

MINISTERIO DE PLANIFICACIÓN FEDERAL, INVERSIÓN PÚBLICA Y SERVICIOS  
SECRETARIA DE OBRAS PÚBLICAS  
SUBSECRETARIA DE RECURSOS HIDRICOS



**ARMADA ARGENTINA  
BASE NAVAL MAR DEL PLATA**

**ESTUDIO MEDIANTE MODELACIÓN FÍSICA DE  
LA ESCOLLERA DE ABRIGO A LA  
DARSENA DE SUBMARINOS**

**INFORME FINAL**

**Febrero, 2009**

**Informe LHA- 292-01-09**

**LABORATORIO DE HIDRAULICA**



*Estudio Mediante Modelación Física de la  
Escollera de la Dársena de Submarinos de  
la Base Naval Mar del Plata*

---

**ARMADA ARGENTINA  
BASE NAVAL MAR DEL PLATA**

**ESTUDIO MEDIANTE MODELACIÓN FÍSICA DE  
LA ESCOLLERA DE ABRIGO A LA  
DARSENA DE SUBMARINOS**

**INFORME FINAL**

**RESUMEN**

**PALABRAS CLAVE**

Informe	LHA-292-01-09
Fecha	Febrero, 2009
PROYECTO	771
COMITENTE	Armada Argentina



*Estudio Mediante Modelación Física de la  
Escollera de la Dársena de Submarinos de  
la Base Naval Mar del Plata*

---

**INA  
LABORATORIO DE HIDRAULICA**

**DIRECTOR**

*Ing. J.C. De Lio*

**JEFE DEL PROGRAMA DE HIDRÁULICA MARÍTIMA**

*Ing. R. D. Castellano*

---

**Informe producido por**

*Ing. R. A. Cáceres*

**Equipo de trabajo**

*M.M.O. L.S. Peralta*

*Téc. Mec. C.A. Haspert*

*R. Llorens*

**Fotografía y video**

*Sta. B. Moreno*

**Electrónica e Instrumentación**

*Ing. G. Tatone*

*Sr. J. Izquierdo*

---

## **TABLA DE CONTENIDOS**

1	INTRODUCCION.....	6
2	OBJETIVOS.....	8
3	SINTESIS DE LA METODOLOGIA Y RESULTADOS.....	9
4	DESCRIPCION DE LA OBRA.....	13
5	MARCO TEORICO.....	16
5.1	Tipos de daño en una obra de abrigo.....	16
5.2	Definición y criterios de avería.....	18
5.3	Fórmulas de estabilidad del enrocado.....	19
5.4	Sobrepaso.....	21
6	DESCRIPCION DE LAS INSTALACIONES EXPERIMENTALES.....	27
7	DISEÑO Y CONSTRUCCION DEL MODELO.....	28
7.1	Principio de Semejanza.....	28
7.2	Leyes de Similitud.....	29
7.3	Efectos de Escala.....	32
7.4	Selección de la escala.....	34
7.5	Coraza y subcapa.....	35
7.6	Metodología de ensayo.....	36
7.7	Condiciones de ensayo.....	37
7.8	Duración de los ensayos.....	39
8	RESULTADOS.....	41
8.1	Estabilidad del enrocado.....	41
8.2	Estabilidad del pie.....	43
8.3	Modificación del diseño del pie de la escollera.....	44
8.4	Sobrepaso.....	46
9	CONCLUSIONES.....	51



*Estudio Mediante Modelación Física de la  
Escollera de la Dársena de Submarinos de  
la Base Naval Mar del Plata*

---



---

ARMADA ARGENTINA  
BASE NAVAL MAR DEL PLATA

# ESTUDIO MEDIANTE MODELACIÓN FÍSICA DE LA ESCOLLERA DE ABRIGO A LA DARSENA DE SUBMARINOS

## INFORME FINAL

Febrero, 2009

### 1 INTRODUCCION

El presente estudio en modelo hidráulico de la escollera de la dársena de submarinos en la Base Naval Mar del Plata, ha sido realizado en respuesta a un requerimiento del Estado Mayor General de la Armada Argentina, con fecha 3 de septiembre de 2007, habiendo la Armada Argentina aceptado Términos de Referencia incluidos en la Carta Oferta INA 570/07 del 4/10/2007.

Los estudios consistieron en la realización de ensayos hidráulicos bidimensionales en escala reducida, de aspectos funcionales y estructurales del proyecto de reconstrucción de la escollera existente. La sección transversal modelada estuvo conformada por un talud de enrocado. El estudio se llevó a cabo en un canal de olas (ensayos 2D) disponible en el Laboratorio de Hidráulica del INA

En el **Capítulo 2** se indican los objetivos del estudio realizado.

En el **Capítulo 3** se presenta una breve síntesis de la metodología de trabajo y los resultados obtenidos.

En el **Capítulo 4** se describe la obra de remodelación de la escollera.



Los aspectos estructurales (estabilidad hidráulica) y funcionales (sobrepaso de olas) estudiados en el modelo físico pueden ser abordados mediante expresiones matemáticas empíricas, algunas de las cuales se presentan en el **Capítulo 5** con el propósito de permitir la comparación con los resultados experimentales obtenidos en este estudio específico.

En el **Capítulo 6** se reseñan las características sobresalientes de las instalaciones experimentales utilizadas y en el **Capítulo 7** se detallan los aspectos constructivos del modelo en escala, la metodología empleada para la determinación de las variables experimentales y las situaciones hidrodinámicas modeladas.

En el **Capítulo 8** se describen los resultados obtenidos y en el **Capítulo 9** las conclusiones generales resultantes del estudio realizado.

## **2 OBJETIVOS**

El propósito de los estudios hidráulicos desarrollados fue el de evaluar el comportamiento hidráulico de dos secciones transversales de la escollera de la dársena de submarinos de la Base Naval Mar del Plata, sujetas a la acción de oleaje.

Los aspectos básicos estudiados fueron la trepada del oleaje sobre el talud (run-up), el sobrepaso y la estabilidad de la protección bajo la acción del oleaje incidente. La protección indicada estuvo constituida por enrocado.

Se estudiaron específicamente los siguientes aspectos:

- Estabilidad de la coraza de enrocado
- Estabilidad del pie del talud
- Sobrepaso de oleaje
- Estabilidad del talud interno

---

### 3 SINTESIS DE LA METODOLOGIA Y RESULTADOS

#### *Modelo*

Los estudios se llevaron a cabo mediante un modelo físico bidimensional en escala reducida, el que fue construido en un canal experimental de 28 m de longitud.

El modelo fue construido mediante material granular para el núcleo, un filtro de apoyo de piedra partida graduada, según lo establecido en el proyecto, y una coraza de elementos de enrocado.

Dado que las dos secciones a ensayar poseen distinta altura de diseño, para maximizar la utilidad del canal, se adoptaron escalas geométricas distintas en el tramo 1 y en el 2. Las escalas de longitudes que resultaron de dicho análisis fueron:

$$\text{Tramo 1} \Rightarrow E_L=13.2$$

$$\text{Tramo 2} \Rightarrow E_L=16$$

Los detalles de esta selección se desarrollan en el apartado **7.4 Selección de la escala**.

#### *Generación de olas*

El canal de ensayos se halla equipado con un generador de olas aleatorio, capaz de simular un espectro de olas predeterminado.

#### *Condiciones de ola y nivel del mar*

Las condiciones de diseño para los tramos en estudio fueron establecidos por el Cliente y son las siguientes:

Condiciones de diseño – Tramo 1:

- Nivel de diseño = +2.00 m (SHN)
- Altura de ola de diseño = 1.60 m
- Período pico de ola = 11 s

Condiciones de diseño – Tramo 2:

- Nivel de diseño = +2.00 m (SHN)
- Altura de ola de diseño = 2.10 m
- Período pico de ola = 11s

Los escenarios indicados están orientados a la evaluación de la sección transversal en su conjunto, especialmente en lo concerniente a la estabilidad de la coraza resistente del talud. El nivel +2 m corresponde a la pleamar astronómica máxima en el puerto de Mar del Plata.

El pie de apoyo del talud, compuesto de material de menor peso, fue estudiado para condiciones particulares de marea baja, para las cuales resulta posible la rotura del oleaje sobre el mismo. En este caso se adoptó como nivel del mar la bajamar astronómica media +0.50 m.

*Programa de ensayos*

Se ensayaron 2 secciones típicas para el proyecto básico. Sobre cada una de las secciones se efectuó un conjunto de 7 ensayos, con un nivel de agua  $N = +2m$  y con un conjunto de períodos en torno al de diseño. En el curso de cada ensayo la altura de ola fue gradualmente incrementada hasta superar la ola de diseño adoptada para la sección. La duración de cada etapa fue de 6 horas (prototipo).

Se realizaron además 4 ensayos para cada sección con nivel  $N = +0.5$  para verificar la estabilidad del pie de la escollera.

### *Mediciones*

A lo largo de cada ensayo se realizaron las siguientes determinaciones:

- Altura de ola significativa  $H_s$ , mediante la toma de tres registros simultáneos lo que permite establecer las características de la ola incidente sobre la estructura.
- El movimiento de elementos de la coraza de ambos taludes y la configuración de la sección transversal resultante al cabo del ensayo.
- El movimiento de enrocado del pie del talud.
- El eventual daño sufrido por el filtro de apoyo y el núcleo.
- El sobrepaso de olas en casos particulares de interés.
- En el curso de los ensayos se tomaron fotografías y registros en video para documentar los resultados.

### *Resultados*

Pudo establecerse que ambas secciones transversales se comportaron satisfactoriamente a la solicitud de proyecto. Tanto el daño sobre la coraza como el caudal de sobrepaso determinados experimentalmente fueron contrastados con modelos empíricos, habiéndose encontrado una buena concordancia entre ambos resultados.

Para la condición de diseño, el modelo mostró que la coraza sufre daños menores, previstos en el proyecto y caudal de sobrepaso medio se mantuvo siempre por debajo de los valores máximos admisibles.



El comportamiento observado en el pie de apoyo durante los ensayos iniciales, motivó que, más allá de que en el modelo las deformaciones no tuvieron consecuencias observables sobre la coraza de la escollera, se recomendara la modificación de su diseño, de modo de asegurar que el mismo tuviera sólo deformaciones mínimas para las condiciones de oleaje adoptadas. Este nuevo diseño fue estudiado con niveles bajos, habiéndose encontrado resultados favorables.

#### 4 DESCRIPCION DE LA OBRA

La dársena de submarinos de la Base Naval es parte del Puerto de Mar del Plata, ubicado sobre la costa Atlántica de la Provincia de Buenos Aires, en la coordenadas geográficas  $38^{\circ} 2'$  de latitud Sur y  $57^{\circ} 31'$  de longitud oeste (**Figuras 4.1 y 4.2**).



**Figura 4.1: Puerto de Mar del Plata**



**Figura 4.2: Escollera de protección de la dársena de submarinos**

Las obras de reconstrucción y reparación de la escollera de abrigo consisten en los siguientes aspectos:

- **Elevación de la cota de coronamiento:** Se ha previsto elevar la cota de coronamiento de la estructura en toda su longitud. La actual cota de coronamiento de +4.40m se elevará al nivel +6.00m (SHN). Esto se realizará mediante la colocación de un murete de hormigón armado con forma de L, similar al existente.
- **Subcapa:** Se ha previsto ejecutar una subcapa de menor tamaño que el de la coraza, que colabore con ésta en la disipación de presiones.

La subcapa estará formada por piedra del siguiente tamaño:

Tramo 1:	$W_{50} = 150\text{kg}$	Espesor mínimo = 0.60m
Tramo 2:	$W_{50} = 200\text{kg}$	Espesor mínimo = 0.65m

El talud posee una pendiente 1(V):2(H) y se extiende desde la cota inferior de la estructura de coronamiento (+4.00) hasta el lecho.

- **Coraza:** Se ha previsto ejecutar una coraza de piedra que se adapte a las condiciones de diseño, asegurando la estabilidad de los taludes durante la vida útil de la obra.

La coraza estará formada por piedra del siguiente tamaño:

Tramo 1:	$W_{50} = 1100\text{kg}$	Espesor mínimo = 1.20m
Tramo 2:	$W_{50} = 1950\text{kg}$	Espesor mínimo = 1.40m

Se ha previsto que, tanto el talud del Lado Mar como en el talud Lado Dársena de Submarinos, la coraza disponga de una pendiente 1(V):2(H).

- **Pie de protección:** Se ha previsto la colocación de una estructura de protección al pie de la escollera, del lado del Antepuerto, a fin de proteger contra la socavación.

El pie de protección constituirá una extensión de la subcapa sobre el lecho, al pie de la escollera. Por tanto, tendrá los siguientes tamaños medios:

Tramo 1:	$W_{50} = 150\text{kg}$
Tramo 2:	$W_{50} = 200\text{kg}$
Morro:	$W_{50} = 250\text{kg}$

- **Capa de grava:** Para salvar la discontinuidad entre la piedra que conforman la subcapa o el pie de protección y la base de asiento de arena, se debe colocar una capa de grava. Dicha capa debe cumplir las leyes de filtro de modo se asegure una adecuada permeabilidad y que no exista pérdida de material fino.

En el **Anexo I** se presenta una planta y dos secciones típicas de la escollera.

## **5 MARCO TEORICO**

Las escolleras son las obras más comúnmente utilizadas para la protección de áreas costeras o puertos contra la acción del oleaje. Estas estructuras disipan la energía del oleaje por los procesos de: 1) rotura; 2) fricción sobre y en el interior del macizo granular; 3) transmisión del oleaje hacia la parte abrigada.

La misión de estas obras es la creación de un área abrigada frente a la acción del oleaje. Desde el punto de vista funcional, la transmisión de energía sobre y a través de la escollera son condicionantes fundamentales del diseño.

Los rompeolas se suelen diseñar con diferentes capas, con piezas de tamaño decreciente desde el manto exterior, o principal, hasta el núcleo. Los mantos secundarios cumplen la función de apoyo y filtro con las piezas de los mantos adyacentes.

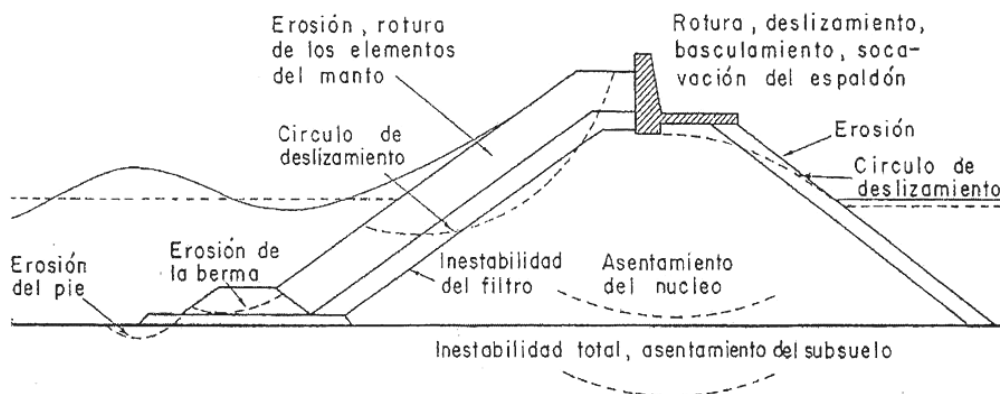
En este capítulo se presentan los métodos de cálculo de las piezas del manto principal, desde el punto de vista de la estabilidad hidrodinámica, que permitirá comparar con los resultados experimentales. También se presentan las fórmulas de sobrepaso, para evaluar la estructura desde el punto de vista funcional. Previamente se definen los distintos tipos y criterios de avería en una escollera.

### **5.1 Tipos de daño en una obra de abrigo**

Las principales causas de daño que se presentan en una escollera expuesta a la acción del oleaje son:

- 1) Extracción de las piezas del manto principal y del talud interno de la escollera debido a la acción del flujo del oleaje

- 2) Deslizamientos del manto principal debido al oleaje
- 3) Desplazamiento gradual del material por efecto de la compactación por impacto de la ola.
- 4) Fallos en el coronamiento por acción hidrodinámica del oleaje.
- 5) Fallos por deslizamiento en el talud interno debido a rebase excesivo sobre la coronación de la estructura.
- 6) Socavación en el espaldón de la escollera por escape del material de apoyo a través de los distintos mantos.
- 7) Desplazamiento de los mantos por erosión al pie de la estructura.
- 8) Fallos de tipo geotécnicos por mala cimentación o por asientos diferenciales.
- 9) Fallas por falta de resistencia mecánica o química de los materiales que componen la estructura.

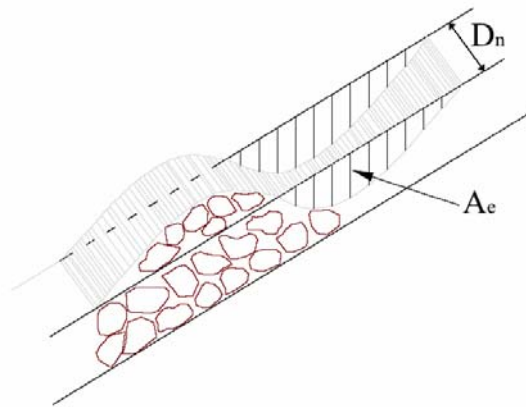


**Figura 5.1: Esquema de escollera. Modos de fallo estructural**

En el presente estudio sólo se analizará la estabilidad de la estructura frente a las acciones hidrodinámicas, tales como el sobrepaso y la estabilidad de las piezas frente a la acción del flujo del oleaje.

**a. Definición y criterios de avería**

El daño en el manto principal de una escollera se manifiesta como una deformación progresiva del mismo causada por un desplazamiento gradual de los elementos que constituyen la coraza por acción del oleaje. Bajo ciertas condiciones la acción del oleaje puede producir la remoción de esos elementos, y su depósito en alguna ubicación inferior sobre el talud. Una sección transversal deformada típica se muestra en la **Figura 5.2**.



**Figura 5.2 Definición del daño**

Una manera de medir el grado de daño que sufre la coraza de protección del talud es por medio de una comparación entre las secciones transversales previas y posteriores a la acción del oleaje.

Para la cuantificación del daño, se utiliza el área media de erosión,  $A_e$ . La relación entre esta área de erosión y el área transversal de un elemento (en este caso enrocado) que compone la coraza, es utilizada como una medida (adimensional) del daño sobre la coraza  $S$ :

$$S = \frac{A_e}{D_{n50}^2} \quad [5.1]$$

De esta manera puede interpretarse que  $S$  es el número de elementos removidos de la sección transversal en un ancho  $D_{n50}$ .

Los criterios de daño normalmente admitidos son los siguientes:

$S = 2$  inicio de daño (para taludes 1:1.5 1:2 y 1:3)

$S = 5$  o  $6$  daño tolerable

$S = 8$  filtro visible (taludes 1:1,5 y 1:2) lo cual implica colapso de la coraza, pero no falla inmediata de la estructura.

Para estructuras de talud más tendido (1:3 a 1:6) los valores de  $S$  que definen cada estado son mayores.

## **5.2 Fórmulas de estabilidad del enrocado**

Para la evaluación de la estabilidad del enrocado existen diversas formulaciones. Entre ellas se puede citar la extensamente utilizada fórmula de estabilidad de Hudson y las más modernas relaciones empíricas desarrolladas por van der Meer.

La fórmula de van der Meer tiene la ventaja (frente a la fórmula de Hudson) de incorporar explícitamente otras variables. En las relaciones incorpora las características y duración de las olas que inciden sobre el talud, y la porosidad de la estructura.

Para incorporar las características del oleaje se utiliza el parámetro adimensional de Iribarren  $\xi_r$ . Este se define como:

$$\xi_r = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_o}}} \quad [5.2]$$

En donde **tan  $\alpha$**  es la inclinación del talud, H la altura de ola y  $L_o$  la longitud de ola en aguas profundas, que es función del período T. El valor límite que separa los distintos tipos de rompiente (plunging/surging) se evalúa según:

$$\xi_{r,l} = (6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha})^{1/(P+0.5)} \quad [5.3]$$

Para una protección de determinado talud  $\alpha$  y porosidad P, valores de  $\chi_r$  inferiores al indicado por la **ecuación [5.4]** corresponden al tipo de rotura "plunging" y valores mayores a la denominada "surging", para cada una de las cuales existe una fórmula de estabilidad diferente:

$$\text{Plunging: } \xi_r < \xi_{r,l} \quad \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \times \sqrt{\xi_r} = 6.2 \times P^{0.18} \times \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \quad [5.4]$$

$$\text{Surging: } \xi_r > \xi_{r,l} \quad \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0 \times P^{0.13} \times \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \times \sqrt{\cot \alpha} \times \xi_r^P \quad [5.5]$$

donde:

$H_s$  = altura de ola significativa

$\xi_r$  = parámetro de Iribarren

$T$  = período de cruce de ceros

$\alpha$  = ángulo del talud

$\Delta$  = peso específico relativo del enrocado,  $\frac{\gamma_r - \gamma}{\gamma}$

$D_{n50}$  = diámetro medio nominal,  $\left(\frac{W_{50}}{\gamma_r}\right)^{1/3}$

$W_{50}$  = peso medio del enrocado

$P$  = permeabilidad

$S$  = nivel de daño,  $S = \frac{A}{D_{n50}^2}$

$A$  = área erosionada da le sección transversal

$N$  = Número de olas (duración de la tormenta)

### 5.3 Sobrepaso

El sobrepaso  $q$  es el *caudal medio por metro lineal de ancho* que pasa por sobre una estructura cuando una ola impacta sobre la misma. Las unidades para su cuantificación pueden ser por ejemplo “m<sup>3</sup>/s/m” ó “l/s/m”.

La descarga sobre el coronamiento durante el sobrepaso no es constante. Las olas más grandes pueden arrojar una gran cantidad de agua en un corto período de tiempo. Olas más pequeñas pueden no producir ningún sobrepaso. Aunque el caudal medio  $q$  es indicativo de

los volúmenes de agua por unidad de tiempo en un lapso más o menos prolongado, el sobrepaso debido a una ola extrema individual puede ser considerablemente mayor.

El sobrepaso de una ola sucede cuando el nivel de coronamiento es menor que el nivel de trepada (run-up) de la ola. El parámetro básico que debe entonces ser usado para cuantificarlo es la altura libre de coronamiento  $R_c$  (Figura 5.3). Esta altura corresponde a la diferencia de altura entre el nivel de aguas quietas y el nivel de coronamiento.

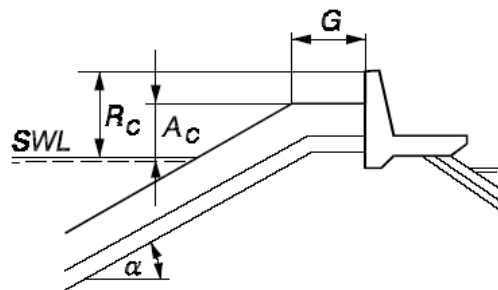


Figura 5.3: Esquema de obra, talud con muro en el coronamiento

El caudal de sobrepaso admisible depende de aspectos estructurales y funcionales, tales como:

- Estabilidad de la coronación y la cara de la estructura expuesta a la acción directa del oleaje.
- Transmisión del oleaje a la zona abrigada
- Posibilidad de daño a instalaciones situadas al abrigo de la estructura.
- Posibilidad de daño a personas.

Diversos investigadores han estudiado el problema del sobrepaso y contribuido a establecer los límites tolerables de sobrepaso para escolleras. Dichos estudios han sido realizados con mediciones de campo y en modelos físicos. Como resultados de estos estudios ha surgido

una escala de valores de caudal admisible de sobrepaso para condiciones de seguridad funcional y estructural<sup>1</sup> (Figura 5.4).

Cabe destacar, que estos valores solo pueden ser considerados como un guía inicial, ya que la intensidad del sobrepaso depende mucho de la geometría y su localización.

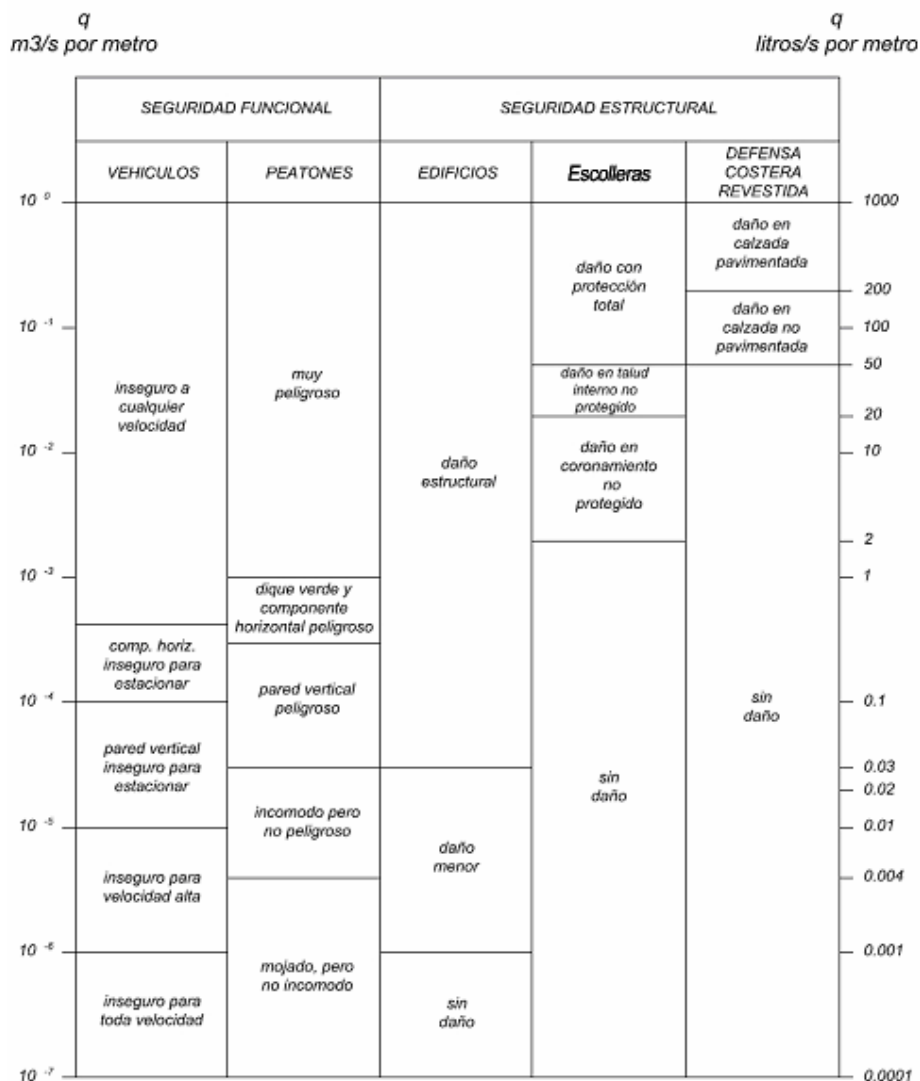


Figura 5.4: Caudal de sobrepaso admisible

<sup>1</sup> Fundamentals of design. Coastal Engineering Manual. Chapter 5 – Part VI. 2001 – pag. VI-5-21

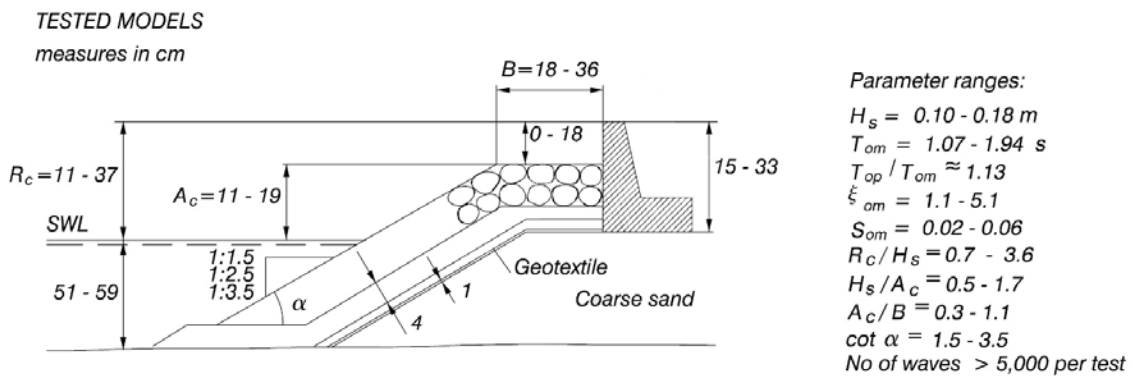
Como producto de las investigaciones realizadas, existen diversas fórmulas empíricas para el cálculo de sobrepaso, algunas de ellas desarrolladas para olas irregulares.

En el presente estudio se utilizaron las fórmulas de Pedersen – Burcharth (1992) , Bradbury – Allsop (1988) y la de Aminti – Franco<sup>2</sup> .

Modelo de Pedersen – Burcharth (1992):

$$\frac{qT_{om}}{L_{om}^2} = 3.2 \times 10^{-5} \left( \frac{H_s}{R_c} \right)^3 \frac{H_s^2}{A_c B \cot \alpha} \quad [5.6]$$

Donde  $T_{om}$  y  $L_{om}$  son el período y longitud de ola medios, en aguas profundas. Los demás parámetros se pueden ver en la **Figura 5.5**, junto con los rangos de valores utilizados en la investigación en modelo físico desarrollados por Pedersen – Burcharth.



**Figura 5.5: Esquema del modelo de Pedersen – Burcharth**

<sup>2</sup> Fundamentals of design. Coastal Engineering Manual. Chapter 5 – Part VI. 2001 – pag. VI-5-29

Modelo de Bradbury – Allsop:

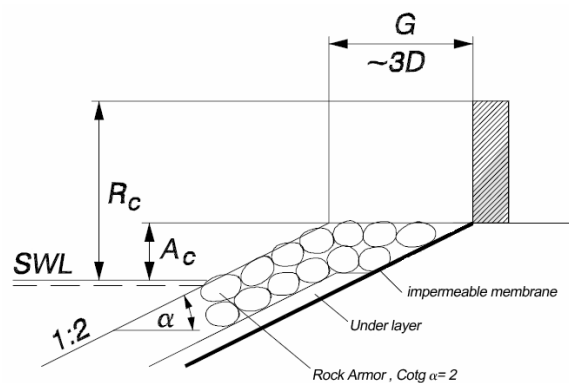
$$Q_* = a.R_*^{-b} \quad [5.7]$$

$Q_*$  y  $R_*$  son los parámetros adimensionales de sobrepaso y altura libre de coronamiento. El valor de cada uno de ellos es:

$$Q_* = \frac{q}{gH_s T_{om}} \quad [5.8]$$

$$R_* = \left( \frac{R_c}{H_s} \right)^2 \sqrt{\frac{s_{om}}{2\pi}}$$

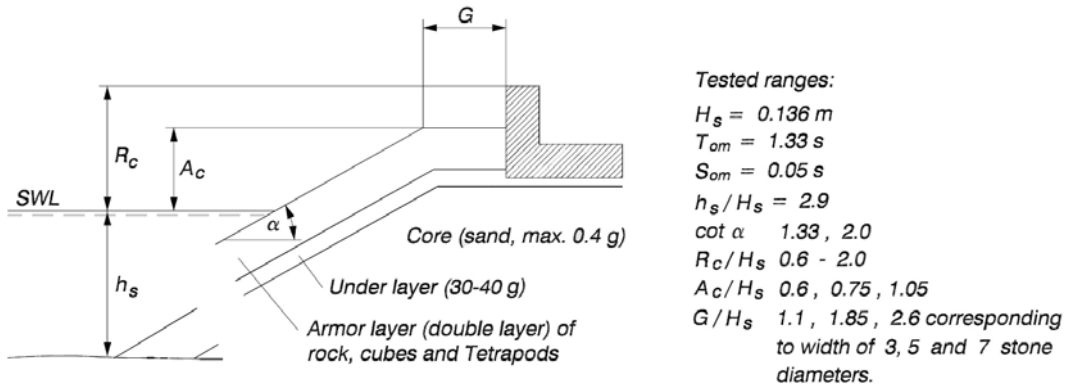
$a$  y  $b$  son coeficientes que dependen de la relación  $G/H_s$ ,  $G/R_c$  y  $A/R_c$  (ver **figura 5.6**). En dicha figura también se encuentran los valores de altura de ola y las dimensiones del modelo físico desarrollado para la determinación de la fórmula de sobrepaso.



**Figura 5.6: Esquema del modelo de Bradbury – Allsop**

*Modelo de Aminti y Franco:*

Esta formulación está basada en el modelo anterior. Fue desarrollada para corazas de rocas y bloques de hormigón premoldeados. El esquema de obra utilizado en la modelación física se puede ver en la **Figura 5.7:**



**Figura 5.7: Esquema del modelo de Aminti y Franco**

La ecuación utilizada posee la misma forma que la ec. 5.7, y los coeficientes **a** y **b**, sólo dependen de la relación **G/H<sub>s</sub>**.

## **6 DESCRIPCION DE LAS INSTALACIONES EXPERIMENTALES**

Los ensayos se llevaron a cabo en un canal de olas de 28 m de largo, por 0.60 m de ancho y una profundidad de 1.00 m. Con un generador de olas oleohidráulico de alta presión, controlado por una servoválvula.

La medición de altura de ola se realizó mediante un conjunto de tres sondas separadas entre sí a una distancia variable entre 40 y 50cm de acuerdo al período de las olas utilizado para la escala correspondiente. El conjunto se ubica a mitad de recorrido entre el generador de olas y el talud.

Además se realizaron mediciones de la altura de la ola con una sonda individual ubicada a 2 m aproximadamente del pie del talud. Las señales eléctricas son convertidas en valores digitales de tensión y almacenadas en una computadora para su procesamiento.

La medición de caudal medio de sobrepaso se realizó mediante la captación del agua de sobrepaso a una cubeta, en la que se instaló un seguidor de nivel del agua, electrónico. La señal eléctrica, proporcional a la posición del nivel en la cubeta, fue registrada en función del tiempo en un receptor electrónico. Previo a los ensayos el conjunto fue calibrado mediante el llenado de la cubeta con volúmenes controlados, determinándose una relación entre volumen de agua y la amplitud del registro.

---

## **7 DISEÑO Y CONSTRUCCION DEL MODELO**

Los estudios en modelo físico bidimensional permiten evaluar el comportamiento estructural y funcional de obras marítimas afectadas a sollicitaciones provocadas por diversas condiciones de oleaje, bajo condiciones controladas.

Mediante este tipo de estudios es posible verificar y optimizar el diseño realizado previamente mediante la aplicación de fórmulas de estabilidad o sobrepaso y llegar de esta manera a un diseño final confiable y óptimo desde un punto de vista técnico-económico.

### ***7.1 Principio de Semejanza***

La técnica de la modelación física se apoya en el principio de semejanza. Este es un concepto abstracto basado en el principio de homogeneidad. Para una teoría física dada, este principio permite deducir las condiciones a las cuales deben sujetarse dos procesos para que la relación entre las medidas de sus magnitudes homólogas sea constante. Es decir, se consideran dos sistemas físicos (en este caso, el modelo a escala y el sistema real o prototipo) que presentan comportamientos semejantes en relación con algunos fenómenos. Así pues, aunque con ciertas limitaciones, las medidas efectuadas sobre algunas magnitudes físicas en el modelo permiten anticipar el comportamiento del sistema real<sup>3</sup>.

Para que los resultados obtenidos en un modelo a escala puedan ser tomados como representativos de la realidad, aquél debe cumplir ciertas condiciones denominadas “leyes de semejanza”. Se consideran tres tipos de semejanza:

---

<sup>3</sup> **CÓRDOVA, L.** "Estudio del fenómeno del rebase en obras de defensa de costas para las condiciones de Cuba." Tesis Doctoral, 1999.

- Semejanza geométrica: Permite relacionar las dimensiones del modelo con las del prototipo a través de una o varias transformaciones geométricas. Se define entonces a la escala de longitudes como la relación entre las longitudes homólogas en prototipo (p) y modelo (m):

$$e_L = \frac{L_p}{L_m} \quad (7.1)$$

- Semejanza cinemática: Añadiendo a las relaciones geométricas una escala de tiempos, que permite relacionar las velocidades y aceleraciones de modelo y prototipo. Se define la escala de tiempos como la relación entre los tiempos homólogas en prototipo (p) y modelo (m):

$$e_t = \frac{t_p}{t_m} \quad (7.2)$$

- Semejanza dinámica: Presupone las anteriores y añade las escalas de fuerzas existentes en el fenómeno objeto de estudio. Para ello debe haber una relación constante entre las masas de los elementos homólogos:

$$e_M = \frac{M_p}{M_m} \quad (7.3)$$

La semejanza dinámica entre dos sistemas exige que todas las fuerzas actuantes mantengan una relación constante entre ambos sistemas.

## **7.2 Leyes de Similitud**

En los procesos hidráulicos intervienen las propiedades físicas del fluido (densidad, viscosidad, compresibilidad y tensión superficial) y las acciones exteriores como la

atracción gravitatoria, la elasticidad de los cuerpos en contacto con el fluido, y la presión atmosférica actuante sobre la superficie libre del fluido.

La semejanza de fuerzas viscosas, de compresibilidad, tensión superficial y fuerzas gravitatorias entre dos sistemas (condición necesaria para la existencia de la semejanza dinámica) puede expresarse mediante las relaciones adimensionales entre distintas variables que determinan el problema, denominadas números de Reynolds, Rayleigh, Weber, Froude, Cauchy respectivamente.

El principio de semejanza exige que los números indicados tengan igual valor en prototipo y modelo. Si el fluido a utilizar en el modelo es agua (lo mismo que en el prototipo) y puesto que la aceleración gravitatoria es también la misma en modelo y prototipo, puede demostrarse que la condición indicada (es decir la igualdad de todos los números adimensionales) es imposible de satisfacer simultáneamente si la escala geométrica entre ambos sistemas es distinta de 1. En la generalidad de los casos, ello obliga a evaluar cuáles son los procesos dominantes en el sistema y elegir en función de ello la ley de semejanza correspondiente, descartando el resto de las fuerzas.

En particular el Número de Froude  $\mathcal{F}$ , representa la relación entre las fuerzas de inercia y las de gravedad en un sistema y se expresa mediante el número adimensional dado por:

$$F = \frac{v^2}{g \cdot d} \quad [7.4]$$

En la ec. [7.4.]  $v$  es una velocidad,  $g$  la aceleración de la gravedad y  $d$  una dimensión espacial.

Para que dos sistemas en los que las fuerzas de gravedad y de inercia son los dominantes sean dinámicamente semejantes, se requiere que se mantenga la misma relación de fuerzas

en ambos sistemas. Si los subíndices m y p se refieren a los sistemas “modelo” y prototipo”, lo expresado arriba implica:

$$F_m = F_p \quad [7.5]$$

Siendo  $e_L$  la escala geométrica del modelo, y puesto que se mantiene la aceleración de la gravedad es la misma en ambos sistemas, ( $g_p / g_m = 1$ ), al aplicar la ley de semejanza [7.5] se obtienen las escalas correspondientes a otras magnitudes físicas de interés:

➤ Tiempo:  $e_T = (e_L)^{1/2} \quad [7.6]$

➤ Peso:  $e_P = (e_L)^3 \quad [7.7]$

➤ Caudal específico:  $e_Q = (e_L)^{3/2} \quad [7.8]$

➤ Densidad de Energía S(f):  $e_{S(f)} = (e_L)^{5/2} \quad [7.9]$

De manera equivalente se define (entre otros números indicados precedentemente) el Número de Reynolds  $Re$ , que expresa la relación entre las fuerzas viscosas:

$$Re = \frac{U \cdot D}{\nu} \quad [7.10]$$

En donde U es una velocidad, frecuentemente está dada por  $\sqrt{gH_s}$ , siendo  $H_s$  la altura significativa de la ola, D una dimensión característica del elemento y  $\nu$  la viscosidad cinemática del agua.

---

### **7.3 Efectos de Escala**

Como se ha indicado previamente, para garantizar la semejanza de todas las fuerzas actuantes (semejanza dinámica) entre dos sistemas, es necesario que todos los números adimensionales que representan esas relaciones de fuerzas (Froude, Reynolds, Weber, Cauchy, etc) sean iguales en ambos sistemas, condición imposible satisfacer simultáneamente, salvo que el modelo y el prototipo estén en la misma escala geométrica.

En caso contrario (como lo es en general) deberá evaluarse cuáles son las fuerzas dominantes que representan un determinado proceso y evaluar dentro de qué límites es posible la distorsión del resto de las fuerzas, sin afectar significativamente los resultados producidos por el modelo.

En los problemas hidráulicos como el que se plantea en este estudio, las fuerzas dominantes son las de inercia y las de gravedad. Así el modelo deberá representar adecuadamente estas fuerzas y no otras. Esto implica que la ley de semejanza a considerar es la de Froude<sup>4</sup>.

Si la escala del modelo es muy reducida, otras fuerzas comienzan a tomar mayor importancia, particularmente las fuerzas viscosas. Pero puesto que la aceptación del número de Froude igual en modelo y prototipo impide la igualdad del número de Reynolds, la relación entre fuerzas de inercia y viscosas entre ambos sistemas se hallará distorsionada, es decir, se produce un *efecto de escala*.

Puede concluirse que en modelos de escala reducida siempre existen *efectos de escala* relacionados con los efectos viscosos, que tienden a sobreestimar la estabilidad de la

---

<sup>4</sup> **H. Oumeraci.** *Scale Effects in Coastal Hydraulic Models* - Laboratoire d'Etudes Maritimes, Algier, Algeria – International Conference of Scale Effects – IAHR – 1985

estructura a medida que aumenta la escala (es decir que se reduce el modelo). Este error no es de cuantificación simple.

En el caso de taludes protegidos con enrocado se admite que estos efectos de escala son despreciables si el número de Reynolds (Re) es mayor que un cierto valor crítico.

Se han desarrollado diversos estudios para determinar el valor crítico del número de Reynolds, los cuales se indican a continuación<sup>5</sup>:

**Tabla 7.1 Efectos viscosos**

Investigaciones realizadas	Re <sub>crítico</sub>
Dai & Kamel (1969) y Kajima & Sakakiyama (1994); en ensayos con olas regulares	$3 \times 10^4$
Törum (1977), Brodertick & Ahrens (1982), Mol et al. (1983) y Van der Meer (1988); con olas irregulares	$1 \times 10^4 - 4 \times 10^4$
Jensen & Klinting (1983); en base a consideraciones teóricas	$0.7 \times 10^4$

El número de Reynolds crítico puede relacionarse con la altura de ola y el peso del bloque correspondiente, de manera que es posible estimar un valor mínimo de altura de ola y peso del bloque para que los efectos viscosos sean despreciables. Dichos valores fueron estimados por Dai & Kamel (1969) para un Reynolds crítico de  $3 \times 10^4$ :

$$(\mathbf{H}_m)_{\min} = 0.10 - 0.15\text{m}$$

$$(\mathbf{W}_m)_{\min} = 100 - 150\text{g}$$

<sup>5</sup> *Wave Action on Rubble Mound Breakwater: The Problem of Scale Effects*. Tirindelli & Lamberti (University of Bologna); Paphitis & Collins (University of Southampton); Cesar Vidal (University of Cantabria); Hawkins & Paula Moschella (MBA); Burchart (Aalborg University); Agustin Sanchez-Arcilla (Politecnical University of Catalonia). DELOS EVK3-CT-2000-00041

Estos valores fueron luego contrastados con mediciones en prototipo durante tormentas y en modelos a gran escala (menores que 1:12). Las mediciones del porcentaje de daño fueron concordantes con los valores estimados en modelos de escala reducida en donde se habían considerado los límites de altura de ola en el estudio de Dai & Kamel (1969).

Por lo expuesto en los párrafos anteriores, en el presente estudio se adopta como valor mínimo admisible del número de Reynolds definido en [7.8],  $Re = 3 \times 10^4$ .

#### **7.4 Selección de la escala**

El criterio seguido para adoptar la escala, fue en base a las dimensiones del canal, la máxima ola posible de generar y las consideraciones indicadas en el punto 7.3. **Efectos de escala.**

Dado que las dos secciones a ensayar poseen distinta altura de diseño, para maximizar la utilidad del canal, se adoptaron escalas geométricas distintas en el tramo 1 y en el 2. Las escalas de longitudes que resultaron de dicho análisis fueron:

$$\text{Tramo 1} \implies E_L=13.2$$

$$\text{Tramo 2} \implies E_L=16$$

Esta selección de escalas diferentes, permite utilizar el mismo tamaño de piedra y altura de ola en el modelo, favoreciendo así la metodología experimental.

La **Tabla 7.2** muestra las relaciones de escala resultantes y los valores de ola según las condiciones hidrodinámicas prevista en el diseño de la obra.

**Tabla 7.2: Escala del modelo. Altura y periodo de ola**

Tramo	$e_L$	$e_t$	$H_{D\ prot}(m)$	$T_{D\ prot}(seg)$	$H_{D\ model}(m)$	$T_{D\ model}(seg)$
1	13.2	3.6	1.6	11	0.13	3.03
2	16	4.0	2.1	11	0.13	2.75

### 7.5 Coraza y subcapa

En la **Tabla 7.3** se muestran los valores resultantes en modelo, del tamaño medio de las piedras para la coraza y la subcapa en los dos tramos de estudio.

**Tabla 7.3: Escala del modelo. Coraza y subcapa**

Tramo	$e_L$	$e_W$	Subcapa		Coraza			
			$W_{D\ prot}(Kg)$	$W_{D\ model}(g)$	$W_{D\ prot}(Kg)$	$W_{D\ model}(g)$	$D_{n\ equiv}(m)$	Re
1	13.2	2306	150	65	1100	477	0.06	62016
2	16	4088	200	49	1950	477	0.06	64434

En la **Tabla 7.3** se observa que el número de Reynolds es considerablemente mayor que el valor límite adoptado. Por tanto los efectos de escala en la coraza pueden considerarse despreciables y los resultados experimentales concernientes a la estabilidad de la coraza serán considerados válidos para el prototipo.

---

## **7.6 Metodología de ensayo**

Los ensayos tuvieron por objeto verificar la estabilidad de las distintas componentes de las secciones de escollera a la sollicitación hidrodinámica ejercida por las olas incidentes:

- Coraza delantera
- Coraza trasera
- Coronamiento
- Pie de apoyo

Además en algunos casos se evaluó el caudal medio de sobrepaso.

El procedimiento metodológico consistió en sollicitar la estructura por medio de escalones crecientes de carga (distintas alturas de ola, incluyendo el valor de diseño) durante un cierto tiempo para el período de diseño.

Al cabo de esa duración se observó el comportamiento de la sección estudiada, determinándose el movimiento de los elementos de coraza y enrocado del pie de apoyo. Si aún no se hubiera producido daño se continuó con un escalón de carga inmediato superior. En particular, la diferencia entre cada escalón de carga fue de unos 2 cm de altura de ola en el modelo.

El daño se determinó por medio de una comparación entre las topografías antes y después de la acción del oleaje. Se descartaron de esta evaluación las hileras de elementos ubicadas contra las paredes del canal, por hallarse en condiciones de estabilidad más desfavorables debido a la falta de traba que deberían ofrecer los elementos contiguos.

Se relevaron tres perfiles: uno central y dos ubicados a los tercios del talud. La erosión relativa  $S$  fue determinada como promedio de los tres relevamientos.

Los resultados de los ensayos fueron volcados en gráficos que muestran la relación entre las distintas variables experimentales determinadas, y permitieron además su comparación con modelos empíricos de distintos investigadores.

### **7.7 Condiciones de ensayo**

Las condiciones hidrodinámicas para la realización de los ensayos en modelo hidráulico en escala reducida se refieren a la altura y período de las olas incidentes, y al nivel de la marea, la que determina la profundidad total al pie de la estructura y en consecuencia las características del oleaje que incide sobre la estructura. Con respecto a la duración de las condiciones de ensayo, algunas consideraciones se realizan en el apartado 7.8.

De acuerdo a la información suministrada por el Cliente ( $H_s = 1,6 \text{ m} / 2,1$  según se trate de la sección 1 o 2), los ensayos se realizaron para los escenarios que se indican más abajo.

Cabe señalar que las condiciones de oleaje de diseño corresponden estimativamente a un período de retorno de 40 años.<sup>6</sup>

Para los ensayos en bajamar, no disponiéndose de una caracterización acabada de la influencia de la marea sobre los patrones de propagación del oleaje, se han adoptado de común acuerdo con el Cliente, los mismos valores.

---

<sup>6</sup> Situación de la obra de abrigo interior del Puerto de Mar del Plata- Dársena de Submarinos de la Armada Argentina. EGIP, FIUBA. R. Escalante, A. Del Vecchio. Diciembre 2006



Condiciones de ensayo – Tramo 1:

Pleamar

- Nivel del mar = +2.00 m (SHN)
- Altura de ola = 1.60 m
- Período pico de ola = 11 s

Bajamar

- Nivel del mar = +0.50 m (SHN)
- Altura de ola = 1.60 m
- Período pico de ola = 11 s

Condiciones de ensayo – Tramo 2:

*Pleamar*

- Nivel del mar = +2.00 m (SHN)
- Altura de ola = 2.10 m
- Período pico de ola = 11s

*Bajamar*

- Nivel del mar = +0.50 m (SHN)
- Altura de ola = 2.10 m
- Período pico de ola = 11s

---

## **7.8 Duración de los ensayos**

La duración de la sollicitación para este tipo de protecciones influye en el daño final resultante. Se observó en los ensayos que si para una duración determinada no ocurre el movimiento de elementos de la coraza, es poco probable que algún desplazamiento se produzca al continuar el ensayo con las mismas condiciones de oleaje.

Por el contrario, si la coraza ha sufrido algún desplazamiento en esa instancia, es probable que, al continuar el ensayo, el desarrollo del daño continúe hasta alcanzar eventualmente una situación de equilibrio dinámico.

Van der Meer encontró una clara influencia de la duración de la tormenta sobre la estabilidad del enrocado, lo que se refleja en las ecuaciones de estabilidad que propone, incorporando el número de olas que inciden sobre el talud.

Las tormentas de gran duración, causan mayor nivel de daño<sup>7</sup>. Con oleaje irregular en una tormenta de larga duración existe mayor probabilidad de que ocurran olas individuales de alturas extraordinarias, que son las responsables del progreso del daño en la coraza.

En cuanto al comportamiento del pie de una escollera, según investigaciones realizadas<sup>8</sup>, las mayores variaciones en la forma del perfil se producen con la incidencia de entre 1000 y 3000 olas. En ese estado, el perfil del pie de la estructura adquiere una condición “dinámicamente estable” debido a que la nueva forma es más favorable.

---

<sup>7</sup> Jentsje W. van der Meer, Rubble Mounds – Recent modifications , Handbook of Coastal and Ocean Engineering, Vol. 1

<sup>8</sup> J. W. van der Meer (1988). “Rock slopes and gravel beaches under wave attack” DELFT Hydraulics

---

En base a las consideraciones teóricas anteriormente expuestas, se adoptó en principio una condición de ensayo de 2500 olas tanto para niveles bajos como altos, de tal manera que se alcance un estado próximo al equilibrio dinámico del perfil del pie y se generen olas extremas que soliciten la coraza de la estructura para verificar su comportamiento.

Según este número de olas adoptado y para el período medio de diseño,  $T_m = 8.6$  s., la tormenta representada tiene una duración de 6hs. Con las escalas adoptadas, la duración de cada escenario en el modelo es del orden de 1.5hs.

Sin embargo, aunque la mayoría de los ensayos se realizaron con la duración equivalente a 6 hs de prototipo, dos de los ensayos en el tramo 2 (correspondientes al nivel de bajamar) se realizaron con una duración de 3 horas de prototipo (45 minutos de modelo), considerando que una situación de niveles de mar bajos, conjuntamente con olas altas y duración prolongada es una situación poco probable. La justificación de ello se apoyó en las siguientes consideraciones:

\* Los niveles del mar se asocian en primera instancia a la marea astronómica, pero algunos factores (vientos intensos hacia la costa, centros de baja presión atmosférica, morfología del área costera, y la misma presencia de las olas) pueden inducir alteraciones importantes del nivel del mar.

\* Para el caso del puerto de Mar del Plata la marea tiene un régimen mixto preponderantemente semidurno, con lo cual la condición de nivel de mar en +0.5 ( bajamar media) solo se podría considerar durante un lapso de tiempo de 3 horas aproximadamente.

\* Más aún, en situaciones de temporal, ese nivel del mar resulta afectado en algún grado por otras variables, lo que convierte a este escenario (niveles bajos y olas de temporal) en una situación poco probable, o eventualmente de corta duración.

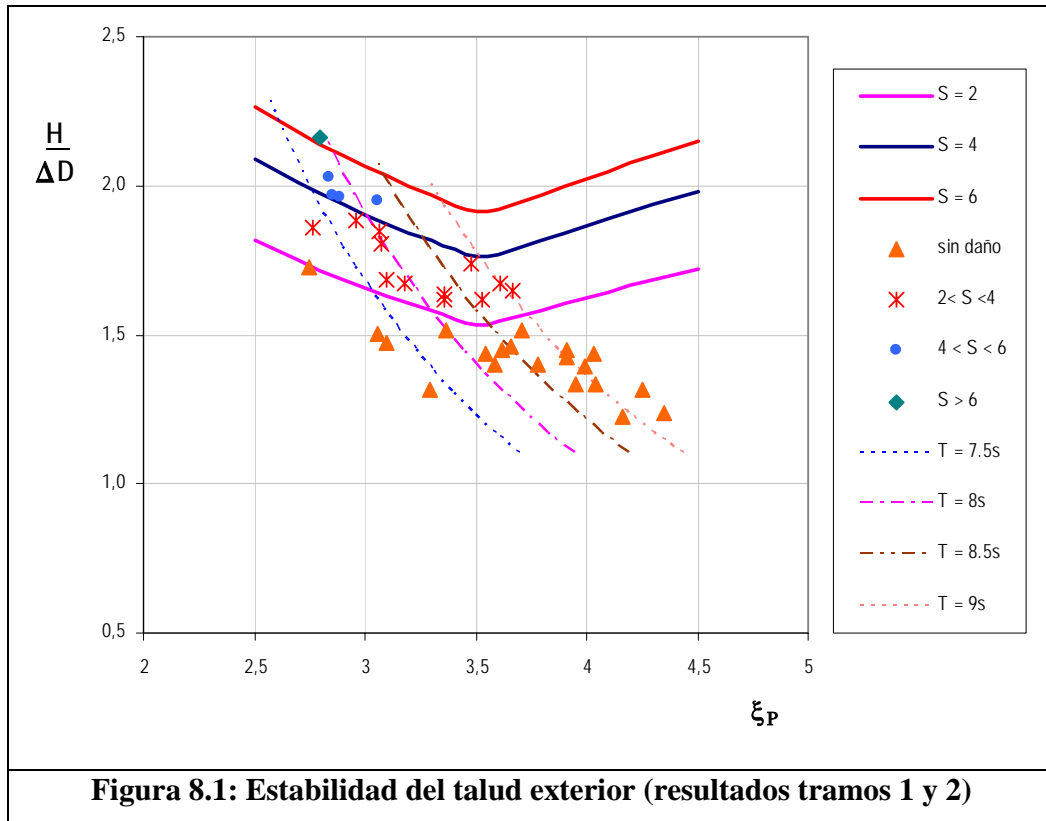
## 8 RESULTADOS

Se realizaron los ensayos correspondientes a dos secciones transversales de la escollera según se mencionó en el punto **7.7 Condiciones de ensayo**. A los escenarios hidrodinámicos de diseño, se sumaron otros con distinta altura y período de ola, de manera de lograr una buena densidad y distribución de valores para la correspondiente representación gráfica de los resultados.

### 8.1 Estabilidad del enrocado

Se verificó la estabilidad de las distintas componentes de las secciones de escollera a la sollicitación hidrodinámica ejercida por las olas incidentes.

Como se indicó en el punto **5.2 Definición y criterios de avería**, es posible cuantificar el proceso de avería a través del parámetro del nivel de daño **S**, comparando la topografía inicial y final del talud. Para una mejor comprensión de los resultados obtenidos, se graficaron las curvas teóricas indicadas en el apartado **5.3 Fórmulas de estabilidad del enrocado**, con los parámetros adimensionales  $\xi_m, \frac{H_s}{\Delta D}$ , para valores de **S** constante. En el mismo gráfico se colocaron los valores experimentales medidos en el modelo (**Figura 8.1**).



Los resultados obtenidos mostraron muy buena concordancia con las curvas teóricas para  $S = cte$ . Para la condición de diseño, se obtuvieron valores de  $S$  menores o iguales que 2, por lo que puede concluirse que el modelo verifica satisfactoriamente la condición de proyecto en lo referente a estabilidad de la coraza.

Para valores de altura de ola superiores a la condición de diseño, el daño progresa a la manera esperada. Es decir, los puntos que se encuentran entre las curvas  $S = 2$  y  $S = 6$ , presentaron un daño tolerable. Fueron removidas piezas de la coraza pero de la segunda capa solamente, sin resultar expuesta la subcapa en ningún ensayo.

Las curvas punteadas corresponden a períodos constantes, que son las condiciones de ensayo.

En cuanto a la estabilidad del talud interior, en ninguno de los escenarios hidrodinámicos se observó daño en el modelo, incluyendo aquellas situaciones que superaron la ola de diseño.

En el **Anexo II en las fotos (AII – 1) hasta la (AII – 10)** se presentan los distintos ensayos realizados. Allí se puede observar la condición final de la estructura para distintos escenarios.

## **8.2 Estabilidad del pie**

Paralelamente al estudio de la estabilidad de la coraza y medición de sobrepaso, se observó la estabilidad del pie de la estructura. Como se indicó en el apartado **4. Descripción de la Obra**, se ha previsto la colocación de una estructura de protección al pie de la escollera constituida por una extensión del material que compone la subcapa sobre el lecho. Para salvar la discontinuidad entre la piedra que conforman el pie y la base de asiento de arena, el proyecto contempla la colocación de una capa de grava.

Para caracterizar el efecto del oleaje sobre la estructura, se relevaron perfiles iniciales y finales. En las **figuras (AIII – 1) hasta la (AIII – 16), del Anexo III**, se muestran los perfiles medios resultantes para distintas condiciones hidrodinámicas y para los dos tramos de la escollera estudiados.

Los resultados de los ensayos con nivel  $N = +2\text{m}$ , mostraron que para olas de menor altura (menores que 1m), la influencia sobre la forma del perfil del pie no es significativa. A medida que la altura de ola fue incrementada, los efectos sobre la geometría del perfil del pie resultaron mayores.

Para olas mayores que 1 m se observó que el perfil original resultó deformado por la acción del oleaje y adquirió una pendiente aproximadamente uniforme. El perfil perdió la parte horizontal al mismo tiempo que el talud frontal original disminuyó su pendiente.

Este efecto que el oleaje produjo sobre el perfil del pie de la escollera, es cualitativamente equivalente al efecto observado por van der Meer en sus estudios con bermas rompeolas de baja cresta<sup>9</sup>.

Es importante señalar que a lo largo de los ensayos, las deformaciones observadas sobre el pie no afectaron la estabilidad general del talud de la escollera.

### **8.3 Modificación del diseño del pie de la escollera**

El comportamiento observado a lo largo de los ensayos en el pie de apoyo descrito en 8.3., motivó que, más allá de que en el modelo las deformaciones no tuvieron consecuencias observables sobre la coraza de la escollera, se recomendara la modificación de su diseño, de modo de asegurar que el mismo tuviera sólo deformaciones mínimas para las condiciones de oleaje de diseño adoptadas.

Los factores que contribuyeron a recomendar una modificación de la geometría del pie de apoyo son las incertezas sobre el comportamiento del pie de apoyo sobre el manto de arena, que es un aspecto que en los ensayos en el modelo físico no está necesariamente bien representado.

En efecto, la interacción a largo plazo con el manto de arena sobre el que se asienta el pie de apoyo, la existencia de corrientes longitudinales (debido a la marea y el tránsito de buques), el efecto de dragados de mantenimiento del canal, etc., son todos factores que no se pueden cuantificar ni incorporar en el modelo realizado.

---

<sup>9</sup> J. W. van der Meer (1992). "Stability of the seaward slope of berm breakwaters" DELFT Hydraulics

Consecuentemente, con el fin de reducir dichas deformaciones, el proyectista introdujo una modificación en el diseño del pie de apoyo que consistió en el incremento del peso de la piedra que lo constituye acompañado de una extensión del ancho del mismo, que llegó a 5 m. Para el **tramo 1** el peso de la piedra pasó de **150kg a 250kg**, y para el **tramo 2**, el peso de la piedra aumentó de **200kg a 350kg**.

Para verificar el comportamiento de esta nueva configuración del pie, se realizaron 4 ensayos para el **Tramo 1** y 4 ensayos para el **Tramo 2** con nivel +0.50 m correspondiente a la Bajamar media, para el cual resulta posible la rotura del oleaje sobre el mismo. En todos los casos los ensayos se realizaron con alturas de ola crecientes en forma escalonada.

En las **figuras (A IV – 1) hasta la (A IV – 4), del Anexo IV**, se presentan los resultados obtenidos para el **tramo 1**. Allí se muestran los perfiles medios resultantes para distintas condiciones hidrodinámicas. Se observa que las deformaciones se redujeron drásticamente respecto del diseño original. La pendiente del pie se ve modificada levemente en la zona extrema y para altura de ola superiores a la de diseño para este tramo ( $H_{s \text{ diseño}} = 1.6\text{m}$ ).

Para el tramo 2, los resultados obtenidos son similares a los del tramo 1, **figuras (A IV – 5) hasta la (A IV – 12), del Anexo IV**. Los perfiles medios resultantes indican una reducción de la deformación del pie respecto del diseño original, aunque levemente menor que los obtenidos en el tramo 1.

En los ensayos con menor duración, la deformación del pie es similar a los dos ensayos con 1.5 horas, pero el número de piedras removidas es mucho menor. Es decir, en los ensayos de mayor duración la base de asiento de grava quedó expuesta en algunas zonas del pie, mientras que no sucede lo mismo para los ensayos de 45 minutos, donde solo se mueven las piedras correspondiente a la segunda capa. En el **Anexo V** se presentan las fotografías correspondientes a los nuevos ensayos y allí se puede observar el estado final del pie.

## 8.4 Sobrepaso

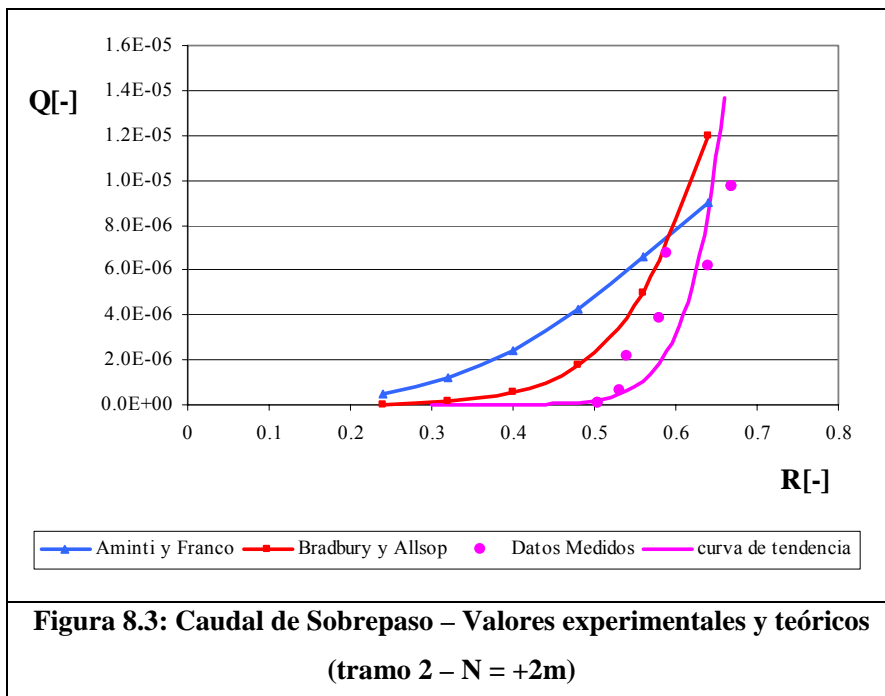
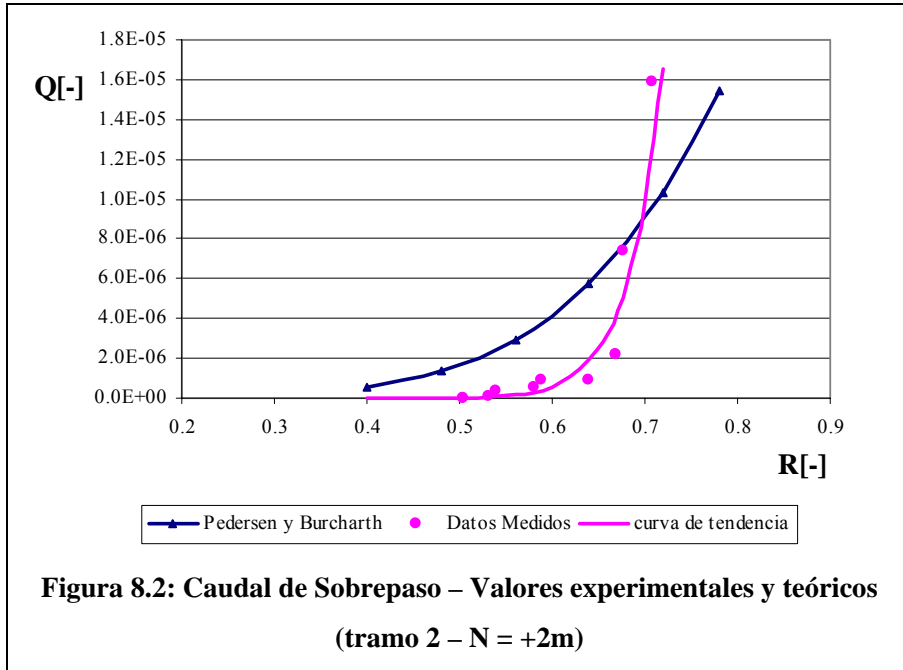
Para una mejor comparación entre los resultados experimentales, y los modelos de predicción del sobrepaso, se utilizaron valores adimensionales del caudal de sobrepaso ( $Q^*$ ) y el adimensional de la altura libre de coronamiento ( $R^*$ ).

Según el modelo utilizado, las variables adimensionales son:

**Tabla 8.1 Variables adimensionales para sobrepaso**

Modelo	$Q^*$	$R^*$
<i>Pedersen – Burcharth</i>	$\frac{qT_{om}}{L_{om}^2}$	$\frac{H_s}{R_c}$
<i>Bradbury – Allsop</i>	$\frac{q}{gH_sT_{om}}$	$\left(\frac{R_c}{H_s}\right)^2 \sqrt{\frac{s_{om}}{2\pi}}$
<i>Aminti – Franco</i>	$\frac{q}{gH_sT_{om}}$	$\left(\frac{R_c}{H_s}\right)^2 \sqrt{\frac{s_{om}}{2\pi}}$

En los gráficos de las **Figuras 8.2 y 8.3**, se presentan los resultados obtenidos y las curvas de tendencia que surgen de los valores experimentales medidos en el presente estudio.



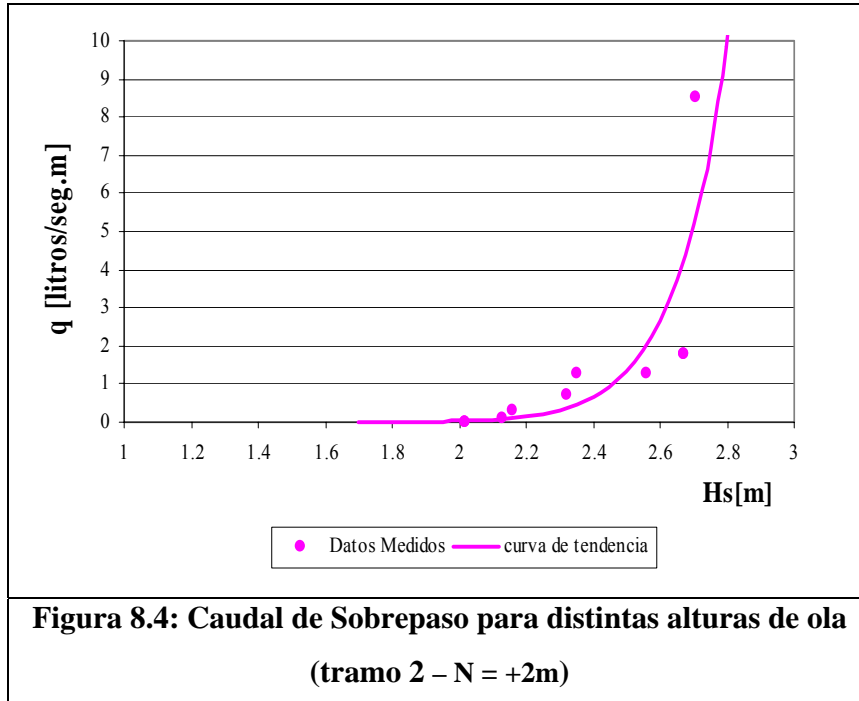
---

Se observa que los resultados obtenidos, se encuentran muy próximos a los modelos de predicción utilizados. El modelo que mejor representa el comportamiento de la estructura frente al sobrepaso es el modelo de Bradbury – Allsop.

En todas las comparaciones los resultados experimentales indican generalmente valores de sobrepaso menores a los teóricos, por tanto la curva de sobrepaso medida se encuentra a la derecha de las curvas predichas.

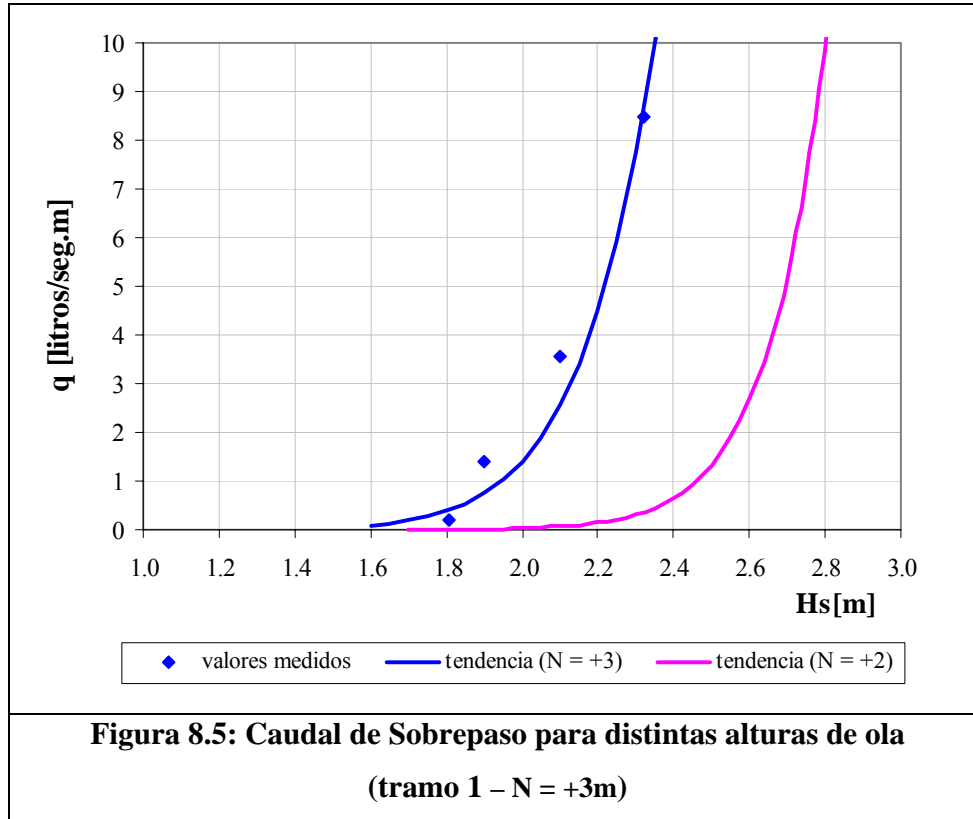
Esto podría deberse a que los modelos de predicción utilizaron durante su desarrollo estructuras más impermeables que la estructura evaluada en este estudio, por tanto permiten una mayor trepada de la ola, y por consiguiente mayor sobrepaso. Es decir, en el caso de la escollera que se estudia, la mayor porosidad del conjunto reduce la trepada de la ola, por tanto reduce el caudal de sobrepaso medio.

Por otra parte, se graficaron los resultados experimentales de caudal de sobrepaso en valores de prototipo (**Figura 8.4**) para  $NM = +2,0$  m. Allí se observa que para la altura de ola de diseño,  $H_s = 2.1$  m, el caudal medio no supera el valor admisible recomendado para que no se provoque daño en la estructura, que según la **Figura 5.4** es de hasta 50 l/s/m.



Además de los ensayos básicos, se realizó un ensayo con nivel  $N = +3$  (1m por encima de la pleamar máxima) para verificar el comportamiento funcional de la estructura frente a una posible condición de niveles superiores a los predichos por la marea astronómica.

En la figura 8.5 se presentan los resultados obtenidos y la curva de tendencia resultante. Allí se observa que para la altura de ola de diseño,  $H_s = 2.1\text{m}$ , el caudal medio tampoco supera el valor admisible recomendado.



---

## 9 CONCLUSIONES

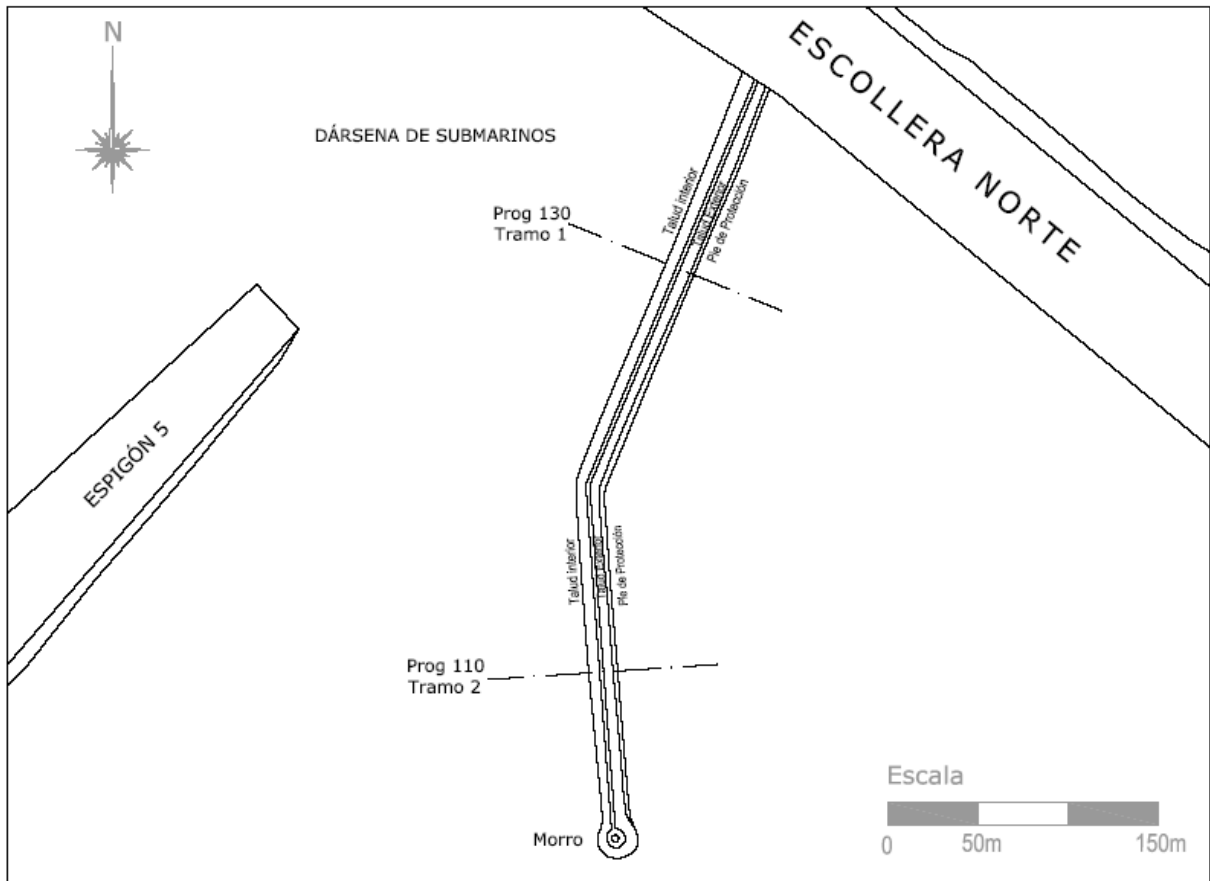
- A lo largo de un conjunto de ensayos en un canal de olas se evaluó la estabilidad de la coraza de protección del talud externo de la escollera sometido a la acción del oleaje. Para la condición de diseño, se obtuvieron en el modelo valores de daño poco significativos, inclusive menores que el daño tolerable, por lo que puede concluirse que las secciones transversales estudiadas verifican satisfactoriamente la condición de proyecto.
- Los resultados obtenidos en el estudio de la estabilidad de la coraza, mostraron muy buena concordancia con modelos empíricos para distintos niveles de daño.
- El comportamiento del pie de apoyo observado a lo largo de los ensayos iniciales, motivó que, más allá de que en el modelo las deformaciones no tuvieron consecuencias observables sobre la coraza de la escollera, se recomendara la modificación de su diseño, de modo de asegurar que el mismo tuviera sólo deformaciones mínimas para las condiciones de oleaje de diseño adoptadas.
- Conforme a ello el proyectista rediseñó esa parte de la estructura modificando el tamaño de piedra que conforma el pie de apoyo y el ancho del mismo, lo que permitió satisfacer la condición de mínima deformación para la ola de ensayo adoptada y niveles de bajamar, y en consecuencia asegurar la estabilidad de la coraza de protección del talud.
- Con respecto al caudal medio de sobrepaso, las determinaciones experimentales permitieron la cuantificación del mismo, habiéndose establecido que tanto para las condiciones de diseño (NM = +2 m) como para NM= + 3 m el mismo se mantuvo

muy por debajo de los valores admisibles recomendados por la literatura para este tipo de estructura.

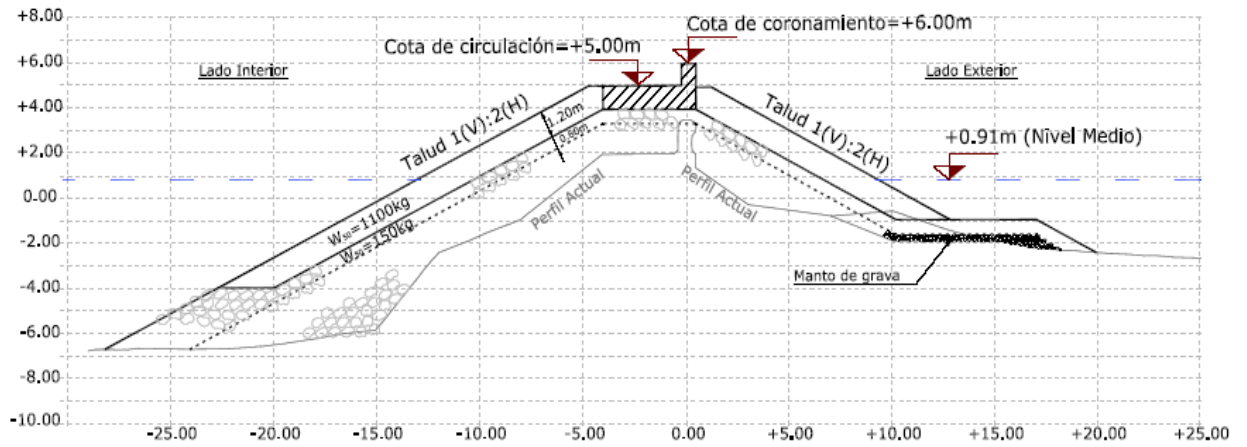
- El caudal medio de sobrepaso determinado experimentalmente mostró buena concordancia con algunos modelos empíricos.

## **ANEXO I**

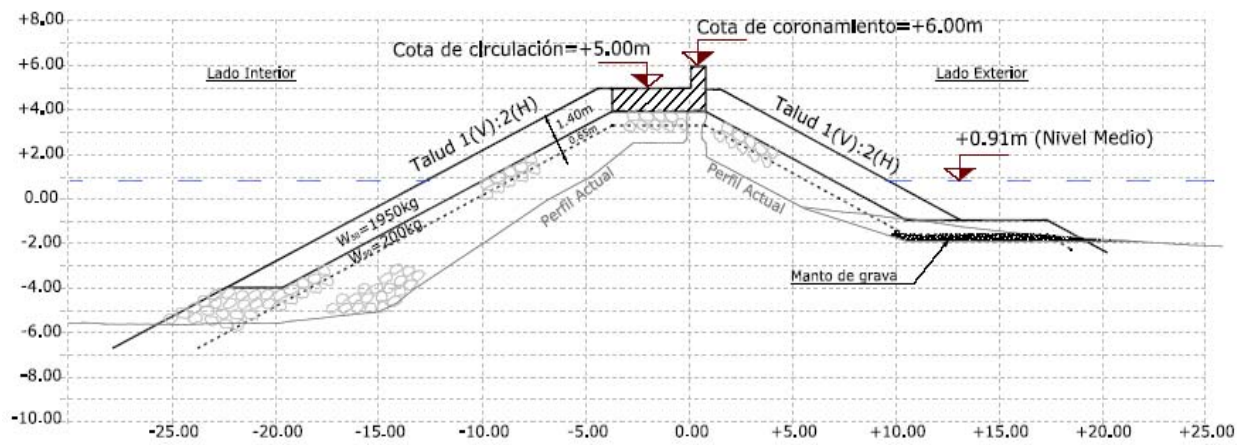
### **OBRA DE ABRIGO PLANTA Y PERFILES TÍPICOS**



**Figura A-I - 1: Obra de abrigo - Planta**



**Figura A-I-2: Perfil típico Tramo N° 1 – Progresiva 130**



**Figura A-I-3: Perfil típico Tramo N° 2 – Progresiva 110**

**ANEXO III**

**PERFILES RELEVADOS**

## Ensayos del Tramo 2

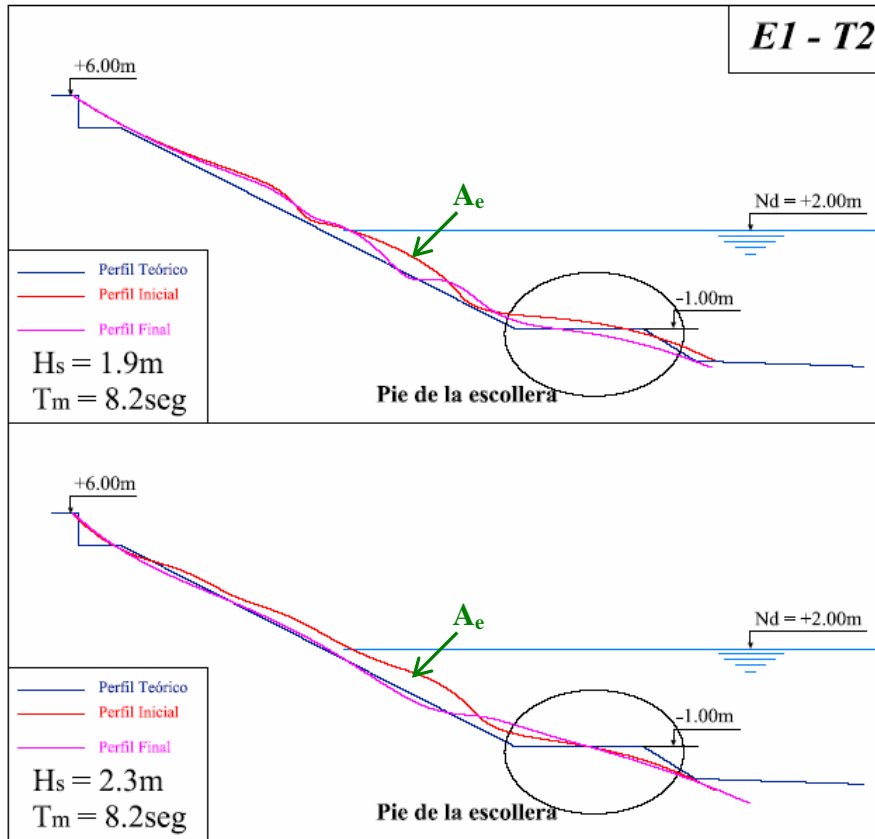


Figura AIII - 1

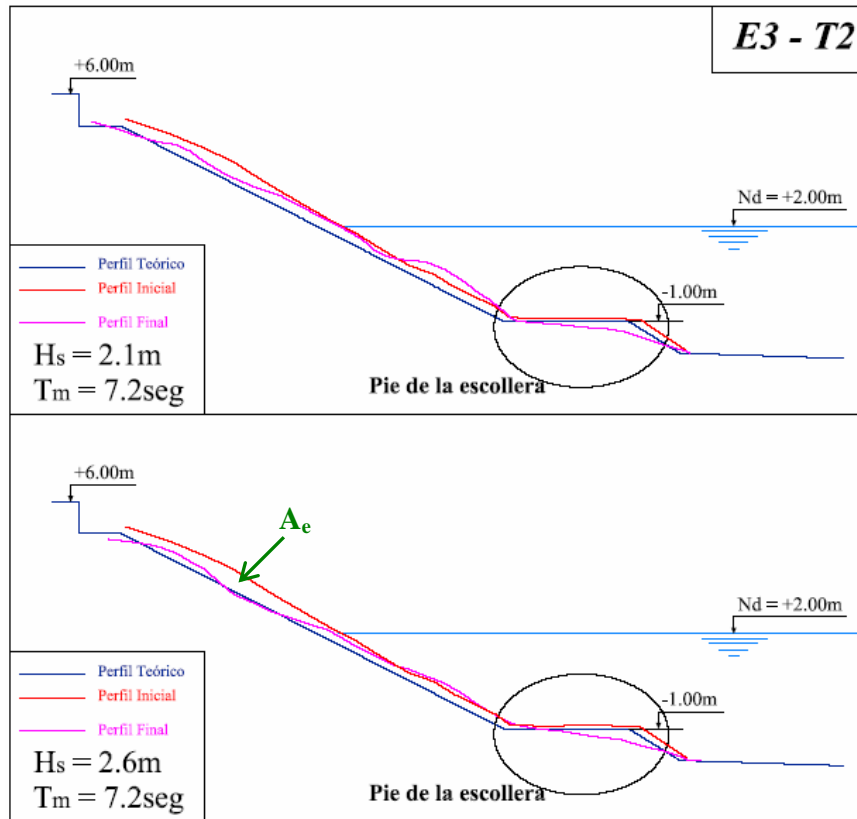
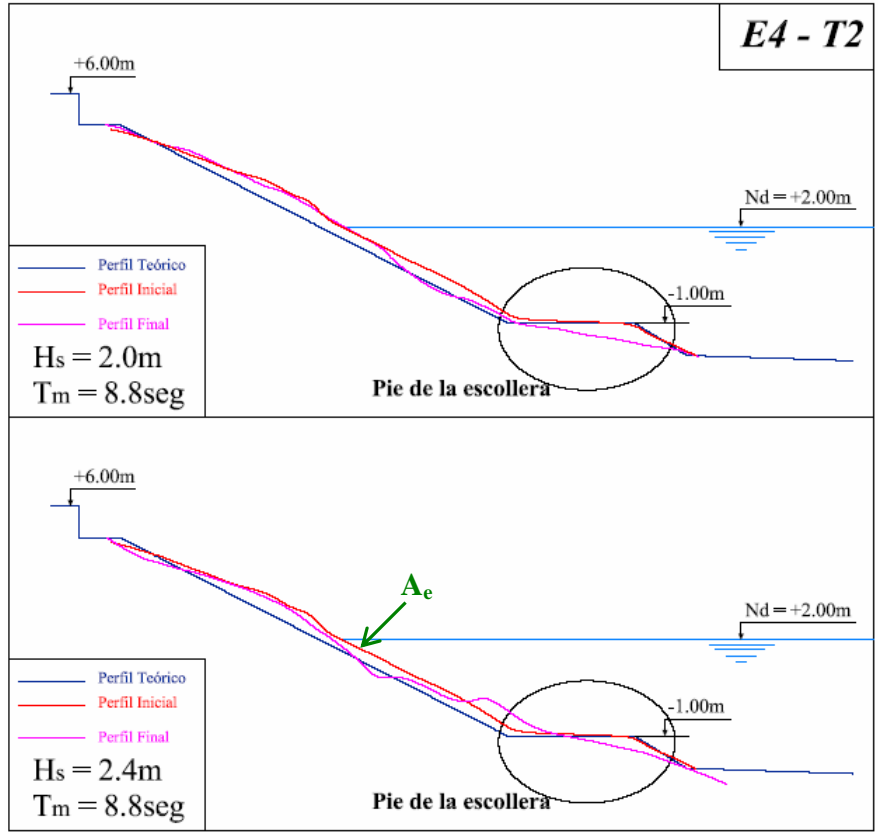
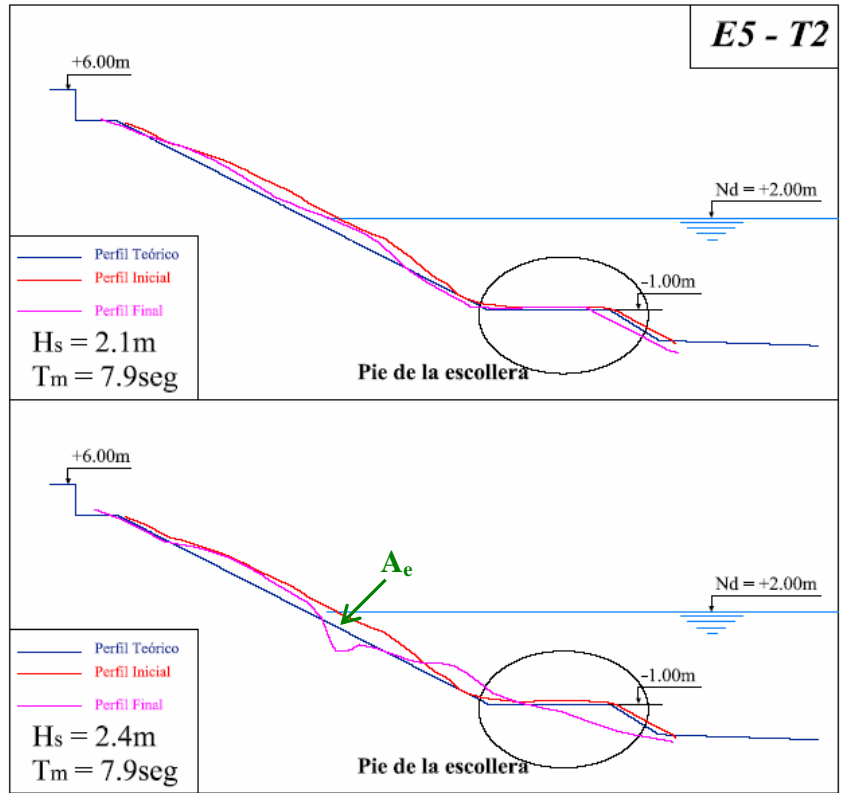


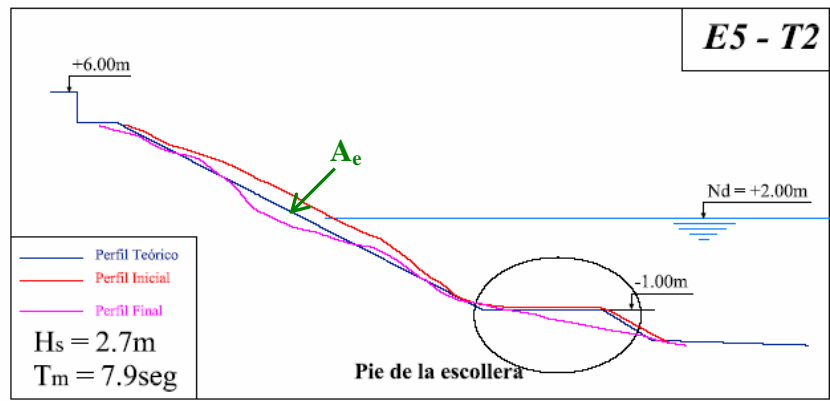
Figura AIII - 2



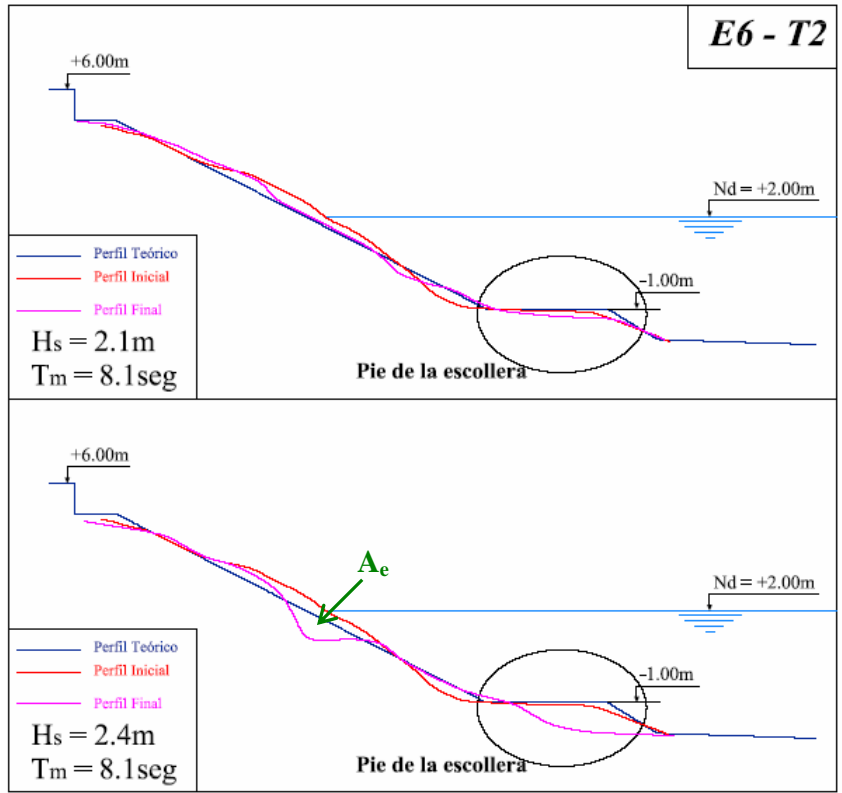
**Figura AIII - 3**



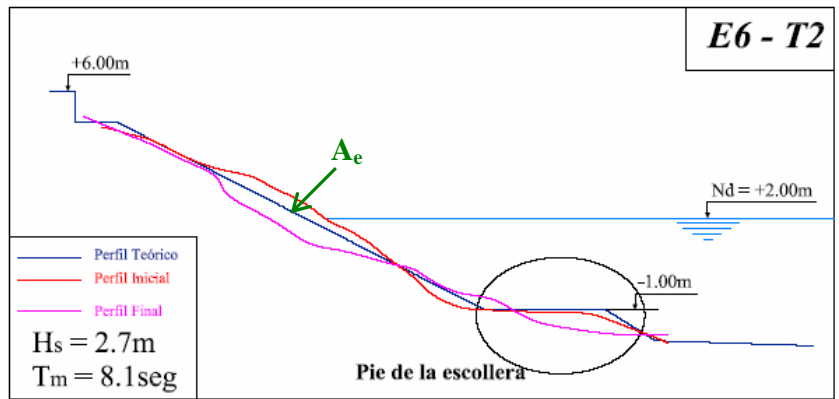
**Figura AIII - 4**



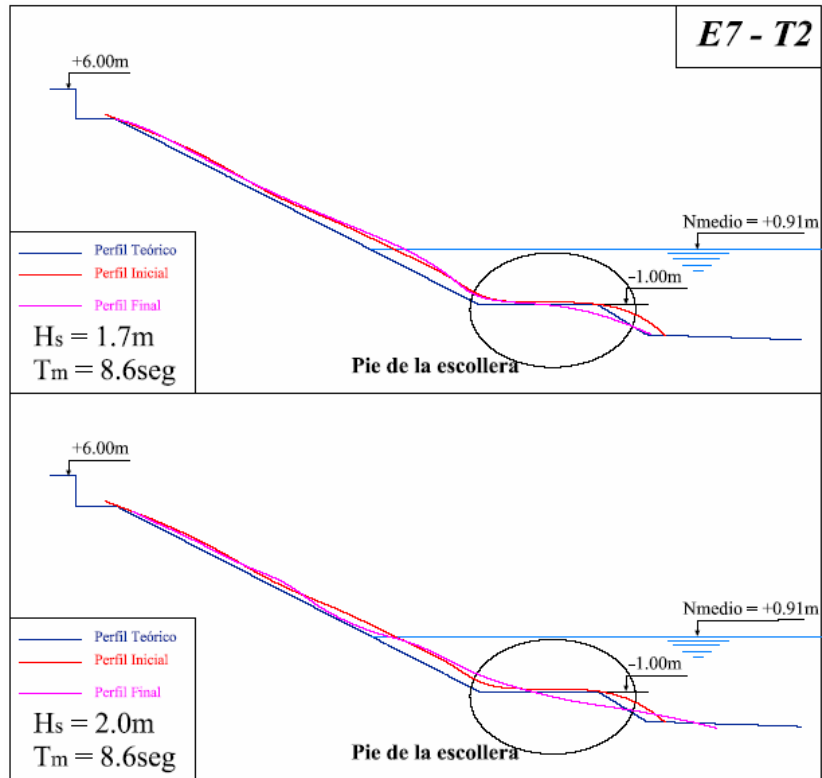
**Figura AIII - 5**



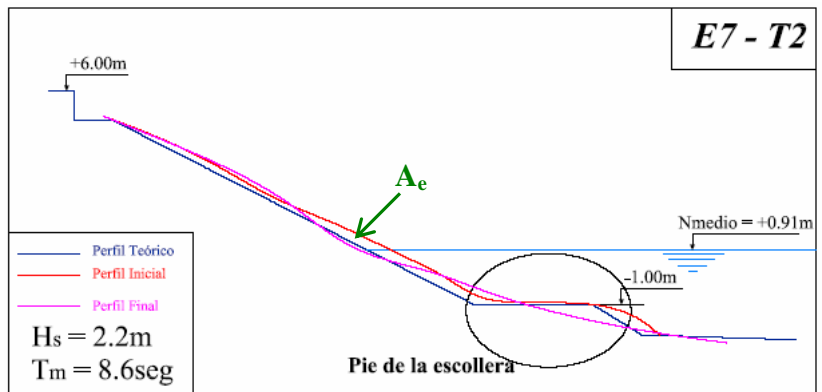
**Figura AIII - 6**



**Figura AIII - 7**

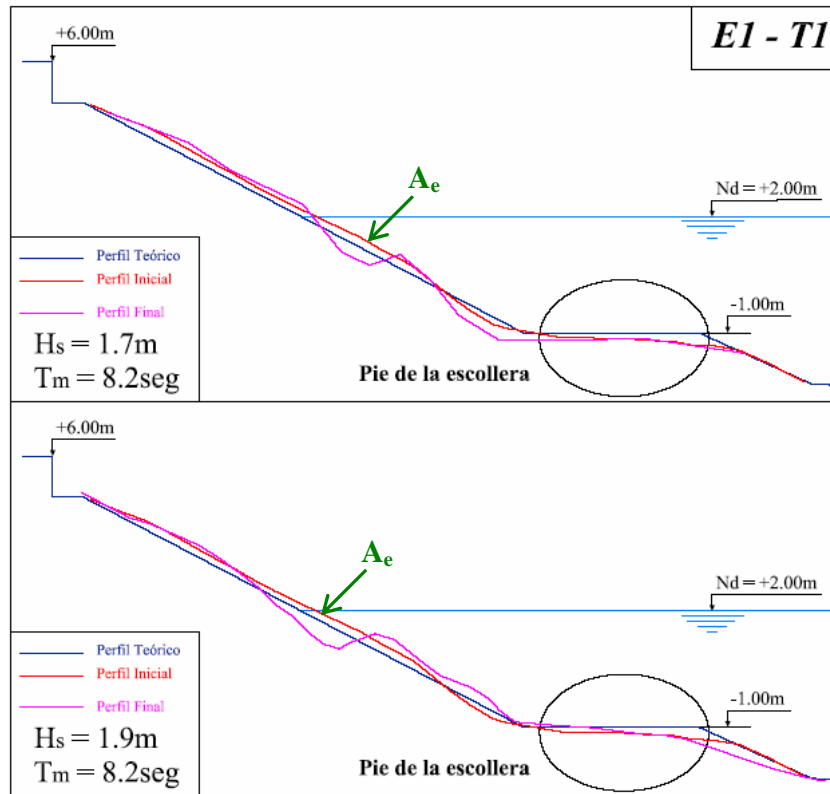


**Figura AIII - 8**

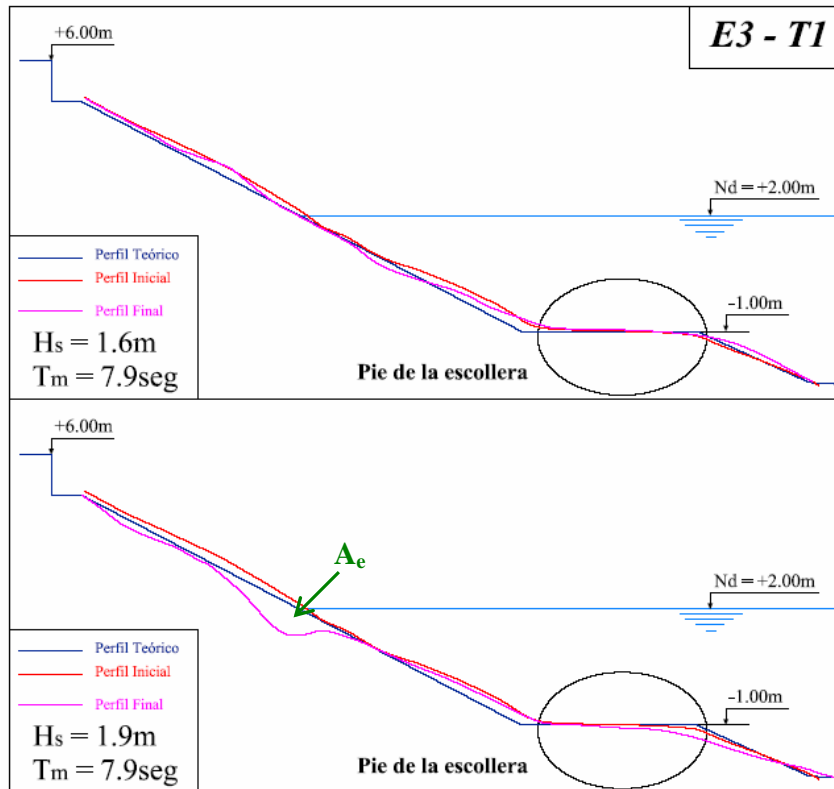


**Figura AIII - 9**

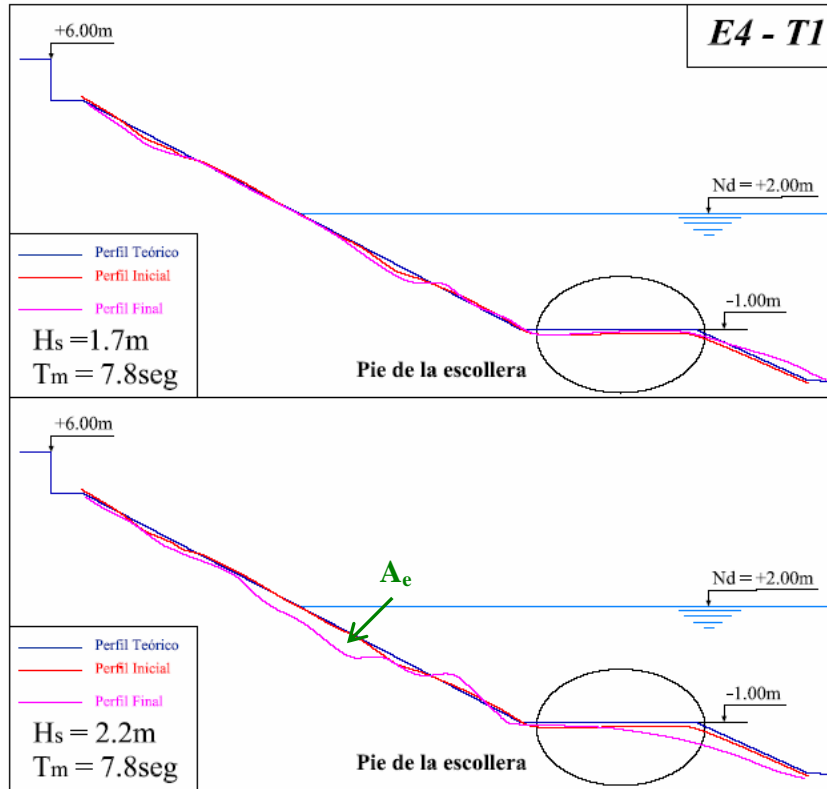
## Ensayos del Tramo 1



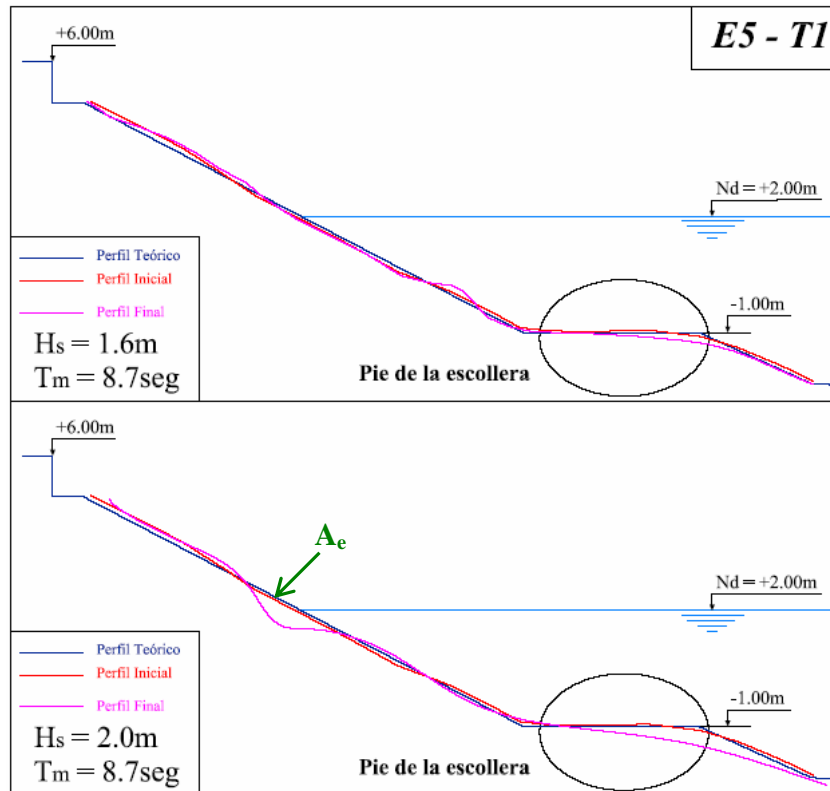
**Figura AIII - 10**



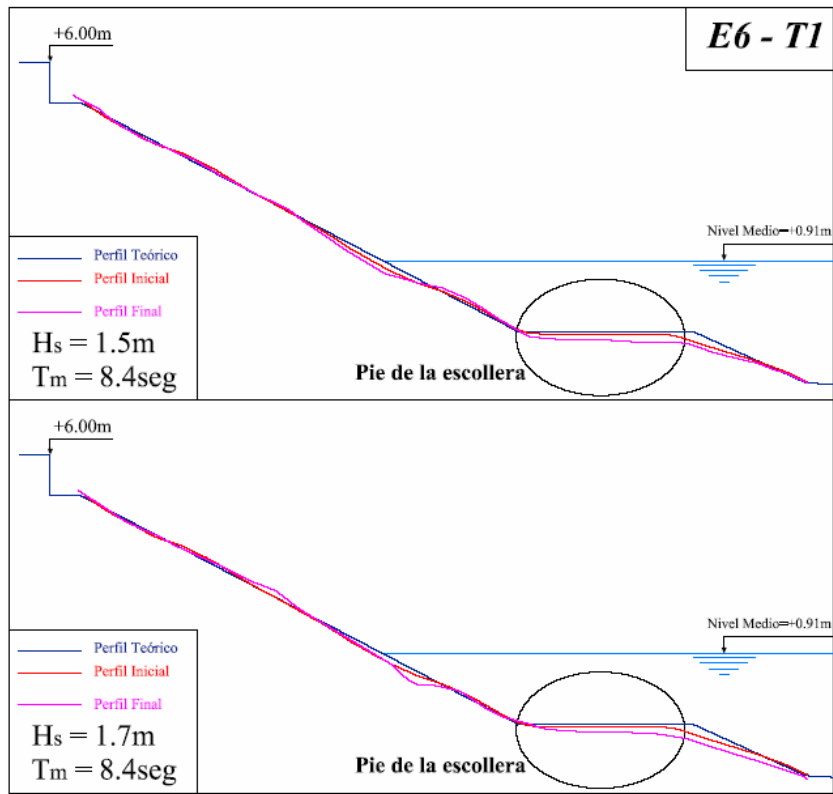
**Figura AIII - 11**



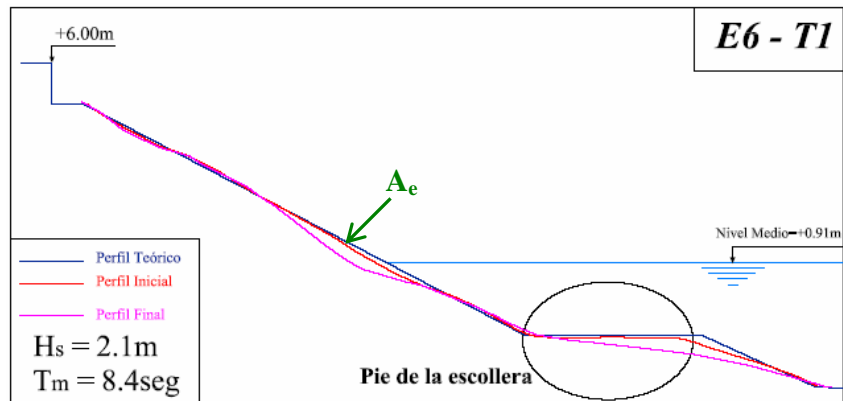
**Figura AIII - 12**



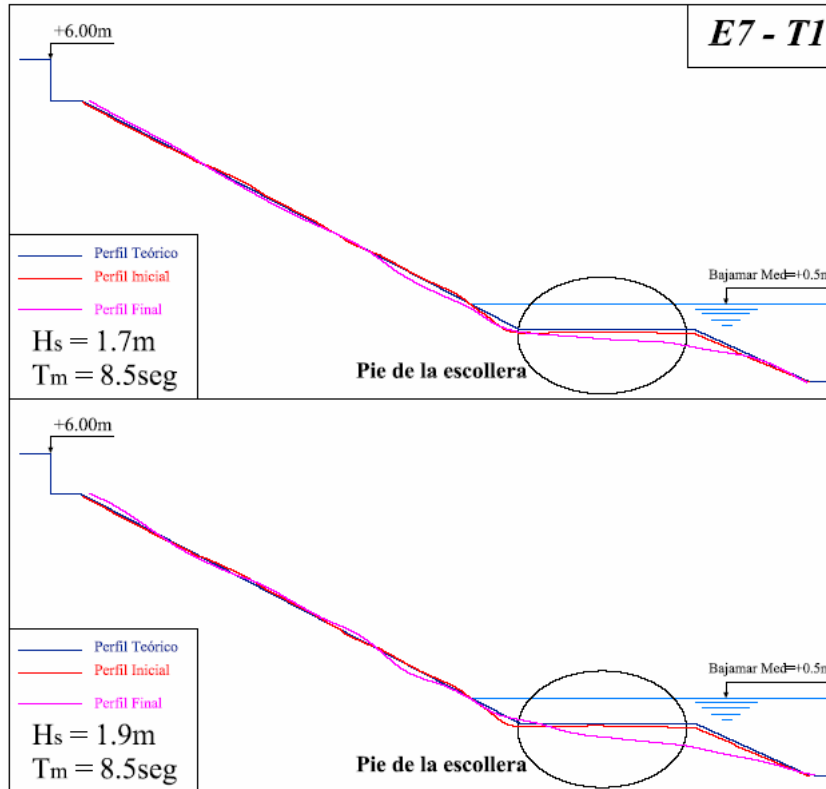
**Figura AIII - 13**



**Figura AIII - 14**



**Figura AIII - 15**



**Figura AIII - 16**

## **ANEXO IV**

### **MODIFICACIÓN DEL DISEÑO DEL PIE**

#### **PERFILES RELEVADOS**

## Ensayos del Tramo 1

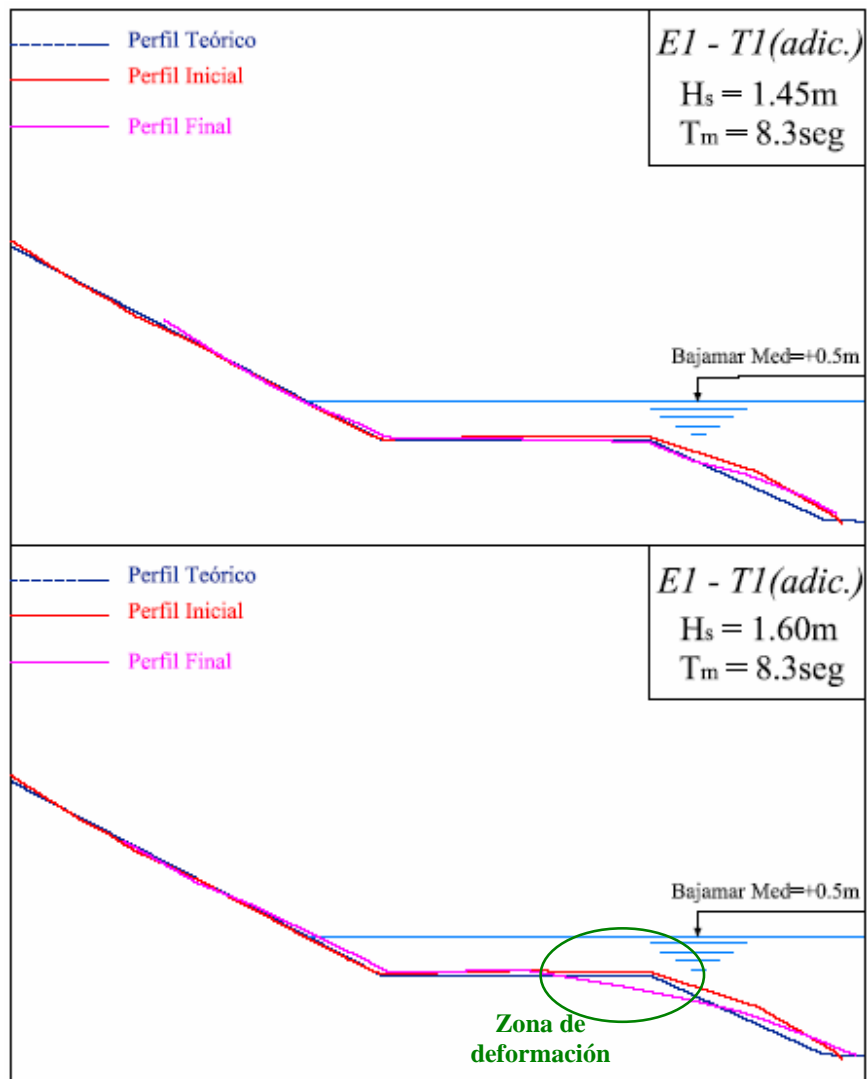
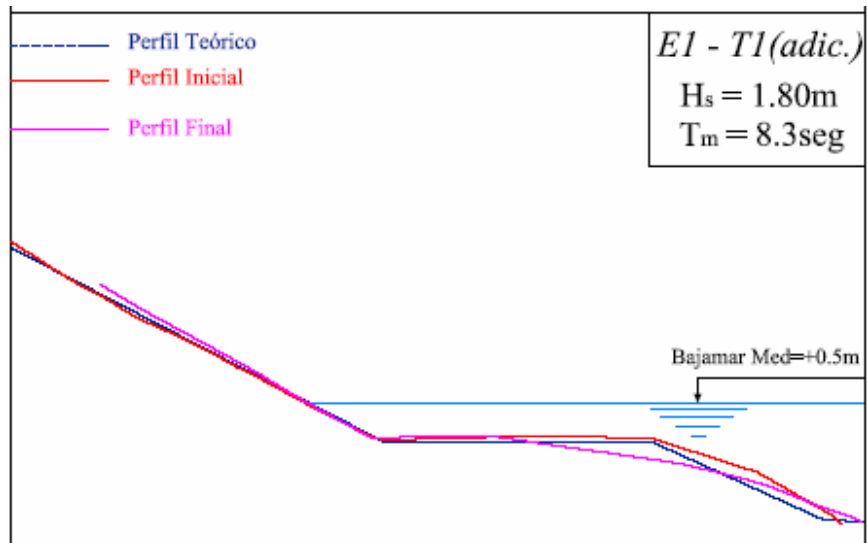


Figura AIV - 1



**Figura AIV – 1b**

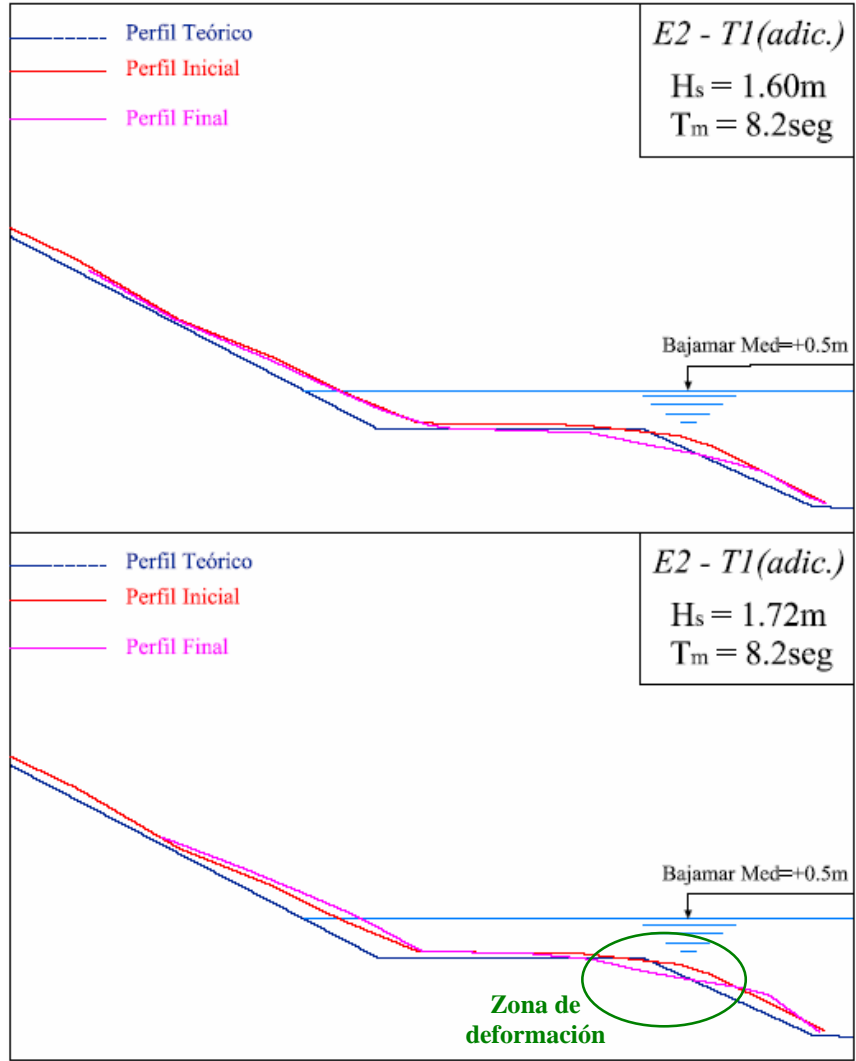


Figura AIV - 2

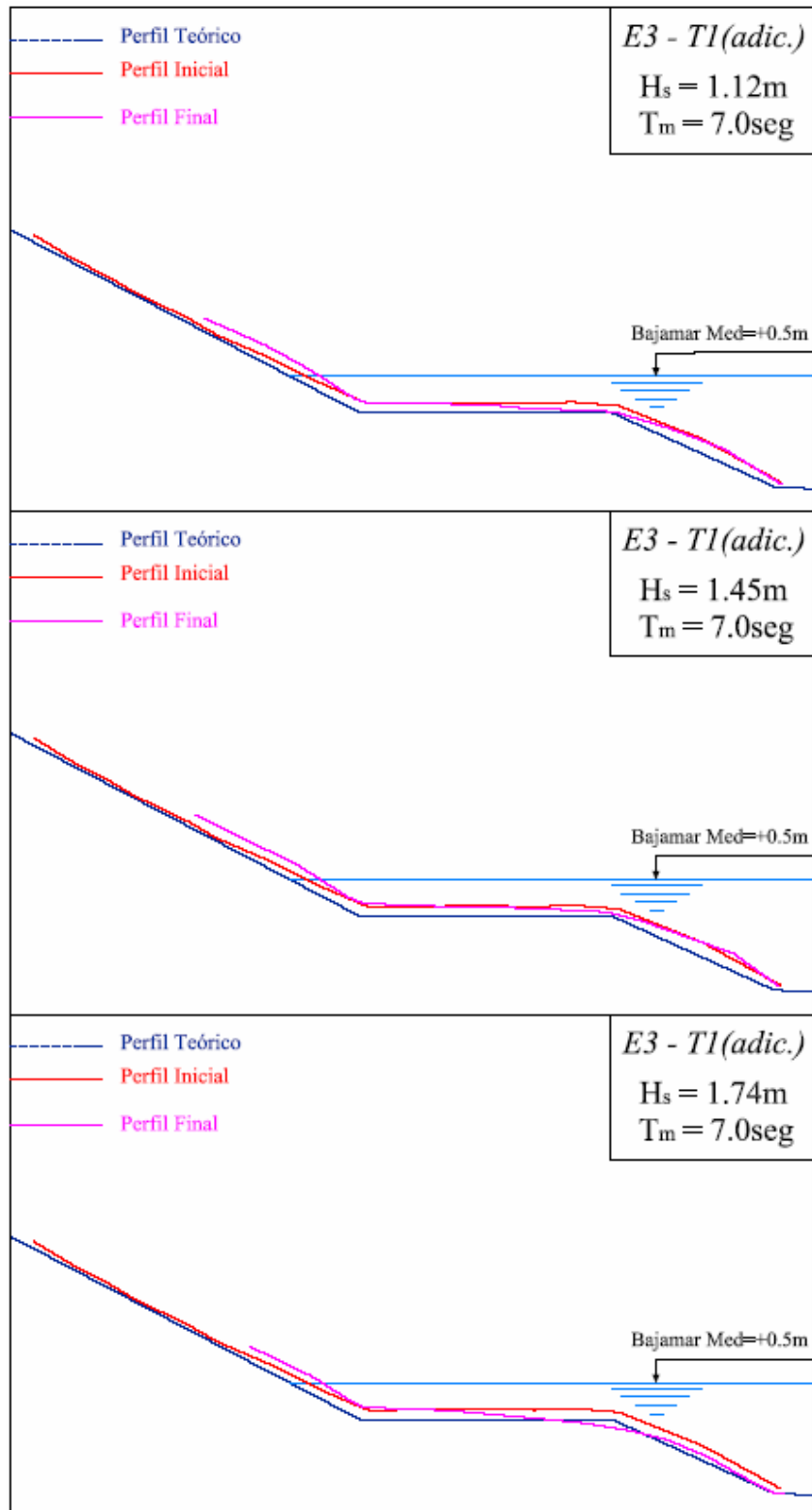


Figura AIV - 3

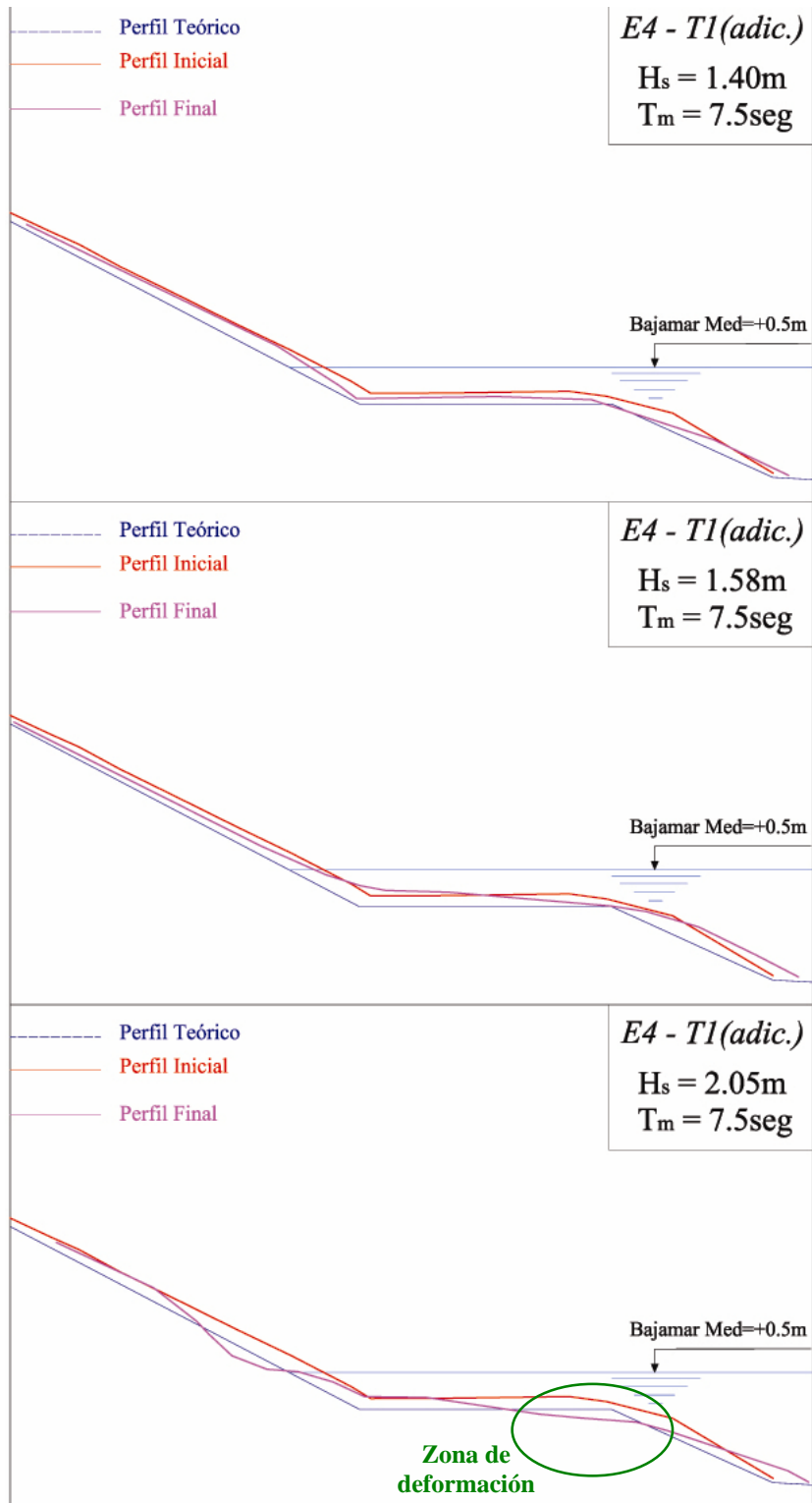
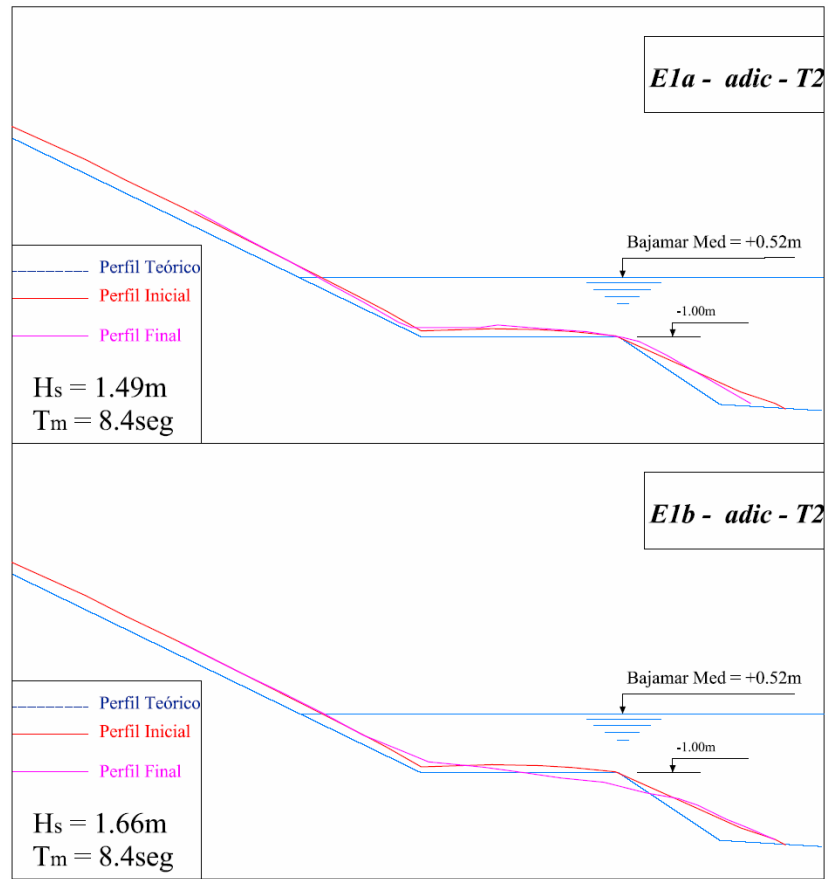
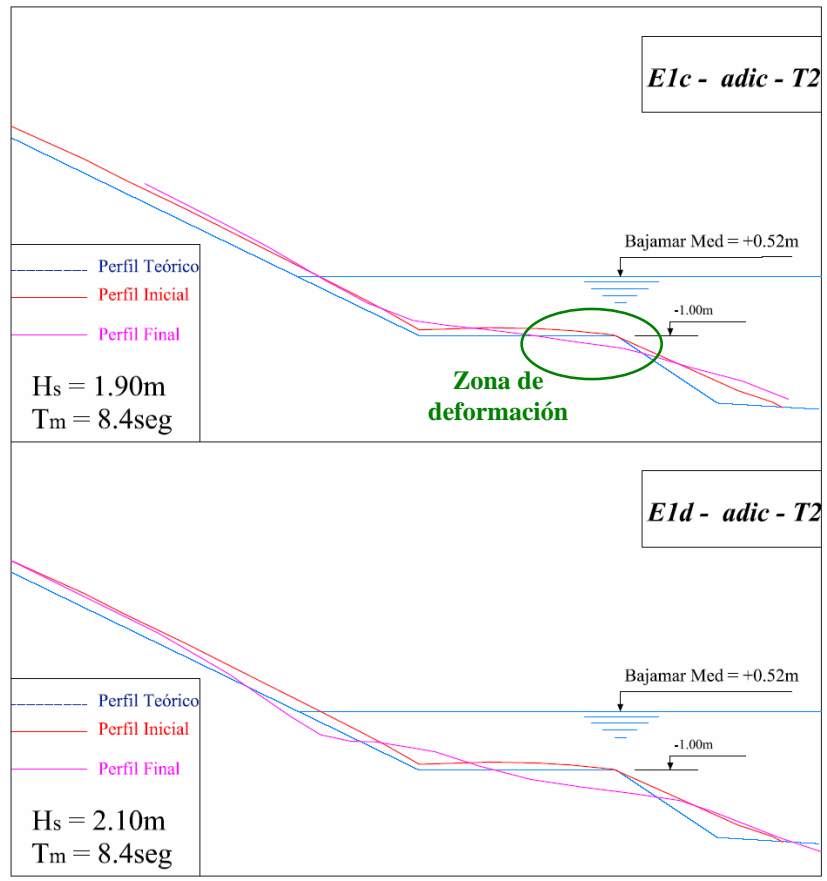


Figura AIV - 4

## Ensayos Tramo 2



**Figura AIV - 5**



**Figura AIV - 6**

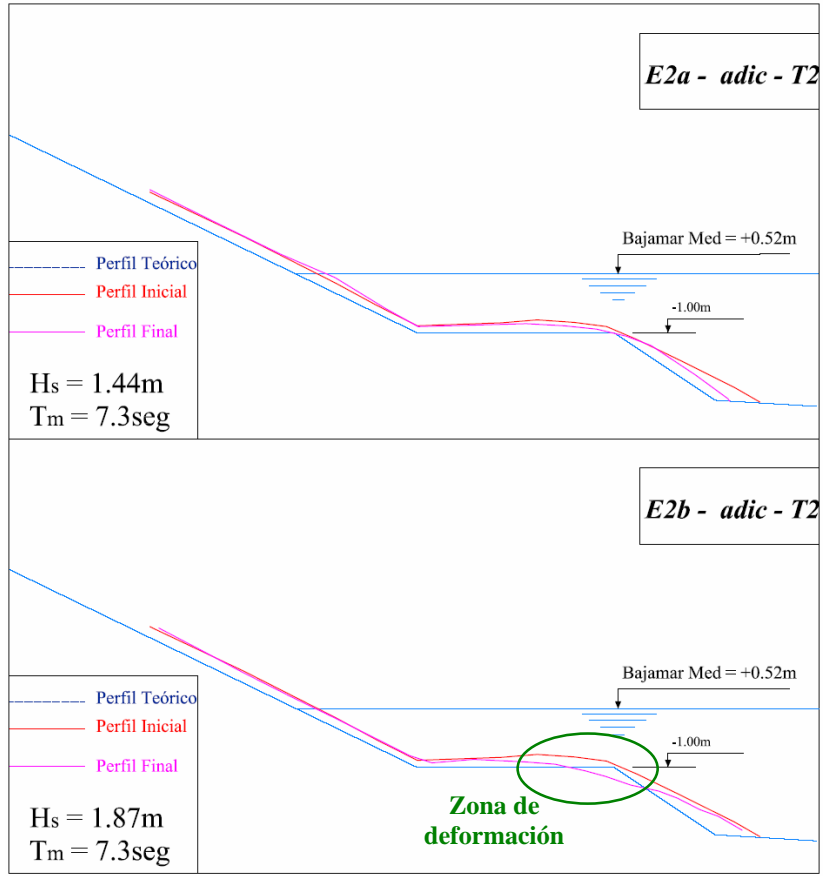


Figura AIV - 7

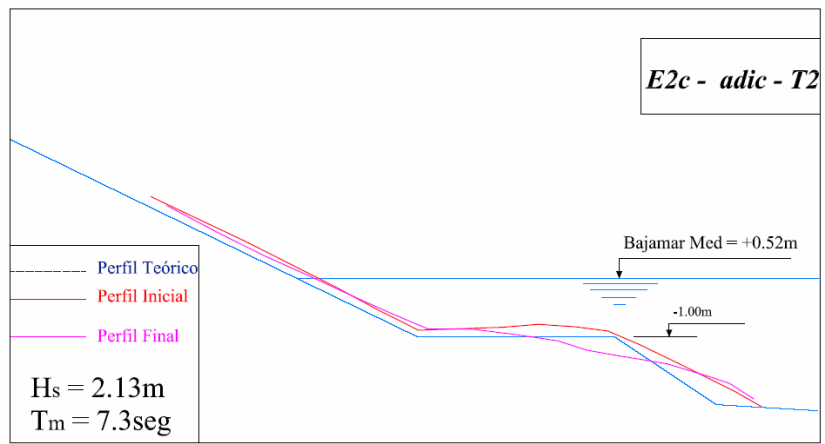


Figura AIV - 8

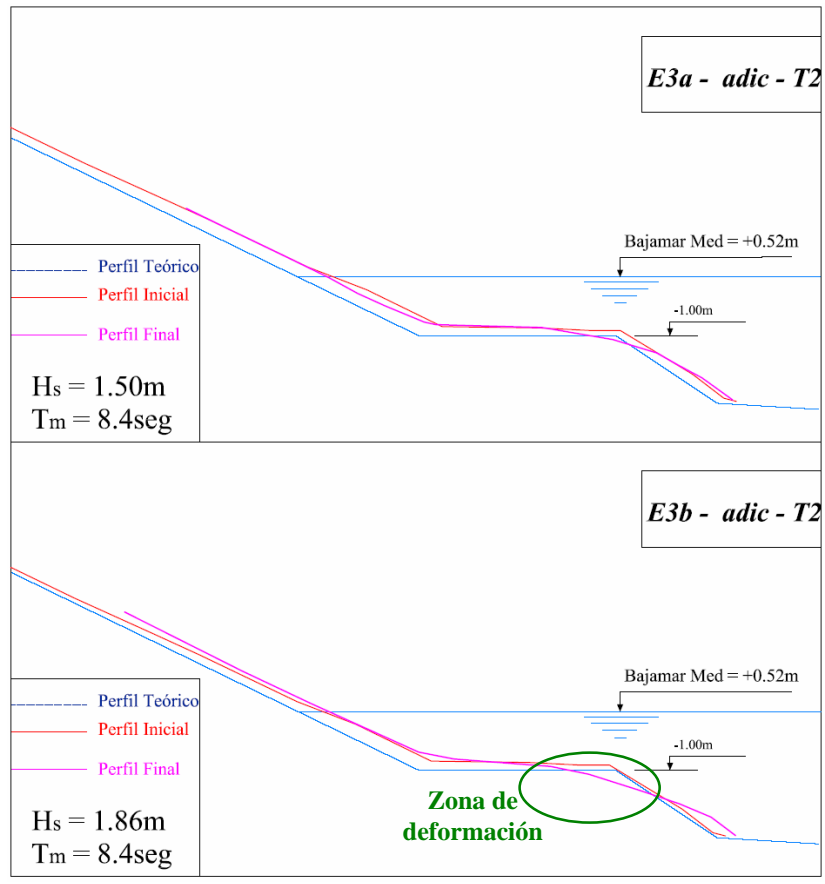
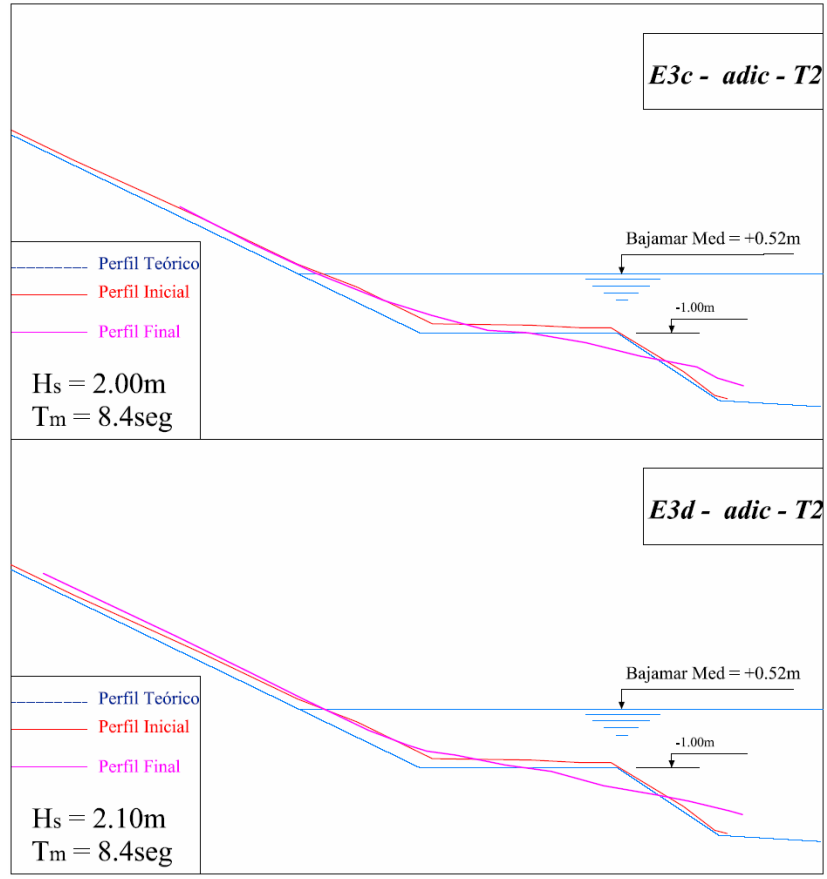
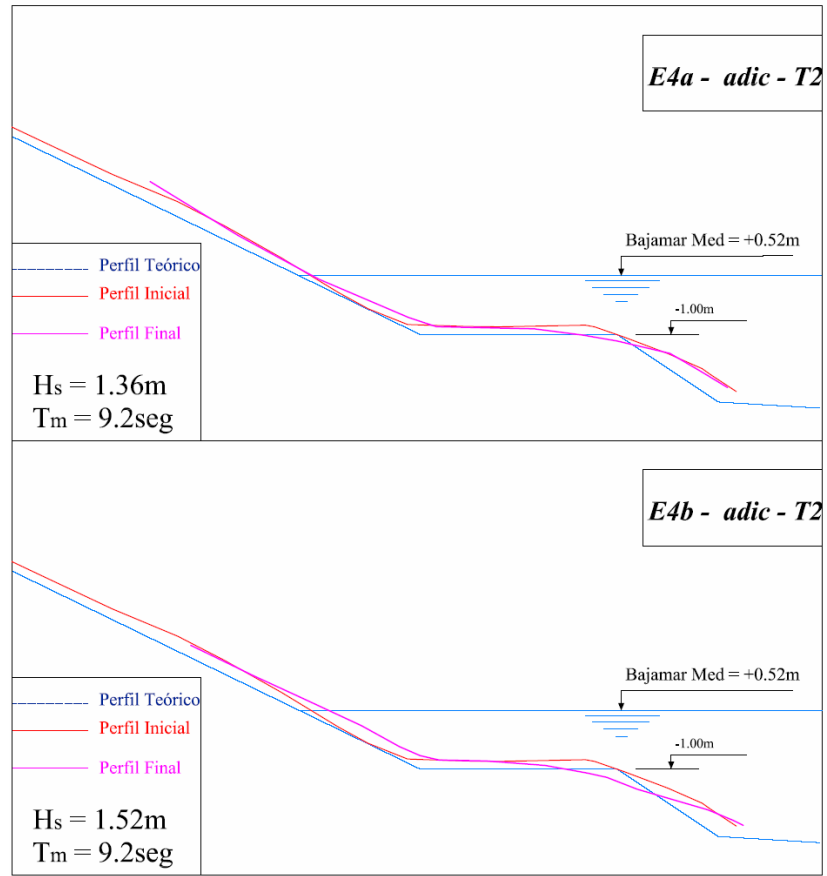


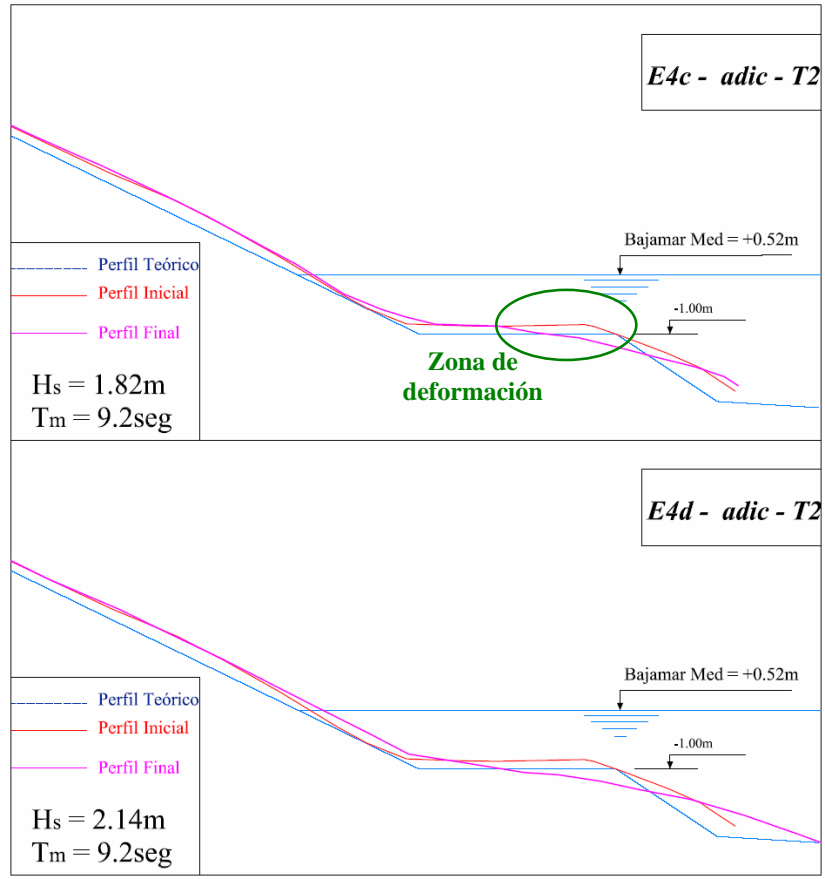
Figura AIV - 9



**Figura AIV – 10**



**Figura AIV – 11**



**Figura AIV - 12**