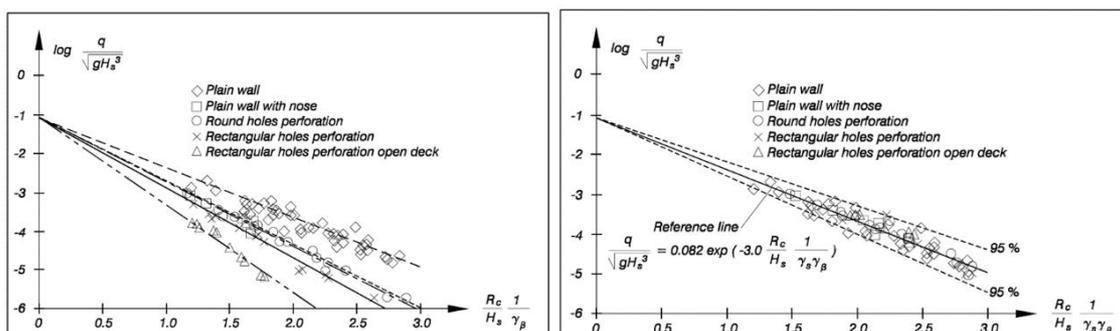
olas. Cuando una ola choca contra un elemento vertical, gran parte de su energía es reflejada, pero una porción significativa se convierte en energía potencial, lo que hace que el agua se eleve rápidamente. Esta interacción provoca una altura de run-up relativamente alta en comparación con estructuras con pendientes más suaves, ya que el diseño vertical del elemento no facilita la absorción o disipación de la energía de las olas.

### 1.3.2.3 Rebase u Overtopping

Puede resultar demasiado costoso diseñar estructuras que impidan que las olas más grandes de un espectro de olas las desborden. La altura y el período de las olas incidentes son factores importantes, al igual que la velocidad y la dirección del viento con respecto al eje de la estructura. La tasa de volumen de desborde de las olas depende de la altura de la estructura, la profundidad del agua en el pie de la estructura, la pendiente de la estructura y si la cara de la pendiente es lisa, escalonada o enrollada. Saville y Caldwell (1953) y Saville (1955) investigaron las tasas de desborde y las alturas de desborde en modelos de laboratorio de estructuras a pequeña escala (SPM, 1984).

El desarrollo de fórmulas para predecir el rebase en muros verticales siguió un camino similar hacia fórmulas únicas o monótonas. Los métodos gráficos de (Goda Y., 1975) mostraron que podría haber dos procesos bastante diferentes, en lugar de un solo proceso monótono, pero no se desarrollaron fórmulas para describir las predicciones de rebase de esos gráficos, y los resultados obtenidos por Goda et al. estaban limitados a pendientes de ola relativamente bajas,  $Sop < 0.036$ , lo que excluye la mayoría de las condiciones de tormenta en el Mar del Norte o el Mediterráneo.

Para los rompeolas verticales simples, (Franco L., 1994) desarrollaron una fórmula empírica única basada en la formulación para rebase en elementos con talud, utilizando el francobordo relativo,  $Rc/Hs$ , factores de reducción para geometrías específicas de la cara expuesta,  $\gamma_s$  (N.W Allsop, 2005):



*Ilustración 1-29..Datos de rebase de olas en muros verticales representados con  $\gamma_s=1.0$  (Franco y Franco 1999) y Datos de rebase de olas en muros verticales con media ajustada y bandas de confianza del 95 por ciento (Franco y Franco 1999) [Fuente: (CEM, Chapter 5: Fundamentals of Design, 2003)]*

La Ilustración 1-29 muestra los mismos datos de rebase de olas en muros verticales representados con los valores apropiados de  $\gamma_\beta$  y  $\gamma_s$  de la Tabla VI-5-13. La línea sólida corresponde a la Ecuación VI-5-28(Ilustración 1-30).

Table VI-5-13  
Overtopping Formula by Franco and Franco (1999)

Impermeable and permeable vertical walls. Non-breaking, oblique, long- and short-crested waves.

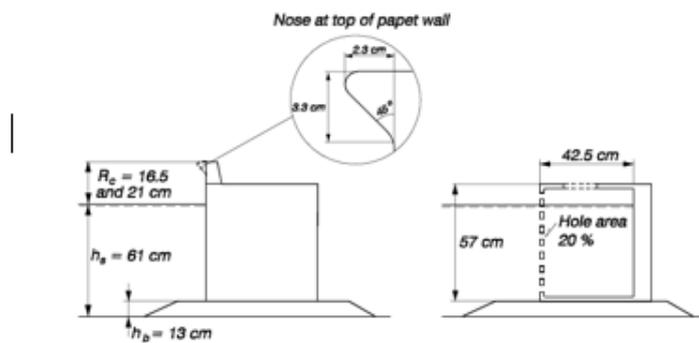
$$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = 0.082 \exp\left(-3.0 \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma_\beta \gamma_s}\right) \quad (VI-5-28)$$

Uncertainty: Standard deviation of factor 3.0 = 0.26 (see Figure VI-5-16).

Tested range:

- $H_s = 12.5 - 14.0$  cm
- $s_{op} = 0.04$  (wave steepness)
- $\beta = 0^\circ - 60^\circ$  (angle of incidence)
- $\sigma = \text{app. } 22^\circ \text{ and app. } 28^\circ$  (directional spreading)
- $R_c/H_s = 1.2 \text{ and } 1.6$
- $h_s/H_s = \text{app. } 4.4$
- $h_b/h_s = 0.21$

Tested cross sections:



$$\gamma_\beta = \begin{cases} \left. \begin{array}{l} \cos \beta \text{ for } 0^\circ \leq \beta \leq 37^\circ \\ 0.79 \text{ for } \beta > 37^\circ \end{array} \right\} \text{ Long-crested waves} \\ \left. \begin{array}{l} 0.83 \text{ for } 0^\circ \leq \beta \leq 20^\circ \\ 0.83 \cos(20^\circ - \beta) \text{ for } \beta > 20^\circ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Short-crested waves} \\ \sigma = 22^\circ \text{ and } 28^\circ \end{array} \end{cases} \quad (VI-5-29)$$

Front geometry	$\gamma_s$
Plain impermeable wall	1.00
Plain impermeable wall with recurred nose	0.78
Perforated front (20% hole area) and deck	0.72 - 0.79
Perforated front (20% hole area) and open deck	0.58

Ilustración 1-30.. Formulación para Caudal de Rebase de Franco (1999) [Fuente: (CEM, Chapter 5: Fundamentals of Design, 2003)]

La Ilustración 1-31, que presenta valores críticos del caudal promedio de rebase, q. Los valores proporcionados en esta tabla deben considerarse solo como pautas generales, ya que, incluso para el mismo valor de q, la intensidad del agua que impacta en una ubicación específica depende en gran medida de la geometría de la estructura y de la distancia desde el frente de la estructura. Las intensidades máximas pueden ser, localmente, hasta dos órdenes de magnitud

mayores que el valor de  $q$ . Además, lo que se considera como condiciones aceptables depende en gran medida de las tradiciones locales y de las opiniones individuales.

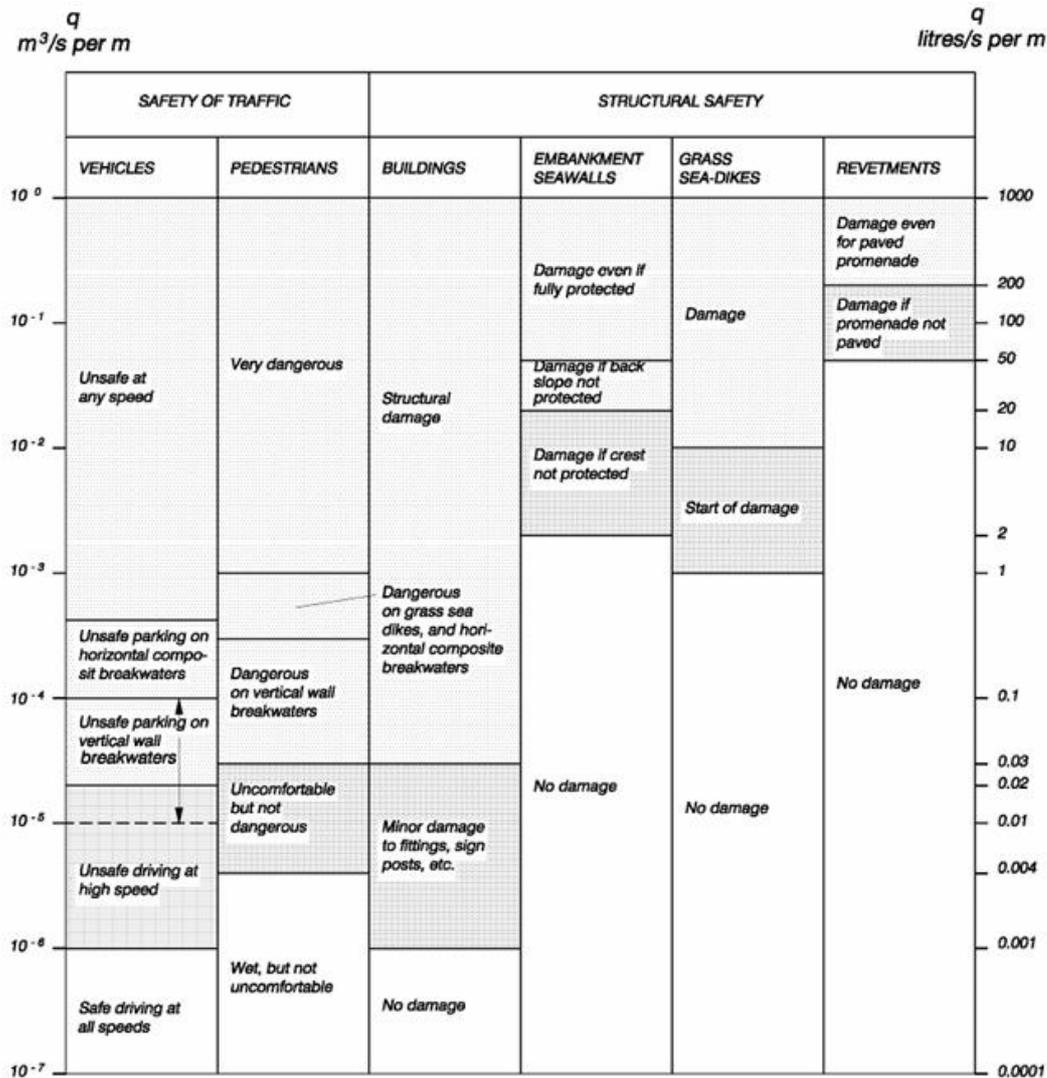


Ilustración 1-31. Valores Críticos de Caudal medio de Rebase. [Fuente: (CEM, Chapter 5: Fundamentals of Design, 2003)]

### 1.3.2.4 Presiones

Las presiones generadas por las olas en las estructuras son funciones complejas de las condiciones de las olas y de la geometría de la estructura. Por esta razón, se deben realizar pruebas de modelos de laboratorio como parte del diseño final de estructuras importantes. Para los diseños preliminares, las fórmulas presentadas en esta sección pueden utilizarse dentro de los límites de los parámetros establecidos y considerando las incertidumbres (CEM, 2003). Se pueden identificar tres tipos diferentes de fuerzas de las olas en muros verticales, como se muestra en la Ilustración 1-32.

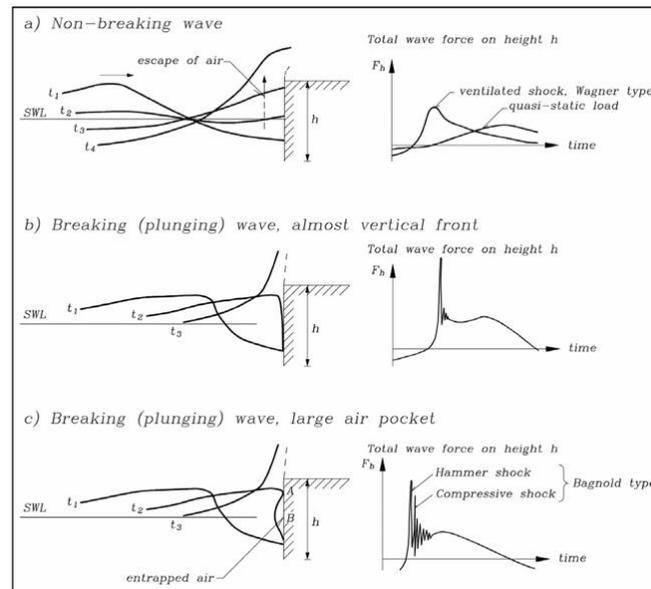


Ilustración 1-32. Esquema de fuerzas de las olas en muros verticales por olas no rompientes y rompientes.  
[Fuente: CEM,2003]

Olas no rompientes (Ilustración 1-32. a): Estas olas no forman bolsas de aire contra el muro y la presión que ejercen varía suavemente en el tiempo, estando casi en fase con la elevación de la ola. Las cargas generadas se consideran pulsantes o cuasi-estáticas, ya que su período es mucho mayor que el período natural de oscilación de las estructuras.

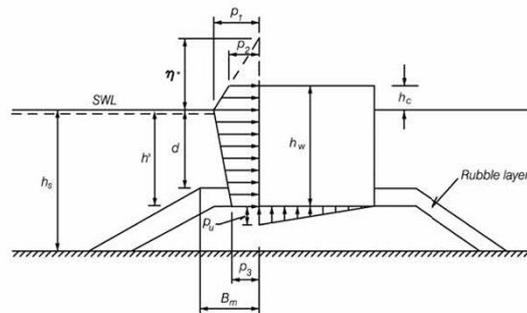
Olas rompientes con frentes casi verticales (Ilustración 1-32. b): Estas olas rompen en un modo de inmersión, creando un frente casi vertical justo antes de impactar contra el muro. Este tipo de rompimiento genera presiones muy altas en períodos extremadamente cortos debido al impacto directo de las olas.

Olas rompientes con grandes bolsas de aire (Ilustración 1-32. c): Cuando las olas atrapan grandes cantidades de aire en una bolsa, se producen fuerzas de doble pico. El primer pico se asemeja a un golpe de martillo causado por la cresta de la ola, mientras que el segundo pico es debido a la compresión máxima de la bolsa de aire atrapada. Las oscilaciones de fuerza resultantes son causadas por la pulsación de la bolsa de aire y tienen duraciones que varían desde milisegundos hasta un segundo.

Dado el carácter altamente impredecible de los impactos de las olas, no existen fórmulas confiables para predecir las presiones impulsivas causadas por olas rompientes. Los modelos a escala enfrentan dificultades debido a los efectos de escala y la reproducción precisa de las olas naturales. Las cargas impulsivas de las olas rompientes pueden ser extremas y aumentan con la frecuencia de los

impactos, por lo que es recomendable evitar estas condiciones en estructuras verticales. Como alternativas, se pueden utilizar montículos de escollera para disipar la energía de las olas antes de que impacten directamente en la estructura, o emplear estructuras con frentes inclinados, que son efectivas para reducir las presiones de impacto y la rebase, aunque pueden ser más difíciles de optimizar debido a variaciones en el nivel del agua (CEM, 2003). Sin embargo, la formulación más utilizada para el diseño de elementos verticales se presenta en las siguientes ilustraciones 1-33, 1-34:

Table VI-5-53  
Goda Formula for Irregular Waves (Goda 1974; Tanimoto et al. 1976) (Continued)



$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta) \lambda_1 H_{design} \quad (VI-5-147)$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos\beta)(\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha_4 \cos^2\beta) \rho_w g H_{design} \quad (VI-5-148)$$

$$p_2 = \begin{cases} \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right) p_1 & \text{for } \eta^* > h_c \\ 0 & \text{for } \eta^* \leq h_c \end{cases} \quad (VI-5-149)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (VI-5-150)$$

$$p_u = 0.5(1 + \cos\beta) \lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 \rho_w g H_{design} \quad (VI-5-151)$$

where

$\beta$  Angle of incidence of waves (angle between wave crest and front of structure)  
 $H_{design}$  Design wave height defined as the highest wave in the design sea state at a location just in front of the breakwater. If seaward of a surf zone Goda (1985) recommends for practical design a value of  $1.8 H_s$  to be used corresponding to the 0.15% exceedence value for Rayleigh distributed wave heights. This corresponds to  $H_{1/250}$  (mean of the heights of the waves included in 1/250 of the total number of waves, counted in descending order of height from the highest wave). Goda's recommendation includes a safety factor in terms of positive bias as discussed in Table VI-5-55. If within the surf zone,  $H_{design}$  is taken as the highest of the random breaking waves at a distance  $5H_s$  seaward of the structure.

$$\alpha_4 = \alpha_2$$

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[ \frac{4\pi h_s/L}{\sinh(4\pi h_s/L)} \right]^2$$

$$\alpha_2 = \text{the smallest of } \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{H_{design}}{d} \right)^2 \text{ and } \frac{2d}{H_{design}}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h_w - h_c}{h_s} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h_s/L)} \right]$$

$L$  Wavelength at water depth  $h_b$  corresponding to that of the significant wave  $T_s \approx 1.1T_m$ , where  $T_m$  is the average period.

$h_b$  Water depth at a distance of  $5H_s$  seaward of the breakwater front wall.

$\lambda_1, \lambda_2$  and  $\lambda_3$  are modification factors depending on the structure type. For conventional vertical wall structures,  $\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_3 = 1$ . Values for other structure types are given in related tables.

(Continued)

Ilustración 1-33. Formulación para Presiones en Muros Verticales con Oleaje Irregular de GODA (1974) [Fuente: CEM,2003]

Table VI-5-54

Goda Formula Modified to Include Impulsive Forces from Head-on Breaking Waves  
(Takahashi, Tanimoto, and Shimosako 1994a)

The modification of Goda's formula concerns the formula for the pressure  $p_1$  at the still water level (SWL). The coefficient  $\alpha_*$  is modified as

$$\begin{aligned} \alpha_* &= \text{largest of } \alpha_2 \text{ and } \alpha_I \\ \alpha_2 &= \text{the smallest of } \frac{h_b - d}{3 h_b} \left( \frac{H_{design}}{d} \right)^2 \text{ and } \frac{2d}{H_{design}} \\ \alpha_I &= \alpha_{I0} \cdot \alpha_{I1} \\ \alpha_{I0} &= \begin{cases} H_{design}/d & \text{for } H_{design}/d \leq 2 \\ 2.0 & \text{for } H_{design}/d > 2 \end{cases} \\ \alpha_{I1} &= \begin{cases} \frac{\cos \delta_2}{\cosh \delta_1} & \delta_2 \leq 0 \\ \frac{1}{\cosh \delta_1 \cdot (\cosh \delta_2)^{\frac{1}{2}}} & \delta_2 > 0 \end{cases} \\ \delta_1 &= \begin{cases} 20 \cdot \delta_{11} & \text{for } \delta_{11} \leq 0 \\ 15 \cdot \delta_{11} & \text{for } \delta_{11} > 0 \end{cases} \\ \delta_{11} &= 0.93 \left( \frac{B_m}{L} - 0.12 \right) + 0.36 \left( \frac{h_s - d}{h_s} - 0.6 \right) \\ \delta_2 &= \begin{cases} 4.9 \cdot \delta_{22} & \text{for } \delta_{22} \leq 0 \\ 3 \cdot \delta_{22} & \text{for } \delta_{22} > 0 \end{cases} \\ \delta_{22} &= -0.36 \left( \frac{B_m}{L} - 0.12 \right) + 0.93 \left( \frac{h_s - d}{h_s} - 0.6 \right) \end{aligned}$$

where  $H_{design}$ ,  $L$ ,  $d$ ,  $h_s$ ,  $h_b$ ,  $B_m$  are given in the figure and text of Table VI-5-53.

Range of tested parameters:	Regular waves	
	bottom slope 0.01	$h_s = 42 \text{ cm and } 54 \text{ cm}$
	$d = 7 - 39 \text{ cm}$	$B_m = 2.5 - 200 \text{ cm}$
	$H = 17.2 - 37.8 \text{ cm}$	$T = 1.8 - 3 \text{ sec.}$

Ilustración 1-34. Formulación para Presiones en Muros Verticales con Oleaje Irregular de Modificada GODA (1974) [Fuente: CEM,2003]

Las distribuciones de presión de las olas rompientes se estiman utilizando la Tabla VI-5-54 (Ilustración 1-34), y las fuerzas y momentos correspondientes se calculan a partir de la Tabla VI-5-55 (Ilustración 1-35).

Table VI-5-55

Resulting Wave Induced Forces and Moments, and Related Uncertainties and Bias When Calculated From Wave Load Equations by Goda and Takahashi

Per running meter of the breakwater the wave induced horizontal force,  $F_H$ , the uplift force,  $F_U$ , and the reduced weight of the vertical structure due to buoyancy,  $F_G$ , can be calculated from equations by Goda and Takahashi as follows:

$$F_H = U_{FH} \left[ \frac{1}{2}(p_1 + p_2)h_c + \frac{1}{2}(p_1 + p_3)h' \right] \quad (VI-5-152)$$

$$F_U = U_{FU} \cdot \frac{1}{2}p_u \cdot B \quad (VI-5-153)$$

$$F_G = \rho_c \cdot g B \cdot h_w - \rho_w \cdot g B \cdot h' \quad (VI-5-154)$$

- where  $\rho_c$  Mass density of the structure
- $\rho_w$  Mass density of the water
- $U_{FH}$  Stochastic variable signifying the bias and the uncertainty related to the horizontal force
- $U_{FU}$  Stochastic variable signifying the bias and the uncertainty related to the uplift force
- $h'$  Submerged height of the wall from the toe to the still water level.
- $B$  Vertical structure width

The corresponding moments at the heel of the caisson breakwater are:

$$M_H = U_{MH} \left[ \frac{1}{6}(2p_1 + p_3)h'^2 + \frac{1}{2}(p_1 + p_2)h'h_c + \frac{1}{6}(p_1 + 2p_2)h_c^2 \right] \quad (VI-5-155)$$

$$M_U = U_{MU} \cdot \frac{1}{3}p_u \cdot B^2 \quad (VI-5-156)$$

$$M_G = \frac{1}{2}B^2g (\rho_ch_w - \rho_w h') \quad (VI-5-157)$$

- where  $U_{MH}$  Stochastic variable signifying the bias and the uncertainty of the horizontal moment
- $U_{MU}$  Stochastic variable signifying the bias and the uncertainty of the uplift moment.

**Uncertainty and bias of the Goda formulae in Table VI-5-53.** Based on reanalysis by Juhl and van der Meer (1992), Bruining (1994), and van der Meer, Juhl, and van Driel (1994) of various model tests performed at Danish Hydraulic Institute and Delft Hydraulics. The mean values and standard deviations of the stochastic variables  $U$  are given as

Uncertainty and bias of horizontal wave induced force, uplift force, horizontal moment and uplift moment (vertical composite type)

Stochastic variable	Mean value	no model tests		model test performed	
		Stand. dev.	$\frac{\sigma_{X_i}}{\mu_{X_i}} \%$	Stand. dev.	$\frac{\sigma_{X_i}}{\mu_{X_i}} \%$
$X_i$	$\mu_{X_i}$	$\sigma_{X_i}$	$\frac{\sigma_{X_i}}{\mu_{X_i}} \%$	$\sigma_{X_i}$	$\frac{\sigma_{X_i}}{\mu_{X_i}} \%$
$U_{FH}$	0.90	0.25	0.22	0.05	0.055
$U_{FU}$	0.77	0.25	0.32	0.05	0.065
$U_{MH}$	0.81	0.40	0.49	0.10	0.12
$U_{MU}$	0.72	0.37	0.51	0.10	0.14

Ilustración 1-35. Formulación para Fuerzas y Momentos GODA y Takahashi (1974) [Fuente: CEM,2003]

Por otro lado, puede haber circunstancias raras en las que las olas podrían romperse de manera tal que creen cargas impulsivas muy altas de corta duración, y estos casos podrían no estar cubiertos por el rango de parámetros experimentales utilizados para desarrollar la guía proporcionada en la Tabla VI-5-54. Además, los modelos de laboratorio a escala no reproducen correctamente la carga de fuerza donde las bolsas de aire quedan atrapadas entre la ola y el muro.

## 1.4 IMPRESIÓN 3D APLICADA EN LA INGENIERIA CIVIL

### 1.4.1 ¿QUÉ ES LA IMPRESIÓN 3D?

A lo largo de los años, con un tono de anticipación y entusiasmo, se ha discutido frecuentemente que la impresión 3D revolucionará la arquitectura y la ingeniería tal y como la conocemos. Sin embargo, al reflexionar sobre el presente y mirar hacia atrás, resulta evidente que esta tecnología ha estado transformando la industria durante mucho tiempo, reinventándose constantemente y dando lugar a nuevas etapas de diseño, construcción y creatividad espacial.

La impresión 3D abarca un conjunto de tecnologías de fabricación que pueden crear réplicas tridimensionales mediante la superposición de capas sucesivas de un material específico. Este proceso comienza con un modelo digital, que las impresoras 3D transforman en una copia física, cuya precisión depende de la calidad de la impresora. Así, aunque el término “impresión 3D” surgió de manera discreta, en los últimos años ha ganado notable reconocimiento en la sociedad. Actualmente, se utiliza ampliamente para describir procesos de fabricación aditiva, sin importar los materiales, la tecnología o las aplicaciones específicas de dichos procesos (Cruz, 2022).

La impresión 3D, que opera mediante un proceso de fabricación aditiva, es decir, capa por capa, utiliza modelos digitales para crear objetos tridimensionales con gran precisión y eficiencia. Este método ahorra tiempo, genera cero residuos, reduce los costos de mano de obra y abre caminos para la creación rápida de prototipos y el diseño iterativo. Permite a los arquitectos explorar oportunidades creativas y recuperar autonomía al diseñar elementos complejos y no estandarizados dentro de un proceso industrial y personalizado en masa.

Por su parte, el hormigón ha cogido mucha fuerza en el mundo de la construcción impresa, en relación con la industria de los prefabricados y con los experimentos y desarrollo de la impresión a escala 1:1 de edificios. El funcionamiento de las impresoras que trabajan con este material es parecido a las del plástico: el hormigón se almacena en unas tolvas, de donde pasa a un extrusor que lo transporta a una boquilla, de mayor o menor tamaño según las necesidades, por donde se imprimirá “capa a capa”. Se busca además reforzar el material mediante fibras o aditivos, dotándole de mayor resistencia o de nuevas propiedades. Se consigue, por lo tanto, imprimir en hormigón, a través de un polímero del material, que se refuerza con fibras y se mezcla con líquido

para dar lugar a la mezcla que saldrá por la boquilla para ir “dibujando” el objeto (Cruz, 2022).

Este enfoque innovador en la impresión 3D con hormigón permite una mayor libertad geométrica en el diseño de las estructuras, sin necesidad de moldes o encofrados, y facilita la transformación in situ de las materias primas en productos finales. Esto no solo elimina la necesidad de trasladar materiales o emplear moldes, reduciendo los residuos generados, sino que también disminuye significativamente los costos de construcción y aumenta la eficiencia ambiental del proceso de fabricación.

#### **1.4.2 RAZONES DE NEGOCIO**

El interés industrial por la impresión 3D se debe en gran medida a las amplias posibilidades que ofrece en diversos sectores, la variedad de productos que permite crear y la diversidad de materiales con los que puede trabajar. Estas ventajas hacen que la investigación en mejoras y aplicaciones de la tecnología de impresión 3D sea especialmente atractiva.

En el ámbito de la construcción, la principal razón de negocio es que la impresión 3D se presenta como un método constructivo innovador y altamente competitivo en el mercado actual, a pesar de encontrarse en una etapa preliminar. Esta tecnología pretende complementar los procesos de construcción tradicionales con un enfoque más automatizado, permitiendo la fabricación de estructuras completas de manera más eficiente.

Además, la impresión 3D ofrece la posibilidad de transformar in situ las materias primas utilizadas para la extrusión en productos finales, mediante el uso de maquinaria adicional externa a la impresora. Esto elimina la necesidad de mover materiales del lugar de impresión o de utilizar moldes, reduciendo así los residuos generados. Este proceso, conocido como Fabricación Aditiva (Additive Manufacturing, AM), se basa en la adición de material capa por capa.

Gracias al reducido tiempo y energía requeridos por las máquinas actualmente patentadas, se logra disminuir significativamente los costos de construcción y aumentar la eficiencia ambiental del proceso de fabricación.

#### **1.4.3 ANTECEDENTES DE LA IMPRESIÓN 3D EN LA CONSTRUCCIÓN**

El concepto de fabricación aditiva en la construcción se originó en los años 60

como un intento de desarrollar un proceso automatizado para la construcción, similar a lo que hoy se conoce como impresión 3D. Estos primeros intentos de aplicar la impresión 3D en la construcción fueron ampliamente estudiados en Japón, donde se buscaba abordar los desafíos asociados con la construcción de grandes edificios. Sin embargo, debido a su falta de competitividad frente a las tecnologías tradicionales establecidas en este sector, este concepto se mantuvo en un segundo plano (Cruz, 2022).

La impresión 3D tiene sus inicios a principios de la década de 1980, comenzando con la invención de la impresora de inyección de tinta en 1976. En este contexto, Charles W. Hull patentó el diseño de la impresora 3D por estereolitografía (SLA) para solucionar el problema del tiempo en la fabricación de piezas. Este proceso implica la unión de capas de polímeros mediante la aplicación continua de luz ultravioleta.

Posteriormente, en 1987, Carl Deckard patentó el método conocido como sinterización selectiva por láser (SLS), en el cual un láser fusiona polvos termoplásticos para crear formas. Otro avance significativo fue el desarrollo del modelado por deposición fundida (FDM) por Scott Crump, donde el material se funde y se deposita capa por capa hasta que la pieza solidifica al enfriarse (Stratasys, 2021).

A partir de 1995, la impresión 3D comenzó a ganar relevancia en el ámbito de la construcción gracias a figuras como Joseph Perna y Khoshnevis. En ese periodo, se comenzaron a explorar diversas metodologías para combinar materiales con el objetivo de depositar y unir capas de material para formar estructuras sólidas. Hacia el año 2000, el concepto de fabricación aditiva adquirió coherencia con la idea de construir elementos estructurales mediante un proceso continuo de construcción. Más adelante, Rupert Soar estableció un grupo de investigación en la Universidad de Loughborough en el Reino Unido, enfocándose en llevar este proceso al campo de la construcción basándose en técnicas de impresión 3D existentes y conceptos previos que aún no se habían materializado. Desde 2005, se han desarrollado máquinas especializadas para la impresión 3D a gran escala, utilizando métodos como el bombeo de concreto, el rociado de concreto y sistemas de pórticos (Construction 3D Printing Explained : Pre-History, 2021).

La evolución de estas tecnologías ha estado impulsada por el objetivo de convertir la creación rápida de prototipos en un proceso de fabricación ágil, como lo concibió Charles Hull con el SLA. Actualmente, las tecnologías de

fabricación aditiva, comúnmente llamadas impresión 3D, se destacan como innovaciones clave en numerosos sectores dedicados a la construcción de elementos, desde pequeñas piezas hasta grandes estructuras. En particular, la impresión 3D en la construcción, también conocida como fabricación aditiva a gran escala, utiliza estas tecnologías para fabricar edificios, componentes constructivos e infraestructuras (Cruz, 2022).

#### **1.4.4 APLICACIÓN EN PROCESOS CONSTRUCTIVOS.**

La prefabricación está profundamente integrada en los procesos de construcción de los países desarrollados, donde la mano de obra es altamente especializada y costosa. Actualmente, la industria puede producir una variedad de elementos constructivos en diferentes materiales y formas, como paneles sándwich, partes estructurales prefabricadas e incluso unidades de vivienda completas. Se utilizan diversas técnicas, como el moldeo, la extrusión y la inyección, para crear componentes de construcción e industriales para una amplia gama de aplicaciones.

Esta nueva técnica está siendo desarrollada y utilizada, como ya vemos, en varias industrias o campos del conocimiento, y la construcción también es uno de ellos. Son muy diversas las utilidades que se le está dando dentro de este ámbito y numerosas las posibilidades que ofrece o podría ofrecer tanto a usuarios, como a constructoras, o como a arquitectos en sí redefiniendo los límites de lo construible y dando soluciones a problemas constructivos complejos.

A pesar de que son bastantes los ejemplos que podemos encontrar ya contruidos, la impresión en tres dimensiones se encuentra aún en una fase emergente o de desarrollo e investigación. Dentro de la construcción de edificaciones aún está en busca de su sitio más allá de meras construcciones de tanteo o estudio (Gonzalo, 2017). Las demostraciones de las tecnologías de impresión 3D de construcción hasta la fecha han incluido la fabricación de viviendas, componentes de construcción (paneles y columnas de revestimiento y estructurales), puentes e infraestructura civil, arrecifes artificiales, locuras y esculturas.

La tecnología ha visto un aumento significativo en la popularidad en los últimos años con muchas compañías nuevas, incluyendo algunas respaldadas por nombres prominentes de la industria de la construcción y la academia

(Universidad de Purdue). Esto llevó a varios hitos importantes, como el primer edificio impreso en 3D (Winsun), el primer puente impreso en 3D (D-Shape), la primera parte impresa en 3D en un edificio público (XtreeE), el primer edificio vivo en 3D impreso en Europa y CIS (Specavia), el primer edificio impreso en 3D en Europa totalmente aprobado por las autoridades (3DPrinthuset), entre muchos otros (HISOUR ARTE ULTURA HISTORIA, n.d.).

#### 1.4.4.1 Diseños y Estructuras

Cabe destacar que cada una de estas construcciones han sido realizadas mediante el uso de tecnologías de impresión 3D distintas, las cuales han sido desarrolladas por diferentes expertos en el sector y que explicaremos de forma más detallada posteriormente, asimismo nos centraremos más en detalle en las aplicaciones de la impresión 3D en este ámbito tan grande como el de la construcción.

##### ▪ Torre FreeFab & Villa Roccia-James Bruce Gardiner

El arquitecto James Bruce Gardiner fue pionero en el diseño arquitectónico para la impresión 3D en construcción con dos proyectos. La primera FreeFab Tower (Ilustración 1-36) 2004 y la segunda Villa Roccia (Ilustración 1-37) 2009-2010.

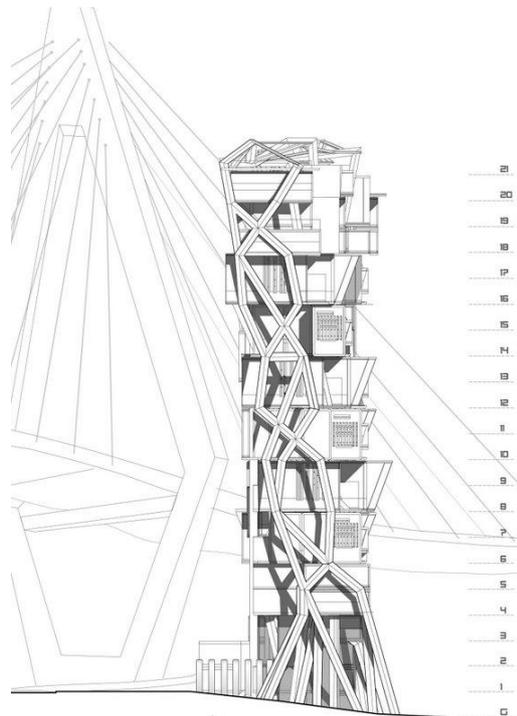


Ilustración 1-36. Perspectiva del diseño esquemático de FreeFab Tower [Fuente: (Parametric House, 2024)].

FreeFAB Tower se basó en el concepto original para combinar una forma híbrida de impresión 3D de construcción con construcción modular. Este fue el primer diseño arquitectónico para un edificio centrado en el uso de la impresión 3D en

construcción. Las influencias se pueden ver en varios diseños utilizados por Winsun, incluidos artículos sobre el comunicado de prensa original de Winsun y la oficina del futuro. El proyecto FreeFAB Tower también describe el primer uso especulativo de brazos robóticos de ejes múltiples en la impresión 3D de construcción, el uso de tales máquinas dentro de la construcción ha crecido constantemente en los últimos años con proyectos de MX3D y Branch Technology.

La Villa Roccia 2009-2010, el proyecto se basa en la construcción de una villa impresa en 3D en la localidad de Porto Rotondo, Cerdeña (Italia), con la finalidad de aprovechar las ventajas de este proceso de construcción para conseguir un diseño arquitectónico específico, basado en las formaciones rocosas.

Para el diseño y desarrollo de la villa, Gardiner se inspira en las formas interiores que se encuentran en los huesos humanos, así como el acabado superficial de las rocas erosionadas por elementos como el agua. Además, adapta las propiedades de los componentes prefabricados para que puedan ser impresos mediante la técnica D-Shape.

Por lo tanto, el proyecto se separa en 2 partes generales, la cuales son el diseño y el ensamblaje, esta última muy importante debido al extenso estudio realizado mediante diferentes softwares para conseguir una unión buena entre componentes (HISOUR ARTE ULTURA HISTORIA, n.d.).



Ilustración 1-37. Perspectiva del diseño esquemático de la Villa Roccia [Fuente: (Mings, 2010)]

#### ▪ Landscape House- Janjaap Ruijsenaars

El edificio de arquitectura performativa impresa en 3D del arquitecto holandés Janjaap Ruijsenaars “Landscape House” fue planeado para ser construido por una sociedad de compañías holandesas. La construcción de la casa estaba prevista para fines de 2014, pero este plazo no se cumplió. Las empresas han dicho que todavía están comprometidas con el proyecto.

El concepto detrás del Landscape House (Ilustración 1-38) implicaba una integración innovadora entre arquitectura, diseño de paisaje y tecnología de impresión 3D. La forma y la estructura del edificio estaban destinadas a reflejar la fluidez y la estética orgánica, utilizando métodos avanzados de fabricación aditiva.

La propuesta de Ruijsenaars y su equipo era pionera en la aplicación de la impresión 3D a gran escala en la arquitectura. Este enfoque prometía no solo eficiencia en la construcción, sino también nuevas posibilidades estéticas y funcionales (HISOUR ARTE ULTURA HISTORIA, n.d.).



Ilustración 1-38. Diseño LandHouse Scape [Fuente: (Lalueta, 2013)]

#### ▪ BOD-Ana Goidea

The Building On Demand (Ilustración 1-39), o BOD, un pequeño hotel de oficina impreso en 3D por Printhead y diseñado por la arquitecta Ana Goidea, ha incorporado paredes curvas y un efecto de ondulación en su superficie para mostrar la libertad de diseño que permite la impresión 3D en el plano horizontal. (HISOUR ARTE ULTURA HISTORIA, n.d.)



Ilustración 1-39. Impresión de Oficinas BOD. [Fuente: (The BOD, 2017)]

### ▪ Viviendas Sociales y Unifamiliares

Se han llevado a cabo un proyecto piloto para construir viviendas sociales utilizando tecnología de impresión 3D. Este proyecto ha sido impulsado por la colaboración entre instituciones académicas, empresas tecnológicas y el sector público, con el objetivo de explorar las posibilidades de la impresión 3D en la construcción de viviendas asequibles. APIS COR es una empresa dedicada al mundo de la impresión 3D en la construcción, en concreto en la impresión de viviendas. Es conocida gracias a los dos proyectos más relevantes de la empresa hasta la fecha, los cuales consisten en la construcción de una vivienda pequeña y el edificio impreso en 3D más grande del mundo. La vivienda impresa en Moscú (Ilustración 1-40) cuenta con 38 m<sup>2</sup> y su forma es igual al símbolo para expresar la presencia de un huracán debido a la velocidad con la que fue impresa.



Ilustración 1-40. Vivienda impresa por APIS COR en Moscú. [Fuente: [Fabricadas, 2017](#)]

Esta pequeña vivienda fue construida en tan solo 24 horas mediante una impresora móvil. Todo el proceso de impresión fue continuo, por lo que no se imprimieron las partes por separado para posteriormente unir las. Según la empresa, todo el proceso de construcción costó un total de 10.200 dólares aproximadamente, precio que incluye las tecnologías aplicadas para hacer de la vivienda un lugar más confortable (Scott, 2017).

Por otro lado, una casa unifamiliar (Ilustración 1-41) se encuentra en la ciudad de Beckum y consiste en una estructura de 2 pisos de 80 m<sup>2</sup> cada uno. El proyecto fue llevado a cabo por la empresa PERI GmbH en el año 2020, el cual requirió una máquina de tipología pórtico-grúa y dos operarios para realizar el trabajo. La máquina se caracteriza por imprimir a una velocidad de 1 m/s, tardando solo 5 minutos en construir 1 m<sup>2</sup> y 100 horas en imprimir el edificio entero.

Igual que otras estructuras mencionadas anteriormente, la casa unifamiliar está construida a partir de la impresión de paredes con cavidades, cuya función es la

de acoger los elementos aislantes, eléctricos, tuberías, entre otros. Además, la empresa utilizó un hormigón específico para su uso concreto en la impresión 3D, mejorando y adaptando las propiedades del hormigón convencional a este proceso.



Ilustración 1-41. Primer edificio residencial impreso en 3D en Alemania [Fuente: (Alicia M, 2020)]

#### ▪ Edificaciones-APIS COR

El Ayuntamiento de Dubái, reconocido como el edificio impreso en 3D más grande del mundo, se extiende por 640 metros cuadrados y alcanza una altura de 9.5 metros (Ilustración 1-42). La construcción empleó una impresora 3D móvil junto con una mezcla de cemento especialmente formulada, permitiendo que el edificio se completara en solo 17 días. Este enfoque innovador redujo significativamente la necesidad de mano de obra, así como el desperdicio de materiales y las emisiones de CO2.

La impresora utilizada es una máquina móvil equipada con un brazo robótico y una boquilla extrusora, capaz de moverse por el sitio de construcción para imprimir las paredes en capas sucesivas. Esta técnica de construcción automatizada permitió una precisión y eficiencia sin precedentes. Además de la impresora y la mezcla de cemento, se utilizaron refuerzos específicos para garantizar la estabilidad y durabilidad de la estructura. Estos refuerzos se integraron en la mezcla de hormigón según los cálculos estructurales precisos, asegurando que el edificio cumpliera con los estándares de seguridad y resistencia.

La empresa responsable del proyecto destacó que, además de las ventajas ambientales y de eficiencia, la construcción con impresión 3D permite una mayor flexibilidad en el diseño arquitectónico, lo que abre nuevas posibilidades para futuras edificaciones. Este proyecto no solo representa un hito en la

tecnología de construcción, sino que también señala un cambio hacia métodos más sostenibles y rentables en la industria (Emre, 2022).



Ilustración 1-42. Diseño Edificación APIS COR [Fuente: (Parametric Architecture, 2022)]

## ▪ Puentes

### Ámsterdam, Países Bajos.

El primer puente peatonal impreso en 3D del mundo ubicado en el barrio de Canal en Ámsterdam, Países Bajos, fue desarrollado por la empresa MX3D en colaboración con Joris Laarman Lab y Autodesk. Construido con acero inoxidable mediante la técnica de Wire Arc Additive Manufacturing (WAAM), el puente mide 12.5 metros de largo y 6.3 metros de ancho (Ilustración 1-43). La impresión tomó aproximadamente 6 meses y se realizó con brazos robóticos que depositaron capas de acero fundido. El puente, ensamblado y soldado posteriormente, incorpora sensores inteligentes para monitorear su rendimiento estructural y el flujo de personas. Este proyecto demuestra la viabilidad de la impresión 3D en la construcción, destacando su eficiencia en el uso de materiales y la capacidad de crear estructuras complejas y sostenibles, estableciendo un precedente para futuras aplicaciones en infraestructura urbana (Alicia M, 2020).



Ilustración 1-43. Puente MX3D en Ámsterdam. [Fuente: (Koop, 2021)]

### Madrid, España.

En 2021, la empresa española Acciona completó la construcción de un puente peatonal impreso en 3D en la urbanización de Castilla-La Mancha, Madrid

(Ilustración 1-44). Este proyecto utilizó tecnología de impresión 3D con una mezcla especial de hormigón, optimizada para el proceso de fabricación aditiva. La impresora 3D utilizada depositó capas sucesivas de hormigón para crear la estructura del puente de manera eficiente y precisa.

El puente consiste en un conjunto de 8 piezas impresas a partir de la técnica descrita anteriormente D-Shape, todas ellas de hormigón. Todas las piezas ensambladas forman un puente de 12 metros de largo y 1,75 metros de ancho, aproximadamente. El diseño final tan característico del puente se ha conseguido gracias a las ventajas que ofrece la impresión 3D, haciendo posible que los arquitectos tengan más libertad a la hora de crear diseños (Cruz, 2022).



Ilustración 1-44. Puente de Castilla-La Mancha en Madrid. [Fuente: (Zotomayor, 2020)]

#### Nijmegen, Países Bajos.

El puente para ciclistas (Ilustración 1-45), inaugurado recientemente con una longitud de 29 metros, fue fabricado en el centro de impresión 3D de Saint-Gobain Weber Beamix, utilizando brazos robóticos BAM para la deposición del material. Su diseño se basó en software de diseño paramétrico, optimizando tanto el material como el tiempo de impresión para cumplir con las cargas aplicadas. Este proyecto destacó por su colaboración interdisciplinaria entre la Universidad Tecnológica de Eindhoven y el arquitecto Michiel van der Kley, quienes dividieron la construcción en bloques impresos en 3D ensamblados onsite (Mikahila, 2021).



Ilustración 1-45. Puente para ciclistas en Nijmegen. [Fuente: (Mikahila, 2021)]

### Shanghái, China.

El proyecto Shanghái Digital Future: China es uno de los primeros países que se ha embarcado en la construcción de puentes mediante la fabricación aditiva. Entre las primeras construcciones realizadas con esta tecnología se encuentran los dos puentes impresos en 3D por la Escuela de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad de Shanghái (Ilustración 1-46). Como parte del proyecto “Shanghái”, las dos estructuras tenían como objetivo demostrar que las nuevas tecnologías pueden revolucionar muchas áreas, como los sectores de la arquitectura y la construcción. Creados a base de plástico, los dos puentes miden 4 y 11 metros respectivamente. Para construir las dos estructuras, los gerentes del proyecto afirman que usaron un brazo robótico Kuka y un módulo de impresión 3D personalizado. Para ello, se requirieron un total de 360 horas de fabricación aditiva (Alicia M, 2020).



Ilustración 1-46. Puente Peatonal Shanghái. [Fuente: (Arboledas, 2020)]

Otra de las construcciones en esta ciudad es el puente de 26 metros de longitud está ubicado en el distrito de Baoshan en Shanghái (Ilustración 1-47), y presenta un exterior ondulado distintivo, que recuerda a la tela plegada e inspirado en el histórico Puente Anji en el condado de Zhao. Fue diseñado por el equipo JCDA de la Universidad Tsinghua, liderado por el Profesor Xu Weiguo, y construido utilizando su propio sistema de impresión 3D. Se necesitaron solo 450 horas para que dos brazos robóticos construyeran este puente de hormigón impreso en 3D en Shanghái, oficialmente el puente más largo del mundo. El pavimento del puente se basa en la forma de los corales cerebrales, con guijarros blancos utilizados para rellenar los espacios entre ellos. Un sistema de monitoreo incrustado en el puente permitirá al equipo recolectar datos sobre la cantidad de tensión que la estructura está soportando y cómo se comporta el hormigón a lo largo del tiempo (Tucker, 2019).



Ilustración 1-47. Puente Peatonal Hormigón Shanghái. [Fuente: (Emmino, 2019)]

El puente de hormigón impreso en 3D que cruza el canal de Shanghái se sostiene sobre 176 unidades de cemento, destacándose como una obra ingenieril impresionante. Diseñado por un equipo dirigido por el profesor Wu Weiguo de la Universidad de Tsinghua y fabricado con tecnología de fabricación aditiva en colaboración con Wisdome Bay, el puente se inspira en el histórico Puente Anji en Zhaozhou, China. Este proyecto peatonal en Shanghái se erige como un ejemplo representativo del potencial de la tecnología 3D en diversas ingenierías. La construcción, realizada por dos brazos robóticos, completó el arco de hormigón en 450 horas, logrando reducir significativamente los costos de implementación en comparación con los métodos tradicionales de fabricación (Alicia M, 2020).

#### 1.4.4.2 Eficiencia

La industria de la construcción enfrenta serios problemas, como altos índices de accidentes en los sitios de construcción, trabajo de baja calidad, gestión de proyectos en los sitios de construcción, baja eficiencia laboral y falta de trabajadores calificados. Se espera que la aplicación de la tecnología de impresión 3D en la construcción pueda ayudar a resolver muchos problemas, como "baja eficiencia laboral, alta tasa de accidentes (pérdida de vidas) y demasiada mano de obra necesaria para el control y la vigilancia del sitio de construcción". Ahorrar en encofrados también implica un gran ahorro. Además, la aplicación de la impresión 3D en la construcción podría posiblemente traer beneficios ambientales, ahorrar tiempo y mejorar los valores estéticos. Todas estas son fuerzas impulsoras para la aplicación de la impresión 3D en el sector de la construcción.

## ▪ Costos

Para un nuevo proyecto de construcción de concreto, un poco más de la mitad del costo total se atribuye a la mano de obra del encofrado, seguido del 30% de los materiales de concreto, el 10% de los materiales del encofrado y el 7% de los materiales del concreto. El uso de la impresión 3D en la construcción implica la eliminación de encofrados. Muchos creen que la aplicación exitosa de la impresión 3D en la industria de la construcción impactará drásticamente el costo total de la construcción. La adopción de la impresión 3D en la construcción puede reducir el 63% de los costos asociados con el encofrado y reducir entre el 35% y el 60% del costo total de la construcción debido a la eliminación del encofrado. Como resultado, el costo de una casa a gran escala impresa por Winsun fue tan bajo como 4800 USD y una casa de 400 pies cuadrados por Apis Cor costó solo 10,000 USD (Pan, 2021).

Debido a la eliminación del encofrado, los costos por unidad para los productos fabricados con manufactura aditiva son constantes. Por otro lado, el costo por unidad para proyectos fabricados con métodos tradicionales disminuye a medida que aumenta el volumen de producción, ya que el costo del encofrado se reparte entre muchos productos. Por lo tanto, adoptar la manufactura aditiva para producir productos únicos es más económico, como producir un prototipo. Dado que cada edificio es un prototipo único, la impresión 3D en la construcción tiene una alta probabilidad de reducir los costos de construcción.

El costo es un aspecto crítico al elegir qué tecnología usar. Por lo tanto, reducir el costo de la manufactura aditiva llevará a un uso más frecuente de la tecnología y alcanzará el objetivo de la personalización masiva. Utilizar residuos o materiales reciclados como materia prima principal para producir material cementoso de impresión 3D es un método para reducir en gran medida los costos de material. En la promoción de la prefabricación, el problema clave es encontrar técnicas de bajo costo potencial, como el uso de materiales reciclados. Al igual que la prefabricación, la impresión 3D en la construcción también es una técnica de automatización de la construcción. El uso de materiales de desecho reciclados puede mejorar su potencial de rentabilidad. Sin embargo, hasta ahora no se ha estudiado la reducción de costos (Pan, 2021).

## ▪ Seguridad

En términos de seguridad, la implementación del concreto 3D también ofrece mejoras significativas. Al reducir la cantidad de trabajo manual en el sitio de construcción, se pueden mitigar los riesgos asociados con las lesiones laborales.

Además, la tecnología permite la planificación digital detallada y la simulación previa de la construcción, lo que ayuda a identificar y abordar posibles riesgos antes de que ocurran en el sitio real. Esto contribuye a crear entornos de trabajo más seguros y controlados. A medida que disminuye la cantidad de mano de obra, se puede esperar una menor probabilidad de lesiones; además, los costos laborales se pueden reducir entre un 50% y un 80%. (Pan, 2021)

▪ **Tiempo / Eficiencia.**

La impresión 3D en construcción puede mejorar la velocidad de construcción y reducir el tiempo necesario. La empresa china Winsun ha impreso 10 casas a escala completa en menos de **24 horas**. Un modelo para simular la construcción con contour crafting predijo la impresión de una casa personalizada de 200 m<sup>2</sup> en menos de 20 horas. El modelo también mostró que construir la misma casa con un método de construcción convencional puede llevar casi tres veces más tiempo que la construcción realizada por contour crafting, debido a que la instalación y retirada de encofrados lleva mucho tiempo, al igual que la espera a que el hormigón se endurezca antes de poder continuar trabajando. Ahorrar tiempo es especialmente beneficioso en áreas frías, donde la automatización de la construcción puede acelerar el trabajo (Pan, 2021).

#### **1.4.4.3 Propiedades del Hormigón en la Impresión 3D**

Durante el siglo pasado se ha investigado y se ha conseguido mejorar este material mediante el uso de fibras metálicas, inorgánicas y poliméricas. La adición de estas fibras en la base cementante ha conseguido una disminución del coste de construcción y la posibilidad de que el hormigón actúe estructuralmente debido a la mejora en la resistencia a flexo tracción, en la tenacidad y al control de la fisuración que permiten las fibras. Según la EHE 08, las fibras se clasifican según su naturaleza en fibras de acero, fibras inorgánicas y fibras poliméricas. Estas mejoras del hormigón al añadir las fibras dependen principalmente de diversas propiedades de estas como su forma, su orientación, la cantidad de fibras por unidad de volumen y el tipo de fibras utilizadas (Montiel, 2019).

El hormigón impreso en 3D puede incluir varios refuerzos específicos para mejorar sus propiedades. Por ejemplo, fibras de acero de 12 a 60 mm de longitud y diámetros de 0.5 a 1.0 mm se usan para aumentar la resistencia a la tracción y controlar la formación de grietas. Las fibras de polipropileno, generalmente de 6 a 12 mm de longitud, reducen la contracción plástica y

mejoran la resistencia al impacto. Las fibras de vidrio, con diámetros de 10 a 20 micras, incrementan la resistencia a la tracción y la durabilidad, especialmente en ambientes corrosivos. Los nanotubos de carbono, aunque costosos, mejoran significativamente la resistencia mecánica y la durabilidad del hormigón, incluso en pequeñas dosis (0.1% del peso del cemento).

Además, se utilizan aditivos como superplastificantes para mejorar la trabajabilidad y reducir la necesidad de agua, y sílice fume para aumentar la densidad y reducir la permeabilidad del hormigón. Estos componentes se mezclan cuidadosamente para asegurar una distribución uniforme y optimizar las propiedades del hormigón impreso en 3D según las necesidades específicas del proyecto.

#### ▪ **Fraguado**

Dentro de las propiedades críticas del hormigón, el fraguado es un proceso vital donde la pasta de cemento endurece mediante reacciones químicas con el agua. Varios factores influyen directamente en este proceso:

- **Relación agua-cemento:** Es crucial para la hidratación y el fraguado del hormigón. Utilizar relaciones bajas de agua-cemento permite un fraguado más rápido, y ciertos aditivos pueden complementar estas relaciones reducidas.
- **Finura del cemento:** La finura del cemento, es decir, el tamaño de partícula más pequeño, influye en la velocidad de hidratación y fraguado. Cementos más finos proporcionan una superficie específica mayor, lo que acelera el proceso de fraguado.
- **Tipo de cemento:** La composición y cantidad de Clinker, el componente principal del cemento, afectan la velocidad de hidratación. Un contenido mayor de Clinker con aluminato tricíclico puede acelerar la hidratación, aunque las normativas suelen recomendar cementos con más silicatos que aluminato tricíclico.
- **Temperatura:** La temperatura ambiental influye significativamente en la velocidad de fraguado. Temperaturas más altas, cerca de los 30°C, aceleran el proceso de fraguado, reduciendo el tiempo requerido.
- **Uso de adiciones:** Estos materiales pueden ser inorgánicos con hidraulicidad latente o puzolánicos, y se añaden al hormigón para reducir la cantidad de cemento y mejorar diversas propiedades físicas y químicas. Se dividen en adiciones activas, que reaccionan químicamente

para modificar la hidratación del cemento, y adiciones inertes, que no reaccionan, pero ajustan la curva granulométrica del hormigón.

#### ▪ Aditivos

Los aditivos desempeñan roles críticos en la formulación del hormigón utilizado en la impresión 3D, asegurando propiedades específicas y optimizando el proceso de construcción. Los superplastificantes son fundamentales para mejorar la trabajabilidad y fluidez del hormigón, lo que facilita su extrusión sin comprometer su resistencia final. Estos aditivos reducen la cantidad de agua necesaria, mejorando así la cohesión y minimizando la segregación del material durante la impresión.

Las fibras, otro componente clave, se incorporan para reforzar el hormigón impreso, especialmente en términos de resistencia a la tracción y mitigación de fisuras. Estas fibras pueden ser de diferentes materiales, como polímeros, vidrio o acero, y se distribuyen uniformemente en la mezcla para mejorar la capacidad de carga del hormigón en diversas condiciones estructurales.

Los estabilizadores de viscosidad aseguran una deposición precisa y uniforme de capas de hormigón, evitando problemas como la obstrucción de la boquilla o la inconsistencia en la extrusión, lo cual es vital para la calidad y precisión de las estructuras impresas.

Los retardadores de fraguado son utilizados para prolongar el tiempo abierto del hormigón, lo que permite períodos más largos de manipulación antes de que comience a fraguar. Esto es esencial para grandes proyectos donde la impresión de elementos complejos puede requerir más tiempo. Por otro lado, los aceleradores de fraguado pueden ser aplicados para acelerar el endurecimiento del hormigón después de la impresión, facilitando una manipulación más rápida de las estructuras impresas y reduciendo el tiempo global de construcción.

#### ▪ Refuerzo del Hormigón

En la construcción con impresión 3D, el refuerzo del hormigón se realiza principalmente a través de dos métodos: el uso de fibras y la incorporación de elementos estructurales adicionales según sea necesario.

- **Fibras de Refuerzo:** Las fibras se añaden al hormigón para mejorar sus propiedades mecánicas, especialmente la resistencia a la tracción y la

resistencia al agrietamiento. Estas fibras pueden ser metálicas (como fibras de acero), poliméricas (fibras de polipropileno o polietileno), de vidrio, de carbono, entre otras. En el contexto de la impresión 3D, las fibras se mezclan uniformemente en la matriz de hormigón durante el proceso de mezclado. Esto asegura que las fibras estén distribuidas de manera homogénea en toda la estructura impresa, proporcionando refuerzo a lo largo de toda la pieza.

- **Elementos Estructurales Adicionales:** En algunos casos, especialmente para elementos estructurales críticos como vigas o columnas, se pueden integrar elementos adicionales de acero u otros materiales estructurales dentro del diseño. Estos elementos pueden ser insertados manualmente durante la impresión o después de la fabricación inicial de la estructura de hormigón. Esta técnica asegura que las áreas de mayor carga o las conexiones estructurales clave cuenten con el refuerzo necesario para cumplir con los estándares de resistencia y durabilidad.

#### 1.4.4.4 *Huella de Carbono*

En la actualidad, la preocupación por el medio ambiente es central en todos los procesos de construcción, que están regulados por normativas estrictas para minimizar el impacto ecológico. Aunque la tecnología de impresión 3D en la construcción sigue en desarrollo, ofrece diversas ventajas ambientales significativas en comparación con los métodos tradicionales. El impacto ambiental se concentra principalmente en tres áreas clave: materiales, logística y emisiones de CO<sub>2</sub>.

En cuanto a los materiales, la construcción aditiva utiliza solo la cantidad necesaria de material para cada estructura, reduciendo así el desperdicio. Esto minimiza los escombros y la necesidad de extraer nuevas materias primas, favoreciendo además la reutilización de materiales como el polvo utilizado en el proceso de “binder jetting” (EDDM, 2021).

En términos de logística, la impresión 3D puede realizarse en el sitio de construcción o en una fábrica cercana, lo que reduce significativamente el transporte de materiales y maquinaria, así como el almacenamiento necesario. Esto también implica una reducción en el uso de maquinaria pesada como excavadoras, ya que se minimizan los procesos de excavación (Cruz, 2022).

Por último, La industria de la construcción es responsable de un tercio del

consumo de recursos del planeta y del 7% de las emisiones globales de CO<sub>2</sub>. La impresión 3D en la construcción puede minimizar la contaminación al reducir los residuos de construcción en un 30-60%. Predijeron que la tecnología de impresión 3D podría reducir las emisiones de CO<sub>2</sub> y los residuos de construcción en un 75% y 86%, respectivamente, en comparación con los obtenidos por la construcción convencional (Pan, 2021). Las emisiones de CO<sub>2</sub> se ven reducidas al disminuir los residuos generados por el transporte y las tecnologías empleadas en los métodos tradicionales de construcción. La producción local de materiales y componentes contribuye adicionalmente a la reducción de emisiones al eliminar la necesidad de producción en otros países (Smart Factory Magazine, 2021).

Estos aspectos están alineados con el Objetivo 13 de Desarrollo Sostenible de las Naciones Unidas, que promueve la adopción de medidas urgentes para combatir el cambio climático y sus efectos.

### **1.5 AVANCES DE TIPOLOGIAS NO TRADICIONALES EN LA INGENIERIA MARITIMA Y SU RELACION CON LA IMPRESIÓN 3D**

En la ingeniería marítima, aún son pocos los avances significativos en el desarrollo de tipologías no tradicionales para estructuras costeras. Tradicionalmente, las soluciones adoptadas en la ingeniería marítima han sido conservadoras, centrándose en diseños convencionales como diques verticales, rompeolas y espigones. Sin embargo, en los últimos años, ha habido un creciente interés en explorar alternativas más innovadoras que puedan ofrecer ventajas tanto en términos de eficiencia como de impacto ambiental.

Con el avance de tecnologías emergentes como la impresión 3D, se han abierto nuevas oportunidades para la fabricación de estructuras marítimas con geometrías complejas que antes eran difíciles o imposibles de realizar con métodos de construcción tradicionales. Esta tecnología permite no solo la personalización y optimización de diseños según las condiciones específicas del sitio, sino también la reducción de costos y tiempos de construcción, y la posibilidad de integrar características funcionales que mejoran la resiliencia de las estructuras ante el cambio climático y el aumento del nivel del mar.

Aunque estos desarrollos aún están en etapas tempranas, los esfuerzos recientes muestran un gran potencial para transformar la ingeniería marítima. Investigaciones en curso y proyectos piloto están comenzando a demostrar cómo las nuevas tipologías, combinadas con la impresión 3D, pueden mejorar

significativamente la funcionalidad y la durabilidad de las infraestructuras costeras.

### 1.5.1 AVANCES RECIENTES

#### ▪ Fabricación de Arrecifes Artificiales

La impresión de Arrecifes Artificiales (ARs) de hormigón es una aplicación innovadora de la tecnología de impresión 3D en la ingeniería costera y la conservación marina (Ilustración 1-48). Estos ARs se fabrican utilizando mezclas especiales de hormigón diseñadas para resistir las condiciones extremas del entorno marino, como la corrosión y la abrasión. El proceso de impresión 3D permite crear estructuras tridimensionales precisas capa por capa, adaptadas específicamente a las necesidades del ecosistema marino que se pretende restaurar o proteger.

Estos arrecifes artificiales pueden variar en tamaño desde pequeños módulos hasta grandes estructuras submarinas, dependiendo de los objetivos del proyecto y las condiciones locales del sitio. Son diseñados para ser lo suficientemente pesados como para permanecer en el fondo marino sin ser desplazados por las corrientes marinas, y su resistencia garantiza que puedan soportar las fuerzas del entorno marino, incluyendo mareas, olas y actividades biológicas (3DPARE, 2023).

El propósito principal de los ARs de hormigón es crear hábitats artificiales que fomenten el crecimiento de vida marina, como corales, algas y peces, además de servir como barreras para proteger las costas contra la erosión y las marejadas. Esta tecnología no solo apoya la restauración ecológica y la investigación científica de los ecosistemas marinos, sino que también impulsa avances en la eficiencia de fabricación y la sostenibilidad ambiental en la gestión de recursos costeros.



Ilustración 1-48. Fabricación de Arrecifes Artificiales con Impresión 3D. [Fuente: (Aysha M., 2020)]

▪ **Diques Vivos:**

En respuesta al aumento del nivel del mar y al deterioro de los arrecifes de coral, Kind Designs, con sede en Miami, ha implementado una solución innovadora utilizando impresión 3D para abordar ambos desafíos simultáneamente. Esta empresa ha desarrollado "diques vivos"(Ilustración 1-49, 1-50), estructuras que no solo actúan como barreras físicas contra la erosión y las inundaciones, sino que también funcionan como ecosistemas marinos dinámicos para promover la biodiversidad y la restauración del hábitat. Inspirados en los arrecifes de coral y las raíces de los manglares, estos diques están diseñados meticulosamente con texturas y cavidades que ofrecen refugio y áreas de cría para diversas especies marinas (Carlos S, 2024).



*Ilustración 1-49. Impresión de Muros Vivos con Impresión 3D. [Fuente: (3DNatives, 2024)]*

Los diques impresos en 3D de Kind Designs están fabricados con hormigón no tóxico que cumple con estrictas normativas ambientales, garantizando así la seguridad de la vida marina que los habita. Equipados con sensores avanzados, estos diques monitorean en tiempo real la calidad del agua, proporcionando datos precisos sobre pH, temperatura y concentración de nutrientes. Esta capacidad facilita una gestión proactiva de los ecosistemas costeros y ayuda a mantener condiciones ambientales óptimas para la vida marina.

En términos de eficiencia y velocidad, Kind Designs ha establecido un nuevo estándar con sus impresoras 3D de hormigón, capaces de imprimir paneles de diques de hasta 3 metros de altura en solo una hora. Esta capacidad no solo agiliza significativamente el proceso de fabricación en comparación con los métodos tradicionales, que pueden ser costosos y tomar semanas o meses, sino que también permite una rápida instalación en áreas costeras vulnerables (Carlos S, 2024).

Además de su funcionalidad y eficiencia, Kind Designs se compromete a hacer que sus diques impresos en 3D sean accesibles económicamente, igualando el precio de los diques tradicionales para eliminar barreras financieras y promover una adopción más amplia. Con planes de expansión hacia otras zonas costeras de Florida, la empresa busca desempeñar un papel crucial en la protección y conservación de las costas frente al cambio climático y otros desafíos ambientales (Carlos S, 2024).

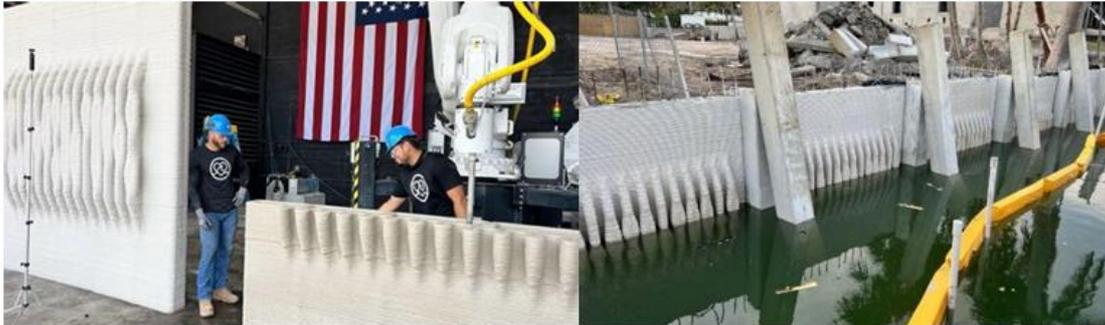


Ilustración 1-50. Diques Impresos Acabados in situ. [Fuente: (Kind Designs, 2024)]

#### ▪ Estructuras para Aerogeneradores Marítimos:

Las plataformas de aerogeneradores marítimos, que son utilizadas para la generación de energía eólica en alta mar, requieren estructuras robustas y resistentes que puedan soportar las duras condiciones ambientales del océano, incluyendo fuertes vientos, oleaje y corrosión por agua salada. Ingenieros de la Universidad Purdue en West Lafayette, Indiana, Estados Unidos, están investigando una forma de que esos bloques se puedan elaborar a base de hormigón impreso en 3D (Ilustración 1-51), un material más barato que reduciría los costes de los aerogeneradores (Noticias de Ciencia y Tecnología , 2020).

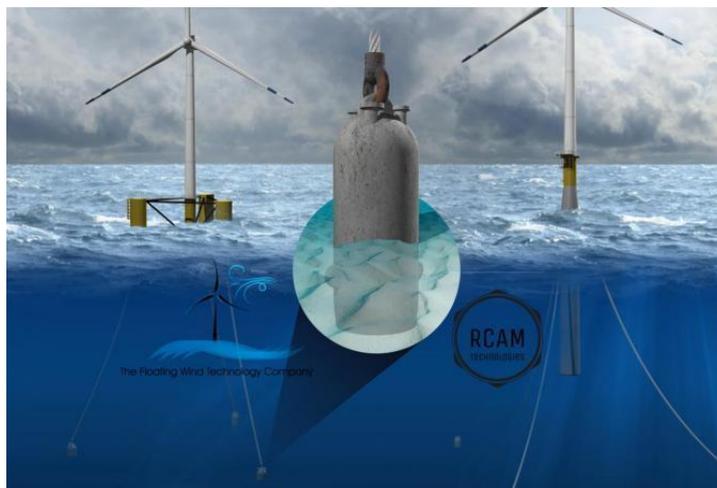


Ilustración 1-51. Estructura hecha de hormigón aplicado mediante impresión 3D [Fuente: (Noticias de Ciencia y Tecnología , 2020)]

Los métodos convencionales de fabricación de hormigón también requieren un molde para hacer que la masa de hormigón adquiera la forma deseada al secarse y se consiga así la estructura deseada. Esto aumenta los costos y limita las posibilidades de diseño. La impresión en 3D eliminaría los gastos asociados a este molde. La impresión 3D de hormigón podría ofrecer una solución innovadora para la construcción de estas plataformas, permitiendo la creación de estructuras personalizadas y optimizadas en términos de diseño y material.

Los investigadores de la Universidad Purdue están trabajando en colaboración con RCAM Technologies, una empresa especializada en métodos avanzados de uso de hormigón para instalaciones de energía eólica en tierra y mar. RCAM Technologies tiene interés en construir estructuras de hormigón impresas en 3D, incluyendo torres para turbinas eólicas y los anclajes para cada una (Noticias de Ciencia y Tecnología , 2020).

# **CAPÍTULO 2. JUSTIFICACIÓN Y MOTIVACIÓN**

## 2 . JUSTIFICACIÓN Y MOTIVACIÓN

La necesidad de infraestructuras costeras robustas y eficaces es cada vez más apremiante debido al incremento de fenómenos climáticos extremos y el consecuente aumento del nivel del mar. Entre estas infraestructuras, los diques juegan un papel crucial en la protección de las costas y comunidades cercanas. Tradicionalmente, los diques se han construido utilizando técnicas convencionales que, aunque efectivas, presentan limitaciones en términos de flexibilidad de diseño, tiempo de construcción y costos. Con la evolución de la tecnología de impresión 3D, surge una oportunidad innovadora para revolucionar la manera en que se diseñan y construyen estas estructuras vitales.

La impresión 3D con hormigón permite la creación de formas complejas y personalizadas que serían difíciles o imposibles de lograr con métodos tradicionales. Esta capacidad para diseñar estructuras con geometrías optimizadas no solo puede mejorar la eficiencia y resistencia de los diques, sino que también puede reducir los costos de material y tiempo de construcción. La flexibilidad de diseño que ofrece la impresión 3D es especialmente relevante en el contexto de estructuras costeras, donde la forma y la interacción con el oleaje son factores críticos.

En el marco de este Trabajo Fin de Master, se destacan las ventajas de la impresión 3D, especialmente en su adaptación a las técnicas tradicionales de construcción. Partiendo de la hipótesis de que es posible anticiparse a los desarrollos futuros, se propone evaluar tanto la funcionalidad, como la estabilidad de la estructura de un muro costero construido mediante tecnología de hormigonado 3D. Hasta el momento, los avances en impresión 3D se han aplicado predominantemente en otros campos, dejando a la ingeniería costera relativamente inexplorada. Por ello, esta investigación se centra en valorar el potencial y las implicaciones de utilizar esta tecnología innovadora en la construcción de infraestructuras costeras, un área que aún no ha sido ampliamente desarrollada.

Además, el contexto del estado del arte descrito en el capítulo 1, muestra una clara necesidad de avanzar hacia métodos de construcción más adaptativos y flexibles. Aunque hay ejemplos de innovación en otros sectores, como la construcción de edificios, la adopción de la impresión 3D en la construcción de infraestructuras marítimas aún es incipiente. Esto ofrece una oportunidad única para contribuir significativamente al campo mediante la exploración de estas

tecnologías en aplicaciones que pueden tener un impacto directo en la resiliencia de las comunidades costeras.

A su vez se lleva a cabo un análisis de cómo interactúa el oleaje con una estructura de dique de geometría libre creada mediante impresión 3D con hormigón. Esta investigación es esencial por varias razones:

1. **Innovación en el Diseño de Diques:** Explorar el potencial de formas libres y personalizadas en diques puede llevar a la identificación de diseños más eficientes que optimicen la dispersión de energía del oleaje, reduciendo el impacto en la estructura y, por ende, prolongando su vida útil.
2. **Mejora de la Resiliencia Costera:** Con el aumento de los eventos climáticos extremos, es fundamental desarrollar diques que puedan resistir condiciones severas. La capacidad de imprimir en 3D formas complejas permite incorporar características que mejoren la resiliencia de los diques frente a oleajes extremos y erosión.
3. **Reducción de Costos y Tiempo de Construcción:** La impresión 3D con hormigón puede acelerar el proceso de construcción y reducir los costos asociados al uso de moldes y encofrados tradicionales. Esto es especialmente beneficioso en situaciones donde se requiere una rápida respuesta para la protección costera.
4. **Sostenibilidad:** La fabricación aditiva reduce el desperdicio de material al construir solo la cantidad necesaria de hormigón, lo que contribuye a una construcción más sostenible y eficiente en el uso de recursos.
5. **Avance Tecnológico:** Investigar y validar nuevas aplicaciones de la impresión 3D en la construcción de infraestructuras críticas fomenta el avance tecnológico y promueve la adopción de estas tecnologías en la industria de la construcción.

Este proyecto se origina no solo de una curiosidad académica por explorar la innovación en la ingeniería costera y marítima, sino también de una preocupación personal por los desafíos actuales que enfrentan las comunidades costeras. Como ingeniera civil, siempre me ha fascinado el campo de las infraestructuras y su capacidad para proteger y mejorar la vida de las personas. La creciente frecuencia e intensidad de los temporales y el aumento del nivel del mar no son solo problemas abstractos, sino realidades que afectan a miles de personas cada año. Este tema, que se alinea perfectamente con mi interés en la ingeniería civil y la protección costera, representa una oportunidad única para investigar soluciones que no solo sean técnicamente viables, sino también sostenibles y accesibles. Esta motivación personal impulsa la búsqueda de

enfoques innovadores que puedan hacer una diferencia tangible en la resiliencia de nuestras costas y en la seguridad de las comunidades que dependen de ellas.

En conclusión, el presente TFM no solo busca contribuir al conocimiento científico sobre la interacción del oleaje con estructuras de diques impresos en 3D, sino también proponer una exploración inicial de soluciones prácticas y sostenibles que fortalezcan la protección costera. Además, se espera que este trabajo sirva como punto de partida y motivación para futuras investigaciones sobre la aplicación de la impresión 3D en la ingeniería marítima. Al abordar los desafíos actuales con enfoques innovadores, esta investigación tiene el potencial de impactar positivamente en el diseño y construcción de infraestructuras costeras en el futuro, promoviendo la innovación y el desarrollo continuo en este campo crucial.

# **CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA**

## 3 METODOLOGÍA

### 3.1 INTRODUCCIÓN

En esta sección, se plantea el uso de geometrías alternativas para muros costeros basado en un caso de estudio real centrado en evaluar los fenómenos de rebase y cuantificar las fuerzas sobre la estructura. Se ha seleccionado un lugar del mundo que experimenta altos niveles de oleaje para analizar su comportamiento y características específicas. Este estudio se enfoca en la playa de San Lorenzo en Gijón, conocida por su exposición a eventos de oleaje intenso, especialmente durante las tormentas invernales.

El propósito de este estudio es proporcionar una comprensión detallada de las condiciones marinas y su impacto en la costa, centrándose en un único tipo de evento máximo temporal, y no en un estado general del mar. Al basarnos en este evento específico, se ofrece un contexto único y significativo para analizar la frecuencia, intensidad y consecuencias de los rebases en la playa de San Lorenzo.

### 3.2 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO



*Ilustración 3-1. Localización Geográfica de San Lorenzo Gijón. [Fuente: Google Maps]*

#### 3.2.1 Localización Geográfica y Morfología

La playa de San Lorenzo se encuentra en la ciudad costera de Gijón, que pertenece a la Comunidad Autónoma del Principado de Asturias, en el norte de la Península Ibérica, a orillas del Mar Cantábrico (Ilustración 3-1). Es una de las cinco playas urbanas del municipio. Esta playa está ubicada en el corazón del casco urbano de Gijón.

Se seleccionó el paseo marítimo de la playa de San Lorenzo para realizar este estudio debido a su ubicación estratégica y características distintivas. La orientación N-NE de la playa y su exposición directa al Mar Cantábrico la

someten a un clima marítimo caracterizado por fuertes vientos y oleaje intenso, especialmente durante las tormentas invernales.

La playa de San Lorenzo se encuentra encajada entre el Cerro de Santa Catalina y Punta Rosario Acuña, abriéndose hacia el norte (Ilustración 3-3). Estos elementos son clave en el funcionamiento de la playa, por lo que es importante conocer su morfología. El Cerro de Santa Catalina es una península que limita con el mar de manera vertical, presentándose como un pequeño acantilado rocoso. Por otro lado, Punta Rosario Acuña se extiende a lo largo de ese tramo del litoral con rocas adosadas a la costa, que quedan sumergidas en pleamar. Además, al este de la playa, se encuentra la desembocadura del río Piles, un pequeño curso fluvial. La parte superior de la playa limita con el paseo marítimo, que la separa del casco urbano de Gijón.



Ilustración 3-3. Unidad Fisiográfica [Fuente: Google Earth]

Al noroeste de la playa se encuentra el puerto de Gijón. Este puerto es clave en el estudio puesto que, en el 2005 se inicia la ampliación de este y finaliza en el 2012 y tras ello se abre la hipótesis de la afección de este a la playa de San Lorenzo. En la Ilustración 3-4 se puede observar las dos configuraciones de este puerto, antes y después de la ampliación. En 2004, antes de la ampliación, el elemento que podía afectar a la dinámica marina es el Dique Príncipe de Asturias que no interfería en el funcionamiento de la Playa de San Lorenzo. A partir de 2005, se inician las obras de ampliación y se instaura la nueva configuración del puerto que, aparentemente, puede afectar a la playa objeto de estudio.



Ilustración 3-4. Configuración antes y después de la ampliación de 2004 [Fuente: Google Earth]

### 3.2.2 Batimetría

La playa de San Lorenzo se encuentra en el fondo de saco de un canal central sensiblemente paralelo al frente de la costa, donde han sedimentado materiales granulares, flanqueado a ambos lados por afloramientos del sustrato rocoso como se muestra en la Ilustración 3-5 de la batimetría exterior de la bahía. Según se acercan a la playa, las isóbatas cada vez son más regulares y paralelas a la línea de costa. Sin embargo, en las áreas rocosas cerca de la Punta del Cervigón y el Cerro de Santa Catalina, al este y oeste, respectivamente del arenal, la batimetría es algo más irregular. Esta batimetría está en constante cambio, en relación con el régimen de oleaje existente. En períodos de temporales, la playa seca sufre un retraso sustancial, lo que conlleva a realizar trasvases entre zonas del arenal, para recuperar en parte la extensión previa de playa emergida.

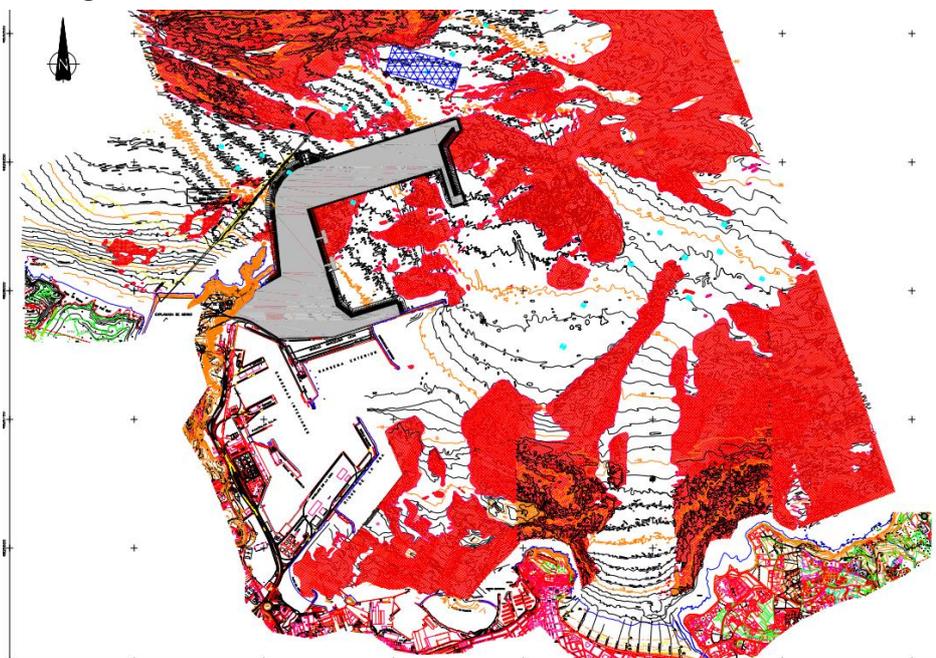


Ilustración 3-5. Batimetría Exterior [Fuente: Autoridad Portuaria de Gijón]

La configuración batimétrica externa protege a la playa de los oleajes predominantes del Cantábrico, que suelen venir del cuarto cuadrante. Gracias a su orientación noreste, los oleajes del noroeste llegan paralelos a la costa y, después de experimentar refracción y difracción, alcanzan la playa con menor fuerza. Existen varios bajos rocosos que influyen significativamente en la propagación del oleaje hacia la playa de San Lorenzo. Entre ellos, destaca el bajo de "Las Amosucas", que afecta notablemente la dirección del oleaje. Este bajo se sitúa justo al este del final del contradique exterior, causando un desvío en los oleajes que se dirigen hacia la playa.

En la zona exterior del dique norte, la batimetría es muy irregular y presenta un fondo principalmente rocoso. A medida que se avanza hacia aguas más profundas al noreste, la batimetría se vuelve más uniforme y el fondo cambia a ser arenoso. En frente de la playa se encuentra una gran ensenada de material granular que se ha sedimentado recientemente (Ilustración 3-6). Formada por un canal centrado alargado, alineado perpendicularmente a la línea de costa de la playa y delimitado por área rocosa que llega hasta tierra firme tanto al oeste como al este. La playa constituye el fondo de saco de esta ensenada.

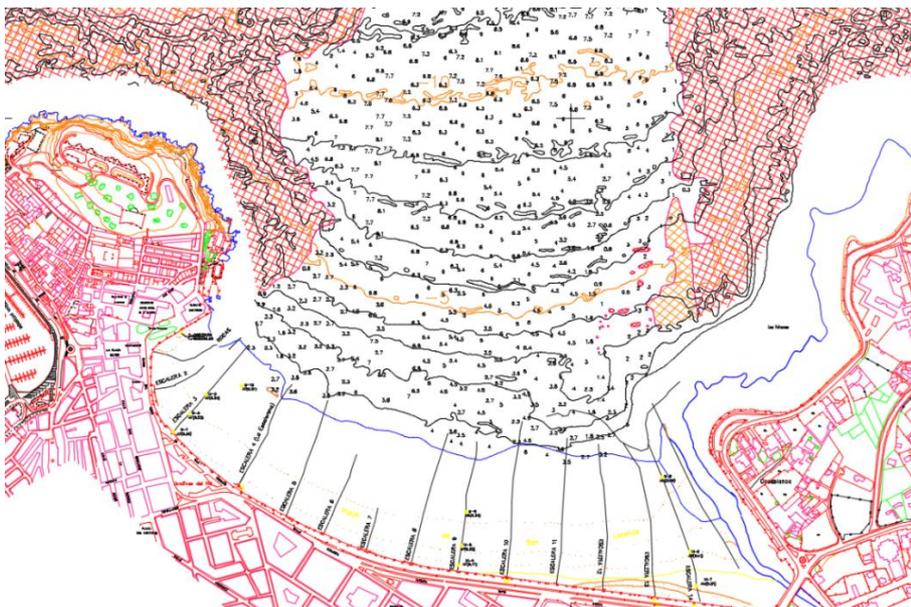


Ilustración 3-6. Batimetría de Detalle [Fuente: Autoridad Portuaria de Gijón]

La batimetría en la zona de la playa sigue una orientación casi paralela a la costa, dentro del canal que forma la ensenada. Se observa una mayor irregularidad al entrar en las áreas de El Cerro de Santa Catalina y La Punta del Cervigón. La región ubicada al este, hacia La Punta del Cervigón y el Cabo de San Lorenzo, presenta un fondo rocoso y una batimetría muy irregular. Entre estas playas, se destaca la playa de Peñarrubia, la cual es la más extensa y posee arena en su

perfil de playa; sin embargo, apenas se avanza un poco hacia el interior, el fondo se vuelve rocoso.

### 3.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La ampliación del Puerto de Gijón en 2005 ha tenido un impacto significativo en la dinámica de la playa de San Lorenzo. Este proyecto causó un basculamiento en la playa, alterando la distribución de la arena y la inclinación del perfil de la playa. Como resultado, se ha observado una considerable pérdida de arena, especialmente en la zona oeste de la playa, reduciendo el ancho de la playa seca durante la pleamar y aumentando la vulnerabilidad de la zona a los episodios de rebase.

La zona afectada es la mostrada en la Ilustración 3-7. La reducción del ancho de la playa seca durante la pleamar aumenta la exposición del paseo marítimo a los efectos de las olas y temporales.



Ilustración 3-7. Ubicación de la zona afectada [Fuente: Google Maps]

#### 3.3.1 Rebases en el Paseo Marítimo

El ancho de la playa de San Lorenzo a marea alta y media en el lado oeste es demasiado estrecho, lo que no ayuda a los problemas. Bajo ciertas condiciones climáticas, las olas llegan hasta la base del paseo marítimo, y los desbordamientos representan un riesgo serio tanto para la seguridad de los peatones como para la integridad de las infraestructuras costeras ya que en los últimos años las olas han alcanzado el paseo marítimo de la calle Rufo García Rendueles provocando numerosos daños materiales, así como una importante pérdida de arena, lo que ha provocado la formación de marcados escarpes a lo largo de la playa. Los desbordes en sí mismos no solo amenazan la seguridad de uso del paseo costero, sino que también dañan constantemente la infraestructura en una forma que sugiere que la zona es vulnerable.

El invierno de 2013-2014 una sucesión de temporales, destacando el del 3 de febrero del 2014 que coincidió con una época de mareas vivas, provocaron daños estructurales y de mobiliario en El Muro (Ilustración 3-9). Las olas en ese mes eran de un tamaño considerable, aproximadamente 3.75m de altura de ola significativa, con fuerzas destructivas golpeando el paseo de la playa de San Lorenzo. Los rebosamientos de las olas bloquearon el paso seguro a lo largo del paseo y destruyeron las infraestructuras de apoyo, como barandillas y escaleras de acceso (Ilustración 3-8). El evento también destacó la vulnerabilidad de la playa y la necesidad de acciones adecuadas que pudieran mantener la costa a salvo y segura para los peatones. Las olas chocan contra el Paseo del Muro de San Lorenzo y las autoridades habían establecido una zona de seguridad para evitar que la gente se cayera o se accidentara bajo el ataque del mar.



Ilustración 3-8 Rebase en el Muro de San Lorenzo Temporal 2014 [Fuente: (Diario El País, 2014)]



Ilustración 3-9. Efectos del temporal de 2014 en la playa de San Lorenzo [Fuente: (Diario El País, 2014)]

### 3.3.2 Tipología del Muro Costero Actual.

La playa de San Lorenzo, tal y como la conocemos hoy en día, está limitada por el Paseo del Muro. Las obras de esta estructura que tanta influencia tiene para la ciudad y para la playa comenzaron el 3 de junio de 1907 según el proyecto del arquitecto municipal Miguel García de la Cruz. Inaugurado oficialmente en

1915, el Muro de San Lorenzo se estableció como un vial amplio al borde del arenal, complementado por un muro de contención sobre el que se dispuso una barandilla de piedra caliza y farolas de iluminación.

La tipología de este trabajo es un Muro Costero Gravitacional, o, dicho de otra manera, un Muro Costero Vertical (Ilustración 3-10). Se caracteriza por la gran capacidad para resistir grandes presiones provenientes del peso del material, a través de un diseño extremadamente rígido. La pared vertical, absorbe el impacto de las olas directamente y las difunde en gran medida. Se apoya en una base rígida en forma de una losa de cimentación o pilotes para estabilizarla, por lo tanto, también contribuye a prevenir la erosión de la tierra ubicada más allá de la pared.

El Muro Costero está construido principalmente con hormigón armado, una moderna tecnología de construcción en ese entonces que aseguraba la larga vida útil y la resistencia a las fuerzas de la naturaleza y al poder del mar. La base del muro es ancha, reduciéndose hacia la parte superior para asegurar la estabilidad estructural máxima. Es conocido por tener una longitud cercana a los 1.558 metros, a los que se deben añadir los 280 metros de balaustrada de piedra desde la iglesia de San Pedro hasta la antigua pescadería. Esto totaliza aproximadamente 1.838 metros.



Ilustración 3-10. Muro Costero San Lorenzo [Fuente: (Pinterest, n.d.)]

A lo largo de los siglos, el Muro de San Lorenzo ha sido reconstruido y restaurado muchas veces para satisfacer las nuevas necesidades de la ciudad y para proteger la estructura del constante ataque del mar. Las reparaciones incluyeron la renovación de la estructura, la construcción de las barandillas y el repavimentado de la pasarela. Durante la década de 1930, se llevaron a cabo

significativas mejoras, como el diseño de nuevas farolas y la construcción de la monumental escalera conocida popularmente como "La Escalerona" (Ilustración 3-11).



Ilustración 3-11. La Escalerona en playa San Lorenzo [Fuente: (Docomomo Iberico, 1933)]

## 3.4 CLIMA MARÍTIMO

### 3.4.1 Introducción

En este apartado se analizan las distintas dinámicas que actúan en la Playa de San Lorenzo. En primer lugar, se define el rango mareal y se caracteriza el oleaje en profundidades indefinidas. Tras realizar la propagación de este oleaje a la zona de estudio, se caracteriza nuevamente el oleaje, pero en profundidades reducidas. La información utilizada consta de datos de medición que describen la marea astronómica y meteorológica (GOT y GOS) además del oleaje a través de los datos de reanálisis procedentes del punto DOW que se muestran en la siguiente ilustración:



Ilustración 3-12. Ubicación Datos de Partida [Fuente: Datos DOW, GOS, GOT]

### 3.4.2 Nivel del mar

El concepto de nivel del mar se refiere a la posición media de la superficie libre oceánica. Esta se obtiene primeramente con el nivel del cero del puerto (en este caso proporcionado por el Puerto de Estado) (Ilustración 3-13) que es el resultado de la suma de dos componentes principales: la marea astronómica y la marea meteorológica. Tal como se ha mencionado anteriormente, los datos numéricos utilizados para el desarrollo de esta sección del trabajo provienen de los archivos GOT y GOS.

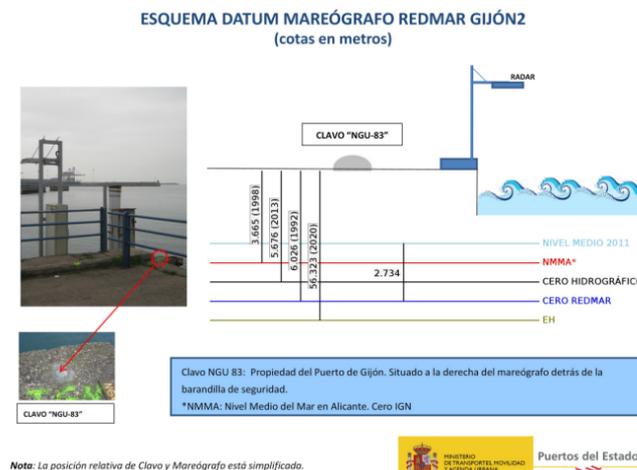


Ilustración 3-13. Esquema Datum Mareógrafo [Fuente: Puertos del Estado]

La playa de San Lorenzo cuenta con un rango de marea astronómica (Ilustración 3-14) que en ocasiones supera los 4 m, también se observan en la ilustración de la derecha, que la media de los datos de Marea Astronómica anual anda en los 2.74m con respecto al cero del puerto. Mientras que la marea meteorológica puede llegar a superar los 50 cm (Ilustración 3-14), su media está alrededor de los 2.73m con respecto al cero del puerto. Este fenómeno se ha de tener en cuenta a la hora de propagar el oleaje a costa. Por ello, se determina un rango medio con los máximos mensuales, definiendo así una carrera de marea de 4 m.

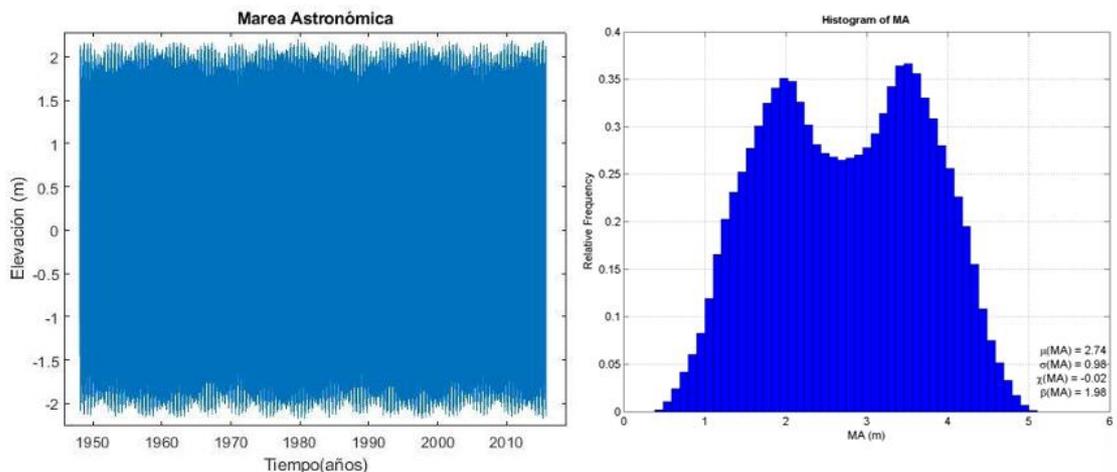


Ilustración 3-14. Serie Temporal e Histograma-Marea Astronómica

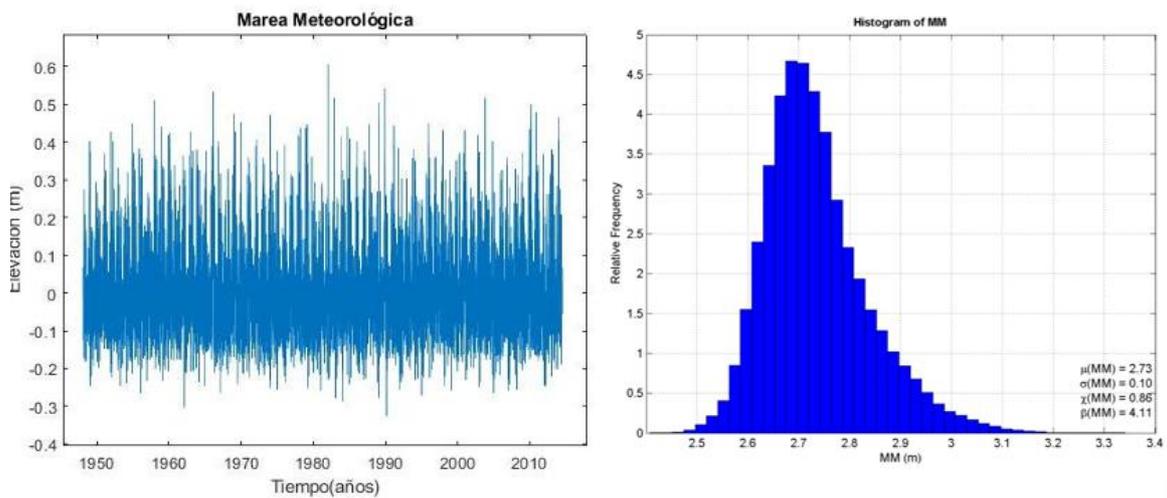


Ilustración 3-15. Serie Temporal e Histograma-Marea Meteorológica.

Tabla 3-1. Estadísticas clave de la carrera mareal:

CARRERA	[m]
Carrera máx.	4.34
Carrera min	0.75
Carrera media	2.66

La carrera mareal, la diferencia entre el nivel más alto y más bajo de la marea, tiene un valor máximo de 4.34 metros, un mínimo de 0.75 metros y un valor medio de 2.66 metros, indicando una amplitud moderada de las mareas en la región estudiada.

### 3.4.3 Caracterización del oleaje en profundidades Indefinidas

Para poder interpretar el oleaje se tiene que tener en cuenta el periodo pico ( $T_p$ ) y la altura de ola significativa ( $H_s$ ) junto con las gráficas de las rosas del oleaje que representan la dirección.

- **Serie Temporal ( $H_s$  y  $T_p$ )**

A continuación, se presentan las series temporales de  $H_s$  (altura significativa de ola) y  $T_p$  (periodo de pico) en la Ilustración 3-16. Estas series temporales permiten observar y analizar las variaciones y tendencias de los parámetros del oleaje a lo largo del tiempo. En la serie temporal de  $H_s$ , se identifican oleajes máximos que superan los 6 metros de altura. Estos eventos de alta energía representan condiciones extremas que pueden tener impactos significativos en la costa. Por otro lado, la serie temporal de  $T_p$  muestra que los periodos de pico pueden alcanzar hasta 16 segundos, lo cual indica la presencia de oleajes largos y energéticos que viajan grandes distancias. Estos oleajes suelen estar asociados con tormentas y sistemas meteorológicos importantes.

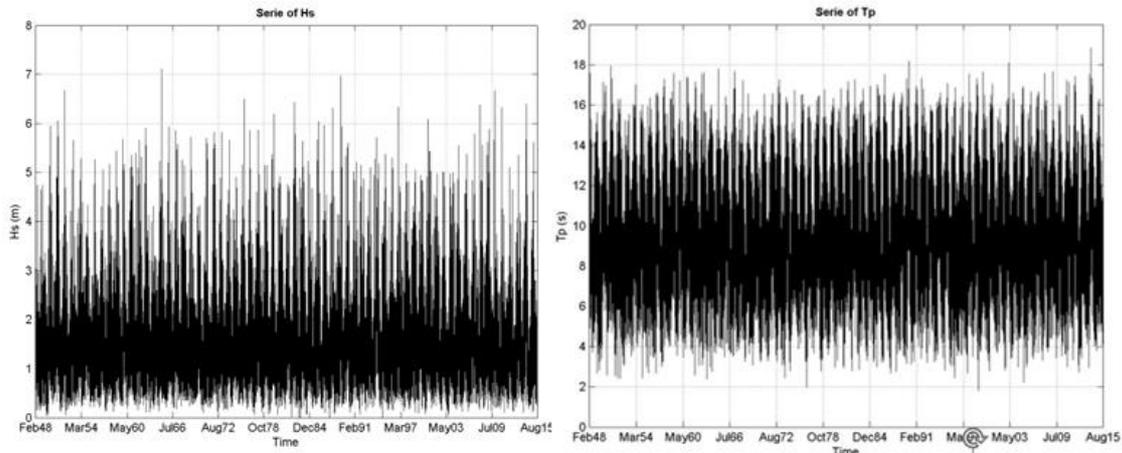


Ilustración 3-16. Series Temporales Hs y Tp

■ Rosa Direccional (Hs y Tp)

En la Ilustración 3-17 se muestra la rosa direccional de Hs y Tp en profundidades indefinidas. La rosa direccional muestra cómo se distribuyen las direcciones del oleaje a lo largo del tiempo. En este caso, el abanico de direcciones del oleaje se reparte entre los N70W y N65E, cubriendo un rango significativo de direcciones desde el noroeste hasta el noreste.

Se observa que la dirección predominante del oleaje es del NNW (norte-noroeste). Esto significa que la mayoría de las olas provienen de esta dirección. Además, se puede observar que las olas más altas (mayor Hs) también provienen principalmente del NNW. Esto implica que las condiciones más energéticas y potencialmente peligrosas en la zona de estudio están asociadas con oleajes provenientes de esta dirección. El gráfico de la derecha en la Ilustración 4-5 muestra la distribución direccional del período de pico (Tp). Al igual que con Hs, el período de pico también muestra una predominancia en la dirección NNW, lo que sugiere que las olas largas y de mayor energía siguen el mismo patrón direccional que las olas altas.

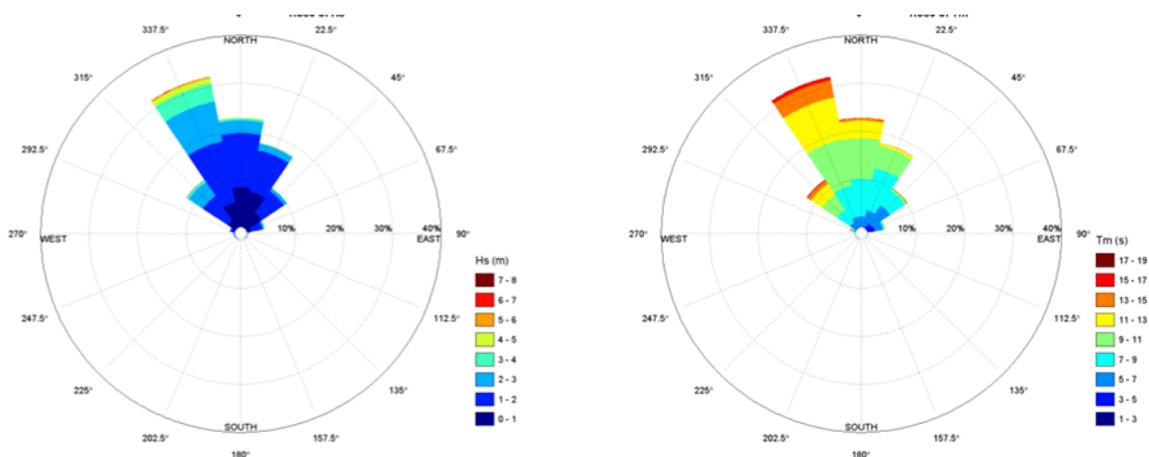


Ilustración 3-17. Rosa Direccional de Hs y Tp

▪ Histogramas (Hs y Tp)

La ilustración 3-18 muestra los histogramas para los valores de Hs y Tp. Por un lado, la distribución de Hs es claramente asimétrica, con una mayor frecuencia de olas más bajas. Esto es típico en muchas zonas costeras, donde las olas más comunes son de menor altura. El pico de la frecuencia relativa se encuentra alrededor de 1 metro de altura, lo que indica que la mayoría de las olas observadas tienen aproximadamente esta altura. A medida que la altura de las olas aumenta, la frecuencia relativa disminuye exponencialmente, mostrando que las olas más altas son mucho menos comunes. La altura media de las olas es de 1.55 metros, lo que nos dice que, en promedio, las olas alcanzan esta altura en los datos analizados. La desviación estándar de Hs es de 0.84 metros, reflejando cuánto varían las alturas de las olas respecto a la media.

El gráfico de la derecha muestra el histograma de Tp, que representa la frecuencia relativa de los periodos de ola observados en la serie de datos. A diferencia de Hs, la distribución de Tm es más simétrica y tiende a formar una curva de campana, lo que sugiere una distribución normal. El pico de la frecuencia relativa se encuentra alrededor de los 8 segundos, indicando que este es el período de ola más común. El periodo medio de las olas es de 9.13 segundos. La desviación estándar es de 2.38 segundos, mostrando cuánto varían los periodos de las olas respecto a la media. Los periodos más largos, aunque menos frecuentes, pueden estar relacionados con vientos de tormenta o mar de fondo.

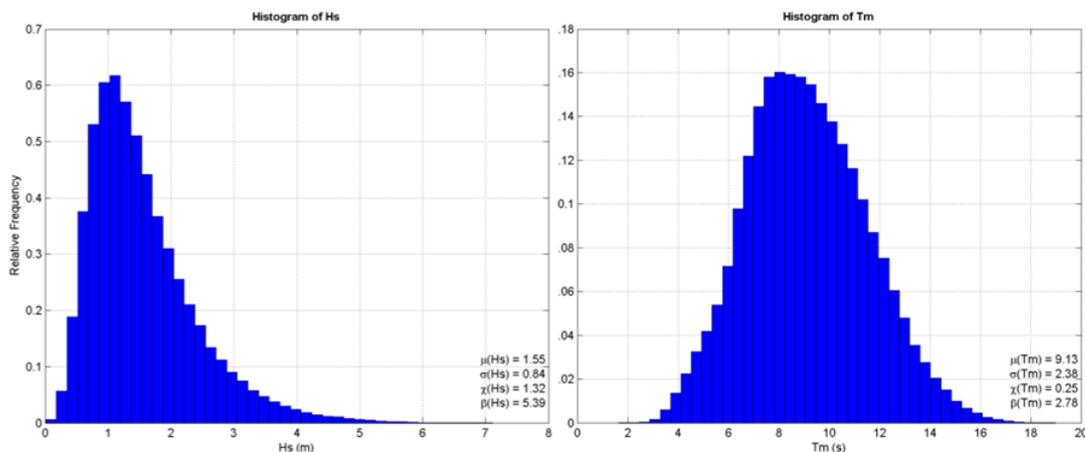


Ilustración 3-18. Histograma de Hs y Tp

▪ CDF (Hs y Tp)

Para la altura de ola (ilustración 3-19) el percentil del 50% es de 1.36 m, mientras que el percentil del 95% es 3.19 m. Para el periodo de pico (ilustración 4-7) el percentil del 50% es 8.98 s, mientras que el del 95% es de 13.23 s.

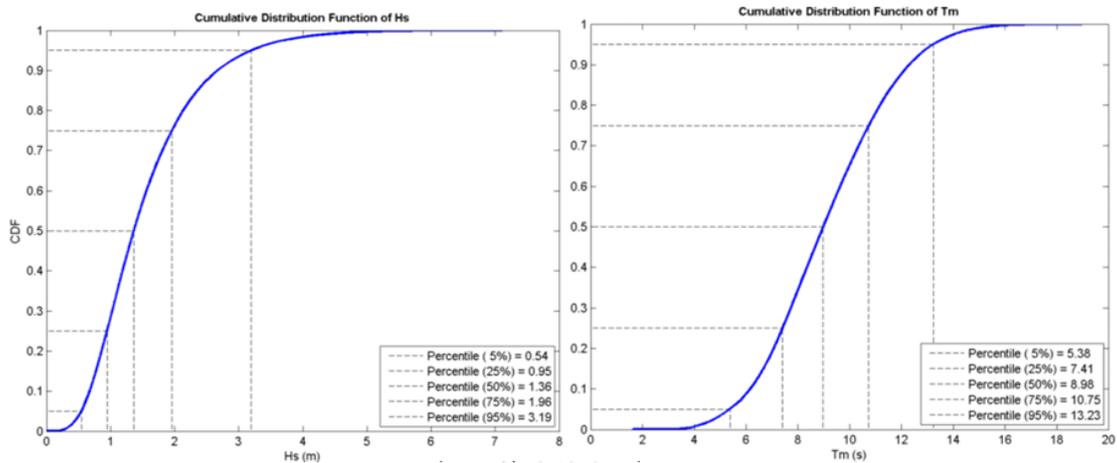


Ilustración 3-19. CDF de Hs y Tp

▪ Diagrama de Dispersión (Hs y Dirección).

La ilustración 3-20 muestra que las olas provienen principalmente del norte, con concentraciones significativas de datos entre 0 y 90 grados y entre 180 y 360 grados. La mayoría de las olas tienen menos de 3 metros de altura y también provienen del norte. En contraste, las olas más altas, de hasta 3 metros, tienden a venir de direcciones más específicas, alrededor de 330 grados. Esto sugiere que las condiciones climáticas o geográficas influyen en la dirección de las olas más grandes.

En la parte derecha de la ilustración, se observa que las olas más comunes tienen alturas bajas (0-4 metros) y períodos pico (Tp) de 5 a 10 segundos. Aunque hay una tendencia general de que el período de las olas aumenta con su altura, esta relación no es lineal y muestra una gran dispersión en valores altos de Hs. Para olas mayores de 4 metros, el período pico (Tp) varía considerablemente, indicando mayor incertidumbre en el comportamiento de las olas grandes. Algunos puntos aislados con altos valores de Tp y Hs moderados representan condiciones de oleaje inusuales o extremas.

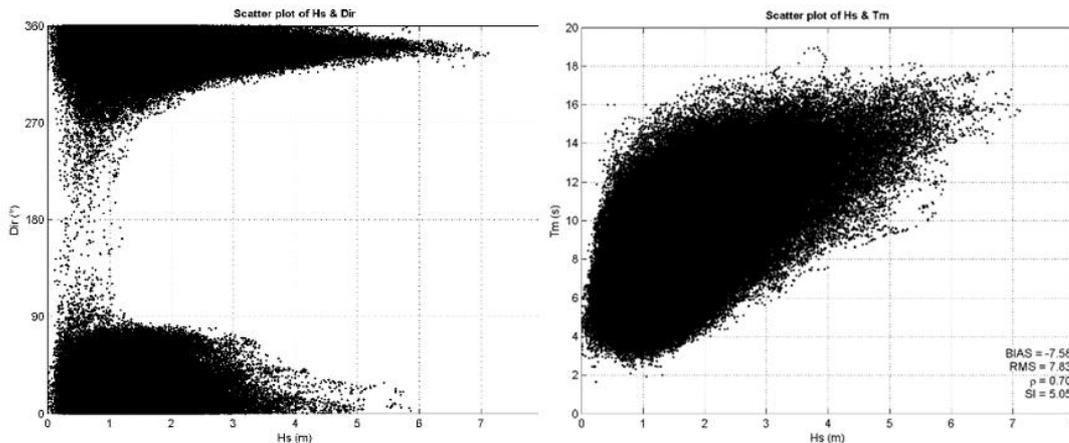


Ilustración 3-20. Scatter Plots de Hs, Dir y Tp

▪ Régimen Medio.

El régimen medio fue calculado utilizando la herramienta AMEVA, que automáticamente nos indica cual ha sido el mejor ajuste. En la ilustración 3-21 observamos los mejores ajustes de distribución y en ambos resultados tanto con altura de ola y periodo pico se ajustan con la función de Lognormal con un índice de correlación del 95%. La ecuación de ajuste de Lognormal utilizada es la siguiente:

$$f(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\log(x)-\mu)^2}{2\sigma^2}}; x > 0$$

Donde:  $\mu$  = es la media de la distribución normal original (parámetro de localización) y  $\sigma$  = es la desviación típica de la distribución normal original (parámetro de escala).

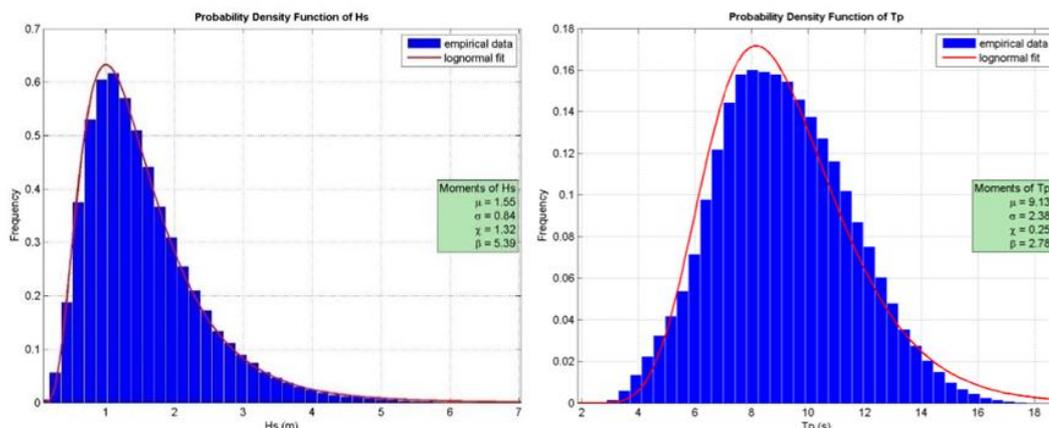


Ilustración 3-21. Ajuste de Distribución Hs y Tp con Lognormal fit.

▪ Régimen Extremal.

El régimen extremal se obtuvo introduciendo datos ajustados en el software CAROL haciendo una elección de los valores máximos anuales y ajustándola a las series de distribución de Gumbel de máximos y la función de distribución General de Valores Extremos (GEV) (Ilustración 3-22), con el fin de poder visualizar cual función se ajusta adecuadamente a los parámetros de oleaje extremo.

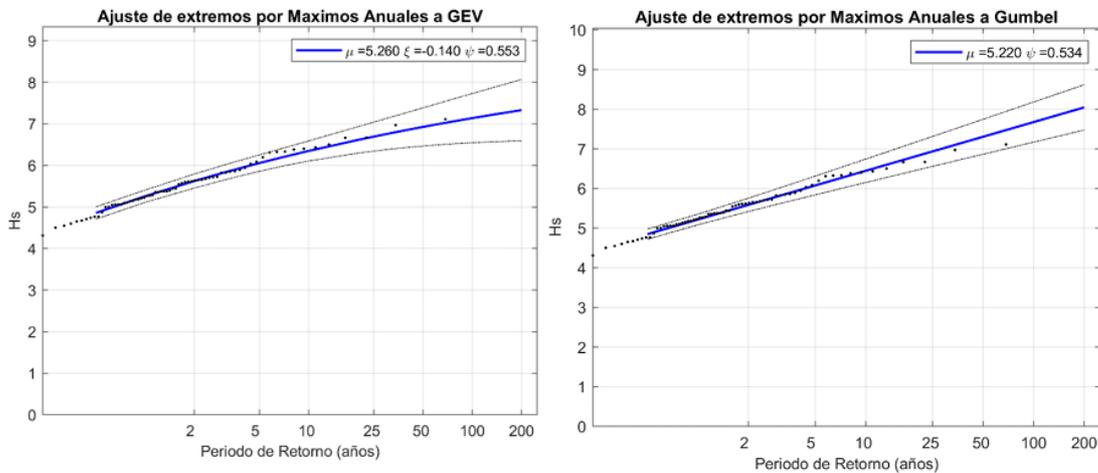


Ilustración 3-22. Ajuste de Extremos de Hs mediante función de Distribución GEV y Máximos Anuales de Gumbel

Las ilustraciones anteriores presentan los ajustes ya realizados en relación con la altura anual de la ola significativa en el registro. Como conclusión, podemos observar la función de distribución que más se ajusta a la serie de datos es la de Máximos anuales de Gumbel. Con un periodo de retorno de 200 años se observa que el puerto de Gijón podrá tener alturas de olas que llegue a 8.5 metros en el punto de origen del registro.

### 3.5 PROPAGACION DEL OLEAJE

La propagación del oleaje hacia la costa provoca fenómenos de modificación de los frentes de onda y, por tanto, de distribución espacial de la energía del oleaje (como la refracción, difracción, reflexión, asomeramiento, y la disipación de energía por fondo, entre otros). Con el fin de caracterizar correctamente la dinámica del oleaje en la zona de estudio, se hace necesario propagar los oleajes existentes en aguas profundas hacia la zona de interés. Esta propagación se ha realizado utilizando el Modelo IH-SWAN (Simulating Waves Nearshore) del grupo IH Cantabria.

El punto de forzamiento se encuentra en una ubicación offshore con las coordenadas del punto DOW. A partir del registro del punto DOW, se ha

seleccionado un estado de mar correspondiente a la fecha del temporal. Los registros muestran oleajes con alturas entre 5 y 7 metros. Debido a las limitaciones de coste computacional y al tiempo de ejecución del modelo IH2VOF, se ha decidido propagar un solo estado de mar. Esta decisión permite optimizar los recursos disponibles sin comprometer la calidad de los resultados obtenidos.

El estado de mar seleccionado se propagará hacia un punto de control cercano a la costa de San Lorenzo (Ilustración 3-23). Este enfoque permitirá evaluar el rebase en el muro de San Lorenzo, proporcionando datos cruciales para el análisis y diseño de medidas de protección costera.

A continuación, se presenta la tabla con los datos específicos del estado de mar seleccionado:

Tabla 3-2. Forzamiento para Propagación SWAN [Fuente: Datos de Oleaje DOW]

ID_punto	X		Y							
P1	283731		4831813							
YY	MM	DD	hh	Hs	Tp	Dir.	Marea	Gama	Sigma	
2014	2	2	17	5.737	16.06	339.16	3.536720976	3.3	20	

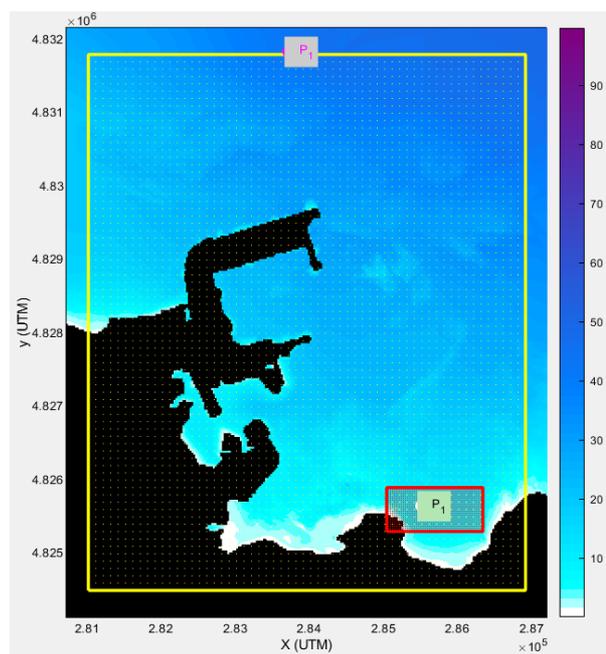


Ilustración 3-23. Propagación Temporal-IH SWAN

### 3.5.1 Montaje SWAN

El punto de forzamiento representado en la malla de puntos de contorno contiene información sobre las condiciones oceanográficas y meteorológicas en la región de Gijón, derivado del modelo oceanográfico Wave Watch III. Este

modelo se caracteriza por su conjunto de parámetros que incluyen Altura Significativa de Oleaje ( $H_s$ ), Periodo de Pico ( $T_p$ ), Dirección de Oleaje y datos relacionados con el viento, como su velocidad y dirección.

La malla general está delimitada por nuestros puntos de datos previamente localizados, definiéndola mediante los siguientes valores:

Tabla 3-3. Coordenadas de Generación de Oleaje

<b>Xmin</b>	281022	<b>Ymin</b>	4824471
<b>Xmax</b>	286891	<b>Ymax</b>	4831813

Debido al tipo de batimetría que presenta la zona, se consideró una resolución de malla de:  $D_x:100m$   $D_y:100m$  Dando como resultado una malla de  $60 \times 74$  nodos, habiendo sido esta más eficiente para ejecutarla. A partir de nuestro criterio de selección, se creó una malla con las siguientes características:  $D_x:20m$   $D_y:20m$  (Ilustración 3-24).

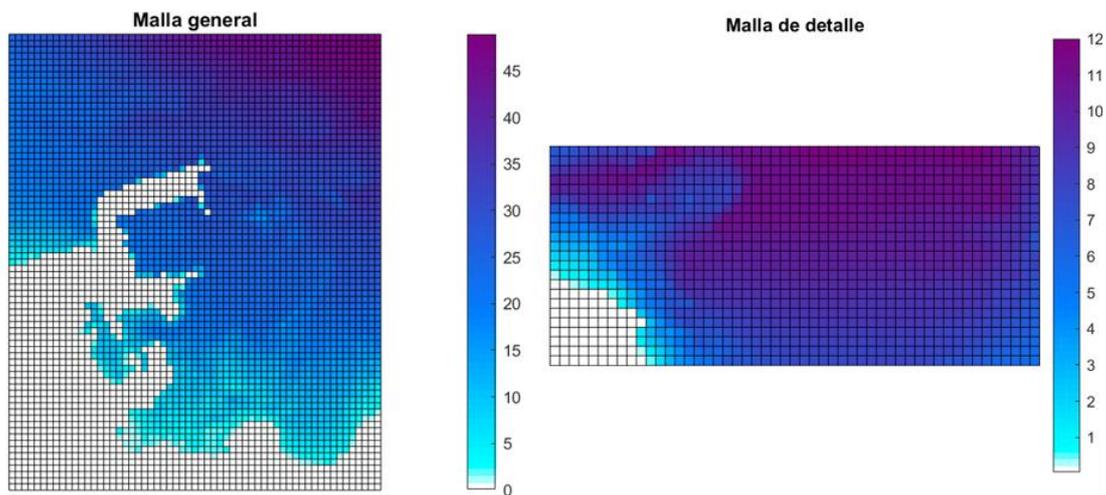


Ilustración 3-24. Montaje de Malla General y de Detalle

### 3.5.2 Resultados de Propagación

Una vez ejecutado el modelo, se generan automáticamente mapas de altura de ola significativa tanto para la malla general como para la malla de detalle. Además, se genera el espectro en el punto seleccionado para la propagación

hacia el muro de San Lorenzo.

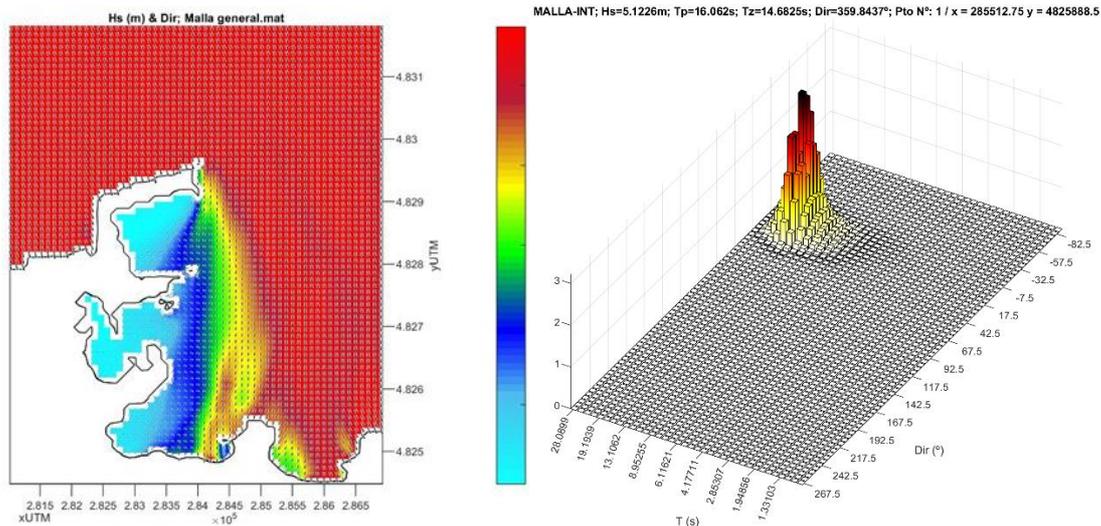


Ilustración 3-25. Resultados de Propagación [Fuente: SWAN]

Se observa que las olas con mayor energía se propagan con alturas de 5.00 metros y provienen de una dirección del norte. Esto resulta en un oleaje cercano a la costa con una altura de 5.12 metros y un periodo de 16.06 segundos, los cuales se utilizarán como forzamiento inicial y crear la serie de oleaje irregular espectral con el modelo IH2VOF.

### 3.6 REPRODUCCIÓN NUMÉRICA DEL EVENTO CON EL IH2VOF (CASO CONTROL)

#### 3.6.1 Descripción del Modelo Numérico

IH2VOF es un modelo hidrodinámico bidimensional desarrollado a partir del modelo COBRAS-UC de la Universidad de Cantabria, empleado para modelar interacciones entre olas y estructuras. El modelo IH2VOF resuelve el flujo de olas bidimensional para dominios híbridos mediante un sistema de ecuaciones acopladas tipo Navier-Stokes (NS), tanto en la región de fluido claro (fuera del medio poroso) como dentro del medio poroso, a través de la resolución de las ecuaciones de Navier-Stokes Promediadas por Volumen y Promediadas por Reynolds (VARANS). La modelación de la turbulencia se realiza utilizando un modelo  $k-\epsilon$  para ambas regiones. El movimiento de la superficie libre se sigue mediante un método de seguimiento de superficie libre por volumen de fluido (VOF) para agua y vacío (João Nuno C. Oliveira, 2020).

IH2VOF se destaca como uno de los modelos RANS más avanzados debido a sus capacidades, robustez y amplia validación en la hidrodinámica de la zona de rompientes y en la estabilidad y funcionalidad de estructuras costeras

convencionales y no convencionales. Entre las características únicas del modelo se incluyen la generación de olas realista, la generación de segundo orden y la absorción activa de olas (IHCantabria, IHCantabria, 2024).

Coral es una interfaz gráfica de usuario (GUI) desarrollada para ayudar en la creación de la malla computacional para el modelo IH-2VOF. El dominio numérico y las condiciones iniciales de la superficie deben ser proporcionadas por el usuario. El dominio de la malla y las propiedades físicas (zonas sumergidas, crestas de rompientes, talud, etc.) y las condiciones porosas de los materiales (cimentaciones rocosas, escombros, etc.) son introducidas por el usuario. Coral produce una malla computacional como salida que puede ser leída por el modelo numérico.

En esta sección se detalla el proceso de reproducción numérica del evento utilizando el modelo IH2VOF. Este modelo es una herramienta avanzada que permite simular de manera precisa la interacción del oleaje con estructuras costeras y la batimetría. En este trabajo fin de máster (TFM), el método consiste en reproducir con el modelo IH2VOF el evento propagado de 2014, utilizando la tipología actual del muro costero como nuestro caso base.

Se elige el evento de 2014 debido a sus características representativas de oleaje extremo y eventos de rebase sobre el muro, lo cual permite una evaluación exhaustiva del comportamiento del muro costero actual. Además, se implementarán las condiciones del oleaje derivadas del modelo IH-SWAN, que incluye parámetros como la altura significativa del oleaje ( $H_s$ ), el periodo de pico ( $T_p$ ) y la dirección del oleaje.

### **3.6.2 Montaje Caso Control**

#### **3.6.2.1 Dominio Numérico**

El montaje del modelo comienza definiendo los objetos en la interfaz del CORAL Mesh Generator. El primer paso para generar una malla en Coral es definir las dimensiones del dominio. Para definir el área donde se va a generar la malla, se necesitan dos valores: el ancho y la altura del canal de olas numérico. Para definir el ancho del dominio se consideran las condiciones de las olas a probar. Se recomienda una longitud antes de una estructura de 1.2-1.5 veces la longitud de la ola.

Estos valores se introducen como se muestra en la Ilustración 3-26, donde se ha definido un largo de 705m. basándonos en la recomendación del manual, cuya longitud de onda ha sido calculada con el oleaje seleccionado. La altura se ha

definido en 40 m, considerando que es una altura suficiente para que el rebase del oleaje no exceda este límite.

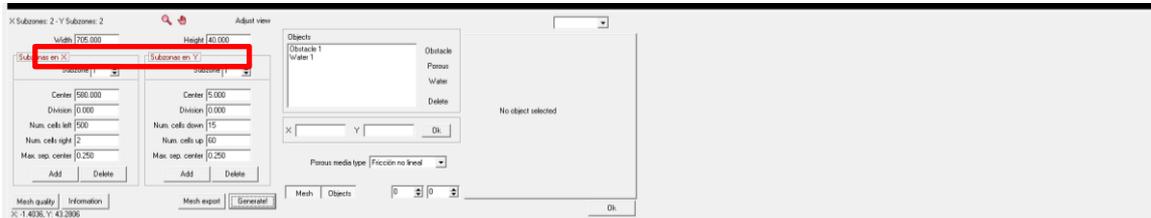


Ilustración 3-26. Definición del Dominio Numérico

### 3.6.2.2 Geometría.

Una vez establecido el dominio, el siguiente paso es definir la geometría a simular. Como se muestra en la Ilustración 3-27, los obstáculos, los medios porosos y los cuerpos de agua se definen en el menú a la derecha usando polígonos cerrados. Cada polígono se especifica insertando las coordenadas de los vértices. Los obstáculos en Coral son elementos con porosidad cero. Los elementos de concreto, como cajones o coronamientos, pueden definirse como obstáculos. La batimetría del fondo también puede definirse como impermeable utilizando polígonos de obstáculos.

En nuestro estudio, tanto la batimetría como el muro se definen como un Obstáculo 1, siguiendo la definición de obstáculos con porosidad cero en Coral. Además, se introduce el cuerpo de agua simulando el nivel de pleamar, ya que el temporal coincidió con mareas vivas, lo que produjo un rebase más potente. Al tratarse de un caso real con un dominio amplio, se procedió a configurar el perfil batimétrico en AutoCAD. Este procedimiento permitió extraer los puntos de la polilínea cerrada que define el obstáculo, los cuales se copiaron y pegaron en el archivo generado por Coral, el cual contiene toda la información referente al dominio, la geometría y la malla numérica.



Ilustración 3-27. Definición General de la Geometría.

### 3.6.2.3 Malla Numérica.

CORAL genera mallas estructuradas ortogonales, con tamaños de celda tanto uniformes como no uniformes. El manual nos recomienda el uso de mallas uniformes (tamaño de celda constante) siempre que sea posible, ya que el esquema de diferencias finitas es de primer orden y el error numérico debido a variaciones en las dimensiones de las celdas puede ser considerable. Sin

embargo, se puede utilizar una malla con celdas de tamaño variable para disminuir el número total de celdas, permitiendo la reproducción de dominios largos con buena discretización en las áreas de interés.

La malla computacional se construye a partir de un número de submallas ("subzonas") definidas en cada dirección de coordenadas, X e Y (Ilustración 3-28, 3-29). El origen del sistema de coordenadas en la malla está en la esquina superior izquierda del dominio, lo que implica una dirección Y positiva apuntando hacia abajo. Se pueden crear nuevas subzonas en ambas direcciones y luego modificarlas eligiéndolas en la ventana de subzonas. La sección de generación de malla, permite especificar el punto de convergencia ("centro") de cada submalla, el número de celdas a ambos lados del punto de convergencia ("núm. celdas izquierdas" y "núm. celdas derechas") y la dimensión de la celda ("separación máx. centro") (IHCantabria, 2024).

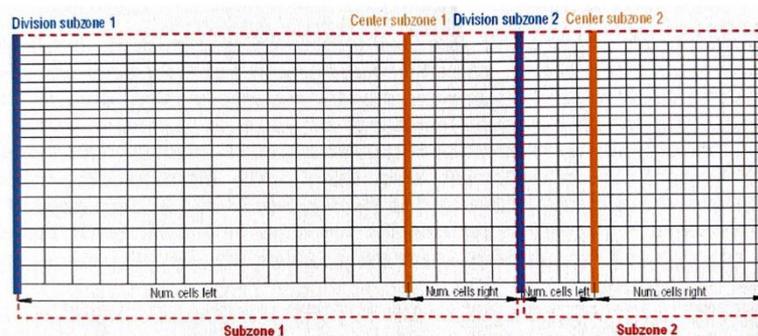


Ilustración 3-28. Esquema de Subzonas en la dirección X [Fuente: IH2VOF Course Manual]

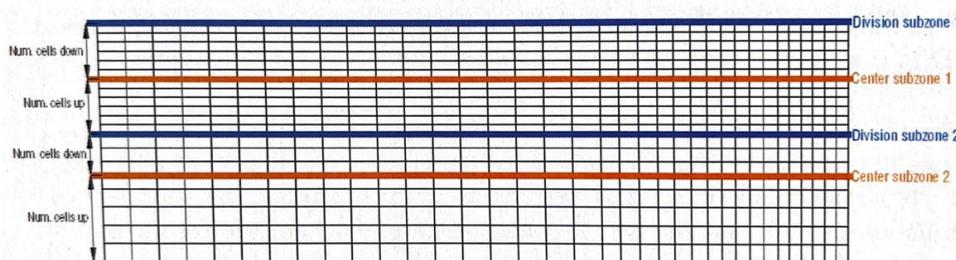


Ilustración 3-29. Esquema de subzonas en la dirección Y [Fuente: IH2VOF Course Manual]

Como regla general, la separación de celdas adyacentes no debe diferir en más de ~10-20%. Son más deseables las relaciones de aspecto de celdas (incremento en la dirección X/incremento en la dirección Y) mayores que 1 y menores que 5. En este caso de estudio, se tienen subzonas tanto en el eje x como en el eje y.

- **Subzonas en X:** En la primera subzona, se definió el centro a 580 m desde el origen, con un  $\Delta x = 0.25$ , para asegurar que las celdas sean más amplias en esta área, ya que no es de interés principal. En la segunda subzona, la división entre la subzona 1 y la subzona 2 se establece a 580.50 m, manteniendo un  $\Delta x = 0.25$ . En esta subzona, las celdas son más pequeñas, ya que se busca capturar de manera precisa la interacción del oleaje con el botaolas existente en el muro. Se ajusta el número de celdas de izquierda a derecha para

garantizar una transición suave en el tamaño de las celdas en la interfaz entre ambas subzonas (Ilustración 3-30).

- **Subzonas en Y:** Siguiendo el mismo procedimiento que en las subzonas en X, la primera subzona en Y tiene su división en el origen, con el centro de ubicado a 5.00m, un  $\Delta y = 0.25$ . La segunda subzona comienza a los 19.75m con su centro a los 20.00m del origen. Al igual que en la subzona 2 en X, en esta segunda subzona en Y se da mayor importancia a la precisión, ya que es donde se pretende capturar de manera más detallada la interacción del oleaje con el botaolas existente en el muro (Ilustración 3-31).

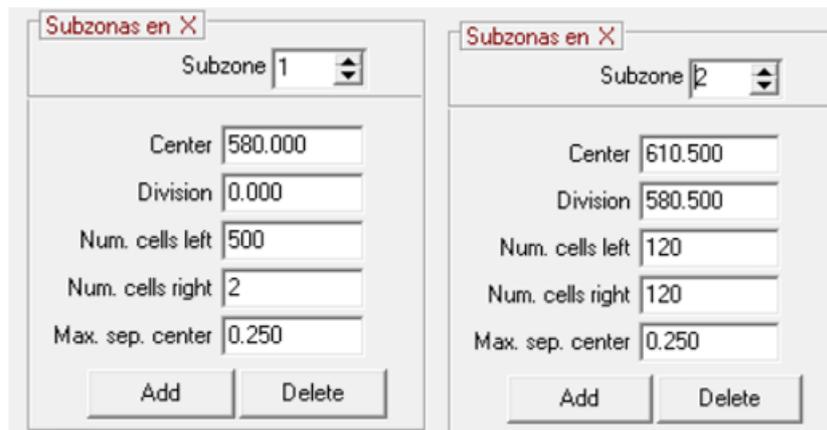


Ilustración 3-30. . Configuración de Subzonas en X

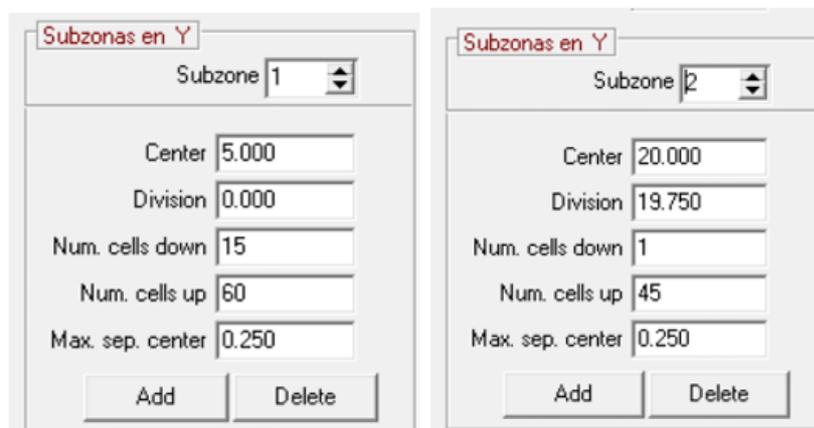


Ilustración 3-31. Configuración de Subzonas en Y

Es importante la verificación de la calidad de la malla general, para eso, después de generar la malla, la interfaz brinda una opción para revisar este parámetro. Los gráficos que se muestran en la ilustración 3-32 muestran el tamaño de la celda (línea negra) en la dirección X a lo largo de todo el dominio y la derivada de ese valor (línea verde) que representa la variación en el tamaño de la celda a lo largo del dominio. El eje X muestra la coordenada X y el índice de la celda entre paréntesis. El eje Y izquierdo muestra el tamaño de la celda, mientras que el eje Y derecho muestra el valor de la derivada. El gráfico inferior muestra los

mismos aspectos, pero para la coordenada Y. Es importante la verificación que la línea negra no se vuelva roja, ya que esta indica que la malla no está bien generada.

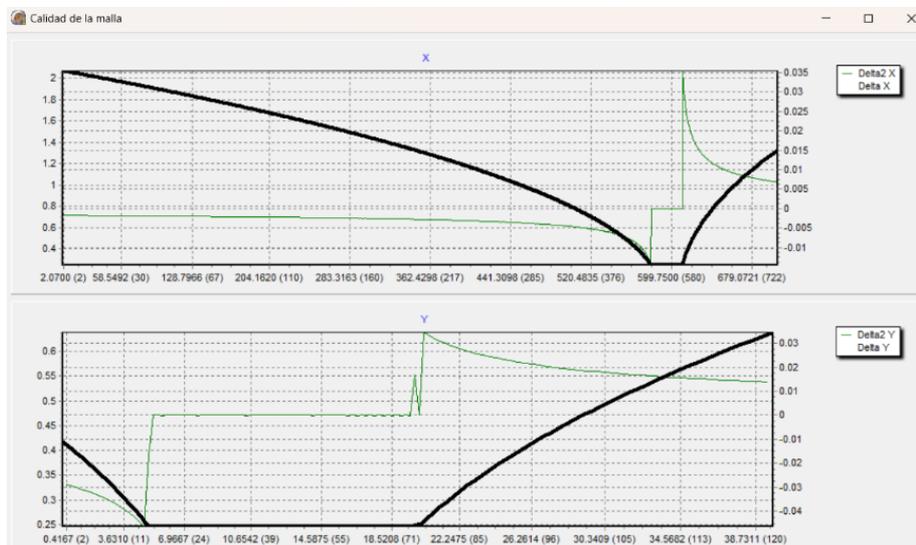


Ilustración 3-32. Verificación de la calidad de la malla general.

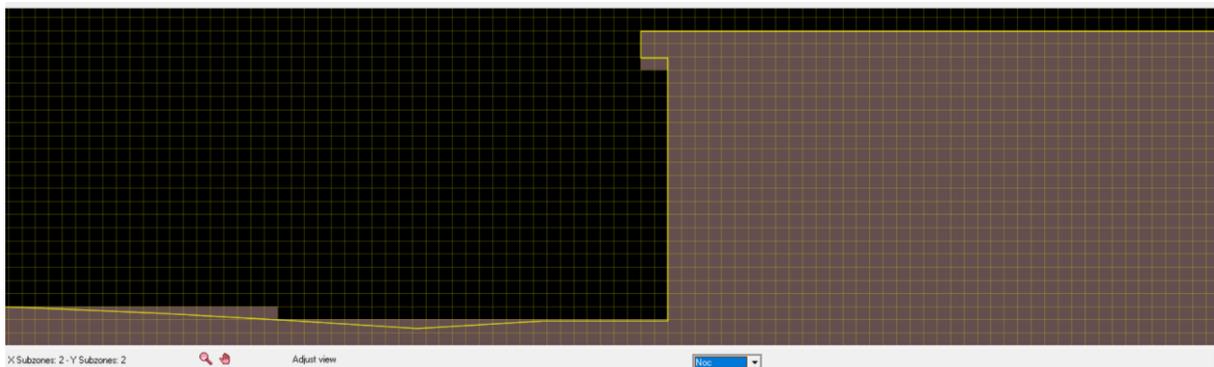


Ilustración 3-33. Malla Adaptada a la Geometría del Muro

Otra de las funciones del mallador Coral para verificar la calidad de la malla, es la capacidad de identificar y resaltar las celdas que representan un obstáculo, mostrándolas sombreadas en la visualización. Como se muestra en la ilustración 3-33, la malla se adapta de manera precisa a la geometría del muro, lo que permite una representación fiel de su estructura y facilita el análisis de la interacción del oleaje con el obstáculo

Para saber cuál es el número total de celdas en la dirección X e Y, el botón "Información" da el número de divisiones en los ejes X e Y a lo largo del dominio (Ilustración 3-34). Una vez finalizado la verificación de la malla, se crea el archivo Mesh.mes donde se especifican todas las propiedades de la malla.

Este archivo se usa para ejecutar el modelo IH-2VOF. La siguiente ilustración muestra la malla general para nuestro caso control en la playa de san lorenzo.



Ilustración 3-34. Configuración de la Malla general para el caso control

### 3.6.3 Ejecución Caso Control

Una vez generada la malla con las características definidas para cada subzona, se procede a la ejecución del modelo numérico utilizando el software IH2VOF. Este proceso nos permitirá simular cómo interactúa el oleaje con las estructuras, obteniendo así resultados precisos sobre los fenómenos que queremos analizar en nuestro estudio.

En la interfaz del preprocesamiento del caso de control (Ilustración 3-39), se define lo siguiente:

- **Generación de malla:** Se carga el archivo .dat generado en el Coral que contiene toda la información de nuestra malla y esta se genera correctamente cuando el mensaje "Mesh file generated" (Archivo de malla generado) aparece en la pantalla.
- **Generación de Serie de Oleaje Irregular:** Como se mencionó anteriormente, nos centraremos en ejecutar un estado de mar cuyos datos han sido extraídos de la propagación con el IHSWAN. Usando las condiciones de olas irregulares, se debe especificar el número de componentes a tener en cuenta y los parámetros del espectro. La interfaz considera un espectro de Jonswap. Los valores predeterminados para los trenes de olas aleatorias son 512 componentes de frecuencia y un factor de mejora del pico, igual a 3.3. Utilizando un  $H_s$  de 5.12 m y un  $T_p$  de 16.06 s, se crea una serie temporal de

oleaje irregular de 3600 s, que representa un estado de mar (Ilustración 3-35).

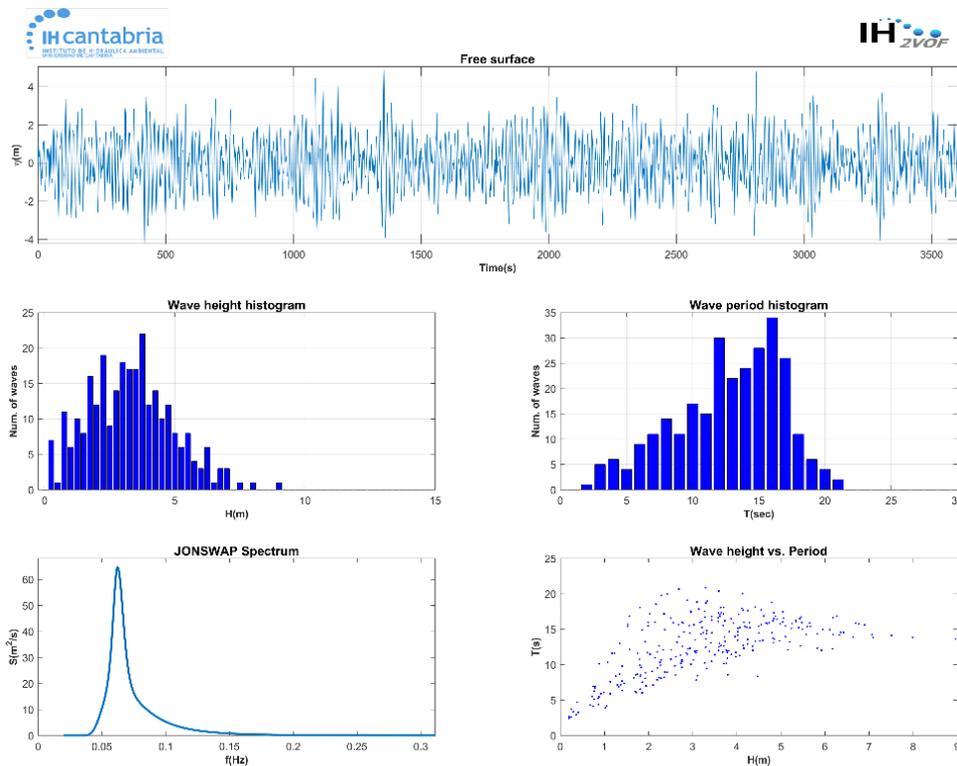


Ilustración 3-35. Serie Temporal de Oleaje

- **Generar Pala:** Se consideró utilizar una pala estática para este modelado.
- **Generar Input File:** En esta sección, se seleccionan el tiempo de simulación y el paso de tiempo. Como valores predeterminados, la longitud de la simulación se establece igual a la longitud de la serie de olas y el paso de tiempo inicial igual a 0.005s

También se consideró "Absorción de frontera izquierda" y "Absorción de frontera derecha", que son las condiciones de absorción de olas activas en ambos extremos del dominio. Se seleccionaron las funciones de Velocidades Horizontales y Presiones para que nos muestre resultados de fuerzas ejercidas sobre el muro.

De igual manera, se configuran los sensores para el oleaje, los cuales se utilizan para registrar y analizar los resultados relacionados con la superficie libre y el caudal en diferentes puntos del dominio. Estos sensores son cruciales para comprender cómo varía el oleaje a lo largo del área de estudio, para recopilar información sobre la superficie libre del agua en distintos puntos del dominio. Además, se colocó un sensor específico en el botaolas para medir con precisión los volúmenes de rebase, capturando así datos esenciales sobre el comportamiento del oleaje al interactuar con esta estructura (Ilustración 3-36).

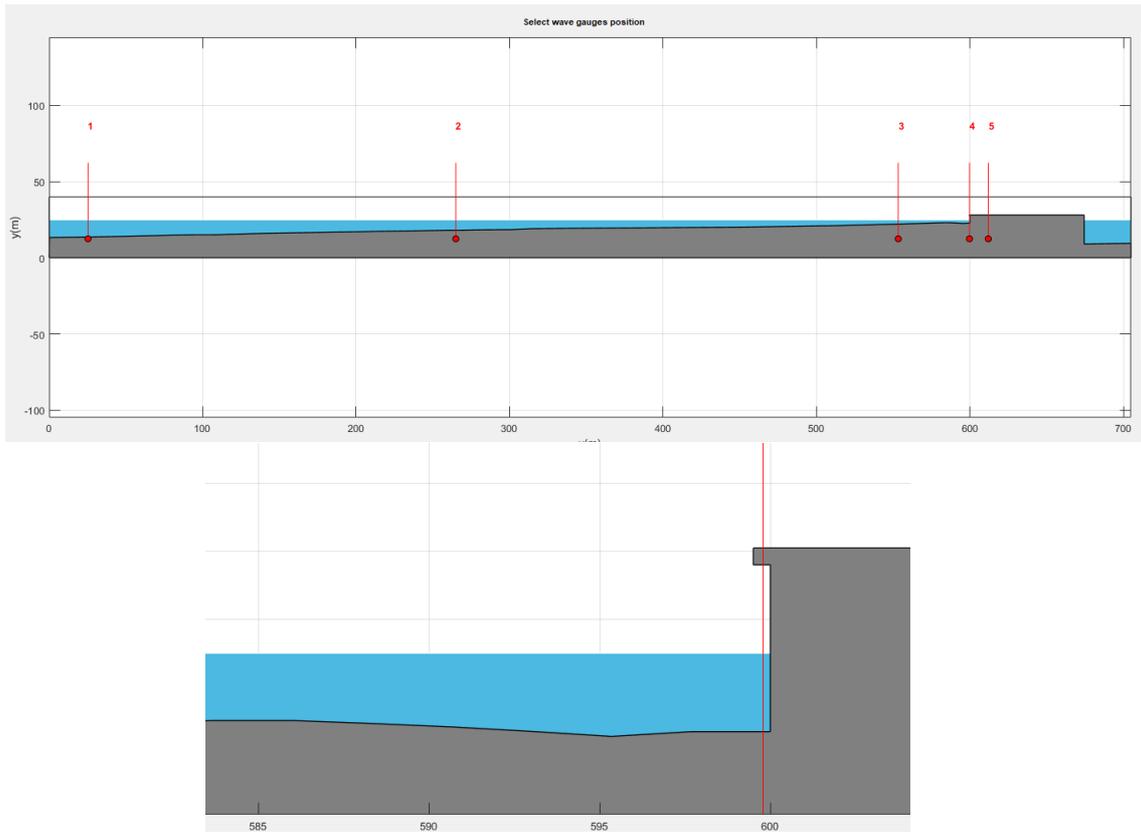


Ilustración 3-36. Ubicación de los sensores de oleaje en el dominio

Para la medición del run-up y de las presiones sobre las estructuras, se selecciona cuidadosamente la zona de interés donde se desea obtener estas mediciones específicas. Esto permite una evaluación precisa de la interacción del oleaje con las estructuras costeras y proporciona datos fundamentales para el análisis del comportamiento del mar en condiciones simuladas (Ilustración 3-37, 3-38).

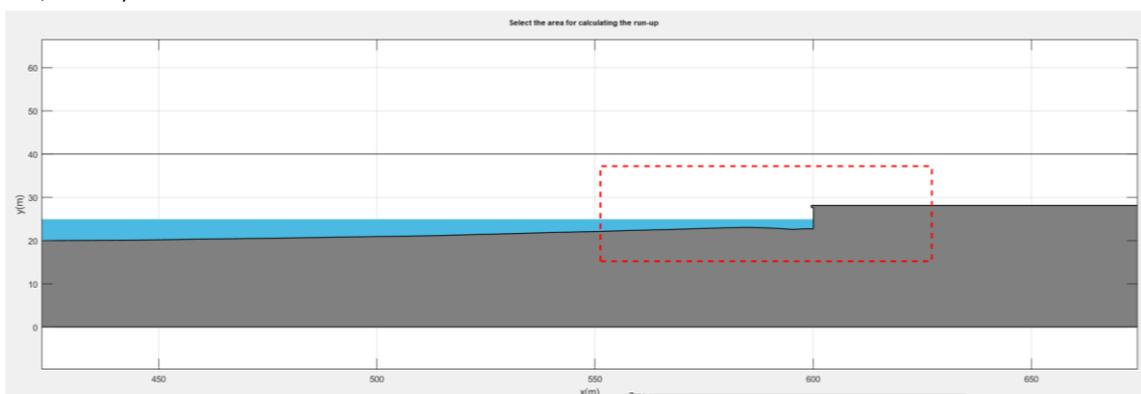


Ilustración 3-37. Área para el cálculo de Run-up.

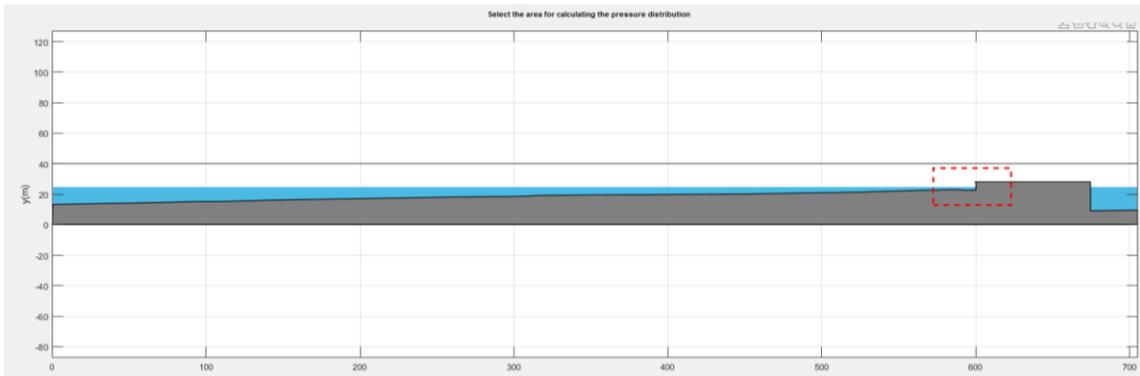


Ilustración 3-38. Área para el cálculo de presiones sobre el muro

Ilustración 3-39. Interfaz Pre-processing IH2VOF Caso Control.

Finalmente se guardó el Input File para poder ejecutar la simulación. (Ilustración 3-40)

Ilustración 3-40. Caso control completado.

### 3.6.4 Resultados y Validación del Evento

Tras la ejecución del modelo, se procede a analizar los datos obtenidos para evaluar el comportamiento del oleaje y su interacción con el muro costero existente. En esta sección, se presentan los resultados obtenidos, los cuales incluyen el análisis de la superficie libre del agua, los volúmenes de rebase, las presiones registradas en el muro y el run-up. Estos resultados nos permiten comprender mejor los efectos de las condiciones simuladas sobre las estructuras estudiadas y validar el rendimiento del modelo utilizado.

En la ventana de Post-processing del IH2VOF, se obtienen los resultados de superficie libre en los sensores seleccionados, oleaje espectral, mediciones de caudal de rebase, run-up y presiones ejercidas. Así como el Drawfast, que muestra la simulación directa del oleaje con la estructura en los 3600 segundos de simulación.

#### 3.6.4.1 Superficie Libre ( $\eta$ )

Los gráficos (Ilustración 3-41) muestran los niveles de la superficie libre del agua registrados en cada sensor a lo largo del tiempo. Se puede observar una variabilidad significativa en los datos de cada sensor, lo que refleja la interacción dinámica del oleaje con el entorno simulado. En particular, en el sensor No. 5, ubicado en la parte superior del muro, los valores de la superficie libre son aproximadamente cero. Esto indica que la superficie libre en esta zona es mínima, ya que los datos registrados corresponden al agua que ha superado el muro debido al rebase.

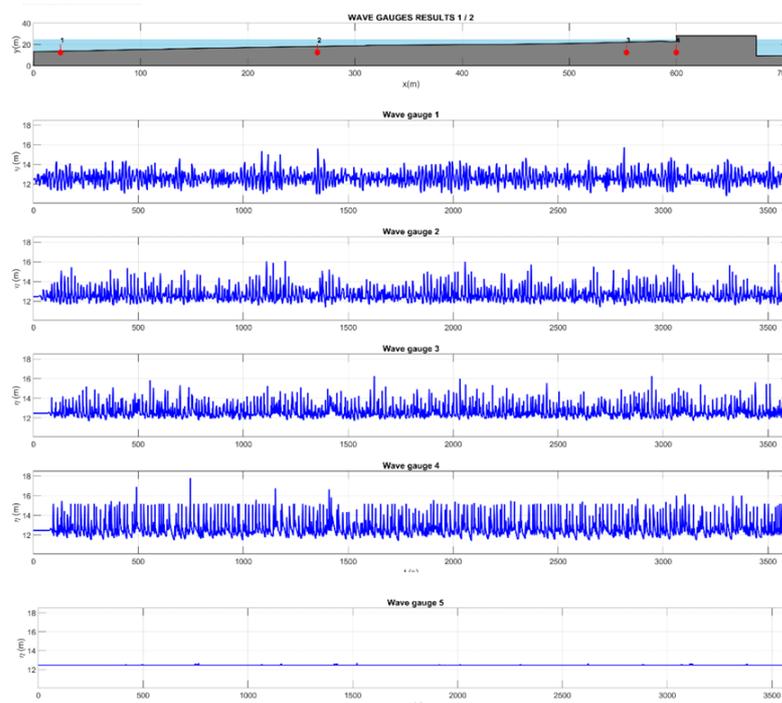


Ilustración 3-41. Serie temporal de Superficie Libre ( $\eta$ ) en cada sensor

### 3.6.4.2 Espectro

Estos gráficos muestran picos pronunciados en la densidad espectral de energía en frecuencias bajas, alrededor de 0.05 Hz. Esto indica que la mayor parte de la energía del oleaje se concentra en ondas de baja frecuencia, lo cual es típico en condiciones de oleaje con períodos largos. La presencia de estos picos sugiere que el oleaje en estos puntos del dominio está dominado por ondas más grandes y lentas. En los sensores 3 y 4 se puede observar que los picos son menos pronunciados comparados con los de los sensores 1 y 2 esto se debe a que a medida que el oleaje se propaga y se encuentra con el cambio en la batimetría o se desplaza por el dominio, la energía de las ondas de baja frecuencia se disipa más lentamente (Ilustración 3-42).

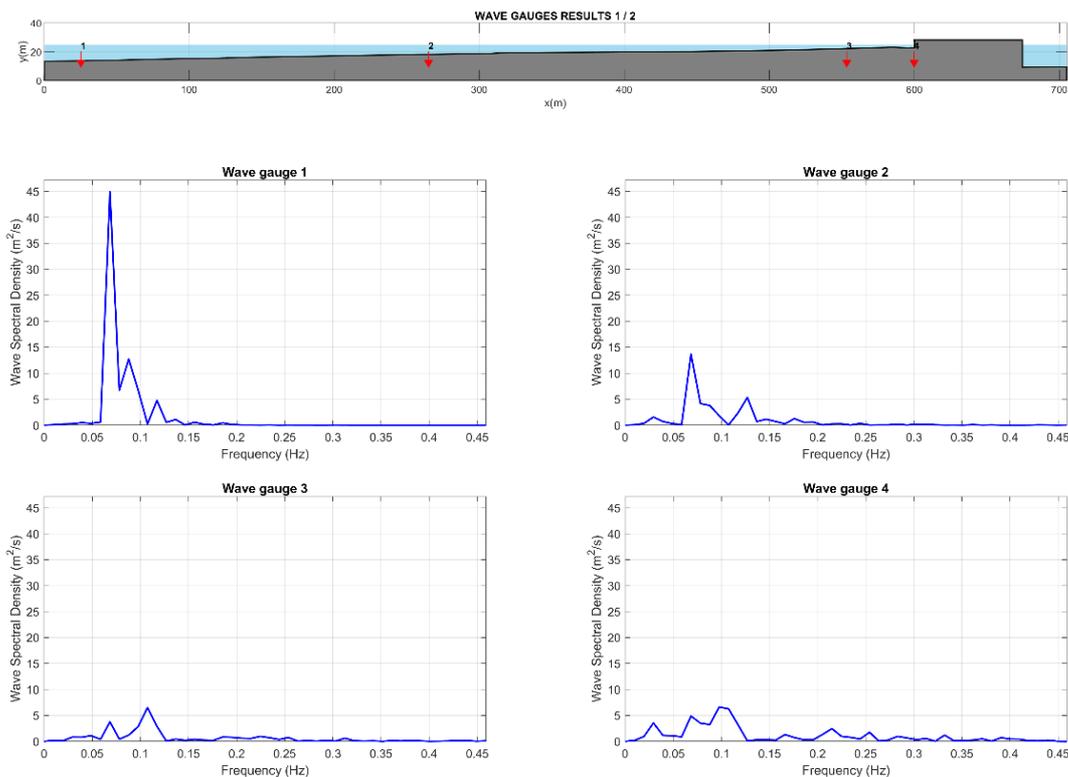


Ilustración 3-42. Resultados de Espectro en los sensores

### 3.6.4.3 Análisis de Run-Up

En la siguiente ilustración se observa la evolución temporal del run-up, la máxima elevación que alcanza las olas al llegar a la estructura. El histograma indica que la mayoría de los eventos se concentran alrededor de los 0.7m, siendo la altura más frecuente en las condiciones simuladas. La función de distribución acumulada indica que hay una probabilidad acumulada del 100% de que el run-up no exceda los 0.74m.

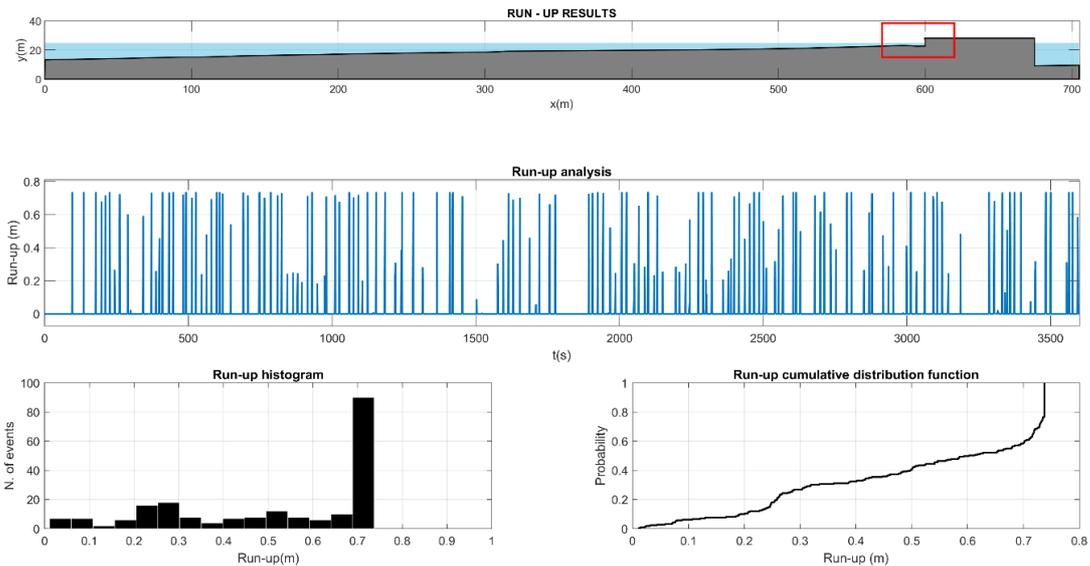


Ilustración 3-43. Resultados de Run-Up

Por otro lado, el IH2VOF también muestra como resultado la envolvente del máximo, medio y mínimo run-up que se da en la estructura. En el gráfico de envolventes (Ilustración 3-44), se muestra que el run-up puede reflejar el fenómeno conocido como "splash" o rebase impulsivo. Este ocurre cuando las olas impactan contra el muro con suficiente fuerza para generar un chorro de agua que sobrepasa la estructura y se proyecta hacia arriba y hacia atrás. En el contexto del modelo numérico, el splash se observa en la envolvente máxima como picos abruptos, que indican el momento en que el agua es impulsada por encima del muro.

En la imagen tomada del temporal (Ilustración 3-45), se observa un fenómeno similar, donde el agua alcanza una altura considerable, superando la altura del muro y rebasando hacia el paseo marítimo. Esto corrobora visualmente que el modelo captura adecuadamente la dinámica del run-up.

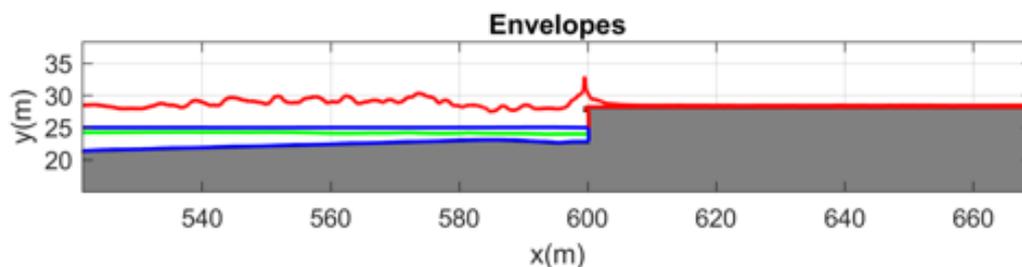


Ilustración 3-44. Envolvente máxima, media y mínima de Run Up.



Ilustración 3-45. Impacto de oleaje y rebase en la playa de San Lorenzo durante el temporal [Fuente: [Temporal playa de San Lorenzo \(youtube.com\)](#), [Ola playa San Lorenzo en Gijón \(youtube.com\)](#)].

### 3.6.4.4 Presiones

A partir de los resultados obtenidos con el modelo IH2VOF, se pueden analizar las presiones ejercidas sobre el muro de San Lorenzo. La Ilustración 3-46 muestra las cargas dinámicas tanto en la dirección horizontal, hacia barloomar (Dynamic load: Seawards), como las sub-presiones, que se dan debajo de la estructura (Dynamic load: Underneath).

Para las fuerzas Horizontales, se observa que la fuerza máxima alcanzada es de aproximadamente 122.53 kN/m. Esta fuerza es el resultado del impacto directo de las olas contra el muro, que genera presiones significativas. Las fluctuaciones en la gráfica reflejan la naturaleza variable y pulsante del impacto del oleaje, con picos que representan los momentos de mayor presión. En cuanto a las sub-presiones, la fuerza máxima ejercida es de 7.31 kN/m. El gráfico de distribución de presión muestra cómo estas fuerzas se distribuyen a lo largo de la altura del muro y su base en el instante de tiempo de las presiones máximas ( $t = 1418.9547$  s).

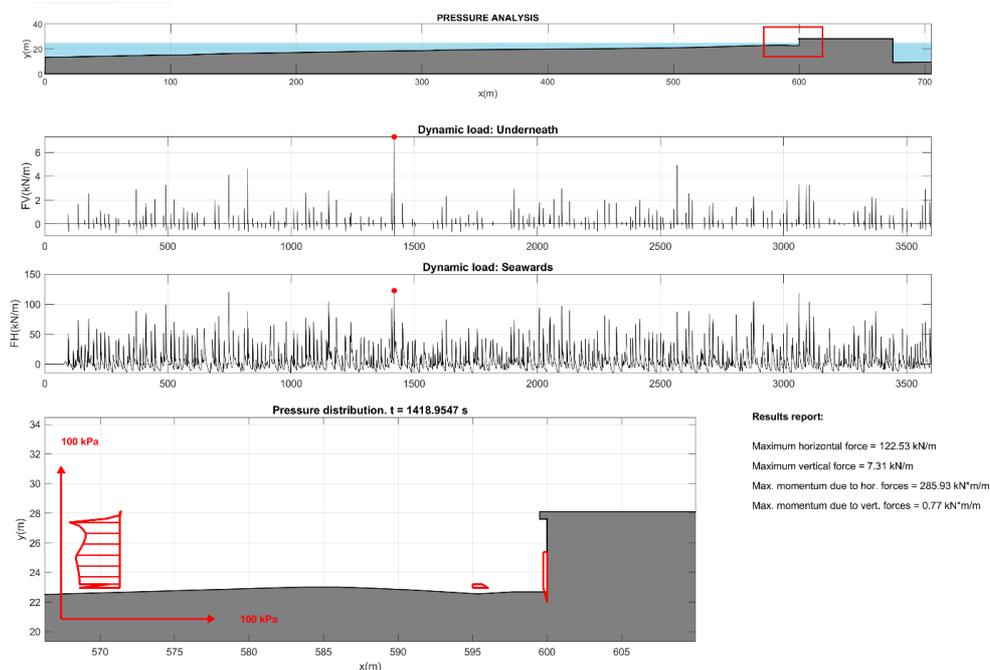


Ilustración 3-46. Resultados de Presión sobre el muro.

### 3.6.4.5 Análisis de Rebase (Overtopping)

- Tipos de Rebase

Para los fines de este estudio, un muro con botaolas se define como un malecón vertical impermeable con un saliente curvo o recto que mira hacia el mar ubicado en la parte superior del malecón. El muro con botaolas está situado en la parte posterior de una playa. La Ilustración 3-47 ilustra el caso definido para este proyecto.

El francobordo de una estructura ( $R_c$ ) se define como la distancia vertical entre el nivel del agua (EL) y el nivel de la cresta de la estructura, Ilustración 5. Las alturas de las olas para los dos niveles ( $H_1$  y  $H_2$ ), que representan el nivel bajamar y pleamar y estas se indican para cada nivel del agua ( $EL_1$  y  $EL_2$ ). Además, la Ilustración 5 presenta los parámetros geométricos de un botaolas; altura ( $h_r$ ), longitud del saliente ( $B_r$ ) y ángulo ( $\alpha$ ) (Schoonees, Impermeable recurve seawalls to reduce wave overtopping, 2014).

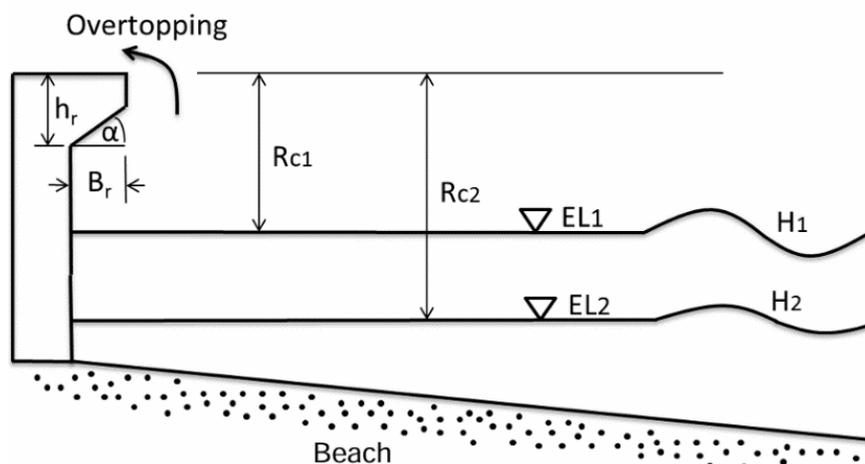


Ilustración 3-47. Esquema de Definición [Fuente: (Impermeable recurve seawalls to reduce wave overtopping, 2014)]

El rebase puede producirse de tres modos diferentes (EurOtop, 2018) (Ilustración 3-48). El primer modo de rebase se conoce como el “Green water overtopping” que ocurre cuando los niveles de oleaje son lo suficientemente altos como para que el agua fluya sobre la cresta de la estructura costera. Por lo tanto, (EurOtop, 2018) define el rebase Green water como “una lámina continua de agua que pasa sobre la cresta”. El segundo tipo de rebase, “splash water overtopping”, tiene lugar cuando las olas rompen en la estructura y volúmenes significativos de agua salpicada pasan sobre la cresta de la estructura. El agua salpicada pasa sobre el muro debido al impulso del agua o al efecto de un viento terrestre (EurOtop, 2018). El tercer tipo de rebase, y el

menos problemático, se produce cuando el agua pasa sobre la cresta de una estructura en forma de rocío. Esta pulverización se produce por la acción del viento sobre las crestas de las olas y, por lo general, no es significativa en relación con el volumen total de rebase a pesar de los fuertes vientos (EurOtop, 2018). Los efectos del viento no están incluidos dentro del alcance de este TFM. En consecuencia, solo se consideran los dos primeros modos de rebase.



Ilustración 3-48. Tipos de Rebase. [Fuente: (Effect of the overhang length of a recurve seawall in reducing wave overtopping, 2016)]

Al considerar muros verticales, ocurren tres condiciones de oleaje: condiciones no impulsivas/pulsantes, impulsivas/rompientes y condiciones de sobrepaso de olas rotas. Las condiciones no impulsivas/pulsantes ocurren cuando la altura de la ola es relativamente pequeña en comparación con la profundidad del agua, y no están fácilmente influenciadas por el talud del pie o el fondo. La Ilustración 3-50 muestra la secuencia de oleaje pulsante. La secuencia de olas no impulsivas da como resultado un sobrepaso no impulsivo “Green Water” sobre la cresta de la estructura (EurOtop, 2018).

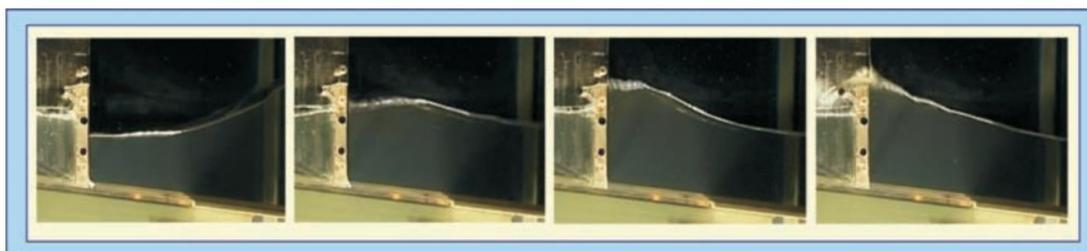
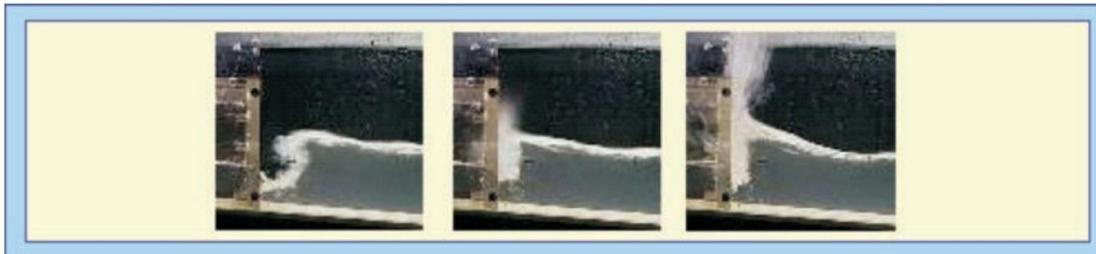


Ilustración 3-49. Secuencia de Olas No Impulsivas/Pulsantes [Fuente: (EurOtop, 2018)]

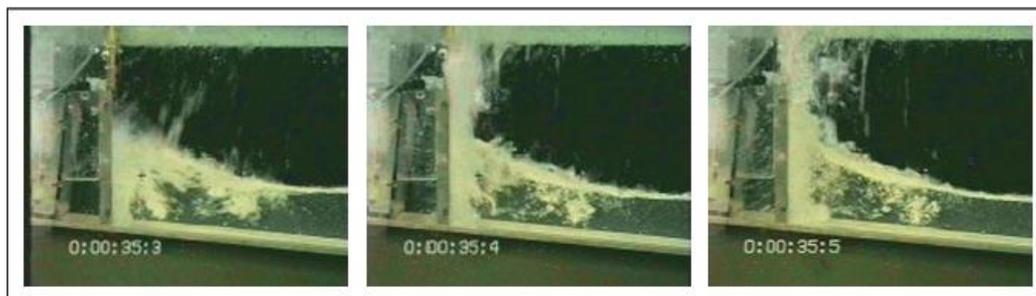
La Ilustración 3-50 muestra la secuencia de olas impulsivas/rompientes, que ocurre cuando las olas son más grandes en comparación con la profundidad del agua en la base de la estructura. En la secuencia de olas impulsivas, las olas chocan violentamente contra el muro vertical. Esto provoca una condición de

rebase impulsivo, ya que la ola es lanzada hacia arriba. Estas condiciones pueden generar fuerzas de 10 a 40 veces mayores que las fuerzas de las condiciones no impulsivas.



*Ilustración 3-50. Secuencia de Olas Impulsivas. [Fuente: (EurOtop, 2018)]*

Finalmente, los casos que se encuentran entre las condiciones impulsivas y no impulsivas se clasifican como condiciones de casi rotura, se muestran en la ilustración 3-51.



*Ilustración 3-51. Condiciones de casi rotura [Fuente: (EurOtop, 2018)]*

Como se muestra en la figura, la ola rompe antes de alcanzar el muro vertical. Estas condiciones son causadas por olas de alta velocidad que son una masa de agua llena con una alta concentración de aire. Esto se trata como una condición impulsiva ya que resulta en la misma tasa de sobrepaso en magnitud (EurOtop, 2018).

- **Resultados:**

En base a lo definido y observado en videos del evento (Ilustración 3-52), podemos afirmar que en nuestro caso de estudio se presentan condiciones de rebase impulsivo, así como se definió anteriormente y en los resultados del Run-up, donde las olas impactan de forma violenta contra el muro vertical, este tipo de oleaje genera un sobrepaso en forma de splash, con el agua siendo lanzada hacia arriba con gran intensidad, superando la altura del muro. Estas

características son típicas de un oleaje impulsivo, que puede producir fuerzas considerablemente mayores en comparación con las condiciones pulsantes.



Ilustración 3-52. Impacto de oleaje y rebase en la playa de San Lorenzo durante el temporal [Fuente: [Temporal playa de San Lorenzo \(youtube.com\)](#), [Ola playa San Lorenzo en Gijón \(youtube.com\)](#)].

Al montar el caso del temporal de San Lorenzo en el modelo IH2VOF, los resultados han mostrado una muy buena coherencia con lo que ocurre en la realidad durante estos eventos de rebase masivo. Los resultados de la simulación en el sensor sobre el botaolas fueron muy satisfactorios ya que se encuentran dentro del orden de magnitud esperado, que se observa en los videos y muestran lo siguiente:

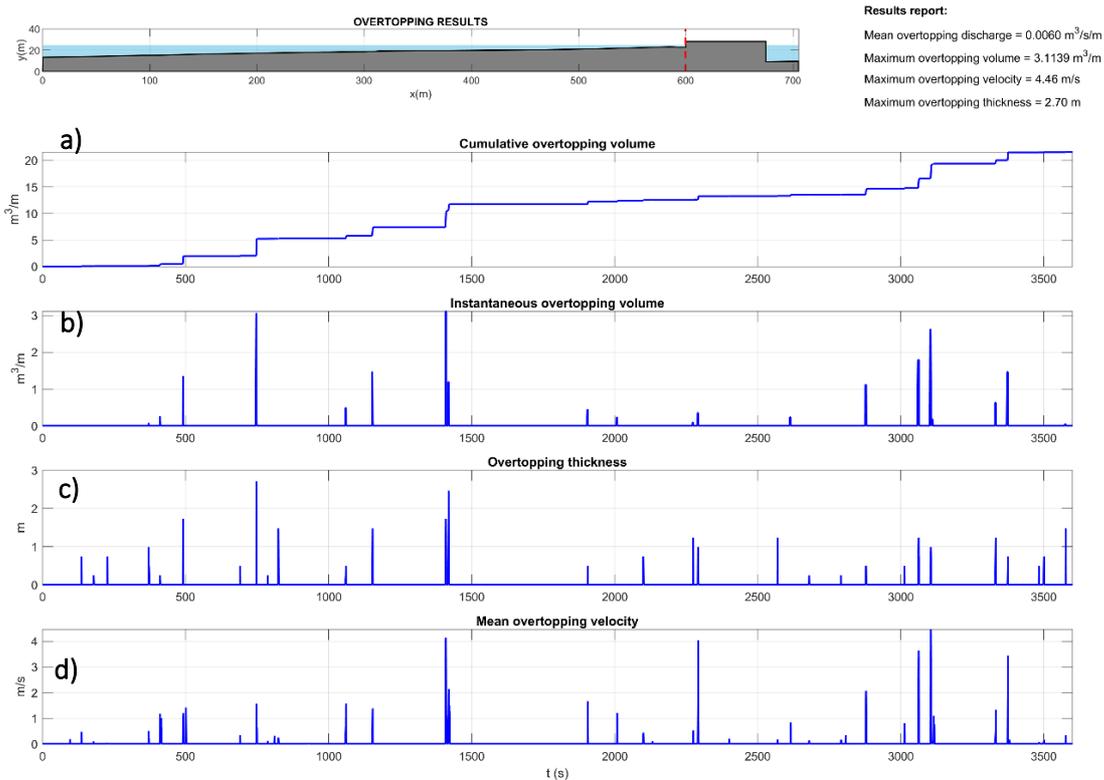


Ilustración 3-53. Resultados de Overtopping Caso Control

Los gráficos del sensor sobre el botaolas proporcionan una comprensión del comportamiento del rebase en las condiciones simuladas (Ilustración 3-53). Se

puede observar cómo varía el volumen y la velocidad del agua que sobrepasa el muro, así como el espesor del flujo durante los diferentes eventos, debido a los distintos oleajes del estado de mar. Estos resultados capturan tanto los momentos de rebase más intensos como las condiciones medias, mostrando cómo el agua puede alcanzar diferentes niveles de sobrepaso.

El gráfico del volumen acumulativo de rebase (Ilustración 3-34 a) muestra cómo este volumen va aumentando con el tiempo, reflejando los eventos de oleaje que provocan sobrepasos del muro. Un incremento notable ocurre alrededor de los 1500 segundos, lo que sugiere un evento de oleaje particularmente intenso que generó un volumen de rebase significativo en un corto periodo. Después de estos eventos importantes, el gráfico tiende a nivelarse, lo que indica períodos en los que el rebase es mínimo o inexistente. Al final de la simulación, el volumen acumulativo de rebase alcanza aproximadamente los 20 m<sup>3</sup>/m, representando la cantidad total de agua que ha sobrepasado el muro a lo largo del tiempo simulado.

Por su parte, el volumen instantáneo de rebase (Ilustración 3-53 b) alcanza un máximo de 3.1139 m<sup>3</sup>/m, lo que evidencia que, aunque la mayoría de los eventos de rebase son moderados, existen episodios ocasionales de rebase extremo que generan volúmenes significativamente mayores.

La variación en el espesor del flujo de agua que sobrepasa el muro (Ilustración 3-53 c) también se destaca, mostrando valores que van desde fracciones de metro hasta picos que alcanzan casi los 3 metros. El espesor más significativo se registra nuevamente alrededor de los 1500 segundos, coincidiendo con los momentos de mayor volumen de rebase acumulado. Esto indica que los eventos de oleaje más intensos no solo generan un mayor volumen de rebase, sino también un flujo más profundo sobre el muro.

En cuanto a la velocidad de rebase, se ha registrado una velocidad máxima de 4.46 m/s (Ilustración 3-53 d). Al comparar este dato con los videos del temporal en la Playa de San Lorenzo, se observa que este resultado está dentro del mismo orden de magnitud que lo captado en las imágenes reales. Aunque en los videos se intuyen velocidades medias de alrededor de 1 m/s, el cálculo de la velocidad máxima en la simulación es consistente con los eventos de rebase más extremos. Además, la media de las velocidades simuladas se encuentra también en torno a 1 m/s, lo que confirma la coherencia entre los resultados numéricos y las observaciones reales.

En cuanto al caudal medio de rebase, se registró un valor de  $0.0060 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ , equivalente a  $6 \text{ L}/\text{s}/\text{m}$ . A simple vista, este valor es bastante elevado y podría representar un peligro significativo para los peatones en un paseo marítimo durante un temporal. En los videos del temporal en la Playa de San Lorenzo, se puede observar claramente cómo, después del splash, una capa de agua cubre el paseo marítimo, inundándolo completamente, ocasionando inestabilidad y arrastre, lo cual es extremadamente peligroso para las personas que transitan cerca del muro, especialmente durante condiciones de oleaje extremo.

Dada esta situación, es fundamental la verificación este caudal medio de rebase con la tabla de caudales límite para peatones de Leo Franco. Esta validación permitirá determinar si el rebase observado excede los niveles seguros para la circulación peatonal en áreas expuestas al impacto del oleaje.

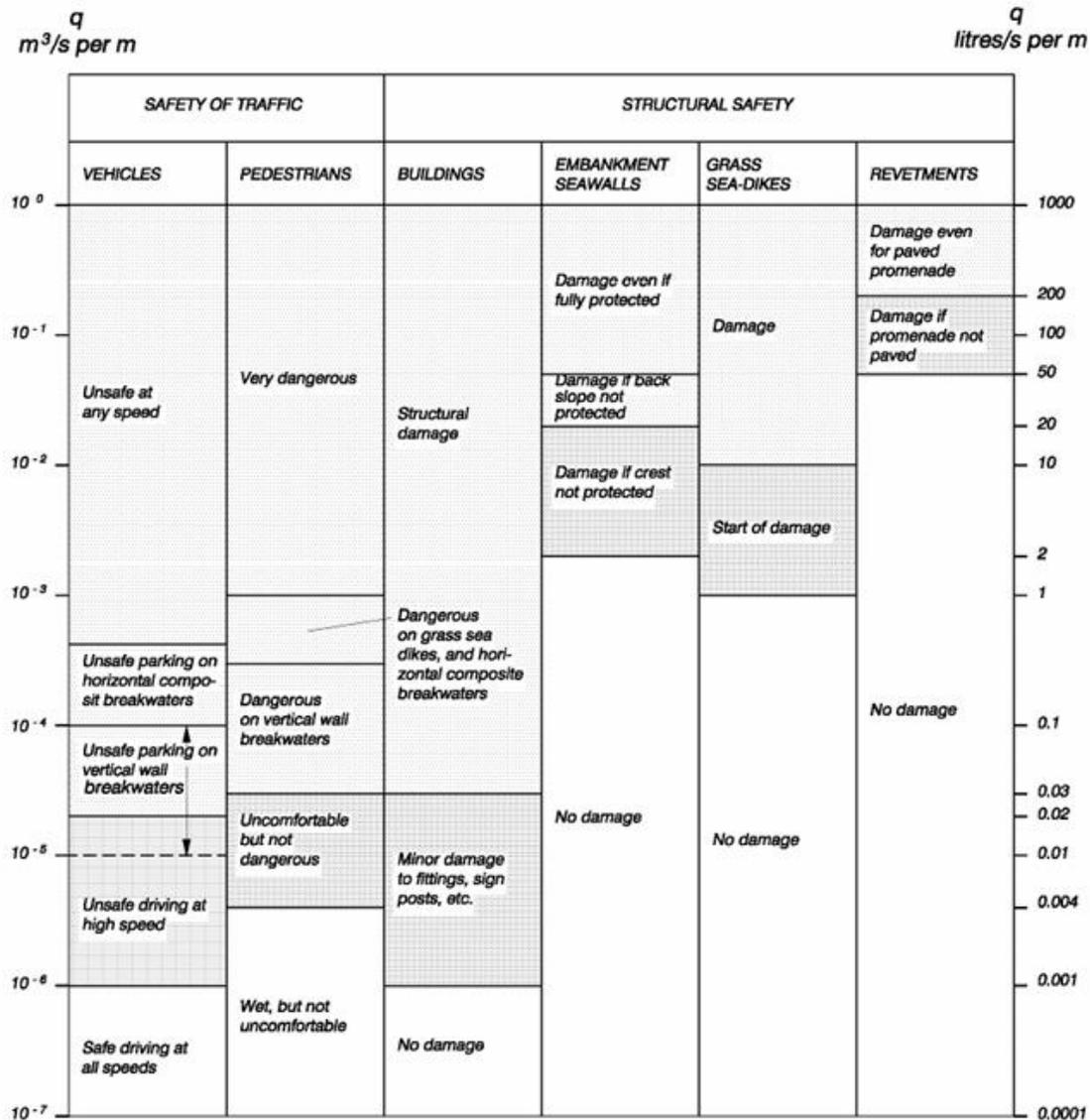
### **3.6.5 Validación de Resultados del Modelo con Formulaciones Existentes**

En esta sección, se realiza la validación de los resultados obtenidos del modelo con formulaciones teóricas ampliamente aceptadas en la literatura. La comparación entre los resultados numéricos y las formulaciones existentes permite evaluar la precisión y confiabilidad del modelo, asegurando que este reproduzca adecuadamente los fenómenos físicos asociados con el comportamiento del oleaje y su impacto en las estructuras costeras. Para ello, se utilizan diversas metodologías de cálculo, como las propuestas por Goda y otros autores relevantes en el campo, con el fin de verificar la coherencia y consistencia de los resultados obtenidos en las simulaciones.

#### **3.6.5.1 Caudal de Rebase Límite**

La cantidad de rebase permisible depende de la función de la estructura en particular. Ciertas funciones establecen restricciones sobre el caudal de rebase permitido. Los límites o tasas de rebase permitidas proporcionados en la Tabla 3-4 ofrecen una guía general sobre qué caudales de rebase son tolerables en las condiciones especificadas.

Tabla 3-4. Valores Críticos de Caudal medio de Rebase. [Fuente: (CEM, Chapter 5: Fundamentals of Design, 2003)]



En el (CEM, Chapter 5: Fundamentals of Design, 2003) se menciona que los valores de caudal promedio de rebase, q, que se encuentran en la tabla deben considerarse únicamente como pautas generales. Esto es porque, aunque se tenga el mismo valor de q, la intensidad del agua que impacta en un lugar específico puede variar considerablemente dependiendo de la geometría de la estructura y de la distancia desde el frente de la misma. Además, se señala que los valores más altos que se indican pueden ser hasta dos órdenes de magnitud mayores que el nivel de rebase promedio. Por lo tanto, el rebase en esas condiciones solo se considera aceptable en situaciones excepcionales, cuando representan un riesgo significativo para la vida.

En el caso específico del paseo marítimo de San Lorenzo, el límite de rebase más adecuado según el (CEM, Chapter 5: Fundamentals of Design, 2003) sería aquel

que garantiza la seguridad de los peatones desprevenidos, que podrían asustarse o perder el equilibrio fácilmente. Esto implicaría utilizar un límite de caudal promedio de rebase de 0.03l/s/m ya que este valor es considerado como el máximo tolerable para situaciones donde el riesgo para los peatones debe minimizarse, especialmente en áreas públicas donde las personas no están equipadas ni preparadas para enfrentar oleajes extremos.

Por lo tanto, los resultados del modelo IH2VOF muestran que, en el caso del paseo marítimo de San Lorenzo, el caudal de rebase registrado de 6.00L/s/m es mucho mayor que los niveles considerados seguros para peatones. Esto sugiere que, bajo las condiciones simuladas, habría un peligro considerable para los peatones, ya que un caudal tan alto podría causar inestabilidad, arrastre y posibles accidentes. En consecuencia, es necesario revisar las medidas de protección y considerar ajustes en el diseño de la estructura para garantizar la seguridad pública.

Esto hace que sea una oportunidad ideal para experimentar con diferentes configuraciones geométricas utilizando la impresión 3D, en busca de soluciones que puedan reducir significativamente el impacto del oleaje. Este enfoque permite explorar formas innovadoras de mejorar la protección costera y enfrentar los desafíos de los temporales.

Basándonos en los resultados obtenidos y en la evidente necesidad de mejorar la seguridad del paseo marítimo de San Lorenzo, este trabajo de fin de máster se centra en la búsqueda de soluciones innovadoras que reduzcan significativamente el impacto del oleaje. La simulación del IH2VOF ha mostrado que los caudales de rebase actuales superan ampliamente los límites de seguridad establecidos, lo que representa un riesgo claro para los peatones.

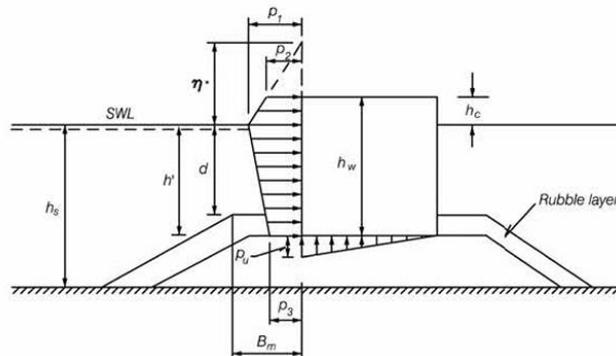
Esta situación justifica la necesidad de explorar diferentes configuraciones geométricas mediante el uso de impresión 3D, una herramienta que permite diseñar y probar nuevas formas y estructuras de manera eficiente. Reafirmando que objetivo principal es evaluar alternativas que no solo disminuyan los rebases peligrosos, sino que también mejoren la protección costera frente a temporales, en busca de la mejora a la seguridad y funcionalidad del área estudiada.

### 3.6.5.2 Presiones

En cuanto a las presiones ejercidas por el oleaje sobre las estructuras costeras, es crucial validar los resultados obtenidos en las simulaciones del modelo IH2VOF con formulaciones teóricas reconocidas en la literatura técnica antes de proponer cualquier diseño. Este proceso de validación permite verificar la precisión del modelo numérico al replicar las fuerzas generadas por el oleaje, comparando las presiones simuladas con las calculadas a partir de formulaciones establecidas, como las propuestas por Goda. Asegurando que las simulaciones reflejen de manera confiable las condiciones reales es fundamental previo al desarrollarlo de las alternativas de diseño 3D.

Bajo la hipótesis de que el elemento es un muro vertical con botaolas que, al encontrarse en estado de pleamar, se comporta como un dique vertical, se han seleccionado las formulaciones más adecuadas para la validación (Ilustración 3-54, 3-55). Estas formulaciones han sido elegidas por su capacidad de representar con precisión las condiciones específicas de nuestro caso de estudio, permitiendo así una evaluación más ajustada a las características del escenario costero analizado.

Table VI-5-53  
Goda Formula for Irregular Waves (Goda 1974; Tanimoto et al. 1976) (Continued)



$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta) \lambda_1 H_{design} \quad (\text{VI-5-147})$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos\beta)(\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha_+ \cos^2\beta) \rho_w g H_{design} \quad (\text{VI-5-148})$$

$$p_2 = \begin{cases} \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right) p_1 & \text{for } \eta^* > h_c \\ 0 & \text{for } \eta^* \leq h_c \end{cases} \quad (\text{VI-5-149})$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (\text{VI-5-150})$$

$$p_u = 0.5(1 + \cos\beta) \lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 \rho_w g H_{design} \quad (\text{VI-5-151})$$

Ilustración 3-54. Formulaciones para Calculo de Fuerzas ejercidas sobre Diques verticales (GODA). [Fuente: (CEM, Chapter 5: Fundamentals of Design, 2003)]

where

$\beta$  Angle of incidence of waves (angle between wave crest and front of structure)  
 $H_{design}$  Design wave height defined as the highest wave in the design sea state at a location just in front of the breakwater. If seaward of a surf zone Goda (1985) recommends for practical design a value of  $1.8 H_s$  to be used corresponding to the 0.15% exceedence value for Rayleigh distributed wave heights. This corresponds to  $H_{1/250}$  (mean of the heights of the waves included in 1/250 of the total number of waves, counted in descending order of height from the highest wave). Goda's recommendation includes a safety factor in terms of positive bias as discussed in Table VI-5-55. If within the surf zone,  $H_{design}$  is taken as the highest of the random breaking waves at a distance  $5H_s$  seaward of the structure.

$$\alpha_* = \alpha_2$$

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[ \frac{4\pi h_s/L}{\sinh(4\pi h_s/L)} \right]^2$$

$$\alpha_2 = \text{the smallest of } \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{H_{design}}{d} \right)^2 \text{ and } \frac{2d}{H_{design}}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h_w - h_c}{h_s} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h_s/L)} \right]$$

$L$  Wavelength at water depth  $h_b$  corresponding to that of the significant wave  $T_s \approx 1.1T_m$ , where  $T_m$  is the average period.

$h_b$  Water depth at a distance of  $5H_s$  seaward of the breakwater front wall.

$\lambda_1, \lambda_2$  and  $\lambda_3$  are modification factors depending on the structure type. For conventional vertical wall structures,  $\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_3 = 1$ . Values for other structure types are given in related tables.

(Continued)

Ilustración 3-55. Formulaciones para Calculo de Fuerzas ejercidas sobre Diques verticales (GODA). [Fuente: (CEM, Chapter 5: Fundamentals of Design, 2003)]

Table VI-5-55  
 Resulting Wave Induced Forces and Moments, and Related Uncertainties and Bias When Calculated From Wave Load Equations by Goda and Takahashi

Per running meter of the breakwater the wave induced horizontal force,  $F_H$ , the uplift force,  $F_U$ , and the reduced weight of the vertical structure due to buoyancy,  $F_G$ , can be calculated from equations by Goda and Takahashi as follows:

$$F_H = U_{FH} \left[ \frac{1}{2}(p_1 + p_2)h_c + \frac{1}{2}(p_1 + p_3)h' \right] \quad (VI-5-152)$$

$$F_U = U_{FU} \cdot \frac{1}{2}p_u \cdot B \quad (VI-5-153)$$

$$F_G = \rho_c \cdot g \cdot B \cdot h_w - \rho_w \cdot g \cdot B \cdot h' \quad (VI-5-154)$$

where  $\rho_c$  Mass density of the structure  
 $\rho_w$  Mass density of the water  
 $U_{FH}$  Stochastic variable signifying the bias and the uncertainty related to the horizontal force  
 $U_{FU}$  Stochastic variable signifying the bias and the uncertainty related to the uplift force  
 $h'$  Submerged height of the wall from the toe to the still water level.  
 $B$  Vertical structure width

The corresponding moments at the heel of the caisson breakwater are:

$$M_H = U_{MH} \left[ \frac{1}{6}(2p_1 + p_3)h'^2 + \frac{1}{2}(p_1 + p_2)h'h_c + \frac{1}{6}(p_1 + 2p_2)h_c^2 \right] \quad (VI-5-155)$$

Ilustración 3-56. Formulaciones para Calculo de Fuerzas ejercidas sobre Diques verticales (GODA). [Fuente: (CEM, Chapter 5: Fundamentals of Design, 2003)]

where

$\beta$  Angle of incidence of waves (angle between wave crest and front of structure)  
 $H_{design}$  Design wave height defined as the highest wave in the design sea state at a location just in front of the breakwater. If seaward of a surf zone Goda (1985) recommends for practical design a value of  $1.8 H_s$  to be used corresponding to the 0.15% exceedence value for Rayleigh distributed wave heights. This corresponds to  $H_{1/250}$  (mean of the heights of the waves included in 1/250 of the total number of waves, counted in descending order of height from the highest wave). Goda's recommendation includes a safety factor in terms of positive bias as discussed in Table VI-5-55. If within the surf zone,  $H_{design}$  is taken as the highest of the random breaking waves at a distance  $5H_s$  seaward of the structure.

$$\alpha_2 = \alpha_2$$

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[ \frac{4\pi h_s/L}{\sinh(4\pi h_s/L)} \right]^2$$

$$\alpha_2 = \text{the smallest of } \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{H_{design}}{d} \right)^2 \text{ and } \frac{2d}{H_{design}}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h_w - h_c}{h_s} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h_s/L)} \right]$$

$L$  Wavelength at water depth  $h_b$  corresponding to that of the significant wave  $T_s \simeq 1.1T_m$ , where  $T_m$  is the average period.  
 $h_b$  Water depth at a distance of  $5H_s$  seaward of the breakwater front wall.  
 $\lambda_1, \lambda_2$  and  $\lambda_3$  are modification factors depending on the structure type. For conventional vertical wall structures,  $\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_3 = 1$ . Values for other structure types are given in related tables.

(Continued)

Ilustración 3-57. Formulaciones para Calculo de Fuerzas ejercidas sobre Diques verticales (GODA). [Fuente: (CEM, Chapter 5: Fundamentals of Design, 2003)]

Seguindo las formulaciones anteriores, se obtuvieron los siguientes resultados, los cuales permiten analizar el comportamiento del muro costero en función de las variables estudiadas y evaluar su desempeño bajo las condiciones específicas del caso de estudio.

Los resultados obtenidos se presentan en tres conjuntos de valores que describen las presiones y fuerzas aplicadas al muro, tanto horizontales como verticales, así como los momentos resultantes de estas fuerzas. A continuación, en la tabla 3-5, se detalla cada conjunto:

Tabla 3-5. Resultados con Formulaciones Semi-empíricas.

Resultados de presiones con Formulación de GODA			Resultados IH2VOF	
P1	27,713.96	Pa	<b>Results report:</b> Maximum horizontal force = 122.53 kN/m Maximum vertical force = 7.31 kN/m Max. momentum due to hor. forces = 285.93 kN*m/m Max. momentum due to vert. forces = 0.77 kN*m/m	
P2	26,963.04	Pa		
P3	26,970.82	Pa		
PU	26,597.54	Pa		
FH	134.34	kN/m		
MH	367.3	kN·m/m		

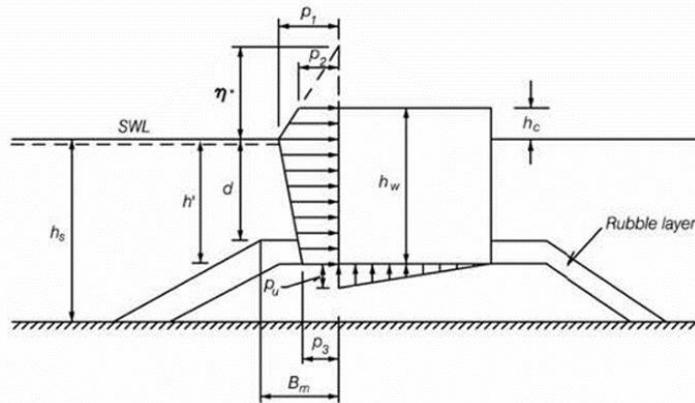


Ilustración 3-58. Distribución de Presiones GODA [Fuente: (CEM, Chapter 5: Fundamentals of Design, 2003)]

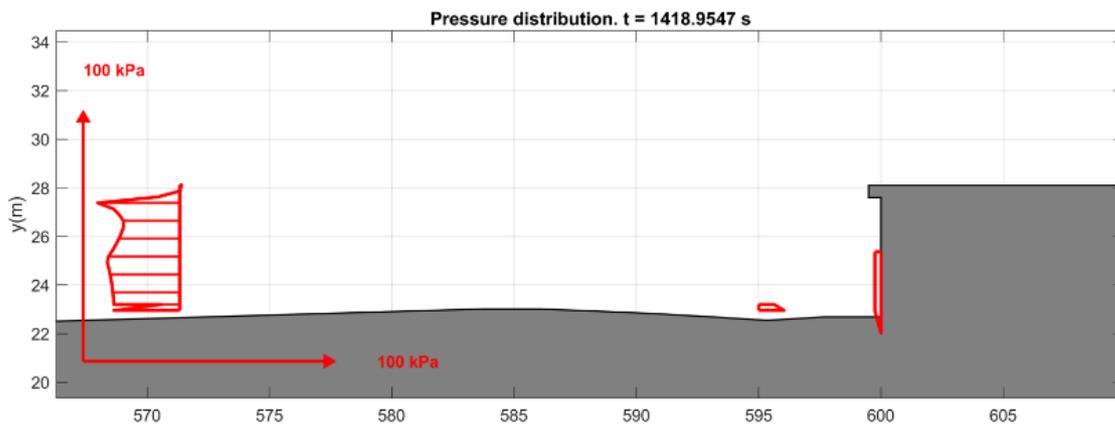


Ilustración 3-59. Distribución de Presiones IH2VOF

Al comparar la distribución de presiones obtenida a partir del modelo (Ilustración 3-59) con la distribución teórica de presiones calculadas según la formulación de Goda (Ilustración 3-58), se observa una cierta irregularidad o "ruido" en los resultados del modelo. Este fenómeno puede deberse a la función del botaojalado, que devuelve parte del oleaje hacia el mar, generando así fluctuaciones adicionales en las presiones que no están consideradas en la formulación de Goda, ya que esta asume un dique completamente vertical sin elementos adicionales. Otra posible razón para esta discrepancia puede ser la complejidad del flujo alrededor del botaojalado, que introduce variaciones dinámicas no lineales en la distribución de presiones, o efectos de turbulencia y reflujos que no son capturados por el modelo teórico de Goda.

Al comparar los resultados obtenidos con la formulación de Goda y los resultados del modelo IH2VOF, se observa que los valores de las fuerzas horizontales y los momentos son bastante similares. En la formulación de Goda, la fuerza horizontal máxima es de 134.34 kN/m, mientras que en el modelo IH2VOF es de 122.53 kN/m. Asimismo, el momento máximo debido a las fuerzas horizontales según Goda es de 367.3 kN·m/m, y en el modelo IH2VOF es de 285.93 kN·m/m.

Estos resultados están dentro del mismo orden de magnitud, lo que indica una coherencia significativa entre el modelo numérico y las formulaciones teóricas. No presentan diferencias exageradas, lo cual permite concluir que el modelo IH2VOF representa adecuadamente el caso de control. Por tanto, se pueden considerar válidos estos resultados y proceder con confianza a las propuestas de diseño basadas en esta modelación.

### 3.7 PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO

#### 3.7.1 Estrategias de diseño

En la búsqueda de soluciones para enfrentar el problema del rebase masivo, especialmente cuando un temporal coincide con mareas vivas, como ocurre en San Lorenzo, es fundamental considerar una variedad de alternativas de diseño. El objeto principal es explorar cómo la aplicación de nuevas formas geométricas en los muros costeros puede ayudar a reducir la energía del oleaje, al mismo tiempo que se priorizan los aspectos económicos. La utilización de la tecnología de impresión 3D se presenta como una opción prometedora, ya que permite reducir tanto el tiempo de construcción como los costos asociados.

Existen varias soluciones tradicionales que podrían aplicarse, ya sea de manera aislada o combinada:

- **Elevar el francobordo (Fc):** Incrementar la altura del muro para evitar que el oleaje lo sobrepase.
- **Modificar el botaolas:** Ajustar el diseño del botaolas existente para mejorar su capacidad de devolver el oleaje al mar.
- **Construir una obra de abrigo en aguas intermedias:** Reducir la altura de la ola que llega a la estructura mediante una obra que bloquee, difracte y disipe la energía del oleaje.
- **Modificar el relleno de la playa:** Una regeneración de playa para añadir más arena seca para ayudar a disipar la energía de las olas antes de que lleguen a la estructura.

Sin embargo, dado que el foco de esta investigación es encontrar formas alternativas para el muro que puedan minimizar los impactos visuales y monetarios, se han descartado algunas de las soluciones tradicionales propuestas:

- **Elevación del francobordo:** Aumentar la altura del muro puede ser una medida efectiva para reducir el rebase del oleaje; sin embargo, esta opción no es viable en el contexto del paseo marítimo de Gijón. La elevación del francobordo tendrá un impacto visual significativo, alterando la estética de una zona turística y con gran valor histórico para la ciudad. Además, puede afectar la percepción y la experiencia de los visitantes y residentes locales. Por estas razones, se ha decidido mantener el mismo nivel de francobordo para no comprometer la integración visual del muro con su entorno.
- **Modificación del botaolas:** El botaolas actual tiene un diseño que permite generar turbulencia y devolver parte del oleaje al mar, aunque su eficacia se ve limitada durante temporales severos. Esta opción, sin embargo, no se descarta completamente, ya que está alineada con la idea de modificar la geometría del muro para mejorar su funcionalidad. Una de las alternativas propuestas es precisamente optimizar el botaolas o diseñar una estructura que incorpore elementos que cumplan esta función a lo largo de toda la cara frontal del muro, potenciando así su capacidad para disipar la energía del oleaje.
- **Obra de abrigo en aguas intermedias:** La construcción de una obra de abrigo en aguas intermedias, destinada a reducir la altura de las olas que impactan el muro mediante la difracción y disipación de energía, queda descartada en este estudio. Esta solución implica la creación de una estructura adicional que no solo sería costosa, sino que también se aparta del objetivo de la investigación, que es mejorar la infraestructura existente del muro sin recurrir a la construcción de nuevas obras marítimas.
- **Regeneración de playa:** Aunque la regeneración de la playa mediante el aporte de arena puede ayudar a disipar la energía del oleaje antes de que alcance el muro, esta alternativa no se considera en este estudio. La regeneración de la playa implica cambios en la morfología costera, lo cual no está alineado con el propósito de la investigación, que es enfocarse en soluciones directamente aplicables al muro existente y no en la alteración de la playa adyacente.

Con estas consideraciones en mente, la estrategia de diseño se centra en modificar la geometría frontal del muro, manteniendo el mismo francobordo y únicamente elevando la cota de coronación si es absolutamente necesario. Estas pautas definen las reglas o estrategias de diseño a seguir, priorizando soluciones que optimicen la funcionalidad del muro sin comprometer su integración visual o incrementar significativamente los costos. Las alternativas se evaluarán utilizando los mismos niveles de agua, oleaje y periodos que en el

caso de control, ajustando la malla en la zona del muro según sea necesario para capturar con precisión la nueva geometría y obtener resultados fiables. Esta metodología permite una comparación justa y precisa de los efectos de las diferentes propuestas de diseño sobre el comportamiento del muro costero.

### **3.7.2 Alternativa 1: Muro Curvo**

El diseño de un muro curvo se presenta como la primera alternativa para mitigar el rebase masivo en el paseo marítimo de San Lorenzo. Esta propuesta se basa en la idea de que una curvatura específica en la cara frontal del muro puede desviar y disipar mejor la energía del oleaje, reduciendo así la altura y fuerza del rebase. Al redirigir el flujo del agua y distribuir las fuerzas de manera más uniforme, el muro curvo busca no solo mejorar la funcionalidad frente a temporales severos, sino también mantener la estética y el atractivo visual del paseo marítimo. Además, el uso de tecnología de impresión 3D en la construcción permitiría una implementación precisa y económica, respetando los criterios de conservación visual del entorno urbano de Gijón.

Esta alternativa se fundamenta en la hipótesis de que la forma curva puede potenciar la disipación de energía del oleaje al desviar las olas hacia los lados, evitando impactos directos y minimizando la probabilidad de rebases impulsivos.

El diseño del muro curvo implica una geometría más compleja, que puede ser optimizada a través de simulaciones numéricas utilizando el modelo IH2VOF. La evaluación del muro curvo se realizará bajo las mismas condiciones de oleaje y niveles de agua que en el caso de control, para garantizar una comparación justa y objetiva de su desempeño.

#### **3.7.2.1 Modificación de Perfil**

Previo al montaje en el IH2VOF, es fundamental realizar las modificaciones en el perfil topo-batimétrico utilizando Civil 3D para generar la forma deseada del muro. Esta etapa inicial permite establecer con precisión la geometría del muro curvo en función de las condiciones específicas del sitio y las características del oleaje que se esperan enfrentar.

Esta alternativa de diseño se basa en los conceptos definidos anteriormente en el Capítulo 1, donde se mencionan los diferentes tipos de muros curvos y sus respectivas ventajas. Al adoptar un diseño curvo, se busca mejorar la capacidad del muro para disipar la energía del oleaje y reducir el rebase, utilizando formas

geométricas que optimicen tanto la funcionalidad estructural como la integración visual en el entorno costero.

Esta alternativa de diseño se menciona en el estudio de Van der Meer, que propone la construcción de un muro vertical al final de la estructura rocosa para mitigar el riesgo de rebase debido al aumento del nivel del mar (J.W Van der Meer, 2023). Como se muestra en la Ilustración 3-58, este enfoque sugiere la instalación de un muro de retorno de olas, con alturas de 1.0 m o 1.5 m, en combinación con un botaolas en la parte superior del muro.

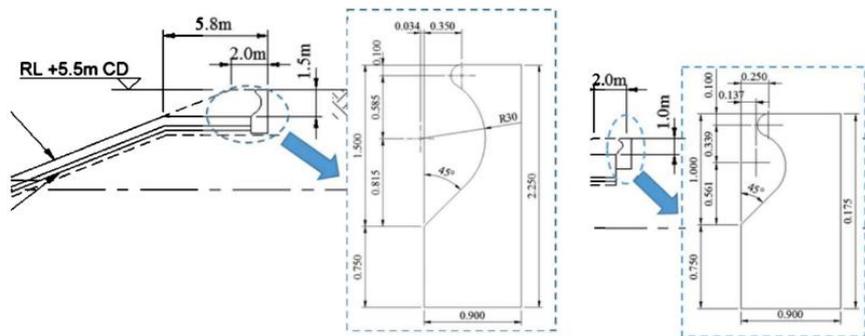


Ilustración 3-60. Dimensionamiento para Muro Curvo según Van der Meer [Fuente: Van der Meer, 2023]

La justificación para seleccionar esta alternativa en el diseño del muro curvo se encuentra en la eficiencia demostrada por los estudios de Van der Meer. El radio de curvatura elegido en el diseño propuesto se basa en la misma lógica que el diseño de Van der Meer. Un radio apropiado maximiza la capacidad del muro para reflejar y disipar la energía de las olas, al mismo tiempo que mantiene la estructura delgada y estéticamente integrada en su entorno. Esta elección permite combinar la funcionalidad con la reducción de costos de construcción y mantenimiento, aprovechando las ventajas de la impresión 3D para crear geometrías complejas de manera eficiente. De esta forma, se asegura una solución estructural y visualmente coherente con las necesidades del paseo marítimo de Gijón (J.W Van der Meer, 2023)

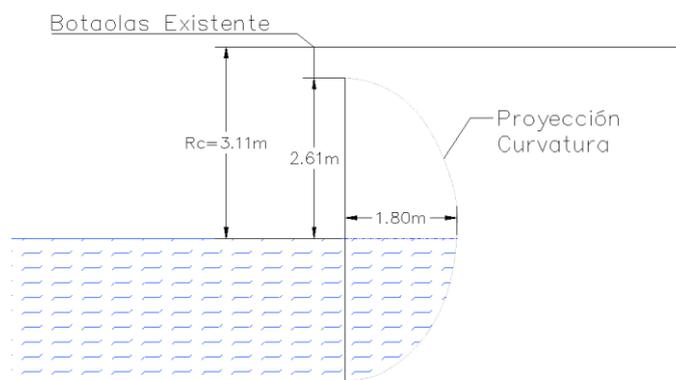


Ilustración 3-61. Geometría Propuesta Alternativa 1

### 3.7.2.2 Malla y Dominio Numérico

Para evaluar la viabilidad de la primera alternativa, es importante verificar la calidad de la malla generada y asegurar que la malla del caso control, diseñada originalmente para un muro completamente vertical, se adapta correctamente a la nueva geometría propuesta.

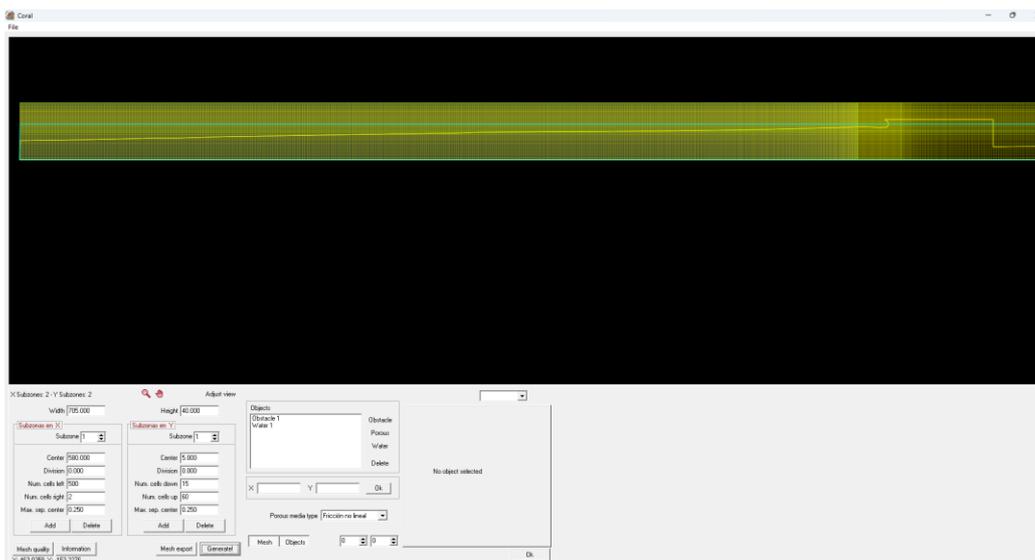


Ilustración 3-62. Configuración de malla para Alternativa 1: Muro Curvo

El software de mallado Coral permite una visualización detallada de la malla en su interfaz, lo que facilita la identificación de las celdas que son consideradas como obstáculos y aquellas que se identifican como celdas libres, que estarán en contacto con el agua (ver ilustraciones 3-63,3-64). Este tipo de visualización es crucial para asegurar que la curvatura del muro propuesta se haya insertado correctamente en el modelo.

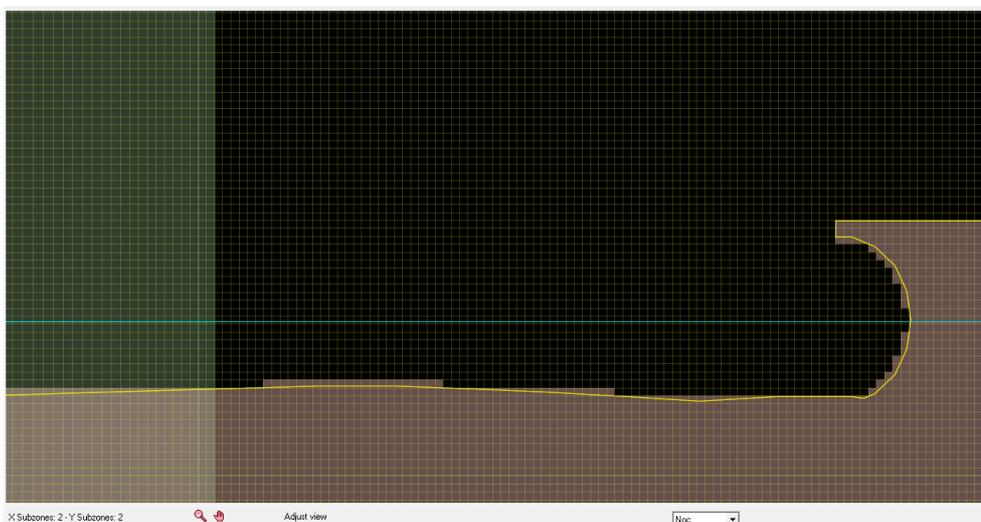


Ilustración 3-63. Verificación de Adaptación de malla- Celdas Obstáculo.

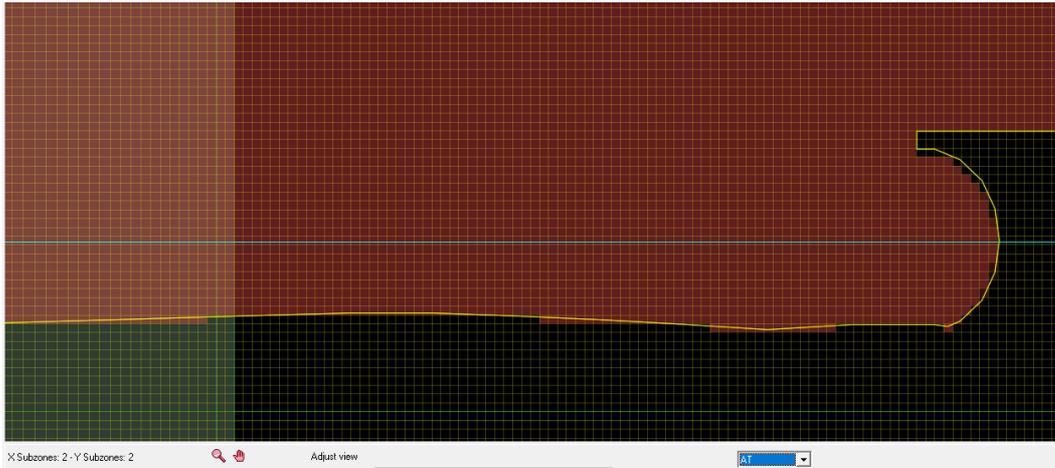


Ilustración 3-64. Verificación de adaptación de malla- Celdas Libres

Durante la validación del mallado, se observa que la curvatura del muro está bien representada, lo que indica que las modificaciones geométricas se han implementado de manera adecuada. Al mantener las mismas propiedades de mallado del Alternativa control, se confirma que la malla se ajusta eficazmente a la nueva geometría. Se preservan las mismas subzonas, número de celdas y discretización de la malla para que en nuestro grafico de calidad de malla no haya zonas rojas, lo que asegura la coherencia en la simulación y permite realizar una comparación justa entre el caso control y la nueva alternativa (ver ilustración 3-65).

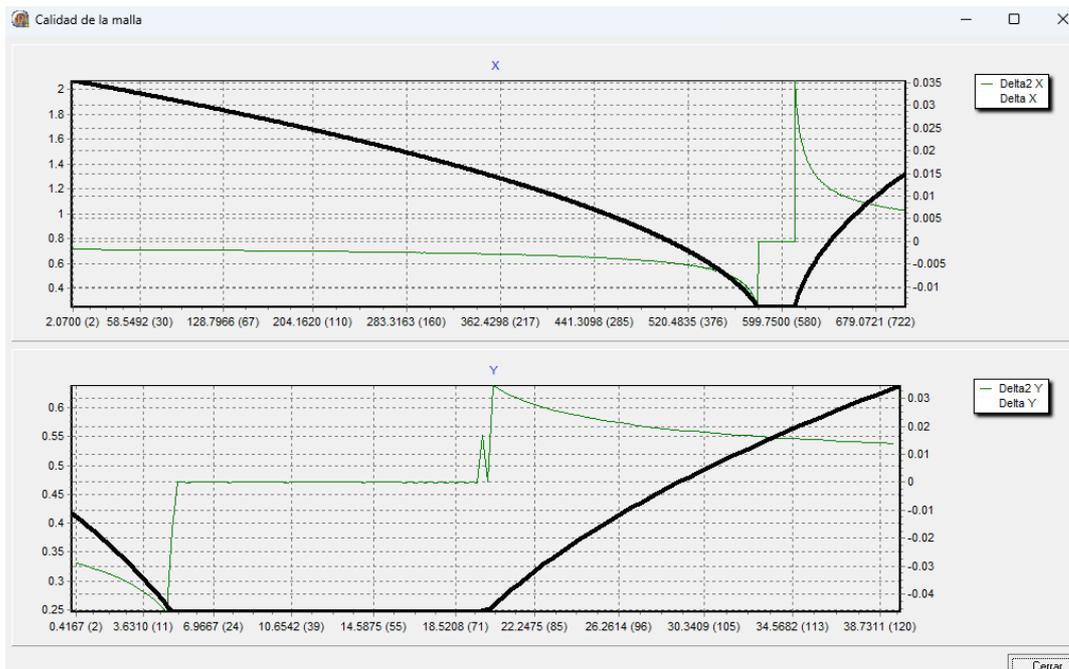


Ilustración 3-65. Verificación de la Calidad de Malla Alternativa 1.

### 3.7.2.3 Ejecución en el IH2VOF

Con la validación de la malla confirmada para la primera alternativa, y siguiendo las estrategias de diseño previamente mencionadas, se procede a ejecutar el modelo IH2VOF. En el menú de preprocesado, se ajustan los mismos parámetros que se usaron en el Alternativa control, es decir, la misma serie de oleaje (ilustración 3-66). Se solicita al modelo que proporcione resultados de velocidades horizontales y presiones antes de proceder a la ejecución del Alternativa.

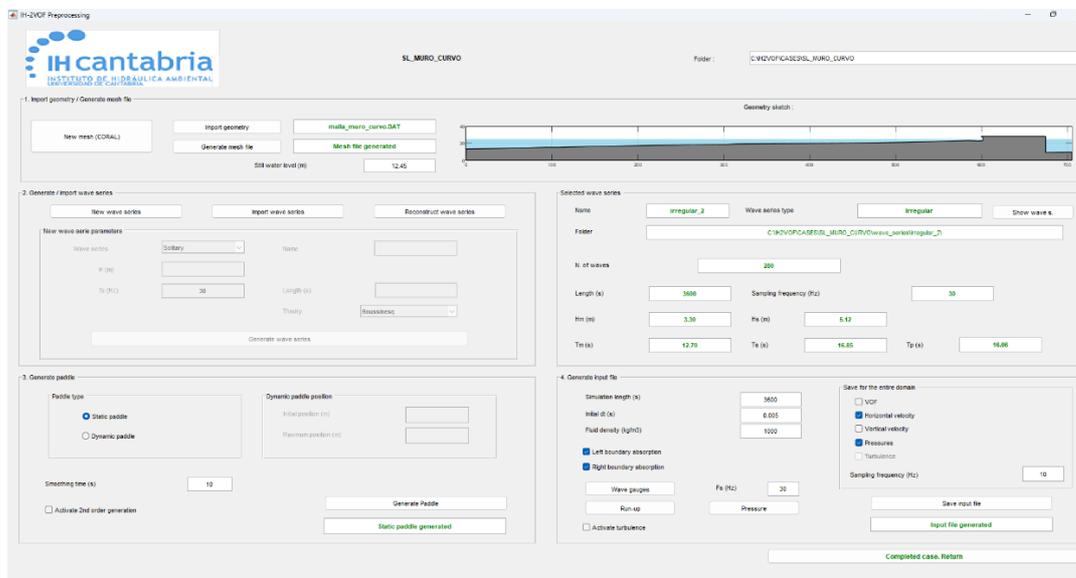


Ilustración 3-66. Menú de Pre procesado Para el Alternativa 1: Muro Curvo.

Es importante destacar que el modelo permite guardar la serie generada a partir del espectro JONSWAP. Al reconstruir una serie a partir de este espectro, la serie no es exactamente igual cada vez que se genera, ya que depende de la fase de la onda, que es aleatoria. Para garantizar una comparación justa entre el Alternativa control y las alternativas, se importa la misma serie de oleaje utilizada en el Alternativa control, evitando así cualquier discrepancia que pudiera surgir por diferencias en las fases de las olas (ilustración 3-67).

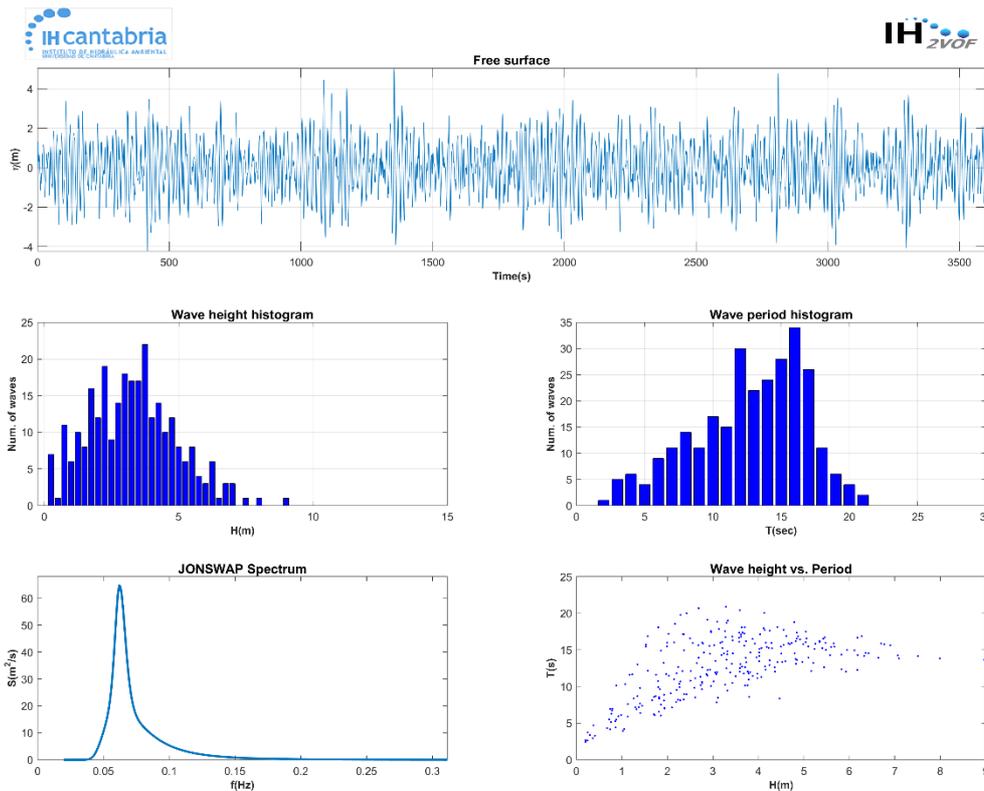


Ilustración 3-67. Serie de Oleaje Irregular Alternativa 1.

Además de la serie de oleaje, se genera la pala estática y se seleccionan los mismos parámetros en la sección de *Generate Input File*, incluyendo la absorción en ambos contornos (izquierda y derecha), las coordenadas de los sensores (ilustración 3-68) utilizados anteriormente, y las áreas para el cálculo del run-up y de las presiones.

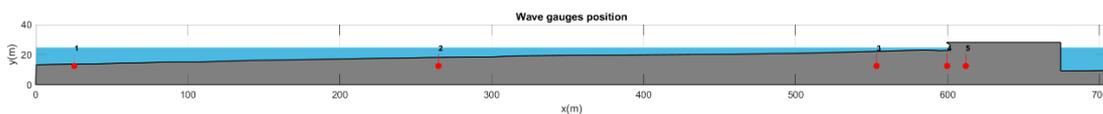


Ilustración 3-68. Ubicación de Sensores para Resultados Alternativa1: Muro Curvo.

Finalmente se guardó el Input File para poder ejecutar la simulación (Ilustración 3-69).

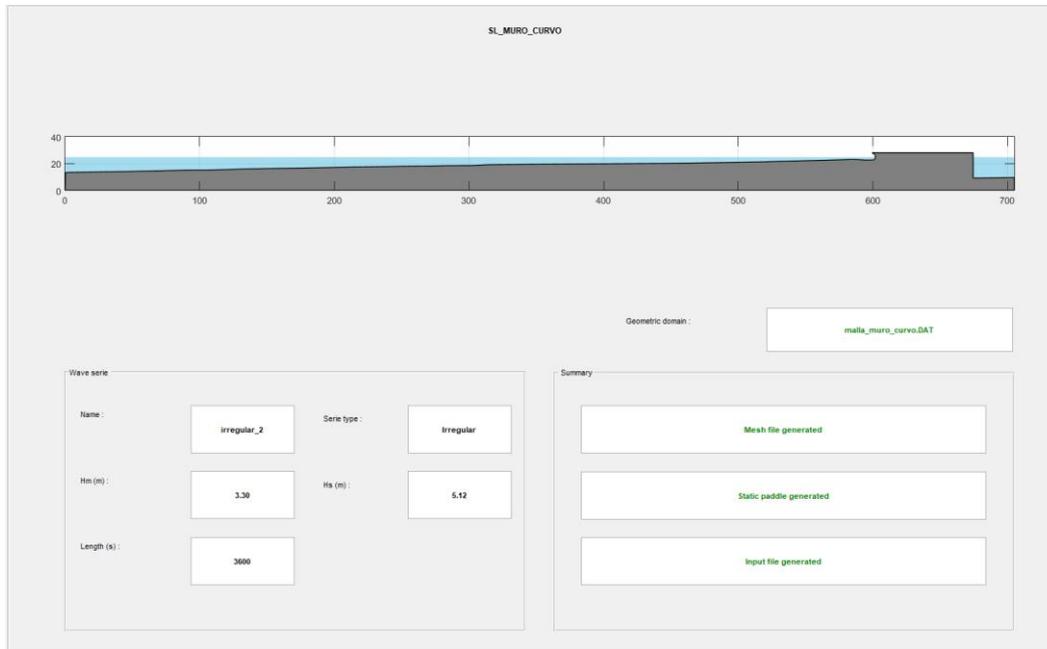


Ilustración 3-69. Montaje final del Alternativa 1: Muro Curvo.

Cabe mencionar que, para el número de celdas utilizado, la ejecución del modelo tomó un tiempo computacional de 40,138.89 unidades, después de 184,347 pasos, estimando un tiempo de ejecución de menos de 24 horas para simular un estado de mar de 3,600 segundos.

### 3.7.3 Alternativa 2: Muro Vertical de Paneles con cuñas triangulares

Para esta alternativa, se ha optado por una geometría inspirada en las formas irregulares de los paneles acústicos utilizados en estudios de grabación, específicamente aquellos con cuñas triangulares (Ilustración 3-70). Este diseño ha sido seleccionado debido a sus características únicas que podrían ser beneficiosas en un entorno costero.

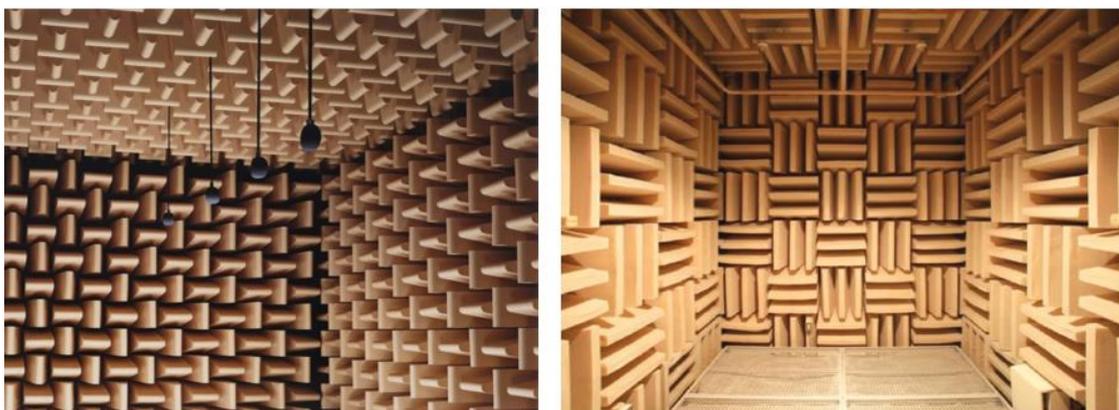


Ilustración 3-70. Paneles Acústicos de Cuñas Triangulares. [Fuente: [DAWN NEWS](#)].

Los paneles acústicos con cuñas triangulares se utilizan en estudios de grabación para absorber el sonido y reducir la reflexión acústica. Estas cuñas funcionan dispersando las ondas sonoras en múltiples direcciones y profundidades, disminuyendo su energía a medida que viajan a través de los canales formados por la estructura triangular. La forma y la profundidad de estas cuñas permiten que las ondas sonoras se reflejen repetidamente dentro del material, perdiendo energía en cada rebote hasta que eventualmente se disipan. Este proceso de absorción y dispersión es lo que hace que los paneles acústicos sean tan efectivos para controlar el sonido en ambientes cerrados, evitando la acumulación de eco y mejorando la calidad del audio en la habitación.

Aplicando este principio al diseño de un muro costero, se espera que las cuñas triangulares actúen de manera similar para disipar la energía del oleaje. Las profundidades variables de las cuñas pueden funcionar como elementos rugosos que permiten que el agua del oleaje penetre y se ralentice a medida que fluye a través de las estructuras triangulares, disminuyendo así la fuerza del impacto contra el muro. Al igual que con las ondas sonoras, el diseño irregular de las cuñas ayuda a romper la continuidad de las olas, dispersando su energía y evitando un impacto directo y concentrado contra la superficie del muro. Esto no solo puede reducir la presión ejercida sobre la estructura, sino que también puede minimizar el rebase al reducir la altura y fuerza de las olas reflejadas.

La técnica propuesta para esta alternativa implica la fabricación de paneles con cuñas triangulares mediante impresión 3D, que luego se acoplan al muro vertical existente. Permitiendo así la forma original vertical del muro mientras se le agregan estas placas prefabricadas, que son fácilmente ajustables y reemplazables según sea necesario. De esta manera, se observa cómo interactúa el oleaje con la nueva geometría y evaluar si la implementación de estas formas inspiradas en paneles acústicos puede mejorar la capacidad del muro para disipar la energía del oleaje y reducir el rebase. Además, la flexibilidad en el diseño y la facilidad de fabricación con impresión 3D permiten experimentar con diferentes configuraciones y tamaños de cuñas, optimizando aún más el rendimiento del muro en condiciones marítimas diversas.

### **3.7.3.1 Modificación del Perfil**

Al igual que en el Alternativa 1, es necesario realizar modificaciones en el perfil topo-batimétrico utilizando Civil 3D para adaptar la geometría de las cuñas triangulares al muro para integrar adecuadamente la geometría de las cuñas

triangulares en el muro.

Tomando en cuenta la elevación del muro existente, se ha propuesto una geometría para los paneles con cuñas triangulares (Ilustración 3-71), diseñada para maximizar la disipación de la energía del oleaje. La base del panel se ha definido con unas dimensiones de manteniendo una forma cuadrada de 1.95m x 1.95m metros. La altura de cada cuña triangular, desde la base hasta la corona, se ha establecido en 0.62 metros.

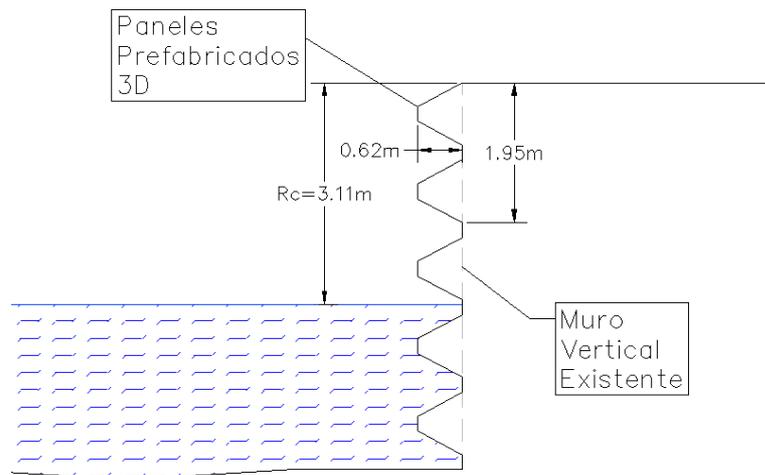


Ilustración 3-71. Geometría de Alternativa 2.

El objetivo de estas dimensiones es asegurarse de que las hendiduras de los paneles sean lo suficientemente amplias como para captar adecuadamente el oleaje que impacta el muro. Al permitir que el agua del oleaje entre en estas hendiduras, se espera que el diseño del panel funcione de manera similar a un elemento poroso, reduciendo la energía de las olas al tiempo que se minimiza la presión ejercida sobre la estructura del muro.

Además, se han elegido estas dimensiones con el propósito de que la malla generada por el software Coral pueda identificar claramente las cuñas como obstáculos sin comprometer al mallador con un exceso de celdas, con el fin de asegurar que la simulación numérica represente con precisión la interacción del oleaje con los paneles y, por ende, obtener resultados fiables sobre la efectividad del diseño propuesto.

Las medidas propuestas para los paneles se inspiran en las dimensiones típicas de un panel acústico de gran tamaño, que están diseñados para captar y disipar energía de manera efectiva. Sin embargo, estas dimensiones sirven solo como guía inicial. El dimensionamiento de estas piezas se justifica como experimentales y se han seleccionado un criterio técnico para garantizar que las características geométricas del panel permitan una interacción eficiente con el

oleaje. A medida que avance el estudio y se realicen pruebas adicionales, estas medidas pueden ajustarse para optimizar aún más el desempeño del muro frente a diferentes condiciones de oleaje.

### 3.7.3.2 *Malla y Dominio Numérico*

Al igual que en el Alternativa anterior, una vez modificado el perfil con la nueva configuración geométrica de las cuñas triangulares, el siguiente paso es proceder con la validación del mallado. Para ello, se utiliza nuevamente el fichero .dat, que contiene los mismos parámetros de malla generados por Coral para el Alternativa control. La única diferencia radica en las coordenadas de los puntos, que han sido ajustadas para reflejar la nueva geometría del perfil. Todos los demás elementos, como el dominio, el mallado y el nivel del agua, se mantienen sin cambios para asegurar una comparación consistente entre ambas alternativas.

Al ingresar el archivo .dat con las características de la malla del Alternativa control, se puede observar que la malla no se ajusta de manera óptima a la nueva geometría. Esta discrepancia indica que la configuración original del mallado, adecuada para un muro vertical simple, no es del todo efectiva para captar los detalles de las cuñas triangulares en el muro modificado. Por lo tanto, es necesario ajustar la malla, reduciendo la discretización de celdas en las subzonas correspondientes. De esta forma, se obtienen celdas más pequeñas que permiten una mejor representación de las hendiduras y los detalles geométricos del nuevo diseño.

La siguiente ilustración 3-72 muestra el ajuste del mallado antes y después de la modificación. En la primera ilustración, se observa cómo la malla del Alternativa control no se adapta correctamente a la nueva geometría de cuñas triangulares.

Al reducir el tamaño de las celdas, como se muestra en la segunda ilustración 3-72, se logra un ajuste más preciso, permitiendo que la malla capture mejor los detalles de la geometría propuesta.

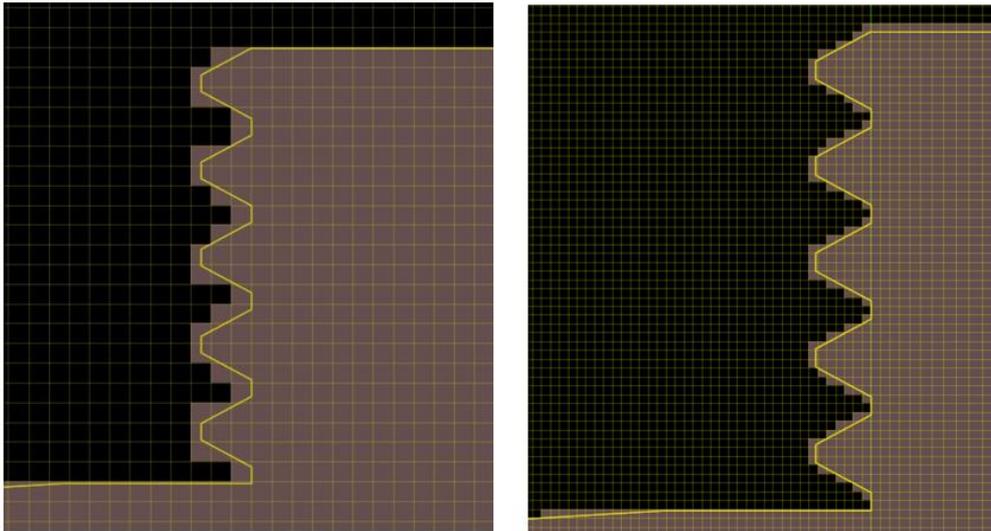


Ilustración 3-72. Ajuste del Mallado para Adaptarse a la Geometría de Cuñas Triangulares.

Quedando de la siguiente manera el montaje de la malla:

- **Subzonas en X:** En la primera subzona, se definió el centro a 595.5 m desde el origen, con un  $\Delta x = 0.10$ , para asegurar que las celdas sean más amplias en esta área, ya que no es de interés principal. En la segunda subzona, la división entre la subzona 1 y la subzona 2 se establece a 596 m, manteniendo un  $\Delta x = 0.10$ . En esta subzona, las celdas son más pequeñas, ya que se busca capturar de manera precisa la interacción del oleaje con las hendiduras nuevas en el muro. Se ajusta el número de celdas de izquierda a derecha a partir del centro que se encuentra a los 600 m para garantizar una transición suave en el tamaño de las celdas en la interfaz entre ambas subzonas (Ilustración 3-73).
- **Subzonas en Y:** Siguiendo el mismo procedimiento que en las subzonas en X, la primera subzona en Y tiene su división en el origen, con el centro de ubicado a 11.00m, un  $\Delta y = 0.10$ . La segunda subzona comienza a los 18.00m con su centro a los 18.10m del origen. Al igual que en la subzona 2 en X, en esta segunda subzona en Y se da mayor importancia a la precisión, ya que es donde se pretende capturar de manera más detallada la interacción del oleaje con el muro (Ilustración 3-74).

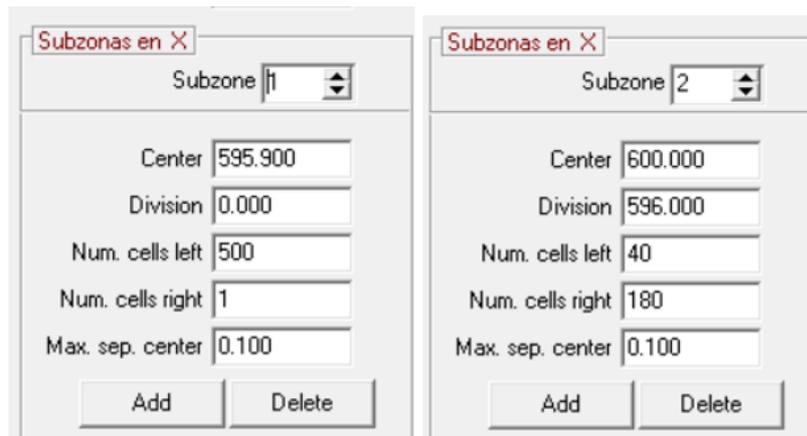


Ilustración 3-73. Configuración de malla en subzonas en X Alternativa 2.

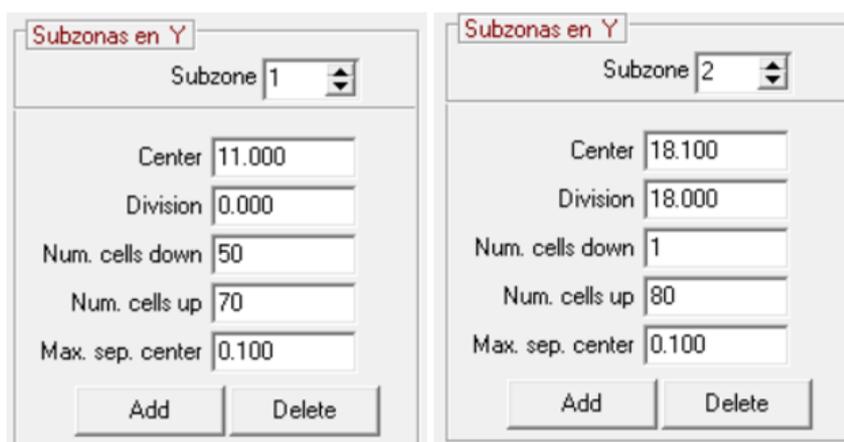


Ilustración 3-74. Configuración de malla en subzonas en Y Alternativa 2.

En cuanto a la calidad de la malla se verifica que las líneas no sean de color rojo. En los gráficos (ver ilustración 3-75), se puede observar que al reducir la máxima separación del centro de celdas de 0.25, como en el Alternativa control, a 0.10, las líneas curvas en el sentido en X y Y se acercan más entre sí.

Este ajuste indica que las celdas se han hecho más pequeñas en la zona de interés, mejorando la resolución del mallado y permitiendo una representación más precisa de la geometría compleja de las cuñas triangulares. Esta modificación es importante verificarla para capturar con mayor detalle las interacciones entre el oleaje y la estructura del muro, asegurando así resultados más fiables en la simulación.

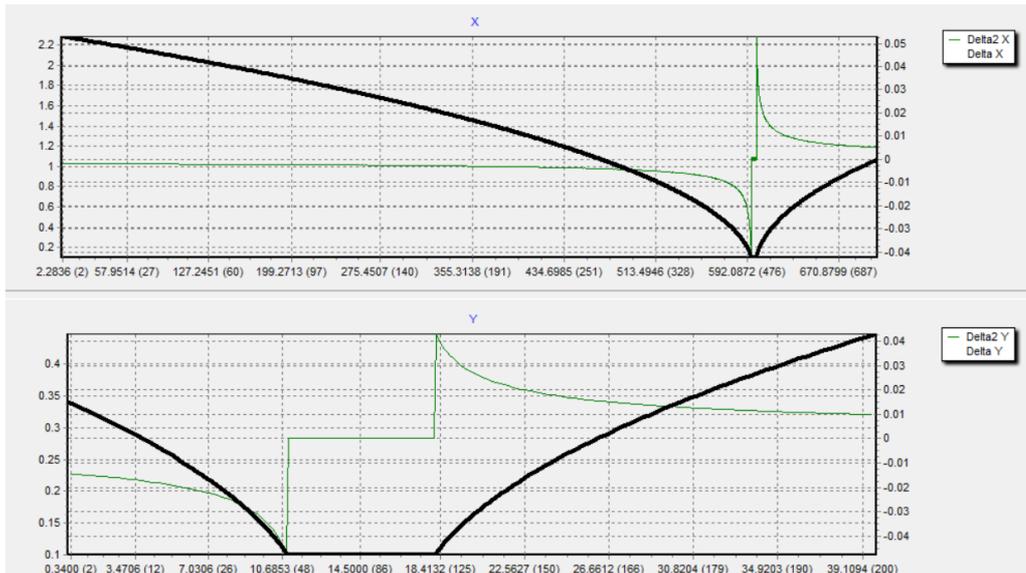


Ilustración 3-75. Verificación de la Calidad de Malla Alternativa 2.

La ilustración a continuación muestra la nueva configuración de la malla que se adapta a la geometría del Alternativa 2. Se puede observar una mayor densidad de color en la zona de la cara vertical del muro, lo que indica una mayor concentración de celdas en esa área específica. Esta configuración consta de un total de 722 celdas en el eje X y 202 celdas en el eje Y, lo que resulta en un total de 145,844 celdas en todo el dominio. Esta densificación permite un modelado más preciso de la interacción entre el oleaje y la estructura del muro, especialmente en áreas de interés crítico.

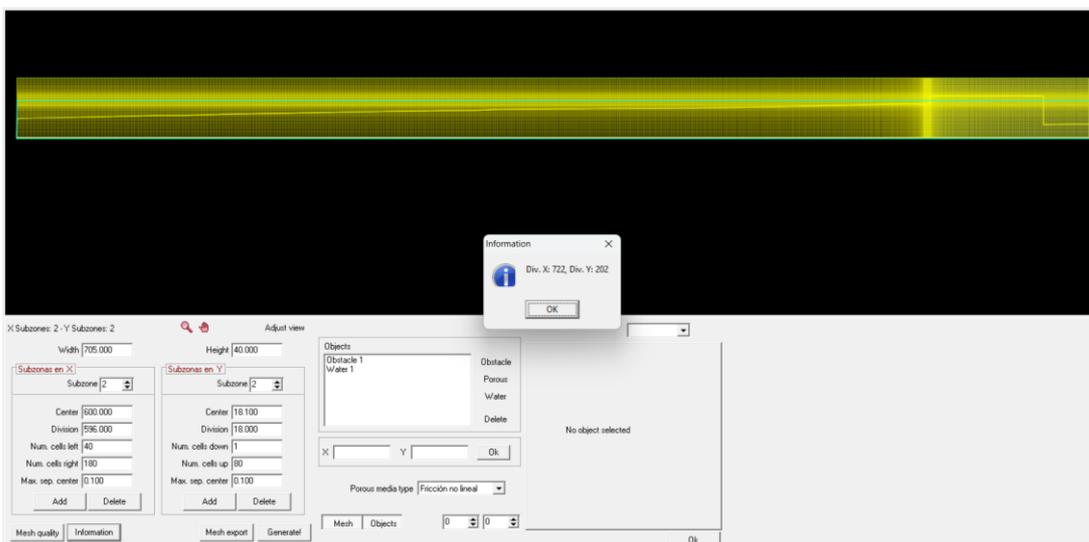


Ilustración 3-76. Configuración de malla para Alternativa 2: Muro Vertical con Paneles de Cuñas Triangulares.

### 3.7.3.3 Ejecución en el IH2VOF

De manera similar al Alternativa 1, en el modelo IH2VOF se ha montado esta nueva configuración utilizando la misma serie de oleaje (Ilustración 3-77), pala estática, sensores (Ilustración 3-79), área de run-up y de cálculo de presiones.

Se han mantenido los mismos parámetros para asegurar la consistencia en los resultados, solicitando también las mismas salidas de velocidades horizontales y presiones para poder realizar una comparación directa con el Alternativa anterior como se muestra en la ilustración 3-78.

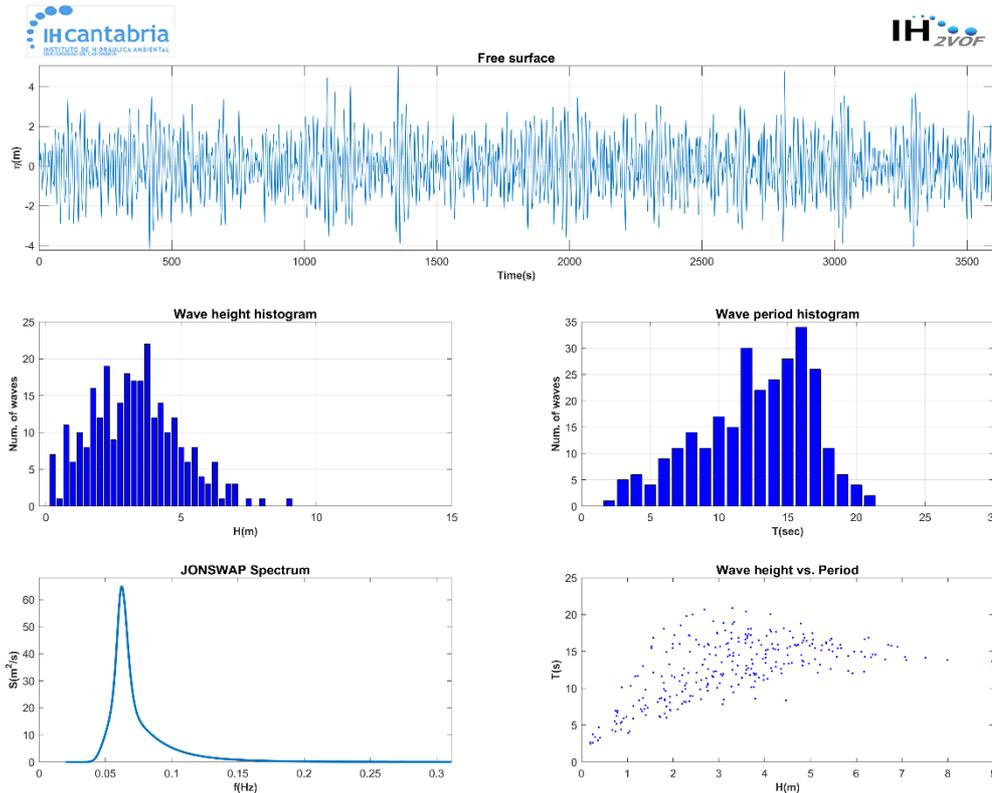


Ilustración 3-77. Serie de Oleaje Irregular Alternativa 2.

En este caso, se han colocado más sensores en comparación con los escenarios anteriores, con el objetivo de capturar de manera más detallada la interacción del oleaje con la nueva geometría del muro. Se instalaron cuatro sensores adicionales antes del muro, lo que permite monitorear cómo se comporta el oleaje a medida que se aproxima a la estructura. Además, se colocaron dos sensores en la parte del francobordo, ya que, al eliminar el botaolas existente y sustituirlo con las cuñas triangulares, es fundamental observar cómo cambia el comportamiento del rebase.

Para lograr una comparación coherente con el caso control, uno de los sensores fue posicionado en las mismas coordenadas donde previamente se encontraba el botaolas, permitiendo un análisis de cómo la nueva geometría triangular afecta la superficie libre del agua en ese punto específico. Por último, se colocó un sensor adicional justo después del botaolas, en la zona donde comienza el paseo marítimo o en la base del panel prefabricado, con el fin de evaluar el impacto del oleaje en esa transición.

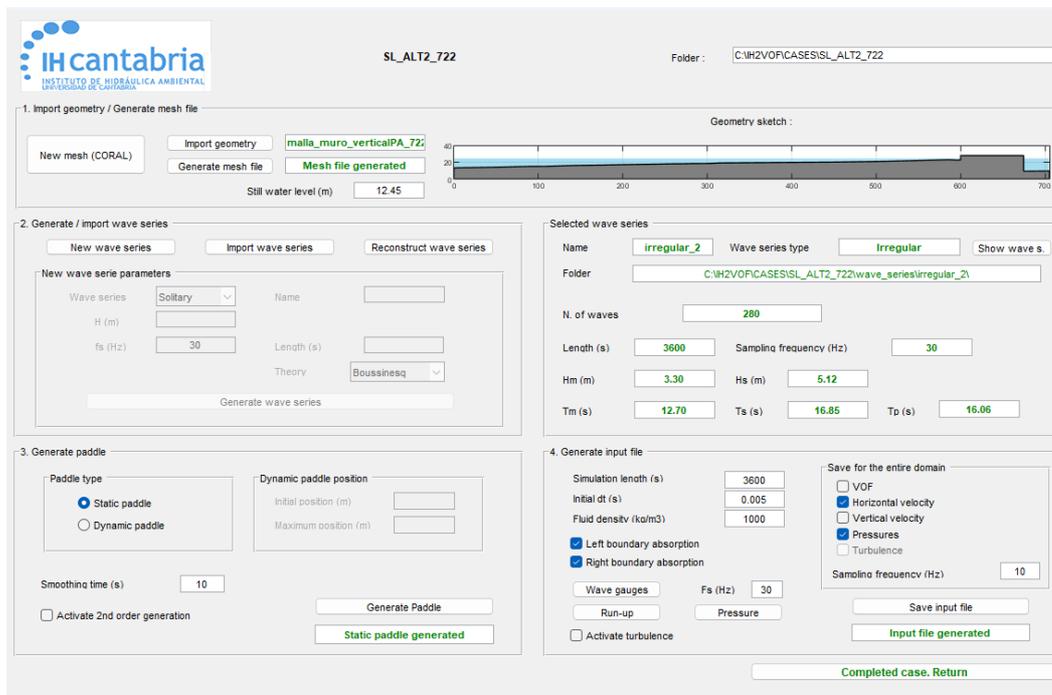


Ilustración 3-78. Menú de Pre procesado Para el Alternativa 2: Muro Vertical con Paneles de cuñas triangulares.

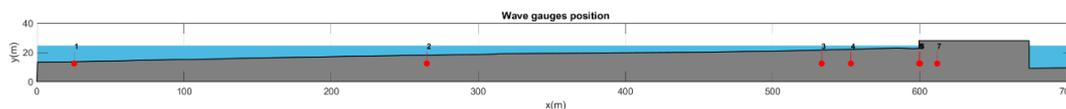


Ilustración 3-79. Ubicación de Sensores para Resultados el Alternativa 2: Muro Vertical con Paneles de cuñas triangulares.

Finalmente se guardó el Input File para poder ejecutar la simulación. (Ilustración 3-80).

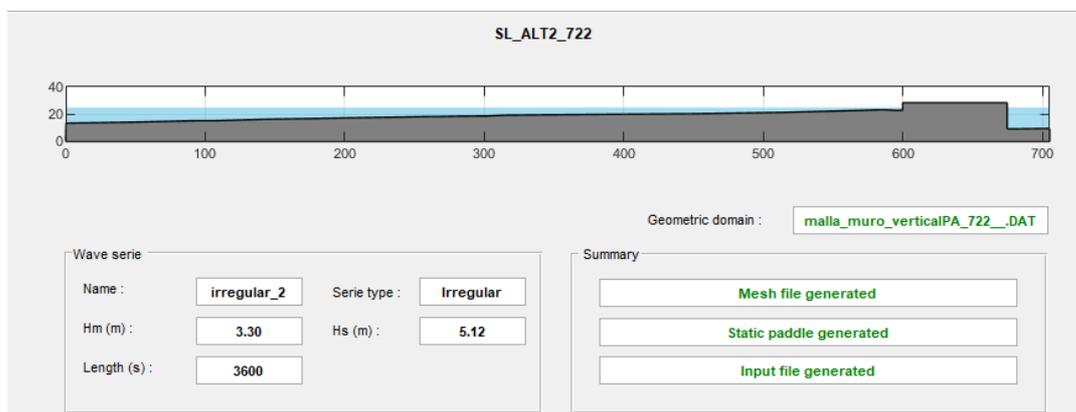


Ilustración 3-80. Montaje final del Alternativa 2: Muro Vertical con Paneles de cuñas triangulares.

### 3.7.4 Alternativa 3: Muro Curvo de Cuñas triangulares

Esta alternativa de diseño combina los principios fundamentales de las dos propuestas anteriores, aprovechando las ventajas de ambas para crear una solución híbrida y efectiva frente al rebase del oleaje en estructuras costeras. Tomando como base las dimensiones y la geometría del muro curvo planteado en la Alternativa 1, se propone un diseño que incorpora características de las cuñas triangulares utilizadas en la Alternativa 2. Esta combinación busca maximizar la capacidad de disipación de energía del oleaje mediante una doble estrategia: la deflexión y redirección del flujo de agua a través del muro curvo y la dispersión adicional de energía gracias a los obstáculos creados por las cuñas.

En este diseño, el muro curvo actúa como un gran botaolas, devolviendo el oleaje al mar y reduciendo el volumen de agua que podría sobrepasar la estructura. Simultáneamente, las cuñas triangulares, colocadas a lo largo de la superficie del muro, funcionan como elementos disipadores de energía. Estas cuñas no solo ayudan a romper la fuerza del oleaje al incrementar la turbulencia y la fricción, sino que también canalizan el agua a través de sus hendiduras, aumentando la complejidad del flujo y minimizando el impacto directo sobre la estructura.

La fusión de estas dos metodologías promete ofrecer un enfoque efectivo para la gestión del rebase.

#### 3.7.4.1 *Modificación del Perfil*

Se comenzó ajustando la curvatura del muro en el perfil topo-batimétrico, utilizando las mismas dimensiones y radios definidos en la Alternativa 1. Posteriormente, se añadieron cuñas triangulares a lo largo de la superficie del muro curvo, diseñando secciones transversales que reflejan la disposición exacta de estas cuñas sobre el perfil modificado. Además, en concordancia con las estrategias de diseño previamente establecidas, se decidió mantener el francobordo original, dado que el enfoque no es incrementarlo a menos que las condiciones lo requieran de manera imperativa.

La siguiente ilustración muestra la modificación del perfil final:

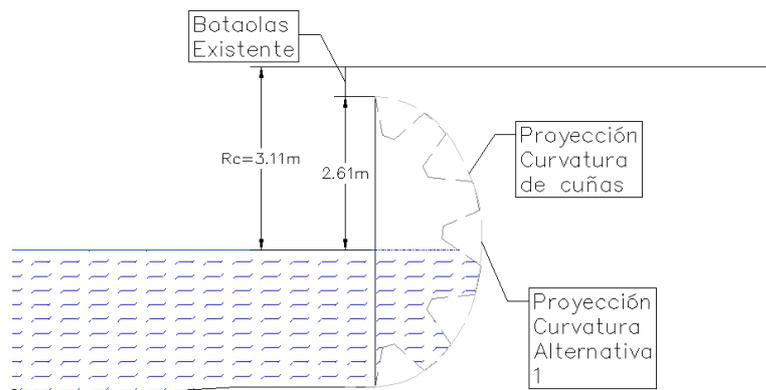


Ilustración 3-81. Geometría Propuesta Alternativa 3: Muro curvo con cuñas triangulares.

### 3.7.4.2 Malla y Dominio Numérico

Siguiendo la lógica observada en la alternativa 2, donde la malla del caso control no se adaptaba correctamente a la nueva geometría del muro, se intuyó que un comportamiento similar ocurriría en el Alternativa 3, lo cual fue confirmado tras las pruebas iniciales. Luego de modificar el perfil topo-batimétrico e insertar la geometría en la malla original del caso control, se pudo comprobar que, como era de esperarse, esta no se ajustaba de manera adecuada a las nuevas formas, tal como se muestra en la ilustración.

Ante esta situación, se decidió experimentar si la malla ajustada aplicada en el Alternativa 2 se adaptaba correctamente a la nueva geometría propuesta en el Alternativa 3. Como se puede observar en la ilustración 3-82 izquierda, esta malla capta con precisión las nuevas formas geométricas, lo que permite dar luz verde a la ejecución del modelo con la seguridad de que los resultados obtenidos serán fiables.

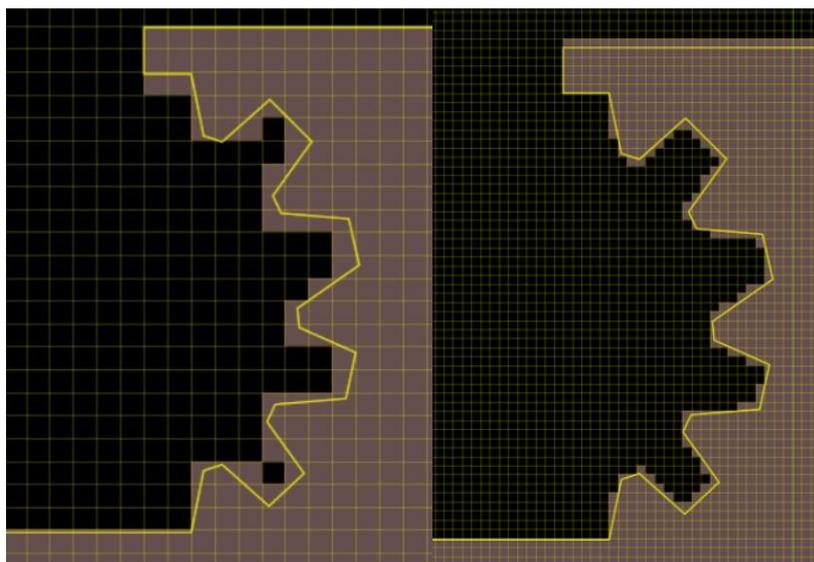
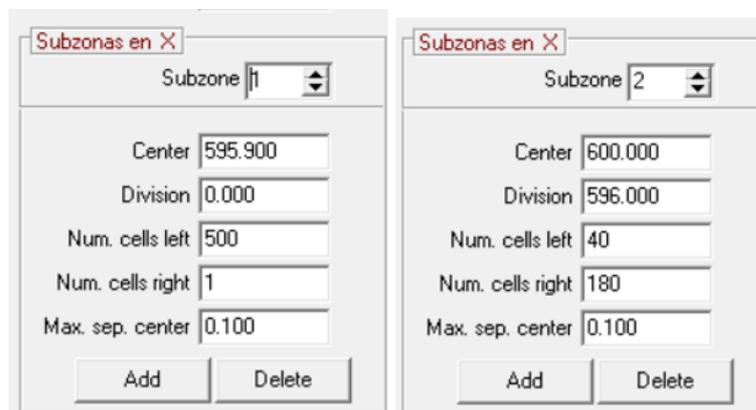


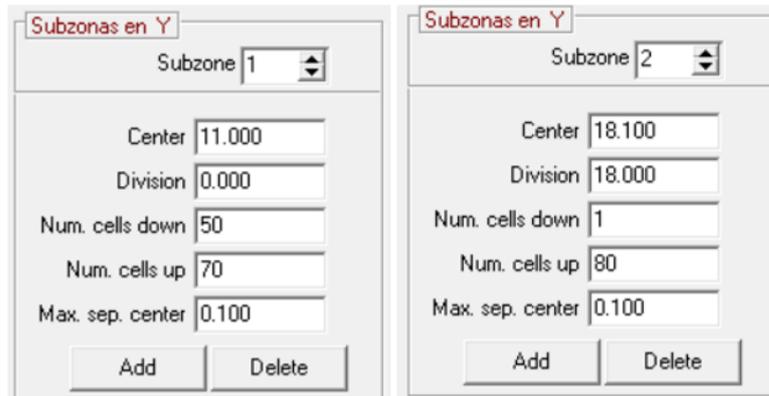
Ilustración 3-82. Ajuste del Mallado para Adaptarse a la Geometría de Curvatura con Cuñas Triangulares.

Quedando así, la malla aplicada en el Alternativa 3 conserva las mismas características que la ajustada en el Alternativa 2. Esto implica mantener la configuración de subzonas en X y Y con sus respectivos centros y divisiones, asegurando celdas más pequeñas en las áreas de mayor interés, donde se captura la interacción del oleaje con las hendiduras del muro (Ilustración 3-83, 3-84). Así, se garantiza que la precisión alcanzada en la malla de la alternativa anterior también se refleja en esta nueva geometría, optimizando la representación del fenómeno.



Subzone	Center	Division	Num. cells left	Num. cells right	Max. sep. center
1	595.900	0.000	500	1	0.100
2	600.000	596.000	40	180	0.100

Ilustración 3-83. Configuración de malla en subzonas en X Alternativa 3.



Subzone	Center	Division	Num. cells down	Num. cells up	Max. sep. center
1	11.000	0.000	50	70	0.100
2	18.100	18.000	1	80	0.100

Ilustración 3-84. Configuración de malla en subzonas en Y Alternativa 3.

Así mismo, los gráficos de la calidad del mallado se mantienen, ya que no se ha hecho ninguna configuración con el número de celdas como se muestra en la ilustración 3-85.

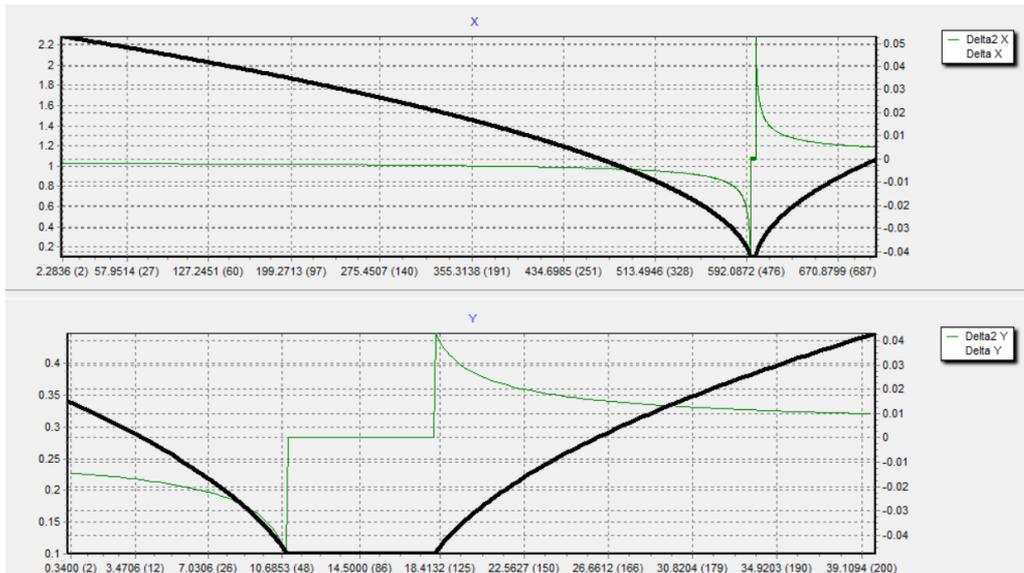


Ilustración 3-85. Verificación de la Calidad de Malla Alternativa 3.

La siguiente ilustración muestra el montaje final de la geometría para el Alternativa 3, junto con la información del número total de celdas utilizadas, que corresponde a la misma malla optimizada en el Alternativa 2.

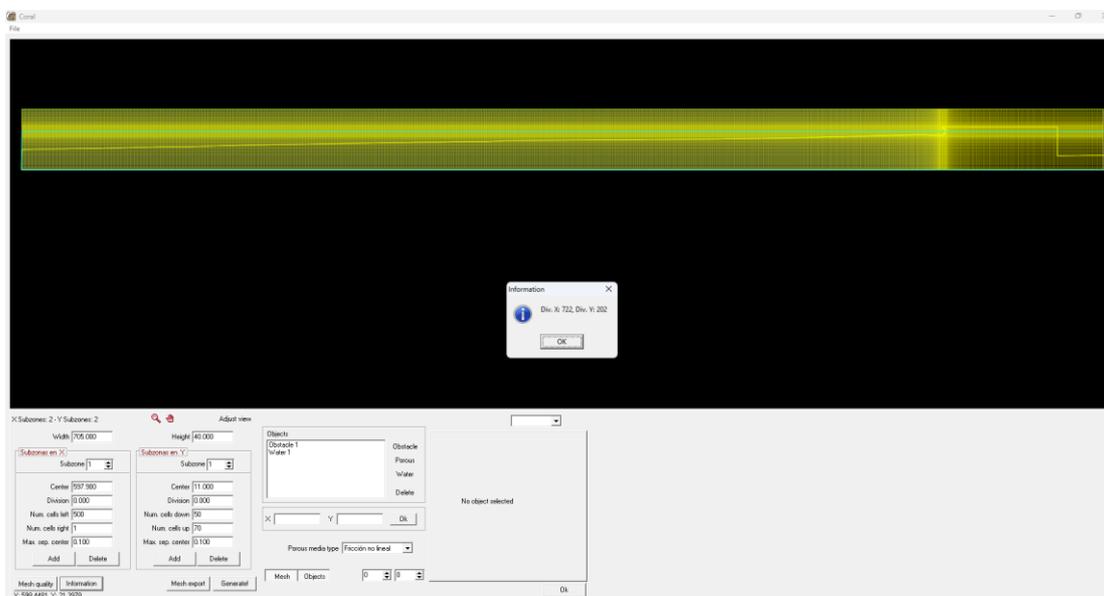


Ilustración 3-86. Configuración de malla para Alternativa 3: Muro Curvo de Cuñas Triangulares.

### 3.7.4.3 Ejecución en el IH2VOF

Siguiendo el mismo mecanismo y los pasos utilizados en los Alternativas control, Alternativa 1 y Alternativa 2, en el modelo IH2VOF del Alternativa 3 se ha montado la nueva configuración utilizando la misma serie de oleaje (ver ilustración 3-87), pala estática, sensores (ver ilustración 3-88), así como las áreas de run-up y cálculo de presiones. Los parámetros se han mantenido consistentes para asegurar la coherencia en los resultados y permitir una comparación directa con los Alternativas anteriores, tal como se muestra en la

ilustración 3-89.

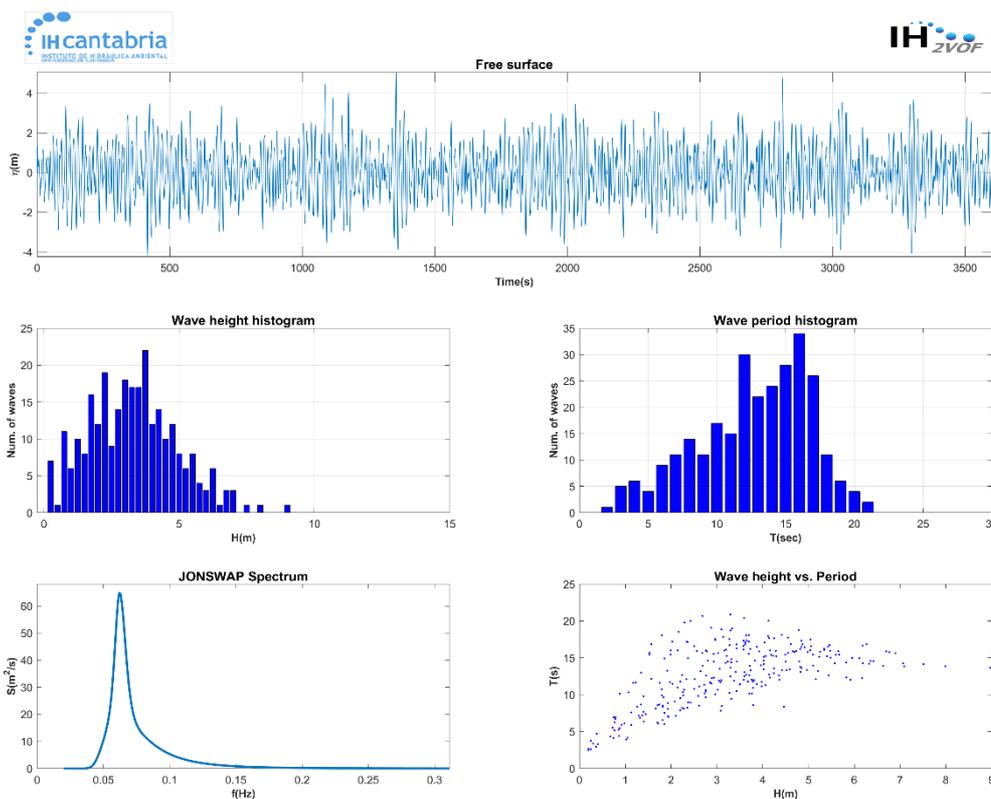


Ilustración 3-87. Serie de Oleaje Irregular Alternativa 3.

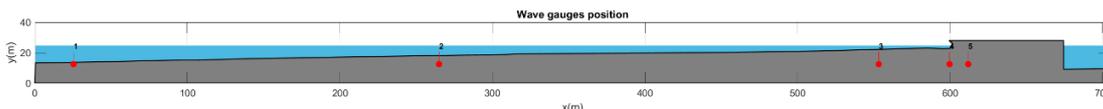


Ilustración 3-88. Ubicación de Sensores para Resultados el Alternativa 2: Muro Vertical con Paneles de cuñas triangulares

The screenshot shows the 'IH-ZVCF Preprocessing' software interface. It includes sections for:
 

- 1. Import geometry / Generate mesh file:** Options for 'New mesh (COBAL)', 'Import geometry', and 'Generate mesh file'. A 'Geometry sketch' window shows a cross-section of a curved wall.
- 2. Generate / Import wave series:** Parameters for 'New wave series' (Solitary, Name, H, T, Length, Theory) and 'Selected wave series' (Name: Irregular\_2, Wave series type: Irregular, N. of waves: 200, Length: 3000, Hm: 3.30, Hs: 5.12, Tm: 12.70, Ts: 16.85, Tp: 16.06).
- 3. Generate paddle:** Options for 'Paddle type' (Static paddle selected) and 'Dynamic paddle position' (Initial position, Maximum position). A 'Smoothing time' of 10 is set.
- 4. Generate input file:** Simulation parameters (Simulation length: 3000, Initial  $\eta$ : 0.005, Fluid density: 1000) and boundary conditions (Left/Right boundary absorption, Wave gauges, Run-up, Pressure, Activate turbulence). A 'Save for the entire domain' section includes 'VDF', 'Horizontal velocity', 'Vertical velocity', 'Pressures', and 'Turbulence'.

Ilustración 3-89. Menú de Pre procesado Para el Alternativa 3: Muro Curvo de Cuñas Triangulares.

Finalmente se guardó el Input File para poder ejecutar la simulación (Ilustración 3-90).

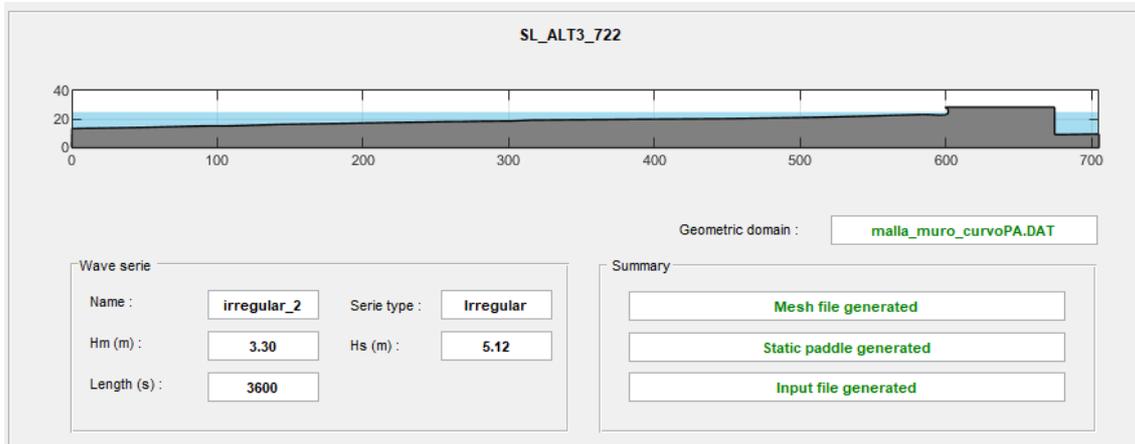


Ilustración 3-90. Montaje final del Alternativa 3: Muro Curvo de Cuñas Triangulares.

# **CAPÍTULO 4. RESULTADOS Y ANÁLISIS**

## 4. RESULTADOS Y ANÁLISIS

Recapitulando lo desarrollado hasta este punto, en el Capítulo 3, apartado 3.6.4, se presentaron los resultados del caso control junto con la validación del modelo. Esta validación permitió comprobar que el modelo reproduce de manera precisa los resultados, al compararlos con las formulaciones empíricas para el cálculo de las fuerzas ejercidas sobre un dique vertical. Esta coincidencia entre los resultados brinda la confianza de que el modelo se comporta de forma adecuada y realista bajo las condiciones planteadas.

A partir de esta base, se han ejecutado en el modelo los Alternativas mencionados anteriormente, con los correspondientes ajustes en las mallas para asegurar que el oleaje interactúe correctamente con las geometrías propuestas. En este capítulo, se presentan los resultados de estas simulaciones, que se compararán con los obtenidos en el caso control para evaluar el comportamiento de las nuevas geometrías. Se observa si logran reducir el rebase y las presiones ejercidas sobre la estructura, lo que permite extraer conclusiones sobre la efectividad y viabilidad de las soluciones planteadas.

### 4.1 RESULTADOS ALTERNATIVA 1: MURO CURVO

#### 4.1.1 Superficie Libre ( $\eta$ )

Los gráficos (Ilustración 4-1) correspondientes al caso 1 muestran los niveles de la superficie libre del agua registrados en cada sensor a lo largo del tiempo. Al igual que en el caso control, se observa una variabilidad significativa en los datos, lo que refleja cómo el oleaje interactúa de manera dinámica con la nueva geometría del muro curvo. En particular, el sensor No. 5, ubicado en la parte superior del muro, sigue registrando valores cercanos a cero, lo que indica que el rebase ha sido mínimo en esta área. Estos datos sugieren que, aunque el agua sigue superando el muro, la geometría curva ha influido en la reducción del volumen de rebase.

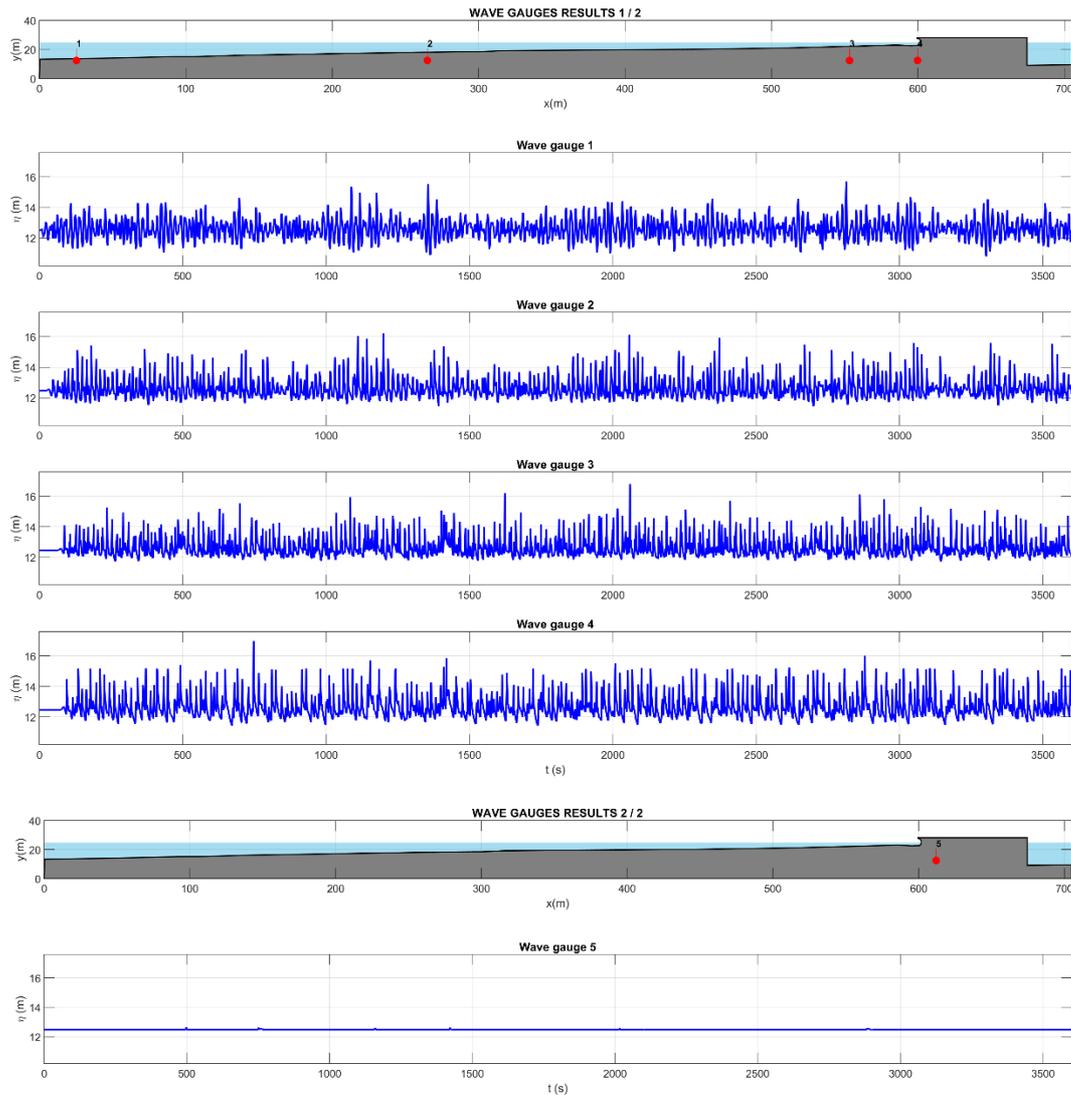


Ilustración 4-1. Serie temporal de Superficie Libre ( $\eta$ ) en cada sensor Alternativa 1.

### 4.1.2 Espectro

Los gráficos de la (Ilustración 4-2) muestran picos significativos en la densidad espectral de energía en frecuencias bajas, alrededor de 0.10 Hz, lo que indica que la mayor parte de la energía del oleaje en el caso 1 se concentra en ondas de baja frecuencia, típico en condiciones de oleaje con períodos largos. Este comportamiento es especialmente notable en los sensores 1 y 2, donde los picos son más pronunciados. En los sensores 3 y 4, los picos se observan menos acentuados, lo que sugiere que, a medida que el oleaje avanza por el dominio y encuentra las modificaciones en la batimetría y la geometría del muro curvo, la energía de las ondas de baja frecuencia comienza a disiparse de manera más gradual. Esto es coherente con la interacción esperada entre el oleaje y la nueva configuración geométrica del muro.

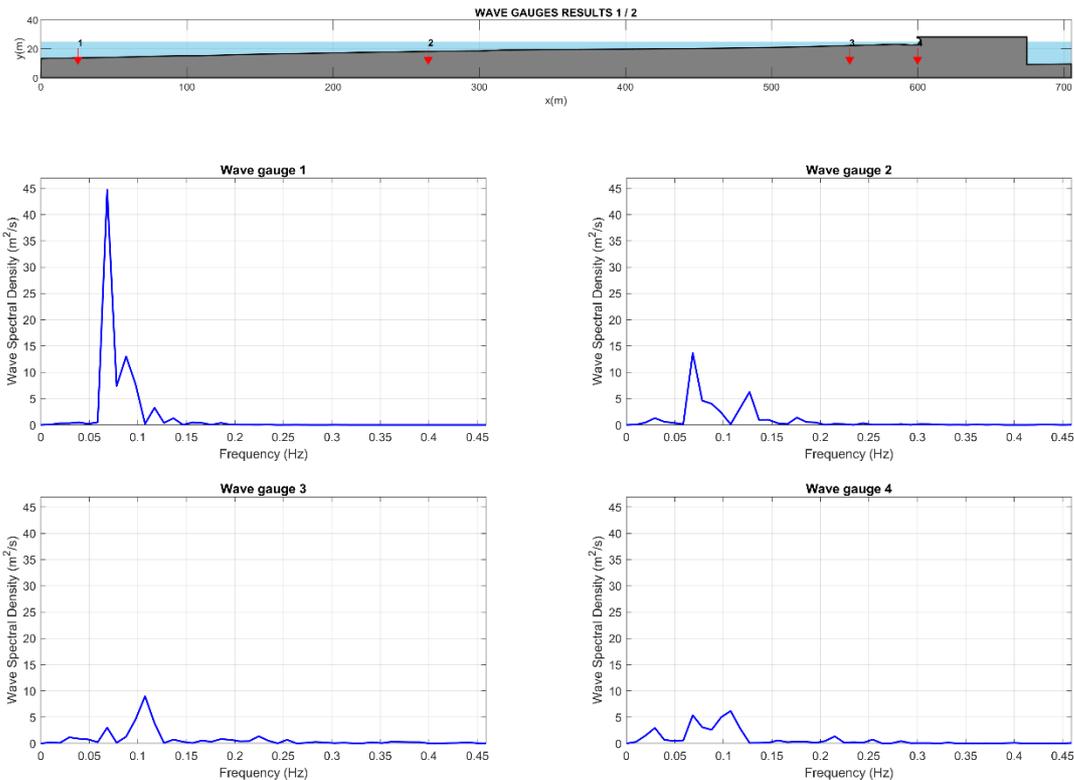


Ilustración 4-2. Resultados de Espectro en los sensores Alternativa 1.

### 4.1.3 Análisis de Rebase (Overtopping). Caso control vs. Alternativa 1

En la siguiente ilustración, correspondiente al caso 1, se observa la evolución temporal del run-up, que representa la altura máxima alcanzada por las olas al impactar la estructura modificada. El histograma muestra que la mayoría de los eventos de run-up se concentran alrededor de los 0.3 m, lo que indica una reducción significativa en comparación con el caso control. La función de distribución acumulada refleja que hay una probabilidad acumulada del 100% de que el run-up no supere los 0.74 m, con un valor medio de 0.31 m.

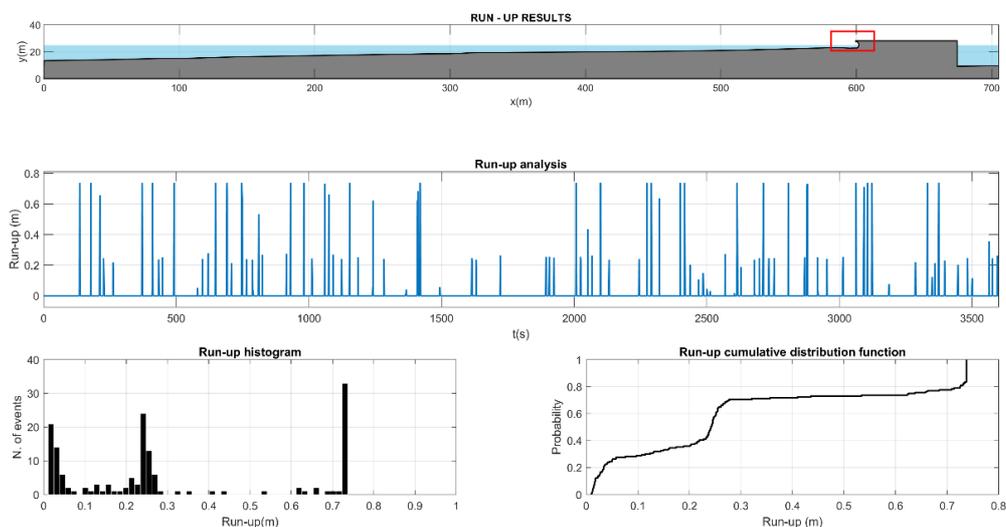
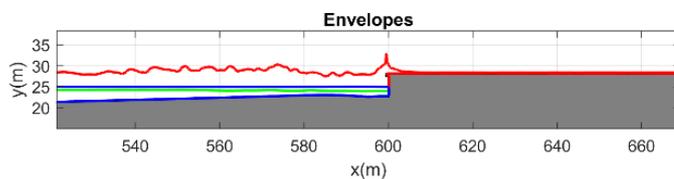


Ilustración 4-3. Resultados de Run-Up Alternativa 1.

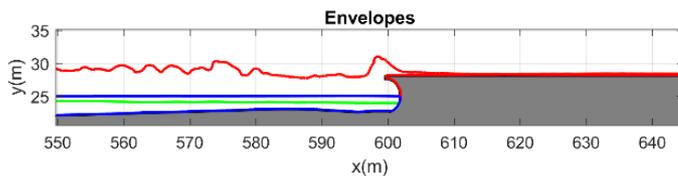
La comparación entre las envolventes de run-up del caso control y la alternativa 1, como se muestra en las ilustraciones 4-4 y 4-5, revela los primeros resultados positivos esperados. En el caso control, se observa un run-up medio de 0.52 m, mientras que en la alternativa 1 se reduce a 0.31 m, confirmando una disminución significativa en la altura alcanzada por las olas. Aunque ambos casos presentan un run-up máximo similar de 0.74 m, la diferencia en los valores medios indica que la geometría curva implementada en la alternativa 1 es efectiva.



Results report:

Mean Run-up = 0.52 m  
 Max Run-up = 0.74 m  
 Run-up 2% = 0.74 m

Ilustración 4-4. Envoltura máxima, media y mínima de Run Up Caso Control.

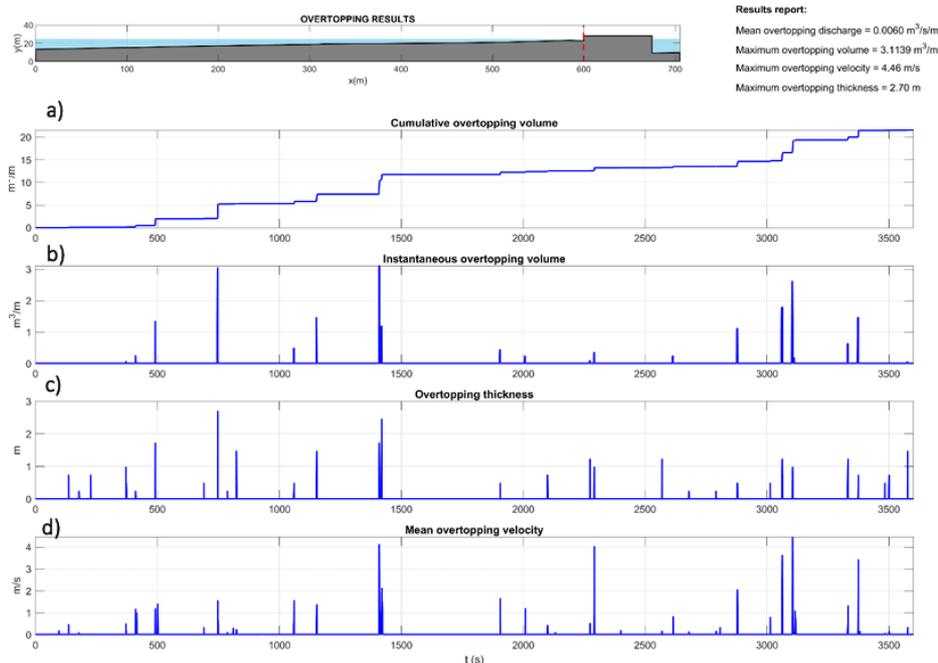


Results report:

Mean Run-up = 0.31 m  
 Max Run-up = 0.74 m  
 Run-up 2% = 0.74 m

Ilustración 4-5. Envoltura máxima, media y mínima de Run Up Alternativa 1.

Los resultados de la simulación en el sensor sobre el botaolas fueron muy satisfactorios ya que se encuentran dentro del orden de magnitud esperado y muestran lo siguiente:



Results report:  
 Mean overtopping discharge = 0.0060 m³/s/m  
 Maximum overtopping volume = 3.1139 m³/m  
 Maximum overtopping velocity = 4.46 m/s  
 Maximum overtopping thickness = 2.70 m

Ilustración 4-6. Resultados de Overtopping Caso Control.

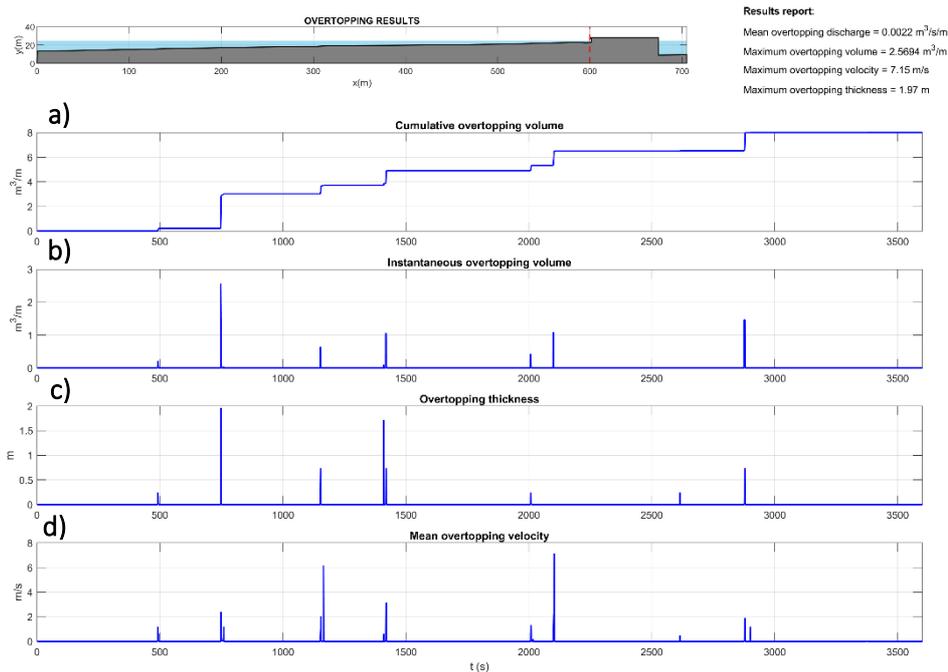


Ilustración 4-7. Resultados de Overtopping Alternativa 1.

Para la alternativa 1, los resultados obtenidos muestran una notable reducción en los valores de caudal de rebase en comparación con el caso control. En particular, el caudal medio de rebase disminuyó a 0.0022 m<sup>3</sup>/s/m, lo que equivale a 2.2 L/s/m. Este valor es considerablemente menor que los 6 L/s/m registrados en el caso control, lo que sugiere que la geometría curvada del muro ha sido efectiva en reducir el volumen de agua que sobrepasa la estructura

En cuanto al volumen acumulado de rebase (Ilustración 4-7 a), la alternativa 1 alcanza un valor máximo de aproximadamente 8 m<sup>3</sup>/m, que es sustancialmente inferior a los 20 m<sup>3</sup>/m del caso control (Ilustración 4-6 a). Por lo que el muro contribuye a disminuir la cantidad total de agua que sobrepasa el muro a lo largo del tiempo simulado. Se puede observar alrededor de los 1500 segundos la diferencia entre los resultados del caso control y la alternativa 1.

Por su parte, el volumen instantáneo de rebase (Ilustración 4-6 b) alcanza un máximo de 3.1139 m<sup>3</sup>/m para el caso control, Asimismo, el volumen instantáneo de rebase en la alternativa 1, que registra un pico de 2.5694 m<sup>3</sup>/m (Ilustración 4-7 b), siendo este menor como se esperaba.

El espesor del rebase máximo también se ha visto reducido, con un valor de 1.97 m (Ilustración 4-7 c) en comparación con los casi 3 m del caso control (ilustración 4-6 c), lo que indica que los eventos de rebase son menos intensos en esta alternativa.

Por último, la velocidad máxima del rebase es de 7.15 m/s (ilustración 4-7 d), ligeramente mayor que en el caso control (ilustración 4-6 d), aunque la media

se mantiene en torno a 1 m/s. Este comportamiento sugiere que, si bien en ciertos momentos el rebase puede ser más rápido, la reducción en el volumen y espesor del flujo disminuye el impacto general sobre la estructura.

Una posible explicación para el aumento en la velocidad del flujo sobre un muro curvo se puede basar en la interacción dinámica entre el oleaje y la geometría de la estructura. Al enfrentar una superficie curvada, el flujo del agua se dirige y acelera debido a la forma del muro, ya que la curvatura actúa como un canal que guía y concentra el movimiento del agua. Este efecto de canalización puede aumentar la velocidad máxima del rebase al reducir la dispersión lateral del flujo, concentrando la energía del oleaje en una trayectoria más directa y focalizada. Además, la forma curva genera una mayor aceleración del flujo a medida que el agua se desliza a lo largo de la superficie, especialmente si la curvatura está diseñada para devolver parte del flujo hacia el mar.

#### **4.1.4 Análisis de Presiones Caso control vs. Alternativa 1.**

Al comparar los resultados del caso control (Ilustración 4-8) con los de la alternativa 1 (Ilustración 4-9), se identifican diferencias importantes en cuanto a las fuerzas dinámicas y la distribución de presiones ejercidas sobre el muro. En primer lugar, las fuerzas horizontales muestran un incremento significativo en la alternativa 1. Mientras que en el caso control se registró una fuerza máxima de 122.53 kN/m, en la alternativa 1 este valor se eleva a 289.71 kN/m. Este notable aumento puede atribuirse a la geometría curvada del muro, la cual altera la forma en que el oleaje impacta y se distribuye a lo largo de la estructura. El diseño curvo tiende a concentrar más energía en ciertos puntos del muro, generando fuerzas horizontales de mayor magnitud.

En cuanto a las fuerzas verticales, se observa una tendencia similar. En el caso control, la fuerza vertical máxima fue de 7.31 kN/m, mientras que en la alternativa 1 se incrementa drásticamente hasta 144.51 kN/m. Este incremento sugiere que la curvatura del muro no solo afecta la dirección horizontal, sino también la vertical, probablemente dirigiendo una mayor parte de la energía del oleaje hacia arriba. Esto se traduce en una mayor acción vertical del agua sobre el muro, lo que requiere considerar mayores refuerzos estructurales.

Por otro lado, los momentos debidos a las fuerzas horizontales y verticales también presentan diferencias importantes entre ambos casos. En el caso control, el momento horizontal alcanzó 285.93 kN<sup>2</sup>/m, mientras que el vertical fue de 0.77 kN<sup>2</sup>/m. En la alternativa 1, ambos valores aumentan considerablemente, registrándose un momento horizontal de 704.63 kN<sup>2</sup>/m y

un momento vertical de 149.26 kN<sup>2</sup>/m. Este comportamiento refuerza la idea de que la forma curvada del muro no solo incrementa las fuerzas, sino que también acumula mayor cantidad de energía, lo que resulta en momentos más elevados y, por ende, en una demanda estructural superior.

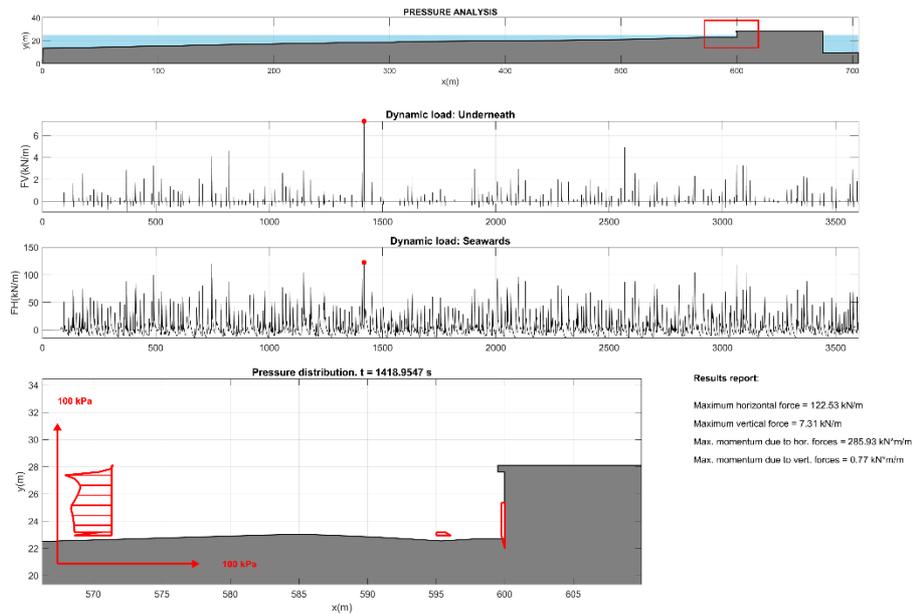


Ilustración 4-8. Resultados de Distribución de Presiones y Fuerzas Ejercidas sobre el muro del Caso Control.

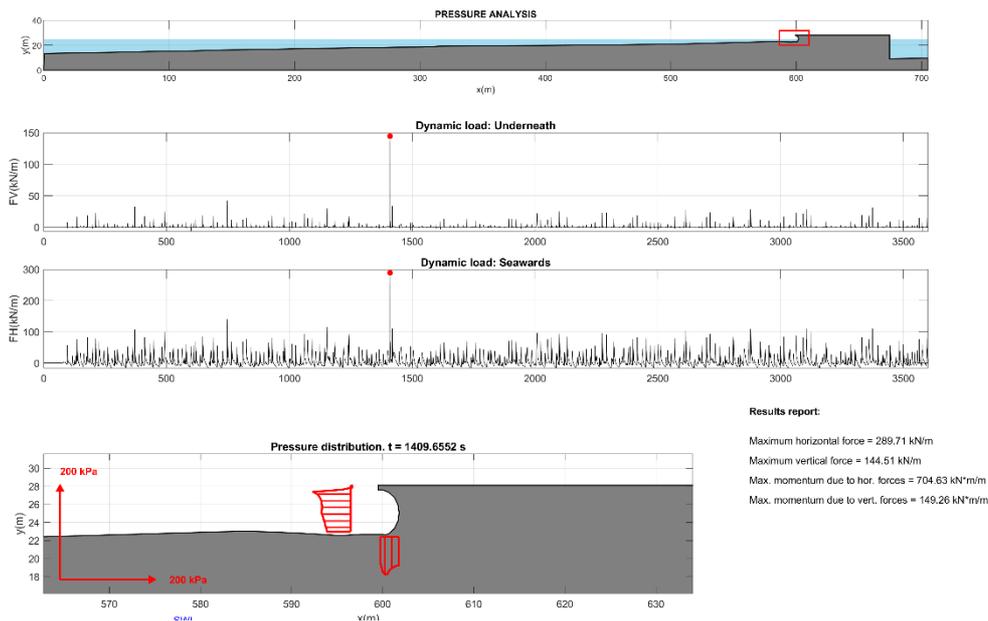


Ilustración 4-9. Resultados de Distribución de Presiones y Fuerzas Ejercidas sobre el muro del Alternativa 1.

#### 4.1.5 DrawFast Caso control vs. Alternativa 1

La última parte del post-procesamiento es la visualización de las variables guardadas en todo el dominio usando la herramienta de post-procesamiento Drawfast. Este visor permite ver a lo largo del intervalo de tiempo deseado el

paso temporal en el cual se guardan las variables, permitiendo reproducir los resultados con controles de reproducción y pausa, o enfocarse en un momento específico para obtener la representación deseada del área de interés. Las Ilustraciones 4-10 y 4-11 muestran los resultados para todas las variables disponibles: velocidad horizontal, velocidad vertical, función VOF, y la intensidad de turbulencia para el caso control y la alternativa 1.

Debido al considerable espacio de almacenamiento requerido para los resultados de todas las variables, es importante optimizar la selección de los parámetros a analizar. En este sentido, en la fase de pre-proceso del modelo, se decidió priorizar únicamente los resultados correspondientes a Velocidades Horizontales y Presiones. Esta decisión permite concentrarse en las variables más relevantes para evaluar el comportamiento del muro bajo las diferentes configuraciones geométricas, sin sobrecargar el sistema con datos innecesarios que no aportan directamente al análisis del rebase y la estabilidad estructural.

En la siguiente ilustración, se presentan imágenes de la interfaz de Drawfast correspondientes al instante de tiempo cercano a los 1500 segundos, tanto para el caso control como para la primera alternativa. Este es el momento en el que se observa un pico de energía significativo en el rebase que es nuestra variable de mayor interés.

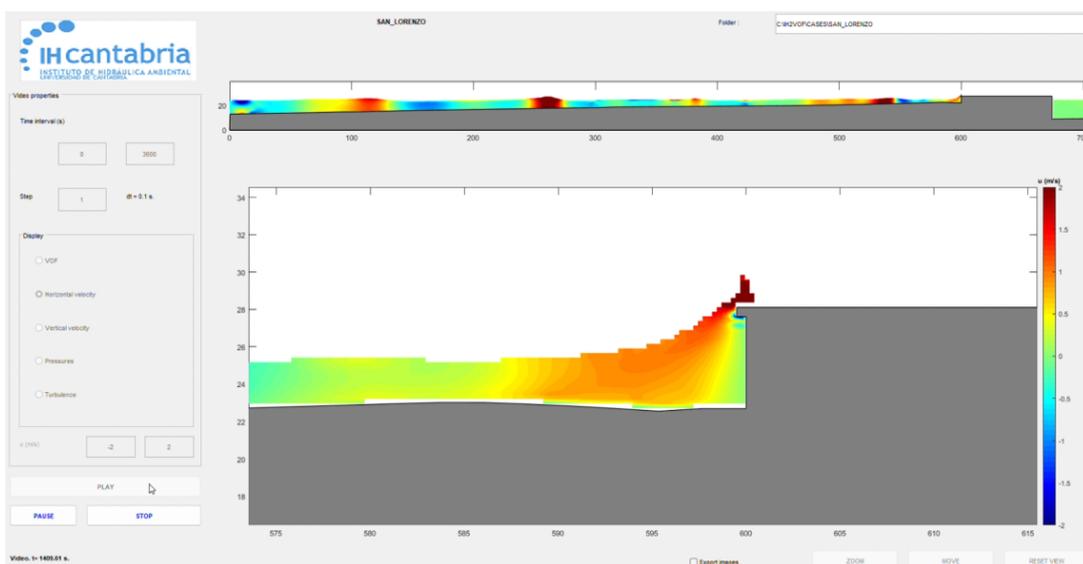


Ilustración 4-10. DrawFast Caso control  $t=1409.61s$ .

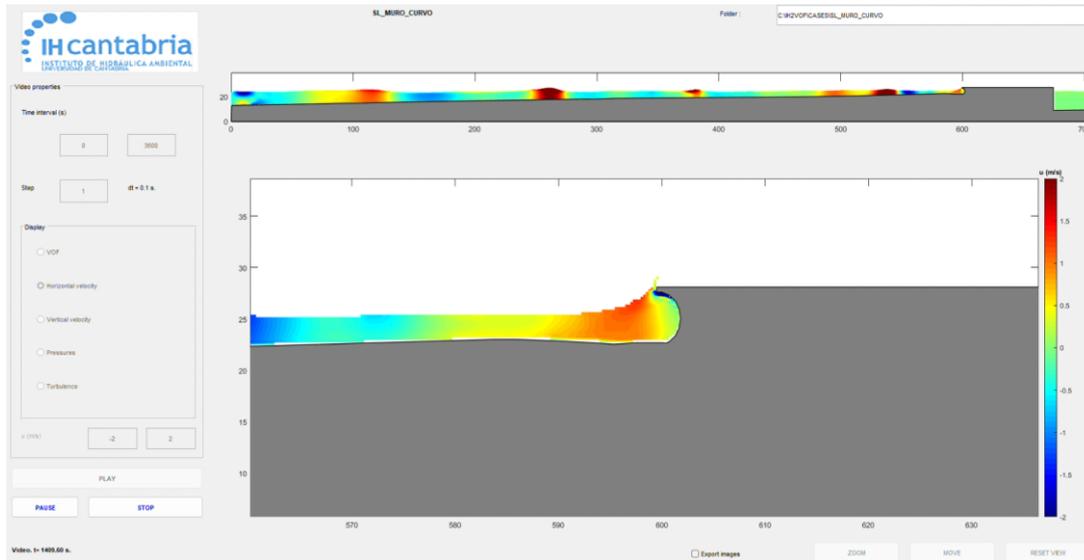


Ilustración 4-11. DrawFast Alternativa 1  $t=1409.61s$ .

Se revela una disminución significativa del rebase en la primera alternativa en comparación con el caso control. En el caso control, se observa un rebase más pronunciado, con una mayor cantidad de agua superando el muro y propagándose tierra adentro y altas velocidades. Por el contrario, en la alternativa con la geometría curvada, la cantidad de agua que rebasa la estructura es notablemente menor, lo que indica una mejor capacidad de disipación de energía del oleaje. Esto confirma que el diseño curvo propuesto para el muro logra reducir efectivamente el volumen de rebase, validando su potencial para mejorar la protección costera en condiciones de oleaje extremo.

## 4.2 RESULTADOS ALTERNATIVA 2: MURO VERTICAL CON PANELES DE CUÑAS TRIANGULARES

### 4.2.1 Superficie Libre ( $\eta$ )

Los gráficos (Ilustración 4-12) de la alternativa 2 muestran los niveles de la superficie libre registrados en cada sensor a lo largo del tiempo. Los sensores 6 y 7 no reflejan niveles relevantes, ya que están ubicados en el paseo marítimo, lejos de la influencia directa del oleaje. Los sensores clave son el 4 y el 5. El sensor 4 está posicionado donde antes se encontraba el botaolas en el caso control, pero en esta alternativa ha sido reemplazado por los paneles de cuñas triangulares, lo que afecta la dinámica del rebase. Por lo tanto, se decidió ubicar el sensor 5 en la coronación del muro, y esta muestra niveles muy bajos debido a la altura de su posición.

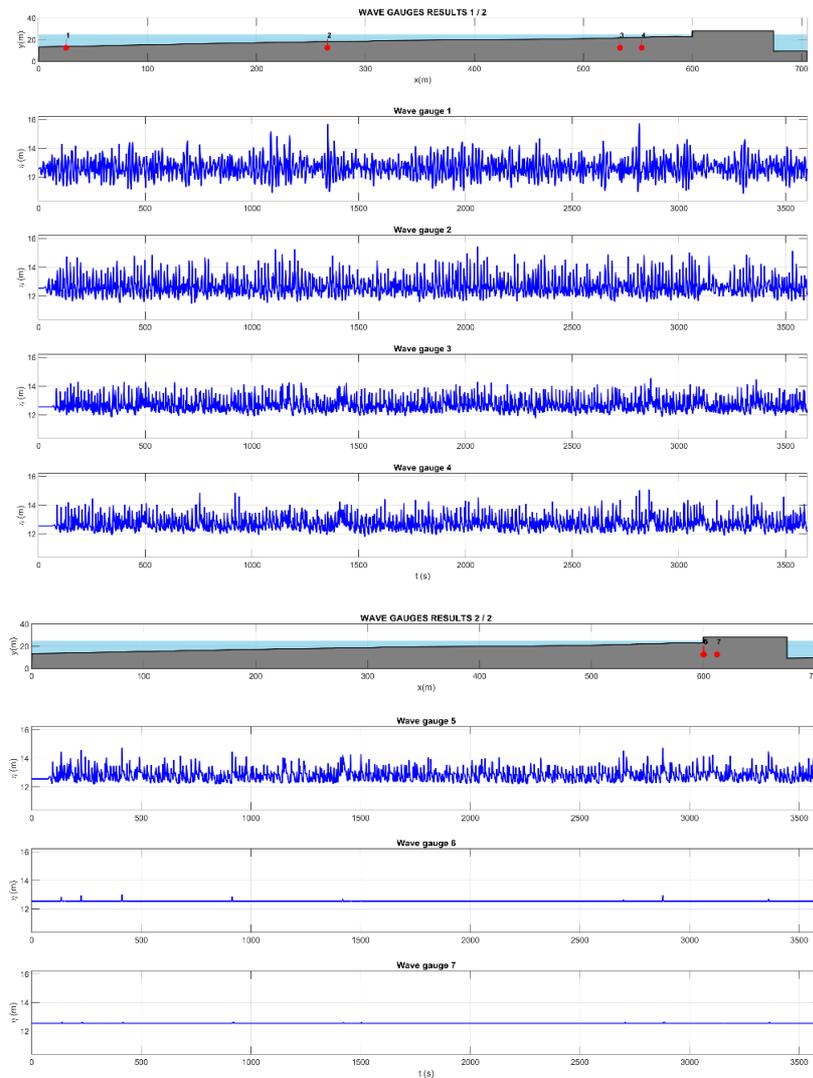


Ilustración 4-12. Serie temporal de Superficie Libre ( $\eta$ ) en cada sensor Alternativa 2.

#### 4.2.2 Espectro

Los gráficos de la (Ilustración 4-13) muestran picos pronunciados en la densidad espectral de energía en frecuencias bajas, cercanas a 0.1 Hz. Esto indica que la mayor parte de la energía del oleaje en el dominio se concentra en ondas de baja frecuencia, lo cual es típico de condiciones de oleaje con períodos más largos. En los sensores 1 y 2, estos picos son más destacados, lo que sugiere que el oleaje en estas zonas está dominado por ondas de mayor energía. Sin embargo, en los sensores 3 y 4, los picos son menos pronunciados, lo que indica que, a medida que el oleaje avanza por el dominio, la energía de las ondas de baja frecuencia se disipa gradualmente. Este comportamiento sugiere una interacción entre el oleaje y el cambio en la batimetría, lo que provoca una disminución en la intensidad de las ondas.

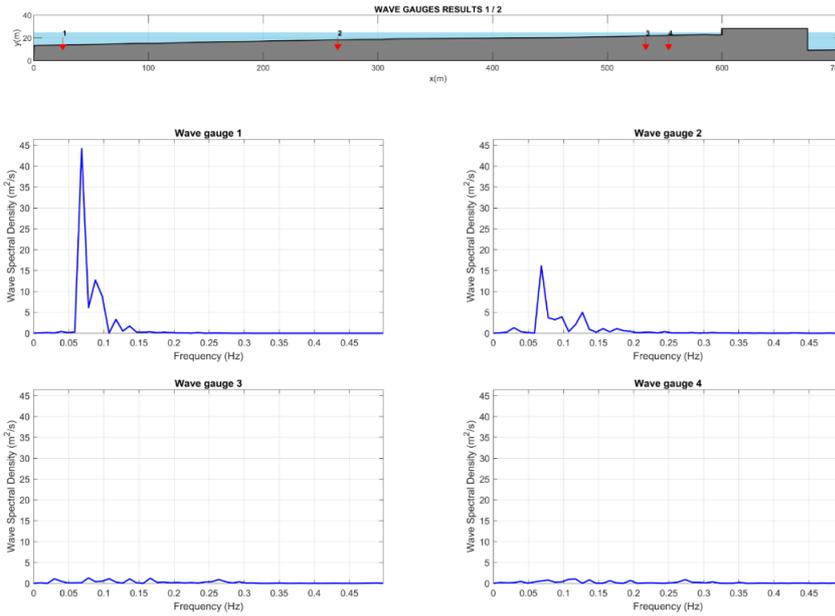


Ilustración 4-13. Resultados de Espectro en los sensores Alternativa 2.

### 4.2.3 Análisis de Rebase (Overtopping) Caso control vs. Alternativa 2

En la siguiente ilustración, correspondiente a la alternativa 2, se muestra la evolución temporal del run-up, que representa la altura máxima alcanzada por las olas al impactar la estructura. El histograma revela que la mayoría de los eventos de run-up se concentran alrededor de 1 m, con algunos eventos más altos, lo que refleja una mayor variabilidad en comparación con el caso control. La función de distribución acumulada indica que existe una probabilidad del 100% de que el run-up no supere los 2.9 m, con un valor medio de 0.98 m. Además, el valor del 2% del run-up alcanza los 2.61 m, destacando los eventos más extremos.

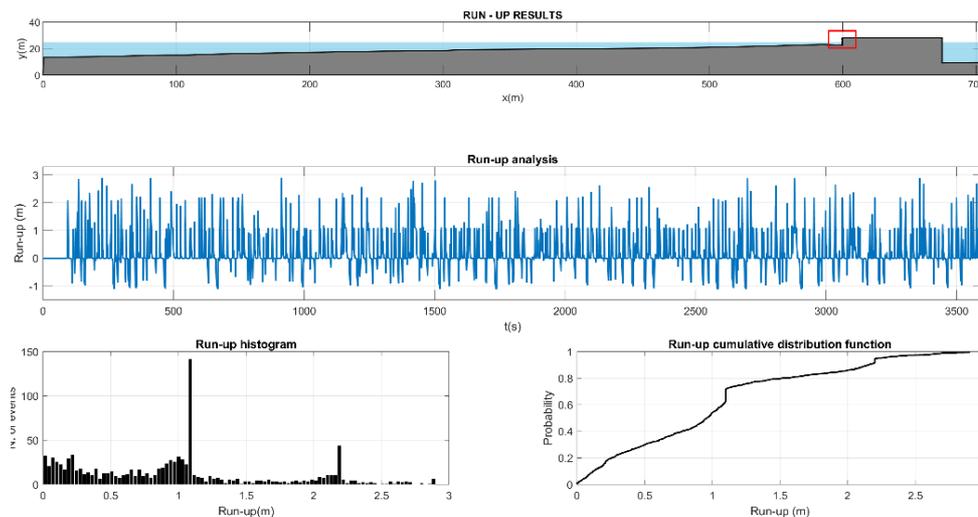
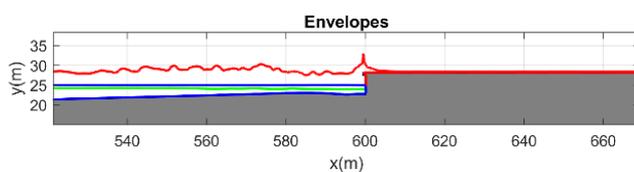


Ilustración 4-14. Resultados de Run-Up Alternativa 2.

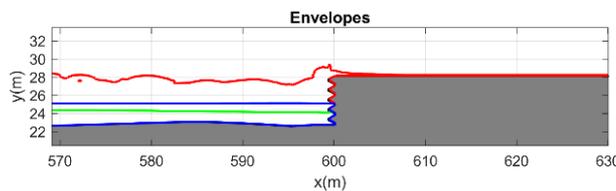
La comparación entre las envolventes de run-up del caso control y la alternativa 2, como se muestra en las ilustraciones 4-15 y 4-16 muestra diferencias importantes en los niveles alcanzados por las olas. En el caso control, el run-up medio es de 0.52 m, mientras que en la alternativa 2 el valor medio es de 0.98 m. Además, el run-up máximo en la alternativa 2 es notablemente más alto, alcanzando los 2.90 m, frente a los 0.74 m del caso control. El valor del run-up al 2% en la alternativa 2 también es mayor, con 2.61 m comparado con los 0.74 m del caso control. Estos resultados reflejan una mayor variabilidad en la altura de las olas en la alternativa 2, lo que sugiere que la geometría implementada en esta opción modifica la dinámica del oleaje y cómo interactúa con la estructura.



Results report:

Mean Run-up = 0.52 m  
 Max Run-up = 0.74 m  
 Run-up 2% = 0.74 m

Ilustración 4-15. Envoltura máxima, media y mínima de Run Up Caso Control.

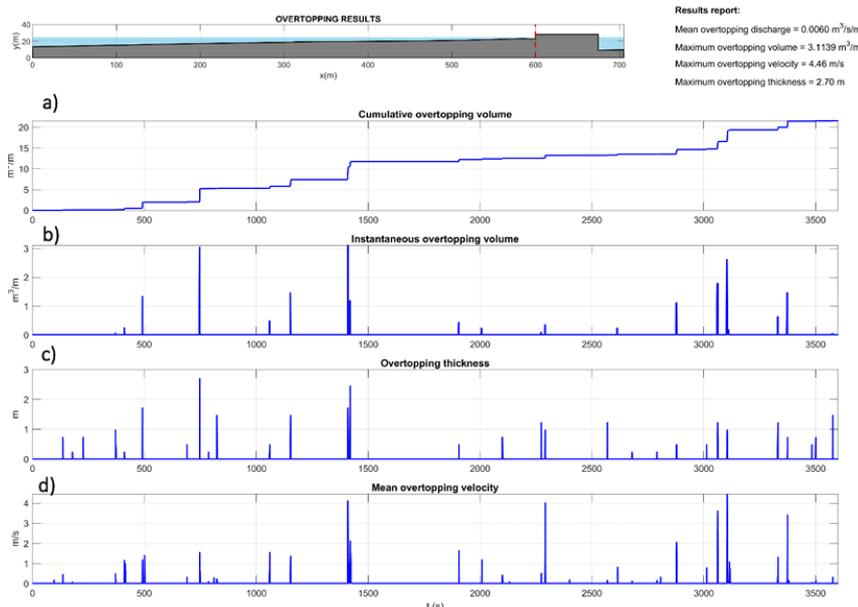


Results report:

Mean Run-up = 0.98 m  
 Max Run-up = 2.90 m  
 Run-up 2% = 2.61 m

Ilustración 4-16. Envoltura máxima, media y mínima de Run Up Alternativa 2.

Los resultados de la simulación en el sensor sobre el botaolas fueron muy satisfactorios ya que se encuentran dentro del orden de magnitud esperado y muestran lo siguiente:



Results report:  
 Mean overtopping discharge = 0.0060 m<sup>3</sup>/s/m  
 Maximum overtopping volume = 3.1139 m<sup>3</sup>/m  
 Maximum overtopping velocity = 4.46 m/s  
 Maximum overtopping thickness = 2.70 m

Ilustración 4-17. Resultados de Overtopping Caso Control.

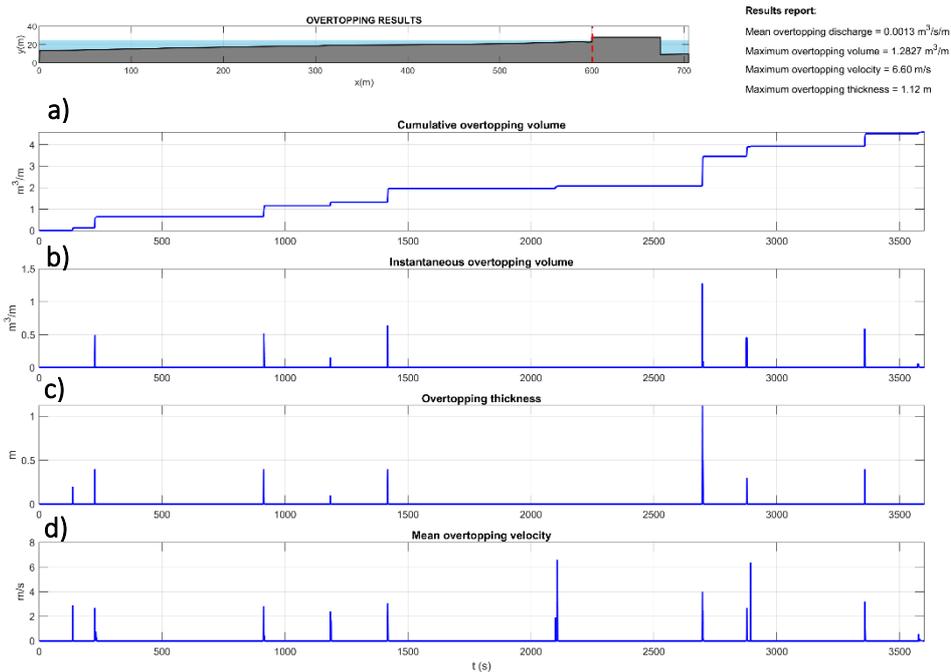


Ilustración 4-18. Resultados de Overtopping Alternativa 2.

Para la alternativa 2, los resultados obtenidos muestran una notable reducción en los valores de caudal de rebase en comparación con el caso control. En particular, el caudal medio de rebase disminuyó a 0.0013 m<sup>3</sup>/s/m, lo que equivale a 1.3 L/s/m. Este valor es considerablemente menor que los 6.0 L/s/m registrados en el caso control, lo que sugiere que la nueva geometría ha sido efectiva en reducir el volumen de agua que sobrepasa la estructura.

En cuanto al volumen acumulado de rebase (Ilustración 4-18 a), la alternativa 2 alcanza un valor máximo acumulado de aproximadamente 4 m<sup>3</sup>/m, que es sustancialmente inferior a los 20 m<sup>3</sup>/m del caso control (Ilustración 4-17 a). Por lo que el muro contribuye a disminuir la cantidad total de agua que sobrepasa el muro a lo largo del tiempo simulado. Se puede observar alrededor de los 1500 y los 3000 segundos la diferencia entre los resultados del caso control y la alternativa 2.

Por su parte, el volumen instantáneo de rebase (Ilustración 4-17 b) alcanza un máximo de 3.1139 m<sup>3</sup>/m para el caso control. Asimismo, el volumen instantáneo de rebase en la alternativa 2 registra un pico de 1.2827 m<sup>3</sup>/m (Ilustración 4-18 b), siendo este menor como se esperaba.

El espesor del rebase máximo también se ha visto reducido, con un valor de 1.12 m (Ilustración 4-18 c) en comparación con los casi 2.70 m del caso control (Ilustración 4-17 c), lo que indica que los eventos de rebase son menos intensos en esta alternativa.

Por último, la velocidad máxima del rebase es de 6.60 m/s, ligeramente mayor que en el caso control, aunque la media se mantiene en torno a 1 m/s. Este comportamiento sugiere que, si bien en ciertos momentos el rebase puede ser más rápido, la reducción en el volumen y espesor del flujo disminuye el impacto general sobre la estructura.

#### 4.2.4 Análisis de Presiones Caso control vs. Alternativa 2

Al comparar los resultados del caso control (Ilustración 4-18) con los de la alternativa 2 (Ilustración 4-19), se identifican diferencias notables en las fuerzas dinámicas y la distribución de presiones ejercidas sobre el muro. En primer lugar, las fuerzas horizontales muestran una reducción significativa en la alternativa 2. Mientras que en el caso control se registró una fuerza horizontal máxima de 122.53 kN/m, en la alternativa 2 este valor disminuye a 81.97 kN/m. Esta reducción sugiere que la geometría de la alternativa 2 distribuye mejor la energía del oleaje, reduciendo el impacto horizontal sobre el muro. La geometría modificada parece ser más efectiva en dispersar la energía a lo largo de la estructura.

En cuanto a las fuerzas verticales, la alternativa 2 también presenta una disminución respecto al caso control. En el caso control, la fuerza vertical máxima fue de 7.31 kN/m, mientras que en la alternativa 2 baja a 6.70 kN/m. Aunque la diferencia no es tan pronunciada como en las fuerzas horizontales, esta reducción indica que la alternativa 2 también mitiga ligeramente el empuje vertical generado por las olas, lo que contribuye a reducir el riesgo de levantamiento o socavamiento del muro.

Por otro lado, los momentos debidos a las fuerzas horizontales y verticales muestran un comportamiento similar. En el caso control, el momento horizontal alcanzó 285.93 kN<sup>2</sup>/m y el vertical fue de 0.77 kN<sup>2</sup>/m. En la alternativa 2, el momento horizontal se reduce a 166.12 kN<sup>2</sup>/m, mientras que el vertical sube ligeramente a 1.17 kN<sup>2</sup>/m. Esta disminución en el momento horizontal refuerza la idea de que la estructura curva de la alternativa 2 ayuda a disipar la energía del oleaje, lo que reduce la cantidad de energía acumulada en el muro y, por ende, la demanda estructural. Sin embargo, el leve incremento en el momento vertical podría estar relacionado con la forma en que el agua se canaliza y concentra en ciertos puntos de la estructura, pero sin un aumento significativo en las fuerzas verticales generales.

Estos resultados confirman que la verticalidad del muro en la alternativa 2 permite una distribución más equilibrada de las presiones, reduciendo significativamente las concentraciones de energía que se producen en una geometría curva como la de la alternativa 1, lo que implica una menor demanda estructural.

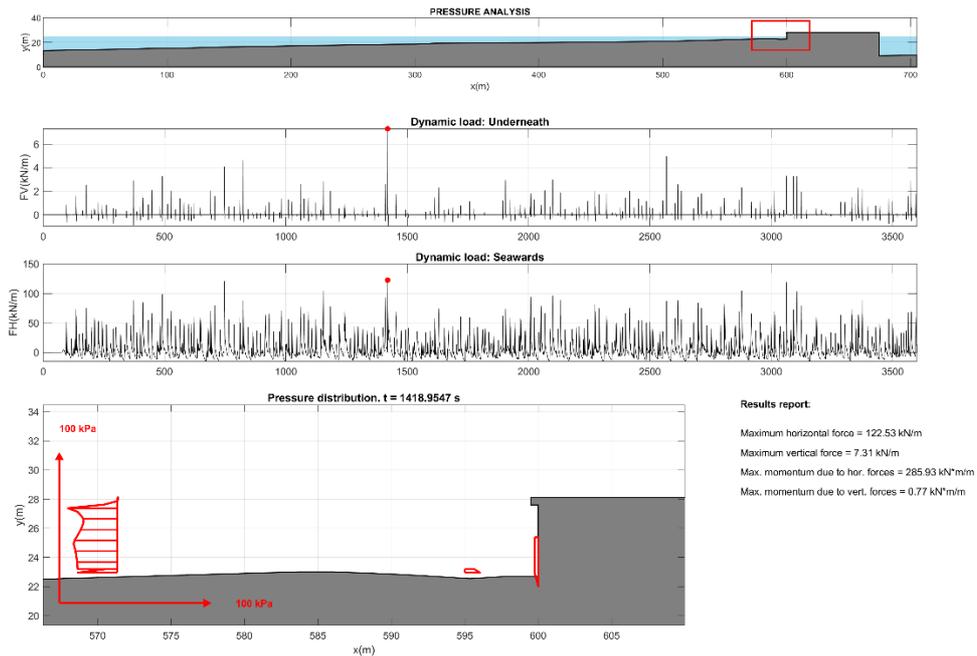


Ilustración 4-19. Resultados de Distribución de Presiones y Fuerzas Ejercidas sobre el muro del Caso Control.

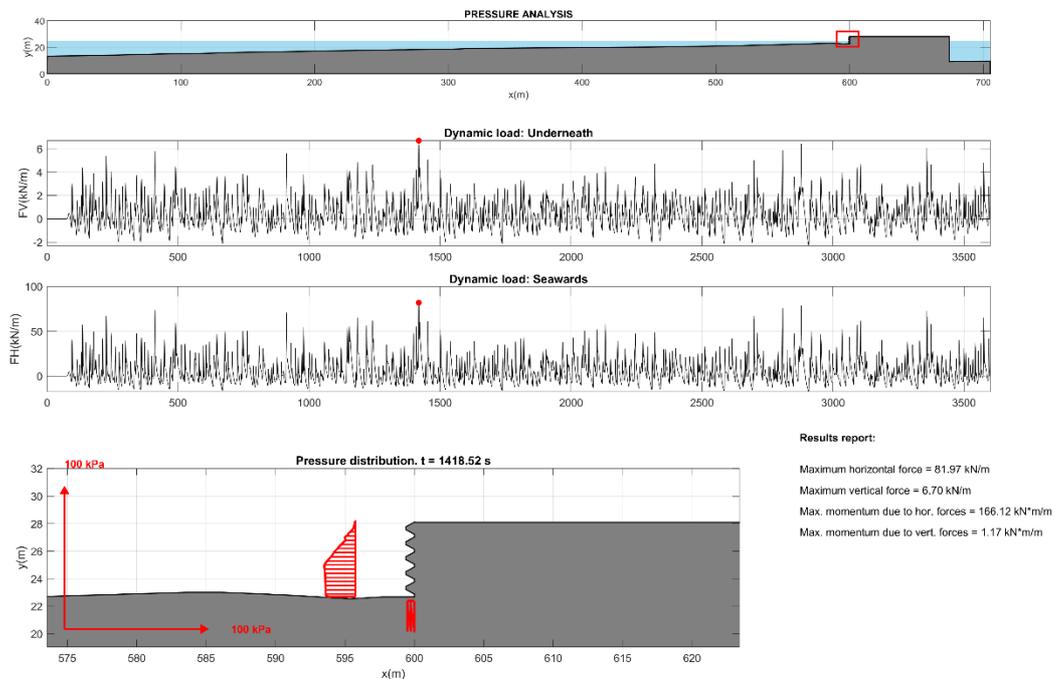


Ilustración 4-20. Resultados de Distribución de Presiones y Fuerzas Ejercidas sobre el muro del Alternativa 2.

### 4.2.5 DrawFast Caso control vs. Alternativa 2

En la siguiente ilustración se presentan capturas de la interfaz de DrawFast correspondientes a un instante de tiempo cercano a los 1500 segundos, comparando el caso control con la alternativa 2. Este momento coincide con un pico importante de energía del oleaje, lo cual es relevante para el análisis del rebase, que es nuestra variable de interés principal.

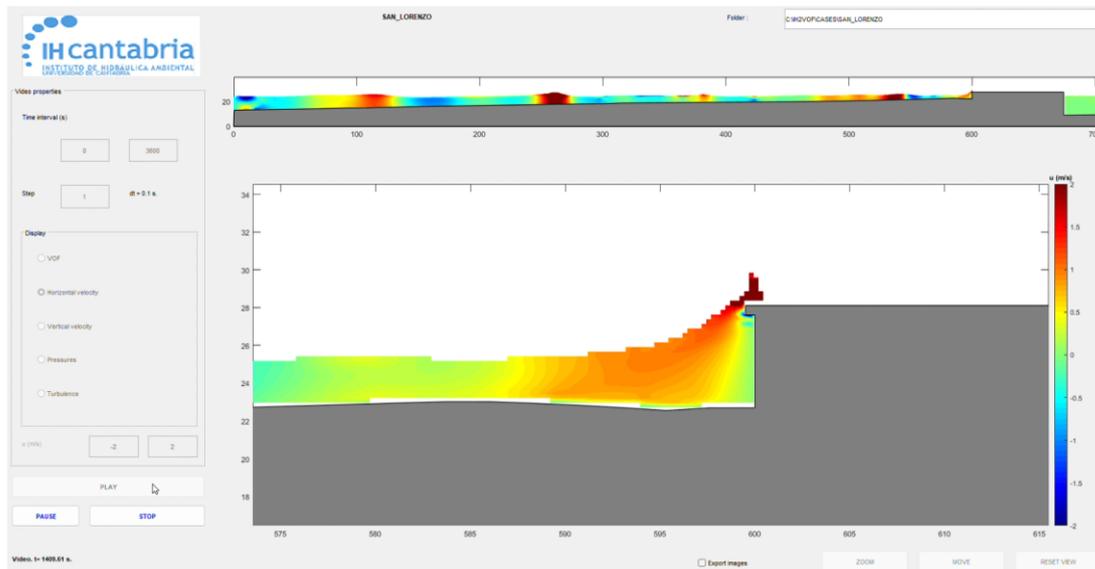


Ilustración 4-21. DrawFast Caso control  $t=1409.61s$ .

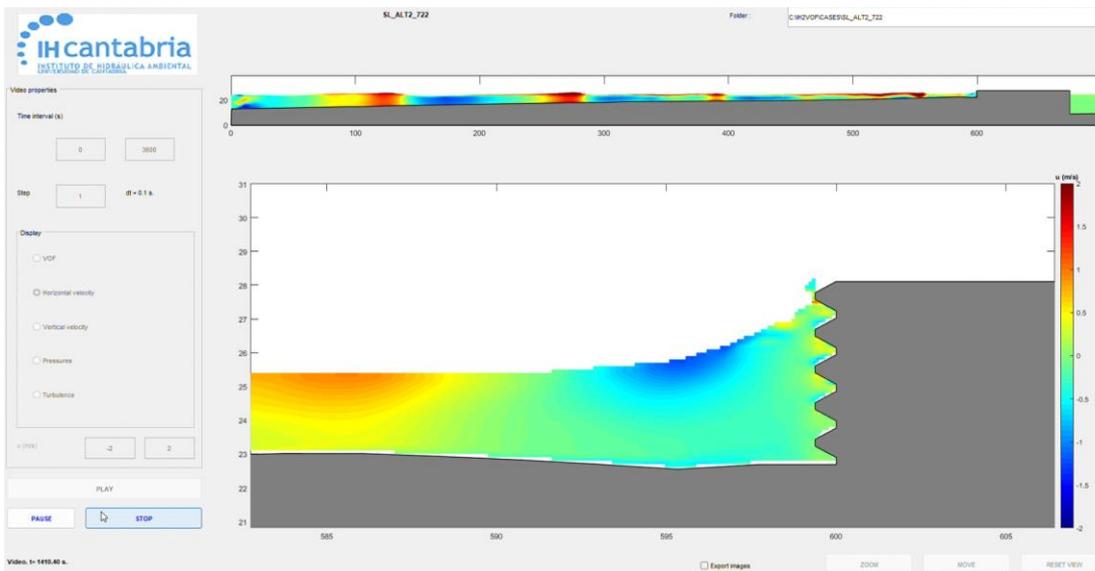


Ilustración 4-22. DrawFast Alternativa 2  $t=1410.40s$ .

En las ilustraciones 4-22 se aprecia una notable reducción en el volumen de rebase en la alternativa 2 en comparación con el caso control (Ilustración 4-21). En el caso control, se observa un rebase mucho más significativo, con una mayor cantidad de agua sobrepasando el muro y avanzando hacia el interior. Sin embargo, en la alternativa 2, con la incorporación de las cuñas triangulares, la

cantidad de agua que rebasa la estructura es considerablemente menor. Esto se traduce en que la geometría implementada es más eficiente en disipar la energía del oleaje antes de que este impacte en el muro, disminuyendo así el volumen de rebase.

### 4.3 RESULTADOS ALTERNATIVA 3: MURO CURVO DE CUÑAS TRIANGULARES

#### 4.3.1 Superficie Libre ( $\eta$ )

Los gráficos (Ilustración 4-23) de la alternativa 3 muestran los niveles de la superficie libre registrados por los diferentes sensores a lo largo del tiempo. Los sensores clave en este caso son los medidores 1 al 5. Los primeros cuatro medidores (Wave gauges 1 al 4) muestran fluctuaciones consistentes, con alturas que oscilan entre 12 y 16 metros, lo que indica una actividad significativa del oleaje en estas áreas. En contraste, el sensor 5, ubicado detrás del muro, refleja niveles prácticamente constantes, indicando que el oleaje no alcanza esta zona.

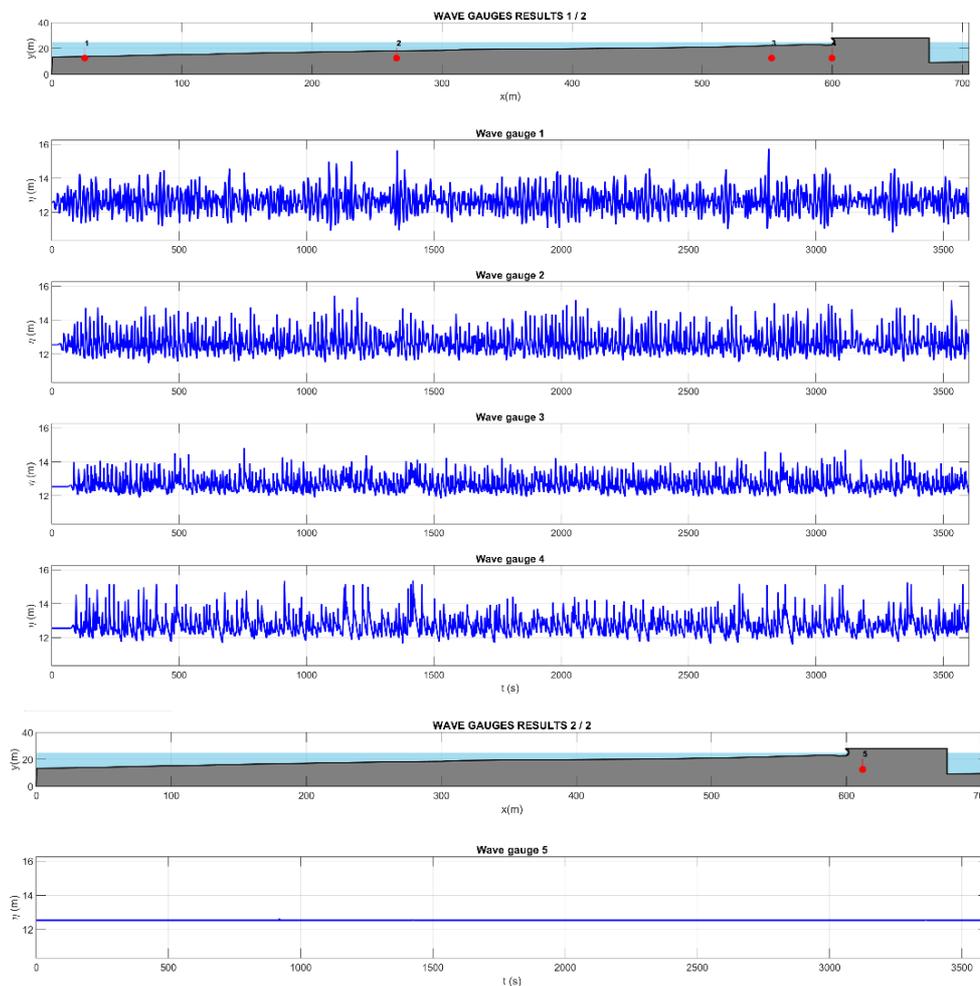


Ilustración 4-23. Serie temporal de Superficie Libre ( $n$ ) en cada sensor Alternativa 3.

### 4.3.2 Espectro

Igual que en el caso control y como se ha visto en las otras dos alternativas, la alternativa 3 no es la excepción. Los picos de energía se concentran en frecuencias bajas alrededor de 0.05 Hz, con mayor intensidad en los primeros sensores y una disipación gradual hacia los últimos.

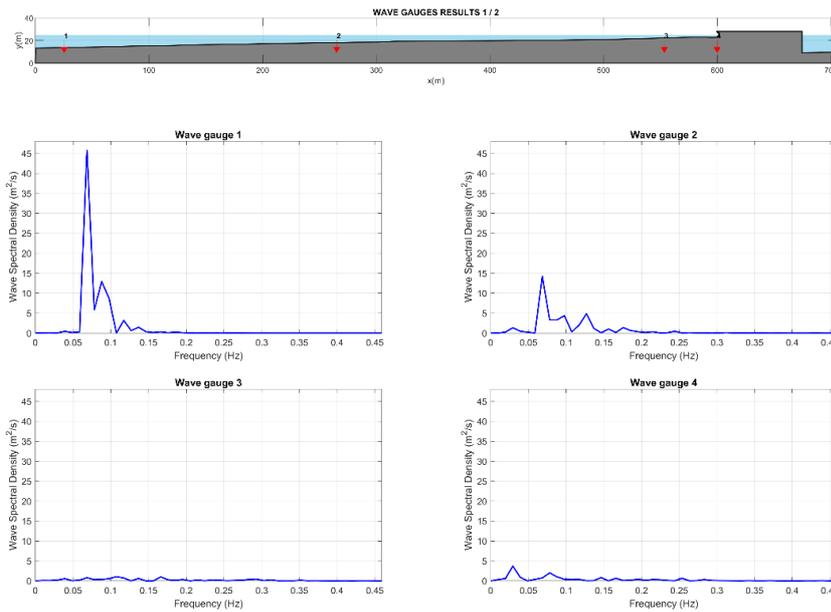


Ilustración 4-24. Resultados de Espectro en los sensores Alternativa 3.

### 4.3.3 Análisis de Rebase (Overtopping) Caso control vs. Alternativa 3

En la siguiente ilustración, correspondiente a la alternativa 3, se presenta la evolución temporal del run-up. El histograma muestra que la mayoría de los eventos de run-up se concentran entre 0.5 y 0.6 m, lo que indica una menor variabilidad en comparación con otras alternativas. La función de distribución acumulada refleja que existe una probabilidad del 100% de que el run-up no supere los 0.7 m, con un valor medio de aproximadamente 0.40 m. Esto destaca que, en la alternativa 3, los eventos de run-up son más contenidos y menos extremos, lo que sugiere una mayor efectividad en la contención del oleaje en comparación con el caso control.

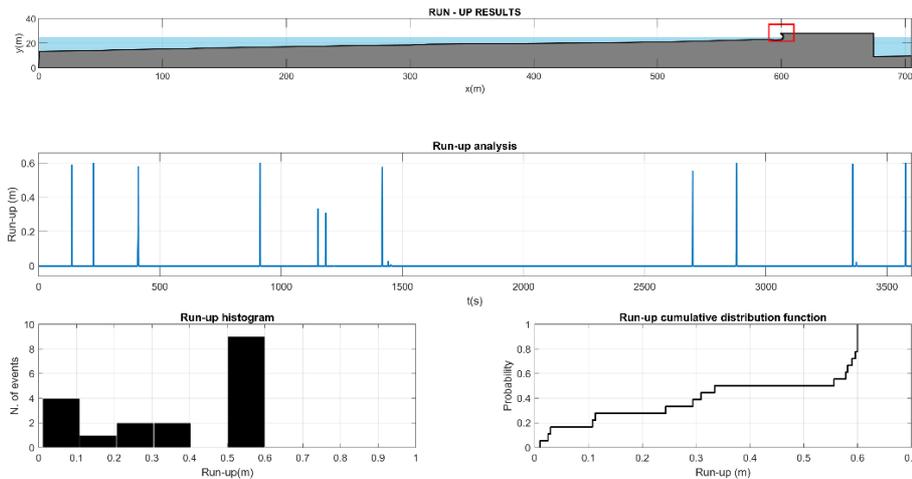
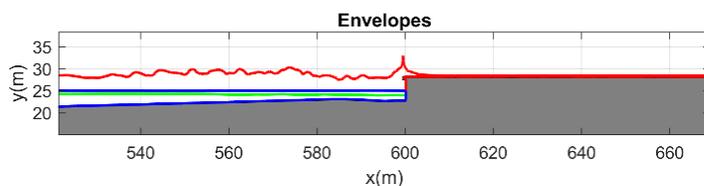


Ilustración 4-25. Resultados de Run-Up Alternativa 3.

La comparación entre las envolventes de run-up del caso control (Ilustración 4-26) y la alternativa 3 (Ilustración 4-27), como hemos venido discutiendo en los análisis previos, muestra resultados positivos. En el caso control, el run-up medio es de 0.52 m, mientras que en la alternativa 3 se reduce a 0.38 m, lo que confirma una disminución significativa en la altura alcanzada por las olas. Tal como ocurrió con la alternativa 1, esta reducción es un indicio claro de que las modificaciones en la estructura son efectivas. Incluso hay una diferencia en el valor máximo: mientras el caso control presenta un run-up máximo de 0.74 m, la alternativa 3 lo reduce a 0.60 m. Esto refuerza la conclusión de que la alternativa 3, que incorpora tanto la curvatura del muro como las cuñas triangulares, es particularmente eficiente en reducir el impacto del oleaje, superando incluso a la alternativa con muro curvo sin las cuñas triangulares.



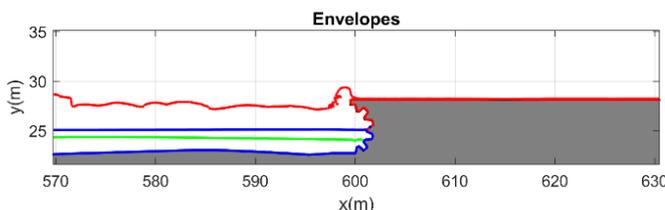
Results report:

Mean Run-up = 0.52 m

Max Run-up = 0.74 m

Run-up 2% = 0.74 m

Ilustración 4-26. Envoltente máxima, media y mínima de Run Up Caso Control.



Results report:

Mean Run-up = 0.38 m

Max Run-up = 0.60 m

Run-up 2% = 0.60 m

Ilustración 4-27. Envoltente máxima, media y mínima de Run Up Alternativa 3.

Los resultados de la simulación en el sensor sobre el botaolas fueron muy satisfactorios ya que se encuentran dentro del orden de magnitud esperado y muestran lo siguiente:

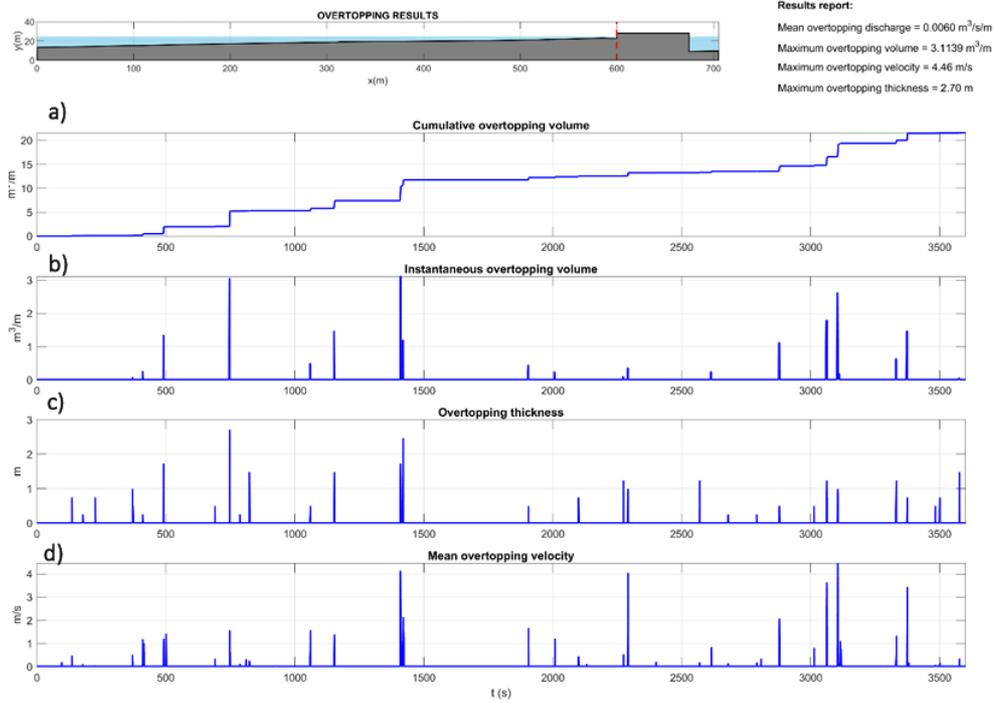


Ilustración 4-28. Resultados de Overtopping Caso Control.

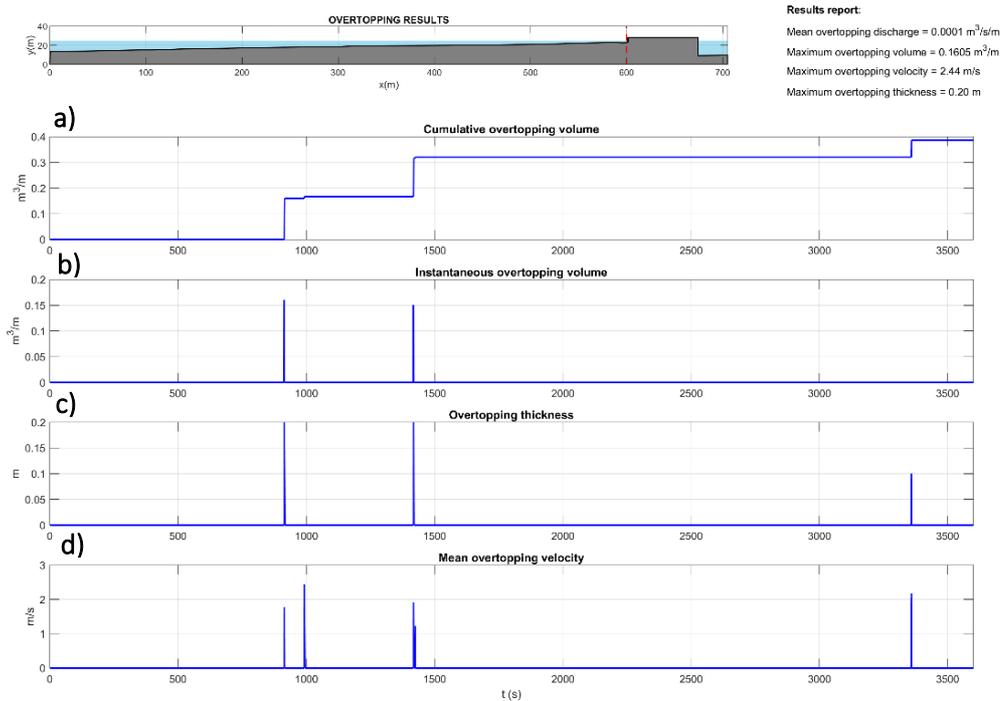


Ilustración 4-29. Resultados de Overtopping Alternativa 3.

Para la alternativa 3, los resultados obtenidos muestran una reducción aún más pronunciada en los valores de caudal de rebase en comparación con el caso control y las primeras dos alternativas. En este caso, el caudal medio de rebase disminuyó a  $0.0001 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ , lo que equivale a  $0.1 \text{ L}/\text{s}/\text{m}$ . Este valor es considerablemente menor que los  $6.0 \text{ L}/\text{s}/\text{m}$  registrados en el caso control, lo que confirma la efectividad de la geometría curva combinada con las cuñas triangulares en la reducción del volumen de agua que rebasa la estructura.

En cuanto al volumen acumulado de rebase (Ilustración 4-29 a), la alternativa 3 alcanza un valor total de aproximadamente  $0.4 \text{ m}^3/\text{m}$ , muy inferior a los  $20 \text{ m}^3/\text{m}$  del caso control (Ilustración 4-28 a) y de las propuestas anteriores. Este notable descenso indica que la alternativa 3 contribuye significativamente a disminuir la cantidad total de agua que rebasa el muro a lo largo del tiempo simulado. La diferencia entre ambos resultados es especialmente visible en toda la serie de ambos casos.

Por su parte, el volumen instantáneo de rebase (Ilustración 4-28 b) en el caso control alcanza un máximo de  $3.1139 \text{ m}^3/\text{m}$ , mientras que en la alternativa 3 (Ilustración 4-29 b) registra un pico mucho menor de  $0.1605 \text{ m}^3/\text{m}$ , tal como se esperaba en función de las características de la nueva geometría.

El espesor máximo del rebase también se ha reducido de manera considerable, con un valor de  $0.20 \text{ m}$  (Ilustración 4-29 c) en la alternativa 3, comparado con los casi  $2.70 \text{ m}$  del caso control (Ilustración 4-28 c), lo que indica que los eventos de rebase son mucho menos intensos y voluminosos en esta alternativa.

Finalmente, la velocidad máxima del rebase en la alternativa 3 es de  $2.44 \text{ m}/\text{s}$ , notablemente menor que los  $4.46 \text{ m}/\text{s}$  del caso control, lo que indica un impacto mucho más suave y controlado del flujo de agua sobre la estructura. Si comparamos la alternativa 1 con la 3, se observa claramente que añadir las cuñas triangulares reduce significativamente la velocidad del rebase. En la alternativa 1, donde no se incluían las cuñas, la curvatura del muro incrementaba la velocidad del rebase en comparación con el caso control, que es un muro vertical. Al agregar las cuñas triangulares en la alternativa 3, se resuelve ese aumento de velocidad, lo que confirma la eficiencia de este diseño en controlar la energía del oleaje.

#### **4.3.4 Análisis de Presiones Caso control vs. Alternativa 3**

Al comparar los resultados del caso control (Ilustración 4-30) con los de la alternativa 3 (Ilustración 4-31), se identifican diferencias claras en las fuerzas dinámicas y la distribución de presiones ejercidas sobre el muro. En primer

lugar, las fuerzas horizontales muestran un aumento significativo en la alternativa 3. Mientras que en el caso control se registró una fuerza horizontal máxima de 122.53 kN/m, en la alternativa 3 este valor se eleva a 196.81 kN/m. Este incremento se puede atribuir a la forma de la estructura en la alternativa 3, que podría estar concentrando la energía del oleaje en ciertos puntos del muro.

En cuanto a las fuerzas verticales, la alternativa 3 también presenta un aumento respecto al caso control. En el caso control, la fuerza vertical máxima fue de 7.31 kN/m, mientras que en la alternativa 3 asciende a 45.82 kN/m. Este notable incremento indica que la geometría modificada de la alternativa 3 genera un mayor empuje vertical, lo que podría estar relacionado con la combinación de la curvatura y las cuñas triangulares, que dirigen más energía hacia la parte superior del muro.

Por otro lado, los momentos debidos a las fuerzas horizontales y verticales también muestran incrementos importantes. En el caso control, el momento horizontal alcanzó 285.93 kN<sup>2</sup>/m y el vertical fue de 0.77 kN<sup>2</sup>/m. En la alternativa 3, estos valores aumentan a 444.29 kN<sup>2</sup>/m y 31.21 kN<sup>2</sup>/m, respectivamente. Estos incrementos sugieren que la estructura de la alternativa 3 no solo está acumulando más energía del oleaje, sino que también está generando mayores demandas estructurales en términos de estabilidad.

Estos resultados muestran que, si bien la alternativa 3 incluye las cuñas triangulares para reducir el rebase, la geometría del muro en esta configuración conduce a una concentración mayor de energía en las fuerzas y presiones ejercidas sobre el muro. Esto implica que, a pesar de los beneficios en la reducción del rebase, la estructura en la alternativa 3 experimenta mayores demandas en términos de fuerzas y momentos, lo que requeriría considerar refuerzos estructurales adicionales.

Además de la hipótesis de que la geometría curvada está afectando la distribución de las presiones, otra posible explicación es que las formulaciones semi-empíricas de diseño están más orientadas a elementos verticales, como en el caso de un muro convencional. Ya que como vimos en la validación del caso control con estas formulaciones, los resultados estaban dentro del orden de magnitud. Al tratarse de nuevas geometrías, como la curvatura y las cuñas triangulares implementadas en la alternativa 3, las ecuaciones tradicionales no captan completamente el comportamiento de las fuerzas y presiones en estas configuraciones más complejas.

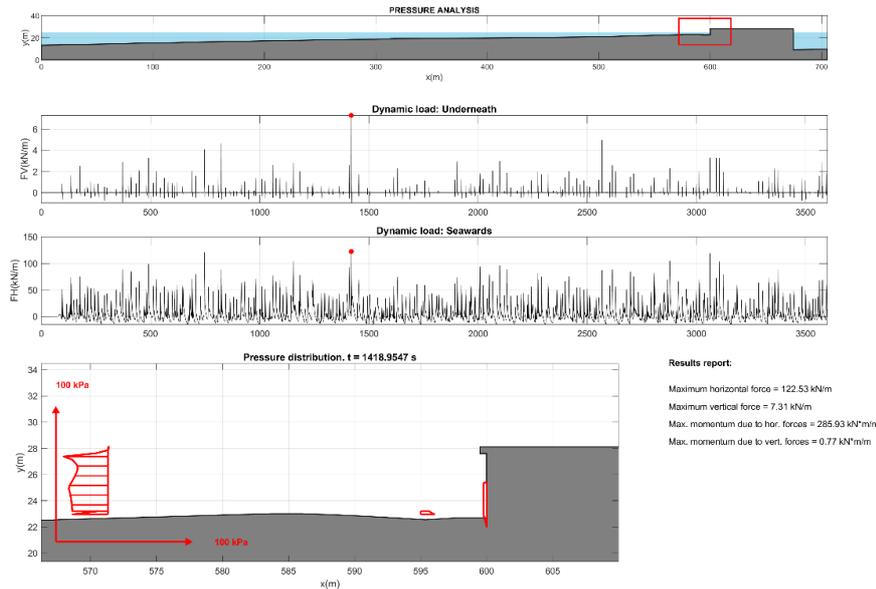


Ilustración 4-30. Resultados de Distribución de Presiones y Fuerzas Ejercidas sobre el muro del Caso Control.

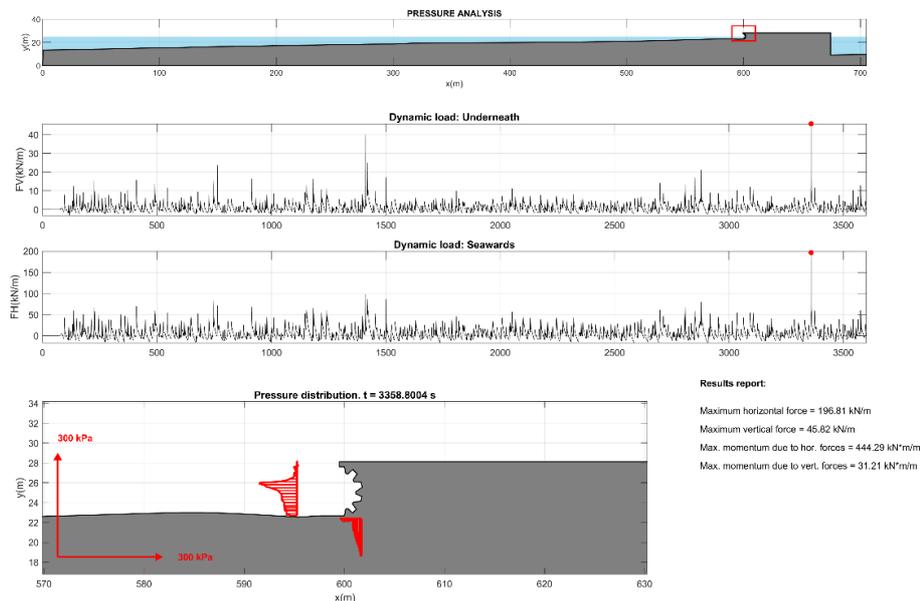


Ilustración 4-31. Resultados de Distribución de Presiones y Fuerzas Ejercidas sobre el muro del Alternativa 3.

### 4.3.5 DrawFast Caso control vs. Alternativa 3

En la siguiente ilustración, se presentan imágenes de la interfaz de Drawfast correspondientes al instante de tiempo cercano a los 1500 segundos, tanto para el caso control como para la alternativa 3. En el caso control, este es el momento en el que se observa un pico de energía significativo en el rebase, lo que representa el mayor impacto del oleaje en la estructura. Ahora, se busca analizar cómo este pico de rebase se comporta en la alternativa 3, para evaluar si el diseño con curvatura y cuñas triangulares es capaz de reducir la magnitud de este fenómeno.

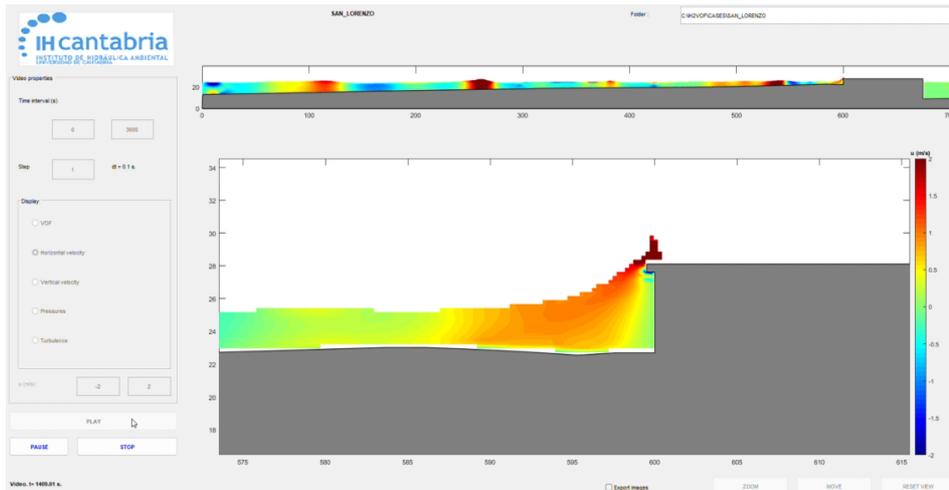


Ilustración 4-32. DrawFast Caso control  $t=1409.61s$ .

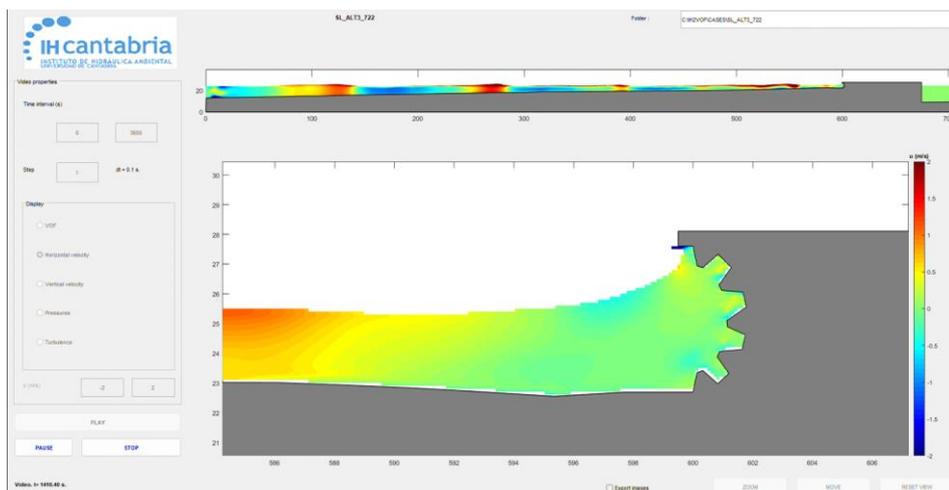


Ilustración 4-33. DrawFast Alternativa 3  $t=1410.40s$ .

En la alternativa 3 (Ilustración 4-33), como se observa en la ilustración, hay una clara reducción en el rebase en comparación con el caso control (Ilustración 4-32). En el caso control, el rebase era mayor, con una cantidad de agua superando el muro y llegando tierra adentro y con altas velocidades. En cambio, en esta alternativa, que combina la curvatura del muro con las cuñas triangulares, la cantidad de agua que sobrepasa la estructura prácticamente nula en este instante de tiempo. Esto indica una mejor capacidad para disipar la energía del oleaje. Los resultados que se muestran en la ilustración confirman que el diseño curvo con cuñas triangulares en la alternativa 3 es efectivo para reducir el rebase, demostrando su capacidad para mejorar la protección costera frente a condiciones de oleaje intenso.

Al comparar esta alternativa con las otras dos, se observa que la alternativa 3 es la más efectiva en la reducción del rebase, confirmando su superioridad en mejorar la protección costera frente a condiciones de oleaje intenso.

#### 4.4 SÍNTESIS DE RESULTADOS

A continuación, se presenta una tabla resumen que recoge todas las variables y resultados obtenidos tanto para el caso control como para las tres alternativas propuestas. Esta tabla incluye datos clave como el rebase, las fuerzas dinámicas, el volumen de agua superado, y la distribución de presiones, entre otros parámetros relevantes.

El objetivo de esta tabla es facilitar la comparación entre las diferentes alternativas y el caso control, permitiendo una evaluación detallada de la efectividad de cada diseño. A través de esta comparación, se busca llegar a una conclusión clara sobre cuál de las alternativas es la más efectiva en términos de reducir el rebase y mejorar la protección costera frente a condiciones de oleaje extremo.

Tabla 4-1. Tabla de Resultados.

Variable	Caso Control	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Run-up medio (m)	0.52	0.31	0.98	0.38
Run-up máximo (m)	0.74	0.74	2.90	0.60
Caudal medio de rebase (L/s/m)	6.0	2.2	1.3	0.1
Volumen máximo de rebase (m <sup>3</sup> /m)	3.1139	2.5694	1.2827	0.1605
Espesor máximo del rebase (m)	2.70	1.97	1.12	0.20
Velocidad máxima del rebase (m/s)	4.46	6.60	6.60	2.44
Fuerza horizontal máxima (kN/m)	122.53	289.71	81.97	196.81
Fuerza vertical máxima (kN/m)	7.31	144.51	6.70	45.82
Momento horizontal máximo (kN <sup>2</sup> /m)	285.93	704.63	166.12	444.29
Momento vertical máximo (kN <sup>2</sup> /m)	0.77	149.26	1.17	31.21
Reducción del rebase (%)	-	<b>60%</b>	<b>78%</b>	<b>97%</b>

# **CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIÓN

### 5.1 CONCLUSIONES

Este estudio ha analizado como los muros costeros tradicionales podrían ser explorados con técnicas de impresión 3D para confeccionar geometrías libres en su paramento exterior para así abrir nuevas posibilidades para mejorar su diseño.

Tras proponer alternativas geométricas, se ha visto como los muros curvos y las cuñas triangulares, permiten una mejor disipación de la energía de las olas y una mayor reducción del rebase, y cambios sustanciales en las fuerzas del oleaje sobre el muro, lo que las hace más eficaces frente a condiciones extremas.

Para alcanzar estas conclusiones en este estudio se propusieron las siguientes alternativas de análisis basadas en EL muro vertical situado en la Playa de San Lorenzo en Gijón.

- Caso Control: El muro vertical tradicional, como el que se observó durante los temporales de 2014 ocurrido en Gijón, que mostró una notable vulnerabilidad para gestionar el rebase impulsivo, lo que resultó en graves inundaciones y daños estructurales. El caudal medio de rebase registrado fue de 6.0 l/s/m, superando ampliamente el límite de 0.03 l/s/m establecido por Franco et al. (CEM, Chapter 5: Fundamentals of Design, 2003) lo que evidencia que este tipo de muro no es suficiente frente a oleajes extremos. A pesar de estas limitaciones, el modelo numérico empleado para simular este comportamiento ha demostrado ser fiable, gracias a su validación con formulaciones semi-empíricas, lo que confirma que los resultados reflejan de manera precisa la realidad observada en eventos pasados.
- Alternativa 1 - Muro Curvo: La alternativa 1 introdujo una curvatura en el muro, lo que logró reducir significativamente el rebase en comparación con el caso control, bajando el caudal medio de rebase a 2.2 L/s/m (reducción del 60%). Sin embargo, este diseño también presentó un aumento considerable en las fuerzas horizontales. Este incremento en las fuerzas se debe en gran medida a que las formulaciones tradicionales para calcular las presiones del oleaje están optimizadas para estructuras verticales, y no se ajustan completamente a la nueva geometría curvada. La curvatura concentra la energía en ciertos puntos, lo que provoca un aumento en las presiones y requiere

una mayor capacidad estructural para resistir dichas fuerzas. A pesar de esta limitación, el diseño curvo fue eficaz en la reducción del rebase, aunque con el costo de concentrar mayores fuerzas dinámicas.

- Alternativa 2 - Muro Vertical con Paneles de cuñas triangulares: La alternativa 2, que incorpora cuñas triangulares sin cambiar la forma general del muro, fue más eficiente en la disipación de la energía del oleaje. Se logró reducir el caudal medio de rebase a 1.3 L/s/m (reducción del 78%). Las cuñas permitieron dispersar mejor las fuerzas del oleaje, disminuyendo las fuerzas horizontales. La solución demostró ser más efectiva en términos de manejo de las presiones sin generar grandes concentraciones de energía. La reducción de fuerzas muestra que este diseño es más adecuado para estructuras donde se busca un equilibrio entre la reducción del rebase y las demandas estructurales.
- Alternativa 3 - Muro Curvo con cuñas triangulares: La alternativa 3, que combina la curvatura del muro con las cuñas triangulares, fue la solución más eficaz en términos de reducción del rebase y manejo de las fuerzas del oleaje. Se consiguió un caudal medio de rebase de 0.1 L/s/m, logrando una reducción del 97% en comparación con el caso control, y el run-up máximo fue el más bajo de todas las alternativas, a combinación de curvatura y cuñas permitió disipar de manera más uniforme la energía del oleaje. Si bien las fuerzas horizontales y verticales fueron mayores que en la alternativa 2, estos valores fueron más manejables que los observados en la alternativa 1, y son atribuibles a la interacción compleja entre la geometría curvada y las cuñas triangulares. Aun así, la alternativa 3 representa el mejor equilibrio entre la reducción del rebase y el manejo de las fuerzas dinámicas, confirmando su superioridad en la protección costera frente a condiciones extremas.

A pesar de las mejoras significativas en la reducción del rebase con las tres alternativas propuestas, ninguna de ellas logró reducir el caudal por debajo del límite estipulado en la tabla de Franco et. al. (CEM, Chapter 5: Fundamentals of Design, 2003) Si bien se observó una disminución del rebase en comparación con el caso control, el caudal de rebase sigue siendo mayor de lo permitido para garantizar la seguridad, especialmente en zonas con tránsito peatonal.

## 5.2 RECOMENDACIONES

A partir de los resultados obtenidos, está claro que las soluciones propuestas mejorarían significativamente la protección costera, especialmente en la reducción del rebase y la disipación de energía. Sin embargo, para maximizar los beneficios de estas alternativas y sacar el mayor provecho de las tecnologías emergentes como la impresión 3D, es importante seguir investigando y ajustando estrategias de diseño. A medida que estas tecnologías se integren más en el diseño y la construcción de estructuras marítimas, es crucial garantizar su eficacia a largo plazo y sostenibilidad.

Aquí algunas recomendaciones clave para el futuro:

- a) En vista de que ninguna de las tres alternativas estuvo por debajo del caudal límite establecido, se recomienda realizar ensayos adicionales con el modelo, ajustando las variables para encontrar una solución más efectiva. Una posible medida sería aumentar ligeramente el francobordo de las estructuras, pero solo lo necesario para alcanzar el caudal límite permitido para paseos peatonales. Este ajuste debe diseñarse cuidadosamente para que no afecte la visualización desde el paseo marítimo ni comprometa la relación con la ciudadanía, manteniendo el equilibrio entre seguridad, estética y accesibilidad del espacio público.
- b) Validación experimental: Es importante realizar pruebas físicas en laboratorio para confirmar los resultados numéricos obtenidos. El uso de modelos a escala en un entorno controlado permitirá entender mejor el comportamiento de las estructuras frente al oleaje y ajustar las simulaciones de manera más precisa.
- c) Simulaciones 3D avanzadas con el modelo OpenFOAM (OpenFoam, 2024): Se recomienda emplear herramientas avanzadas como OpenFOAM para realizar simulaciones tridimensionales más precisas. A diferencia de los modelos 2D, las simulaciones 3D capturan de manera más realista cómo el oleaje interactúa con estructuras como muros curvos y cuñas triangulares, proporcionando resultados más cercanos a las condiciones reales y ayudando a mejorar los diseños.
- d) Explorar geometrías con impresión 3D: A medida que la impresión 3D evoluciona en la ingeniería costera, es recomendable seguir investigando

nuevas geometrías que optimicen la dispersión de la energía del oleaje. Estas formas pueden personalizarse para cada costa y situación climática, mejorando la eficacia de las estructuras y reduciendo el impacto de las olas.

- e) Estudios adicionales sobre la distribución de presiones: Se recomienda hacer estudios adicionales sobre cómo se distribuyen las presiones en los modelos propuestos, ya que en este TFM se observó que los resultados no estuvieron dentro del orden de magnitud esperado, especialmente en las alternativas con geometrías curvas. Es necesario revisar las formulaciones semi-empíricas actuales y analizar cuáles serían más aplicables a estas nuevas geometrías que se planeen diseñar, garantizando que las presiones en las estructuras se distribuyan de manera óptima y los resultados sean fiables.
- f) Estudios a largo plazo sobre erosión y cambio climático: Se recomienda analizar los efectos a largo plazo que estas estructuras podrían tener sobre la erosión costera y el cambio climático. Con el aumento del nivel del mar y eventos climáticos más extremos, estos estudios garantizarán que las soluciones sigan siendo eficaces en el futuro.
- g) Implementación en campo: Como paso inicial, se sugiere probar las soluciones propuestas en un tramo piloto de la costa, acompañado de un sistema de monitoreo en tiempo real para evaluar su rendimiento en diferentes condiciones. Esto permitiría hacer ajustes necesarios antes de expandir su uso en áreas más amplias.

Finalmente, la impresión 3D aportaría ventajas claras: facilita diseños más flexibles, reduce costos y materiales, y disminuye el impacto ambiental al generar menos residuos. Además, al optimizar el uso de recursos, esta tecnología hace que las infraestructuras costeras sean más eficientes y sostenibles. En comparación con los diseños verticales tradicionales, que tienden a tener mayores problemas con el rebase, las nuevas propuestas que hemos explorado en este estudio han mostrado ser soluciones prometedoras y adecuadas para la protección de nuestras costas.

## BIBLIOGRAFÍA

- 3DPARE. (8 de February de 2023). Obtenido de *Artificial reefs immersed in Aquarium* Donosti:  
<https://www.giteco.unican.es/proyectos/3dpare/news.html>
- Alicia M, .. (2 de Octubre de 2020). *3D Natives-El sitio web de la impresion 3d*. Obtenido de *El primer edificio residencial impreso en 3D en Alemania*:  
<https://www.3dnatives.com/es/edificio-residencial-alemania-021020202/#!>
- Allsop, W. C. (1996). *Wave reflection at vertical walls, breakwaters and revetments*. En *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Maritime Engineering* (págs. 118(1), 1-10).
- Anand, K. S. (2010). *Dynamic pressures on curved front seawall models under random waves*. *Naval Hydrodynamics, Ocean Engineering, and Coastal Engineering*, 538–544. Obtenido de [https://doi.org/10.1016/S1001-6058\(09\)60249-3](https://doi.org/10.1016/S1001-6058(09)60249-3)
- Anand, K. S. (2011). *Hydrodynamic characteristics of curved-front seawall models compared with vertical seawall under regular waves*. *Naval Hydrodynamics, Ocean Engineering, and Coastal Engineering*, 1103–1112. Obtenido de <https://doi.org/10.2112/JCOASTRES-D-09-00169.1>
- Arboledas, J. L. (2020). *Hardware libre*. Obtenido de *Este es el primer puente fabricado por impresión 3D de China*: <https://www.hwlibre.com/este-primer-puente-fabricado-impresion-3d-china/>
- Aysha M. (10 de junio de 2020). *3DNatives*. Obtenido de *Can 3D printing help rescue natural reefs?*: <https://www.3dnatives.com/en/3d-printed-reefs-100620206/>
- Bell, P. S. (12 de febrero de 2009). *Hydro International*. Obtenido de *Coastal Mapping Around Shore Parallel Breakwaters*: <https://www.hydro-international.com/content/article/coastal-mapping-around-shore-parallel-breakwaters>

- Bush, D. N. (2004). *Living with Florida's Atlantic Beaches: Coastal Hazards from Amelia Island to Key West*. USA: Duke University Press.
- Cabrera, A. (21 de mayo de 2021). *La Provincia. Obtenido de Autoridad Portuaria licita el dique del muelle por casi 31 millones*: <https://www.laprovincia.es/fuerteventura/2021/05/21/autoridad-portuaria-licita-dique-muelle-52082361.html>
- Carlos S. (22 de Abril de 2024). *3D Natives-El sitio web de la impresion 3D. Obtenido de Kind Designs: la empresa que busca la sostenibilidad costera con diques vivos impresos en 3D*: <https://www.3dnatives.com/es/kind-designs-sostenibilidad-diques-220420242/>
- CEM. (2003). *Chapter 5: Fundamentals of Design*. En U. A. Engineers, *Coastal Engineering Manual* (pág. 116). Washington D.C: Department of the army.
- CEM. (2003). *Chapter3: Shore Protection Projects*. En U. A. Engineers, *Coastal Engineering Manual* (pág. 116). Washington DC: Department of the army.
- Construction 3D Printing Explained: Pre-History*. (2021). Obtenido de <https://www.3dphc.ca/2021/04/03/construction-3d-printing-explained-pre-history>
- Cruz, D. R. (2022). *ESTUDIO DE LAS APLICACIONES DE LA IMPRESION 3D EN EL AMBITO DE LA CONSTRUCCION* .
- De Chowdhury, S. E. (2017). *Wave Reflection and Scour at Vertical Walls*. En *Coastal Engineering Proceedings*.
- Department of the army. (1984). *Shore Protection Manual (Vol. II)*. Washington, D.C.
- Department of the army. (1984). *Shore Protection Manual (Vol. I)*. Washington D.C.
- Diario El País. (\* de febrero de 2014). *Diario El País. Obtenido de El temporal en Asturias*: [https://elpais.com/politica/2014/02/06/album/1391707186\\_226392.ht](https://elpais.com/politica/2014/02/06/album/1391707186_226392.ht)

ml

Dirección de Obras Portuarias, M. d. (2013). *Guía para el Diseño, construcción, operación y Conservación de Obris Martimias y Costeras: Volumen I y II.* Valparaiso Chile: Direccion de Obras Publicas.

EDDM. (2021). LA IMPRESIÓN 3D Y SUS BENEFICIOS PARA EL MEDIO AMBIENTE. Obtenido de <https://eddm.es/la-impresion-3d-y-sus-beneficios-para-el-medio-ambiente/>

Emmino, N. (31 de enero de 2019). Eededignit. Obtenido de World's Longest 3D Printed Bridge Built in 18 Days: <https://www.eedesignit.com/worlds-longest-3d-printed-bridge-built-in-18-days/>

Emre, M. (12 de July de 2022). Apis Cor Completes The Dubai Municipality, Largest 3D-Printed Construction. Obtenido de Parametric Architecture: [https://parametric-architecture.com/apis-cor-completes-the-dubai-municipality-largest-3d-printed-construction/#:~:text=Dubai\\_Manucipility\\_Apis\\_Cor-12%20The%20Dubai%20Municipality%20in%20UAE%20set%20the,printing%20on%20its%20own%20in%20the%20construction%2](https://parametric-architecture.com/apis-cor-completes-the-dubai-municipality-largest-3d-printed-construction/#:~:text=Dubai_Manucipility_Apis_Cor-12%20The%20Dubai%20Municipality%20in%20UAE%20set%20the,printing%20on%20its%20own%20in%20the%20construction%2)

Eslami, M. E. (2017). Seawall case studies and failure analysis of sloped concrete walls under static and dynamic loads. *Geotechnol*, 331-339. Obtenido de <https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/1064119X.2017.1317306>

EurOtop. (2018). *Manual on wave overtopping of sea defences and related structures.* EurOtop.

Fabricadas, C. (2017). Casas Fabricadas. Obtenido de Casa construida com uma impressora 3D en apenas 1 dia: <https://www.casasfabricadas.com/casa-construida-com-uma-impressora-3d-em-apenas-1-dia/>

FDN Group. (2016). FDN. Obtenido de Floating breakwater in Messolonghi, Greece: <https://www.fdnngroup.nl/floating-breakwater-in-messolonghi>

Franco L., D. G. (1994). Waveovertopping on vertical and composite breakwaters. *Proceedings of the 24th International Conference on Coastal*

- Engineering. Nueva York: ASCE.
- French, P. (2001). *Coastal defences: Processes, Problems and Solutions*. . London.
- Goda Y., K. Y. (1975). *Laboratory investigation on the overtopping rates of seawalls byirregular waves*. No. 4,3-44. *Ports & Harbour Research Institute*.
- Goidea, A. (2017). *The BOD*. Obtenido de 3d printed office hotel in Copenhagen: <https://anagoidea.com/The-BOD>
- Gonzalo, J. M. (2017). *La Construcción a través de la impresión 3D*. TFG, 110.
- Hajime Mase, T. T. (2013). *Wave Runup and Overtopping at Seawalls Built on Landand in Very Shallow Water*. *JOURNAL OF WATERWAY, PORT, COASTAL, AND OCEAN ENGINEERING*, 12. Obtenido de <https://ascelibrary.org/doi/epdf/10.1061/%28ASCE%29WW.1943-5460.0000199>
- HISOUR ARTE ULTURA HISTORIA. (s.f.). Obtenido de Impresión 3D de construcción: <https://www.hisour.com/es/construction-3d-printing-40678/>
- Hosseinzadeh, N. (2022). *Concrete seawalls: A review of load considerations, ecological performance, durability, and recent innovations*. *ELSEVIER*, 14.
- IHCantabria. (2024). *IH2VOF Course Manual*. Santander.
- IHCantabria. (2024). *IHCantabria*. Obtenido de IH2VOF: <https://ih2vof.ihcantabria.com/#:~:text=IH2VOF%20is%20one%20of%20the%20most%20advanced%20RANS,and%20functionality%20of%20conventional%20or%20non-conventional%20coastal%20structures>.
- Isaac B. (20 de febrero de 2024). *3DNatives*. Obtenido de *First 3D Printed Seawalls Placed in Florida to Fight Against Rising Seas*: <https://www.3dnatives.com/en/kind-designs-3d-printed-seawalls-a-solution-for-rising-seas-200220246/>
- J.W Van der Meer, J. K. (2023). *WAVE OVERTOPPING MITIGATION BY A VERTICAL WALLORA WAVE RETURN WALL AT THE END OF A PITCHED ROCK SLOPE*. *Coasts, Marine Structures and Breakwaters*, 2-3.

- João Nuno C. Oliveira, F. S. (2020). *El movimiento de la superficie libre se sigue mediante un método de seguimiento de superficie libre por volumen de fluido (VOF) para agua y vacío*. ResearchGate, 21.
- Kabir Sadeghi, I. S. (2018). *Classification of seawalls and their failure: An overview*. Academic Research International, 8. Obtenido de [https://www.researchgate.net/publication/323706367\\_Classification\\_of\\_seawalls\\_and\\_their\\_failure\\_An\\_overview](https://www.researchgate.net/publication/323706367_Classification_of_seawalls_and_their_failure_An_overview)
- Kind Designs. (2024). *First 3D-Printed Seawall In The World*. Obtenido de <https://www.kinddesigns.com/products/living-seawalls/>
- Koop, F. (16 de julio de 2021). ZME Science,. Obtenido de *The first ever 3D-printed steel bridge opens in Amsterdam*: <https://www.zmescience.com/ecology/the-first-ever-3d-printed-steel-bridge-opens-in-amsterdam/>
- La Nueva España. (2018). *La Nueva España*. Obtenido de *Reparación de desperfectos en los botaolas del paseo del Muro*: <https://www.lne.es/gijon/2018/03/23/reparacion-desperfectos-botaolas-paseo-muro-19070254.html>
- Lalueta, I. (22 de enero de 2013). MetaLocus. Obtenido de *Universe Architecture proyecta construir una casa con una impresora de 3D*: <https://www.metalocus.es/es/noticias/universe-architecture-proyecta-construir-una-casa-con-una-impresora-de-3d>
- Lara, J. L. (2024). *M2061-Fundamentos de Obras Marítimas*. Santander, Cantabria: Universidad de Cantabria.
- Marine, H. (28 de octubre de 2019). HSB Marine. Obtenido de *Sistemas de rompeolas flotantes y atenuadores de olas*: <https://www.hsbmarine.com/es/blog/sistemas-de-rompeolas-flotantes-y-atenuadores-de-olas>
- Matthew M. Linham, R. J. (2010 ). *Technologies for Climate Change Adaptation* . Southampton: UNEP Risø Centre.
- Matthew M. Linham, R. J. (2010b). *Technologies for Climate Change Adaptation*.

- UNEP Risø Centre. Obtenido de <http://tech-action.org/>
- Mikahila, L. (16 de september de 2021). 3DNatives. Obtenido de *The Longest 3D-Printed Bridge for Cyclists Has Been Inaugurated in the Netherlands*: <https://www.3dnatives.com/en/netherlands-longest-3d-printed-bridge-150920214/#!>
- Mings, J. (5 de mayo de 2010). SolidSmack. Obtenido de *How Big Is the Biggest Freeform 3D Architecture Print? This Big.*: <https://www.solidsmack.com/fabrication/enrico-dini-big-freeform-architecture-3d-print-sardinia-villa-rocce/>
- Montiel, C. A. (2019). *Construcciones con Impresora 3d como Herramienta de innovacion en el futuro* . Valencia: UPV.
- Myrta Castellin, J. L. (2018). *WAVE LOADING FOR RECURVED PARAPET WALLS IN NON-BREAKING WAVE CONDITIONS: ANALYSIS OF THE INDUCED IMPULSIVE FORCES*. *Coastal Engineering* 2018.
- N.W Allsop, T. B. (2005). *Wave overtopping at vertical and steep seawalls*. *ICE Proceedings*, 91-135. Obtenido de <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/epdf/10.1680/maen.2005.158.3.103>
- Noticias de Ciencia y Tecnologia* . (12 de mayo de 2020). Obtenido de [https://noticiasdela ciencia.com/art/37975/aplicar-hormigon-por-impresion-3d-para-construir-estructuras-de-aerogeneradores-maritimos#google\\_vignette](https://noticiasdela ciencia.com/art/37975/aplicar-hormigon-por-impresion-3d-para-construir-estructuras-de-aerogeneradores-maritimos#google_vignette)
- Omaña, J. A. (1933). *Docomomo Iberico*. Obtenido de *Escalera Monumental de Acceso a la Playa de San Lorenzo*: <https://docomomoiberico.com/edificios/escalera-monumental-de-acceso-a-la-playa-de-san-lorenzo/>
- OpenFoam. (2024). OpenFoam. Obtenido de <https://www.openfoam.com/>
- Pan, Y. (2021). *3D printing in construction: state of the art and applications*. *The International Journal of Advanced Technology*, 12-20.
- Parametric Architecture*. (2022). *Parametric Architecture*, . Obtenido de

- [https://parametric-architecture.com/apis-cor-completes-the-dubai-municipality-largest-3d-printed-construction/dubai\\_manucipility\\_apis\\_cor-16/](https://parametric-architecture.com/apis-cor-completes-the-dubai-municipality-largest-3d-printed-construction/dubai_manucipility_apis_cor-16/)
- Parametric House. (2024). *Parametric House*. Obtenido de *Constructuion 3D Printing-Exploring the Emerging Design Territory of Construction 3D Printing* : <https://parametrichouse.com/construction-3d-printing/>
- Pilarczyk, K. (1990). *Design of seawalls and dikes – Including overview of revetments in Pilarczyk, K.W. (ed.). Coastal Protection*. Rotterdam.
- Pilarczyk, K. W. (1998). *DESIGN PHILOSOPHY AND METHODOLOGY*. En K. W. Pilarczyk, *DIKES AND REVETMENTS* (pág. 561). Roterdam, Netherlands: Blakhema Publishers.
- PILARCZYK, K. W. (2003). *ALTERNATIVE SYSTEMS FOR COASTAL PROTECTION*. *International Conference on Estuaries and Coasts*, (pág. 11). Hangzhou, China .
- Pinterest. (s.f.). *Pinterest*. Obtenido de <https://www.pinterest.com/pin/519321400784323668/>
- PreCast, P. (2024). *PoundField PreCast*. Obtenido de *Concrete sea walls*: <https://poundfield.com/bespoke-precast-concrete/marine-coastal/concrete-sea-walls/>
- Puertos del Estado. (2008). *GUÍA DE BUENAS PRÁCTICAS PARA LA EJECUCIÓN DE OBRAS MARÍTIMAS*. Madrid: Puertos del Estado.
- Puertos del Estado. (2009). *ROM 1.0-09*. Gobierno de España.
- R.G Dean, R. D. (2002). *Coastal Processes with Engineering Applications*. Cambridge: Cambridge University Press.
- R.J Nicholls, N. C. (2007). *The management of coastal flooding and erosion in Thorne*, C.R. et al. *Future Flood and Coastal Erosion Risks*. London.
- Salgado, J. (25 de abril de 2017). *Sciencing*. Obtenido de *Types of Seawalls*: <https://sciencing.com/common-landforms-8727172.html>
- Sawaragi, T. (1995). *Coastal Engineering-Waves, Beaches, Wave-Structure Interactions*. Osaka, Japan: ELSEVIER.

Schoonees, T. (2014). *Impermeable recurve seawalls to reduce wave overtopping*. Stellenbosch University.

Schoonees, T. (2014). *Impermeable recurve seawalls to reduce wave overtopping*. Stellenbosch University.

Scott, C. (28 de Febrero de 2017). *3Dprint.com-The voice of 3d printing*. Obtenido de Apis Cor 3D Prints a House in 24 Hours and Creates a Technological Showcase: <https://3dprint.com/166389/apis-cor-3d-printed-house-russia/>

Smart Factory Magazine. (2021). *Smart Factory Magazine*. Obtenido de <https://www.smartfactormagazine.es/es/c/sostenibilidad/pag-2>

Stratasys. (2021). *Historia de la impresión 3D: cómo empezó todo* . Obtenido de <https://www.stratasys.com/es/resources/>

Structuralia. (12 de junio de 2008). *Structuralia*. Obtenido de *Características estructurales de los principales tipos de muelles portuarios*: <https://blog.structuralia.com/caracteristicas-de-los-principales-tipos-de-muelles-portuarios>

Structuralia Blog. (21 de septiembre de 2016). *Structuralia*. Obtenido de *Obras marítimas: los diques verticales*: <https://blog.structuralia.com/obras-maritimas-los-diques-verticales>

Swart, E. (2016). *Effect of the overhang length of a recurve seawall in reducing wave overtopping*. University of Stellenbosch, Stellenbosch. Obtenido de <https://scholar.sun.ac.za/>

Tucker, E. (23 de Enero de 2019). *The Spaces*. Obtenido de *Shanghai is now home to the world's largest 3D printed bridge*: <https://thespaces.com/shanghai-is-now-home-to-the-worlds-largest-3d-printed-bridge/>

Van der Meer, J. (1988). *Geometrical design of coastal structures in Pilarczyk, K.W. (ed.). Dikes and Revetments: Design Maintenance and Safety Assessment*. Rotterdam.

Yifan Pan, Y. Z. (2021). *3D printing in construction: state of the art and*

*applications. The International Journal of Advanced Manufacturing Technology (2021), 12-20.*

*Zehro, K. (2021). Specifications and types of seawall structures needed to protect beaches from sand erosion and storm disasters. nternational Journal of Advanced Engineering, Sciences and Applications (IJAESA), 13-18. Obtenido de <https://www.londontechpress.co.uk/index.php/ijaesa/article/view/56/31>*

*Zotomayor, C. (21 de abril de 2020). SolidSmack. Obtenido de The First 3D Printed Pedestrian Bridge Stands Tall In Castilla-La Mancha Park: <https://www.solidsmack.com/design/first-3d-printed-pedestrian-bridge-castilla-la-mancha-park-barcelona/>*