

Investigación sobre el diseño de protecciones tipo Repié para evitar el deslizamiento en masa de presas de escollera sometidas a percolaciones extremas

R. Morán
M.A. Toledo



Investigación sobre el diseño de protecciones tipo Repié para evitar el deslizamiento en masa de presas de escollera sometidas a percolaciones extremas

R. Morán
M.A. Toledo

Monografía CIMNE N^o-138, Mayo 2013

CENTRO INTERNACIONAL DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA
Edificio C1, Campus Norte UPC
Gran Capitán s/n
08034 Barcelona, España
www.cimne.com

Primera edición: Mayo 2013

**INVESTIGACIÓN SOBRE EL DISEÑO DE PROTECCIONES TIPO REPIÉ PARA EVITAR EL
DESlizAMIENTO EN MASA DE PRESAS DE ESCOLLERA SOMETIDAS A PERCOLACIONES
EXTREMAS**

Monografía CIMNE M138

© Los autores

ISBN: 978-84-941531-3-6

Depósito legal: B-16683-2013

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean reconocer públicamente las valiosas aportaciones en forma de sugerencias, consejos e ideas realizadas por compañeros y amigos y que han servido para mejorar el resultado de este trabajo. También queremos agradecer su comprensión y ánimo en los momentos de desaliento. A nuestros compañeros del grupo de investigación y, muy especialmente, a D. Hibber Campos y D. Ricardo Alves por su ayuda en el desarrollo de los ensayos experimentales. Asimismo, nuestro reconocimiento al personal del Laboratorio de Hidráulica de la Escuela de Caminos de Madrid y a los colegas de CIMNE y CEDEX, socios de los proyectos de investigación oficiales que han constituido el marco de actuación de este trabajo, que han aportado de forma desinteresada herramientas y aplicaciones que han facilitado el desarrollo de la investigación. Entre todos ellos, queremos expresar nuestra gratitud a los profesores D. Eugenio Oñate, D. Riccardo Rossi y D^a. Antonia Larese, así como a los investigadores D. Joaquín Irazábal, D. Javier San Mauro y D. Fernando Salazar.

Por último, debemos agradecer los medios que el Ministerio de Ciencia e Innovación ha puesto a disposición del desarrollo de este trabajo a través del proyecto de investigación titulado *“ROTURA DEL ELEMENTO IMPERMEABLE DE PRESAS DE MATERIALES SUELTOS EN SITUACION DE SOBREVERTIDO Y ANÁLISIS DE PROTECCIONES COMBINANDO MODELACIÓN FÍSICA E INTELIGENCIA ARTIFICIAL”* de código *BIA2010-21350-C03-03*, perteneciente a la convocatoria de 2010 del *Plan Nacional de I+D+i 2008-2011*, dentro del *Subprograma de Proyectos de Investigación Fundamental No Orientada*.

RESUMEN

Este trabajo es el fruto de una tesis doctoral cuyo objetivo principal es definir criterios de diseño de protecciones en forma de repié en presas de materiales sueltos cuyo espaldón de aguas abajo esté formado por escollera. La protección propuesta consiste en un relleno de material granular situado sobre el pie de aguas abajo de la presa y formado a su vez por una escollera con características diferenciadas respecto de la escollera que integra el espaldón de la presa.

La función de esta protección es evitar que se produzcan deslizamientos en masa cuando una cantidad de agua anormalmente elevada circula accidentalmente por el espaldón de aguas abajo de la presa por distintos motivos como pueden ser el vertido por coronación de la presa o la pérdida de estanqueidad del elemento impermeable o del cimiento. Según los datos de la *International Commission on Large Dams* (ICOLD 1995) el 70% de las causas de rotura o avería grave en presas de materiales sueltos en el mundo están dentro de las que se han indicado con anterioridad.

Esta circulación accidental de agua a través del espaldón de escollera, típicamente turbulenta, se ha denominado en este trabajo *percolación* ("*through flow*", en inglés) para diferenciarla del término *filtración*, habitualmente utilizada para el flujo laminar a través de un material fino. El fenómeno físico que origina la rotura de presas de materiales sueltos sometidas a percolación accidental es complejo, entrando en juego diversidad de parámetros, muchas veces no deterministas, y con acoplamiento entre procesos, tanto de filtración como de arrastre y deslizamiento.

A lo largo de la investigación se han realizado diferentes estudios experimentales y numéricos con objeto de analizar el efecto sobre el nivel de protección frente al deslizamiento en masa que producen los principales parámetros geométricos que definen el repié: la anchura de la berma, el talud exterior y su altura máxima desde la base. También se han realizado estudios sobre factores con gran influencia en el fenómeno de la percolación como son la anisotropía del material y el incremento de los caudales unitarios en el pie de presa debidos a la forma de la cerrada.

A partir de los resultados obtenidos en las distintas campañas de modelación física y numérica se han obtenido conclusiones respecto a la efectividad de este tipo de protección para evitar parcial o totalmente los daños provocados por percolación accidental en presas de escollera. El resultado final del trabajo es un procedimiento de diseño para este tipo de protecciones.

Con objeto de completar los criterios de dimensionamiento, teniendo en cuenta los mecanismos de rotura por erosión interna y arrastre, se han incluido dentro del procedimiento recomendaciones adicionales basadas en investigaciones existentes en la bibliografía técnica.

Finalmente, se han sugerido posibles líneas de investigación futuras para ampliar el conocimiento de fenómenos complejos que influyen en el comportamiento de este tipo de protección como son el efecto de escala, la anisotropía de la escollera, las leyes de resistencia que rigen la filtración turbulenta a través de medios granulares, los efectos de cimentaciones poco competentes o la propia caracterización de las propiedades de la escollera de presas.

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN Y OBJETO.....	1
1.1.	Motivación.	1
1.2.	Objetivos.	2
1.3.	Planteamiento y estructura de la investigación.....	3
2.	ESTADO DEL ARTE.	9
2.1.	La escollera.....	9
2.1.1	Caracterización.....	9
2.1.2	Resistencia al corte.....	11
2.2.	Principales causas de filtración accidental en el espaldón de escollera de aguas abajo .	17
2.2.1	Sobrevvertido.....	17
2.2.2	Filtración accidental en el interior del cuerpo de presa de escollera provocada por erosión interna.	20
2.3.	La filtración en medios granulares con permeabilidad alta: percolación (“ <i>through-flow</i> ”).	21
2.3.1	Consideraciones sobre la anisotropía de la escollera.	21
2.3.2	Filtración en medios granulares isotropos de elevada permeabilidad.....	22
2.3.3	Semejanza hidráulica en medios granulares no cohesivos.	34
2.4.	Mecanismos de rotura asociados a la percolación.....	34
2.4.1	La erosión.....	36
2.4.2	El deslizamiento en masa.....	39
2.5.	Protecciones en presas de materiales sueltos.....	42
2.5.1	Normativa técnica.....	42
2.5.2	Tipologías de protecciones.....	44
2.5.3	Protecciones de escollera frente a la erosión.....	51
2.5.4	Protecciones de escollera frente al deslizamiento en masa.....	61
2.5.5	Antecedentes de protecciones de escollera en forma de repié.....	70
3.	METODOLOGÍA.....	81
3.1.	Planteamiento de la investigación.....	81
3.2.	Definición del problema.....	83
3.2.1	Variables de entrada.....	83
3.2.2	Parámetros de dimensionamiento.....	84
3.3.	Hipótesis adoptadas.....	86
3.3.1	Campo de aplicación.....	86
3.3.2	Material.....	86
3.3.2.1	Continuidad del medio.....	87
3.3.2.2	Criterio de rotura.....	88

3.3.2.3	Grado de anisotropía.....	89
3.3.3	Efecto de escala.....	91
3.3.4	Identificación de parámetros.....	92
3.3.4.1	Parámetros geométricos.....	92
3.3.4.2	Parámetros propios del material.....	93
3.3.4.3	Parámetros hidráulicos.....	95
3.3.5	Modelos de filtración.....	96
3.3.5.1	Modelo de filtración con ley de resistencia parabólica.....	96
3.3.5.2	Modelo de filtración con ley de resistencia lineal (ley de Darcy).....	99
3.4.	Modelación numérica.....	103
3.4.1	Códigos de cálculo utilizados.....	103
3.4.1.1	Modelos numéricos de filtración con ley de resistencia no lineal.....	103
3.4.1.2	Modelos numéricos de filtración con ley de resistencia lineal.....	104
3.4.1.3	Estabilidad frente al deslizamiento en masa.....	106
3.4.2	Condiciones de contorno.....	107
3.4.2.1	Modelos de filtración lineal.....	107
3.4.2.2	Modelos de filtración no lineal.....	108
3.4.2.3	Cálculo de estabilidad por el método de equilibrio límite.....	109
3.4.3	Descripción de las campañas de modelación numérica.....	110
3.4.3.1	Campaña de calibración y análisis de daños.....	111
3.4.3.2	Campaña de estudio de la anisotropía.....	113
3.4.3.3	Campaña de análisis del efecto de la anchura de la berma.....	116
3.4.3.4	Campaña de análisis del efecto de la forma de la cerrada.....	120
3.5.	Modelación física.....	130
3.5.1	Descripción de la instalaciones de laboratorio.....	130
3.5.1.1	Recinto de ensayo.....	130
3.5.1.2	Alimentación.....	131
3.5.1.3	Instrumentación.....	132
3.5.2	Ensayos de caracterización del material.....	140
3.5.3	Descripción de las campañas de modelación física.....	151
3.5.3.1	Calibración y análisis de daños.....	151
3.5.3.2	Validación de la formulación del talud crítico.....	161

3.6.	Consideraciones sobre la prevención de la erosión interna y el arrastre.....	175
3.7.	Verificación del procedimiento de diseño.	175
3.7.1	Fase 1. Ensayos de calibración de la ley de resistencia de los materiales.	175
3.7.2	Fase 2. Ensayos de verificación.	179
4.	RESULTADOS.	185
4.1.	Modelación numérica.	185
4.1.1	Campaña de calibración y análisis de daños.	185
4.1.1.1	Calibración del modelo de filtración lineal.....	185
4.1.1.2	Coeficientes de seguridad al deslizamiento en masa.	192
4.1.2	Campaña de estudio de la anisotropía.....	202
4.1.2.1	Modelos con espaldón homogéneo.....	202
4.1.2.2	Modelos con espaldón heterogéneo.	204
4.1.3	Campaña de análisis del efecto de la anchura de la berma.....	206
4.1.3.1	Análisis del ancho de la berma sobre la estabilidad en masa.	207
4.1.3.2	Análisis del ancho de la berma sobre el nivel de saturación en el pie del talud de la protección.....	209
4.1.4	Campaña de análisis del efecto de la forma de la cerrada.	212
4.2.	Modelación física.	217
4.2.1	Ensayos <i>in situ</i> de caracterización del ángulo de rozamiento al reposo del material.	217
4.2.1.1	Materiales utilizados en la <i>campaña de calibración y análisis de daños</i>	217
4.2.1.2	Materiales correspondientes a la <i>Campaña de validación de la formulación del talud crítico y en la Campaña de verificación del procedimiento</i>	218
4.2.2	Calibración y análisis de daños.....	219
4.2.3	Validación de la formulación del talud crítico.....	222
4.2.3.1	Resultados de la formulación teórica.....	222
4.2.3.2	Resultados de la Fase 1. Evolución de la rotura por deslizamiento en masa en función del talud	224
4.2.3.3	Resultados de la Fase 2. Caracterización experimental del talud crítico.	252
4.2.4	Campaña de verificación.	264
4.2.4.1	Fase 1. Ensayos de calibración de la ley de resistencia de los materiales.	264
4.2.4.2	Fase 2. Ensayos de verificación.	268
5.	DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.	285
5.1.	Análisis de la modelación numérica.....	285
5.1.1	Modelos de filtración.	285

5.1.2	Campaña de análisis de daños.	285
5.1.2.1	Calibración del modelo de filtración lineal.....	285
5.1.2.2	Análisis del deslizamiento en masa.	286
5.1.3	Campaña de estudio de la anisotropía.....	292
5.1.3.1	Modelos con espaldón homogéneo.....	292
5.1.3.2	Modelos con espaldón heterogéneo.	293
5.1.4	Campaña de análisis del efecto de la anchura de la berma.	294
5.1.5	Campaña de análisis del efecto de la forma de la cerrada.....	296
5.2.	Análisis de la modelación física.....	297
5.2.1	Caracterización del ángulo de rozamiento del material.	297
5.2.2	Calibración y análisis de daños.....	298
5.2.2.1	Conclusiones particulares.....	298
5.2.2.2	Conclusión general.	303
5.2.3	Validación de la formulación del talud crítico.....	304
5.2.3.1	Predominio de los mecanismos de rotura.	304
5.2.3.2	Evolución del grado de avance de la rotura.	308
5.2.3.3	Caracterización experimental del talud crítico (N_{ce}).	309
5.2.3.4	Conclusión.	312
5.3.	Resumen de las conclusiones.....	314
6.	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE LAS PROTECCIONES TIPO REPIÉ.....	317
6.1.	Introducción.	317
6.2.	Procedimiento de diseño de la protección frente al deslizamiento en masa.....	319
6.2.1	Procedimiento general.....	319
6.2.1.1	Datos.....	319
6.2.1.2	Procedimiento de diseño.	320
6.2.2	Procedimiento simplificado.....	326
6.2.2.1	Datos.....	326
6.2.2.2	Procedimiento de diseño.	326
6.2.3	Consideraciones sobre la permeabilidad relativa del material del repié.....	328
6.2.4	Consideraciones sobre el coeficiente de seguridad.....	330
6.2.5	Consideraciones sobre la anisotropía del material.	332
6.3.	Procedimiento de diseño de la protección frente al arrastre.....	333
6.4.	Procedimiento de diseño de la protección frente a la erosión interna.	335
6.4.1	Condición de filtro.	335

6.4.2	Condición de estabilidad interna.	336
7.	VERIFICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.	339
7.1.	Diseño de las protecciones a verificar experimentalmente.....	339
7.1.1	Caso 12_35_10.	339
7.1.2	Caso 12_35_16.	340
7.1.3	Caso 35_45_25.	341
7.1.4	Caso 35_45_35.	342
7.2.	Verificación experimental de las protecciones diseñadas.	343
7.2.1	Caso 12_35_10.	343
7.2.2	Caso 12_35_16.	345
7.2.3	Caso 35_45_25.	347
7.2.4	Caso 35_45_35.	348
7.3.	Conclusiones de la campaña de verificación experimental.	349
8.	CONCLUSIONES, APORTACIONES ORIGINALES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.	355
8.1.	Resumen de conclusiones.	355
8.2.	Aportaciones originales.....	357
8.3.	Futuras líneas de investigación.	358
9.	BIBLIOGRAFÍA.....	361

SIMBOLOGÍA¹

a,b.	Coefficientes de la fórmula de resistencia cuadrática ($i=a\cdot v+b\cdot v^2$).
A _h .	Sección de huecos, transversal a la circulación del fluido en un medio granular.
A _t .	Sección de referencia, transversal a la circulación del fluido en un medio granular.
B.	Anchura de la berma superior del repié de protección.
C.	Anchura de coronación de la presa.
c.	Cohesión.
C _u .	Coefficiente de uniformidad.
C _w .	Relación entre el ancho de la base de la cerrada y longitud de coronación de la presa (W_r/W).
D _i .	Tamaño de la abertura del tamiz que deja pasar el i% de la muestra (medido en peso) de un material determinado.
D _s .	Diámetro equivalente.
F.	Coefficiente de seguridad al deslizamiento
G.	Grado de compactación.
H.	Altura máxima de la presa desde la base.
H _b .	Altura máxima del repié de protección.
H _d .	Altura de daños producidos sobre el talud.
i.	Gradiente hidráulico.
K.	Coefficiente de la ley de resistencia lineal ($i=K\cdot v$) considerando el material isótropo.
K _d .	Coefficiente de permeabilidad de Darcy ($K_d=1/K$).
K _{dx} .	Coefficiente de permeabilidad en la dirección horizontal de un material homogéneo e isótropo.
K _{dy} .	Coefficiente de permeabilidad en la dirección vertical de un material homogéneo e isótropo.
K _{eh} .	Coefficiente de la ley de resistencia lineal en la dirección horizontal homogeneizado en la tongada.
K _{ev} .	Coefficiente de la ley de resistencia lineal en la dirección vertical homogeneizado en la tongada.
K _i .	Coefficiente de la ley de resistencia lineal del material de la subcapa intermedia de la tongada.
K _r .	Coefficiente de anisotropía con ley de resistencia lineal (K_{dy}/K_{dx}).
K _s .	Coefficiente de la ley de resistencia lineal del material de la subcapa superior de la tongada.
M.	Talud de aguas arriba de la presa.
N.	Talud de aguas abajo de la presa.
n.	Porosidad.
N _b .	Talud del repié de protección.
N _L .	Talud transversal de la cerrada, supuesta simétrica.
p.	Presión intersticial.
Q _a .	Caudal de alimentación.
q _a .	Caudal unitario de alimentación.

¹ La nomenclatura utilizada en el apartado dedicado al estado del arte puede variar, ya que se ha respetado la original del autor. En ese caso, se indicará explícitamente en el texto el significado de cada parámetro. Los parámetros característicos del material de protección se distinguen por el subíndice "b" mientras que a los parámetros adimensionalizados a partir de los incluidos en esta nomenclatura se los distingue por el superíndice "*".

Q_p .	Caudal de pérdidas.
q_p .	Caudal unitario de pérdidas.
Q_s .	Caudal de percolación.
q_s .	Caudal unitario de percolación.
q_{sat} .	Mínimo caudal unitario de percolación que produce la saturación del espaldón.
q_{sb} .	Caudal unitario de rotura completa de la protección por percolación.
q_{sbi} .	Caudal unitario de daños con nivel i de la protección por percolación.
q_{sp} .	Caudal unitario de rotura completa de la presa por percolación.
Q_{sv} .	Caudal de sobrevertido.
q_{sv} .	Caudal unitario de sobrevertido.
S .	Área de la sección transversal al eje de la presa.
S_b .	Área de la sección transversal al eje del repié de protección.
t .	Tiempo
v .	Velocidad de filtración.
V_h .	Volumen de huecos del material granular.
V_t .	Volumen de referencia del material granular.
W .	Longitud de coronación de la presa.
W_r .	Longitud de la base de la cerrada según el eje paralelo a su coronación.
z_1 .	Calado aguas arriba del ensayo.
z_2 .	Calado aguas abajo del ensayo.
z_d .	Altura de la línea de saturación en su salida sobre el talud exterior del medio granular considerando el caudal unitario en función de la longitud de coronación.
z_{d3} .	Altura de la línea de saturación en su salida sobre el talud exterior del medio granular.
z_{dr} .	Altura de la línea de saturación en su salida sobre el talud exterior del medio granular considerando el caudal unitario en función de la longitud de la anchura del valle.
z_{ij} .	Altura de la línea de saturación en el punto i .
z_v .	Calado sobre el vertedero rectangular de medida de caudal.
α .	Ángulo entre el plano del talud y el plano formado por la base horizontal.
β .	Coeficiente de ajuste en la formulación teórica del talud crítico.
γ_d .	Peso específico seco.
$\gamma_{e,sat}$.	Peso específico saturado.
γ_s .	Peso específico de las partículas.
γ_w .	Peso específico del agua.
λ .	Factor de escala.
σ .	Tensión normal al plano.
τ .	Tensión tangencial al plano.
τ_f .	Resistencia al corte del material.
φ .	Ángulo de rozamiento al reposo del material granular.
φ_i .	Ángulo de rozamiento interno del material granular.

Introducción y objeto

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO.

Este trabajo tiene como origen la línea de investigación iniciada hace años por la unidad docente de presas de la E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid (en adelante UPM), referente al estudio del vertido por coronación (también denominado sobrevertido u *overtopping*, en inglés) en presas de materiales sueltos.

Las investigaciones realizadas han sido materializadas en el marco de dos proyectos de investigación oficiales, denominados: *“Caracterización de la rotura de las presas de escollera por sobrevertido y desarrollo de criterios para evaluar la seguridad del conjunto presa-área afectada durante una avenida”* (en adelante, XPRES) y *“Rotura del elemento impermeable de presas de materiales sueltos en situación de sobrevertido y análisis de protecciones combinando modelación física e inteligencia artificial”* (en adelante, EDAMS), correspondientes al Plan Nacional de I+D+i 2007-2011, en el subprograma de *Proyectos de Investigación Fundamental no Orientada, Programa Nacional de Proyectos de Investigación Fundamental*, en el marco del *VI Plan Nacional de Investigación Científica, Desarrollo e Innovación Tecnológica 2008-2011*. Estos proyectos de investigación se han realizado de forma coordinada junto al *Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX)* del *Ministerio de Fomento* y al *Centro Internacional de Métodos Numéricos en la Ingeniería (CIMNE)*.

1.1. Motivación.

Las presas de materiales sueltos y, en particular, aquellas cuyo cuerpo de presa dispone de un espaldón de aguas abajo de material granular no cohesivo, denominado genéricamente como *escollera*, resultan especialmente vulnerables ante fenómenos de filtración de caudales anormalmente elevados en el interior de dicho espaldón, aguas abajo del elemento impermeable.

Al referirnos a la escollera como material constructivo, es importante aclarar la diferencia entre el concepto utilizado en la ingeniería de presas y otros tipos de escollera, como la usada en los diques portuarios, cuyas características son muy diferentes. La escollera de presas engloba materiales de características muy distintas: desde materiales tipo grava o zahorra, con granulometrías más o menos continuas, hasta aquellos que incluyen piedras de mayor tamaño, si bien éstas rara vez llegan a superar los 50 cm de tamaño medio. La escollera se distingue del material del núcleo impermeable, formado por material tipo tierra, bien sea arcilloso o limoso, por su mayor ángulo de rozamiento interno y por su elevada capacidad drenante, que impide que se generen presiones intersticiales en su interior en situaciones de funcionamiento normales, con caudales de filtración habituales.

Sin embargo, la circulación de caudales anormalmente altos por el interior del espaldón puede provocar la formación de una red de filtración con circulación de agua entre los huecos de la escollera, con números de Reynolds característicos de un movimiento turbulento. Esta filtración, normalmente imprevista en la fase de diseño de la presa, puede ser capaz de generar presiones intersticiales que desestabilicen el talud del espaldón, diseñado en la mayor parte de los casos bajo hipótesis de funcionamiento en seco.

El origen de estos caudales de filtración es típicamente accidental, por fallos en la presa que, a su vez, pueden estar motivados por distintas causas, como la falta de capacidad de evacuación de sus órganos de desagüe o por el desarrollo de averías graves en el elemento impermeable o por procesos de migración de material en el cimientó. Bajo estas circunstancias, el espaldón de aguas abajo de la presa puede resultar rápidamente dañado, quedando el elemento impermeable, bien sea núcleo de material suelto o pantalla, desprotegido por el lado de aguas abajo, lo que puede dar lugar a la rotura completa de la presa.

En la actualidad, en los países más desarrollados, la seguridad en infraestructuras críticas, cuyo fallo pueden provocar daños muy graves a la población y a la economía regional, es una demanda social. Así, en países como Noruega o Suecia, con elevados estándares de seguridad y desarrollo económico, ya existen regulaciones que recomiendan adoptar medidas de protección frente a filtraciones extraordinarias en presas de escollera con elevado riesgo potencial. En concreto, estas normativas proponen el uso de repiés de escollera como medida de protección de la presa, si bien no se conoce la existencia de un procedimiento de diseño de este tipo de protección que considere de forma explícita el mecanismo de rotura por deslizamiento en masa.

Aun siendo *percolación* y *filtración* palabras sinónimas, se ha utilizado en este trabajo el primero de ellos para distinguirlo del concepto tradicionalmente manejado por la comunidad técnica como *filtración*, entendido como la circulación de agua por el interior de medios granulares en régimen laminar, con velocidades pequeñas. En lengua inglesa no existe ambigüedad al respecto, al quedar definido el concepto de filtración con movimiento turbulento mediante el vocablo "*through-flow*", caracterizado básicamente por la relación parabólica entre el gradiente hidráulico y la velocidad de filtración.

1.2. Objetivos.

El objetivo principal del trabajo es elaborar un procedimiento de diseño de protecciones tipo repié para evitar la rotura por deslizamiento en masa del espaldón de una presa de escollera sometido a percolaciones extraordinarias.

La consecución de este propósito conlleva a alcanzar otros objetivos de carácter particular, como son los siguientes:

- ✓ Analizar la efectividad de las protecciones en repié.
- ✓ Estudiar el efecto y la importancia de las variables principales de dimensionamiento de las protecciones tipo repié.
- ✓ Identificar los mecanismos de rotura existentes y formular criterios de discriminación para determinar el predominio entre el mecanismo de erosión por arrastre de partículas y el de mecanismo de deslizamiento en masa.
- ✓ Investigar la aplicabilidad de la ley de resistencia lineal entre gradientes hidráulicos y velocidades (ley de *Darcy*) en la zona de salida del agua en el pie de presa de aguas abajo.
- ✓ Estudiar el efecto sobre el diseño de la protección tipo repié de la forma de la cerrada donde se ubica la presa a proteger.
- ✓ Investigar procedimientos alternativos para la calibración de la ley de resistencia parabólica característica de las escolleras, que sean aplicables en materiales de gran tamaño.
- ✓ Verificar experimentalmente el procedimiento de diseño propuesto en el trabajo.

1.3. Planteamiento y estructura de la investigación.

Este trabajo combina la investigación experimental con la aplicación de modelos numéricos. Los ensayos en modelo físico no están planteados como modelos a escala de un caso real sino que son en sí mismos el prototipo de estudio sobre el que se ha verificado la validez del procedimiento de diseño.

Las conclusiones respecto al análisis dimensional y el, así llamado, *efecto de escala*, que está previsto estudiar en futuras investigaciones y cuyo análisis no es objeto de este trabajo, deberán ser aplicadas *a posteriori* a los resultados obtenidos en esta investigación.

El esquema general de la investigación se incluye en la Figura 1. Según se puede observar en ella, el trabajo se inicia con la recopilación del **estado del arte** (incluido en el capítulo 2) el que se ha realizado una búsqueda bibliográfica estructurada en tres grandes apartados. El primero, analiza las investigaciones sobre la escollera como material de construcción de presas. En el segundo, se han revisado publicaciones acerca de la caracterización del fenómeno de la percolación así como del estudio de sus posibles causas y de los diferentes mecanismos de rotura que provoca. El tercer apartado consiste en recopilar estudios sobre distintas tipologías de protección, enfocado

principalmente a aquellas que han utilizado la escollera como material de construcción y, dentro de ellas, a las de tipo repié.

En el capítulo 3 se describe la **metodología** utilizada en el trabajo. En ella se incluye el planteamiento y definición del problema, donde se presentan las principales variables de dimensionamiento, su relación con las distintas campañas que integran la investigación y la descripción de las variables e hipótesis adoptadas. Posteriormente se indican los códigos de cálculo utilizados así como una descripción de la metodología particular seguida en cada una de las campañas de modelación, tanto a nivel numérico como experimental.

Las campañas de investigación numérica comienzan con la *Calibración y análisis de daños*, donde se comparan los resultados con la campaña experimental del mismo nombre y se estudian los efectos de las principales variables de dimensionamiento. Le siguen campañas específicas de estudio del *efecto de la anisotropía*, del *análisis de la anchura de la berma* del repié y la campaña de *análisis del efecto de la forma de la cerrada*, donde se estudia el incremento del nivel de saturación provocado por el estrechamiento en el fondo del valle donde se encuentra situada la presa.

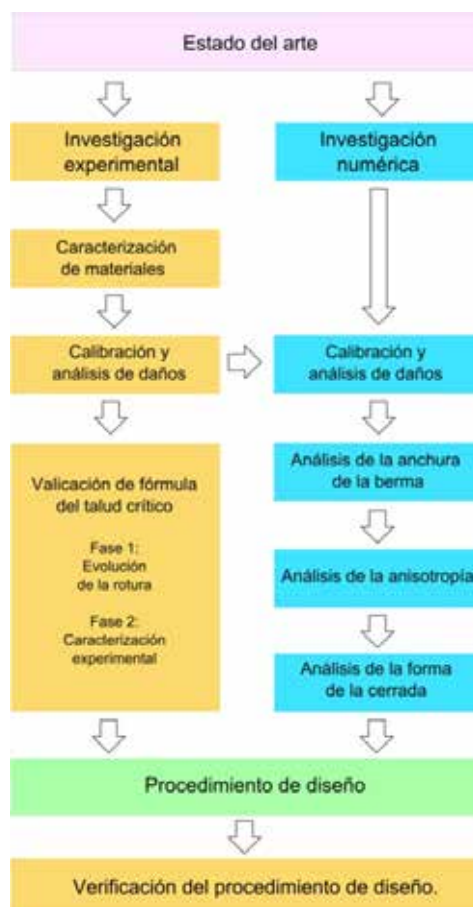


Figura 1. Esquema de tareas realizadas en el trabajo.

La investigación experimental comienza con la caracterización de los materiales utilizados en los ensayos y se compone de la *Campaña de calibración y análisis de daños*, en la que se analiza la eficacia de la protección, la aplicabilidad de la ley de Darcy en el entorno del pie de presa y en la que se obtienen datos para calibrar los modelos numéricos de filtración; y la *Campaña de validación de la formulación del talud crítico*, que conforma la base experimental que justifica el uso de la formulación teórica existente para calcular el talud de diseño de la protección.

El capítulo 4 recoge los **resultados** obtenidos en las campañas de modelación numérica y experimental, presentándolos en forma de tablas y figuras que serán analizadas en el capítulo 5, titulado *Discusión de los resultados*, en la que se incluyen las principales conclusiones obtenidas en la investigación y que forman la base de conocimiento para redactar el **procedimiento de diseño**, incluido dentro del capítulo 6.

El capítulo 7 recoge las conclusiones de la **Verificación experimental** del procedimiento de diseño propuesto.

Finalmente, dentro del capítulo 8 se recogen las **aportaciones originales** del trabajo, la propuesta de **futuras líneas de investigación** y un resumen de las **conclusiones** más importantes.

Estado del arte

2. ESTADO DEL ARTE.

El estado del arte de la tecnología se ha dividido en varios apartados para tratar de simplificar y aclarar la diversidad de información y antecedentes científico-técnicos que guardan relación con la temática de la investigación. Así, se propone la subdivisión entre los siguientes conceptos generales:

1. La escollera. Se realiza una revisión de la literatura técnica acerca de la caracterización del concepto de escollera como material de construcción de presas y sus propiedades más relevantes para el objeto de la investigación.
2. Percolación por el interior del espaldón de escollera, con el objetivo de conocer el estado del arte del conocimiento sobre el fenómeno de la filtración de materiales granulares con elevadas permeabilidades y movimiento turbulento, las causas que pueden originarlo y los mecanismos de rotura que provocan.
3. Protecciones en presas de materiales sueltos. Estado actual de la normativa, tipología de protecciones, protecciones de escollera frente a la erosión, protecciones de escollera frente al deslizamiento en masa y antecedentes de protecciones de escollera tipo repié.

2.1. La escollera.

2.1.1 Caracterización.

La escollera es utilizada en la construcción con frecuencia como material de estabilización, drenaje y relleno. La *Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera* (Dirección General de Carreteras 2006) y la norma UNE (AENOR 2003, AENOR 2004) establecen una caracterización de la escollera en función de los siguientes criterios:

En función de la **puesta en obra**: se puede diferenciar entre escollera vertida, colocada (Foto 1) y compactada (Foto 2). En adelante, cuando se mencione únicamente la palabra escollera se



Foto 1. Escollera colocada.



Foto 2. Escollera compactada.

referirá a la vertida o compactada.

Cada una de ellas tiene su propio modelo de comportamiento. Las dos primeras han sido tradicionalmente más estudiadas en la bibliografía, siendo más fácil encontrar criterios de diseño para ellas. En las obras de presas se suele utilizar principalmente la escollera compactada, bien en los espaldones de presas heterogéneas, bien en los repiés de estabilización de presas todo uno. La escollera colocada se utiliza en obras complementarias como protecciones de paramentos (en este caso también puede ponerse vertida) o márgenes fluviales. El concepto de *escollera*, en ingeniería de presas, presenta grandes diferencias con respecto al manejo en otros campos de la ingeniería civil. Así, la **escollera de presas** y la escollera manejada en la construcción de diques portuarios constituyen materiales de características totalmente distintas a pesar de denominarse de la misma manera. La escollera de presas engloba materiales de características muy diferentes, desde materiales tipo grava o zahorra, con granulometrías más o menos continuas, hasta aquellos que incluyen piedras de mayor tamaño, si bien éstas rara vez llegan a superar los 50 cm de tamaño medio. La escollera se caracteriza principalmente por su elevado ángulo de rozamiento interno y por su alta permeabilidad en comparación con el material del núcleo impermeable, formado por material tipo tierra, con un elevado contenido de finos de carácter arcilloso o limoso. La función de la escollera del cuerpo de presa es estabilizar el núcleo impermeable con una cantidad de material sensiblemente menor que en una presa homogénea. Ello se debe a su mayor ángulo de rozamiento interno y a la ausencia de presiones intersticiales, en situaciones de funcionamiento normal, en el espaldón de aguas abajo motivada por su gran capacidad drenante.

En función de la **geometría** se establecen tres parámetros básicos de clasificación

1. Tamaño medio de la piedra (UNE EN 13383-1):
 - a. Gruesa (bloque superior a 500 kg)
 - b. Media (bloque entre 80 y 500 kg)
 - c. Fina (tamaño de tamiz entre 125 mm y 250 mm)
2. Forma. A través del llamado coeficiente de forma puede diferenciarse entre bloques con formas más o menos lajosas en función de la relación de sus dimensiones principales.
3. Superficie de contacto. Superficie rugosa con aristas vivas o bien bloques redondeados.

En función de sus **parámetros geomecánicos** siendo especialmente representativos:

1. Peso específico: seco o aparente.
2. Porosidad.

3. Resistencia al corte: Ángulo de rozamiento interno. Sobre este parámetro se profundizará más adelante, por su importancia en el fenómeno estudiado.

En función de sus **características físicas**, se pueden aplicar los siguientes criterios:

1. Resistencia a compresión simple (UNE EN 1926)
2. Integridad de los bloques (UNE EN 13383-1)
3. Resistencia a la fragmentación (UNE EN 1097-2). Ensayo Los Ángeles.

En función de sus **características químicas**:

1. Estabilidad química
2. Ciclos humedad-sequedad
3. Absorción de agua
4. Ciclos hielo-deshielo
5. Resistencia a la cristalización de sales

2.1.2 Resistencia al corte

La resistencia al corte de la escollera es el parámetro fundamental en la actualidad a la hora del diseño y del propio cálculo de estabilidad. Este parámetro resulta incluso hoy en día poco conocido ya que, entre otras cosas, no existen ensayos geotécnicos estándar con tamaño suficiente para ensayar en condiciones de laboratorio este tipo de material.

Parkin indica que el ángulo de las arenas se parece más al ángulo teórico de partículas subredondeadas, calculado teóricamente por Trollope suponiendo círculos superpuestos (30°) apilados y apoyados entre sí (Trollope 1956). Sin embargo achaca el mayor ángulo de las escolleras al alejamiento de su forma de la geometría esférica. Parkin llama la atención sobre la falta de conocimiento y la dispersión de criterios (citando al US Bureau of Reclamation o al US Corps of Engineers) para considerar un ángulo de rozamiento determinado en las escollera de presas (Parkin 1963).

Se han realizado diversas investigaciones (Barton y Kjaernsli 1981, Barton 2008, De Cea y Olalla 1991, Duncan 2004, Leps 1970, Indraratna 1994, Araoz 1991, Estaire y Olalla 2006, Ghazavi, Hosseini et al. 2008) que aportan conocimiento acerca de este tema. En primer lugar, se diferencia el comportamiento resistente de la escollera compactada frente a la escollera vertida. En la primera se produce una disminución de huecos, que redundaría en una mayor resistencia y, por tanto, menores deformaciones del conjunto. Se estima que la variación del ángulo de

rozamiento entre ambas puede llegar a 10° . En obra, la compactación óptima se consigue a base de la combinación de rodillo vibratorio y regado.

De Cea y Olalla presentan un estudio de distintas referencias de obras de presas de escollera españolas. En ellas se puede comprobar que las especificaciones requeridas al material son muy heterogéneas, lo cual está condicionado por la disparidad de las características de los materiales que suelen acogerse a la denominación genérica de escollera (De Cea y Olalla 1991). Posteriormente se realiza un estudio de antecedentes sobre los factores principales que influyen en la resistencia al corte como son:

- **Densidad.** Se presentan diferencias importantes en el ángulo de rozamiento para presiones de confinamiento bajas ($3-4^\circ$) mientras que para presiones altas de confinamiento esta diferencia se reduce ($1,5^\circ$). La densidad está íntimamente relacionada con la porosidad por lo que se puede utilizar también este término para analizar el mismo fenómeno (ver Figura 2 que relaciona diámetros máximos d_m , porosidades n , y ángulo rozamiento en tensiones efectivas ϕ').

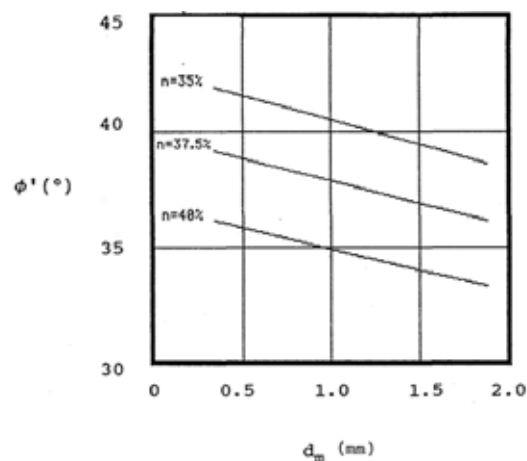


Figura 2. Ángulo de rozamiento interno en función de diámetro máximo y porosidad. (Fuente: De Cea y Olalla citando a Kirpatrick 1965).

La densidad se modifica con la compactación y el ángulo de rozamiento mayor se consigue con la máxima posible sin que se produzcan roturas en los contactos entre las piedras. En la Figura 3 se presenta una comparación entre el ángulo de rozamiento en escolleras compactadas y vertidas con datos obtenidos de materiales correspondientes a presas construidas en EEUU. El eje de abscisas representa la presión de confinamiento del material en pies por pulgada cuadrada ($1 \text{ p.s.i} = 0,07 \text{ kp/cm}^2$).

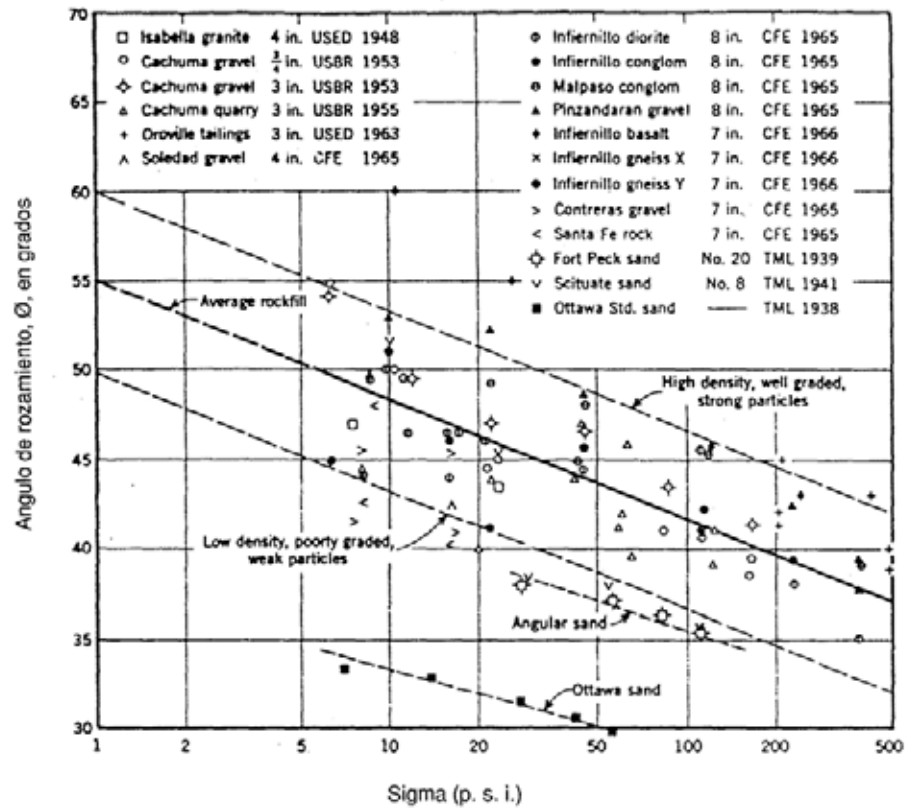


Figura 3. Ángulo de rozamiento de escolleras de presa en función de la presión de confinamiento. (Fuente: Leps 1970).

- **Presión de confinamiento.** El incremento de la presión de confinamiento disminuye el ángulo de rozamiento. Este fenómeno está relacionado con la rotura del material en los contactos entre partículas. Su no consideración puede dar lugar a análisis de deslizamientos inadecuados, sobre todo en presas de gran tamaño, en las que el rango de presiones es más amplio. En la Figura 4 se comparan estudios de diferentes autores acerca de la variación del rozamiento con la presión de confinamiento. La resistencia al corte viene expresada en función de la relación entre tensiones principales máximas, cuya relación con el ángulo de rozamiento viene dada por:

$$\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad \text{Ec. 1}$$

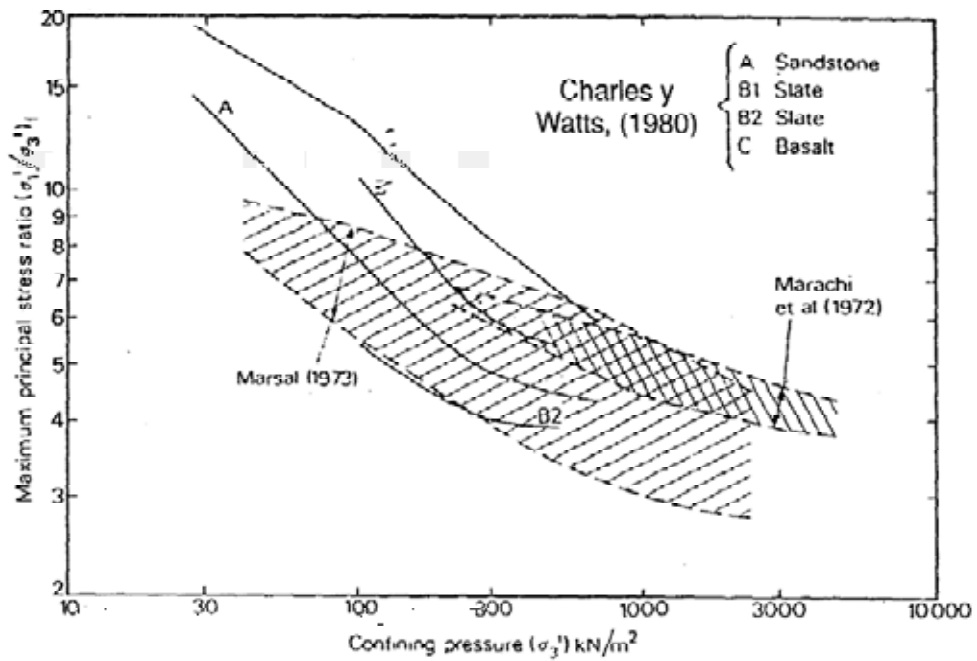


Figura 4. Relación entre tensiones principales en función de la presión de confinamiento. (Fuente: Leps 1970)

Araoz propone tener en cuenta la presión de confinamiento a través de la tensión vertical y abandonar el uso de un único valor para el ángulo de rozamiento en los cálculos de estabilidad de presas (Araoz 1991)

- **Resistencia a la rotura de las partículas.** A mayor resistencia a la rotura se produce una menor compresibilidad y, por consiguiente, una mayor resistencia al corte. Este factor depende esencialmente de las características intrínsecas del material. Se ha observado que la saturación del material favorece el incremento del porcentaje de roturas. Para la estimación de la resistencia a la rotura de partículas se utiliza el índice B, que representa el porcentaje de rotura las mismas (De Cea y Olalla, citando a Marsal, 1975). En la Figura 5 se presentan los resultados de ensayos de resistencia al corte en función del porcentaje de rotura de partículas.

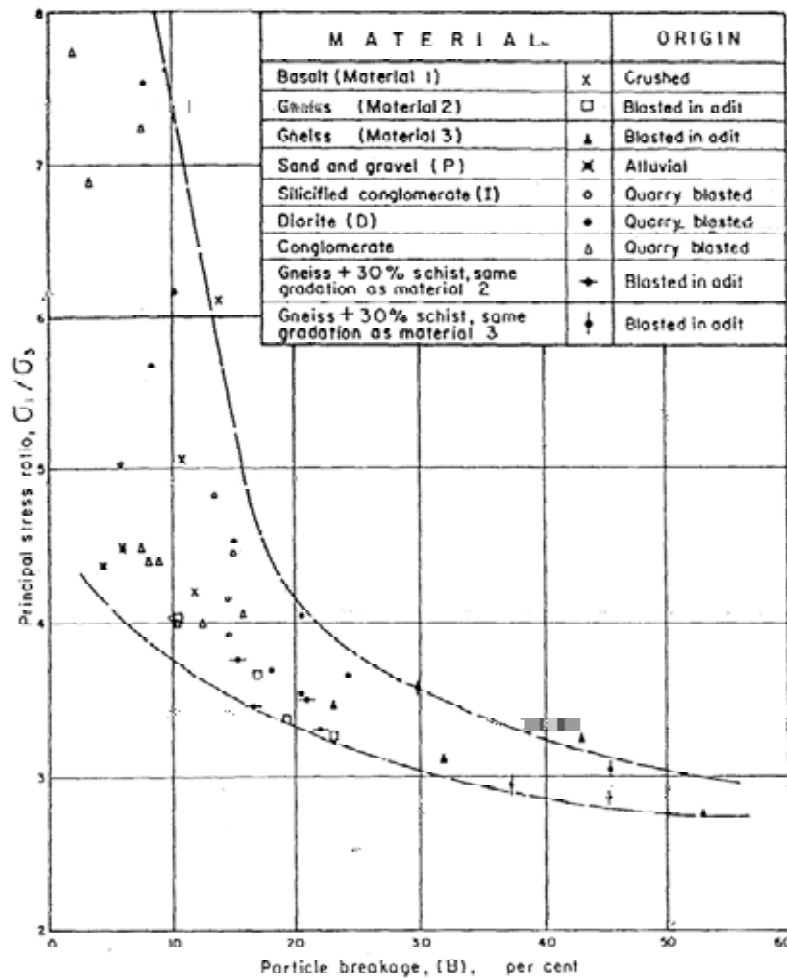


Figura 5. Relación entre tensiones principales en función del porcentaje de rotura de partículas.
(Fuente: Marsal 1975)

- **Tamaño máximo de las partículas.** En los estudios realizados sobre este aspecto existe disparidad de conclusiones al respecto, muchas veces motivada por diferencias de criterio en su definición o por no tener en cuenta el efecto de otros parámetros que varían de un estudio a otro. Es especialmente interesante la conclusión acerca del diámetro mínimo de la probeta de ensayo respecto al tamaño máximo de las partículas. La relación mínima necesaria depende de los autores y de la graduación de la muestra (6 y preferiblemente 10) para que el ensayo sea representativo. En general, se concluye que el ángulo de rozamiento es mayor a medida que el tamaño máximo disminuye (Araoz 1991) aunque existen autores (Yu, Ji et al. 2006) que concluyen que el incremento del tamaño máximo aumenta la resistencia al corte a igualdad del resto de parámetros.
- **Forma de las partículas y graduación.** La escollera bien graduada (“cerrada”) ofrece mayores ángulos de resistencia al corte (una vez limitado el contenido de finos). El efecto sobre la resistencia al corte del tamaño máximo ha de analizarse

en conjunto con la uniformidad granulométrica para obtener conclusiones válidas. Asimismo, la angulosidad favorece la resistencia al corte por la trabazón que provoca en el material.

- **Grado de saturación.** Según De Cea y Olalla citando a Lowe y Charles apenas existe diferencia entre el rozamiento de una escollera seca o saturada. Esto coincide con las experiencias del CEDEX en la presa de Canales.

A los efectos de tener en cuenta los distintos parámetros que influyen en la resistencia al corte Duncan propone una función (Ec. 2) de resistencia al corte (ϕ) dependiente de la presión de confinamiento (σ_N , respecto a la atmosférica p_a), densidad relativa (D_r), el tamaño de la partícula y la graduación (Duncan 2004), a ajustar con cuatro parámetros (A, B, C, D):

$$\phi = A + B(D_r) - [C + D(D_r)] \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma_N}{p_a} \right) \quad \text{Ec. 2}$$

Sin embargo, la aplicación práctica de esta fórmula dependerá de la posibilidad de adaptar los protocolos de ensayo para conseguir el ajuste de los parámetros que la componen para cada uno de los materiales de que se trate. Hoy en día este criterio no se utiliza en la práctica.

Por último, se realiza una comparación entre los diferentes **métodos de ensayo** en laboratorio para analizar la resistencia al corte. Se comprueba que existen diferencias entre los resultados de los ensayos a compresión triaxial y el corte directo. Éste último ofrece resistencias superiores (10%) a las que arroja el triaxial. Según otros autores (Barton, Kjaernsli 1981, Charles, Burford et al. 1981), estas estructuras tienen un comportamiento más semejante a las condiciones de deformación plana que a las de compresión triaxial. En su opinión, resulta indicado realizar ensayos tipo CD o CU para analizar la resistencia al corte. No se debe obviar la importancia de tener en cuenta el ángulo entre el plano de rotura forzada del ensayo y el de compactación.

El laboratorio de Geotecnia del CEDEX tiene documentada (Estaire y Olalla 2006) una campaña de ensayos de corte directo realizados en la célula de $1 \times 1 \text{ m}^2$ con distintas escolleras de tipo calizo en la que se estudió su resistencia al corte y su grado de ajuste en función de modelos de resistencia de Mohr-Coulomb y modelos parabólicos. Se concluye que el mejor ajuste se produce en modelos no lineales que reflejan mejor el aumento de la resistencia al corte cuando las tensiones verticales impuestas durante el ensayo son menores.

2.2. Principales causas de filtración accidental en el espaldón de escollera de aguas abajo

2.2.1 Sobrevertido

Toledo denomina como *sobrevertido* al “fenómeno que se produce cuando el nivel del agua en un embalse supera la cota de la coronación de la presa, el agua rebosa sobre la misma y vierte hacia el paramento o talud de aguas abajo”. (Toledo 1997). También indica que “El sobrevertido es la causa más frecuente de rotura de presas de materiales sueltos que son, en términos generales, muy vulnerables frente a este fenómeno. De acuerdo con las últimas estadísticas del Comité Internacional de Grandes Presas, el sobrevertido ha sido la causa principal de la rotura del 31% de las presas de materiales sueltos y en el 18% de los casos fue causa secundarla. Por tanto, es evidente la importancia del sobrevertido en lo referente a la seguridad de las presas de materiales sueltos”.

Desde el punto de vista hidráulico el sobrevertido queda definido por las **condiciones de entrada, salida y control hidráulico**, debiendo tenerse en cuenta la laminación de la avenida producida en el embalse como consecuencia del funcionamiento del aliviadero y el vertido por coronación así como las condiciones hidráulicas aguas abajo de la presa.

El fenómeno de la filtración de agua en el medio queda particularizado al definir el dominio de filtración, el espaldón de la presa, y las condiciones de contorno. El contorno está constituido por el cimiento, el talud exterior del espaldón, el talud del elemento impermeable y la coronación de presa. Estos contornos pueden sufrir variaciones en su geometría como consecuencia del inicio de la rotura, condicionando todo el proceso a lo largo del tiempo. Por tanto, la filtración es un fenómeno acoplado al proceso de rotura. A todo ello debe añadirse la posibilidad de circulación de agua en tres modos diferentes:

- a. hacia dentro del espaldón por el talud de aguas abajo, en su zona superior.
- b. Hacia afuera del propio dominio a través del contorno del espaldón, en su zona inferior.
- c. Sobre el espaldón en flujo rasante, con una alta rugosidad debido a los salientes de la escollera y por consiguiente con una importante mezcla de aire y agua.

Especialmente interesante resulta analizar las condiciones de entrada y salida de caudal y del control hidráulico en el proceso de sobrevertido. Para determinar el hidrograma de sobrevertido (evolución a lo largo del tiempo del caudal vertido sobre la coronación de la presa), debe

realizarse un cálculo convencional de laminación, teniendo en cuenta que cuando el nivel del agua supera la cota de coronación de la presa, ésta actúa como un vertedero adicional.

Como se puede apreciar, el hidrograma laminado sufre una desviación debido al efecto del vertido sobre coronación que produce para una misma altura de embalse un caudal muy superior al que desaguaría el aliviadero por sí mismo. Es precisamente ese caudal incremental ($Q_{v1\text{máx}}$) el que constituye el efluente por coronación que denominamos caudal de sobrevertido.

Toledo indica que el proceso de saturación del espaldón puede esquematizarse del siguiente modo:

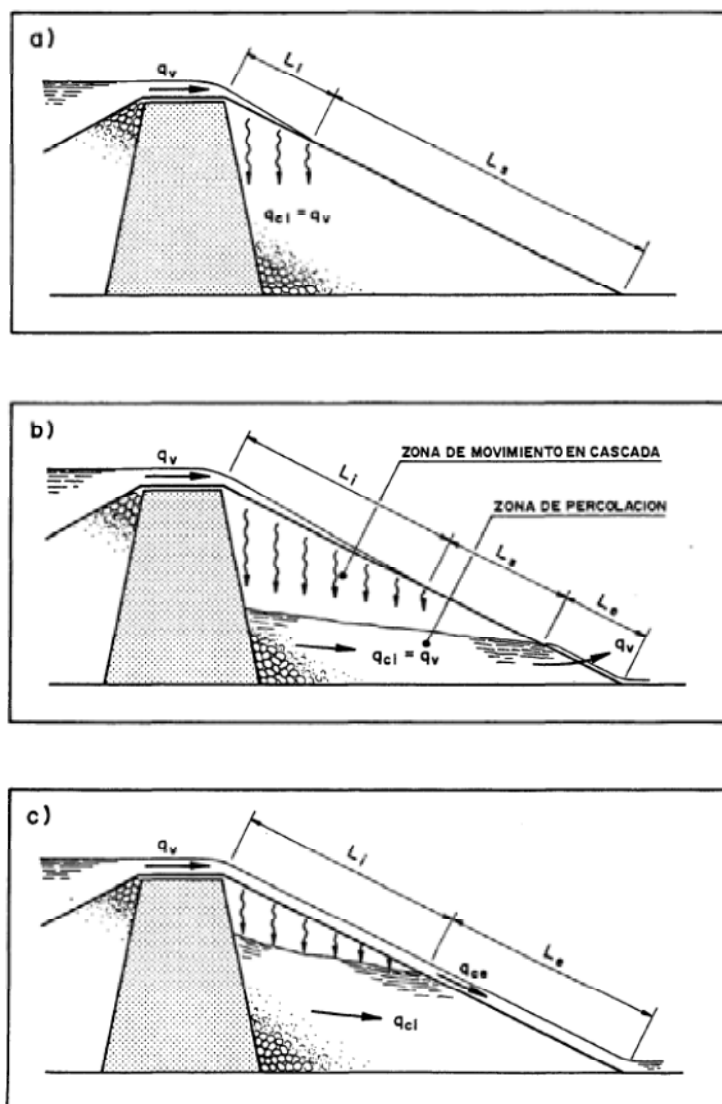


Figura 6. Evolución del proceso de saturación del espaldón por sobrevertido. (Fuente: Toledo 1997)

Fase a): Infiltración (q_i). Fase inicial de movimiento rápidamente variado en dirección subvertical hasta formar un nivel de agua en el cimiento (supuesto impermeable) y sin salida de agua por el espaldón.

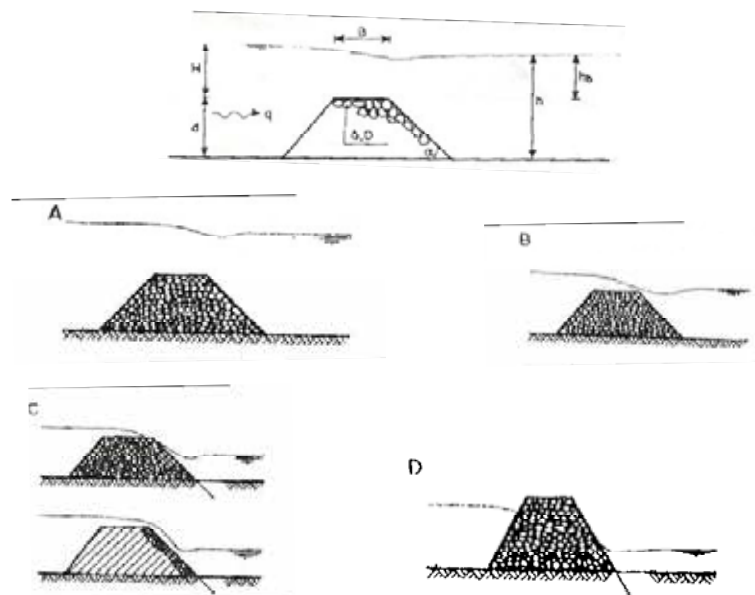
Fase b): Infiltración (q_i) y circulación interna (q_{ci}). El caudal infiltrado circula por el espaldón saliendo posteriormente por el pie del talud.

Fase c): Infiltración (q_i), circulación interna (q_{ci}) y circulación externa (q_{ce}) al espaldón. Parte del caudal se infiltra, parte circula por el espaldón saliendo por el pie y parte circula por el exterior en la dirección del talud.

La última fase desemboca en la saturación completa del espaldón.

A medida que se varía la porosidad o permeabilidad del espaldón pueden producirse cambios en la situación del control hidráulico y repartos diferentes entre los caudales de circulación interna y externa. La cota del agua al pie de la presa condiciona también la circulación.

Pilarczyk et al. analizan la combinación de los regímenes hidráulicos que se pueden producir en una presa de escollera sometida a sobrevertido o a filtración a través de su espaldón (Pilarczyk, Verhey & Akkerman 1991). Según los autores, los distintos casos dependen de las variables $h_b/\Delta D$ y H , siendo h_b el desnivel entre el contraembalse y la cota de coronación, Δ la densidad relativa de la piedra, D su diámetro nominal y H el desnivel entre el nivel de embalse y la cota de coronación (Figura 7).



Caso A: $h_b/\Delta D > 4$	Caso B: $-1 < h_b/\Delta D < 4$	Caso C: $h_b/\Delta D < -1$ y $H > 0$	Caso D: $H < 0$
----------------------------	---------------------------------	---------------------------------------	-----------------

Figura 7. Casos de sobrevertido en función de las condiciones hidráulicas. (Fuente: Pilarczyk et al. 1991)

Para cada una de ellas el autor establece criterios de diseño para su estabilidad. En concreto, para el denominado “high dam flow” (caso C, sobrevertido por coronación no anegado), que es el caso que se tratará en el presente trabajo, propone utilizar la formulación de Knauss (Knauss 1979).

2.2.2 Filtración accidental en el interior del cuerpo de presa de escollera provocada por erosión interna.

Bajo este epígrafe se pretende incluir a aquellas situaciones que afectan al correcto funcionamiento del elemento impermeable del cuerpo de presa y al cimiento y que, una vez producidas, en su fase de mayor desarrollo, pueden dar lugar a un caudal de filtración muy elevado provocando daños por erosión o inestabilidad en masa provocada por el desarrollo de subpresiones en el talud de aguas abajo.

Estas situaciones, provocadas por un buen número de circunstancias, como la fisuración del núcleo, la erosión interna del núcleo o cimiento y la filtración preferente en los contactos entre obras de fábrica y material impermeable, entre otras, son las causantes del 46% de las roturas de presas de materiales sueltos (Mill, Dahlbäck et al. 2010).

Este tipo de averías puede dar lugar a lo que se ha denominado *percolación* (“*through flow*” en inglés) o filtración de grandes caudales a lo largo del cuerpo de presa, con salida por el pie de aguas abajo. Entre las medidas para evitar o retrasar una posible rotura por este motivo está la ejecución de un repié de escollera sobre el pie de presa. Sin embargo, para realizar el dimensionamiento resulta necesario tener una estimación aproximada del máximo caudal de percolación que se puede producir en el cuerpo de presa cuando la erosión está totalmente desarrollada (Nilsson 2009). En la actualidad, las normativas noruega (Ministry of Petroleum and Energy. Energy Water Resources department 2000) y sueca (SVENSK ENERGI 2007) establecen caudales unitarios para el diseño de las protecciones pero no se tiene constancia de que esas cifras tengan una base teórica. Nilsson indica que otra opción para estimar el caudal de percolación posible en una presa de escollera es realizar un cálculo de filtración de la presa como si todo el cuerpo de presa fuera un único material, caracterizado por una ley de resistencia del tipo:

$$v = \sqrt{k_t \cdot i} \quad \text{Ec. 3}$$

que relaciona la velocidad (v) con el gradiente hidráulico (i) siendo:

$$k_t = \frac{1,7 \cdot d_{10} \cdot g \cdot n^3}{\beta_0 \cdot (1 - n)} \quad \text{Ec. 4}$$

d_{10} , el tamaño del tamiz que deja pasar el 10% en peso del material

β_0 , el factor de forma

n, la porosidad

2.3. La filtración en medios granulares con permeabilidad alta: percolación (“through-flow”).

2.3.1 Consideraciones sobre la anisotropía de la escollera.

Jansen, citando a Leps, realiza un análisis del fenómeno de la anisotropía de la escollera de presas. Establece que la permeabilidad en este tipo de material es extraordinariamente variable y que, debido a ello, salvo en escolleras lavadas, es prácticamente imposible conocer la ley de filtración que gobierna el fenómeno (Jansen 1988, Leps 1973). Según el autor, el efecto de la segregación del material provocado por las roturas del material durante la compactación de las tongadas, hace que se produzca una gran variación de la permeabilidad a lo largo de su espesor. El autor indica que la relación entre la permeabilidad horizontal y la vertical puede llegar a superar el valor de 100.000:1. Según Jansen, únicamente las escolleras limpias y sensiblemente homogéneas, con escasa segregación son susceptibles de ser asimiladas a un medio isótropo con una ley de filtración parabólica.

Por su parte, Cruz estudia la anisotropía de tongada y propone su consideración en el continuo con un factor de anisotropía global (E), definido como la relación entre la permeabilidad horizontal y vertical (Cruz y Lobo 2004, Cruz, Materón et al. 2009). Cruz hace uso del concepto de permeabilidad equivalente tanto en dirección horizontal (k_{eh}) como en vertical (k_{ev}), definido a partir de la interpolación lineal de la permeabilidad de la subcapa de tongada (Figura 8) más superficial (k_s) y de la permeabilidad de la subcapa inferior (k_i).

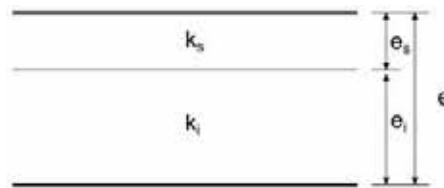


Figura 8. Subcapas de distinta permeabilidad en una tongada de espesor e.

$$k_{eh} = \frac{(k_s \cdot e_s + k_i \cdot e_i)}{e} \quad \text{Ec. 5}$$

$$k_{ev} = \frac{e}{\left(\frac{e_s}{k_s} + \frac{e_i}{k_i}\right)} \quad \text{Ec. 6}$$

$$r = \frac{k_{eh}}{k_{ev}} \quad \text{Ec. 7}$$

$$k_e = \sqrt{k_{eh} \cdot k_{ev}} \quad \text{Ec. 8}$$

siendo:

e, espesor de tongada

e_s, espesor de la subcapa superior

e_i, espesor de la subcapa inferior

Una vez definidas estas permeabilidades equivalentes, obtiene la anisotropía global y la permeabilidad media del conjunto (k_e). Realiza un cálculo a modo de ejemplo, considerando un factor de anisotropía global de 22 en una una presa de 140 m de altura y la altura de la línea de saturación se incrementa un 50% respecto a la calculada sin considerar la anisotropía. Por lo tanto, Cruz señala que no considerar este efecto queda del lado de la inseguridad de cara a la estabilidad del espaldón.

2.3.2 Filtración en medios granulares isótropos de elevada permeabilidad

Toledo realiza un estudio de antecedentes de la ley de resistencia que relaciona el gradiente hidráulico (i) con la velocidad media (v) de filtración (Toledo 1997). La ley aplicable es de tipo parabólico:

$$i = a \cdot v + b \cdot v^2 \quad \text{Ec. 9}$$

siendo:

a, b, coeficientes adimensionales dependientes del material.

La ley parabólica se ha aproximado en ocasiones mediante expresiones de tipo exponencial:

$$i = c \cdot v^m \quad \text{Ec. 10}$$

siendo:

c, m, coeficientes adimensionales dependientes del material.

Como norma general, la ley lineal o ley de Darcy (Ec. 11), no es aplicable a la filtración en materiales granulares gruesos al no responder su movimiento a un régimen laminar.

$$i = K \cdot v = \frac{1}{K_d} \cdot v \quad \text{Ec. 11}$$

Parkin realiza una comparación entre un análisis de filtración con fórmula de resistencia lineal y exponencial (Parkin 1971, Parkin, Trollope & Lawson 1966), concluyendo que la diferencia se observa en la mayor altura de la línea de saturación y de las isobaras. En el pie de la presa, donde los gradientes son mayores, las líneas isobaras tienden a coincidir, por lo que las condiciones de estabilidad en esa zona para un mismo material son parecidas en ambos casos (Figura 9):

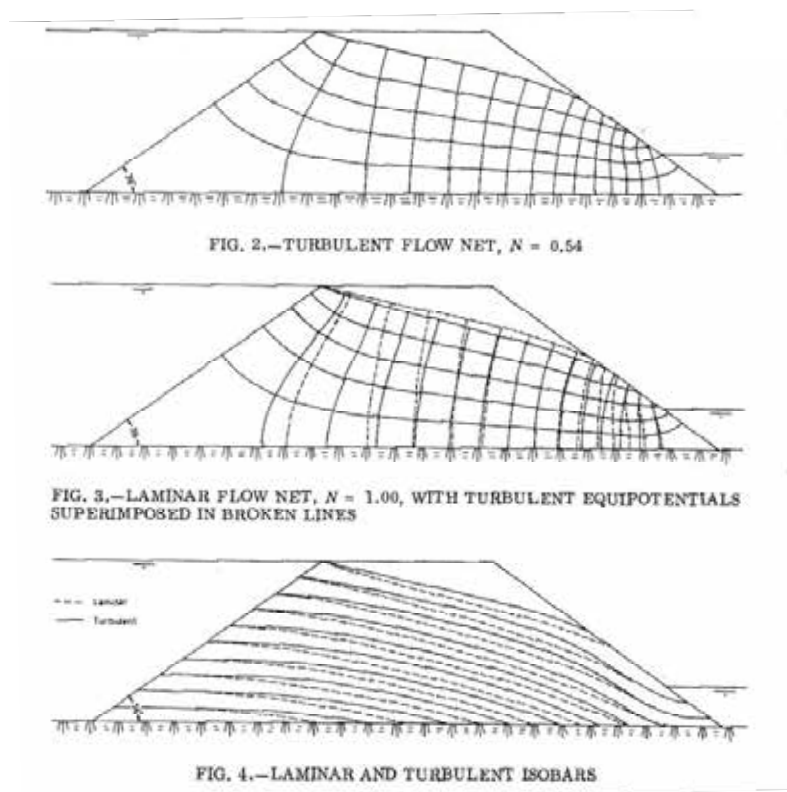


Figura 9. Comparación entre redes de filtración con flujo laminar y turbulento. (Fuente: Parkin 1971)

Parkin propone una metodología que plasma en un nomograma para determinar los coeficientes de la fórmula de resistencia en función del índice de huecos, la superficie específica y angulosidad del material (Parkin, Trollope & Lawson 1966).

Se extraen conclusiones sobre el control hidráulico a lo largo del dominio de filtración, bien a la entrada, bien a la salida y las diferentes zonas de funcionamiento hidráulico (aguas arriba, vertido, caída libre y circulación por el espaldón, en la Figura 10).

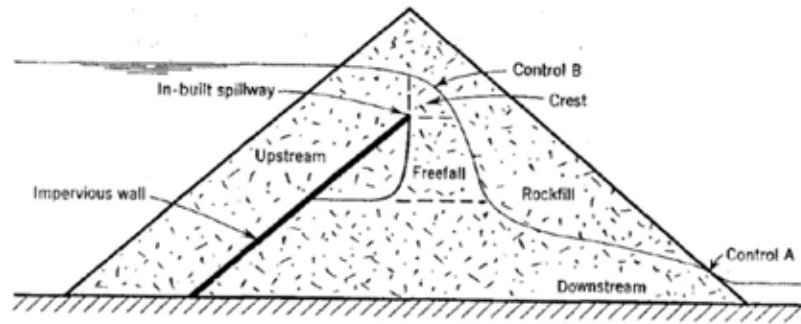


Figura 10. Zonificación hidráulica en la filtración por sobrevertido. (Fuente: Parkin, Trollope & Lawson 1966)

Finalmente llama la atención sobre los efectos peligrosos asociados al fenómeno dinámico de vibración en el proceso del sobrevertido y sobre el arrastre de material fino entre los huecos del material más grueso.

Solvik y Skoglund clasifican la filtración en materiales porosos mediante tres tipos de leyes en función del predominio del régimen hidráulico (Solvik 1991) y (Skoglund, Solvik 1995):

1. Laminar:

$$v = k_l \cdot i \quad \text{Ec. 12}$$

2. Turbulento:

$$v^2 = k_t \cdot i \quad \text{Ec. 13}$$

siendo:

$$Re = \frac{v \cdot d_t}{\nu} > 600 \quad \text{Ec. 14}$$

$$d_t = 1,7 \cdot d_{10} \quad \text{Ec. 15}$$

3. Transición:

$$i = \frac{v}{k_l} + \frac{v^2}{k_t} \quad \text{Ec. 16}$$

siendo:

k_l la permeabilidad en régimen laminar

k_t la permeabilidad en régimen turbulento

Re el número de Reynolds

En caso de $Re < 600$ y movimiento turbulento se puede utilizar la segunda ecuación con la permeabilidad

$$k_c = \frac{v \cdot k_l \cdot k_t}{(v \cdot k_l + k_t)} \quad \text{Ec. 17}$$

En materiales finos la permeabilidad se deduce de ensayos de laboratorio, sin embargo, en materiales más gruesos la permeabilidad se deduce de las propiedades granulométricas por la falta de ensayos estándar adaptados a estos tamaños de partícula:

$$k_l = \frac{1}{\alpha_0} \cdot \frac{n^2}{(1-n)^3} \cdot \frac{g \cdot d_l^2}{v} \quad \text{Ec. 18}$$

siendo:

α_0 : coeficiente de forma para movimiento laminar

$$d_l = d_{10} \quad \text{Ec. 19}$$

Análogamente, el parámetro k_t queda definido como:

$$k_t = \frac{1}{\beta_0} \cdot \frac{n^3}{1-n} \cdot g \cdot d_t \quad \text{Ec. 20}$$

siendo:

β_0 : coeficiente de forma para movimiento turbulento

que se puede transformar según la fórmula de Darcy-Weisbach de la siguiente forma:

$$i = f \cdot \frac{1}{d_t} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad \text{Ec. 21}$$

siendo:

$$f = \frac{2 \cdot \alpha_0 \cdot (1-n)^3}{Re \cdot \mu^2 \cdot n^2} + 2 \cdot \beta_0 \cdot \frac{1-n}{n^3} \quad \text{Ec. 22}$$

i : gradiente hidráulico

n : porosidad

d_{10} : abertura del tamiz que deja pasar el 10% en peso del material

v: viscosidad cinemática

El autor resalta la incertidumbre sobre la fiabilidad del coeficiente de permeabilidad deducido directamente de la curva granulométrica. En la Figura 11 se compara la curva teórica obtenida con resultados de ensayos.

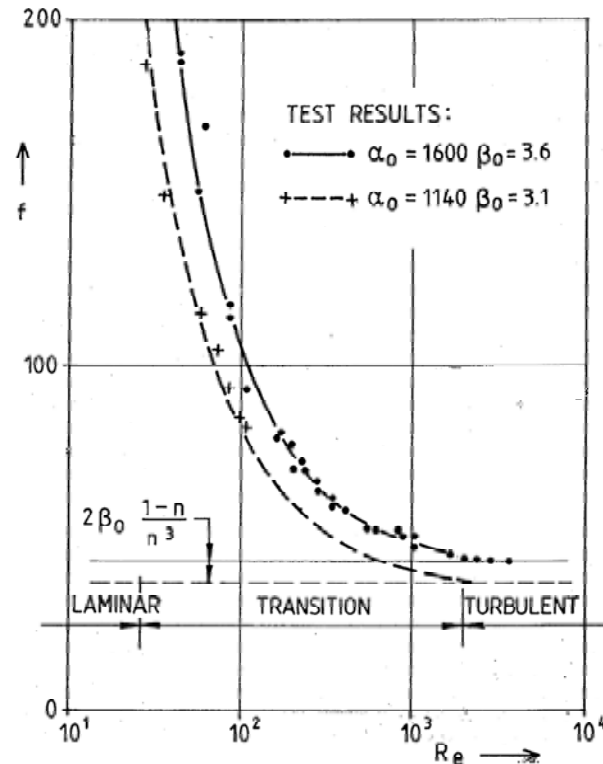


Figura 11. Comparación entre el coeficiente de Darcy deducido en función de la porosidad o mediante ensayos. (Fuente: Solvik 1991)

Leliavsky realiza una revisión de la teoría clásica de filtración (Leliavsky 1965). Destaca el concepto de tamaño efectivo del material (d_{10}) como parámetro más decisivo en la estimación de la permeabilidad. Ello implica que el porcentaje más fino del material es el que mayor efecto tiene sobre ella. Presenta diferentes formulaciones para la estimación de la permeabilidad en función de la granulometría y porosidad del material como las de Seelheim, Hazen y Slichter. Asimismo, analiza los límites de aplicación de la teoría de Darcy en función de la velocidad de filtración y del gradiente hidráulico (Figura 12). Según indica, con velocidades mayores que $2 \text{ m/h} = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ no resultaría aplicable la ley de Darcy.

Odong realiza una revisión actualizada del estado del arte de teorías para la determinación de la permeabilidad en materiales granulares de tamaños entre arena y grava (Odong 2007).

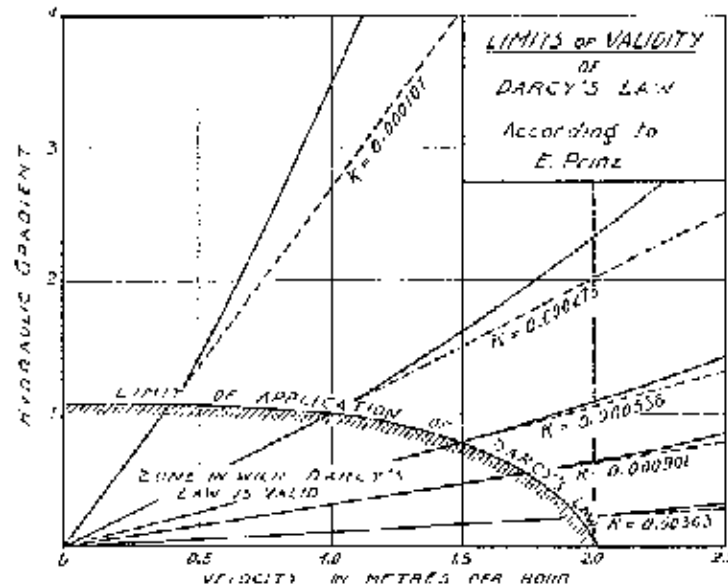


Figura 12. Límites de aplicación de la ley de Darcy. (Fuente: Leliavsky 1965, citando a Prinz 1923).

Toledo estudia el caso particular correspondiente a la situación de espaldón saturado (sin considerar variaciones en el dominio debido a las erosiones) y señala el acoplamiento de los fenómenos de circulación interna de agua (filtración) y circulación externa sobre el talud (Toledo 1997). Define el concepto de *ley de intercambio de caudales* que, una vez determinada, permitirá obtener el caudal de sobrevertido que produce la saturación del espaldón. Esta ley define las entradas y salidas de caudal a lo largo del talud.

En sus cálculos utiliza la ecuación de campo de Parkin (Parkin, Trollope & Lawson 1966) definida a través de la función potencial de velocidad:

$$\Phi = \frac{h}{c} \quad \text{Ec. 23}$$

siendo:

h, la carga piezométrica definida como:

$$h = z + \frac{p}{\gamma_w} \quad \text{Ec. 24}$$

c, la constante de la fórmula de resistencia exponencial (Ec. 10)

z, la cota en el plano de comparación

p, la presión intersticial

γ_w , el peso específico del agua

A partir de ello, obtiene el campo de presiones en el espaldón con el objeto de considerar su efecto sobre el deslizamiento en masa. Entre sus conclusiones respecto al análisis de las **presiones intersticiales** obtenidas del modelo de filtración destacan:

1. El concepto de **presión intersticial relativa** p_r

$$p_r = \frac{p}{h} \quad \text{Ec. 25}$$

siendo p , la presión intersticial en el punto y h , la profundidad del punto en el espaldón. Este parámetro caracteriza el balance entre la fuerza desestabilizante (subpresión) y la estabilizante (rozamiento). Es en las proximidades del pie de presa donde la presión intersticial relativa es mayor, alcanzando valores próximos al 100% (Figura 13). Por tanto, es dicha zona la que está en peores condiciones de seguridad frente al deslizamiento en masa.

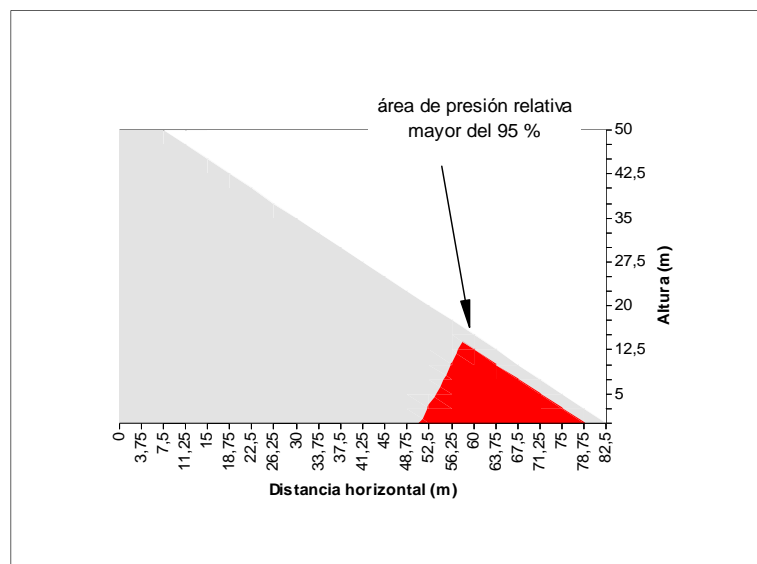


Figura 13. Área de presión relativa superior al 95% desarrollada en un talud 1,5 de una presa de 50 m de altura. (Fuente: Toledo 1997)

2. El **estudio paramétrico de la presión intersticial** respecto a las constantes de la fórmula de resistencia de Parkin ($i = c \cdot V^m$) concluye la independencia de ésta respecto a la constante c y una dependencia moderada de m . Se comprueba que a medida que aumenta m es mayor la presión en el pie de presa y menor en coronación. No obstante, el coeficiente m no varía demasiado respecto al valor 1,85. Con taludes más amplios la diferencia de presiones relativas disminuye. Se ha realizado una comparación entre los resultados de las presiones calculadas mediante una ley lineal y se comprueba que las diferencias máximas se producen lejos del talud por lo que su influencia en la estabilidad será mínima (Figura 14). Concretamente el máximo error positivo es de un 5% y el

máximo negativo de un 15-20% (para talud 1,5). En presiones relativas, los errores mayores (10% en positivo) se producen en el talud, pero lejos del pie de presa, que es la zona crítica.

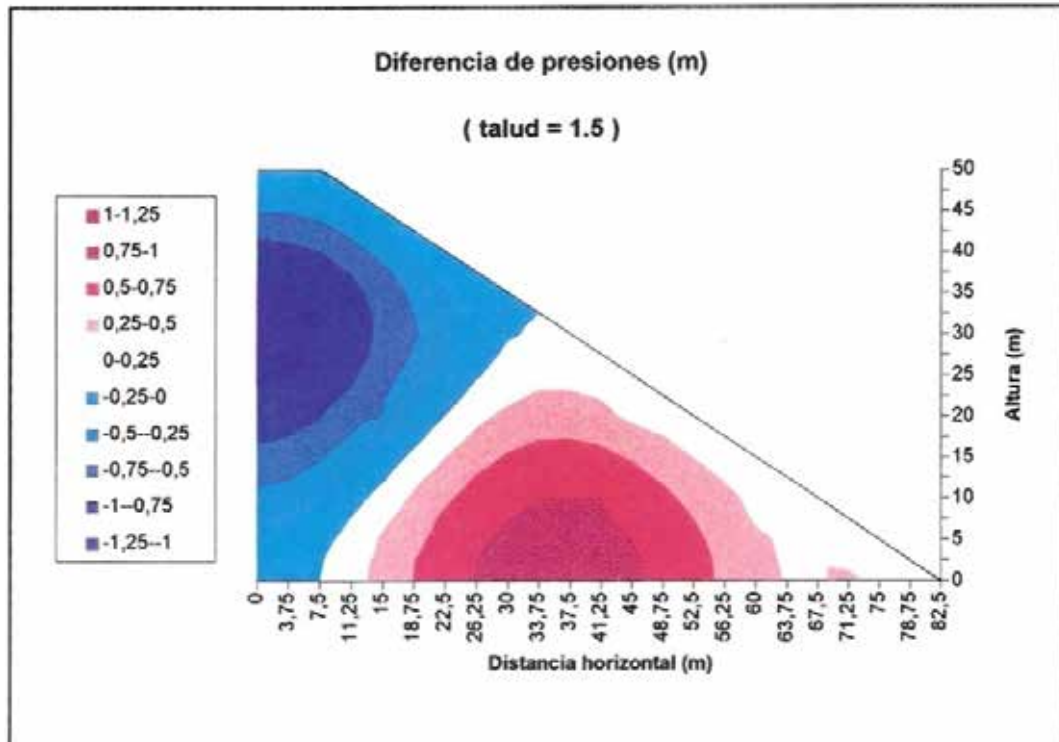


Figura 14. Diferencia de presiones absolutas entre un cálculo con ley lineal y exponencial. (Fuente: Toledo 1997)

3. **La impermeabilidad del cimiento**, siempre que sea así, provoca líneas de filtración horizontales que, en el caso de espaldón saturado, dan como resultado presiones relativas próximas al 100% en el pie de presa (Figura 15).
4. Los taludes mayores dan como resultado líneas de filtración más largas y por ello gradientes menores. La zona de presión relativa superior al 95% se amplía hacia aguas arriba.

Entre sus conclusiones sobre el campo de **gradientes hidráulicos (i)**, determinantes en el proceso de arrastre del material al ser éste proporcional a la fuerza de filtración, destacan:

1. El campo de gradientes **depende esencialmente del talud** del espaldón
2. El gradiente es mayor cuanto menor es el talud
3. Los gradientes máximos se concentran en la coronación y en el pie, con

$$i_{max} = \frac{1}{N}$$

Ec. 26

en el pie de presa, siendo N su talud de aguas abajo. Este último con dirección desfavorable respecto al arrastre, al estar orientado hacia el exterior del cuerpo de la presa.

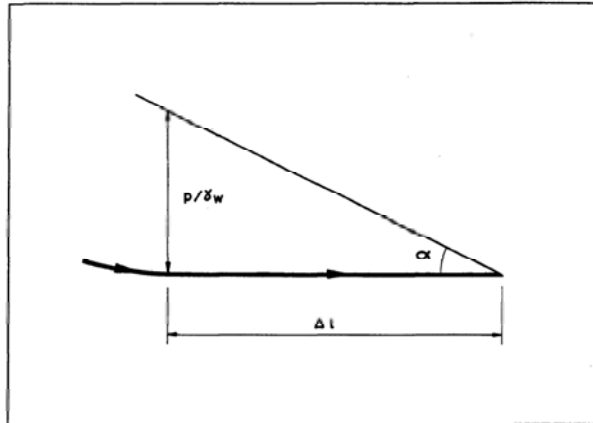


Figura 15. Esquema de la presión relativa en el pie de presa. (Fuente: Toledo 1997)

Como consecuencia de lo anterior, se consigue definir el **campo de velocidades** de filtración siendo la velocidad máxima:

$$v_{max} = \left(\frac{1/N}{c} \right)^{1/m} \quad \text{Ec. 27}$$

Se define el **caudal de saturación**, como el mínimo necesario para saturar el cuerpo de la presa y se calcula como aquél que pasa por la sección donde no se produce infiltración ni emergencia en el espaldón. Las conclusiones sobre éste son:

1. **Depende principalmente de la permeabilidad** de la escollera y de la **altura** de la presa
2. **No depende de forma importante del talud**
3. La **dependencia** del **caudal** de saturación con la **altura de la presa es lineal**.
4. **Rangos amplios de variación:** Desde poco más de 0 a 10 m³/s/m para los casos modelados por Toledo (Figura 16)

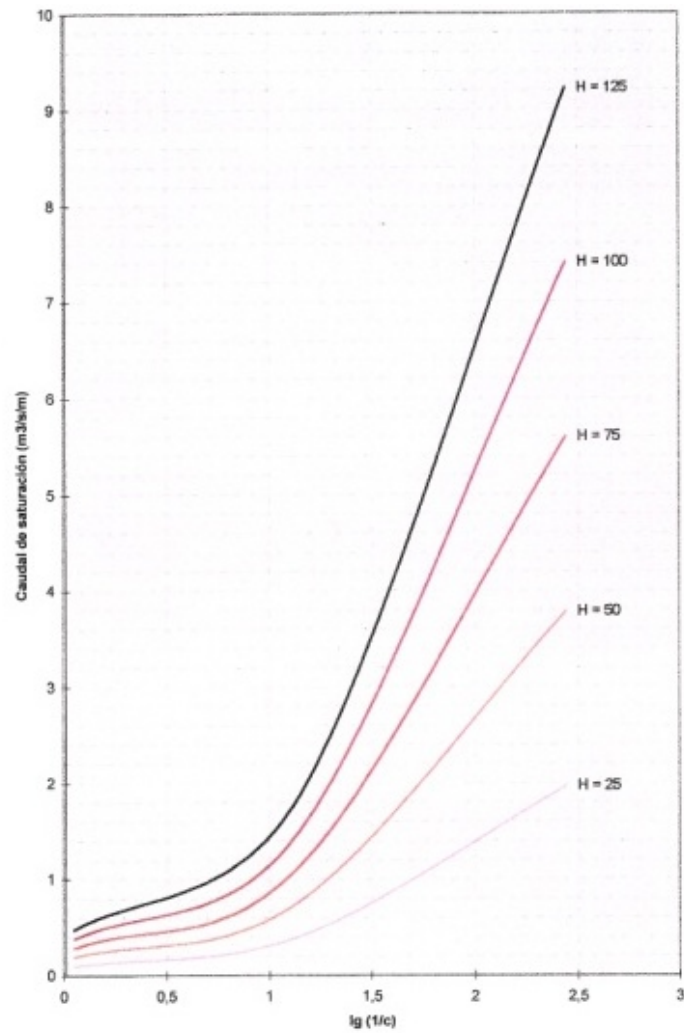


Figura 16. Caudal de saturación en función de la altura de la presa y del parámetro c. En el eje de abscisas $\lg(1/c)$ y caudal unitario en ordenadas. (Fuente: Toledo 1997)

Resulta interesante el concepto denominado como **ley de Intercambio de caudales** que representa la variación del caudal (entrante o saliente) a lo largo del talud de la presa (Figura 17). El autor concluye que:

1. Expresada en forma adimensional, dicha ley es a efectos prácticos independiente de la altura de la presa y de la permeabilidad.
2. La ley depende esencialmente del talud de aguas abajo.
3. La magnitud de los caudales de intercambio en términos absolutos sí depende fuertemente de la altura de la presa y de la permeabilidad.

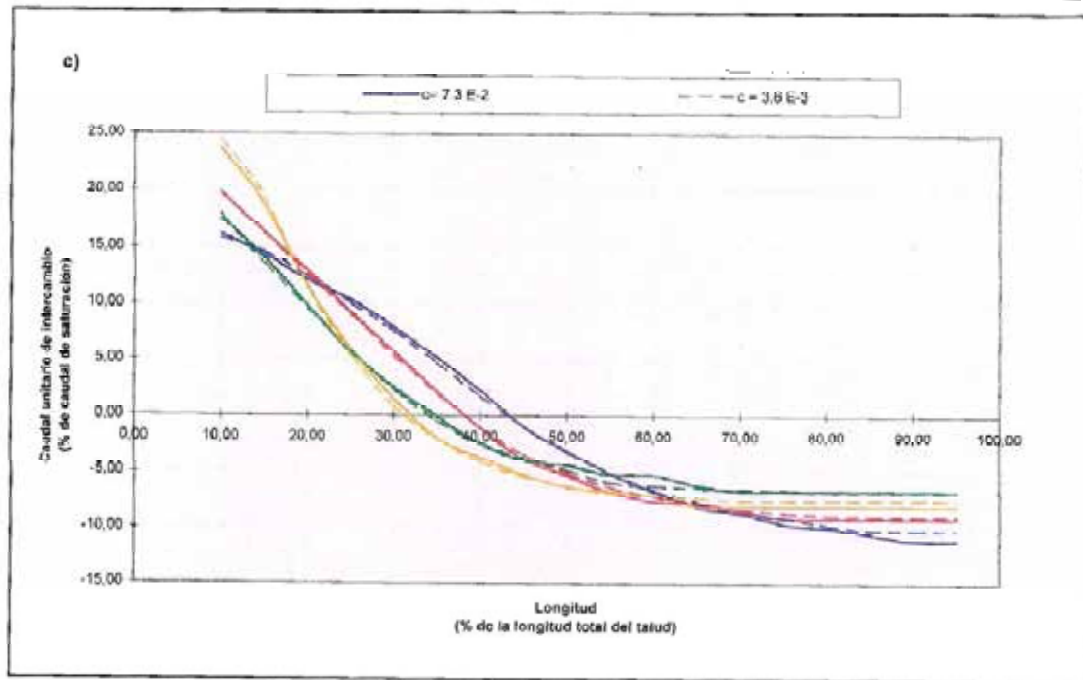


Figura 17. Ley de intercambio de caudales a lo largo de la superficie del espaldón. Azul, N=1,5; rojo, N=2,0; verde, N=2,5; amarillo, N=3,0; siendo N el talud de la presa y c el parámetro de la fórmula de resistencia de Parkin (Fuente: Toledo 1997)

La zona de infiltración, donde el caudal de sobrevertido entra en el espaldón, queda delimitada entre el origen de abscisas y el punto de corte de la ley con dicho eje. La zona de emergencia se extiende entre el punto de corte y el límite fijado en el eje de abscisas, correspondiente al extremo del talud en el pie de presa.

La consecuencia más importante desde el punto de vista de las protecciones es que la zona de emergencia máxima (en condiciones de saturación) con los taludes habitualmente utilizados en presas de escollera (rango entre algo menos que 1,5 y 2,0) se limita a aproximadamente el 60% de la longitud del talud y por lo tanto de la altura de presa.

Cruz propone una expresión para el gradiente medio de la filtración en la zona de salida definido como:

$$\bar{i} = \frac{\text{sen} \alpha}{\cos \left(\frac{\alpha}{2} \right)} \quad \text{Ec. 28}$$

siendo:

α , el ángulo entre la horizontal y el talud de aguas abajo de la presa

También establece una metodología simplificada para obtener la altura de la línea de saturación sobre el talud de la presa, aplicando la ley de resistencia lineal y haciendo uso del gradiente medio

obtenido con la Ec. 28. Según Cruz, la aplicación de la ley de resistencia lineal en esta zona resulta asumible a efectos prácticos.

Michioku et al presentan un estudio de la interacción entre el caudal circulante por el interior y el exterior de un pedraplén sin elemento impermeabilizante, basado en ensayos de laboratorio (Michioku et al. 2006). Las conclusiones sobre estos estudios son preliminares y han de ser seguidas en próximas publicaciones ya que existe una aceptable correlación entre la formulación y los resultados del modelo.

Sundqvist y Yang presentan una solución analítica de la formulación de Solvik para determinar la línea de saturación y el punto de salida en el talud de aguas abajo de la presa, suponiendo un movimiento completamente turbulento dentro de un cuerpo de presa isótropo. Esta solución se compara con un cálculo realizado con métodos de mecánica de fluidos computacional (con el código comercial FLUENT) y con resultados experimentales (Sundqvist y Yang 2007, Sundqvist y Yang 2006). Las diferencias son mayores en la estimación del punto de salida, consiguiendo bastante precisión (cualitativamente, al no estar especificadas numéricamente las diferencias) en la estimación de la línea de saturación (Figura 18). En las comparaciones realizadas los resultados obtenidos con la formulación propuesta quedan del lado de la seguridad.

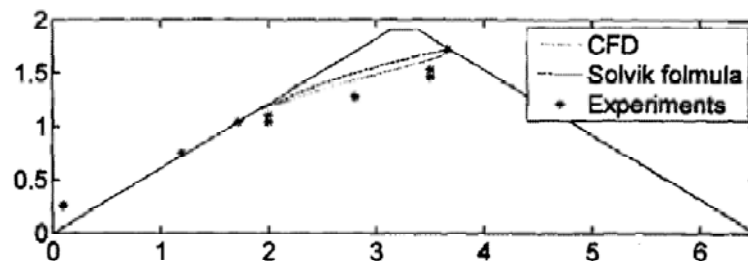


Figura 18. Comparación entre el nivel freático calculado y las medidas experimentales (Fuente: Sundqvist 2008)

Existe un caso real documentado sobre el análisis de la percolación en escollera. Se trata de un relleno drenante construido en la explotación minera de *North Fork of Rose Creek* (Canadá). En la publicación consultada (Ferris 2009) se comparan los caudales medidos en este dren con las predicciones de la formulación de Wilkins a partir del nivel de agua embalsada aguas arriba del cuerpo de presa o dren (Wilkins 1956). Los resultados de la comparación son concordantes (Figura 19) al quedar las mediciones dentro del rango de porosidad y tamaño de la piedra del dren situada entre las dos curvas punteadas de la figura.

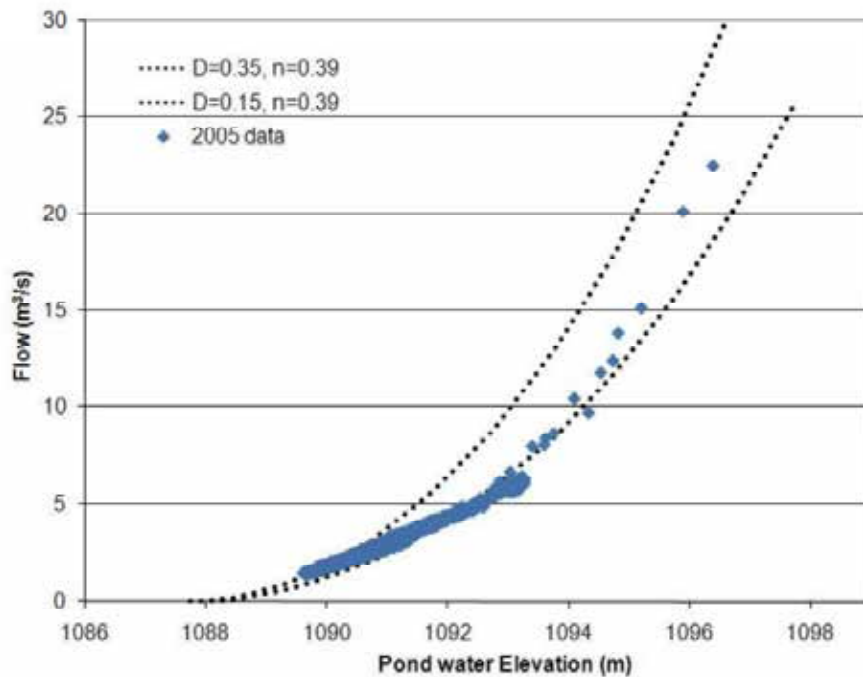


Figura 19. Comparación entre la aplicación de la formulación de Wilkins y los resultados experimentales medidos en el dren de North Fork of Rose Creek (Canadá) (Fuente: Ferris 2009)

2.3.3 Semejanza hidráulica en medios granulares no cohesivos.

En estudios realizados por la red de laboratorios *Hydralab* se dan pautas y criterios sobre modelación física y concretamente sobre las leyes de semejanza a aplicar en función de la tipología de modelo hidráulico (Frostick, McLelland et al. 2011). En el caso concreto de modelos hidráulicos de material granular no cohesivo sometidos a erosión se recomienda aplicar la escala de Froude. Según estos estudios, los resultados de este tipo de modelos se ajustan a la escala de Froude en la mayor parte de los fenómenos físicos que gobiernan su comportamiento. En el caso en que las densidades de los materiales de modelo y prototipo sean distintas será necesario aplicar una corrección en la escala.

Heller realiza un estudio del estado del arte de la semejanza hidráulica en modelación hidráulica con aplicación práctica en función de la tipología del modelo (Heller 2011).

2.4. Mecanismos de rotura asociados a la percolación

Toledo (Toledo 1998) explica los mecanismos de rotura del espaldón de escollera que entran en juego en el proceso de sobrevertido. Se trata de la erosión (arrastre de partículas) y el deslizamiento en masa, actuando bien sea de forma aislada o combinada.

Gerodetti (Gerodetti 1981) extrae conclusiones sobre los mecanismos de rotura del sobrevertido a partir de los resultados de los ensayos en modelo físico de la ataguía de la presa de El Cajón,

Honduras, de 40 m de altura y diseñada para resistir el sobrevertido con una avenida de 2400 m³/s. Se modelaron físicamente los gaviones de protección del espaldón de aguas abajo sometidos a sobrevertido. Establece como mecanismos de rotura los siguientes:

- Arrastre y erosión progresiva. “*Unravelling failure*”. La formulación que propone para calcular el coeficiente de seguridad en este caso es la siguiente:

$$F = \frac{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot (1 - n)}{i \cdot \gamma_w \cdot \text{sen}\alpha} \quad \text{Ec. 29}$$

siendo:

α : el ángulo de las líneas de filtración con la horizontal.

Γ_s : peso específico de la piedra

γ_w : peso específico del agua

n : porosidad

i : gradiente hidráulico

- Deslizamiento en masa con círculo profundo. Se puede producir con sobrevertidos pequeños.

Llama la atención sobre el peligro de aparición de efectos dinámicos en la zona del resalto en caso de que se produzca sobre el talud de la presa y sobre la importancia del efecto tridimensional en la filtración provocado por la geometría del valle, que da como resultado caudales unitarios generalmente mayores a los que se obtienen en el vertido por coronación. Finalmente, destaca la importancia de conocer la red de filtración para dimensionar los anclajes de las protecciones (gaviones) y el hecho de que la zona donde se produce el inicio de la rotura coincide con el punto de emergencia de la filtración a la altura del nivel del remanso producido por el contraembalse.

Sparks identifica también el doble mecanismo de rotura (erosión y deslizamiento en masa) (Sparks 1967). Establece la diferencia entre las condiciones de estabilidad del talud en función de las condiciones hidráulicas de aguas abajo. La principal diferencia reside en la **dirección de la fuerza de arrastre** provocada por el gradiente hidráulico, aproximadamente normal al plano del talud de la presa cuando el talud queda sumergido.

Höeg, Lövoll y Vaskinn presentan conclusiones preliminares sobre la campaña de rotura de presas de materiales sueltos en modelos de gran tamaño con prototipos de 6 m de altura y diversidad de

secciones tipo (Höeg, Lövoll & Vaskinn 2004) . Una de ellas es una presa de escollera con núcleo impermeable. Entre ellas destaca:

1. las diferencias significativas observadas en la resistencia al corte de las escolleras compactadas respecto a los valores tradicionalmente utilizados.
2. La resistencia del pie de presa ante el sobrevertido es mayor que lo indicado en la bibliografía refiriéndose a Solvik, 1991.
3. En general, la mayor resistencia frente al sobrevertido en todos los casos analizados frente a lo que los análisis existentes y a lo que las normativas actuales prescriben.

2.4.1 La erosión

Toledo (Toledo 1997) expone algunas de las ideas básicas acerca de **la erosión** en materiales no cohesivos:

1. El proceso se inicia en singularidades, con progresión del proceso hacia aguas arriba a partir de ellas.
2. La zona crítica a tales efectos es donde se producen los máximos gradientes hidráulicos en dirección de salida del espaldón, es decir, en el pie de presa.
3. Este mecanismo se produce de forma acoplada con procesos de deslizamientos superficiales.
4. La protección frente a este mecanismo se basa en una escollera en el pie de presa de tamaño adecuado.

Stephenson demuestra que la estabilidad a deslizamiento por **arrastre** es más crítica que la estabilidad al **vuelco** en partículas aisladas sometidas a un caudal de agua en un plano horizontal (Stephenson 1979).

Deduca una ecuación de estabilidad frente al arrastre de una partícula aislada situada en un plano inclinado y sometida a un caudal de agua paralelo al talud. Los ensayos de comprobación realizados indican que existe movimiento generalizado de partículas en esas condiciones. Con velocidades sensiblemente inferiores a las teóricas comienzan movimientos de recolocación de partículas sobre el talud.

Se representan de forma gráfica las distintas fases de la puesta en obra de escollera en corrientes de agua y por tanto, sometidas a arrastre.

1. Fase de vertedero. Ecuación del vertedero en pared gruesa con Cd variando entre 0,54 y 0,47 en caso de vertedero anegado o $q = 1,65 \cdot g^{0,5} \cdot y_o^{1,5}$ en caso de vertido libre, siendo q el

caudal unitario y y_0 el calado sobre la coronación. A medida que la presa crece en altura la velocidad sobre la coronación aumenta y es más sensible al arrastre de material.

2. Fase de filtración por el cuerpo de presa. Se dan criterios de dimensionamiento de la escollera situada sobre el talud del espaldón.
3. Cierre del desvío del río. Se establecen conclusiones sobre la maniobra de cierre del desvío, momento en el que se comprueba que resulta necesario piedras más gruesas y con mayores taludes para estabilizar el conjunto.

Skoglund realiza ensayos de sobrevertido para analizar la erosión interna en las capas de transición con distintas granulometrías llegando a la conclusión de que ésta no se produce si la granulometría del material está bien seleccionada (Skoglund, Solvik 1995). Si no es así la erosión comienza muy rápidamente.

También se analiza la erosión externa en las distintas zonas clave del espaldón cuyas zonas más inestables son la que se presentan a continuación en la Figura 20.

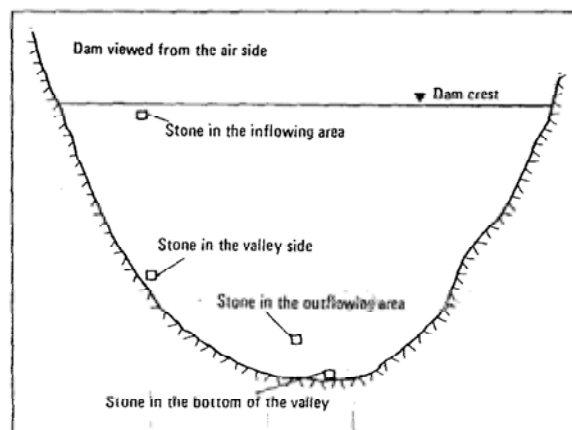


Figura 20. Zonas críticas del espaldón en el sobrevertido. Alzado. (Fuente: Skoglund y Solvik 1995)

Hartung describe los problemas que genera el sobrevertido (Hartung, Scheuerlein 1970):

- Presiones intersticiales en el espaldón (efecto de deslizamiento en masa)
- Migración de partículas del cuerpo de presa, lo que tradicionalmente se ha considerado como erosión interna.
- Erosión de la superficie del espaldón por las altas velocidades que alcanza el agua que circula **en superficie**. Este caudal lo caracteriza como altamente turbulento y aireado y postula que la rugosidad de la superficie disipa una buena parte de la energía potencial.

Llega a una formulación sobre velocidad crítica para el movimiento de piedras:

$$V_c = 1,2 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot (\gamma_s - \gamma_w)}{\sigma \cdot \gamma_w}} \cdot \sqrt{d_s \cdot \cos\varphi} \quad \text{Ec. 30}$$

siendo:

V_c : velocidad crítica a la que la piedra empieza a moverse

γ_s : peso específico de la piedra

γ_w : peso específico del agua

d_s : el diámetro equivalente de la piedra

σ : factor de aireación definido como la relación entre el peso específico de la mezcla de agua y aire y el peso específico del agua.

φ : ángulo del talud con la horizontal

Entre los estudios más importantes realizados en los últimos años destaca la investigación liderada por EBL-Kompetanse (consorcio noruego de empresas privadas), que realizaron distintos ensayos de rotura de presas de materiales sueltos entre 2001 y 2003, con presas de altura cercana a los 6 m (Lövoll 2004). Los más relacionados con la temática del trabajo son los ensayos adicionales de rotura por percolación (*through flow*) realizados en gravas de tamaño máximo 60 mm y en escollera, sin núcleo impermeable, el primero con tamaño comprendido entre 300 y 400 mm (granulometría homogénea) y, el segundo, con escollera bien graduada de 500 mm de tamaño máximo. En estos casos se ensayaron la estabilidad del pie de presa de aguas abajo y la de los repiés añadidos a la presa. La ventaja principal de estos ensayos es que, por su tamaño, se construyeron con las técnicas habitualmente utilizadas en la construcción de presas de escollera por lo que el grado de compactación y la anisotropía del cuerpo de presa serán muy similares a una presa real. Tienen el inconveniente de haber sido realizados sin las condiciones de control del ensayo propias de un laboratorio pero ofrecen interesantes resultados. Además, no reflejan los ángulos de rozamiento de la escollera, lo que impide extraer conclusiones sobre el deslizamiento en masa. En el estudio de rotura frente a la percolación (denominado como Test 1) del espaldón de escollera se documentan los deslizamientos como muy rápidos, estabilizándose la masa deslizada con un nuevo ángulo en el pie de presa. Este análisis es coincidente con lo indicado por Parkin en su publicación sobre aliviaderos construidos en el espaldón (Parkin 1963). En el caso del ensayo realizado con escollera gruesa (Test 4), cuyo propósito principal era analizar la rotura por inestabilidad, la presa, con talud aguas abajo de 1,5 no se consiguió romper con los caudales

disponibles en el ensayo. Aparentemente, no llegó a saturarse el espaldón lo suficiente como para que las presiones intersticiales provocaran el deslizamiento.

Entre las conclusiones del estudio destacan el interés por el concepto de inicio de la rotura y su importancia a la hora de mejorar la seguridad de la presa. También se postula la dependencia de la resistencia al sobrevertido del método constructivo utilizado. Finalmente, se establece que la progresión de la rotura varía de forma importante, siendo lenta y gradual al inicio y muy rápida y violenta en su parte final.

Odemark también analiza la campaña de ensayos realizada por EBL Kompetanse. En su artículo se centra en el ensayo de drenaje y estabilidad frente a la percolación en escollera hecho en Noruega durante 2002 (Test nº4) con escollera uniforme de tamaño entre 300 y 500 mm. El ensayo pretende ser una prueba en prototipo de un repié de una presa real (Odemark 2004).

Presenta los actuales criterios de la normativa Noruega de presas, que establecen un caudal de percolación de $10 \text{ m}^3/\text{s}$ y un caudal unitario por longitud de repié de $0,5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ que ha de ser resistido por el repié de presa. Con esta medida se persigue incrementar la seguridad de la presa frente a grandes filtraciones o eventuales sobrevertidos.

Durante el ensayo el caudal que circuló por el pedraplén de 6 m altura y talud 1,5 que constituía el modelo fue de $30 \text{ m}^3/\text{s}$, equivalente a $1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, con un ligero sobrevertido y con un grado de saturación apreciable, según se puede constatar en las fotos del ensayo. No tuvo daños apreciables según el autor. Odemark compara la formulación de arrastre con varios autores e indica que la de Solvik está muy del lado de la seguridad. Propone la formulación de Robinson como más ajustada a los resultados obtenidos en la campaña.

Jenssen y Soreide estudian la rotura por percolación del espaldón de presas en modelos físicos de entre 0,6 y 1,2 m de altura. Entre las variables que incluye en su análisis destacan el efecto producido por la inclinación de las laderas, por la diferente gradación de las granulometrías y por la compactación o no del material (Jenssen y Soreide 2004).

2.4.2 El deslizamiento en masa.

Una vez evitado el arrastre de las partículas y la posible erosión interna, el mecanismo de rotura que puede provocar el colapso del espaldón es el deslizamiento en masa (Salmon 2004). Si bien el fenómeno de la erosión y sus protecciones ha sido ampliamente estudiado y existen numerosas referencias y autores que han investigado al respecto, en el caso del deslizamiento en masa en escolleras existe una carencia importante de información en la bibliografía consultada.

Básicamente, la investigación se centra en resultados de modelos físicos de protecciones y en los resultados teóricos de la investigación iniciada por Toledo en el caso de saturación completa del espaldón de aguas abajo. Recientemente han sido publicadas nuevas investigaciones de carácter experimental y numérico sobre rotura de taludes de medios granulares en situación de espaldón parcialmente saturado enmarcadas dentro del proyecto de investigación XPRES (Toledo, Lechuga et al. 2008, Campos, Morán et al. 2011, Larese, Rossi et al. 2008, Larese, Rossi et al. 2010, Larese, Rossi et al. 2011, Larese, Rossi et al. 2012)

En los trabajos de Parkin se indican los mecanismos de rotura principales en presas de escollera y, acerca de la estabilidad en masa, establece que la forma de rotura del espaldón en presencia de presiones intersticiales puede ser asimilable a circular. Asimismo caracteriza el fallo por inestabilidad en masa como un fenómeno rápido e imprevisible por lo que resulta más difícil de prever que la erosión (Parkin 1963). Según Parkin existe discrepancia sobre la profundidad de los círculos de rotura pésimos calculados con los métodos de equilibrio límite (círculos superficiales) y los observados en los casos estudiados en laboratorio, cuya profundidad es sensiblemente mayor.

Toledo (Toledo 1997) estudia también círculos de deslizamiento profundos. La envolvente de círculos de deslizamiento con coeficiente de seguridad inferior a la unidad la define como *área inestable*. También indica que el deslizamiento en masa en materiales no cohesivos se produce al desarrollarse el campo de presiones intersticiales en el espaldón a medida que éste se va saturando. En el caso de la escollera el proceso de saturación es relativamente rápido si se compara con otros medios granulares con menor porosidad.

El autor analiza la rotura por deslizamiento en masa utilizando métodos de equilibrio límite, concretamente el método de Bishop (Bishop 1954). En este análisis se realiza un estudio paramétrico variando el talud (N), el ángulo de rozamiento interno (ϕ), y el peso específico saturado (γ_{sat}). También considera otras variables como la profundidad de los círculos de rotura, la linealidad o no de la fórmula de resistencia y la magnitud del área inestable, definida como el lugar geométrico del espaldón con círculos de rotura cuyo coeficiente de seguridad sea inferior a 1. Las conclusiones más importantes son las siguientes:

- Los círculos de rotura pésimos se producen en el pie de presa, siendo éstos superficiales.
- El coeficiente de seguridad decrece a medida que aumenta el radio del círculo y al acercarse el centro a la normal por el pie de presa. Esta tendencia es asintótica.
- Influencia de los círculos superficiales en el proceso de arrastre en el pie de presa. Es necesario limitar a valores realistas la profundidad de los círculos superficiales (2% en el texto) para poder considerar el medio como un dominio homogéneo y despreciar el

efecto de la colocación y trabazón entre las partículas colocadas superficialmente sobre el talud.

- El concepto de área inestable define una zona del espaldón que puede estar formada por círculos de deslizamiento no pésimos, pero con coeficiente de seguridad inferior a 1.

La consideración en la filtración de una fórmula de resistencia lineal (ley de Darcy) influye sobre el coeficiente de seguridad en torno a un 1%. Ello coincide con los resultados de Parkin (Parkin 1971) que indican una mínima diferencia del campo de presiones en el pie de presa entre la ley de filtración lineal y la no lineal.

- Formulación propuesta (Toledo 1997):

$$F = \frac{1}{\gamma_{e,sat}} \cdot \left(\gamma_{e,sat} - \frac{\beta \cdot \gamma_w}{\cos^2 \alpha} \right) \cdot \frac{\tan \varphi}{\tan \alpha} \quad \text{Ec. 31}$$

siendo:

F : coeficiente de seguridad frente al deslizamiento en masa

$\beta = -0,32 \cdot N^2 + 1,52 \cdot N - 0,77$, si $1,5 < N < 2$; y $\beta = 1$ si $N > 2$

N : talud de aguas abajo

$\gamma_{e,sat}$: peso específico saturado de la escollera

γ_w : peso específico del agua

φ : ángulo de rozamiento de la escollera

α : ángulo de la superficie del espaldón con la horizontal

Cruz indica que los condicionantes con mayor influencia en el deslizamiento en masa son:

1. Las condiciones de puesta en obra de la escollera ya sea vertida o compactada
2. El gradiente hidráulico medio en la escollera
3. La altura de salida de la línea de saturación sobre el talud del espaldón y el gradiente hidráulico en la zona de salida
4. El caudal unitario

Cruz propone analizar el fenómeno de la estabilidad a partir de la resistencia al corte de la escollera y del gradiente hidráulico a la salida (Cruz y Lobo 2004, Cruz, Materón et al. 2009). Establece que el patrón de rotura está compuesto por un deslizamiento progresivo que va

remontando desde el pie de presa hasta su coronación, provocado por las fuerzas de filtración que llegan a provocar el levantamiento y arrastre de las piedras que la forman.

Cruz, citando a Marulanda y Pinto, indica que las presas de escollera pueden resistir gradientes hidráulicos superiores a 0,30 si se toma la precaución de colocar piedras de gran tamaño en la zona de salida (Marulanda y Pinto 2000).

2.5. Protecciones en presas de materiales sueltos

2.5.1 Normativa técnica

En España, el Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses (Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. 1996) no se pronuncia sobre las protecciones ante eventuales vertidos por coronación u otros accidentes provocados por erosión interna o filtración incontrolada en presas de materiales sueltos. Únicamente deja abierta la posibilidad de sobrevertidos en este tipo de presas de forma excepcional, en caso de sobrevertidos por oleaje, cuando la presa esté proyectada específicamente para ello. Sin embargo, en la Guía Técnica de Seguridad de Presas nº1, titulada Seguridad de Presas (CNEGP 2005), que dicta recomendaciones técnicas sobre la materia, establece como método de mejora de la seguridad frente a inestabilidad del talud la “*construcción de bermas estabilizadoras*”.

Hay autores que han recopilado el estado actual de la normativa frente al sobrevertido en distintos países (Salmon 2004). En el capítulo referente al sobrevertido controlado, el criterio de USACE y FERC, ambos norteamericanos, es no permitir que se produzca en ninguna de las tipologías, estableciendo para ello criterios de resguardos amplios. En Australia, ANCOLD permite el sobrevertido sobre presas de materiales sueltos de escollera armada en determinadas situaciones de riesgo potencial.

En los países nórdicos, donde las presas de materiales sueltos con espaldones de escollera forman una gran parte de su parque presístico, han desarrollado sus normativas para mejorar la seguridad en este tipo de presas. Así, en Suecia, existen normativas sobre seguridad de presas (SVENSK ENERGI 2007, Nilsson 2004) que establecen que una presa de materiales sueltos de alto riesgo potencial ante una eventual rotura, debe ser capaz de soportar la máxima filtración a la que pueda verse sometida durante su vida útil, incluso en escenarios accidentales. La medida está enfocada principalmente a fenómenos de tubificación del núcleo impermeable. A ese caudal de filtración accidental que ha de ser soportado por la presa sin romperse lo denomina *filtración de diseño* y es el caudal para el que se debe diseñar la protección correspondiente. El objetivo es

evitar o al menos retrasar la rotura de la presa para mejorar las condiciones de seguridad y tener tiempo de avisar a la población o de efectuar labores de reparación. A tal efecto, se recomienda que esta protección se lleve a cabo mediante un repi  de escollera con tamaño de piedra resistente al arrastre por dicho caudal (Figura 21).

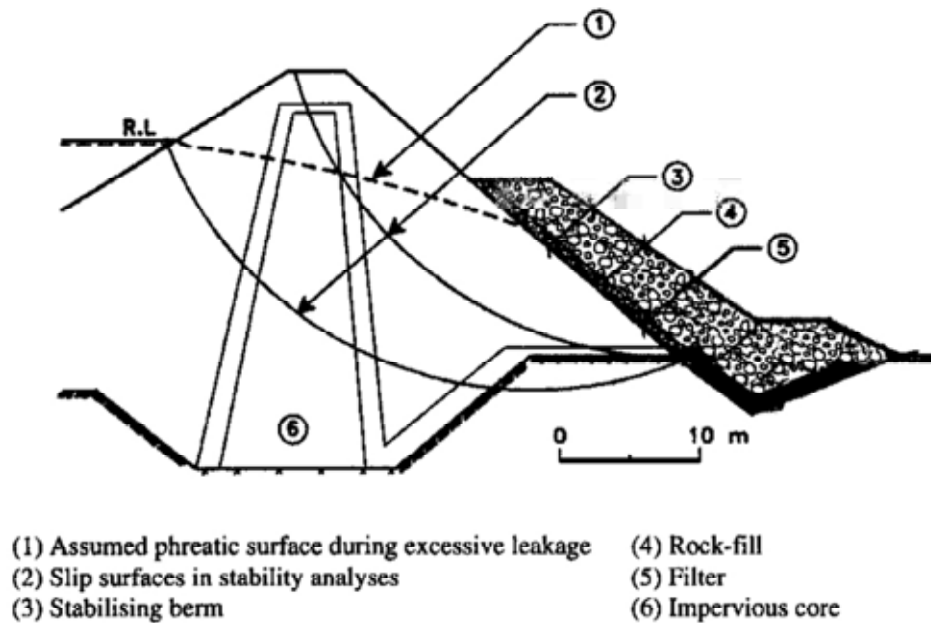


Figura 21. Croquis de una secci3n tipo de protecci3n con repi  de escollera (Fuente: Nilsson 1998)

En Suecia además de su normativa nacional se ha fomentado la línea de investigaci3n relacionada con protecciones de presas de escollera ante caudales de filtraci3n elevados. El *Swedish Hydro Power Centre*, presenta entre sus líneas de investigaci3n prioritarias la protecci3n de las presas de materiales sueltos frente a fen3menos de filtraci3n por procesos de erosi3n interna. En la publicaci3n se propone de forma específica como medida de protecci3n los repiés de escollera.

La normativa noruega sobre seguridad de presas (Ministry of Petroleum and Energy. Energy Water Resources Department. 2000) establece en su secci3n 4.7. Apartado f), dedicado al talud de aguas abajo y repi  de presas de materiales sueltos:

“El talud de aguas abajo y el pie de presa tendrán suficiente capacidad drenante para soportar elevados caudales de percolaci3n como resultado de situaciones accidentales o averías en la presa. La transici3n en el interior del espald3n debe estar diseñada y construida para prevenir que el material de su interior sea arrastrado”

En la misma secci3n, en el apartado i), dedicado al resguardo entre el nivel de embalse y la coronaci3n de la presa, se establece:

“En situaciones accidentales, se podría permitir que el agua superara el elemento impermeable si la coronación, el espaldón de aguas abajo, el talud y el pie de presa proporcionan la seguridad adecuada frente a la rotura. Las exigencias de resguardo no son aplicables a presas resistentes al sobrevertido”

2.5.2 Tipologías de protecciones.

1. Generalidades y clasificación.

Una primera clasificación de las protecciones del espaldón de aguas abajo de las presas de materiales sueltos puede realizarse considerando la acción frente a la que se protege la presa. Desde este punto de vista, se puede hablar de dos grandes grupos: en primer lugar, el grupo formado por las protecciones frente al **sobrevertido** y, en segundo lugar, el grupo formado por las protecciones frente a la **percolación** (*through flow*, en inglés) entendida ésta como la filtración a través del espaldón de un caudal anormalmente alto provocado por una pérdida de estanqueidad accidental en el elemento impermeable o del cemento de la presa.

La eficacia de los distintos tipos de protecciones puede ser muy diferente dependiendo del tipo de acción a la que se vea sometida la presa. En algunos casos, la protección frente al sobrevertido puede ser prácticamente inútil en caso de percolación, y viceversa. En otros casos las protecciones pueden conseguir un efecto complementario, con distinta eficacia según la acción principal frente a la que se protege. Este es el caso de los repiés de escollera.

Otra clasificación de las protecciones puede derivarse del uso para el que estén proyectadas. En general, el uso más habitual es como medida para el **incremento de la seguridad** con el objeto de evitar daños en el cuerpo de presa ante una situación accidental o extrema. Sin embargo, la tecnología de protecciones comienza a ser utilizada en proyectos de **aliviaderos** de servicio sobre el cuerpo de presa de materiales sueltos en pequeñas presas, balsas y ataguías como en la presa del Molino de la Hoz, la presa de Llodio o la presa de Barriga (Couto, Pinto et al. 2007, Bizcarrondo y Gómez 1970, Álvarez, Montoya et al. 1998, Morán, Toledo et al. 2008) o aliviaderos de emergencia auxiliares de los aliviaderos principales.

La clasificación habitualmente utilizada entre la comunidad técnica hace referencia a la propia tecnología de la protección. Lempérière analiza el estado del arte de las protecciones de presas de escollera frente al sobrevertido (Lempérière 1991). La importancia de este fenómeno se debe a que es la causa de un tercio de las roturas de presas de materiales sueltos, las cuales representan cerca del 80% de las presas construidas en el mundo. Las presas de tierra son mucho más numerosas que las de escollera, pero el reparto de costes entre las de tierra y escollera (entre las

construidas en los años 80) es muy similar al ser éstas de un tamaño mayor, la mayor parte de ellas superior a 30 m de altura. El 75% de las presas de escollera están cimentadas en roca y están diseñadas para caudales unitarios inferiores a $5 \text{ m}^2/\text{s}$. El autor analiza 5 tipos de protecciones (Figura 22):

- a) **Escollera** sin proteger (con opción de anclaje mediante barras de acero). Soporta el paso de hasta $1 \text{ m}^2/\text{s}$ de caudal unitario con grandes bloques, si bien aconseja no superar $0,1 \text{ m}^2/\text{s}$.
- b) **Escollera armada** (gaviones o malla de protección de acero). Las cuantías de acero por unidad de superficie en el espaldón están entre 50 y $80 \text{ kg}/\text{m}^2$. El caudal unitario límite para este tipo de protección es $5 \text{ m}^2/\text{s}$. La protección adolece de problemas de corrosión y debilidad frente a cuerpos flotantes cuando se trata de una solución definitiva. Sin embargo, puede resultar una protección adecuada en estructuras provisionales, como las ataguías.
- c) **Pantalla continua** aguas abajo (HA). Ha funcionado correctamente con caudales unitarios de hasta $10 \text{ m}^2/\text{s}$ pudiéndose llegar incluso a $20 \text{ m}^2/\text{s}$. Por encima de 50 m de altura las velocidades son demasiado elevadas para su uso. El autor propone una solución alternativa con una plancha de acero de 1 mm sobre $0,5 \text{ m}$ de hormigón.
- d) **Escalonado de hormigón** en el talud con espesores horizontales de entre 3 y 4 m para caudales en el rango de 5 - $10 \text{ m}^2/\text{s}$. Esta solución permite reducir el talud de aguas abajo.
- e) **Muro de fábrica vertical** resistente al empuje del relleno del cuerpo de presa. Hasta $50 \text{ m}^2/\text{s}$. Elimina una buena parte del espaldón de aguas abajo.

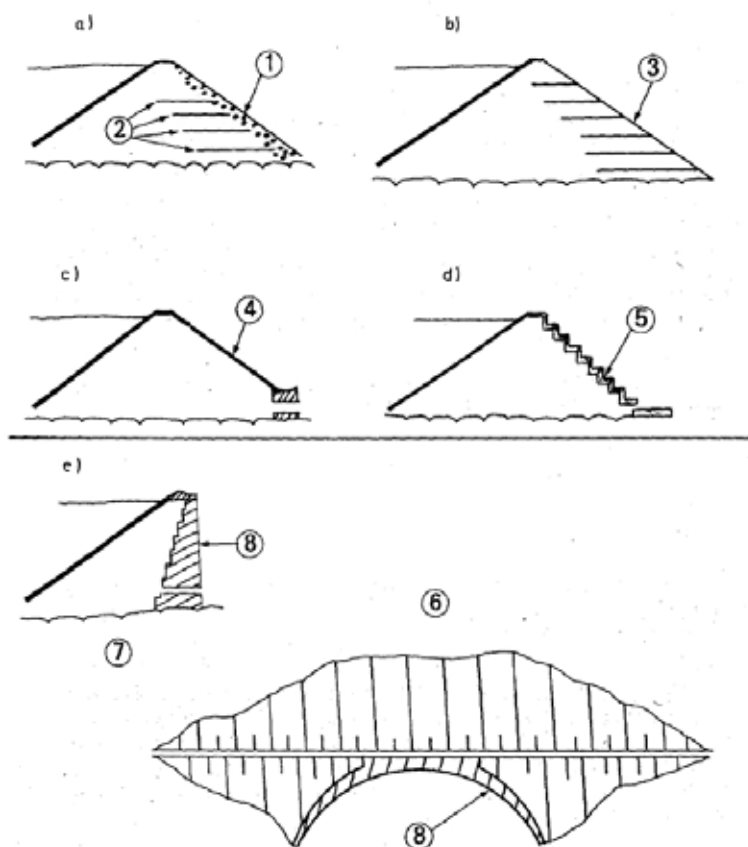


Figura 22. Algunos tipos de protecciones de presas de escollera. (Fuente: Lempérière 1991)

Solution	a 1 ton rock	b Reinforced rockfill	c RC facing	d Stepped RCC	e RCC D/S wall
Feasible Specific Discharge : $m^3/s/m$ crest length	1	5	20	10	50
Cost for 50 m dam (\$ US/ m^3/s)	1 000-2 500	1 500	750	0	0

Tabla 1. Limitaciones de algunas tipologías de protección. (Fuente: Lempérière 1991)

Tal y como indica la Tabla 1 Las soluciones a), b) quedan limitadas por caudal unitario y la c) por altura. Aconseja las tipologías d) y e). En términos generales, el autor llama la atención sobre dos cuestiones básicas: el drenaje bajo la capa de protección y la erosión aguas abajo.

Lempérière aboga por evolucionar la tecnología de protecciones para conseguir que las presas de materiales sueltos puedan verter por coronación. Ello produce un beneficio extra, aprovechar las capacidades de almacenamiento al máximo debido a la falta de necesidad de los resguardos de seguridad. En publicaciones más recientes, el autor critica la actual estrategia de disminuir el riesgo de rotura por sobrevertido con medidas económicamente desproporcionadas, como el aumento de la capacidad de los aliviaderos de servicio. Incide en la enorme imprecisión de los métodos de cálculo utilizados para estimar los parámetros de rotura propuestos en las normativas

de seguridad de presas actuales (Lempérière y Vigny 2004). Propone plantear nuevos criterios para mejorar la seguridad de las presas.

2. Protecciones de escollera.

Las protecciones de escollera sin armaduras, anclajes, ni mallas de acero que la refuercen, se tratan de forma más detallada en los epígrafes 2.5.3; 2.5.4 y 2.5.5 al estar más directamente relacionadas con la temática del trabajo.

3. Protecciones de escollera armada.

La escollera armada ha sido muy utilizada en Australia, especialmente en pequeñas presas, presas con escaso riesgo potencial y ataguías. La protección se basa en reforzar superficialmente la capa más externa del espaldón mediante un entramado de barras de acero anclado al cuerpo de presa (Figura 23).

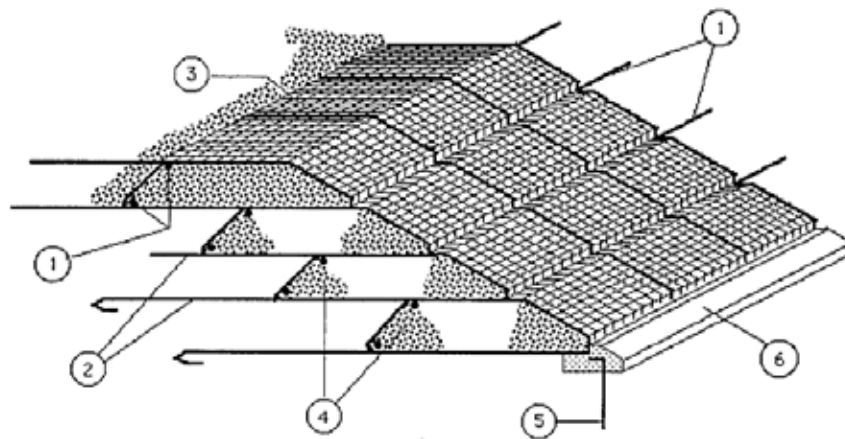


Figura 23. Croquis de una protección de escollera armada. 1: Barras soldadas. 2: Barras de anclaje al cuerpo de presa. 3: Barras transversales paralelas al talud. 4: Mallado superficial. 5: Barras dobladas, tensadas y soldadas. 6: Panel de mallado adicional en cimientos (Fuente: ICOLD 1993).

En boletín 89 de ICOLD aparecen las principales referencias del estado del arte de la tecnología y un listado de antecedentes de presas (Figura 24) diseñadas con este tipo de protección (Sarkaria, Dworsky 1968, Weiss 1950, Learmonth, Futler 1967, Pells 1978, Shackelford 1970, Fitzpatrick 1977, Webster, Wilkin 1973, Mackellar, Shand 1979, Fitzgerald 1977, Fokkema 1977, Kinstler 1983, Wark 1982, ICOLD 1993).

Name of the dam	Year of completion	Country	Remarks
Prins River	1917	South Africa	Overtopped - Little damage
Bellair	1920	South Africa	Overtopped - No damage
San Ildefonso	1942	Mexico	Overtopped - Slight damage
Sirinumu	1963	New-Guinea	Overtopped - Slight damage
Borumba	1964	Australia	Overtopped - Minor damage
Arthurs Lake	1965	Australia	Flood flow through - No damage
Pit 7 Afterbay	1965	USA	Overtopped regularly - Damaged
Bridle Drift	1967	South Africa	Overtopped - Failed partially
Rowallan	1967	Australia	
Parangana	1968	Australia	
Kangaroo Creek	1969	Australia	
Pindari	1969	Australia	Flood flow through - No damage
Lesapi	1970	Zimbabwe	Overtopped - Minor damage
Wilmot	1970	Australia	
Cethana	1971	Australia	Overtopped - Failed Later, flood flow through - No damage
Paloona	1971	Australia	Overtopped - Minor damage
Serpentine	1971	Australia	
Toonumbar	1971	Australia	
Lostock	1971	Australia	
Moochalabra	1972	Australia	Overtopped - Minor damage
Ord River	1972	Australia	Overtopped - No damage
Scotts Peak	1973	Australia	
Monduran	1974	Australia	Overtopped - Slight damage
Xonxa	1974	South Africa	Overtopped - Failed
Advancetown (Hinze)	1974	Australia	
Siya	1975	Zimbabwe	Overtopped - Minor damage
Brogo	1976	Australia	Flood flow through - No damage
Googong	1977	Australia	Overtopped - Minor damage
Little Para	1977	Australia	
Mackintosh	1981	Australia	Overtopped - No damage

Name of the dam	Year of completion	Country	Remarks
Murchison	1982	Australia	
Bastyan	1983	Australia	
Boondooma	1983	Australia	
Clarrie Hall	1983	Australia	
Glennies Creek	1983	Australia	
Windamere	1984	Australia	
Harding	1985	Australia	Overtopped - No damage
Wivenhoe	1985	Australia	Flood flow through - No damage
Awoonga High	1986	Australia	Overtopped - Substantial damage *
Reece	1986	Australia	
Elandsjagt	1987	South Africa	
Fika Patsi	1987	South Africa	
Split Rock	1987	Australia	
Bjelke-Petersen	1988	Australia	Overtopped - No damage
Baroon Pocket	1989	Australia	
Crotty	1991	Australia	
Peter Faust	1991	Australia	Overtopped - No damage

(*) Partial failure resulted from sudden flood which did not allow time to complete welding of bars that were in place.

Figura 24. Listado de presas de escollera amada en el mundo (Fuente: ICOLD 1993)

4. Protecciones con pantalla continua rígida de hormigón armado o flexibles.

Existen algunos antecedentes a nivel mundial de protecciones de pantalla continua de hormigón armado sobre el talud de aguas abajo de la presa. La pantalla continua se cose al cuerpo de presa mediante un sistema de anclajes que se introducen en el espaldón de aguas abajo. En este tipo de tecnología, el uso principal es como aliviadero por encima del cuerpo de presa de materiales sueltos. En el borrador del Manual de Protecciones de la *Federal Emergency Management Agency* norteamericana (en la actualidad en fase de redacción) se citan varios antecedentes de este tipo de protección como el de las presas de *Meeks Cabin*, *Currant Creek*, *Beaver Lake*, *Bingham Creek*, *Dry Creek*, *Green Canyon*, *Silver Lake Flat*, *Loud Thunder* y *Kinzua Project Upper Reservoir* en

Norteamérica o la presa de *Regadera* (Colombia) y la presa de *Guaremal* (Venezuela). En España existen varios antecedentes de presas en explotación con protección mediante pantalla continua de hormigón armado en el paramento de aguas abajo. Es el caso de la presa de *Llodio* (Bizcarrondo y Gómez 1970) y de la presa del *Molino de la Hoz* (Álvarez, Montoya et al. 1998).

En los últimos años se ha desarrollado una nueva tecnología de protección frente al sobrevertido mediante una pantalla continua flexible construida con materiales bituminosos y áridos denominada *Open Stone Asphalt* (Bieberstein, Quieber et al. 2004). Se trata de una tecnología basada en una mezcla de gravas y arenas con betunes para formar una protección frente a la erosión en el talud de aguas abajo de la presa de materiales sueltos. Una de las primeras referencias es la presa alemana de Mönchzell, protegida para un caudal unitario de diseño de $0,40 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (Figura 25). Se trata de una protección que tiene cierta permeabilidad, y que para espaldones con permeabilidad media podría eliminar la subpresión del contacto entre el espaldón y la protección. La ventaja adicional es la posibilidad de revegetar sobre la protección mejorando la estética y armonía con el entorno.

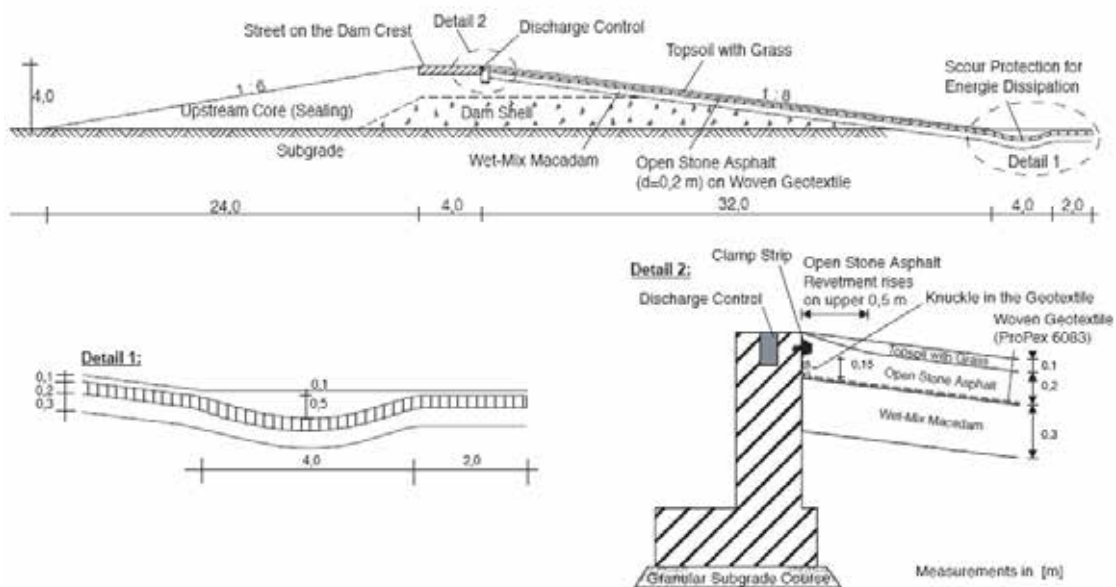


Figura 25. Sección tipo de la presa de Mönchzell, protegida mediante *Open Stone Asphalt*. (Fuente: Bieberstein 2004)

5. Escalonado de hormigón.

La protección mediante un escalonado formado por tongadas de hormigón compactado con rodillo (HCR) u hormigón en masa (Figura 26) ha sido usada con frecuencia, especialmente en los Estados Unidos de América. En este país hay más de 70 antecedentes referenciados (Woodward-Clyde 2002) de presas con este tipo de protección, realizada con HCR. En el manual de diseño de

la *Portland Cement Association* (2002) aparecen los antecedentes y los criterios de diseño de este tipo de protección con un importante número de referencias bibliográficas.

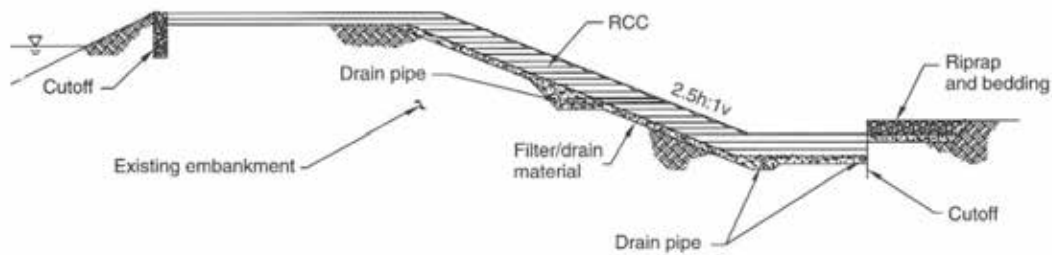


Figura 26. Sección tipo de una protección mediante escalonado de HCR (Fuente: Woodward-Clyde 2002)

6. Protecciones con revestimiento de elementos prefabricados.

Existe en el mercado una amplia gama de piezas y bloques prefabricados con distinta capacidad de protección frente a la erosión. Algunos de ellos se comercializan en forma de mantas unidas por cables para facilitar su puesta en obra, que se puede hacer de forma muy rápida con la ayuda de grúas. Dentro de este tipo de protecciones, cuya principal ventaja frente a las pantallas rígidas es su adaptación a la deformación del espaldón donde se colocan, están los bloques en forma de cuña y los bloques articulados (NRCS 2007) que a su vez tiene una gran variedad de formas en función del fabricante (Figura 27).

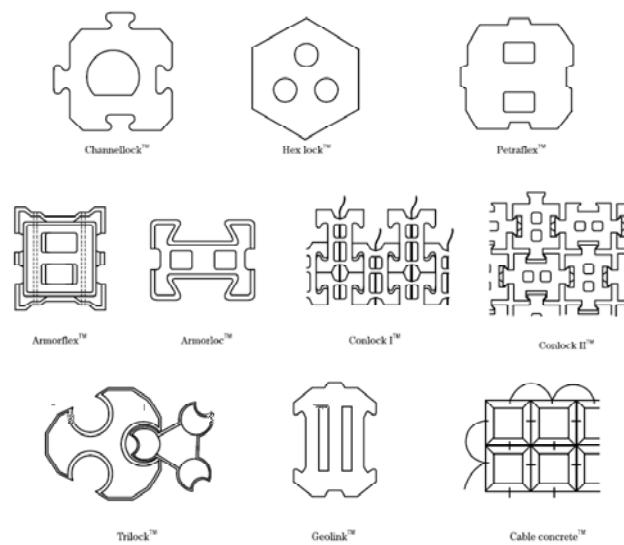


Figura 27. Tipologías de bloques prefabricados para protección contra la erosión (Fuente: NRCS 2007)

Las protecciones mediante revestimientos de bloques en forma de cuña colocados en filas solapadas (Figura 28), son capaces de proteger frente a la erosión con caudales unitarios elevados (NRCS 2007).

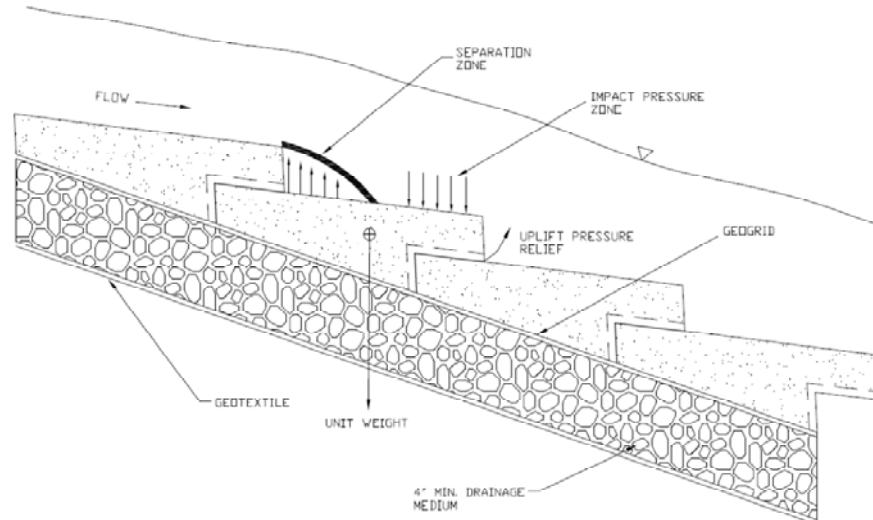


Figura 28. Esquema del movimiento sobre una protección con bloques en forma de cuña (Fuente: www.contech-cpi.com/Products/Erosion-Control/Hard-Armor/ArmorWedge.aspx)

7. Otras tipologías de protecciones.

Además de este tipo de protecciones existen diferentes de tipologías como los muros de gaviones (Charman, Kostov et al. 2001, Fratino 2004, Chinnarasri, Donjadee et al. 2008, Fratino y Renna 2009) y otras, de menor capacidad de protección, como la revegetación del talud de aguas abajo con diferentes tipos de cobertura vegetal (Hewlett, Boorman et al. 1987, Temple y Hanson 2005, Temple e Irwin 2006) o el uso de revestimientos formados por geotextiles o geomallas (Bathurst, Crowe et al. 1993, Crowe, Bathurst et al. 1989, Engel y Flato 1987, Simons, Chen et al. 1984).

2.5.3 Protecciones de escollera frente a la erosión.

El *Task Committee on Overtopping Protection* de ASCE publica un texto general sobre todo tipo de protecciones frente al sobrevertido en presas de materiales sueltos (Task Committee on Overtopping Protection of the Hydraulics Division of the American Society of Civil Engineers 1994). Dedicar el capítulo 3.3.4. a las protecciones de presas de materiales sueltos mediante escollera tipo *riprap*, si bien se entiende fundamentalmente como una protección frente a la erosión del talud sometido a una circulación de caudal por encima de él. No se trata por tanto de una protección frente al deslizamiento en masa.

En el texto se indica la tradición de utilización de la escollera como medio de protección para escorrentía superficial del talud de la presa de tierra, pero nunca como medio de protección frente al sobrevertido.

A finales del siglo XX se inician investigaciones experimentales sobre protecciones frente a la erosión producida por el sobrevertido con escollera (Colorado State University, United States

Bureau of Reclamation). Estas investigaciones, con tamaños medios de escollera no redondeada de entre 2,5 y 15,8 cm, coeficiente de uniformidad de 2,15, espesores de capa de escollera de entre 1,5 y 3 veces el tamaño medio, situadas en capas con distintas pendientes longitudinales (1, 2, 8, 10 y 20, medidas en tanto por ciento) dan como resultado la siguiente **fórmula de dimensionamiento**:

$$D_{50} = 5,23 \cdot S^{0,43} \cdot q_f^{0,56} \quad \text{Ec. 32}$$

siendo:

D_{50} : tamaño medio de la escollera en pulgadas

S: pendiente

q_f : caudal unitario de fallo en $\text{pies}^3/\text{s}/\text{pie}$ (siendo el caudal de fallo aquél que deja al descubierto la capa de apoyo)

El efecto de la forma de la escollera es importante concluyéndose que con **escollera redondeada** el caudal de rotura era un 40% inferior que el mismo caso con piedra machacada:

$$D_{50r} = 5,23 \cdot S^{0,43} \cdot \left(\frac{q_f}{0,6}\right)^{0,56} \quad \text{Ec. 33}$$

siendo:

D_{50r} : tamaño medio de la escollera redondeada en pulgadas

La formulación en función del **inicio del movimiento** de las piedras se basa en la observación de que el movimiento se produce al promedio del 74% del caudal de fallo, que lleva a la siguiente expresión:

$$D_{50} = 1,2 \cdot (5,23 \cdot S^{0,43} \cdot q_m^{0,56}) = 1,2 \cdot (5,23 \cdot S^{0,43} \cdot (1,35 \cdot q_f)^{0,56}) \quad \text{Ec. 34}$$

siendo:

q_m : caudal unitario de movimiento de las piedras en $\text{pies}^3/\text{s}/\text{pie}$ (caudal que deja al descubierto la capa de apoyo).

Se llama la atención sobre el efecto de los **canales de erosión** o zonas del espaldón donde se inicia y progresa el proceso de arrastre, donde se produce una concentración de caudal de hasta tres veces el caudal unitario teórico (Olivier 1967).

Se hace referencia a los estudios de Wittler y Abt de 1990 sobre el efecto de la graduación del material en relación con su resistencia al arrastre: concluye que **coeficientes de uniformidad (C_u)** de 1,1 mejoran la estabilidad pero producen un fallo más brusco que los materiales mejor graduados, si bien estos resultan más segregables. Otros factores que influyen, en menor medida que el la uniformidad, son el tipo colocación, la protección del pie de aguas abajo, el dimensionamiento de las capas de apoyo y filtros, y efectos debidos al nivel del contraembalse de aguas abajo (resalto hidráulico, oscilaciones de presiones...)

En sus conclusiones ASCE (Task Committee on Overtopping Protection of the Hydraulics Division of the American Society of Civil Engineers 1994) aboga por la “*protección de la presa frente al sobrevertido*” como medio para incrementar la capacidad del aliviadero. Según su criterio, existe suficiente investigación y referencias como para diseñar de forma fiable protecciones frente al sobrevertido, especialmente en presas pequeñas. En concreto, en la fecha de publicación de esta referencia el FERC (Federal Energy Regulatory Commission) norteamericano permitía la aplicación de esta tecnología con las restricciones que se indican en la Tabla 2.

Protection method	Dam height (ft)	Downstream slope	Unit discharge (ft ³ /s/ft)	Overtopping depth (ft)	Max. flow velocity (ft/s)
1. Roller-compacted concrete (RCC) (Hansen, 1992)	65 85	20:1	122 316	12 20.4	
2. Precast concrete block systems:					
a. Cellular concrete mat (CCM)	40			4	26
b. Wedge-shaped blocks: Soviet-type USSR-type	115 50	2:1	646 31.6	36 4.8	76
3. Continuously-reinforced concrete slab (CRCS)	159	2:1 to 4:1	306	20	
4. Riprap		5:1			
5. Gabions:					
a. mattress		4:1	40		30
b. stepped		1:1	30		
6. Reinforced rockfill	138	1.7:1		10	
7. Vegetation				2	9
8. Geotextiles					18

Tabla 2. Límites de diseño de algunas tipología de protección de presas de materiales sueltos. (Fuente: ASCE. Task Committee on Overtopping Protection 1994).

Wittler y Abt comparan los caudales de rotura por arrastre en riprap de diferentes tamaños y llegan a la conclusión de que el coeficiente de uniformidad $C_u = D_{60}/D_{10}$, siendo D_i la abertura del tamiz que deja pasar el $i\%$ del material (medido en peso), tiene una sensible influencia sobre la estabilidad (Wittler, Abt 1990). Los tamaños medios de escollera de machaqueo analizados están en el rango entre 2 y 4 pulgadas, la pendiente oscila entre el 5% y el 20%. En este rango de

variación de los parámetros, el coeficiente de estabilidad definido como la relación de caudales de rotura entre el coeficiente dado y el $C_u=2,15$ (coeficiente normal en riprap) es de 1,45 para $C_u=1,56$ y 0,66 para $C_u=4$. Por lo tanto, se comprueba que los materiales más uniformes resisten mejor el arrastre.

Hasta el 33% del caudal de rotura el proceso se centra en un asentamiento y recolocación del riprap. Entre el 33% y el 75% el movimiento es prácticamente nulo en las partículas. Tras esta fase hay partículas que se mueven y comienza la erosión en canales al moverse partículas “clave” que soportan subgrupos de partículas a su vez. El fallo de la capa de riprap ocurre cuando el caudal se concentra en estos huecos, aumentando con ello el caudal unitario.

El tipo de fallo del riprap bien graduado respecto del fallo del uniforme es muy diferente. Este último soporta mayores caudales pero el fallo es más brusco. El material bien graduado en la fase de movimiento rellena parte de sus huecos con el material más pequeño arrastrado en la zona de aguas arriba.

En los estudios experimentales de Abt et al. de 1987 sobre protección con riprap de un canal con pendiente del 20% se establece que el caudal del primer movimiento de piedras es del orden del 76% del caudal de rotura. La fase siguiente en la rotura es la de formación de canales, que se inicia con el 90% del caudal de rotura. En este estudio se concluye la importancia de la capa de transición como medio de estabilización de la capa de riprap más externa y de disipación de las fuerzas dinámicas (Abt, Khattak et al. 1987). Según la hipótesis de Abt, el caudal de rotura se incrementa en un 67% por el efecto de incluir esta capa de transición. Todo ello suponiendo caudal rasante, con dirección paralela al talud.

Olivier incorpora la idea de la protección frente al sobrevertido con talud de aguas abajo quebrado (Olivier 1967), idea que también utiliza Toledo en el estudio de optimización con talud compuesto isorresistente (Toledo 1998). El análisis de Olivier se concentra en el fenómeno del arrastre, centrandos sus objetivos en la protección frente a la erosión. Los ensayos realizados en su investigación se corresponden con taludes de material muy elevados, entre 5 y 12. Entre sus conclusiones conviene destacar:

- El efecto beneficioso del contraembalse sobre la estabilidad, evitando la formación del resalto en el pie de presa.
- La diferencia entre caudal crítico (inicio de movimiento) y caudal de rotura, como criterios de fallo.

- Incorporación del concepto de coeficiente de compacidad. Destaca la importancia de su efecto.
- Los gráficos de diseño en función de la pendiente, el tamaño de partícula y el caudal unitario.
- El concepto de eliminar material del cuerpo de presa disminuyendo el resguardo para colocarlo en el pie de presa
- La posibilidad de limitar el área de vertidos a una zona de la presa suficientemente protegida, teniendo en cuenta los caudales unitarios correspondientes.
- La posible utilización de capas de protección exteriores, dejando el material interior del mismo tipo que el cuerpo de presa.
- La necesidad de consideración del efecto de concentración de caudales en el centro del valle en cerradas en V y sobre la necesidad de protección frente a la erosión del cauce de aguas abajo.

Knauss hace referencias a los estudios de Olivier, Hartung y Scheuerlein e Isbash. El autor realiza una comparación entre las diferentes referencias (Knauss 1979). Para la comparación entre los diferentes métodos utiliza el número de Froude de la escollera definido como:

$$F_{rs} = \frac{q}{\sqrt{g}d_s^{3/2}} \quad \text{Ec. 35}$$

siendo:

q : caudal unitario

d_s : diámetro equivalente de la piedra, definido como el diámetro de la esfera de igual volumen que la piedra.

Knauss comienza su análisis con los experimentos de Linfordy Saunders y de Olivier, en los que se limitan las pendientes máximas a 1:5. Olivier realiza una extrapolación de los experimentos de los anteriores. Posteriormente, Hartung y Scheuerlain tienen en cuenta la influencia de la aireación, con un rango de pendientes más amplio, desde 1:10 a 1:1,5. La influencia de la aireación comienza con la pendiente 1:5, justo el límite de los casos estudiados por Olivier.

Knauss establece una correlación entre el factor de estabilidad y el coeficiente de “colocación” de cada uno de los autores y con ello compara ambos análisis en un gráfico Fr_s - $\text{sen}\phi$. Concluye que ambas formulaciones concuerdan para pendientes suaves pero hay una discrepancia importante a medida que aumentan las pendientes debido al efecto de la aireación. Además considera no

aplicable la fórmula de resistencia de Manning-Strickler por estar fuera de rango en la relación calado/tamaño de partícula (según su criterio, debe ser superior a 2,5 para que sea aplicable)

Su propuesta de cálculo es considerar la formulación de Hartung y Scheuerlein, aplicando la formulación relativa a Fr_s :

$$\max Fr_s = 1,9 + 0,8 \cdot \Phi - 3 \cdot \text{sen}\varphi \quad \text{Ec. 36}$$

que, expresado en caudales unitarios q ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$) y peso de partícula G_s (kN):

$$\max q = 0,84 \cdot \sqrt{G_s} \cdot (1,9 + 0,8 \cdot \Phi - 3 \cdot \text{sen}\varphi) \quad \text{Ec. 37}$$

siendo:

$$\Phi = 0,0575 \cdot G_s \cdot N^{3/2} \quad \text{Ec. 38}$$

N : nº de partículas por unidad de área.

φ : ángulo del talud con la horizontal

Mishra propone una formulación específica para el dimensionamiento del riprap de protección sobre el talud de aguas abajo en presas de materiales sueltos (Mishra 1998, Mishra y Singh 2005). En su análisis del estado del arte observa disparidad de resultados en la formulación anterior (Abt, Thornton et al. 1998, Robinson, Rice et al. 1995, Stephenson 1979). Todos los estudios consultados se basan en modelos realizados con grandes taludes (superiores a 2,5) y tamaños de piedra inferiores a 158 mm.

El autor en sus ensayos considera una “*velocidad intersticial*” definida como la relación entre la velocidad media y la porosidad del material y que determina a través de inyección de agua con sales disueltas en los caudales de arrastre y posteriores muestreos de la conductividad aguas abajo. A partir de relaciones empíricas entre caudales y cotas piezométricas deduce una formulación para estimar velocidades intersticiales (V_i) a partir del tamaño de la escollera de protección o *riprap* (D_{50}), su uniformidad (C_u) y la pendiente del espaldón (S).

$$\frac{V_i}{\sqrt{g \cdot D_{50}}} = 2,48 \cdot C_u^{-2,22} \cdot S^{0,58} \quad \text{Ec. 39}$$

En sus conclusiones destaca que el mecanismo de fallo de la protección mediante *riprap* es principalmente el arrastre provocado por el fluido, con efecto mayor que la subpresión o el peso a favor de talud.

También realizó un estudio específico de protección del pie de presa, sobreprotegiendo el riprap de talud con una malla de acero. Se concluyó sin alcanzar el fallo del pie antes del fallo del riprap del talud.

Finalmente, plantea una formulación para el diseño del riprap de protección partiendo de la **formulación general del parámetro de Shield** (Whittaker y Jaggi 1986) y la formulación de resistencia de Manning y la hipótesis de Strickler (Ec. 40).

$$n = 0,0414 \cdot D_{50}^{1/6} \quad \text{Ec. 40}$$

siendo:

n : coeficiente de fricción de Manning

D_{50} : tamaño medio de la escollera

A esta formulación se le aplica un factor de corrección que considera el efecto de la graduación del material y de las pendientes de trabajo. La ecuación obtenida es (Ec. 41):

$$D_{50} \cdot C_u^{0,25} = 0,55 \cdot q_f^{0,52} \cdot S^{-0,75} \cdot \left(\frac{\text{sen}\alpha}{(\gamma \cdot \text{cos}\alpha - 1) \cdot (\text{cos}\alpha \cdot \text{tg}\alpha - \text{sen}\alpha)} \right)^{1,11} \quad \text{Ec. 41}$$

siendo:

D_{50} : tamaño medio de la escollera

C_u : coeficiente de uniformidad

q_f : caudal unitario de rotura

S : pendiente del espaldón

γ : peso específico de la piedra

φ : ángulo de rozamiento de la escollera

α : ángulo del espaldón con la horizontal

El criterio de dimensionamiento para el espesor de la capa de protección es de un mínimo de $2 \cdot D_{50}$ o D_{100} hasta un máximo de $4 \cdot D_{50}$. Para pendientes mayores de 0,25 se debe diseñar para que la protección permita circular todo el caudal en su interior, mientras que en pendientes menores

propone utilizar la formulación de Julien para el dimensionamiento en caso de circulación de agua sobre la protección:

$$D_{50}^{1,11} = 0,418 \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot q^{1,67} \cdot S^{1,43} \cdot \operatorname{tg}\varphi \quad \text{Ec. 42}$$

siendo:

D_{50} : tamaño medio de la escollera

q : caudal unitario de rotura

S : pendiente del espaldón

γ_s : peso específico de la piedra

γ : peso específico del agua

φ : ángulo de rozamiento de la escollera

Finalmente, Mishra indica la conveniencia de comprobar siempre el calado en la protección y se ofrece un método para su estimación rápida.

Toledo propone un coeficiente de seguridad frente al arrastre basado en la relación de caudales frente al caudal crítico q_c propuesto por la formulación de Hartung Scheuerlain y Knauss (HSK) de tal forma que se utilice $F_q=1$ cuando resulten admisibles movimientos aislados de piedras en obras de importancia menor y $F_q=2$ cuando no se permita admitir ningún tipo de movimiento en las piedras (Toledo 1997, Toledo 1998). F_q se define por tanto como q/q_c siendo q el caudal considerado y q_c :

$$q_c = \sqrt{g} \cdot d_s^{3/2} \cdot (1,9 + 0,8 \cdot \Phi - 3 \cdot \operatorname{sen}(\alpha)) \quad \text{Ec. 43}$$

$$q_c = 0,84 \cdot G_s \cdot (1,9 + 0,8 \cdot \Phi - 3 \cdot \operatorname{sen}(\alpha)) \quad \text{Ec. 44}$$

Esta formulación incluye el efecto de compacidad de las partículas a través del parámetro Φ siendo 0,625 para escollera vertida y 1,125 para escollera colocada manualmente.

Markevich realiza un análisis del efecto de la percolación en escollera e indica que la estabilización mediante repié de escollera contribuye sustancialmente a mejorar la estabilidad de la presa y que si se evita la erosión superficial del pie de presa el modo de rotura más probable es un círculo de deslizamiento profundo (Markevich 1991). Establece una metodología para determinar el tamaño

de piedra necesario para evitar el arrastre utilizando las ecuaciones de Leps y Sarkaria pero no establece criterios para el deslizamiento en masa (Leps 1973, Sarkaria y Dworsky 1968). Como ejemplo de posibles casos de aplicación cita los antecedentes de sobrevertido de la presa de *Wishon* y la de *Main Strawberry* en California.

Bartsch establece un procedimiento para determinar la permeabilidad de la escollera y a partir de ella dimensionar el tamaño medio de la piedra a disponer en la berma de protección para hacer frente a la erosión por arrastre (Bartsch y Nilsson 2007). En este caso no se trata de una capa superficial a modo riprap sino que ya la denomina como berma de protección, si bien no propone criterios de diseño basados en la estabilidad frente al deslizamiento en masa. La formulación es la siguiente:

$$D_{50} = 0,60 \cdot S_0^{0,43} \cdot q^{0,78} \quad \text{Ec. 45}$$

siendo:

S_0 : el talud donde se sitúa la escollera

q : el caudal unitario que es capaz de resistir en $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$

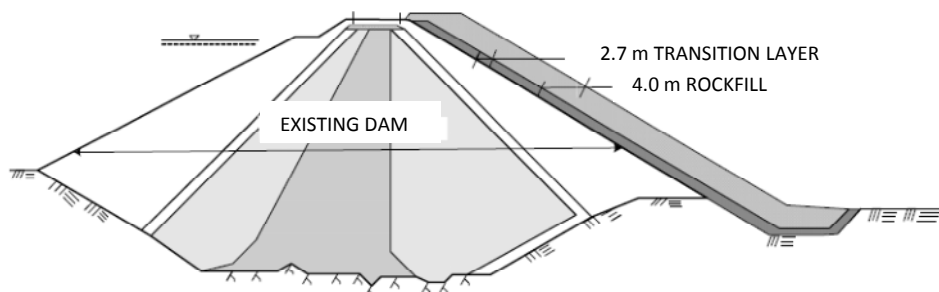


Figura 29. Ejemplo de sección tipo de protección propuesta por Bartsch y Nilsson (Fuente: Bartsch y Nilsson 2007)

Existe una monografía publicada (EBL Kompetanse 2005) donde se establece una metodología de dimensionamiento frente al arrastre de la escollera con que se construyen las protecciones tipo repié. La publicación está basada en ensayos de laboratorio y grandes ensayos en prototipo, realizados en un cauce natural, aguas abajo de la presa de *Rössvatnn*, en Noruega. El objetivo es analizar el comportamiento de presas de escollera con protecciones tipo repié, sometidas a elevados caudales de percolación. Dentro de la monografía se han realizado comparaciones de cálculos de filtración lineal y no lineal con datos medidos (Figura 30) y se han extraído conclusiones sobre el diámetro característico de mayor influencia en la permeabilidad del

material, que según *EBL Kompetanse* depende esencialmente del tamaño del tamiz que deja pasar el 20% del material, expresado en peso (d_{20}).

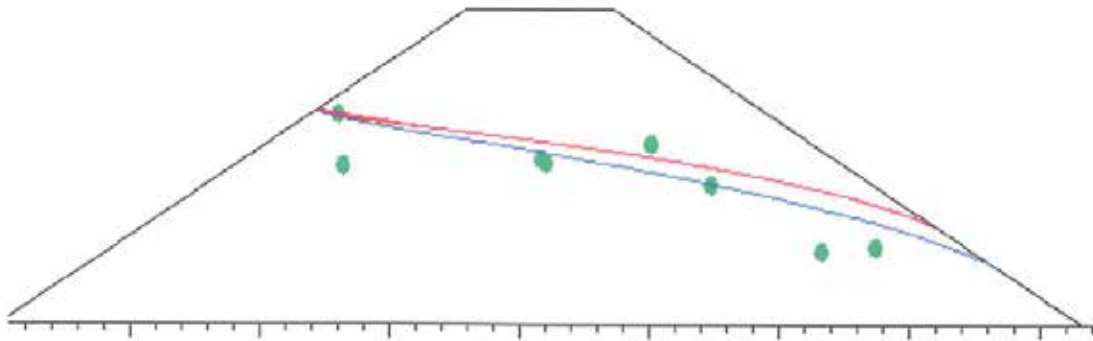


Figura 30. Comparación de la línea de saturación calculada con ley de resistencia lineal (azul), no lineal (rojo) y datos reales (puntos verdes) medidos en campo (Fuente: EBL Kompetanse 2005)

En la monografía se ha realizado un análisis de la distribución, en función de la altura hasta la línea de saturación, del caudal de filtración a la salida del repié. El caudal se concentra en las zonas más bajas con un 34% en el primer cuarto de la altura de salida aguas abajo. Por lo tanto, los mayores caudales unitarios en las zonas más bajas explican el inicio de la erosión en esos puntos.

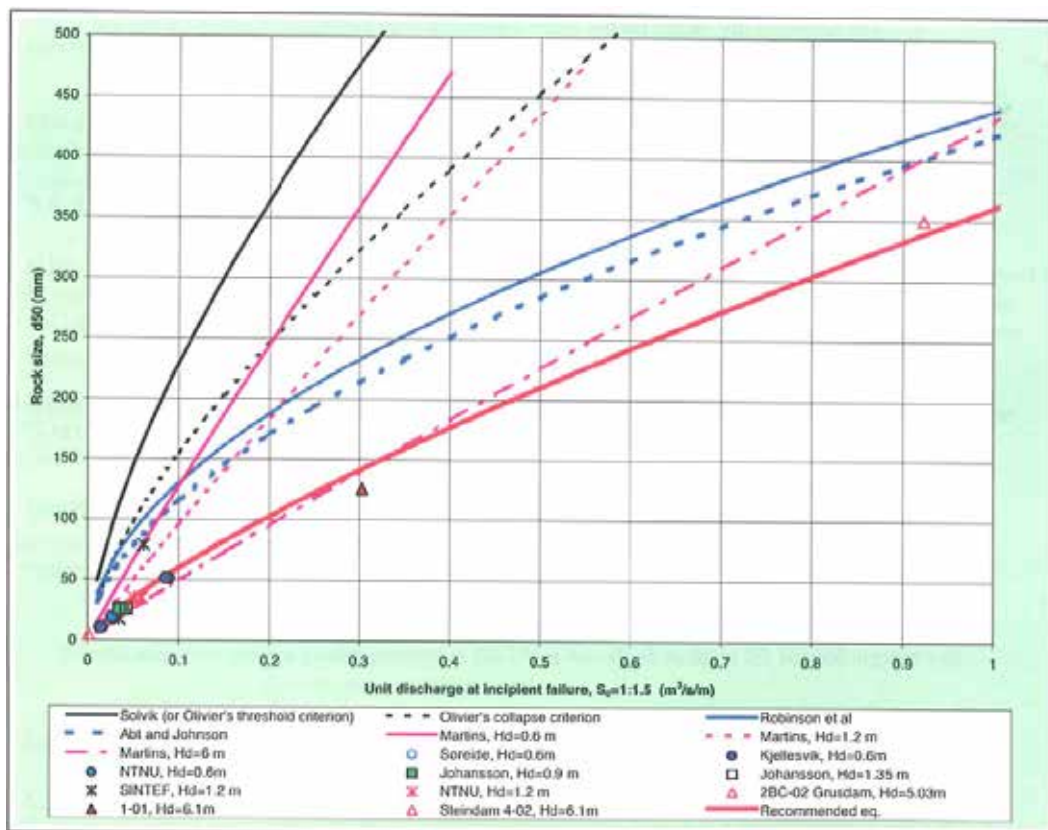


Figura 31. Ábaco de dimensionamiento de la escollera de protección tipo repié en función del caudal unitario de filtración. Comparación con distintas formulaciones y datos experimentales. (Fuente: EBL Kompetanse 2005)

Finalmente, se obtienen ábacos y una ecuación de dimensionamiento (Ec. 46) del tamaño de piedra necesario en función del caudal unitario para un talud 1,5 para la hipótesis de fallo inminente (criterio no definido en el texto).

$$D_{50} = 0,31 \cdot S_0^{0,43} \cdot q^{0,78} \quad \text{Ec. 46}$$

siendo:

S_0 : el talud donde se sitúa la escollera

q : el caudal unitario de diseño, en $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$

La altura del repié la obtiene a partir de la formulación de Solvik propuesta por la normativa Noruega, para estimar el punto de salida de la línea de saturación en el talud de aguas abajo. No se establecen criterios de dimensionamiento frente al deslizamiento en masa.

2.5.4 Protecciones de escollera frente al deslizamiento en masa.

La bibliografía sobre esta temática es sensiblemente más reducida si se compara con los estudios de las protecciones frente al arrastre. Las primeras referencias de estudios del uso de escollera sometida a percolación aparecen en artículos relacionados con la construcción de presas que utilizarán la escollera vertida directamente al río como espaldón de aguas abajo (Casey 1936, Isbash 1936).

En algunos casos se trata de referencias de presas concretas que han sido objeto de estudio, fundamentalmente experimental. Arhippainen presenta el modelo físico de la presa sumergida del Lago Kemi, que representa una referencia significativa de análisis de sobrevertido con una altura de contraembalse importante (Arhippainen 1970). En este caso, el efecto de erosión por arrastre de material del pie de presa pierde importancia. El modelo estudia el efecto de la posición de la pantalla interna de impermeabilización y la anchura de coronación sobre la forma del deslizamiento (Figura 32).

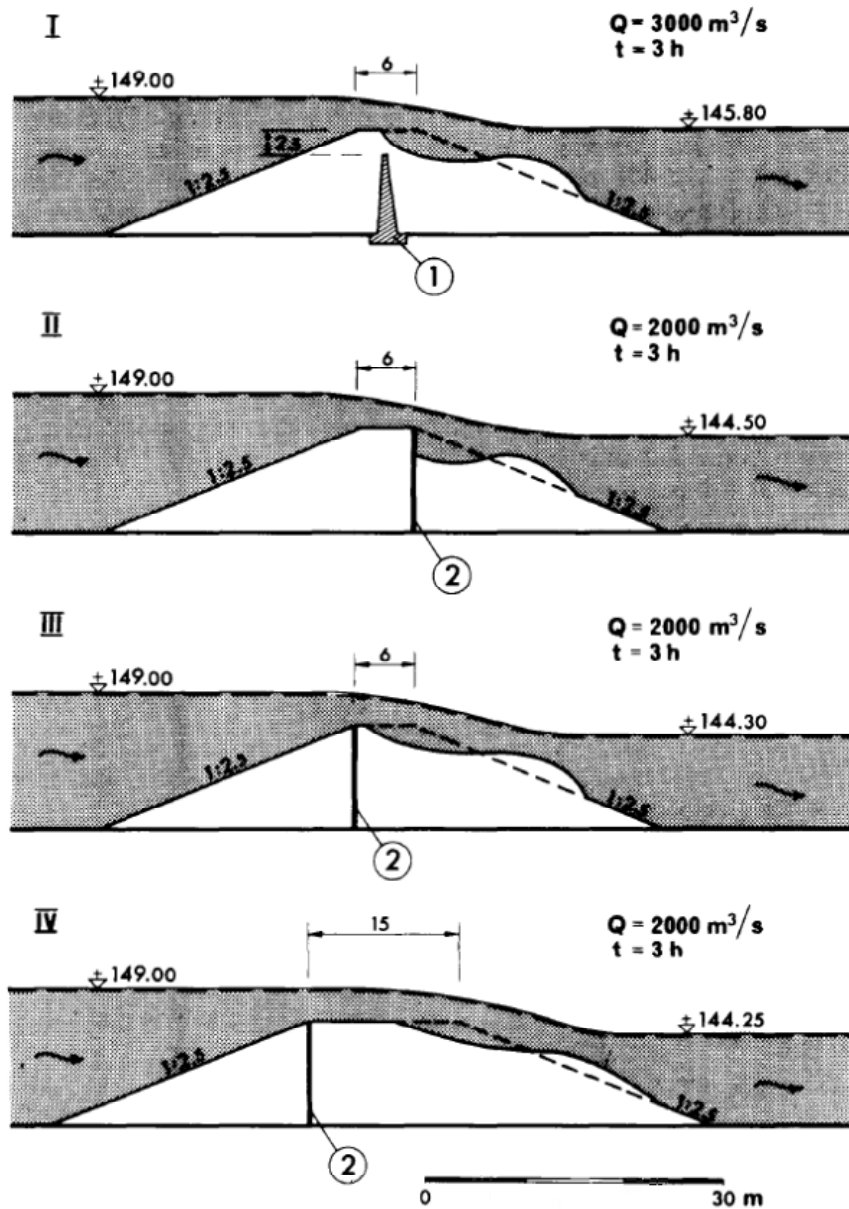


Figura 32. Variación del tipo de rotura en función de la pantalla interna. (Fuente: Arhippainen 1970).

La fórmula utilizada para el revestimiento de la protección de escollera es la de Isbash:

$$v = Y \left(\frac{2 \cdot g \cdot (s - w)}{w} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot d_{50}^{\frac{1}{2}} \cdot \cos^{\frac{1}{2}} \alpha \quad \text{Ec. 47}$$

siendo:

v : velocidad del agua

s : peso específico de la piedra

Y : constante = 1,20

w : peso específico del agua

D_{50} : tamaño del tamiz que deja pasar el 50% de la escollera (medida en peso)

α : ángulo del talud de aguas abajo

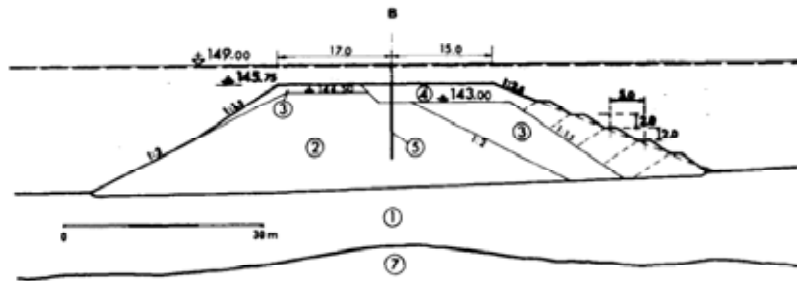


Fig. 4

Final cross section designs.

(A) Cross section in western channel.

(B) Cross section in eastern channel.

- | | |
|--|---|
| (1) Moraine formations. | (5) Steel sheet piling. |
| (2) Moraine dumped in water. | (6) Moraine embankment used as cofferdam. |
| (3) Ordinary rock fill. | (7) Bedrock. |
| (4) Lining stones, weight 1.5 to 3.0 tonnes. | |

Figura 33. Sección tipo de la protección propuesta para la presa del lago Kemi. (Fuente: Arhippainen 1970).

En la sección tipo (Figura 33), la protección (zona 4) se diseña con un talud 2,5.

Taylor presenta el modelo físico de la presa de Wadi Khasab (Omán) (Taylor 1991). Utiliza el criterio de diseño de la escollera de protección de Knauss. El resultado es una escollera de tamaño mínimo 0,5 m y máximo 1,7 m para un caudal unitario de $5,1 \text{ m}^2/\text{s}$ y una altura del aliviadero sobre el cauce de 18 m aproximadamente. La sección tipo de la presa es la que se presenta en la Figura 34.

Taylor describe el modelo físico realizado a escala 1/50. Analiza el comportamiento de la protección para los distintos caudales, desde la recolocación de partículas a lo largo del talud hasta su rotura final. Advierte sobre el movimiento de piedras para un caudal cercano al 50% del caudal de diseño. Esto implica que la capa de protección ha de definirse con un espesor suficiente para que estas partículas en equilibrio precario no provoquen la ruina de la estructura.

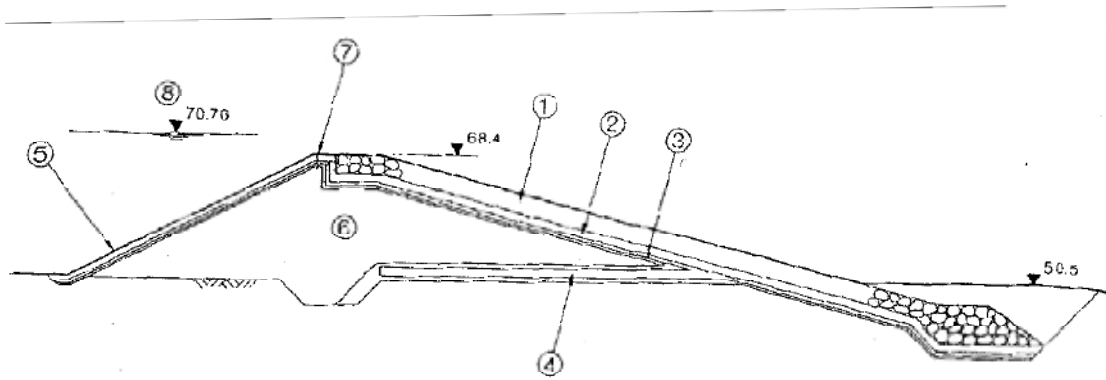


Fig. 2

Cross Section through Khasab Self Spillway Embankment Dam
Coupe transversale du barrage en remblai déversant de Khasab

- | | |
|--------------------------------|--------------------------------------|
| (1) Rock armour | (1) Renforcement en enrochement |
| (2) Bedding to rock armour | (2) Scellement de l'enrochement |
| (3) Two layer filter | (3) Filtre à deux couches |
| (4) Blanket drain with filters | (4) Tapis drainant avec filtres |
| (5) Rip-rap protection | (5) Riprap de protection |
| (6) Gravel fill | (6) Remblai de gravier |
| (7) Pre-cast concrete cut-off | (7) Parafouille en béton préfabriqué |
| (8) Design flood level | (8) Niveau de la crue de projet |

Figura 34. Sección tipo de la presa de Wadi Khasab. (Fuente: Taylor 1991)

En el modelo se midió el coeficiente de desagüe de la coronación para distintos valores de caudal, variando entre 1,2 y 1,5 así como la erosión en el pie de presa, aguas abajo del repié de la protección (ver Figura 35):



Fig. 4

Scour Hole Downstream of Dam from Model Tests
Essais sur modèle - Affouillement en aval du barrage

- | | |
|--------------------------------|--|
| (1) Original bed level | (1) Niveau du lit originel |
| (2) Sand (in model) | (2) Sable (modèle) |
| (3) Nylon pellets (in model) | (3) Boulettes de nylon (modèle) |
| (4) Prototype and model scales | (4) Échelles du prototype et du modèle |

Flows shown are equivalent prototype flows

Figura 35. Erosión en el pie de presa medido en el modelo de Wadi Khasab. (Fuente: Taylor 1991).

Parkin (Parkin 1971) indica la zona a proteger frente al deslizamiento en masa. Para ello hace referencia a los estudios de estabilidad realizados anteriormente por Fenton mediante el método de Bishop en los que se comprueba que la envolvente de círculos de rotura con coeficiente de

seguridad 1 es una recta paralela al talud de aguas abajo a una distancia horizontal de $2H/3$ siendo H la altura de la presa (Figura 36):

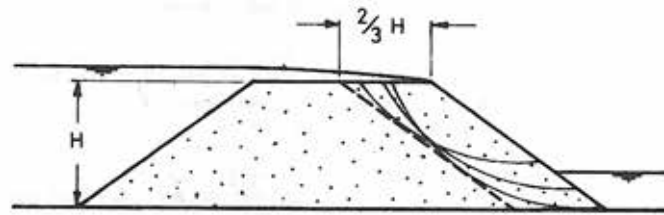


Figura 36. Envoltorio de círculos de rotura con $F=1$ en presas de escollera sometidas a sobreevertido. (Fuente: Parkin 1971)

Según el autor ésta es precisamente la zona a reforzar para asegurar la estabilidad frente al deslizamiento en masa.

Resurreição propone una metodología para el diseño de presas de escollera con pantalla externa resistentes al sobreevertido (Resurreição 1988).

La zonificación tipo es la que se presenta en la Figura 37:

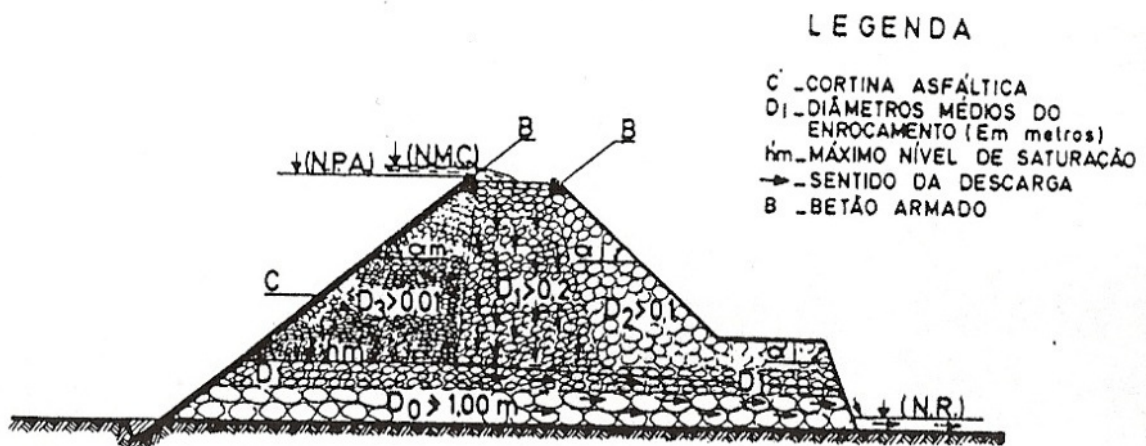


Figura 37. Sección típica de la presa de escollera resistente al sobreevertido. (Fuente: Resurreição 1988).

Se establece un límite inferior para el tamaño del material en la zona de circulación vertical (zona D_1) de agua de 0,2 m ya que, en opinión del autor, con tamaños inferiores a ese resultaría necesaria su compactación. La geometría está limitada entre 30 y 40 m de altura con taludes 1,4 aguas arriba y 1,2 aguas abajo debido al alto ángulo de rozamiento de la escollera de granulometría uniforme. Esta uniformidad de los tamaños implica porosidad constante, independiente del tamaño de las partículas, en un caso análogo al de la porosidad asociada a esferas del mismo radio. Aproxima la porosidad macroscópica media al valor 0,409, media entre la distribución cúbica y tetraédrica. La influencia en la capacidad de descarga se debe entonces a

la superficie específica, que se mide en m^2/m^3 , muy alta en materiales de diámetros pequeños (Figura 38).

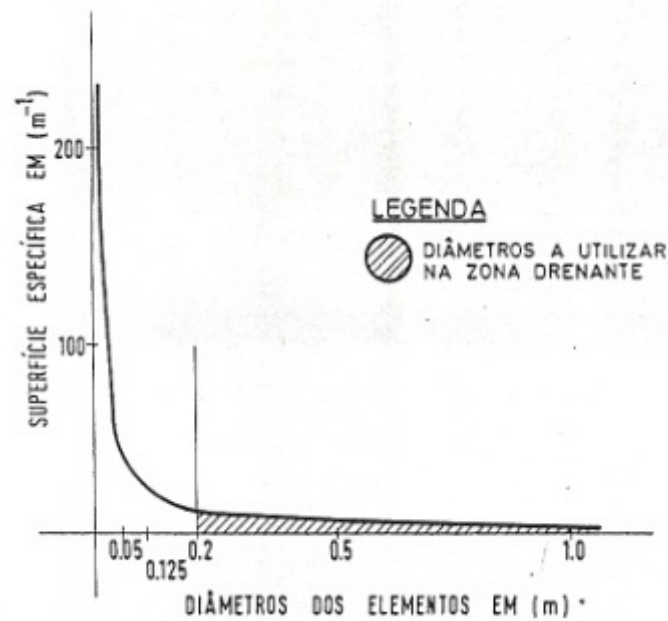


Figura 38. Variación de la superficie específica del material en función de su tamaño. (Fuente: Resurreição 1988).

Identifica el efecto beneficioso para la estabilidad de la componente vertical de la presión sobre el paramento de aguas arriba. Además, según sus conclusiones, la componente vertical de las fuerzas hidrodinámicas suponen una acción estabilizadora y la disipación de energía producida por el rozamiento en la circulación del agua a través de la escollera es independiente de la altura de la presa.

Según sus conclusiones, en el pie de aguas abajo, la salida del agua origina una importante componente de arrastre, horizontal y hacia el exterior, que obliga a colocar piedras de gran tamaño hasta un nivel superior al del remanso provocado por el contraembalse.

Estructuralmente utiliza como coeficiente de seguridad la relación entre los coeficientes de rozamiento y la tangente del ángulo del talud ($F = \text{tg}\psi / \text{tg}\alpha$). Aparentemente no considera en el análisis las presiones intersticiales al estar la zona del talud (zonas D_1 y D_2) libre de circulación de agua.

Constructivamente, el cimientado debe ser resistente a la circulación de agua a una velocidad de 3 m/s. Se debe tener en cuenta la elevada deformabilidad de la escollera por lo que la pantalla debe permitir adaptarse a los asentamientos producidos.

Bravo (Bravo 1995), realiza una recopilación sobre los criterios de dimensionamiento de filtros y drenes que permiten asegurar la estabilidad interna del material que compone una determinada zona de una presa de materiales sueltos. Se hace referencia al concepto de autoestabilidad de Sherard mediante la relación de inestabilidad (IR) a partir de la granulometría del material. También se incluyen las relaciones a cumplir entre los tamaños del material de base y su material de filtro correspondiente.

Toledo realiza un estudio sobre el dimensionamiento de las presas de escollera frente al deslizamiento en masa en condiciones de saturación completa del espaldón, y por tanto con presiones intersticiales máximas (Toledo 1997, Toledo 1998). Presenta un ábaco de dimensionamiento (Figura 39) que considera tanto el deslizamiento en masa como el arrastre. El dimensionamiento frente al deslizamiento es función del ángulo de rozamiento del material, de su peso específico y del talud de la presa e independiente, por tanto, del caudal de sobrevertido (ver formulación en 2.4). Éste último sólo condiciona el tamaño de la piedra para que no se produzca el arrastre. Finalmente presenta un estudio de optimización del diseño de presas resistentes al sobrevertido haciendo uso de un talud de aguas abajo quebrado, denominado como talud compuesto isorresistente, con enfoque distinto al de Olivier. El autor justifica la posibilidad de utilizar en los estudios de estabilidad métodos de equilibrio límite (Bishop) y el uso de leyes de filtración lineales (Darcy) debido a la mínima variación de las presiones intersticiales en el pie de presa con respecto a un cálculo de filtración mediante leyes exponenciales o cuadráticas.

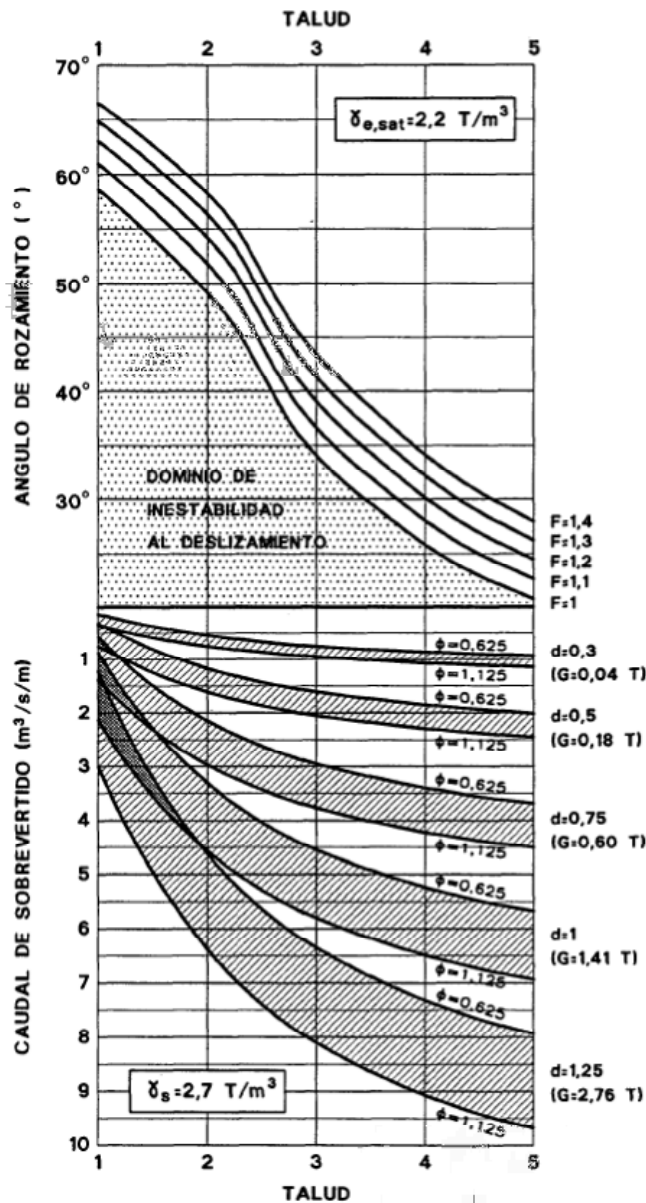


Figura 39. Gráfico de dimensionamiento de protecciones frente al sobrevertido. (Fuente: Toledo 1997).

Según Toledo, para los parámetros normales de trabajo el deslizamiento resulta condicionante del diseño con caudales de sobrevertido de entre 3 y 5 m³/s/m en situaciones excepcionales y con 1,5 a 3 m³/s/m en situaciones normales (Tabla 3).

Condición de estabilidad al deslizamiento limitativa		
Situación de sobrevertido	Caudal de sobrevertido	Altura de lámina
Excepcional Bajo riesgo	q < 3 a 5 m ³ /s/m	h < 1,5 a 2 m.
Normal Alto riesgo	q < 1,5 a 3 m ³ /s/m	h < 1 a 1,6 m.

Tabla 3. Condiciones limitativas para la estabilidad al deslizamiento. (Fuente: Toledo 1997).

Los estudios de Toledo incluyen una metodología de diseño para el proyecto de presas de escollera de nueva planta resistentes al deslizamiento por sobrevertido (Toledo 1998). Esta metodología, denominada como “*Método del talud compuesto isorresistente*” ofrece criterios para el dimensionamiento de una presa de escollera que permita resistir el sobrevertido mediante un nuevo diseño del espaldón de aguas abajo, con un talud quebrado, formado por un único material granular. En este trabajo se justifica el uso de un talud más suave en la zona donde la presión intersticial resulta más elevada, el pie de presa, y otro con mayor inclinación, en las zonas superiores del espaldón, donde las presiones intersticiales son más bajas. Se trata de un caso de optimización del diseño, en donde se producen importantes analogías con la metodología propuesta en este trabajo. Los principales aspectos a resaltar de este estudio, por su relación directa con este trabajo son:

- Establece como parámetro geométrico fundamental para la estabilidad en masa el talud de la presa, dejando en un segundo plano la altura de la presa y la geometría del elemento impermeable.
- Desde el punto de vista del material, indica que en la estabilidad en masa de la escollera fundamentalmente influyen dos parámetros, su densidad y su ángulo de rozamiento interno, siendo éste último sensiblemente más importante que el primero.
- Uso de la formulación de Toledo (Toledo 1997) como criterio de dimensionamiento del talud en la zona de pie de presa para resistir el sobrevertido.
- Justifica la aplicación de la ley de resistencia lineal para el cálculo de la red de filtración indicando que las diferencias, a efecto de cálculo de presiones intersticiales, con una ley no lineal resultan irrelevantes en el entorno del pie de presa.
- Realiza un análisis de los coeficientes de seguridad al deslizamiento y al arrastre en función de la variable considerada para su minoración. En el primer caso, al tratarse de un material no cohesivo, se limita al ángulo de rozamiento (F). En el caso del arrastre, la variable minorada puede ser el peso de la partícula (F_G), el diámetro equivalente del material (F_d) y el caudal de sobrevertido (F_q). En este segundo caso se fijan las equivalencias entre estos coeficientes (Ec. 48):

$$F_q = F_d^{1,5} = F_G^{0,5} \quad \text{Ec. 48}$$

En la monografía publicada por *EBL Kompetanse* se incluye un cálculo de estabilidad para ilustrar la mejora en la estabilidad que se consigue al añadir en el pie de presa un repié de escollera (EBL Kompetanse 2005). Sin embargo no se justifican los parámetros utilizados en el cálculo,

especialmente, el ángulo de rozamiento interno. Además no se extraen conclusiones acerca del dimensionamiento de la protección para asegurar la estabilidad en masa.

DAM	Water level	Factor of safety		
		No downstream toe	With drainage toe	Improvement of stability (%)
1 - 2001 (crest level: 370.8; berm level: 367.5)	368.88	2.0	3.3	65
	370.00	1.7	2.4	41
	370.93 (overtopping)	1.2	2.2	83
2 - 2002 (crest & berm level: 369.8;)	369.14	1.8	2.4	33
	369.76	0.9	1.9	110

Tabla 4. Incremento del coeficiente de seguridad al deslizamiento en masa conseguido por el efecto del repié de escollera (Fuente: EBL Kompetanse)

Nakayama, Sako et al. señalan la importancia de crear un repié drenante en el pie de presa para aumentar la estabilidad de la presa en caso de aparición de filtraciones elevadas. El artículo está documentado con ensayos a gran escala tanto de filtración como de sobrevertido si bien en este caso se trata de ensayos con materiales de tipo arenoso (Nakayama, Sako et al. 2004), con permeabilidades muy inferiores a la de una escollera gruesa.

2.5.5 Antecedentes de protecciones de escollera en forma de repié.

En la geotecnia clásica los repiés de material sueltos aparecen como una de las diversas técnicas de estabilización frente al deslizamiento en masa (Figura 40), bien sea de terraplenes, desmontes o taludes naturales (Keaton y Beckwith 1996). A la elevada capacidad de sostenimiento del pedraplén, debido a su elevado ángulo de rozamiento interno, se une la propiedad drenante, que ayuda a liberar las presiones intersticiales que reducen las tensiones efectivas del esqueleto sólido de los suelos provocando su inestabilidad.

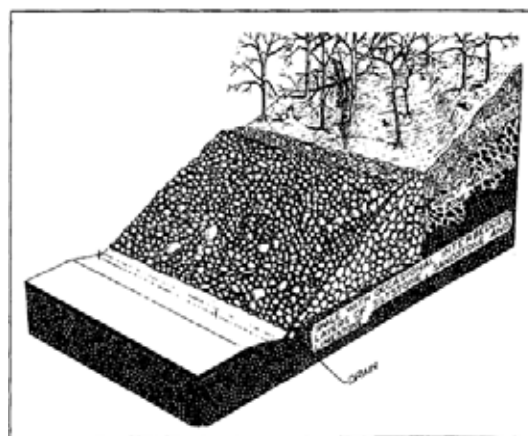


Figura 40. Estabilización de desmonte con repié de material granular (Fuente: Gedney and Weber 1978)

En el campo de la ingeniería de presas existen antecedentes concretos sobre la construcción de protecciones en forma de repié de escollera con el objeto de proteger frente a filtraciones extraordinarias o accidentales. El enfoque hasta el momento se ha centrado en controlar, por una parte, la erosión interna del material del espaldón, diseñando el material del repié como un filtro del material del espaldón o añadiendo una capa de transición entre espaldón y repié y, por otra, la erosión por arrastre de la escollera que lo forma, dimensionando el tamaño medio de la piedra para evitar que esto se produzca. A continuación se presentan los antecedentes más importantes encontrados en la literatura técnica sobre protecciones de presas mediante repié de escollera:

La presa de *Laughing Jack Marsh*, en Tasmania (Australia) es un ejemplo de los denominados como “*in built spillways*” o aliviaderos en el interior del cuerpo de presa (Figura 41). Esta presa, diseñada por John Wilkins se puede considerar como el primer antecedente de protección de espaldón de aguas abajo en forma de repié de escollera gruesa (Wilkins 1956, Lawson 1987).

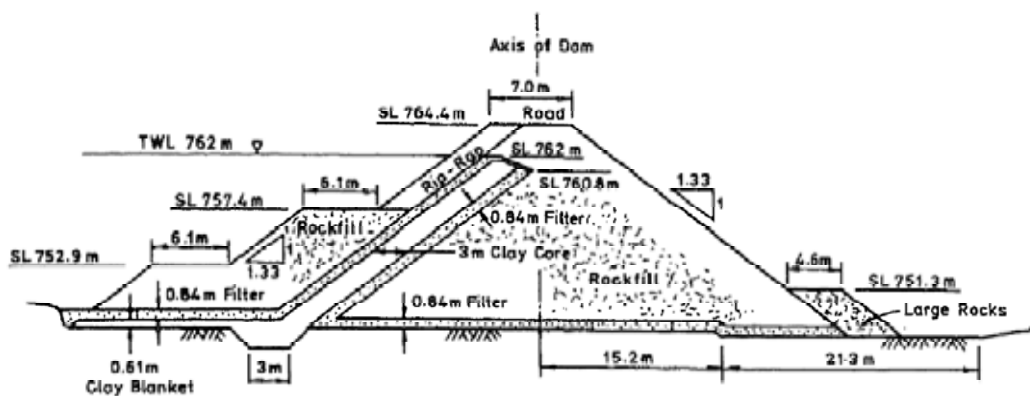


Figura 41. Sección tipo de la presa de *Laughing Jack Marsh* (Fuente: Lawson 1987, citando a Wilkins 1956)

Esta presa, propiedad de la compañía hidroeléctrica *Hydro Tasmania*, está diseñada para desaguar los excedentes a través de un vertido por encima del elemento impermeable, desaguando directamente el caudal a través del cuerpo de presa formado por escollera de elevada permeabilidad. El repié de aguas abajo, formado por escollera gruesa, está diseñado con una altura máxima superior al nivel que alcanzaría la línea de saturación para el caudal de proyecto. Este repié tiene un tamaño de piedra que evita el arrastre para el caudal de proyecto.

Otro caso documentado en la bibliografía (Diacon, Sternatiu et al. 1992, Salmon 2004) es el de la rotura de la presa de *Belci*, en Rumanía, que, si bien no fue diseñada para resistir frente a una gran filtración, demuestra cómo el repié, originalmente proyectado en la presa, mantiene estable la zona inferior del espaldón ante un escenario de sobrevertido (Figura 42).

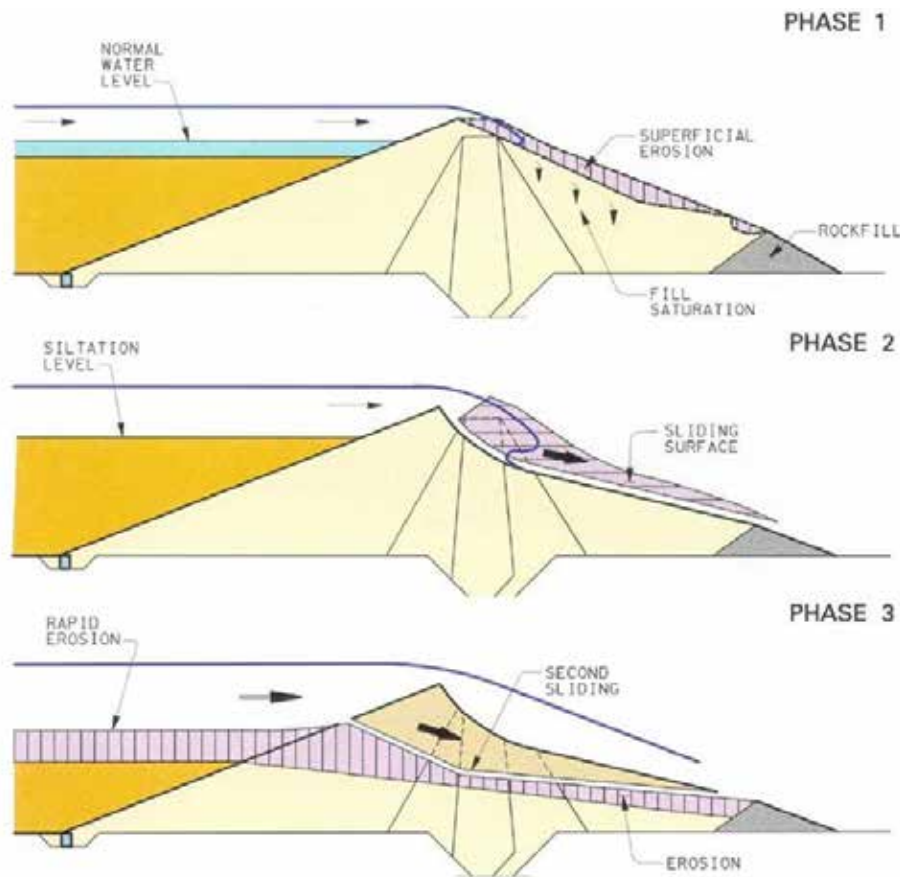


Figura 42. Fases de la rotura por sobrevvertido de la presa de *Belci* (Fuente: Salmon 2004)

La presa de *Spring Creek* en Australia, fue reparada tras un deslizamiento en masa del talud de aguas abajo provocado por una filtración incontrolada (Heinrichs 2007). Como medida de estabilización se añadió una protección mediante repié en el pie del espaldón de aguas abajo.

Los casos más modernos se localizan especialmente en Suecia, debido fundamentalmente a la aplicación de su normativa de seguridad de presas. Los antecedentes principales son las protecciones de las presas de *Suorva* (50 m de altura), *Seitevare* (106 m de altura), *Trängslet* (125 m de altura) y *Hällby* (30 m de altura), donde se han proyectado y construido, en los casos de *Suorva* y *Seitevare*, sendas protecciones en forma de repié de escollera. La descripción de estos antecedentes está recogida en varias referencias (Nilsson y Rönqvist 2004, Nilsson 2009) de protecciones frente a grandes filtraciones (percolación) en el espaldón de aguas abajo provocadas por erosión interna, en la fase de desarrollo de la avería, sobre el espaldón de aguas abajo. El objetivo que se persigue con estas obras es proporcionar protección frente a la rotura evitando total o parcialmente el fallo de la presa o bien retrasar el desarrollo de la avería para tener tiempo de actuar en la reparación o, en el peor de los casos, dar un tiempo mayor de aviso a la población de aguas abajo.

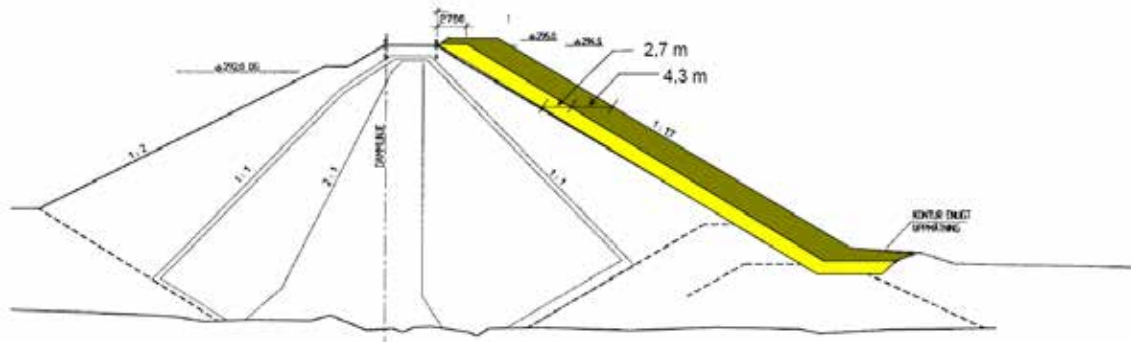


Figura 43. Sección tipo de la protección de escollera proyectada en la presa de *Hällby* (Fuente: Nilsson 2004)

En el caso de la presa de *Hällby* (Figura 43) la protección de escollera prevista recubre por completo el talud de aguas abajo con una capa de transición entre ambos materiales. Es el mismo tipo de protección que incluye Bartsch como ejemplo de protección (Figura 29).

En la presa de *Suorva*, la protección formada por el repié de escollera se diferencia respecto a la de la presa de *Hällby* en que su altura es menor con referencia a la altura de la presa, no cubriendo la totalidad del talud exterior del espaldón de aguas abajo de la misma (Figura 44).

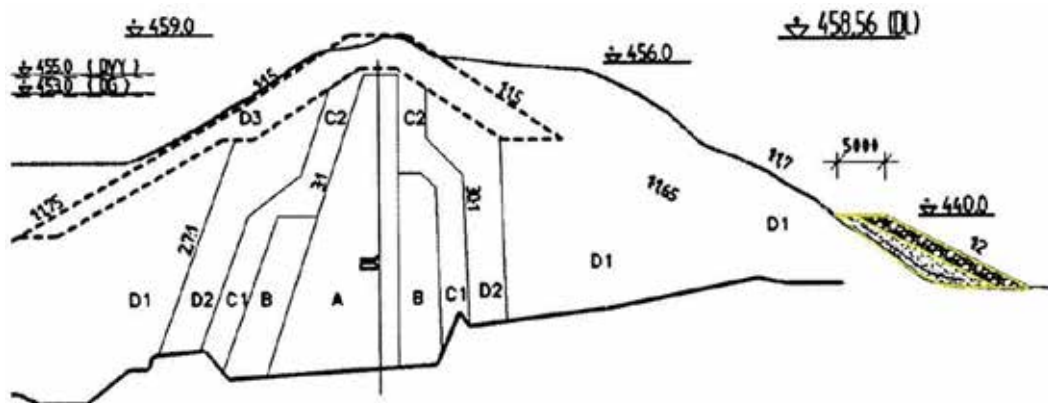


Figura 44. Sección tipo de la protección con repié de escollera de la presa de *Suorva* (Fuente: Nilsson 2004)

El contacto entre la protección y el terreno se ejecuta en la presa de *Suorva* con un dentellón relleno de material de filtración y de escollera de protección.

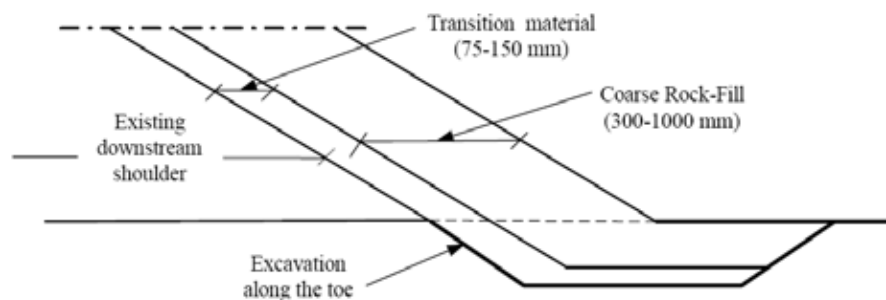


Figura 45. Presa de *Suorva*. Detalle del remate de la protección en el pie de presa. (Fuente: Nilsson 2004)

En el caso de la presa de *Suorva* la protección ha sido finalmente llevada a cabo (Foto 3).



Foto 3. Vista desde aguas abajo de la protección de la presa de *Sourva* (Fuente: Nilsson 2004)



Foto 4. Construcci3n de la protecci3n en repi  de la presa de *Suorva* (Fuente: Nilsson 2004)

En la foto de la construcci3n (Foto 4) se aprecia la capa de material de transici3n ya colocada sobre el espald3n de la presa y la colocaci3n de la escollera gruesa por encima de aquélla.

La presa de *Seitevare*, construida en 1964, ha sido protegida con un repi  de escollera de forma análoga a la presa de *Suorva*. La obra de protecci3n fue ejecutada entre los años 2004 y 2006 (Foto 5).



Foto 5. Repié de protección en la presa de *Seitevare* (Fuente: Nilsson 2009).

En la presa de *Trängslet* (Figura 46), construida en 1960, se han diseñado protecciones para varias hipótesis de cálculo. Los caudales unitarios de diseño considerados han sido $1,4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ y $3,7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Para el caudal más bajo, el tamaño medio que como mínimo ha de tener la escollera de protección es $1,0 \text{ m}$ mientras que en el segundo caso, con caudal $3,7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ este tamaño llegaría a $1,4 \text{ m}$ (Nilsson 2009).

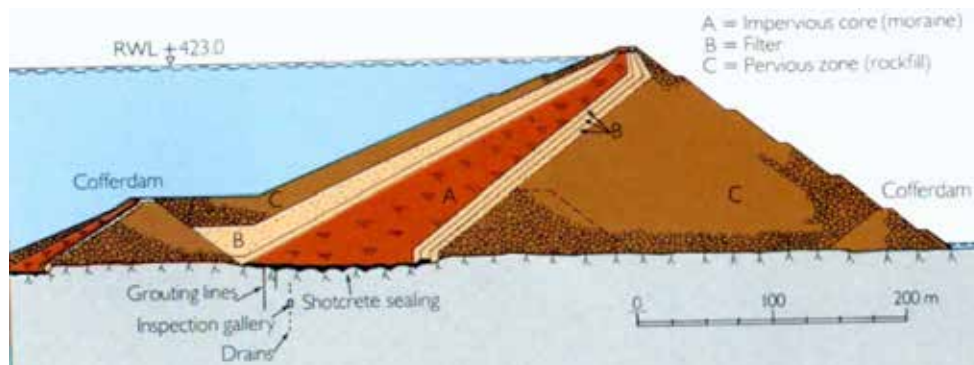


Figura 46. Sección tipo original de la presa de *Trängslet* (Fuente: Nilsson 2009)

En el caso de la presa de *Trängslet* se observa que la protección diseñada está zonificada con una capa de transición entre presa y protección de 5 m de espesor horizontal, un material muy grueso en la parte inferior del repié y una escollera de menor tamaño que, apoyada sobre el repié, cubre la capa de apoyo. Respecto a los casos de *Suorva* y *Seitevare* cabe resaltar la diferencia de talud entre la presa y el repié, ya que en los otros dos casos la protección mantiene el mismo talud que la presa. A pesar de ello no queda constancia de que este talud se justifique por un análisis de la estabilidad en masa del conjunto. En este caso se realizó un cálculo simplificado de la red de

filtración para estimar la altura de la red de filtración a la salida del pie de presa para un caudal de percolación determinado (Wörman, Andersson et al. 2010).

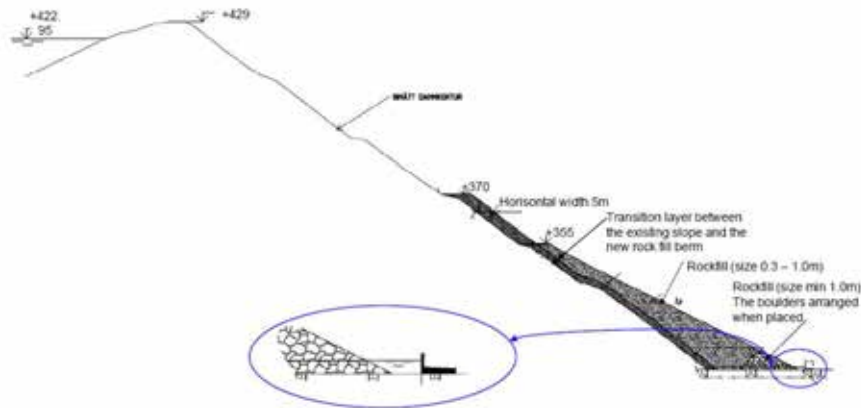


Figura 47. Sección tipo de la protección en forma de repiá de la presa de *Trängslet* (Fuente: Nilsson 2009)

Los elevados caudales de filtración producidos en la presa de La Joie (Canadá), de 87 m de altura, han llevado al titular de la presa, la empresa hidroeléctrica *BC Hydro*, a proponer un proyecto de protección en forma de repiá de escollera, acompañado de drenajes del espaldón en las bermas del talud de aguas abajo (Salmon 2004). La protección adopta el mismo talud de aguas abajo de la presa, 1,26H:1V, y está compuesta de escollera de 1,4 m de tamaño medio. La protección tiene un espesor de 10 m y se extiende sobre el pie del talud hasta 35 m de altura (Figura 48). La otra alternativa era añadir una pantalla de hormigón armado aguas arriba para disminuir las pérdidas. El personal de *BC Hydro* seleccionó la opción del repiá y pozos drenantes para no afectar a la explotación de la presa.

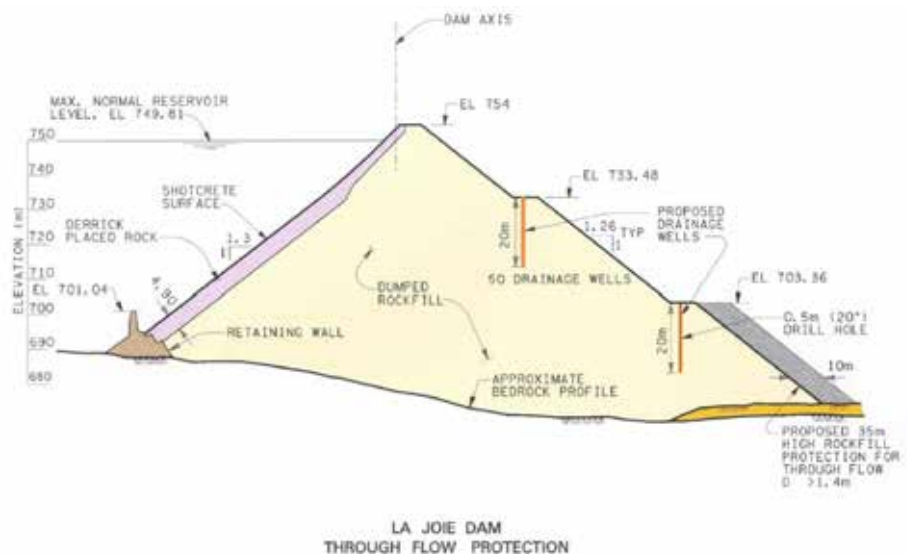


Figura 48. Sección tipo de la protección en repiá de escollera propuesta en la presa de *la Joie* (Fuente: Salmon 2004)

El diseño de la protección se realizó con el criterio de dimensionamiento de Olivier, considerado como conservador por parte del panel de expertos que asesoró en el proyecto teniendo en cuenta los datos recabados durante la rotura de la presa de *Hell Hole*.

Metodología

3. METODOLOGÍA

3.1. Planteamiento de la investigación

La investigación realizada en la tesis se plantea sobre la base de una combinación de campañas de modelación numérica y experimental. Se trata de una investigación en la que entran juego un gran número de parámetros por lo que el análisis resulta extremadamente complejo si se pretende abarcar la variación de todos y cada uno de ellos. A esta circunstancia se une la envergadura y dimensiones de los ensayos en modelo físico, realizados en un canal de 2,4 m de anchura que, con las alturas (entre 0,5 y 1,0 m) y taludes manejados (entre 1,5 y 3,0), requieren para su preparación grandes movimientos de material (de hasta 12 t por ensayo) y, por lo tanto, un elevado coste económico y tiempo de preparación. Estas circunstancias hacen que en las campañas experimentales realizadas en laboratorio no haya sido viable la repetición de ensayos necesaria para dar un enfoque estadístico a los resultados obtenidos. Así, cada ensayo experimental arroja un conjunto de resultados y éstos se adoptan como significativos de cara a su comparación y análisis posterior.

La descripción de la metodología se inicia con un capítulo dedicado a las hipótesis de trabajo manejadas, que forzosamente realizan simplificaciones que han de conocerse *a priori* para comprender el alcance final de la investigación.

A continuación se describen los modelos numéricos utilizados para la simulación de los dos procesos fundamentales que influyen en el deslizamiento en masa: la filtración, que permite obtener las presiones intersticiales en la protección y el espaldón de la presa, y el propio deslizamiento, basado en métodos de equilibrio límite convencionales.

El tercer apartado de la metodología, dedicado a la modelación física, describe con detalle las instalaciones de ensayo del laboratorio y el fundamento de las distintas campañas experimentales realizadas.

En el último apartado se indican los parámetros utilizados para definir el dimensionamiento de la protección de escollera en repié y el enfoque conceptual para el análisis de cada uno de ellos dentro del trabajo.

Cronológicamente, los trabajos descritos en la metodología se ordenan de forma distinta. Los trabajos comenzaron con una campaña experimental inicial que, tras el análisis de los resultados, sirvió para extraer las primeras conclusiones de cara a la aplicación de modelación numérica, más eficiente y económica que los ensayos experimentales. Tras esta primera campaña, se realizó un

análisis numérico preliminar basado, por una parte, en modelos de filtración lineales, cuya aplicación, justificada en el estado del arte del trabajo, es suficientemente aproximada en el análisis de las presiones intersticiales a nivel local, en la zona de pie de presa; y, por otra, en el método de equilibrio límite de Bishop, con objeto de analizar la estabilidad de los taludes. Como resultado de esta investigación se publicó el artículo "*Research into protection of rockfill dams from overtopping using rockfill downstream toes*" (Morán, Toledo 2011) en la revista científica *Canadian Journal of Civil Engineering* donde se recogen las conclusiones más importantes y que sirvieron de base para el planteamiento de los trabajos posteriores.

Tras esta primera fase, la investigación se concentró en el análisis de los parámetros básicos de diseño de la geometría de la protección en repié, dejando la definición de las características del material para etapas posteriores. Fundamentalmente, para una presa de escollera existente, los parámetros que definen la geometría de la protección son: la anchura de la berma del repié (B), la altura de la protección (H_b), su talud (N_b) y la geometría de la cerrada, expresada mediante su relación cuerda-altura (W/H) y la relación cuerda-ancho de valle (W/W_r).

El orden de estudio de los parámetros de diseño ha sido el siguiente. En primer lugar, se ha estudiado el ancho de la berma (B) mediante modelación numérica y un análisis conceptual del fenómeno físico. Los resultados obtenidos se han incluido en la publicación mencionada anteriormente. Posteriormente el objetivo se ha centrado en el cálculo del talud de la protección (N_b), para lo que se ha postulado la aplicabilidad de una de las formulaciones teóricas existentes en la bibliografía (en condiciones de saturación completa de la protección). Para su validación práctica, se ha realizado una campaña de ensayos experimentales que verifiquen su utilidad a la escala propia del prototipo ensayado en el laboratorio.

El efecto de la altura de la protección (H_b) ha sido estudiado tras el análisis de la campaña experimental inicial, complementada con modelos numéricos. Tras este análisis, se planteó una formulación simplificada que permite estimar su valor y que se validó *a posteriori*, en los modelos físicos realizados una vez definida la metodología de diseño completa de la protección.

El efecto de la forma de la cerrada (W, W_r , H) sobre la geometría de la protección se ha analizado mediante modelación numérica tridimensional, con ley de filtración no lineal.

Una vez estudiados los parámetros geométricos, se realizó un análisis de las características del material de la protección. Para el objetivo del trabajo, es decir, la protección del espaldón de escollera de la presa frente a un deslizamiento en masa, los factores fundamentales a analizar son el ángulo de rozamiento interno del material, su permeabilidad y su grado de anisotropía. La

metodología utilizada para la consideración en el análisis de cada uno de estos factores se ha realizado en la última fase de la investigación.

En el proyecto de investigación *eDam*, está previsto realizar una campaña experimental para considerar el efecto de escala, necesario para poder extrapolar los resultados experimentales a la escala de una presa real. Así, en la línea de investigación actualmente abierta en el grupo de investigación, el efecto de escala está planteado como una investigación específica que ampliará el alcance de las conclusiones obtenidas en este trabajo.

Finalmente, a pesar de que no es un objetivo directo del trabajo, se han recopilado metodologías de dimensionamiento para la prevención de la erosión interna y el arrastre sobre referencias existentes en el estado del arte. El planteamiento de este apartado final es intentar que la metodología de diseño propuesta sea completa, de forma que la protección sea resistente frente a todos los mecanismos de rotura que aparecen en el fenómeno de percolación, a saber: deslizamiento en masa, erosión interna y arrastre de partículas de material en el contorno de la protección.

3.2. Definición del problema

El problema del dimensionamiento de la protección frente al deslizamiento en masa dependerá de una serie de variables que constituyen los datos de entrada, siendo su resultado los parámetros básicos que definen la protección. Se indica a continuación una breve descripción de todos ellos para centrar los objetivos y mejorar la comprensión del resto de los contenidos incluidos en la tesis.

3.2.1 Variables de entrada

Caudal de diseño de la protección. La protección se diseña para resistir un cierto caudal unitario de percolación (q_s). Este caudal provoca a su vez un determinado nivel de saturación en el espaldón (Figura 49), con una cierta altura de salida de la línea de saturación sobre la superficie del espaldón (z_d).

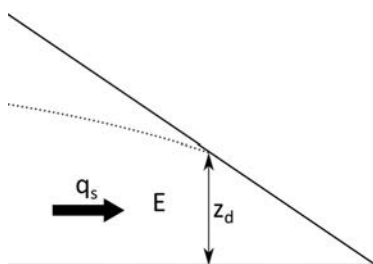


Figura 49. Altura de la línea de saturación en su salida sobre la superficie del talud de la presa para un caudal q_s

El caudal ha de ser tal que no llegue a producir la saturación completa del espaldón, al ser éste el caso límite de percolación con circulación por el interior de la presa. A partir de este caudal la protección pierde efectividad al interferir con el agua circulante por el exterior del espaldón, paralelamente a su superficie.

Propiedades de los materiales. Tanto la escollera de la presa, designada en la tesis como material E, como la de la protección, desinada como material E_b , se caracterizan por su ángulo de rozamiento al reposo y por los respectivos coeficientes de la ley de resistencia. Ambos materiales se suponen homogéneos e isótropos. En este análisis se adopta la hipótesis de que las características del material en cuanto a resistencia al corte y permeabilidad son fijas.

Caracterización de la cerrada. La forma de la cerrada se define mediante la altura de la presa (H), la longitud de coronación (W) y la longitud del fondo de valle (W_r).

3.2.2 Parámetros de dimensionamiento

Como resultado del procedimiento de diseño formulado se obtienen los tres valores que definen geoméricamente (Figura 50) la protección: el ancho de la berma del repié (B), el talud (N_b) y la altura máxima sobre cimentación de la protección (H_b).

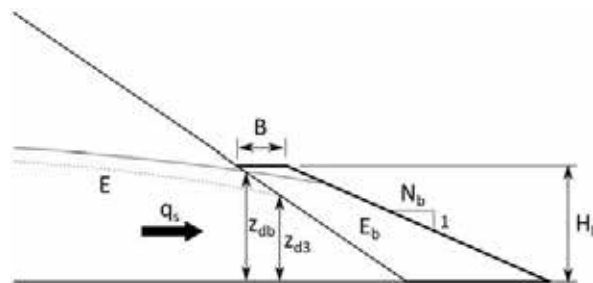


Figura 50. Parámetros de dimensionamiento de la protección

Ancho de la berma de protección (B)

El ancho de la berma de protección (B) se definirá conforme a los resultados de la campaña numérica detallados en 4.1.3 y al análisis conceptual del efecto de esta variable sobre la estabilidad del conjunto presa-protección.

Talud de la protección (N_b)

La hipótesis de diseño que se va a manejar para obtener el talud de la protección (N_b) es la de funcionamiento con saturación completa para un determinado caudal de filtración o caudal de diseño. En esta hipótesis de saturación completa existen estudios teóricos, recogidos en el estado del arte del trabajo, basados en campañas de modelación numérica (Toledo 1997, Toledo 1998),

que establecen el talud necesario para mantener la estabilidad frente al deslizamiento en masa en medios granulares no cohesivos con ley de resistencia parabólica. La formulación considerada en la metodología es la siguiente (Ec. 31):

$$F = \frac{1}{\gamma_{e,sat}} \cdot \left(\gamma_{e,sat} - \frac{\beta \cdot \gamma_w}{\cos^2 \alpha} \right) \cdot \frac{\tan \varphi}{\tan \alpha} \quad \text{Ec. 31}$$

siendo:

F : coeficiente de seguridad frente al deslizamiento en masa

$\beta = -0,32 \cdot N^2 + 1,52 \cdot N - 0,77$ (si $1,5 < N < 2$) y $\beta=1$ si $N \geq 2$

N : talud de aguas abajo

$\gamma_{e,sat}$: peso específico saturado de la escollera

γ_w : peso específico del agua

φ : ángulo de rozamiento interno de la escollera

α : ángulo de la superficie del espaldón con la horizontal

La validez de la formulación propuesta se fundamenta en la verificación experimental mediante la campaña específica definida en el apartado 3.5.3.2. El talud de la protección es el parámetro de mayor influencia para la estabilidad del conjunto, como quedará justificado en el análisis de los resultados de las campañas de modelación incluidas en esta investigación.

Altura (H_b)

La altura de la protección en repié (H_b) se fijará con el objetivo de que la protección quede por encima de la intersección entre la línea de saturación y el talud de la presa (z_{db}), para el caudal de diseño considerado. A este punto de intersección se le denominará *punto de emergencia*. En la metodología se ha de considerar el efecto de la protección sobre el incremento del nivel de saturación en la presa, que provocará que la cota del punto de emergencia se incremente, pasando de z_{d3} a z_{db} (Figura 50). De esta forma, el talud de la presa existente que no queda cubierto por el repié de estabilización, no se ve afectado por las presiones intersticiales generadas durante la filtración y permanecerá estable.

En el apartado 6.2 se define la metodología propuesta para la determinación de esta altura.

3.3. Hipótesis adoptadas

3.3.1 Campo de aplicación

El capítulo de las protecciones de presas abarca una casuística muy amplia, dependiendo fundamentalmente del tipo de presa a proteger y del mecanismo de fallo a evitar, ya sea total o parcialmente. La metodología de diseño, principal resultado del trabajo, pretende ser aplicable a presas de materiales sueltos, con espaldón de aguas abajo de escollera, considerando la escollera como un material homogéneo e isótropo, sobre una cimentación impermeable y resistente a la erosión y al deslizamiento en masa. El mecanismo de rotura que se pretende prevenir es el deslizamiento en masa producido por la percolación accidental provocada por una filtración anormalmente alta a través del espaldón de aguas abajo, bien sea por una erosión interna en el conjunto presa-cimiento, con circulación de dichos caudales dentro del espaldón, o por un eventual sobrevertido, siempre que la saturación del espaldón no sea completa.

La acotación del campo de aplicación conlleva consecuencias directas sobre aspectos concretos, concernientes a los materiales de presa y protección, a las hipótesis del fenómeno de la filtración, como la ley de resistencia y las condiciones de contorno, y al estudio del efecto de escala, para poder generalizar los resultados obtenidos en el prototipo de laboratorio a una presa real. Todos estos aspectos son tratados brevemente a continuación.

3.3.2 Material

Como ya se indicado en el estado del arte, en la ingeniería de presas el término *escollera* abarca una gran variedad de materiales que suelen tener en común dos propiedades generales. En primer lugar, su elevada permeabilidad (generalmente superior a los 10^{-5} m/s) en comparación con el núcleo arcilloso u otro elemento impermeable del cuerpo de presa y, en segundo lugar, su ángulo de rozamiento interno, normalmente mayor que el de los materiales cohesivos (o con mayor porcentaje de finos), lo que permite disminuir los taludes de los espaldones y, por lo tanto, el volumen total de la presa, con el beneficio económico correspondiente cuando este material se encuentra en abundancia en las inmediaciones de la cerrada. Las propiedades generales del material que, por su efecto sobre la filtración o sobre la estabilidad frente al deslizamiento en masa, han sido consideradas en la investigación son las siguientes:

3.3.2.1 Continuidad del medio

El dominio de filtración se ha asimilado a un medio continuo, definido en un volumen de referencia unitario a través de su porosidad (n), entendida como la relación entre el volumen de huecos (V_h) y dicho volumen de referencia (V_t):

$$n = \frac{V_h}{V_t} \quad \text{Ec. 49}$$

En la realidad, la filtración del agua se produce a través de los huecos que quedan libres en el esqueleto sólido de la escollera y el valor de la velocidad de circulación (v_c) dependerá de la sección libre en cada "conducto" de filtración. Sin embargo, al tratar el material como un medio continuo se manejarán velocidades de filtración medias (v), considerando como sección hidráulica la sección de paso completa (A_t), incluyendo la sección de huecos y de partículas sólidas, el del volumen de referencia. En una sección del medio poroso la relación entre la sección completa y la sección de huecos (A_h) viene dada por:

$$A_h = n \cdot A_t \quad \text{Ec. 50}$$

Por lo que la relación entre la velocidad de circulación y la velocidad media, para un caudal Q determinado, será:

$$Q = v_c \cdot A_h = v_c \cdot n \cdot A_t = v \cdot A_t \quad \text{Ec. 51}$$

que, simplificando y despejando v_c :

$$v_c = \frac{v}{n} \quad \text{Ec. 52}$$

La circulación del agua provoca una interacción con el material sólido, reflejada por la denominada ley de resistencia, que relaciona el gradiente hidráulico con la velocidad de filtración. Las leyes de resistencia consideradas se indican en el apartado 3.3.5, dedicado a los modelos de filtración.

También se considera la hipótesis de continuidad del medio en el estudio del proceso del deslizamiento en masa del talud de escollera. Para ello, se ha seguido el criterio establecido en la bibliografía consultada, respecto a las dimensiones mínimas del dominio continuo, que fija los límites de sus dimensiones inferiores entre 8 y 10 veces el tamaño máximo de la partícula granular.

Al asimilar el material a un medio continuo, el efecto sobre la estabilidad en masa de la imbricación entre las distintas partículas que lo componen, las interacciones en los contactos o su adherencia, se considera de una forma simplificada, a través del ángulo de rozamiento interno y de la cohesión, que puede considerarse nula en el caso de materiales granulares con porcentajes de finos reducidos. El ángulo de rozamiento interno es por lo tanto el parámetro clave para evaluar la resistencia del medio al deslizamiento. El ángulo de rozamiento considerado en los cálculos ha sido el denominado ángulo de rozamiento al reposo (Φ), por ser el más representativo en caso de deslizamientos superficiales, con tensiones normales (presiones de confinamiento) muy reducidas. En los modelos se ha considerado por lo tanto un ángulo de rozamiento interno constante dentro del dominio de cálculo y coincidente con el valor del ángulo de rozamiento al reposo.

3.3.2.2 Criterio de rotura

El criterio de rotura utilizado para evaluar la resistencia al corte (τ_f) en la superficie de deslizamiento ha sido el de Mohr-Coulomb definido como:

$$\tau_f = c + \sigma \cdot \operatorname{tg}\Phi_i \quad \text{Ec. 53}$$

Siendo c , la cohesión; σ , la tensión normal al plano (también denominado por algunos autores *presión de confinamiento*) y Φ_i , el ángulo de rozamiento interno. En caso de considerar cohesión nula y como ángulo de rozamiento interno, el ángulo de rozamiento al reposo, quedaría de la forma:

$$\tau_f = \sigma \cdot \operatorname{tg}\Phi \quad \text{Ec. 54}$$

Como se ha indicado en el estado del arte, existen otros criterios de rotura de tipo no lineal, como los modelos parabólicos o exponenciales (Ec. 55), en el que la relación entre cortante y tensión normal dependen de la presión de confinamiento. Este criterio de rotura (Figura 51) se caracteriza mediante el ajuste de los coeficientes a y b , de la siguiente forma:

$$\tau_f = a \cdot \sigma^b \quad \text{Ec. 55}$$

Según la bibliografía consultada para la tesis, que ha sido recogida en el estado del arte, estos criterios de rotura no lineales resultan más ajustados a la realidad que el criterio lineal de Mohr Coulomb en problemas en los que el rango de variación de las tensiones normales al plano es suficientemente amplio. En el caso de deslizamientos superficiales, en los que las tensiones se mantienen en valores muy bajos, con escaso rango de variación, no resulta necesario acudir a

modelos de este tipo, que añadirían complejidad al cálculo y a los ensayos de caracterización geotécnica.

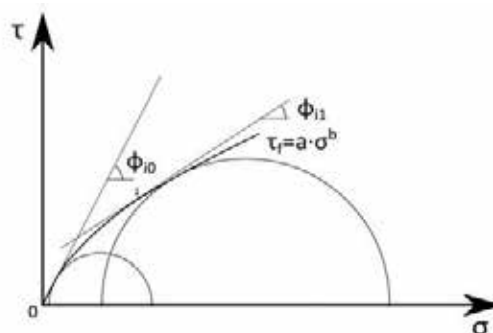


Figura 51. Ángulos de rozamiento interno en función del estado tensional del material

La aplicación del criterio de rotura de Mohr-Coulomb, considerando el ángulo de rozamiento interno al reposo (Ec. 54) a lo largo de las distintas superficies de deslizamiento tanteadas en el proceso de cálculo por un método de equilibrio límite, dará como resultado el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento, obtenido como el balance entre la resistencia al corte del material que compone el espaldón y el cortante calculado.

3.3.2.3 Grado de anisotropía

Como se indicó en el estado del arte, algunas propiedades del material que compone el espaldón de escollera de una presa pueden estar profundamente influenciadas por el proceso constructivo, especialmente por la compactación de las tongadas, una vez extendidas en capas horizontales. Durante este proceso, el compactador puede llegar a romper las aristas vivas de las piedras que entran en contacto con el rodillo, e incluso desmenuzarlas, dejando a su paso una capa de material depositado de granulometría más fina en la parte superior de la tongada. Este proceso se acentúa en los casos en que la roca matriz es de menor dureza.

Como resultado de este proceso, se puede producir una discontinuidad sensible en dirección vertical de la granulometría y, con ello, de la permeabilidad a lo largo del cuerpo de presa, en cada uno de los planos superiores de tongada. Esta discontinuidad produce una anisotropía local de las propiedades físicas del material a distintas alturas dentro del cuerpo de presa y, entre ellas, de su permeabilidad. Esta variación de las propiedades del material en función de su dirección no puede identificarse de forma rigurosa mediante un coeficiente de anisotropía aplicado de forma homogénea a todo el espaldón, tal y como se suele hacer al considerar la anisotropía en la filtración de materiales cohesivos.

Existe otro fenómeno que complica aún más el análisis de la anisotropía y se debe a su posible variación a lo largo del tiempo en que se desarrolla la percolación. Esto se debe a que dicho material, procedente de la trituración durante la compactación, una vez depositado y cubierto por las tongadas superiores, puede ser susceptible en algunos casos de ser lavado al circular cierto caudal de agua por el cuerpo de presa. Ello produciría una evolución temporal de la anisotropía, en función de la granulometría de la interfase entre tongadas y del valor del caudal de percolación.

Este fenómeno, extremadamente complejo de modelar y poco conocido en la actualidad por la falta de datos *in situ*, ha sido objeto dentro del trabajo de un análisis cualitativo, con una campaña de modelación numérica específica, simulando capas de pequeño espesor en las que la permeabilidad se reduce en órdenes de magnitud con respecto a la permeabilidad del resto del espaldón. No obstante, la anisotropía no ha sido considerada dentro de la metodología de diseño de las protecciones por lo que la aplicabilidad de ésta se limita a presas en las que el espaldón de escollera se pueda considerar como isótropo a efectos de filtración o bien a aquellas en que la distribución de presiones intersticiales sea conocida.

El patrón de filtración provocado por la anisotropía de la escollera será diferente en función del origen de la filtración accidental. Así, en una filtración por sobrevertido (Figura 52), cuando el caudal circulante parte desde la coronación de la presa, con una dirección ortogonal a la capa menos permeable, se verá interrumpido en su avance y se producirá un cambio de dirección en el interior del espaldón en la primera tongada de compactación, originando un vertido escalonado por el espaldón de la presa:

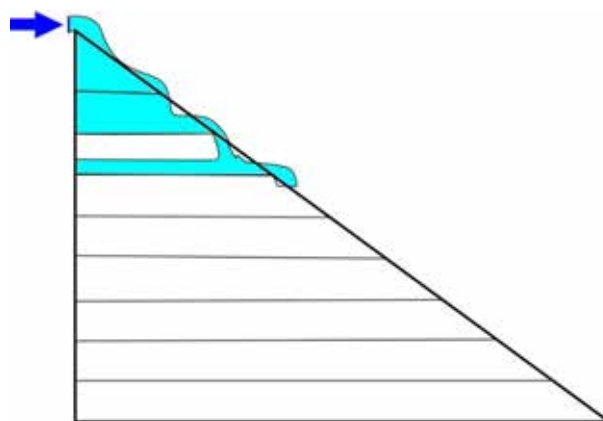


Figura 52. Patrón de movimiento en la filtración por sobrevertido en escollera con tongadas cuasi-impermeables.

Este mismo patrón se producirá en fallos del elemento impermeable a una altura intermedia de la presa, cuando las capas intermedias de transición (o el filtro) situado entre el elemento

impermeable y el espaldón de aguas abajo de la presa no existan o bien mantengan la anisotropía entre sus tongadas.

En el caso de que el origen de la filtración esté en la zona inferior el elemento impermeable de la presa (Figura 53), o de que los caudales de filtración estén conectados al cimiento a través de las capas de transición entre elemento impermeable y el espaldón, el efecto de la anisotropía será menos acusado que en el caso anterior, originando un patrón de filtración similar al de un material isótropo.

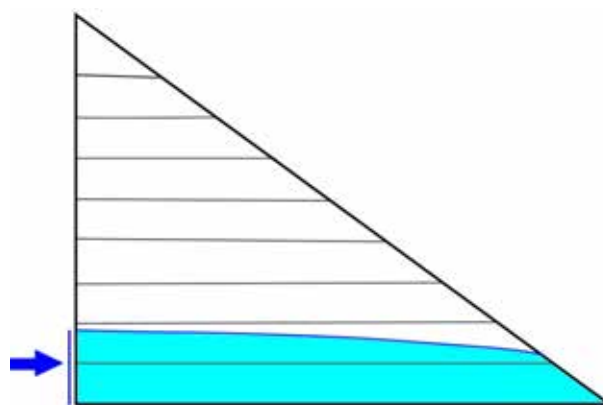


Figura 53 Patrón de movimiento en la filtración desde la base del elemento impermeable en escollera con tongadas cuasi-impermeables.

Para ilustrar estas ideas, se ha realizado un estudio paramétrico mediante una campaña de modelación numérica específica descrita en el apartado 3.4.2, variando la porosidad y el tamaño medio del material que forma la capa impermeable entre tongadas, suponiendo una relación fija entre el espesor de tongada y el de la interfase de material más fino.

3.3.3 Efecto de escala.

La eventual aplicación de los resultados obtenidos en ensayos de laboratorio a casos reales debe considerar el denominado como *efecto de escala*, originado por la imposibilidad física de escalar de acuerdo a las leyes de semejanza hidráulica todos los parámetros que influyen en un cierto fenómeno físico. El estudio del efecto de escala es una de las temáticas específicas de la línea de investigación sobre rotura de presas que actualmente está desarrollándose en el proyecto de investigación titulado: *Rotura del elemento impermeable de presas de materiales sueltos en situación de sobrevertido y análisis de protecciones combinando modelación física e inteligencia artificial*, correspondiente al Plan Nacional I+D+i 2008-2011, en el subprograma de Proyectos de Investigación Fundamental no Orientada, Programa Nacional de Proyectos de Investigación Fundamental, en el marco del VI Plan Nacional de Investigación Científica, Desarrollo e Innovación Tecnológica 2008-2011.

En la fecha de redacción de este trabajo, ya ha sido planificada la campaña de ensayos de estudio del efecto de escala que será realizada en el marco de dicho proyecto en las instalaciones del Laboratorio de Hidráulica del Centro de Estudios Hidrográficos del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

3.3.4 Identificación de parámetros.

Se ha realizado una recopilación de los parámetros que entran en juego en el fenómeno físico objeto de la investigación. Se han ordenado con el siguiente criterio:

- Parámetros geométricos. Sirven para definir la geometría de la presa, la protección y la forma de la cerrada.
- Parámetros propios del material.
- Parámetros hidráulicos

3.3.4.1 Parámetros geométricos

Longitud de coronación de la presa (W). Se define como la longitud de la presa limitada por ambos márgenes de la cerrada a cota de coronación. En los modelos tridimensionales se ha mantenido constante, con el valor de la anchura del canal experimental: 2,40 m.

Altura de la presa (H). Definida como la distancia entre la cota de cimentación y la coronación de la presa. Se utiliza como variable de referencia en la adimensionalización de los resultados.

Talud de aguas arriba de la presa (M). Se define como el talud de la presa por su lado de aguas arriba, medido sobre un plano perpendicular al eje de coronación. En el caso de impermeabilización con pantalla externa, el elemento se apoya en dicho talud.

Talud de aguas abajo de la presa (N). Se define como el talud de la presa por su lado de aguas abajo, medido sobre un plano perpendicular al eje de coronación. La superficie definida por el talud de aguas abajo de la presa constituye el contacto entre la protección y la presa.

Anchura de coronación (C). Es la longitud, medida transversalmente al eje de la presa, de la superficie horizontal que forma la coronación de la presa.

Área de la sección transversal de la presa (S). Se define como el área de la superficie correspondiente a la sección transversal del cuerpo de la presa o de su espaldón de aguas abajo, según el caso.

Altura de afección en el talud (H_d). Definida como la máxima altura alcanzada por los daños por deslizamiento en la presa (o en la protección), medida desde la solera del canal. Es un indicador del grado de afección asociado a un determinado caudal de filtración.

Longitud de coronación de la protección (W_b). Se define como la longitud de la protección a su cota más alta entre ambos márgenes de la cerrada. En los modelos bidimensionales esta longitud coincide con la longitud de coronación de la presa.

Altura de la protección (H_b). Definida como la distancia entre la cimentación de la protección y el punto más alto de la protección. Constituye la altura de presa que queda protegida frente al deslizamiento en masa.

Talud de la protección (N_b). Se define como el talud medido sobre un plano perpendicular al eje de la protección, por su lado de aguas abajo. Es un parámetro fundamental en el diseño de la protección frente al deslizamiento.

Anchura de la berma del repié de protección (B). Definida como la longitud, medida transversalmente al eje de la protección, de la superficie horizontal que forma la coronación de la protección.

Área de la sección transversal de la protección (S_b). Se define como el área de la sección transversal del repié de protección.

3.3.4.2 Parámetros propios del material²

Resistencia a cortante del material (τ_f). Es el cortante límite que puede resistir el material en un determinado plano antes de producirse un deslizamiento. Para su determinación se ha adoptado el criterio de rotura de *Mohr-Coulomb* con cohesión nula.

Ángulo de rozamiento interno (φ_i). Valor característico del rozamiento interno del material de presa.

Ángulo de rozamiento al reposo, (φ). Representa el ángulo entre el plano horizontal y la línea de máxima pendiente correspondiente a la superficie exterior de un apilamiento de un determinado material granular simplemente vertido, sin ningún tipo de compactación añadida. Ha sido medido *in situ* en los ensayos experimentales siguiendo el procedimiento indicado en 3.5.2.

² Los parámetros propios del material de protección son los mismos que se han definido para el material de la presa, y se designan con la mismos símbolos, añadiéndoles el subíndice "b".

Peso específico seco (γ_d). Definido como el peso de un volumen unidad de referencia formado por las partículas sólidas y los huecos que quedan entre ellas.

Peso específico de las partículas (γ_s). Definido como el peso por unidad de volumen de la partícula sólida, en estado masivo.

Peso específico saturado ($\gamma_{e,sat}$). Definido como el peso de un volumen unidad de referencia formado por las partículas sólidas y los huecos rellenos completamente por el agua.

Tamaño de partícula del material (D_i). Tamaño correspondiente a la abertura de tamiz que deja pasar el i % de la muestra, medido en peso.

Diámetro equivalente de la partícula (D_s). Diámetro de la esfera del mismo peso específico y volumen que el de la partícula en cuestión.

Coefficiente de uniformidad (C_u). Se define como la relación entre los tamaños d_{60} y d_{10} . Es un índice utilizado para medir el grado de uniformidad del material, que tiene influencia sobre el ángulo de rozamiento interno y sobre su permeabilidad.

Porosidad (n). Parámetro adimensional que relaciona el volumen de huecos (V_h) con el volumen total (V_t) de una muestra de material poroso (Ec. 49).

Coefficiente de proporcionalidad de la ley de resistencia lineal (K). Se define como el coeficiente que relaciona la velocidad de filtración (v) con el gradiente hidráulico (i) en un medio poroso con ley de resistencia lineal (ley de Darcy) expresado como (Ec. 56):

$$i = K \cdot v \quad \text{Ec. 56}$$

El coeficiente K , por lo tanto, es el inverso del coeficiente de permeabilidad Darcy (K_d) denominado habitualmente como *coeficiente de permeabilidad* o *permeabilidad*:

$$v = K_d \cdot i \quad \text{Ec. 57}$$

$$K = \frac{1}{K_d} \quad \text{Ec. 58}$$

Coefficientes de la ley de resistencia parabólica (a,b). Son los coeficientes, dependientes del material, que ajustan la ley de resistencia parabólica que relaciona el gradiente hidráulico y la velocidad de filtración.

$$i = a \cdot v + b \cdot v^2$$

Ec. 59

3.3.4.3 Parámetros hidráulicos

Peso específico del agua (γ_w). El peso específico del agua se ha considerado constante, de valor 9,8 KN/m³

Viscosidad dinámica del agua. N. Se ha considerado constante, de valor 1·10⁻³ Pa·s.

Presión intersticial (p). Es la presión del agua que está en los huecos del medio granular que constituye el dominio de filtración. Su importancia es máxima a la hora de evaluar la estabilidad frente al deslizamiento masa de un suelo, debido a que el aumento de la presión intersticial reduce la tensión efectiva entre las partículas y por tanto el valor de la resistencia a cortante.

Velocidad de filtración (v). Entendida como la velocidad media de filtración en el continuo. En 3.3.2.1 se incluye su definición y la relación de ésta con la velocidad de circulación del agua por los huecos del esqueleto sólido.

Gradiente hidráulico (i). Definido como la pérdida de carga por unidad de longitud a lo largo de la trayectoria de una línea de filtración.

Calados (z_i):

- Calado aguas arriba de la presa respecto al fondo del recinto de ensayo (z_1).
- Calado aguas abajo del modelo respecto al fondo del recinto de ensayo (z_2).
- Calado sobre el umbral del vertedero rectangular de medida de caudal (z_v).

Altura de la línea de saturación en el punto i (z_{ij}). En los ensayos se ha medido la línea de saturación en distintos puntos. El punto de medida es variable en distintos ensayos.

Altura de la línea de saturación sobre el espaldón de la presa (z_g). La altura de la línea de saturación sobre la solera correspondiente al caudal de diseño de la protección se adopta como dato principal en el dimensionamiento de la altura de la protección (H_b).

Caudal de filtración (Q_s). Se trata del caudal que circula por el cuerpo de la presa una vez estabilizado.

Caudal unitario de filtración (q_s). Caudal de filtración por unidad de longitud de coronación de la presa (W).

Caudal unitario de rotura de presa (q_{sp}). Representa el caudal unitario de filtración que rompe la presa sin protección. Se considera que la presa ha llegado a su rotura completa en el momento en el que la rotura alcanza la coronación de la presa. Este caudal se adopta como referencia para analizar el efecto de protección de las distintas soluciones adoptadas.

Caudal unitario de rotura de la protección (q_{sb}). Representa el caudal unitario de filtración que rompe la protección, manteniendo el espaldón de la presa sin daño. Se entiende que la protección llega a la rotura en el momento en que el deslizamiento alcanza la berma o cuando la rotura afecta al material de presa.

Caudal unitario de daños en la protección (q_{sbi}). Representa el caudal unitario mínimo que produce un nivel de daños determinado conforme al criterio de fallo definido en 3.5.3.1. Permite cuantificar el nivel de protección conseguida con cada una de las soluciones.

Caudal de diseño (Q_d). Caudal de diseño de la protección. Es el caudal límite que ha de resistir la protección sin que se produzcan daños en la presa.

3.3.5 Modelos de filtración

A continuación se describe la base teórica de los modelos de filtración que se han manejado en la tesis. En ambos modelos se ha considerado que el medio es continuo, homogéneo e isótropo. El tratamiento de la anisotropía local en escolleras blandas debida a la compactación ha sido ya expuesto en 3.3.2.

3.3.5.1 Modelo de filtración con ley de resistencia parabólica

En el estado del arte, se ha recopilado información sobre el fenómeno de la filtración en medios granulares isótropos de alta permeabilidad. La conclusión fundamental es que la ley de resistencia que gobierna la filtración cuando ésta se produce en medios granulares con movimiento turbulento y números de Reynolds entre 600 y 2000, es una ley cuadrática o parabólica. Por lo tanto, el gradiente hidráulico (i) y la velocidad de filtración (v) están relacionados según la Ec. 59.

La asignación de los coeficientes a y b de la Ec. 59, se realiza para cada material mediante ajustes empíricos, bien a través de ensayos (no estandarizados en la actualidad) en permeámetros de gran tamaño, o a través de formulaciones que relacionan estos coeficientes con otros parámetros del material y del fluido circulante. Este es el caso de la formulación de *Ergun*, que ha sido la utilizada en este trabajo y que relaciona a y b con la porosidad (n) y tamaño D_{50} del material granular (d_{50}) y con la densidad relativa (ρ_w) y viscosidad dinámica (ν) del fluido circulante (Ec. 60 y Ec. 61):

$$a = 150 \cdot \frac{(1-n)^2}{n^3} \cdot \frac{\nu}{d_{50}^2} \quad \text{Ec. 60}$$

$$b = 1,75 \cdot \frac{(1-n)}{n^3} \cdot \frac{\rho_w}{d_{50}} \quad \text{Ec. 61}$$

Esta formulación ha sido programada por CIMNE dentro del proyecto de investigación XPRES en un código de cálculo de libre utilización que permite la modelación numérica no lineal de la filtración. Este código de uso libre, denominado *Edgebased Levelset*, está integrado dentro de la plataforma *Kratos Multiphysics* (<http://www.cimne.upc.es/kratos/>). La base teórica de este software, que ha sido validado experimentalmente en el proyecto de investigación XPRES (Larese, Rossi et al. 2011; Larese, Rossi et al. 2012), se explica de forma resumida en el apartado 3.4.1.

Se ha realizado un estudio de sensibilidad de la formulación de Ergun respecto a los parámetros dependientes del material (porosidad y tamaño D_{50}), con el objetivo de analizar su variabilidad en el rango de gradientes hidráulicos que se pueden desarrollar en la filtración a lo largo del espaldón. Como ya se ha indicado en el estado del arte, el gradiente hidráulico máximo (i_{max}) que se puede producir en el pie de presa en el caso de que la cimentación se considere impermeable tiene el valor:

$$i_{max} = \frac{1}{N} \quad \text{Ec. 62}$$

Teniendo en cuenta que en presas de materiales sueltos con espaldón de escollera es muy improbable encontrar taludes inferiores a 1,3 el rango de variación normal será:

$$i_{max} \in [0; 0,77] \quad \text{Ec. 63}$$

Asimismo, en la bibliografía (Cruz, Lobo 2004; Cruz, Materón et al. 2009) se ha definido el gradiente hidráulico medio en la zona de salida del caudal de filtración en función del ángulo del talud de la presa con la horizontal, de la siguiente forma:

$$i_{med} = \frac{\text{sen}\varphi}{\cos\left(\frac{\varphi}{2}\right)} \quad \text{Ec. 64}$$

siendo:

$$\varphi = \arctg\left(\frac{1}{N}\right) \quad \text{Ec. 65}$$

Considerando este rango de gradientes hidráulicos y fijando una porosidad del material de 0,40, un valor habitual en escollera de tamaño uniforme, se tienen las siguientes leyes de resistencia con la formulación empírica de Ergun, en función de diferentes D_{50} del material:

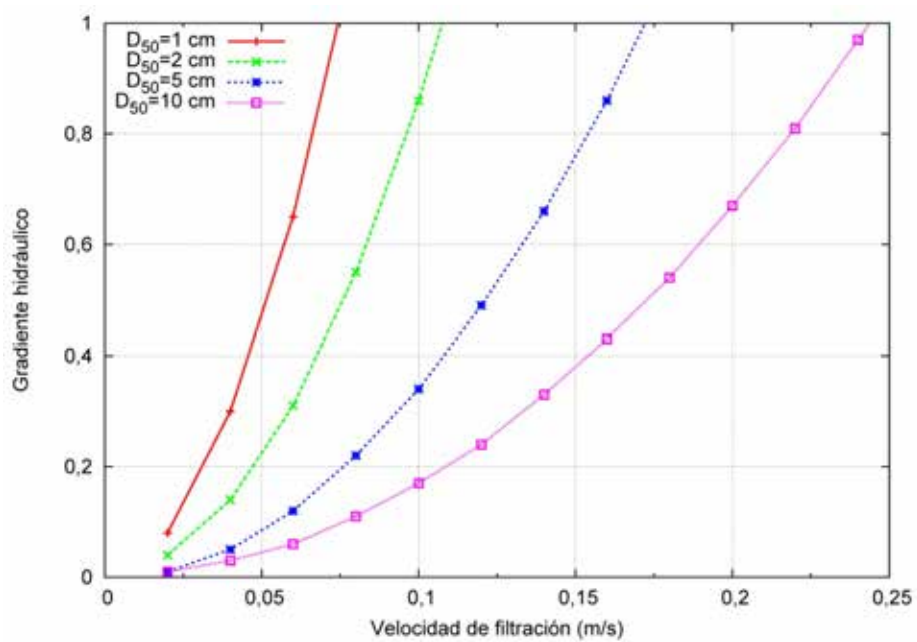


Figura 54. Ley de resistencia parabólica estimada mediante el modelo de Ergun para un material con porosidad 0,40 y distintos D_{50}

Análogamente, fijando esta vez el tamaño D_{50} de la partícula en 3,5 cm y variando las porosidades en el rango entre 0,2 y 0,4, se tiene:

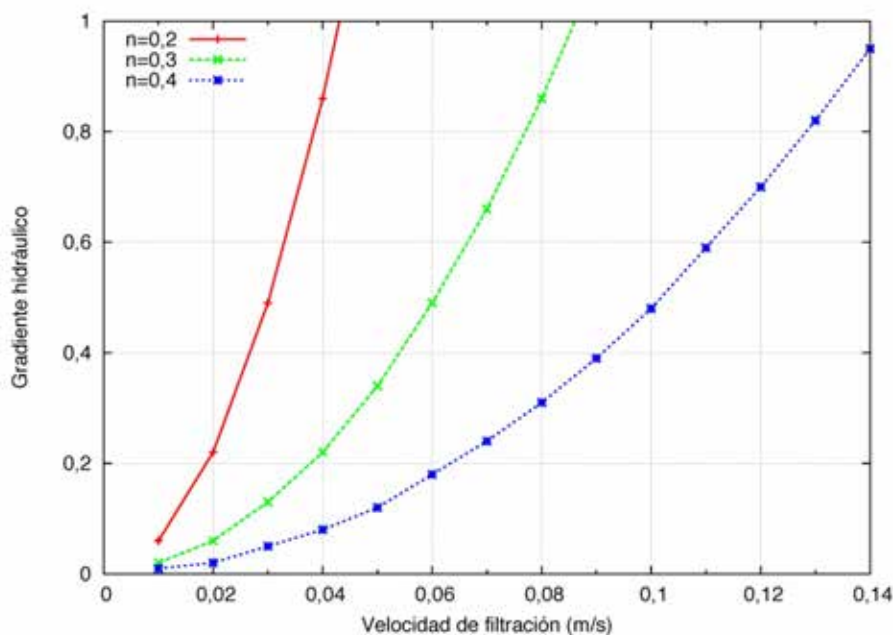


Figura 55. Ley de resistencia parabólica estimada mediante el modelo de Ergun para distintas porosidades en un material con $D_{50} = 3,5$ cm.

3.3.5.2 Modelo de filtración con ley de resistencia lineal (ley de Darcy)

La ley de resistencia lineal, más conocida como ley de Darcy (Ec. 56), es la formulación que utiliza la mayor parte de modelos numéricos de filtración que se manejan en la actualidad. Como se ha indicado en el estado del arte, Parkin y Toledo justifican que, si bien esta ley de resistencia no resulta aplicable a la modelación de la filtración en medios granulares con movimiento turbulento del fluido, en un análisis local, en la zona de salida del caudal filtrado, en las inmediaciones del pie de presa, con cimentación impermeable y material granular homogéneo e isótropo, las líneas isobaras calculadas con la ley de resistencia lineal resultan prácticamente coincidentes con las obtenidas con una ley parabólica, debido a la dirección de la velocidad de salida en esa zona, que resulta sensiblemente subhorizontal (Figura 15). En consecuencia se tiene que:

1. las líneas equipotenciales en el pie de presa se convierten en líneas subverticales y la presión de agua en cada punto, si se desprecia el calado de agua circulante por el exterior del talud, resulta ser la hidrostática, que al ser un máximo, resulta un valor conservador de cara a la evaluación de las presiones;
2. el gradiente en el pie de presa es máximo y dependiente únicamente de su talud.

Estas conclusiones resultan independientes de la ley de resistencia considerada en el modelo de filtración. Por lo tanto, en los modelos de filtración cuyo objetivo principal es obtener las presiones intersticiales en la zona del pie de presa, resulta válido considerar una ley de resistencia

lineal, circunstancia que simplifica enormemente el cálculo y permite ampliar el alcance de la utilización de esta metodología dentro de la comunidad técnica, mucho más familiarizada con el uso de ley de Darcy en los cálculos de redes de filtración.

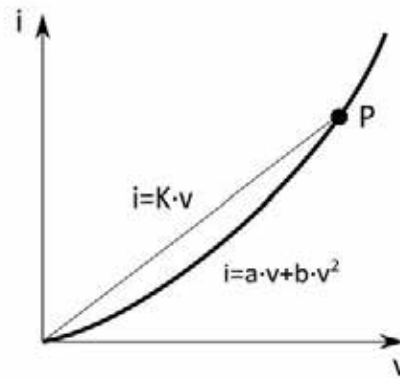


Figura 56. Comparación entre las leyes de resistencia parabólica y lineal

Al utilizar una ley lineal, existe un único punto (punto P, en la Figura 56) en el que coincide la relación entre el gradiente (i) y la velocidad de filtración (v) con respecto a la ley de resistencia parabólica (representada en la figura con trazo más grueso). Teniendo en cuenta este hecho, resultará necesario seleccionar el coeficiente de proporcionalidad (K) que mejor reproduzca el campo de velocidades y las presiones intersticiales en el pie de presa.

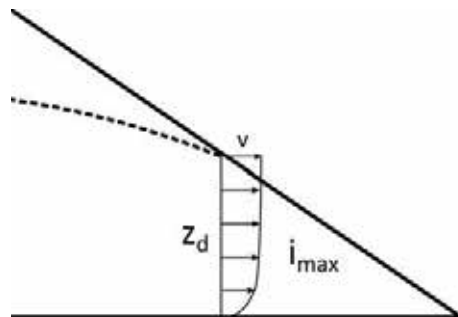


Figura 57. Esquema simplificado de la filtración en el punto de salida del espaldón

Para ello se proponen dos criterios alternativos dependiendo de la disponibilidad o no de ensayos de permeabilidad experimentales:

1. Criterio experimental. En caso de disponer de ensayos de permeabilidad experimentales, resulta preferible estimar la permeabilidad lineal de forma directa, mediante el ajuste de datos de presiones medidos en distintos puntos del dominio, sin acudir a modelos empíricos teóricos, como sería en nuestro caso el modelo de Ergun.
2. Criterio simplificado. En caso de no disponer de ensayos de calibración experimentales, el criterio que se propone es suponer que el valor del gradiente hidráulico en el pie de presa es el gradiente máximo teórico (Ec. 62 y Figura 57), y a partir de la velocidad de filtración

correspondiente a la ley parabólica (v_{max}), cuyos coeficientes pueden ser obtenidos bien experimentalmente o bien por la formulación de Ergun, deducir el coeficiente de proporcionalidad lineal (K) que relaciona ambos valores. De esta forma, a un material con porosidad n y diámetro D_{50} situado en un talud N y sometido a filtración de agua con viscosidad (ν) y densidad (ρ_w) se le asignará el siguiente coeficiente de proporcionalidad en los modelos:

$$K = \frac{1}{K_d} = \frac{i_{max}}{v_{max}} = \frac{1/N}{\frac{-a + \sqrt{a^2 + 4 \cdot \frac{b}{N}}}{2 \cdot b}} = \frac{2 \cdot b}{N \cdot \left(-a + \sqrt{a^2 + 4 \cdot \frac{b}{N}}\right)} \quad \text{Ec. 66}$$

Siendo a y b las constantes de la ley parabólica obtenidas mediante ensayo en permeámetro o bien deducidas de la Ec. 60 y Ec. 61 a partir de n y D_{50} .

A modo de ejemplo, se incluyen las estimaciones del coeficiente de permeabilidad lineal realizadas con este criterio en función del diámetro de la partícula y de la porosidad. De esta forma, fijando el valor de la porosidad en 0,40, la permeabilidad varía en función del tamaño D_{50} de la partícula según la Figura 58:

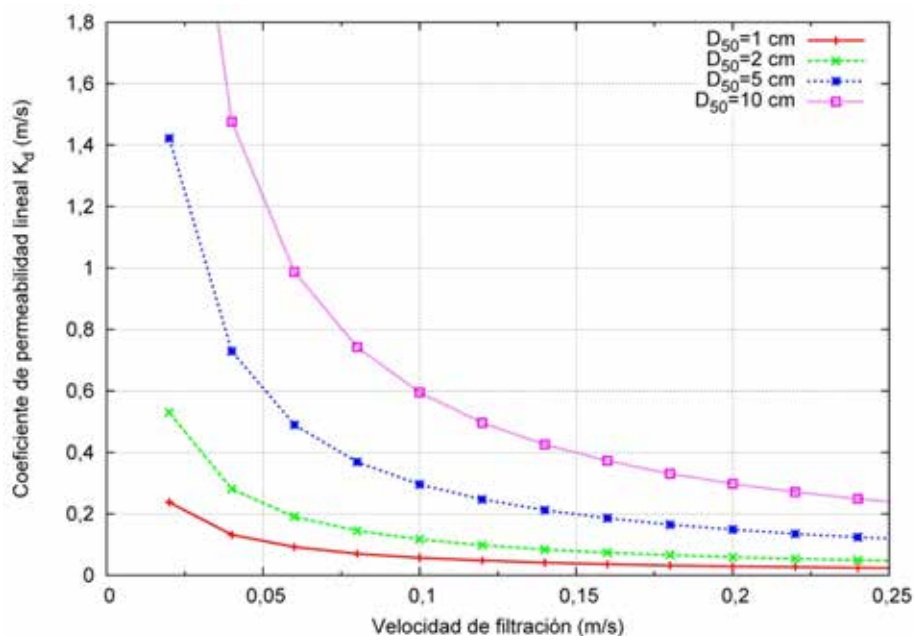


Figura 58. Coeficiente de permeabilidad lineal de un material de porosidad 0,40 en función de la velocidad de filtración y el tamaño D_{50} .

Por el contrario, si se fija el tamaño D_{50} de la partícula en 3,5 cm, se tiene una variación del coeficiente de permeabilidad lineal según se muestra en la Figura 59.

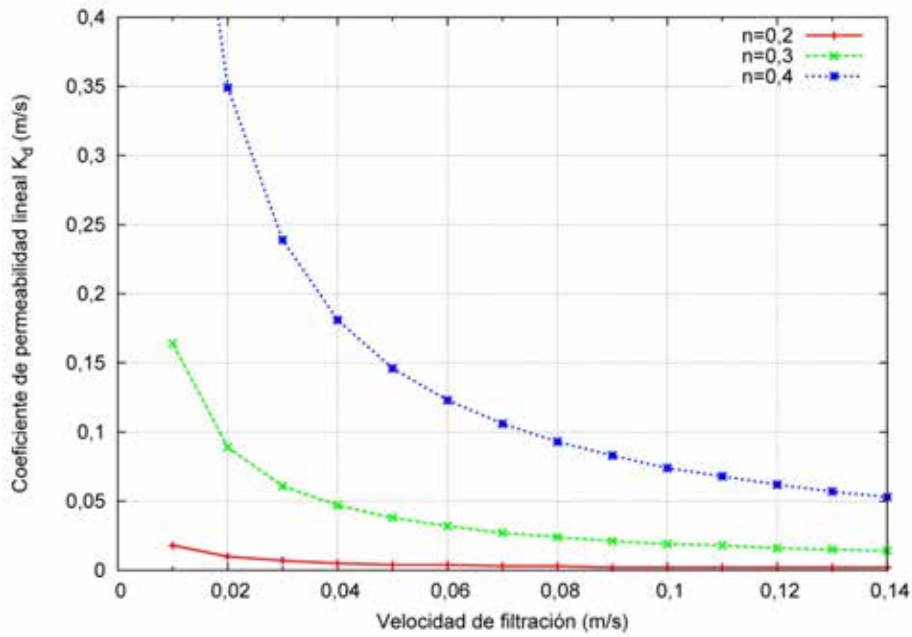


Figura 59. Coeficiente de permeabilidad lineal de un material de tamaño $D_{50}=3,5$ cm en función de la velocidad de filtración y la porosidad.

En un caso concreto, fijando la porosidad en 0,40, para distintos valores del talud de aguas abajo, el coeficiente de permeabilidad lineal correspondiente al gradiente máximo, en función de distintos tamaños medios del material queda representado en la Figura 60:

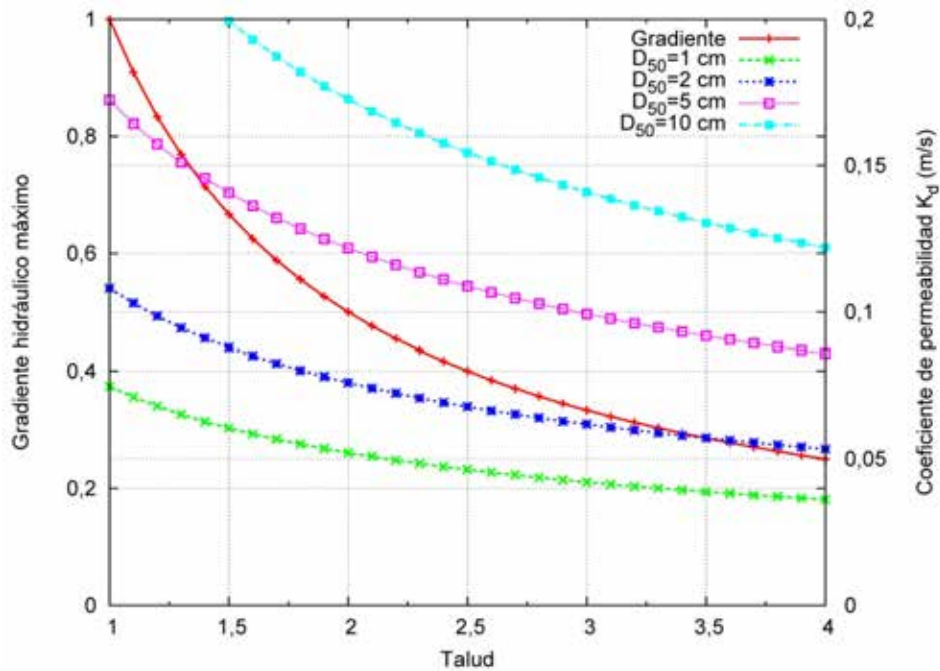


Figura 60. Coeficiente de permeabilidad y gradiente máximo en función del talud con porosidad 0,40 y distintos tamaños D_{50} .

La figura análoga a la anterior, fijando en este caso el tamaño D_{50} del material en 3,5 cm, en función del talud y la porosidad se puede ver en la Figura 61:

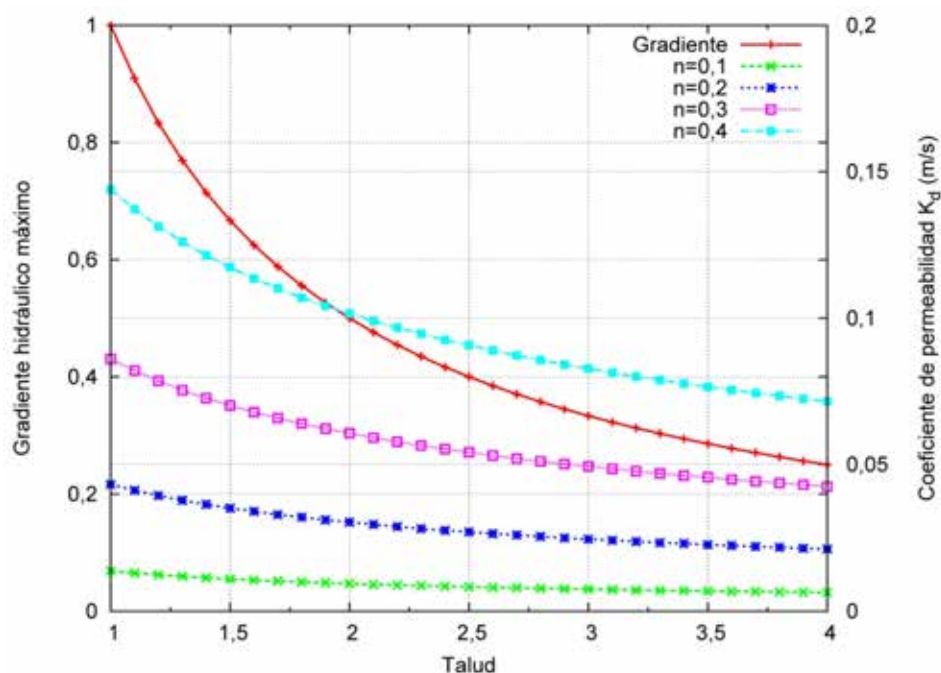


Figura 61. Coeficiente de permeabilidad y gradiente máximo en función del talud para un tamaño $D_{50}=3,5$ cm y diferentes porosidades.

3.4. Modelación numérica

3.4.1 Códigos de cálculo utilizados

3.4.1.1 Modelos numéricos de filtración con ley de resistencia no lineal

Código Kratos Edgebased levelset

La modelación numérica de la filtración no lineal se ha realizado mediante el código numérico *Edgebased levelset* desarrollado por el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE) dentro del proyecto XPRES.

Edgebased levelset es un código abierto de elementos finitos que ha sido desarrollado dentro de la plataforma de software denominada *Kratos*. El lenguaje de programación es C++ y resulta aplicable a la modelación de problemas de interacción fluido-estructura y fluido-medio granular. El código consiste en una formulación de tipo euleriano en tres dimensiones que, en el caso de la filtración, permite discriminar entre un medio poroso, definido por los nodos con porosidad inferior a 1, y el medio libre, cuyos nodos tienen asignada una porosidad igual a 1. El medio poroso queda caracterizado además por el tamaño D_{50} de sus partículas. Con estos valores nodales y las condiciones de contorno impuestas al problema se resuelven las ecuaciones de Navier-Stokes para fluidos incompresibles que representan la conservación del momento y la conservación de la masa.

$$\rho \partial_t v + \rho \bar{v} \cdot \nabla v + n \nabla p - \nu \Delta v + D - \rho b n = 0 \quad \text{Ec. 67}$$

$$\nabla \cdot v = 0 \quad \text{Ec. 68}$$

El término D (Ec. 67 y Ec. 69) engloba la ley de resistencia de medio poroso que considera la disipación de energía en la interacción entre las partículas del medio granular y el fluido.

$$D = \frac{\nu}{k} v + \frac{1,75}{\sqrt{150}} \cdot \frac{\rho}{\sqrt{k}} \cdot \frac{|v|}{n^{3/2}} v \quad \text{Ec. 69}$$

siendo k :

$$k = \frac{n^3 \cdot d_{50}^2}{150 \cdot (1 - n)^2} \quad \text{Ec. 70}$$

El término D se anula cuando la porosidad n es igual a 1, quedando las ecuaciones de Navier Stokes expresadas en su forma habitualmente conocida en la mecánica de fluidos. La superficie libre del fluido se obtiene mediante el algoritmo de cálculo denominado *levelset*. Las referencias bibliográficas del código se encuentran en el estado del arte del trabajo.

El código, en la fase de pre-proceso, requiere utilizar un programa para la creación de la geometría, del mallado y para la imposición de condiciones y parámetros del modelo. En la fase de post-proceso se realiza la evaluación y tratamiento de los resultados. El programa utilizado para ambas fases ha sido GID, desarrollado también en CIMNE con licencia donada por este centro durante el desarrollo del proyecto XPRES.

3.4.1.2 Modelos numéricos de filtración con ley de resistencia lineal

Código SEEP/w

SEEP/w es un programa basado en el método de los elementos finitos que permite modelar el movimiento de agua y la distribución de la presión intersticial en materiales porosos cuyo comportamiento responda a la ley de Darcy (Krahn 2004). El programa puede realizar cálculos en régimen permanente o variable, en medios parcial o totalmente saturados.

El programa utiliza un código de malla fija, de tipo euleriano, que resuelve la ecuación de Laplace (Ec. 71) que gobierna la filtración lineal en dos dimensiones:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_{dx} \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_{dy} \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad \text{Ec. 71}$$

siendo:

h , la carga hidráulica definida como:

$$h = z + \frac{p}{\gamma_w} \quad \text{Ec. 72}$$

z , la cota del punto

p , la presión intersticial

γ_w , el peso específico del agua

K_{dx} , el coeficiente de permeabilidad de Darcy en la dirección x

K_{dy} , el coeficiente de permeabilidad de Darcy en la dirección y

Q , el caudal de entrada

θ , el contenido volumétrico de agua

En el caso de modelos estacionarios, que han sido los utilizados en la tesis, la Ec. 71 quedaría simplificada de la siguiente forma:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_{dx} \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_{dy} \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) + Q = 0 \quad \text{Ec. 73}$$

Para resolver un caso determinado, se debe definir la geometría del problema mediante la construcción de la malla de elementos finitos, las propiedades de los materiales y las condiciones de contorno en el módulo de preproceso (módulo *DEFINE*). Una vez definido el problema, el cálculo numérico de las ecuaciones (Ec. 73), se realiza mediante la aplicación *SOLVE*. El módulo de postproceso, donde se visualizan los resultados del cálculo, se denomina *CONTOUR*.

3.4.1.3 Estabilidad frente al deslizamiento en masa.

Cálculos mediante métodos de equilibrio límite.

Entre los distintos métodos de cálculo de la estabilidad frente al deslizamiento en masa se han impuesto en la práctica ingenieril los denominados *métodos de equilibrio límite*. Estos métodos han sido sancionados por la práctica y se han considerado válidos a la hora de evaluar el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento en masa de las presas de materiales sueltos. Esta razón ha llevado a que las distintas normativas de seguridad de presas consideren estos métodos y, en concreto, el método de Bishop, como el método de referencia para la determinación de los coeficientes de seguridad a exigir a las presas de materiales sueltos.

El método de Bishop utiliza superficies de rotura circulares y considera parcialmente la interacción entre las fajas de cada círculo de deslizamiento (Bishop 1954). En el caso de materiales no cohesivos, caracterizados por deslizamientos planos, el método de Bishop es aplicable con radios de curvatura elevados, ya que los resultados tienden asintóticamente hacia el deslizamiento plano a medida que dicho radio tiende a infinito. Debido a la sencillez y la validación práctica de este método, se ha utilizado como metodología aproximada de análisis dentro de la campaña de calibración y análisis de daños. El software utilizado ha sido el SLOPE/w (Krahn 2004) de la casa GEOSLOPE International Ltd.

Cálculo de la estabilidad el deslizamiento de taludes de medios granulares en condiciones de saturación completa.

El cálculo de la estabilidad de materiales granulares no cohesivos en condiciones de saturación completa provocada por percolación se realizará aplicando la formulación propuesta por Toledo (Ec. 31). Esta formulación ha sido validada experimentalmente en una campaña específica incluida dentro de este trabajo, lo que justifica su aplicabilidad a casos en los que el talud a calcular esté sometido a presiones intersticiales próximas a la hidrostática. En el caso de las protecciones en forma de repié, la condición de diseño se ha fijado precisamente en asegurar la estabilidad en condiciones de saturación por lo que la hipótesis de cálculo resulta ajustada a la formulación propuesta. Esta formulación con coeficiente de subpresión $\beta=1$ considera presiones intersticiales hidrostáticas, que suponen un límite superior de la presión en flujos de superficie libre. Por lo tanto, el cálculo del talud que resulta estable, bajo un determinado coeficiente de seguridad, no requiere la realización de modelos de filtración, lo que simplifica en gran medida la metodología de dimensionamiento.

3.4.2 Condiciones de contorno.

Las condiciones de contorno aplicadas a los modelos numéricos se han establecido de forma que exista la mayor correspondencia posible entre la modelación física en laboratorio y la modelación numérica.

Así, en el modelo físico, las paredes y la solera del canal de ensayo, así como los distintos elementos de impermeabilización utilizados, se pueden considerar impermeables e infinitamente rígidos en comparación con el medio poroso.

Las paredes y solera del canal provocan una discontinuidad tanto en la filtración, por la distinta micro y macro rugosidad, como en el ángulo de rozamiento interno por lo que, numéricamente, se ha tratado de acotar el análisis a un caso bidimensional, paralelo a las paredes por el eje del canal. En el caso del cálculo de filtración tridimensional, correspondiente a la campaña del efecto de la forma de la cerrada, el procedimiento utilizado ha sido el considerar resultados correspondientes a dicho plano.

Las condiciones de contorno que se han considerado en los modelos numéricos de filtración son las siguientes.

3.4.2.1 Modelos de filtración lineal.

En el caso de modelación de la filtración en la presa y protección con ley de resistencia lineal el dominio se divide en dos subdominios, denominados en la Figura 62 como 1 (presa) y 2 (protección), a los que se les impone las siguientes condiciones de contorno (Figura 63):

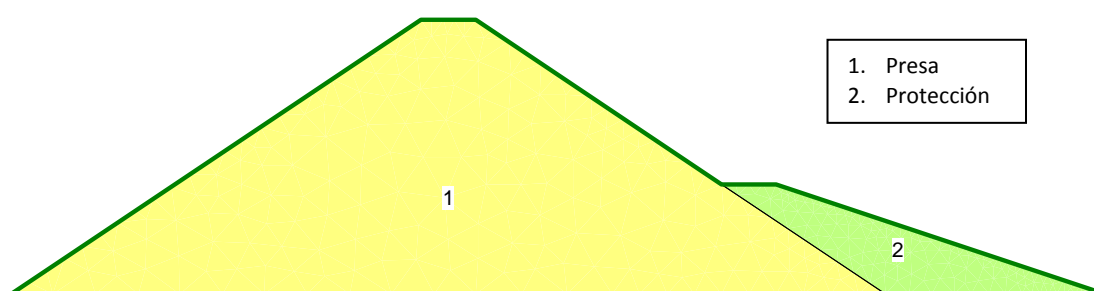


Figura 62. Modelo de filtración. Dominio de cálculo.

1. Condición de contorno impermeable (condición tipo Neumann), definida como caudal unitario normal igual a cero en los bordes de los elementos que coinciden con el elemento impermeabilizante y la solera del recinto (triángulos y líneas en azul en la Figura 63)

2. Condición de salida de caudal en el talud de aguas abajo (condición tipo Dirichlet), cuyo valor final se fija automáticamente en el proceso iterativo de cálculo (triángulos con relleno blanco en la Figura 63). Sobre el talud se ha considerado presión atmosférica en todos los casos.
3. Condición de entrada de caudal normal al contorno (condición tipo Neumann), en el nodo de coronación inmediatamente posterior a la pantalla (resaltado con la flecha en la figura Figura 63), en los modelos de calibración y análisis de daños. En este nodo se fija el valor del caudal unitario que se incorpora al dominio o caudal unitario de sobrevertido, en m^2/s .

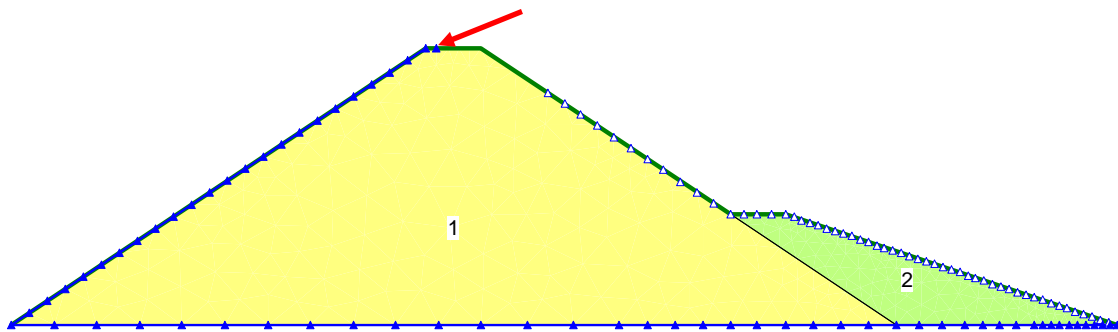


Figura 63. Modelo de filtración. Condiciones de contorno

Donde no se especifica condición de contorno alguna el programa de cálculo considera contorno impermeable, equivalente a la condición 1 de las anteriormente indicadas. Todos los modelos de filtración lineal son bidimensionales.

3.4.2.2 Modelos de filtración no lineal

Las condiciones de contorno en los modelos de filtración no lineal se fijan de forma análoga. En este caso, el dominio se ha simplificado para disminuir el número de elementos finitos y con ello, el tiempo de cálculo que en los casos tridimensionales es muy elevado. El esquema del modelo (Figura 64) es un conjunto de subdominios, el marcado como 1 es un recinto vacío, sin material granular, y el 2 y 3 constituyen los dominios de filtración propiamente dichos.

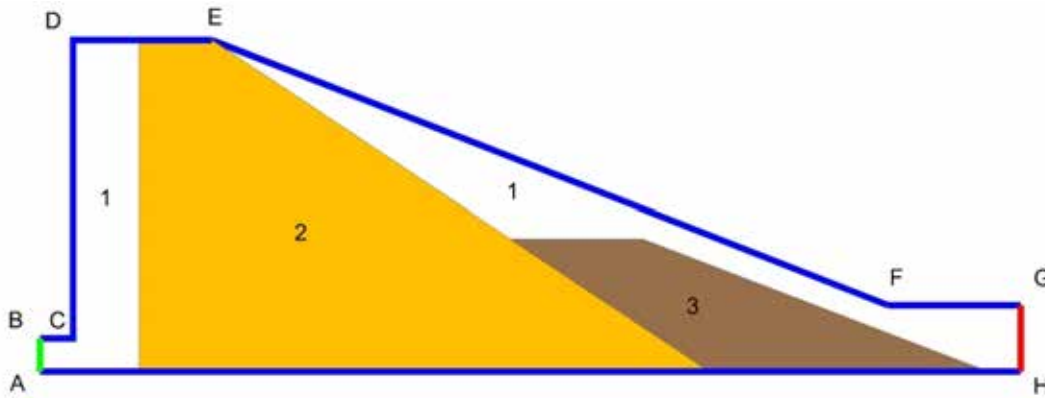


Figura 64. Esquema del modelo numérico de filtración no lineal

Las condiciones de contorno que se han utilizado son las siguientes:

1. Condición de contorno impermeable en los contornos BCDEFG y AH, marcados en color azul. Esta condición impone caudal unitario normal igual a cero en el límite superior del modelo y en la solera del recinto. La interfase entre los recintos 1 y 2 se considera como una línea perfectamente permeable, que delimita el dominio presa. Análogamente sucede en la interfase entre los recintos 1 y 3. No se ha considerado la pérdida de carga hidráulica debida al rozamiento del fluido con los contornos del canal.
2. Condición de entrada de caudal normal al contorno, en el contorno AB (resaltado en verde en la Figura 64) donde se fija el valor de la velocidad de entrada del fluido que se incorpora al dominio o caudal unitario de sobrevertido, en m^2/s , cuando se multiplica por la longitud del segmento AB.
3. Condición de salida de caudal en el extremo de aguas abajo GH, marcado en color rojo en la Figura 64, con presión asignada igual a la atmosférica.

En el caso de los modelos en tres dimensiones las condiciones de contorno y el dominio son análogos a los descritos en este epígrafe añadiendo la nueva dimensión ortogonalmente al plano del dibujo. Las condiciones de contorno aplicadas a las líneas, se aplican en este caso a las superficies. Aparecen los contornos laterales, correspondientes a las paredes del canal de ensayo, que serán consideradas impermeables, con la misma condición de borde que la solera del canal. Como es natural, en los modelos tridimensionales el dominio de cálculo es un volumen.

3.4.2.3 Cálculo de estabilidad por el método de equilibrio límite

Esta metodología de cálculo no se basa en el método de los elementos finitos por lo que no necesita para su resolución la aplicación de métodos numéricos que aproximen la integración de

ecuaciones diferenciales. Por lo tanto, la condición de contorno en este método de cálculo tiene un significado totalmente diferente.

Sin embargo, también existe el condicionante del contorno, especialmente en la cimentación de la sección de cálculo. Como se ha indicado anteriormente, el cimiento se considera como un contorno rígido, lo que implica que no se produzcan deslizamientos profundos en el pie de la presa.

3.4.3 Descripción de las campañas de modelación numérica

Los casos desarrollados mediante modelación numérica se han agrupado en una serie de campañas temáticas, en función del objetivo perseguido en cada una de ellas. Estas campañas son las siguientes:

- Campaña de calibración y análisis de daños. Enfocada a estudiar los daños en distintas protecciones con materiales y condiciones controladas en laboratorio. Esta campaña llevó asociada una campaña de modelación física realizada en paralelo. La disponibilidad de datos experimentales facilitó la calibración del modelo y se extrajeron conclusiones sobre algunos de los parámetros fundamentales para el dimensionamiento de la protección como son su altura, talud y la relación entre la permeabilidad de la presa y de la protección.
- Campaña de estudio de la anisotropía. Cuyo objetivo principal fue analizar la anisotropía localizada en los planos superiores de las tongadas debido al cambio en la granulometría provocada por la compactación.
- Campaña de análisis del efecto de la berma. Dedicada a extraer conclusiones sobre el efecto que la anchura de la berma produce sobre la estabilidad del conjunto presa-protección en situación de percolación, sin tener en cuenta la circulación externa por el espaldón de la presa en cotas superiores a la de la propia berma del repié.
- Campaña de análisis del efecto de la forma de la cerrada. En esta campaña se buscó analizar el efecto que produce la forma de la cerrada sobre el estado de saturación del espaldón de aguas abajo de la presa.

Además de estas campañas se realizaron modelos numéricos específicos durante la verificación experimental del procedimiento de diseño que quedan detallados en el apartado 3.7 y en el capítulo 7. A continuación se describe de forma detallada la metodología de cada una de estas campañas:

3.4.3.1 Campaña de calibración y análisis de daños

La campaña de calibración y análisis de daños ha tenido un doble objetivo. En primer lugar, obtener un modelo numérico calibrado de la filtración de los materiales utilizados en los ensayos de la campaña experimental del mismo nombre. En segundo lugar, analizar en ella la viabilidad de aplicación de métodos de equilibrio límite para evaluar las condiciones de estabilidad de una serie de protecciones de escolleras tipo repié.

Para ello se realizó un modelo de filtración lineal estacionario de una serie de caudales de filtración y un modelo de estabilidad por el método de equilibrio límite de Bishop, considerando círculos de deslizamiento superficiales, cuyo valor del coeficiente de seguridad tiende asintóticamente al valor de un deslizamiento superficial plano.

Los modelos numéricos se realizaron inmediatamente después de la campaña experimental del mismo nombre, una vez finalizados los ensayos en modelo físico incluidos en ella. Se modelaron únicamente los casos en que no se produjo deslizamiento en masa y además el caso correspondiente al primer escalón de caudal en que se detectó un deslizamiento. La modelación tras el inicio de la rotura requeriría un modelo acoplado, evolutivo y tridimensional de la filtración, la erosión y la estabilidad en masa, mucho más complejo, que no es objeto del presente trabajo y que actualmente está en desarrollo por parte del *Centro Internacional de Métodos Numéricos en la Ingeniería (CIMNE)* dentro del proyecto eDams.

El modelo numérico de filtración se ha calibrado en dos fases, para aislar el comportamiento de cada uno de los materiales utilizados: el material de presa (E), por un lado, y el material de protección, por otro. En primer lugar se calibró el modelo de filtración con el ensayo denominado " $H_b^* = 0$. Presa sin protección", que utiliza únicamente el material de presa de tamaño $D_{50} = 3,5$ cm. Para la calibración se utilizaron los datos correspondientes al escalón con caudal unitario inferior, con el objeto de que la geometría de la presa no hubiera sido alterada significativamente por los arrastres de las partículas en su pie. La variable de ajuste ha sido la presión intersticial y para ello se han utilizado las medidas de los piezómetros disponibles situados en la base de la presa (filas 8, 9 y 10), descritos en 3.5.1.3. Se ha determinado la permeabilidad del material que permite un mejor ajuste de los valores de la presión intersticial medidos.

Una vez obtenido el modelo numérico de filtración se realizó el cálculo de estabilidad de algunos de los casos ensayados en el laboratorio por el método de equilibrio límite y, en particular, el método de Bishop con el objeto de comparar si el método y los experimentos ofrecen resultados congruentes. La comprobación consistió en verificar si se producía o no inestabilidad en masa en

la protección ensayada en el experimento cuando el coeficiente de seguridad calculado quedaba por debajo de la unidad.

En los modelos realizados, se han tanteado un número variable de centros y radios (ejemplo en Figura 65) dependiendo de cada caso.

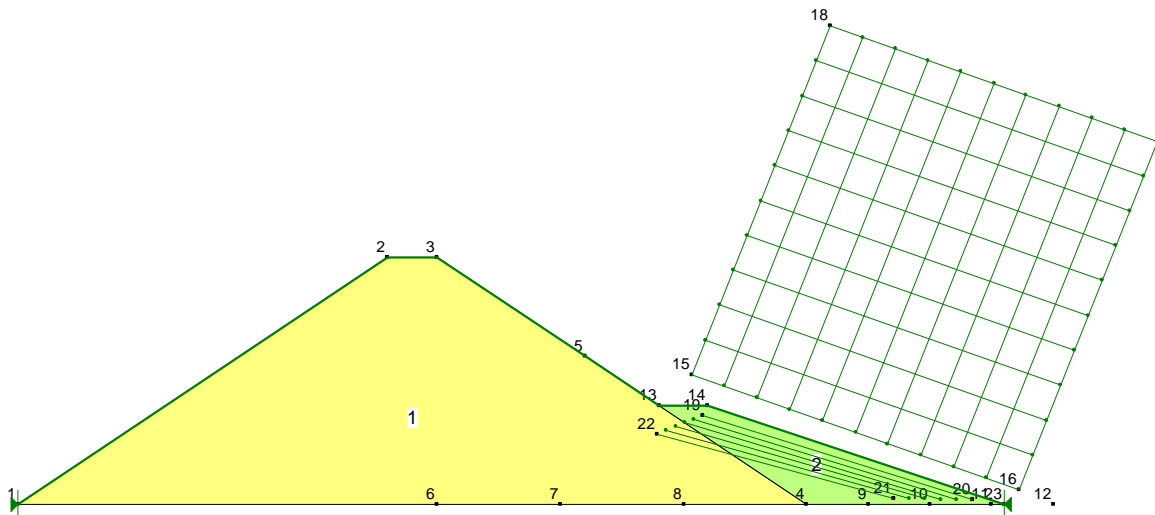


Figura 65. Ejemplo de planteamiento de un modelo de estabilidad

Los datos de pesos específicos y de ángulo de rozamiento al reposo se han tomado como el promedio de los obtenidos mediante ensayo (3.5.3.1). La solera del canal de ensayo se ha considerado rígida a efectos del cálculo de estabilidad.

De acuerdo con todo lo anterior, los casos y escalones de caudal de los ensayos en laboratorio que fueron modelados numéricamente han sido los siguientes:

Caso	N_b	H_b^*	Escalón	q_s (l/s/m)
$H_b^* = 0$. Presa sin protección	---	---	1	6,11
$H_b^* = 0$. Presa sin protección	---	---	2	13,15
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 1,5$	1,5	0,6	1	4,31
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 1,5$	1,5	0,6	2	9,54
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 1,5$	1,5	0,6	3	19,05
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,2$	2,2	0,6	1	3,62
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,2$	2,2	0,6	2	7,62
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,2$	2,2	0,6	3	12,73
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,2$	2,2	0,6	4	20,98
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 3,0$	3,0	0,6	1	1,85
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 3,0$	3,0	0,6	2	5,54
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 3,0$	3,0	0,6	3	14,32

$H_b^* = 0,6. N_b = 3,0$	3,0	0,6	4	21,39
$H_b^* = 0,6. N_b = 3,0$	3,0	0,6	5	27,27
$H_b^* = 0,6. N_b = 3,0$	3,0	0,6	6	37,65
$H_b^* = 0,4. N_b = 1,5$	1,5	0,4	1	5,25
$H_b^* = 0,4. N_b = 1,5$	1,5	0,4	2	12,15
$H_b^* = 0,4. N_b = 1,5$	1,5	0,4	3	20,41
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,2$	2,2	0,4	1	6,33
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,2$	2,2	0,4	2	12,39
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,2$	2,2	0,4	3	19,40
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,2$	2,2	0,4	4	24,49
$H_b^* = 0,4. N_b = 3,0$	3,0	0,4	1	6,20
$H_b^* = 0,4. N_b = 3,0$	3,0	0,4	2	13,20
$H_b^* = 0,4. N_b = 3,0$	3,0	0,4	3	19,12
$H_b^* = 0,4. N_b = 3,0$	3,0	0,4	4	23,59
$H_b^* = 0,4. N_b = 3,0$	3,0	0,4	5	30,55
$H_b^* = 0,4. N_b = 3,0$	3,0	0,4	6	37,73

Tabla 5. Ensayos de la campaña de calibración y análisis de daño modelados numéricamente

Además de la comparación con los ensayos experimentales se ha realizado una ampliación de los casos modelados numéricamente con el objetivo de analizar la evolución de los coeficientes de seguridad y los patrones de daño que sufre la protección en distintas condiciones de saturación.

En esta campaña, en la que se han mantenido fijos los materiales de la presa y de la protección, se ha estudiado fundamentalmente el efecto de la altura (H_b) y el talud (N_b) de la protección sobre el coeficiente de seguridad al deslizamiento.

3.4.3.2 Campaña de estudio de la anisotropía

El objetivo de la campaña es ampliar el conocimiento acerca de la viabilidad de analizar numéricamente el efecto que la anisotropía, producida en los planos de compactación entre tongadas (ver 3.3.2), produce sobre la filtración en el espaldón de escollera.

En este tipo de análisis existe la posibilidad de considerar una anisotropía uniforme en todo el dominio, pero esta hipótesis puede implicar en algunos casos una simplificación excesiva, que afectaría al patrón de movimiento del agua en la filtración, especialmente en presas pequeñas, donde la relación entre la altura de tongada y la altura de la presa es más alta. Otra posibilidad es incluir en el dominio de análisis planos horizontales de discontinuidad en la permeabilidad del material. La campaña se ha subdividido en dos, conforme a ambos esquemas conceptuales.

Modelos con espaldón homogéneo.

Los modelos con espaldón homogéneo se han realizado considerando el espaldón de aguas abajo como un medio continuo y homogéneo y asignando un coeficiente de anisotropía (k_r) al conjunto, entendiendo este coeficiente como la relación:

$$k_r = \frac{k_{dy}}{k_{dx}} \quad \text{Ec. 74}$$

siendo:

k_{dy} , el coeficiente de permeabilidad de Darcy según el eje y

k_{dx} , el coeficiente de permeabilidad de Darcy según el eje x

En este caso, el objetivo de los modelos es realizar un estudio de sensibilidad sobre la relación entre el coeficiente de anisotropía considerado y el nivel de saturación en la presa. Para ello, se ha tomado como base uno de los casos experimentales, cuya permeabilidad fue calibrada in situ en la campaña de modelación física denominada *Calibración y análisis de daños*. Con el valor de esta permeabilidad (0,163 m/s), calibrada experimentalmente, se ha considerado una variación del coeficiente de anisotropía dando lugar a los siguientes casos:

Nombre del caso	Coeficiente de anisotropía k_r	Coeficiente de permeabilidad horizontal k_{dy} (m/s)
Isótropo_kr_1	1	$1,63 \cdot 10^{-1}$
Anil_kr_0,50	$5 \cdot 10^{-1}$	$8,15 \cdot 10^{-2}$
Anil_kr_0,20	$2 \cdot 10^{-1}$	$3,26 \cdot 10^{-2}$
Anil_kr_0,10	$1 \cdot 10^{-1}$	$1,63 \cdot 10^{-2}$
Anil_kr_0,05	$5 \cdot 10^{-2}$	$8,15 \cdot 10^{-3}$
Anil_kr_0,04	$4 \cdot 10^{-2}$	$6,52 \cdot 10^{-3}$
Anil_kr_0,03	$3 \cdot 10^{-2}$	$4,89 \cdot 10^{-3}$

Tabla 6. Factor de anisotropía de los casos de filtración con espaldón homogéneo y ley de resistencia lineal.

Modelos con espaldón heterogéneo.

En estos modelos se han planteado una serie de variaciones sobre el modelo de filtración homogéneo, con el objeto de simular distintas capas horizontales con propiedades diferentes al resto del material que forma el espaldón (líneas horizontales intermedias en la Figura 66). Se trata de una serie de modelos de un espaldón de material granular de 1 m de altura y talud 1,5. El número de tongadas considerado ha sido 10, con espesores de 10 cm. Las características de este material se han mantenido fijas con una porosidad (n) de 0,4 y un tamaño D_{50} de 3,5 cm. Entre las tongadas se han insertado 9 capas horizontales de 1,25 cm de espesor (Figura 66) con unas propiedades del material distintas, reduciendo su diámetro y porosidad hasta los valores máximos compatibles con la convergencia del modelo. La ley de resistencia considerada ha sido no lineal asumiendo la formulación de Ergun para estimar los coeficientes de la ley parabólica (Ec. 9).

Dentro de cada una de las capas que componen el modelo el material es considerado homogéneo e isótropo.

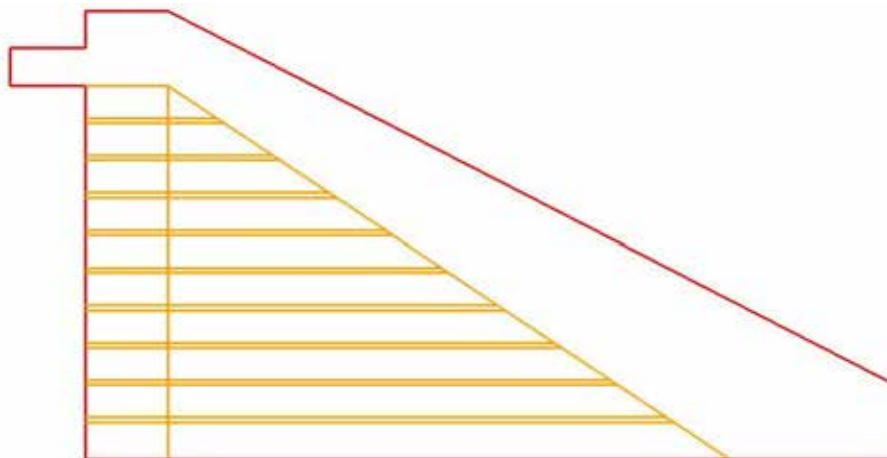


Figura 66. Dominio de cálculo en el modelo de filtración con capas semipermeables

El dominio se ha discretizado en una malla de elementos finitos con sus tamaños máximos limitados por cada tipo de material, para permitir que en las capas de menor espesor se disponga de al menos 3 elementos en vertical (Figura 67).

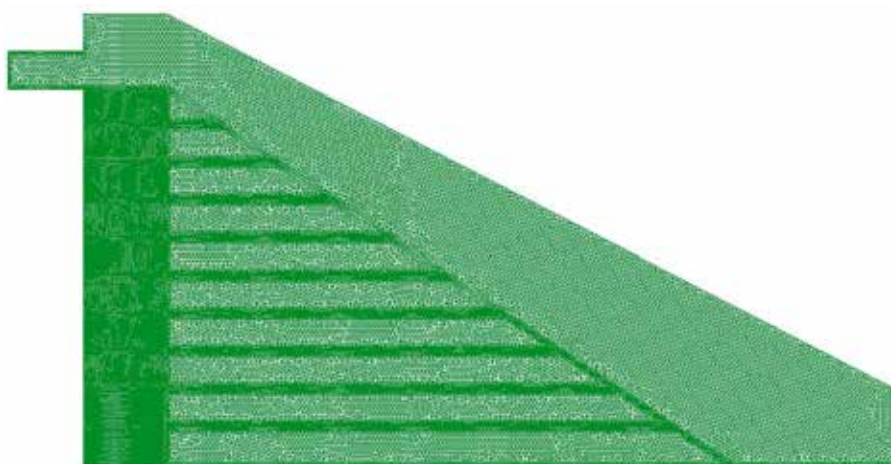


Figura 67. Malla del modelo de filtración con capas semipermeables

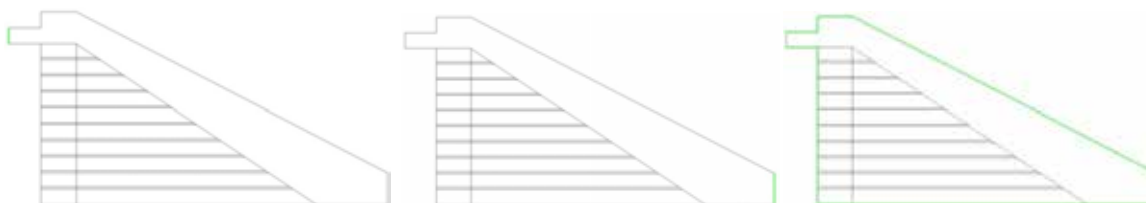


Figura 68. Condiciones de contorno del modelo de filtración con capas semipermeables. Marcadas con trazo verde. Izquierda: velocidad de entrada fija según el eje horizontal. Centro: presión atmosférica a la salida. Derecha: contorno impermeable.

El modelo trata de simular un sobrevvertido, con una entrada de agua en dirección horizontal a la cota de coronación de la presa y salida libre en su sección de aguas abajo. Las condiciones de

contorno del modelo (Figura 68): son velocidad constante según el eje x, presión atmosférica en la sección vertical de aguas abajo y contorno impermeable en el resto del dominio.

Las características de los materiales utilizados en los distintos modelos son las siguientes:

- Material de la zona intermedia de tongada, común para todos los casos modelados con tamaño $D_{50} = 3,5$ cm y porosidad 0,4.
- Material de la capa semipermeable de cada tongada, designada con el subíndice i:

Caso	Tamaño D_{50i} (cm)	Porosidad n_i	Relación de tamaños D_{50i}/D_{50}	Relación de porosidades n_i/n
Ani_0,004d_0,2n	0,4	0,2	0,11	0,50
Ani_0,005d_0,2n	0,5	0,2	0,14	0,50
Ani_0,006d_0,2n	0,6	0,2	0,17	0,50
Ani_0,004d_0,3n	0,4	0,3	0,11	0,75
Ani_0,005d_0,3n	0,5	0,3	0,14	0,75
Ani_0,006d_0,3n	0,6	0,3	0,17	0,75
Ani_0,004d_0,4n	0,4	0,4	0,11	1,00
Ani_0,005d_0,4n	0,5	0,4	0,14	1,00
Ani_0,006d_0,4n	0,6	0,4	0,17	1,00

Tabla 7. Características de los materiales de las capas semipermeables modelados numéricamente.

3.4.3.3 Campaña de análisis del efecto de la anchura de la berma.

La construcción del repié de escollera en una presa existente requiere, por necesidades constructivas, una anchura mínima de la berma horizontal. Ello se debe a la necesidad de mantener una anchura que permita compactar con los medios mecánicos habituales, como los compactadores de rodillos estáticos o vibrantes, manteniendo unos rendimientos mínimos en el tajo. Por este motivo, en el trabajo se ha considerado su dimensionamiento y los efectos que puede provocar sobre la estabilidad en masa del conjunto presa-repié. Es importante señalar que no se estudia en este trabajo el efecto de la erosión de la berma cuando está circulando agua sobre el talud de la presa. En este caso, la berma produce una discontinuidad brusca en el movimiento del agua, originando remolinos y grandes turbulencias que pueden dar como resultado el inicio de la erosión y la rápida evolución de los daños en el repié y en el talud de la presa.

La metodología del análisis comprende los siguientes apartados:

1. Análisis del ancho de la berma sobre la estabilidad en masa.
2. Análisis del ancho de la berma sobre el nivel de saturación en el pie de la protección.

A continuación se explica el planteamiento de cada uno de ellos.

1. Análisis del ancho de la berma sobre la estabilidad en masa.

El objetivo final es analizar el efecto de la variación de la anchura de la berma sobre las condiciones de estabilidad del conjunto presa-protección.

Como ya se ha indicado con anterioridad, la carga hidráulica (h) en un material poroso con velocidades de circulación suficientemente pequeñas permite despreciar el término de energía cinética ($v^2/2g$), expresándose según la Ec. 72:

$$h = z + \frac{p}{\gamma_w} \quad \text{Ec. 72}$$

Asimismo, el gradiente hidráulico entre dos puntos, A y B, situados en una misma línea de filtración, separados una longitud L a lo largo de la trayectoria de esa línea se define como:

$$i = \frac{h_A - h_B}{L} \quad \text{Ec. 75}$$

Como se ha indicado en el estado del arte, se ha comprobado que la relación entre el gradiente hidráulico y la velocidad de filtración (v) en un medio granular con números de Reynolds entre 600 y 2000 está gobernada por una ley de resistencia no lineal que depende de las características intrínsecas del material que lo forma (Solvik 1991). Esta relación responde a una ley de tipo parabólico (Ec. 59) que, en ocasiones, ha sido aproximada mediante una ley exponencial (Ec. 76):

$$i = c \cdot V^m \quad \text{Ec. 76}$$

En ambos casos, los parámetros de ajuste: a , b , en caso de formulación parabólica; c , m , en caso de formulación exponencial; dependen del material que constituye el medio de filtración. A medida que el número de Reynolds aumenta, el movimiento del agua tiende a comportarse de forma completamente turbulenta, tendiendo asintóticamente el coeficiente " a " a cero y " m " a dos.

Adoptando la formulación parabólica de la ley de resistencia y suponiendo un ensayo de filtración en un permeámetro de sección S_p , constante, con registro del gradiente hidráulico entre ambos

extremos de la muestra, un incremento del gradiente hidráulico implica una variación de la velocidad y por lo tanto del caudal filtrado. Esta variación quedaría definida de la siguiente manera:

$$i - i_0 = a \cdot (V - V_0) + b \cdot (V^2 - V_0^2) = \frac{a}{S_p} \cdot (Q - Q_0) + \frac{b}{S_p^2} \cdot (Q^2 - Q_0^2) \quad \text{Ec. 77}$$

Siendo S la sección transversal del permeámetro.

Si por el contrario, se mantiene constante la velocidad, y por lo tanto el caudal, y se aumenta la longitud del camino de filtración una cantidad ΔL , es evidente que el incremento de carga Δh entre la sección de entrada y la sección de salida ha de aumentar en la misma proporción que lo hace dicha longitud (Ec. 78).

$$i = \frac{h + \Delta h}{L + \Delta L} = a \cdot V + b \cdot V^2 = cte \quad \text{Ec. 78}$$

Consideremos ahora la filtración de un cierto caudal de agua Q , que circula a través de una presa de pantalla impermeable con un repié aguas abajo (representado con línea de puntos en la Figura 69) formado por un material con la misma permeabilidad que la de la presa. El pie de aguas abajo se ha denominado A. Si se mantienen constantes el caudal de filtración Q y el talud de la protección (N_b) y se incrementa la longitud de la berma la distancia entre los puntos A y B, se producirá un aumento total del camino que han de recorrer las líneas de filtración (ΔL) hasta salir a la superficie del talud del repié con la berma mayor. Ese incremento del camino de filtración producirá a su vez un incremento de la carga hidráulica en todo el dominio de filtración, equivalente a la pérdida de energía que se produce por la filtración a lo largo del dominio de filtración añadido. Por lo tanto, las presiones en el dominio de filtración aguas arriba de la berma ampliada serán mayores tras el aumento de su anchura.

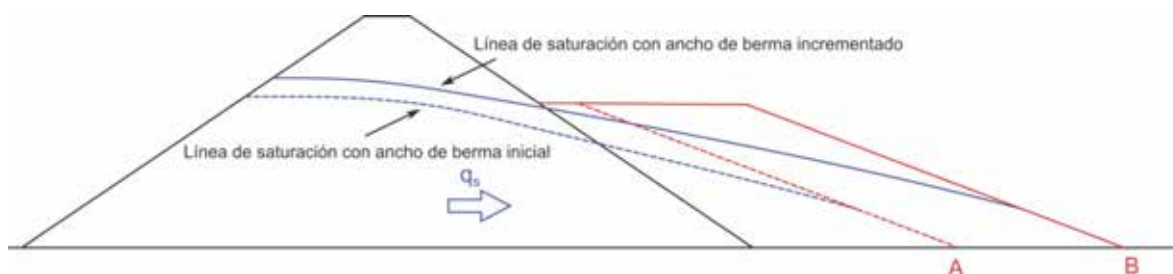


Figura 69. Representación del incremento del estado de saturación al aumentar la anchura de la berma del repié.

Como es natural, este incremento dependerá no sólo del incremento de la anchura de la berma sino de la relación entre las leyes de resistencia del material de la berma y del material de la presa. Si, para una cierta velocidad de filtración, la ley de resistencia del material de la protección

requiere mayores gradientes hidráulicos que el del material de la presa, el incremento de las presiones en el dominio de filtración será mayor.

De cara a comprobar la validez de la hipótesis anterior, se han modelado numéricamente varios casos de filtración con anchuras de berma de 0, 20 y 40 cm para una presa de 1 m de altura en la hipótesis de filtración lineal (Figura 70) manteniendo fijos el resto de parámetros geométricos. Las propiedades de los materiales considerados en esta campaña han sido las obtenidas de la calibración de la *Campaña de calibración y análisis de daños* (4.1.1.1) y de la campaña experimental en modelo físico del mismo nombre (ver detalles en 4.2.1)

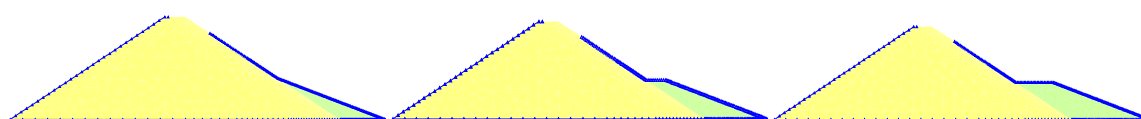


Figura 70. Dominios de filtración de los modelos numéricos con anchuras de berma 0, 20 y 40 cm.

Los datos utilizados en los modelos de filtración han sido los indicados en la Tabla 8.

Altura de presa (H)	1 m
Talud de aguas arriba de la presa (M)	1,5
Anchura de coronación de la presa (E)	20 cm
Talud de aguas abajo de la presa (N)	1,5
Talud del repiá (N_b)	2,6
Altura del repiá (H_b)	40 cm
Anchura menor de la berma del repiá (B_1)	0 cm
Anchura intermedia de la berma del repiá (B_2)	20 cm
Anchura mayor de la berma del repiá (B_3)	40 cm

Tabla 8. Características de los casos numéricos para el análisis del efecto de la berma

En la comprobación con ley lineal, los datos utilizados han sido los indicados en la Tabla 9.

Permeabilidad del material de presa	0,163 m/s
Permeabilidad del material de protección	0,285 m/s
Caudales unitarios de filtración (q_s)	10 y 30 l/s/m

Tabla 9. Permeabilidades y caudales considerados con ley de resistencia lineal en la campaña de análisis del efecto de la berma

Las permeabilidades de ambos materiales se han obtenido de los ajustes realizados en la campaña de calibración y análisis de daños descritos en 4.1.1.1.

2. Análisis del ancho de la berma sobre el nivel de saturación en el pie del talud de la protección.

En el estado del arte se recogen los estudios de Toledo acerca de las presiones intersticiales existentes en la zona de salida del agua por el pie de presa, cuando el cimientado se considera impermeable y horizontal. En este caso, se puede suponer, quedando del lado de la seguridad, que la presión es aproximadamente la hidrostática debido a que las líneas de filtración en esta zona son sensiblemente paralelas al cimientado (Toledo, 1997). Esto implica que el gradiente en la zona de salida sea máximo³ y su valor dependa únicamente del talud de la presa, siendo independiente por tanto de la permeabilidad del material que lo forma. Admitiendo esta hipótesis, en la zona de salida del caudal filtrado por el pie de aguas abajo, para dos anchuras de berma distintas, con un mismo talud de protección (Figura 69), se tendría:

$$i_A = i_B = a \cdot V + b \cdot V^2 = \frac{1}{N_b} \quad \text{Ec. 79}$$

Por lo tanto, considerando únicamente el incremento del ancho de la berma, manteniendo el material de la protección y los caudales filtrados constantes, se cumple que las velocidades de salida serán idénticas y, por consiguiente, la sección de los tubos de filtración en el punto de salida será equivalente. Esto supone como resultado inmediato que, en estas condiciones, la altura de salida de la línea de saturación no se ve afectada por el incremento del ancho de la berma de protección. Los casos previstos pretenden comprobar esta hipótesis.

Finalmente, se ha realizado un cálculo de contraste con ley no lineal, con objeto de comparar sus resultados con los obtenidos para ley de filtración lineal. Para ello se ha considerado la formulación de Ergun, introduciendo como dato los tamaños (D_{50}) y porosidades (n) de ambos materiales (Tabla 10), para el caudal de 10 l/s/m.

Material	D_{50} (mm)	n
Presa	35,0	0,41
Protección	45,5	0,41

Tabla 10. Propiedades de los materiales consideradas en la campaña de estudio de efecto de la berma con modelo de filtración no lineal

3.4.3.4 Campaña de análisis del efecto de la forma de la cerrada

Objetivos y descripción

La mayor parte de los casos que se han estudiado en la tesis han supuesto una configuración marcadamente bidimensional, de acuerdo a la práctica habitual en los estudios de filtración y

³ En el caso particular de sobrevertido, el gradiente máximo se produce en la entrada de agua, aguas abajo de la coronación, pero con el caudal entrando en el interior del espaldón, que es un escenario menos crítico de cara a la estabilidad del talud.

estabilidad que se realizan para comprobar la seguridad frente al deslizamiento en la presas de materiales sueltos. En la mayor parte de los casos, se seleccionan las secciones transversales de la presa que resultan críticas a efectos de la estabilidad en masa, donde las propiedades de los materiales, la cimentación o las presiones intersticiales generadas durante la filtración son más desfavorables.

En el caso de una percolación accidental, en el que se puede producir la filtración de un caudal de agua anormalmente elevado, bien sea por sobrevertido o por una avería en el elemento de impermeabilización de la presa o en el propio cimiento, es necesario considerar el efecto que la forma de la cerrada de la presa provoca sobre la red de filtración con objeto de evaluar sus consecuencias sobre los caudales unitarios que circulan por el pie de presa y las velocidades y presiones intersticiales asociados a dichos caudales.

Los efectos más importantes a considerar en el diseño de las protecciones son:

1. La concentración de caudal en el pie de presa, que provocará un aumento de los caudales unitarios y, por tanto, unas velocidades mayores, que darán como resultado un incremento de la erosión en el pie de presa en la zona inferior de la cerrada. Este efecto ha de ser tenido en cuenta en el dimensionamiento de la protección frente a fenómenos de arrastre.
2. El aumento del nivel de saturación del cuerpo de presa para un determinado caudal de percolación. Este efecto provoca un incremento de la altura de la línea de saturación, lo que afecta directamente a la estabilidad en masa.

El primer efecto, la concentración de caudal en el pie, puede obligar a incrementar el tamaño de la escollera de la protección para evitar su arrastre. Únicamente se propone aplicar el criterio de dimensionamiento según la formulación existente relativa al arrastre (6.3) con los nuevos caudales unitarios considerados. Estos caudales se pueden obtener del cálculo tridimensional de la ley de filtración o bien, de forma aproximada quedando del lado de la seguridad, se puede considerar (Ec. 80) que el caudal unitario de percolación (q_{sr}) es el caudal total (Q_s) repartido por el ancho del fondo del valle (W_r), a la altura de la cimentación de la presa:

$$q_{sr} = \frac{Q_s}{W_r} \quad \text{Ec. 80}$$

El segundo efecto indicado anteriormente, el relacionado con el aumento del nivel de saturación del cuerpo de presa debido a la forma de la cerrada, fue analizado mediante la aplicación de modelos numéricos de filtración tridimensionales en los que se ha realizado un estrechamiento en

la base de la presa, en dirección paralela a su coronación. Todos los modelos desarrollados simulan una cerrada prismática de sección trapezoidal y son variantes del caso de referencia, constituido por la geometría del canal de ensayo del laboratorio, cuya sección es rectangular, de 2,40 m de anchura en la base. Se añaden tres parámetros auxiliares para definir la forma de la cerrada: la anchura relativa de la base (C_W), definida como la relación entre el ancho de la cerrada en la cimentación (W_r) y la longitud de coronación de la presa (W) (Ec. 81); el talud lateral del canal (N_L) (Ec. 82) y la relación cuerda-altura de la cerrada (W^*) (Ec. 83):

$$C_W = \frac{W_r}{W} \quad \text{Ec. 81}$$

$$N_L = \frac{(W - W_r)/2}{H} = \frac{W - W_r}{2 \cdot H} \quad \text{Ec. 82}$$

$$W^* = \frac{W}{H} \quad \text{Ec. 83}$$

siendo:

H , la altura de la presa sobre la base.

La altura de la línea de saturación a su salida por el talud de la presa (z_{d3} en Figura 71), para un estrechamiento y relación cuerda-altura dados, es el principal resultado del análisis con el objetivo de incorporar las conclusiones obtenidas a la metodología general del diseño de las protecciones.

Para este análisis se va a hacer uso de las siguientes variables:

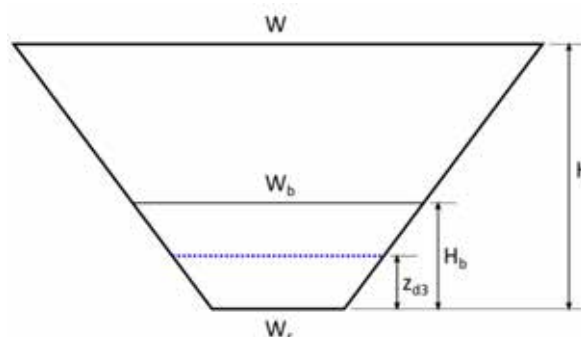


Figura 71. Esquema en alzado de la forma de la cerrada simplificada.

Z_d : altura de la línea de saturación a su salida por el talud de la presa en caso de una cerrada en U, es decir, con una longitud de valle igual a la longitud de coronación:

$$W = W_r \quad \text{Ec. 84}$$

Se corresponde a un caso bidimensional con caudal unitario q_s equivalente a Q_s/W y constituye un caso extremo de caudal unitario mínimo, en el que la altura de salida de la línea de saturación será la menor posible para un mismo caudal total de filtración (Q_s) y un material determinado.

Z_{dr} : altura de la línea de saturación a su salida por el talud de la presa con el caudal unitario referido al ancho inferior de la cerrada. Se corresponde a un caso bidimensional con caudal unitario q_{sr} (Ec. 80) y corresponde a un caso extremo de caudal unitario máximo, que no puede ser superado por el caso tridimensional, para un material determinado. Por lo tanto, z_{dr} supone un máximo teórico de la altura de la línea de saturación en el talud de la presa.

Tanto z_d como z_{dr} se incluyen en el análisis para aprovechar que su cálculo se puede realizar con un modelo bidimensional y, por lo tanto, resulta más sencillo de plantear y de resolver. En el cálculo, únicamente resulta necesario modificar los caudales unitarios de entrada en el modelo de filtración bidimensional para obtener ambos valores. No se debe olvidar que la inmensa mayoría de los modelos de filtración que se realizan en la práctica ingenieril son bidimensionales por lo que el uso de estas variables permite que la metodología de diseño propuesta tenga un mayor campo de aplicación entre la comunidad técnica.

Z_{d3} : altura de la línea de saturación en el talud de la presa en el caso de una cerrada con una anchura relativa de la base W_r/W . Se corresponde con el caso tridimensional propiamente dicho y, por lo tanto, constituye el resultado que se desea obtener en cada caso. Como es lógico, el cálculo de este valor en cada caso requiere realizar un modelo de filtración 3D.

Para generalizar los resultados a cualquier presa de altura H , se han adimensionalizado las variables anteriores (z_d , z_{dr} y z_{d3}) respecto a H de tal forma que las variables manejadas son z_d^* , z_{dr}^* y z_{d3}^* (Ec. 85, Ec. 86 y Ec. 87; respectivamente):

$$z_d^* = \frac{z_d}{H} \quad \text{Ec. 85}$$

$$z_{dr}^* = \frac{z_{dr}}{H} \quad \text{Ec. 86}$$

$$z_{d3}^* = \frac{z_{d3}}{H} \quad \text{Ec. 87}$$

Haciendo uso de estas variables adimensionales se pretende obtener una expresión general que, a partir de los valores extremos z_d^* y z_{dr}^* , que se pueden calcular a partir de un modelo de filtración bidimensional, estime el valor de z_{d3}^* mediante una regresión lineal múltiple (Ec. 88) de las dos variables bidimensionales:

$$z_{d3}^* = f(z_d^*, z_{dr}^*) \quad \text{Ec. 88}$$

Al adimensionalizar estas variables con respecto al parámetro *altura de presa* (H) se consigue que en el plano vertical transversal al canal (plano marcado en rojo de la Figura 72), que contiene el punto de corte entre la línea de saturación y el talud de la presa en el plano longitudinal del canal, en su eje de simetría, se mantenga la proporcionalidad entre el área de la sección vertical donde se produce la filtración (en la Figura 72, área $S_1 + S_2$) en la zona de salida y la sección total de la presa en el eje de coronación (expresada como S_T en el denominador de la Ec. 89), para distintas relaciones cuerda-altura.

Si se toma la mitad de la sección vertical transversal de un canal prismático con simetría respecto a su eje vertical, con relación cuerda-altura W/H y anchura relativa de la base W_r/W (Figura 72) y se fija la longitud de coronación (W) y la anchura del valle (W_r), la relación entre la sección de paso del caudal filtrado en el plano transversal, para una cierta altura de la línea de saturación a la salida sobre el paramento de la presa ($z_{d3} = \delta$), correspondiente a la suma de las áreas $S_1 + S_2$, y la sección total de la presa S_T en su eje viene dada por (Ec. 89):

$$\frac{S_1 + S_2}{S_T} = \frac{\delta \cdot H \cdot \left(\frac{W_r}{2} + \frac{\delta}{2} \cdot \left(\frac{W - W_r}{2} \right) \right)}{\frac{H}{2} \cdot \left(\frac{W + W_r}{2} \right)} = \frac{2 \cdot \delta \cdot \left(\frac{W_r}{2} + \frac{\delta}{2} \cdot \left(\frac{W - W_r}{2} \right) \right)}{\left(\frac{W + W_r}{2} \right)} \quad \text{Ec. 89}$$

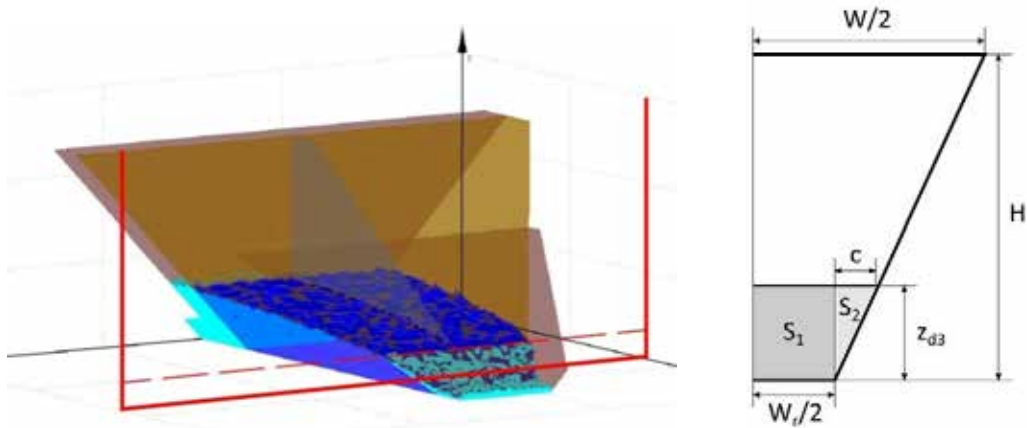


Figura 72. Izquierda. Plano de corte (destacado en rojo) de la sección transversal que se representa en el esquema. Derecha: Esquema de la mitad de una sección transversal de un canal trapecial prismático. La sección S_1 y S_2 delimitan la zona del canal por donde está circulando un cierto caudal de filtración.

Por lo que esta relación resulta independiente de la altura. Además, se cumple que la relación entre áreas de la sección transversal de paso, S_1/S_2 , también es independiente de la altura de la presa:

$$\frac{S_1}{S_2} = \frac{\delta \cdot H \cdot \frac{W_r}{2}}{\frac{\delta \cdot H}{2} \cdot \delta \cdot \left(\frac{W - W_r}{2}\right)} = \frac{\frac{W_r}{2}}{\frac{\delta}{2} \cdot \left(\frac{W - W_r}{2}\right)} \quad \text{Ec. 90}$$

En la Figura 73 se representa las distintas configuraciones de estrechamientos del valle, con los parámetros adoptados para la altura de la presa ($H=1\text{ m}$) y longitud de coronación ($W=2,4\text{ m}$).

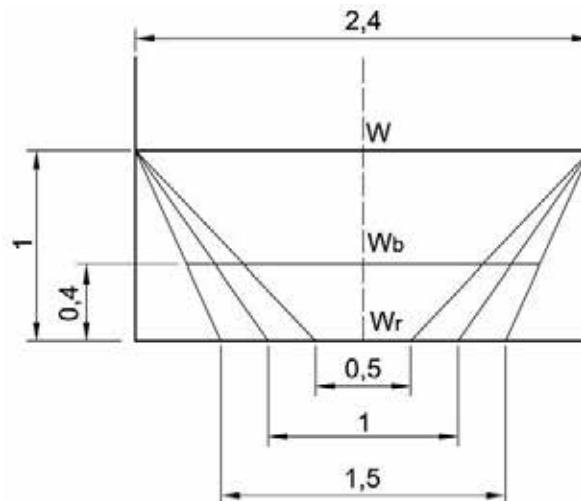


Figura 73. Esquema en alzado desde aguas abajo de los casos de estrechamiento de la cerrada.

La campaña se ha organizado en las siguientes fases:

1. Modelación numérica 2D de la filtración con ley parabólica sobre un talud de material homogéneo e isótropo para establecer la ley adimensional que relaciona la altura de la

línea de saturación en el pie de presa y el caudal unitario en el caso de estrechamiento nulo. En los modelos se ha utilizado el material denominado como M2 ($D_{50} = 35$ mm), que se caracteriza geotécnicamente en 3.5.2.

2. Modelación numérica 3D de la filtración con ley parabólica y para los taludes y anchuras relativas en la base que se indican en la Tabla 11.

Caso	N_L	$C_W = W_r/W$
1	0,45	0,63
2	0,70	0,42
3	0,95	0,21

Tabla 11. Parámetros geométricos de los modelos numéricos 3D con presa sin proteger

3. Comparación de los resultados obtenidos entre los modelos numéricos 3D y 2D, sin estrechamiento en la base de la presa, y análisis de la relación entre sus resultados para obtener conclusiones sobre la metodología para la consideración del efecto de la forma de la cerrada.

Descripción de los modelos numéricos de filtración parabólicos tridimensionales

En este apartado se describe la metodología utilizada en la modelación numérica 3D de la filtración realizada en esta campaña. Los modelos se han llevado a cabo mediante la aplicación del método de los elementos finitos con el código *Edgebased Levelset*.

El dominio de cálculo se ha dividido en tres zonas (Figura 74): alimentación, filtración y salida. La zona de alimentación es el recinto hueco (se le asigna porosidad 1) situado aguas arriba del dominio de filtración y cuya función es generar en la superficie vertical del dominio de filtración la carga hidráulica necesaria para que genere la percolación del caudal de cálculo. Dicho caudal se introduce de forma uniforme, por la sección vertical aguas arriba de la zona de alimentación, en el estrechamiento donde se ha dibujado la flecha horizontal.

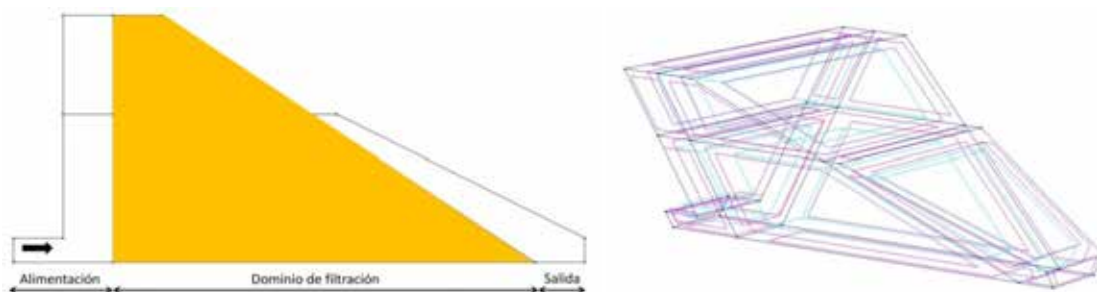


Figura 74. Esquema del dominio del modelo numérico. A la izquierda vista de perfil y a la derecha, perspectiva.

A continuación, aguas abajo de la zona de alimentación, se encuentra el dominio de filtración, donde se sitúa el material poroso del cuerpo de presa (material E) asignando a este volumen la porosidad y tamaño D_{50} del material. El dominio de filtración comprende el volumen del recinto bajo la coronación de la presa y todo el espaldón de aguas abajo. Finalmente, aguas abajo del dominio de filtración, en su parte inferior, se incluye una zona de salida para permitir el drenaje de los caudales filtrados, que queda formada por otro volumen hueco, con valor unidad de su porosidad.

En algún caso, alguno de los dominios se ha subdividido en varios volúmenes para optimizar el tamaño de la malla y tiempo de cálculo. En otros casos, se han eliminado los volúmenes de la parte superior del modelo para aquellos caudales que no llegan producir circulación de agua en esa zona.

En el contorno, en el inicio de la zona de alimentación, se ha fijado una velocidad constante y uniforme en el fluido, igual a la relación entre el caudal de filtración total y la sección de entrada (Figura 75).

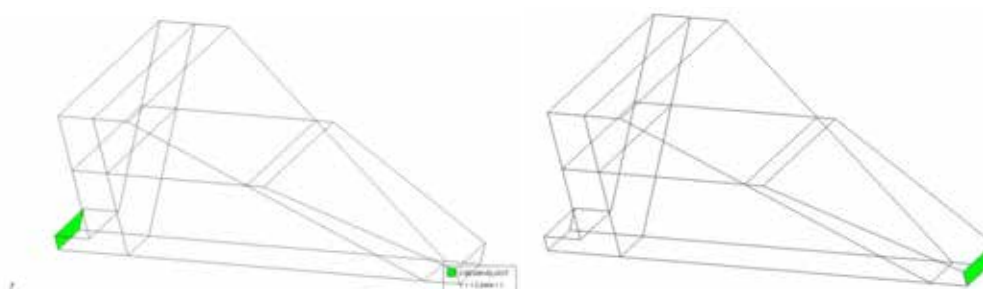


Figura 75. Esquema de las condiciones de contorno de entrada y salida. Izquierda: velocidad; derecha: presión atmosférica

En el resto de contornos exteriores se ha considerado la condición de superficie impermeable o velocidad de filtración normal nula.

Para el mallado, se ha utilizado una malla tetraédrica. La geometría del modelo y la malla han sido generadas mediante el software comercial *GiD V10.1.0d*, que también ha sido utilizado para analizar los resultados con su módulo de postproceso. El criterio para seleccionar el tamaño de malla ha sido de compromiso entre los tamaños que aseguren la necesaria precisión en las zonas clave y los que permitan realizar el cálculo en un tiempo de cálculo razonable. Para ello se ha procurado limitar el número de elementos por debajo de 1.000.000. En las superficies inferiores, la superficie del talud aguas abajo de la presa en su zona inferior y en la superficie de entrada de caudal, se ha utilizado tamaños de entre 1 y 2 cm. En el resto, donde no se requiere precisión en los resultados, se ha utilizado un tamaño máximo de entre 8 y 10 cm, según los casos. En las zonas

cercanas a las superficies refinadas el programa de mallado realiza una transición automática entre los tamaños seleccionados.

El paso de tiempo de cálculo ha sido de 0,01 s y el paso de tiempo de registro de resultados de 0,5 s. El criterio para decidir el tiempo de cálculo total ha sido el de asegurar la estabilización de la red de filtración. Para ello se ha comprobado en cada caso, durante el cálculo, que el nivel de la línea de saturación oscilaba alrededor de un valor constante. El tiempo para asegurar la estabilización es mayor en los modelos más grandes, con mayor anchura inferior de la cerrada por lo que los tiempos totales de simulación han sido distintos en cada modelo. El tiempo aproximado de cálculo de cada modelo ha oscilado entre una y cuatro semanas en un ordenador personal convencional.

La comparación de los modelos numéricos 3D con los 2D se realiza en la sección longitudinal del canal, por su eje central (Figura 76). En dicho corte se analizarán los efectos de incremento de la altura de salida y del aumento del nivel de saturación en el espaldón.

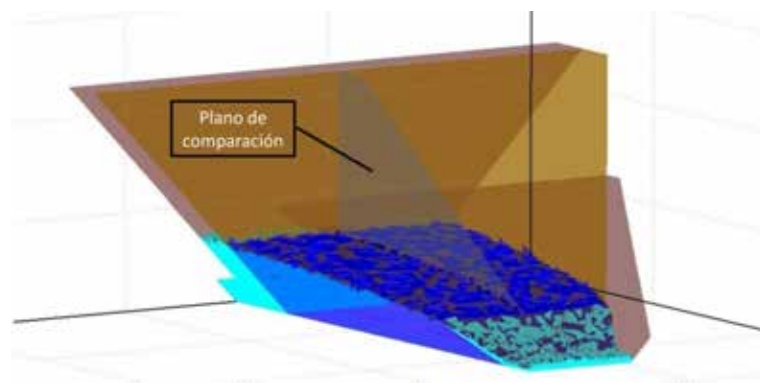


Figura 76. Situación del plano de comparación en el modelo 3D.

De cada uno de los casos resueltos se pueden extraer otro tipo de resultados, como las superficies isobaras, las velocidades en cada uno de los ejes o el nivel de saturación del espaldón (como ejemplos se adjunta la Figura 77, la Figura 78 y la Figura 79).

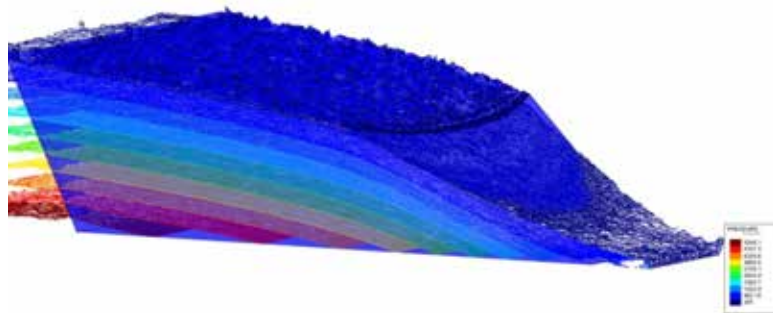


Figura 77. Superficies isobaras obtenidas del modelo 3D con caudal de 37,2 l/s y $W_r/W = 0,21$.

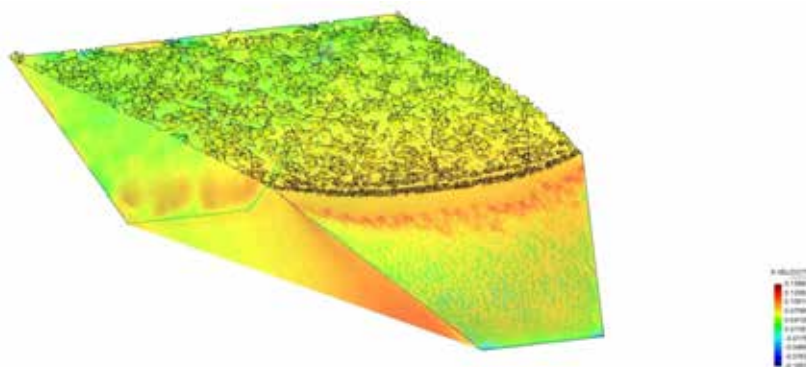


Figura 78. Velocidades de filtración según el eje longitudinal del canal con caudal de 37,2 l/s y $W_r/W = 0,21$.

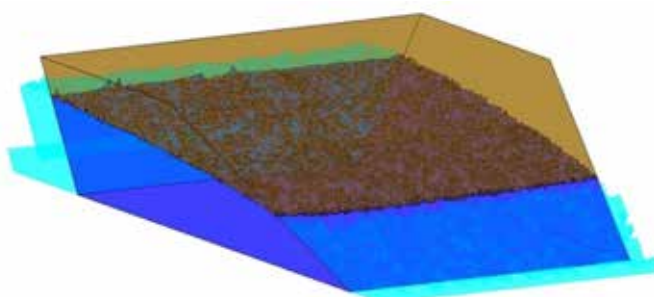


Figura 79. Vista desde aguas abajo del modelo de filtración3D con caudal de 37,2 l/s y $W_r/W = 0,63$.

En la campaña se han manejado tres caudales totales de filtración 14,7 l/s; 37,2 l/s y 60 l/s, con las tres anchuras del fondo del valle en cimentación (W_r): 0,50; 1,00 y 1,50 m. Los casos de ancho de valle en cimentación (W_r) igual a la longitud de coronación de la presa (W), correspondiente a una anchura relativa de la base unidad ($C_w=1$) se ha calculado en un modelo 2D, con el objetivo de ahorrar tiempo de cálculo y para que sea representativo de lo que se obtiene con modelo 2D. La Tabla 12 resume las características de los casos modelados.

Q_s (l/s)	W_r (m)	$C_w = W_r/W$	$q_s=Q_s/W$ (l/s/m)	$q_{sr}=Q_s/W_r$ (l/s/m)
14,7	0,5	0,2	6,1	29,3
14,7	1,0	0,4	6,1	14,7
14,7	1,5	0,6	6,1	9,8
14,7	2,4	1,0	6,1	6,1
37,2	0,5	0,2	15,5	74,4
37,2	1,0	0,4	15,5	37,2
37,2	1,5	0,6	15,5	24,8
37,2	2,4	1,0	15,5	15,5
60,0	1,0	0,4	25,0	60,0
60,0	1,5	0,6	25,0	40,0
60,0	2,4	1,0	25,0	25,0

Tabla 12. Datos de los modelos correspondientes a la campaña de análisis del efecto de la forma de la cerrada.

3.5. Modelación física.

3.5.1 Descripción de la instalaciones de laboratorio.

3.5.1.1 Recinto de ensayo.

El recinto de ensayo se encuentra ubicado en el laboratorio de Hidráulica de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid (Foto 6) y tiene unas dimensiones (Figura 80) de 2,4 m de anchura, 1,4 m de altura y 13,7 m de longitud. Se trata de un canal de ensayo de fábrica, con solera horizontal, dotada de una ventana de inspección lateral de cristal en su cajero izquierdo, con dos lunas de dimensiones 2,30 x 1,08 m² cada una de ellas.



Foto 6. Vista del recinto de ensayo desde aguas abajo.

Está dividido longitudinalmente en 4 zonas (Figura 81). La primera es una zona de tranquilización del caudal de entrada, limitada en su extremo de aguas abajo por una barrera de homogeneización formada por una sección de ladrillo hueco. Esta zona tiene la solera 7 cm por debajo de la solera principal del canal. A partir del muro de ladrillo comienza la zona de ensayo propiamente dicha con el origen de los ejes de referencia situados en el eje del canal, aguas abajo de dicho muro, sobre la solera principal. El eje Y coincide con el eje longitudinal del canal siendo positivo en el sentido de avance del agua, el eje X es transversal al canal, positivo hacia el cajero derecho (orientado según la circulación del agua) y el eje Z, vertical y positivo hacia arriba. En esta zona, la solera del canal está equipada con una red de 84 piezómetros distribuidos en 7 líneas longitudinales (en las coordenadas X siguientes: 1,25; 0,75; 0,25; 0,00; -0,25; -0,75 y -1,18) y en 12 filas transversales (en las coordenadas Y siguientes: 5,75; 5,50; 5,25; 5,00; 4,75; 4,50; 4,25; 3,75; 3,25; 2,75; 2,25 y 1,75). Esta zona del recinto, de 9,2 m de longitud, termina en una balsa de retención de áridos de 1,35 m de longitud donde tienen salida los tubos de la red de piezómetros

y las tuberías de drenaje de la zona de tranquilización. Finalmente, en los últimos 0,95 m se ubica un sumidero formado por una rejilla de acero, tipo trámex, comunicado con el canal de recogida inferior.

3.5.1.2 Alimentación.

La alimentación al canal (Figura 80) se realiza mediante una tubería que une el depósito 2, de 12 m³ y 3,25 m de desnivel respecto a la rasante del laboratorio, con el canal de ensayo. Con el desnivel de que se dispone y las dimensiones y disposición actual de las conducciones, la limitación de caudal de alimentación del laboratorio es de unos 200 l/s aunque en las primeras campañas de ensayo el límite era inferior, alrededor de los 95 l/s.

El depósito 2 es alimentado a su vez por el depósito 1, de 45 m³ de capacidad y 2,70 m de desnivel y por la bomba de 20 C.V. que eleva el agua desde el depósito principal de 270 m³, ubicado en el subsuelo del laboratorio. Los drenajes y salidas de todos los canales de ensayo vuelven a este depósito, cerrando el circuito hidráulico.

La regulación de caudal hasta el valor de 95 l/s se hace mediante el uso de una electroválvula situada a la entrada del recinto de ensayo (Foto 7). El desnivel geométrico entre la cota de la lámina en el depósito y la electroválvula se mantiene sensiblemente constante en cada escalón de caudal para evitar en lo posible las oscilaciones de caudal, aunque resulta difícil conseguirlo en el rango de 1 a 2 l/s. Por encima de 95 l/s el caudal se controla directamente mediante el variador de frecuencia de las bombas que impulsan el caudal desde el depósito inferior de la instalación.



Foto 7. Electroválvula con actuador automático programable.

3.5.1.3 Instrumentación.

Los equipos de medida utilizados son los siguientes:

1. Medida de caudales.
 - a. Caudalímetro de ultrasonidos, en las tuberías de alimentación.
 - b. Dispositivo tipo Venturi, también en la tubería de alimentación.
 - c. Vertedero de pared delgada rectangular con medición de nivel aguas arriba con sonda limnimétrica de ultrasonidos, situado en el canal de retorno de caudales al depósito inferior.
2. Medida de calados. Sonda limnimétrica de ultrasonidos.
3. Medida de presiones. Piezómetros hidráulicos instalados en el fondo del canal que forma la base de apoyo de la presa y protección (Figura 81)
4. Medida de la rotura en los taludes. Perfilómetro láser montado sobre carro móvil con toma de datos automatizada.

A continuación se describen brevemente dichos equipos:

Caudalímetro por ultrasonidos FLUXUS ADM 7407.

El caudalímetro ultrasónico FLUXUS ADM 7407 (Foto 8) está concebido para ser usado de forma estacionaria. Además de los canales de medición, puede equiparse con hasta 4 entradas eléctricas, las magnitudes de entrada adicionales, como por ejemplo presión ó temperatura, pueden procesarse junto con los datos de caudal obtenidos por el FLUXUS ADM 7407, para obtener otras magnitudes de medición, como por ejemplo energía o caudal másico.

El dispositivo funciona según el principio de correlación de retardo de propagación. Como el ultrasonido atraviesa también los cuerpos sólidos, los sensores pueden montarse sobre la pared exterior de la tubería.

El principio de medición por retardo de propagación se basa en el hecho de que la velocidad de propagación del ultrasonido en un fluido depende de la velocidad a que se desplaza dicho fluido.

Para la medición se emite un impulso ultrasónico en la dirección de la corriente del fluido y un segundo impulso en contra de la corriente. Los sensores actúan alternativamente como emisores y receptores.

El tiempo de propagación de las señales acústicas a favor de la corriente es más corto que el de las señales que se emiten en contra de la corriente. Se mide la diferencia o retardo entre las

señales (Dt), en base a la cual puede hallar la velocidad media del fluido en el paso que atraviesa la señal acústica. Mediante una correlación del perfil se calcula la velocidad de flujos sobre toda la sección de la tubería, la cual es proporcional al caudal volumétrico.



Foto 8. Caudalímetro por ultrasonidos FLUXUS ADM 7407

Dispositivo tipo Venturi.

La alimentación al canal desde el depósito D2 se realiza mediante una tubería en presión con un estrechamiento intermedio que forma un dispositivo tipo Venturi que permite medir caudales de paso mediante la medida del escalón piezométrico en el estrechamiento. La ecuación que gobierna el Venturi es la siguiente:

$$Q = \frac{C \cdot S_2 \cdot \sqrt{(2 \cdot g \cdot H)}}{\sqrt{1 - \left(\frac{d}{D}\right)^4}} \quad \text{Ec. 91}$$

siendo:

C, constante de valor 0.96

S_2 , sección de la tubería de diámetro inferior, $0,018 \text{ m}^2$

g, aceleración de la gravedad

H, desnivel entre la cota piezométrica de las secciones de tubería

D, diámetro mayor de la tubería, $0,3048 \text{ m}$

d, diámetro menor en el estrechamiento, $0,1524 \text{ m}$.

Vertedero rectangular en pared delgada.

Está formado por una placa plana de metacrilato con una hendidura que forma la sección rectangular de vertido rematada en un bisel a 45° (Foto 9). La altura del vertedero es de 0,35 m y la anchura libre de vertido es de 0,40 m. Aguas arriba, a 69 cm del vertedero se instala la sonda de nivel por ultrasonidos que se describirá posteriormente. El caudal máximo que puede aforar asciende a unos 150 l/s.



Foto 9. Vertedero rectangular en pared delgada

La fórmula utilizada para el cálculo de caudales (Q) se basa en la ecuación general del vertedero de pared delgada con sección rectangular con o sin contracción, definida por:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_e \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot b_e \cdot h_e^{1,5} \quad \text{Ec. 92}$$

siendo:

$$b_e = \text{ancho efectivo} = b + K_b$$

$$h_e = \text{carga efectiva} = h_1 + K_n$$

C_e = Coeficiente de desagüe efectivo, que para una relación $b/T= 0.5$ se expresa de la siguiente forma:

$$C_e = 0,592 + 0,011 \frac{h_1}{P} \quad \text{Ec. 93}$$

h_1 = carga hidráulica disponible aguas arriba del vertedero

K_b y K_n representan el efecto combinado de la viscosidad y tensión superficial sobre el flujo.

K_n se considera constante = 0,001m

K_b se considera constante = 0,003048 m

P = altura del vertedero sobre la solera del canal de aproximación.

b = longitud del vertedero

Sonda limnimétrica de ultrasonidos.

El laboratorio de hidráulica cuenta con 6 sondas piezoeléctricas del tipo UAS (Foto 10). La medición de distancia por ultrasonido se efectúa por el método del impulso/eco, en el cual se mide el tiempo que transcurre para que retorne una señal de ultrasonido desde el objeto a medir. Un generador de impulsos en voltaje sirve para que un electrodo elástico de un sensor oscile mecánicamente y emita una onda al medio circundante. El eco de esta onda, es devuelto por la superficie del objeto a medir, que a su vez se convierte en un impulso eléctrico al rebotar en el sensor elástico, y se amplifica a continuación.



Foto 10. Sonda de ultrasonidos situada aguas abajo del modelo

Con ayuda de un reloj se controla el tiempo de recorrido de la onda devuelta al sensor, dividiéndolo en pasos de 0,05 mm de recorrido por el medio aire. Estos “pasos” se cuentan y son luego evaluados, almacenados y puestos a disposición del interfaz para su posterior utilización (Foto 11).



Foto 11. Lector de la sonda de medida de nivel por ultrasonidos

Piezómetros instalados en el fondo del canal.

Los piezómetros situados en el fondo del canal en la disposición descrita con anterioridad se conectan mediante mangueras de 8 mm de diámetro a un panel vertical con escalas de lectura donde se pueden medir las alturas piezométricas (Foto 12).

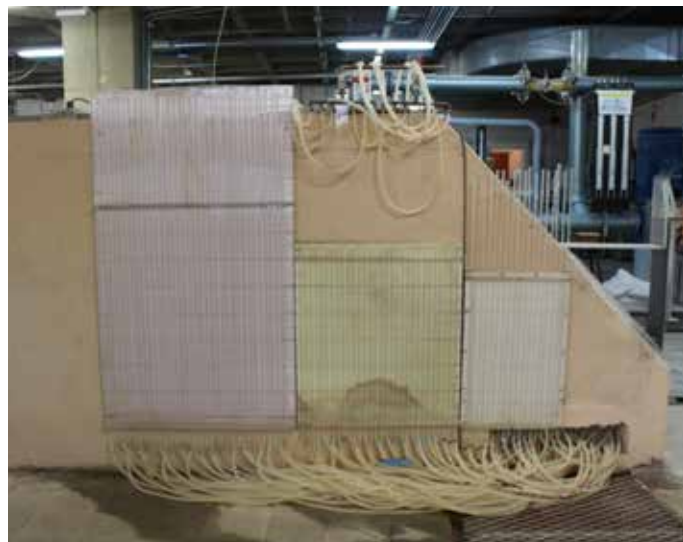


Foto 12. Panel de lectura de piezómetros

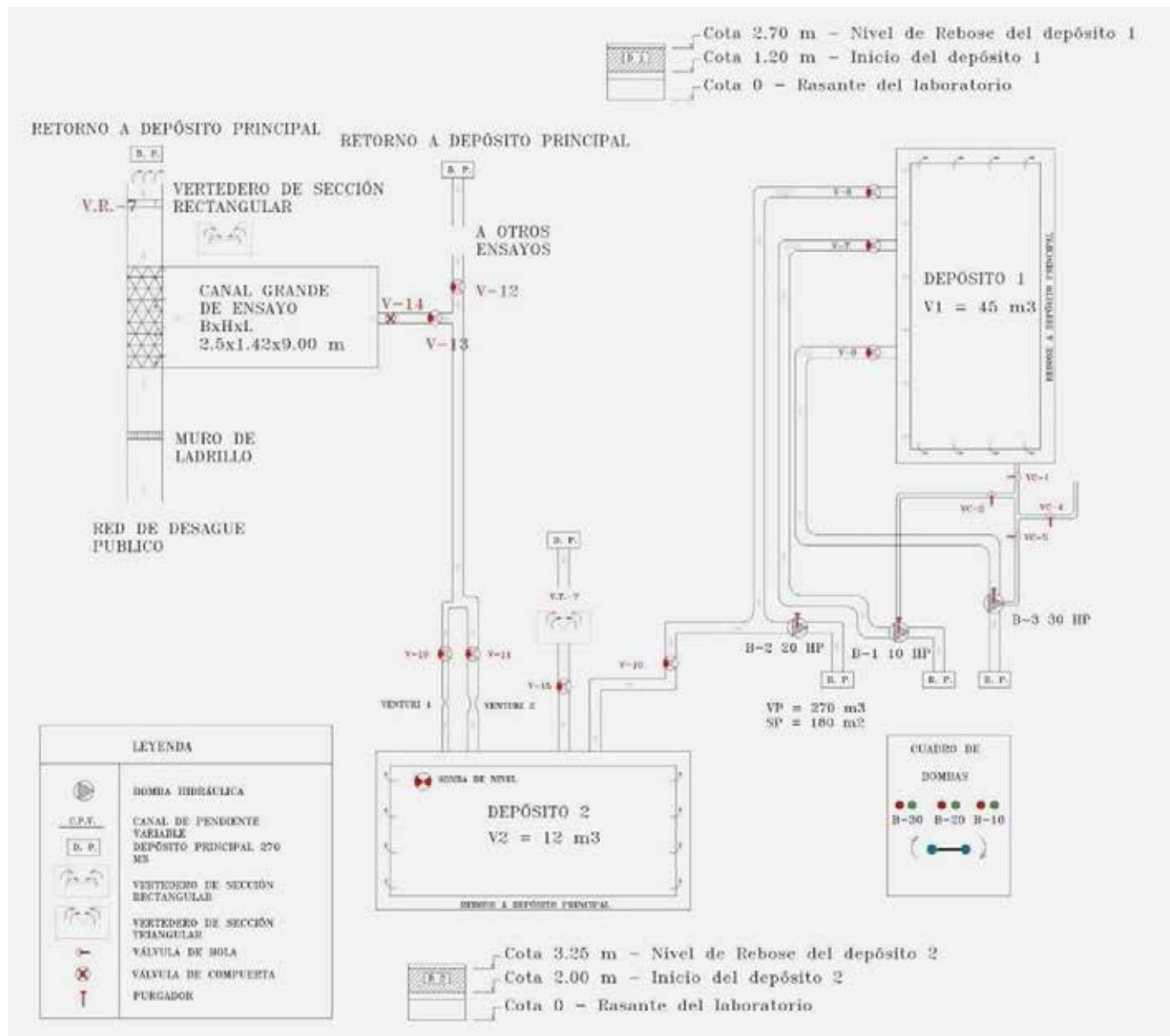


Figura 80. Esquema del Laboratorio de Hidráulica

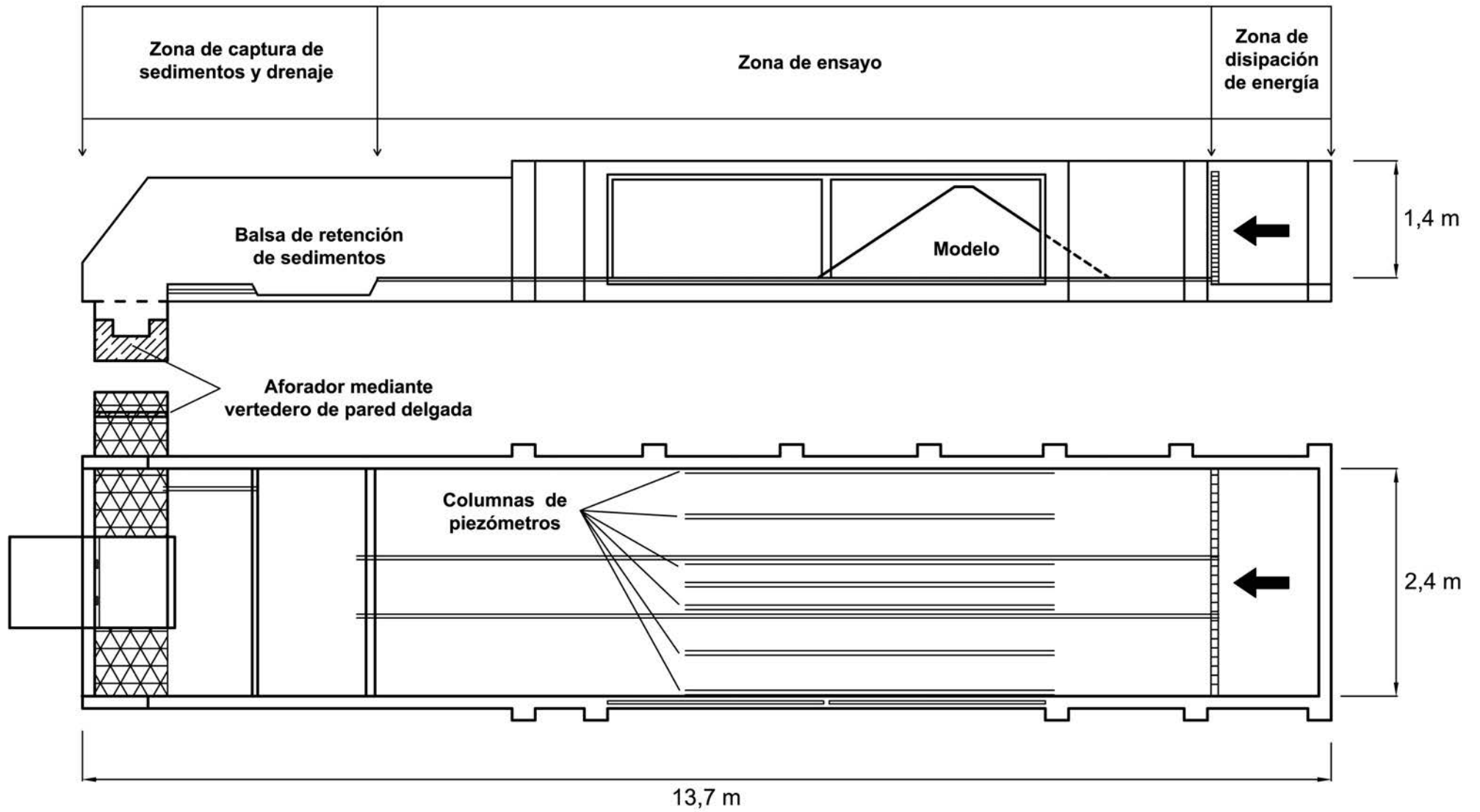


Figura 81. Recinto de ensayo. Alzado (arriba) y planta (abajo)

Perfilómetro láser montado sobre carro robotizado.

El equipo se compone de un perfilómetro láser modelo SICK LMS200-30106 (Foto 13) que emite señales de forma radial mediante un dispositivo láser a lo largo de un desarrollo de 180°, obteniendo como resultado el contorno exterior de un determinado cuerpo, en el plano de medida correspondiente. El equipo permite seleccionar el número de barridos que realiza en cada plano y el rango angular de medición. Las características principales del equipo se recogen en la Tabla 13.



Foto 13. Imagen del perfilómetro láser montado sobre la placa de sujeción al carro robotizado.

Resolución angular	1°/0.5°/0.25°
Tiempo de respuesta	13ms/26ms/53ms
Resolución	10 mm
Error sistemático (modo mm)	±15mm
Error estadístico (1 Sigma)	5mm
Clase láser	1 (eye-safe)
Máxima distancia	80m
Interfase de datos	RS422/RS232
Velocidad transferencia	9.6/19.2/38.4/500 kBaud
Alimentación	24V DC ± 15%
Consumo	20W
Peso	4.5kg
Anchura	155mm
Altura	210mm
Longitud	156mm

Tabla 13. Características del perfilómetro láser SICK LMS200-30106.

El perfilómetro láser se ha montado sobre un carro robotizado que permite desplazar el equipo de forma automática en el eje transversal al canal (eje X, según los ejes referencia seleccionados en la tesis) mediante un motor de alta precisión adosado al carro que permite controlar el desplazamiento del escáner. De esta forma, se pueden realizar perfiles en sucesivos planos paralelos entre sí, a la distancia entre ellos que el operador seleccione en el autómatas de funcionamiento controlado desde ordenador.



Foto 14. Vista del carro robotizado sobre el recinto de ensayo con el perfilómetro láser instalado

La programación necesaria para la automatización del funcionamiento del perfilómetro se ha desarrollado sobre programación en *LabView* mediante algoritmos que permiten controlar tanto el preproceso, cambiando los parámetros de medición y los rangos y pasos de desplazamiento del escáner de forma transversal al canal, como el postproceso, que permite manejar los resultados de la restitución para obtener el modelo digital del modelo y su visualización en 3D (Figura 82).

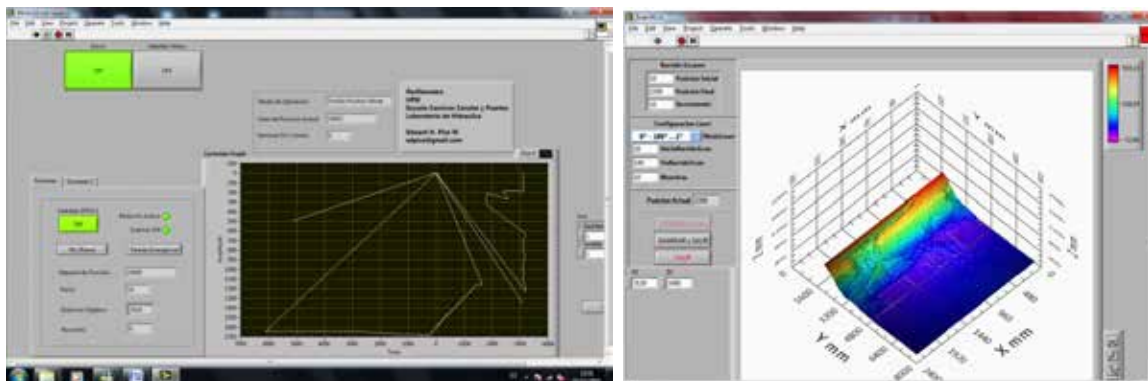


Figura 82. Imágenes del módulo de previsualización del perfilómetro láser.

3.5.2 Ensayos de caracterización del material.

En las distintas campañas de ensayos experimentales se han usado tres materiales diferentes, de tipo granular no cohesivo, denominados M1, M2 y M3, respectivamente. Se han realizado los siguientes ensayos de caracterización del material:

1. Granulometría por tamizado, UNE 103101:95. Permite conocer la clasificación por tamaños, el coeficiente de uniformidad y el contenido de finos.
2. Peso específico seco, UNE 103301:94. Junto con el peso específico de las partículas se obtuvo el peso específico saturado y la porosidad del material.
3. Peso específico de las partículas, UNE 103302:94.

El ángulo de rozamiento interno al reposo se ha obtenido mediante ensayos no estandarizados, realizados *in situ*. La metodología de estos ensayos se indica dentro del apartado específico dedicado a cada una de las campañas donde se utiliza cada material.

Material M1 ($D_{50}=12,6$ mm). Ensayos realizados en el laboratorio del CEDEX.

Es el material de menor tamaño de los manejados en los ensayos experimentales. En la Figura 83 y la Tabla 14 se incluye su curva granulométrica, el peso específico seco y los resultados del ensayo de permeabilidad de carga constante.

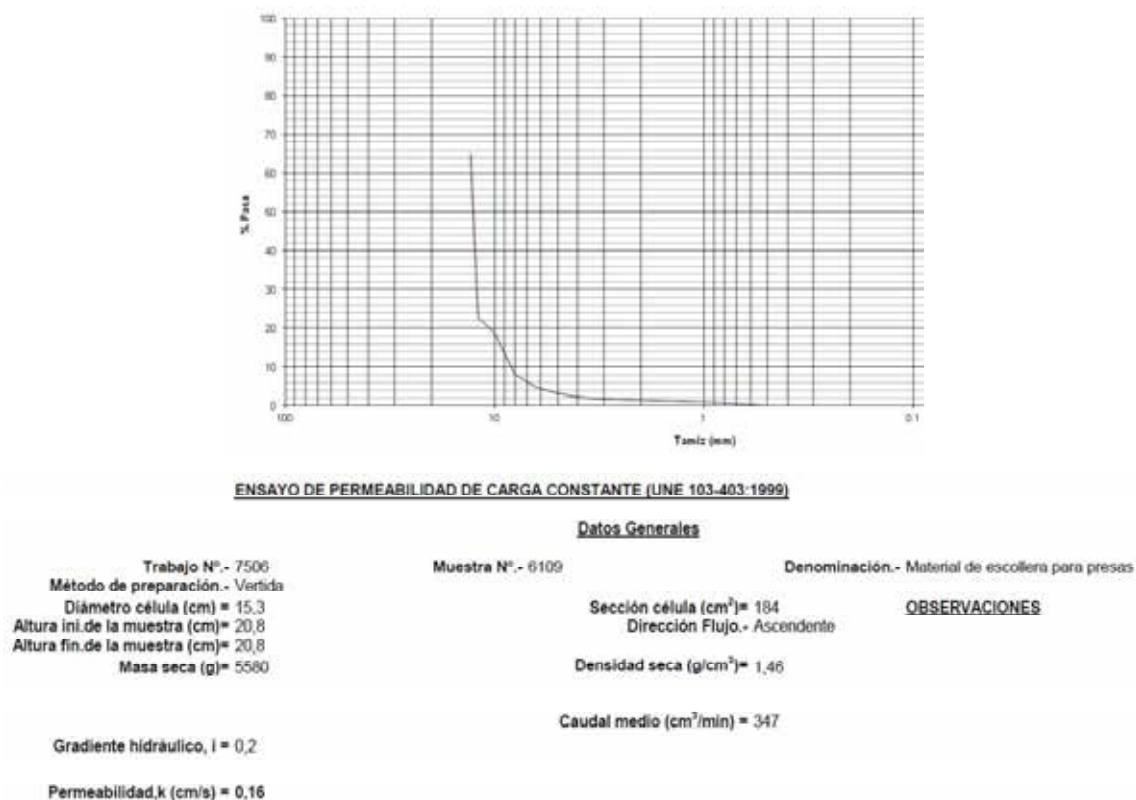


Figura 83. Curva granulométrica, ensayo de permeabilidad y foto de la muestra de material M1 ensayada en el CEDEX.

TAMIZ	%
Abertura (mm)	Pasa
14,00	100,00
13,00	65,03
12,50	43,92
12,00	22,82
10,00	18,60
8,00	8,11
6,35	4,76
5,00	3,18
4,00	2,23
3,20	1,90
2,50	1,56
2,00	1,41
1,00	1,11
0,50	0,00

Tabla 14. Porcentajes del material M1, en peso, que pasan en función de la abertura del tamiz.

El peso específico saturado medido en el laboratorio es $1,87 \text{ t/m}^3$ por lo que el valor de la porosidad del material, conocido el peso específico seco ($1,46 \text{ t/m}^3$), es de 0,41.

Material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm). Ensayos realizados en el laboratorio de le empresa AIC, S.A.

Este material constituye el tamaño intermedio de los utilizados en los modelos físicos. Se realizaron ensayos de caracterización en dos muestras con los resultados que reflejan la Figura 84 y la Figura 85.

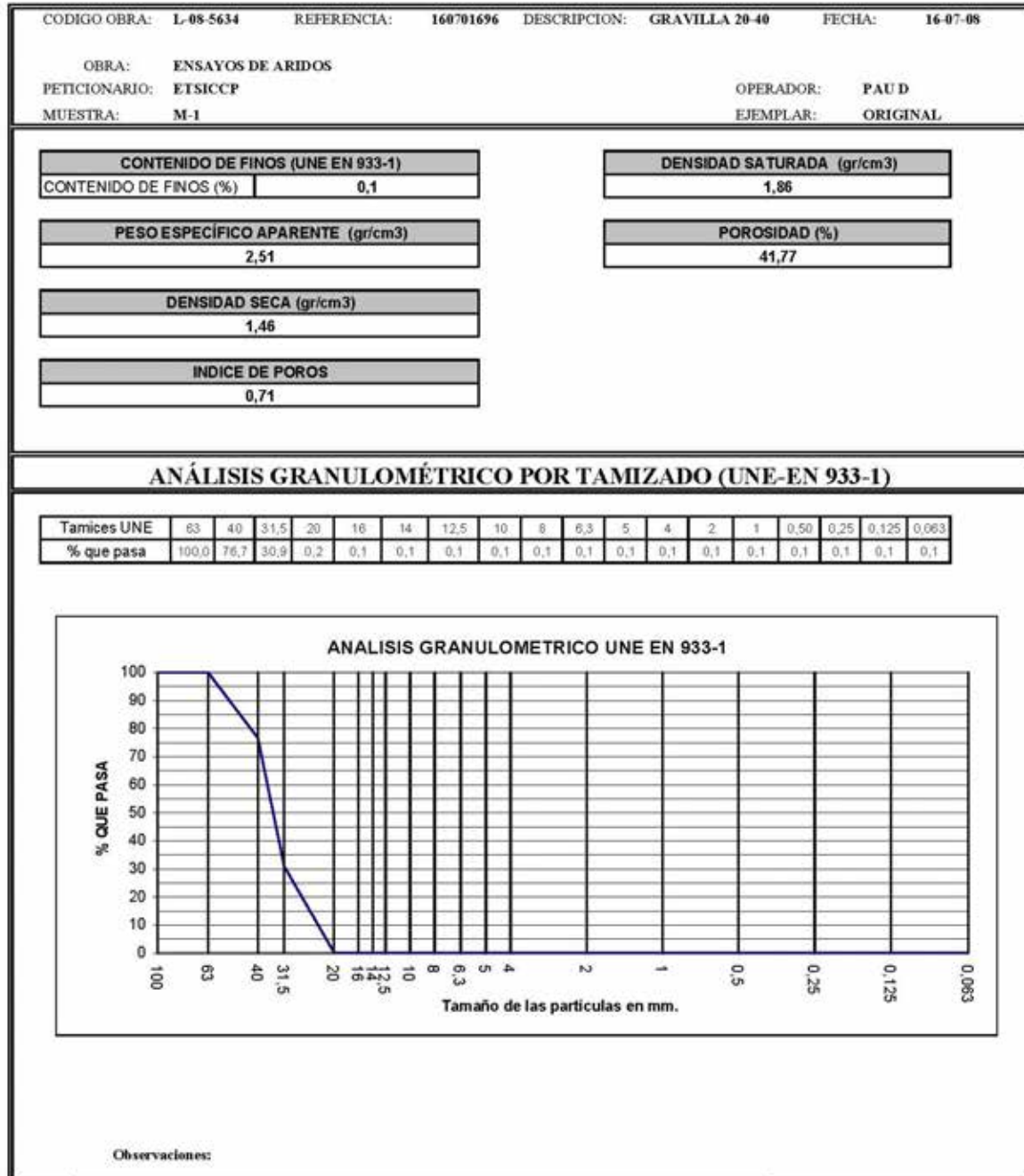


Figura 84. Ficha del ensayo geotécnico de la muestra 1 del material M2.

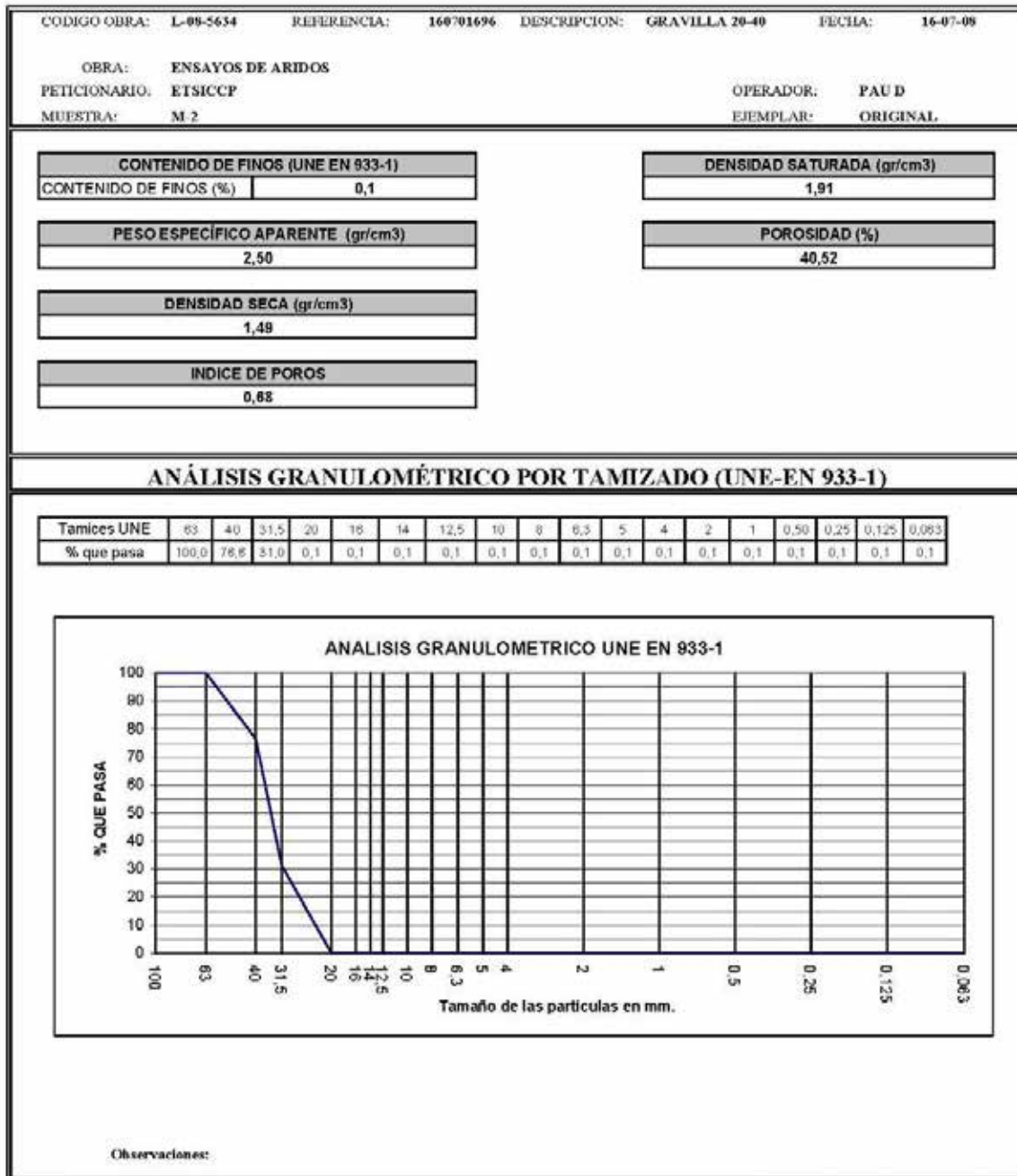


Figura 85. Ficha del ensayo geotécnico de la muestra 2 del material M2.

A continuación se adjunta la caracterización geotécnica de cada uno de los materiales utilizados de acuerdo con lo expuesto en 3.5.2, así como el cálculo de la relación de inestabilidad (IR) siguiendo la metodología de Sherard.

Pesos específicos y porosidad

	Muestra 1 (KN/m ³)	Muestra 2 (KN/m ³)	Promedio (KN/m ³)
Peso específico partícula	24,62	24,53	24,57
Peso específico saturado	18,25	18,74	18,49
Peso específico seco	14,32	14,62	14,47

	Muestra 1	Muestra 2	Promedio
Porosidad	0,42	0,40	0,41

Tabla 15. Pesos específicos y porosidad del material de presa (E).

Relación de inestabilidad (IR)

	Muestra 1	Muestra 2	Promedio
Tamiz UNE (mm)	% que pasa	% que pasa	% que pasa
100,00	100,0	100,0	100,0
63,00	100,0	100,0	100,0
40,00	76,7	76,6	76,6
31,50	30,9	31,0	30,9
20,00	0,2	0,1	0,1
16,00	0,1	0,1	0,1
14,00	0,1	0,1	0,1
12,50	0,1	0,1	0,1
10,00	0,1	0,1	0,1
8,00	0,1	0,1	0,1
6,30	0,1	0,1	0,1
5,00	0,1	0,1	0,1
4,00	0,1	0,1	0,1
2,00	0,1	0,1	0,1
1,00	0,1	0,1	0,1

Tabla 16. Granulometría del material de presa (E)

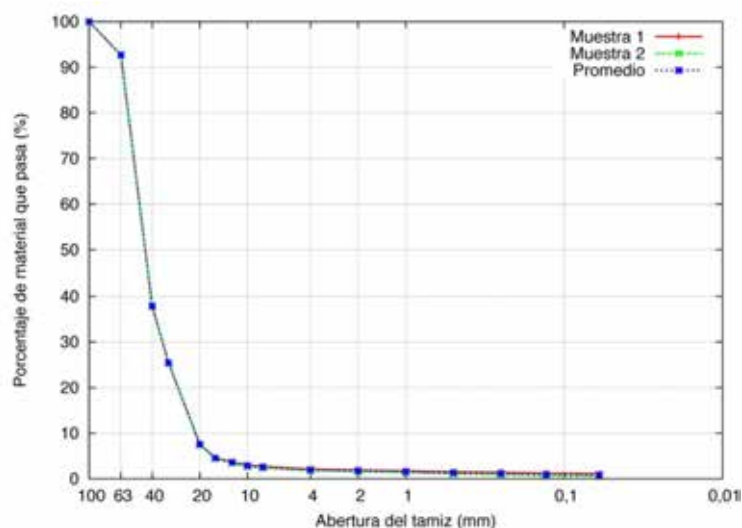


Figura 86. Curva granulométrica del material de presa (E)

% que pasa	Tamaño (mm)	% que pasa	Tamaño (mm)	IR
Y	D(Y)=D(85F)	Y+15	D(Y+15)=D(15C)	D(15C)/D(85F)
5	22,0	20	27,5	1,3
10	23,5	25	29,0	1,2
15	25,5	30	31,5	1,2
20	27,5	35	32,0	1,2
30	31,5	45	34,0	1,1
40	33,0	55	36,0	1,1
50	35,0	65	37,0	1,1
60	37,0	75	39,5	1,1
70	39,0	85	48,0	1,2
80	43,5	95	58,0	1,3

Coefficiente de uniformidad	$C_u = D_{60}/D_{10} =$	1,6
Tamaño medio (mm)	$D_{50} =$	35,0

Tabla 17. Tablas de cálculo de la relación de inestabilidad (IR) del material de presa (E)

Todos los tamaños tienen un IR inferior a 5. Por lo tanto el material es autoestable. El D_{85} del material de presa es 48 mm que se utilizará para la comprobación del criterio de filtro del material de protección.

Material M3 ($D_{50} = 45,5$ mm). Ensayos realizados en el laboratorio de AIC, S.A.

Es el material más grueso que se ha manejado en los ensayos. Los resultados de las dos muestras se incluyen en la Figura 87 y en la Figura 88.

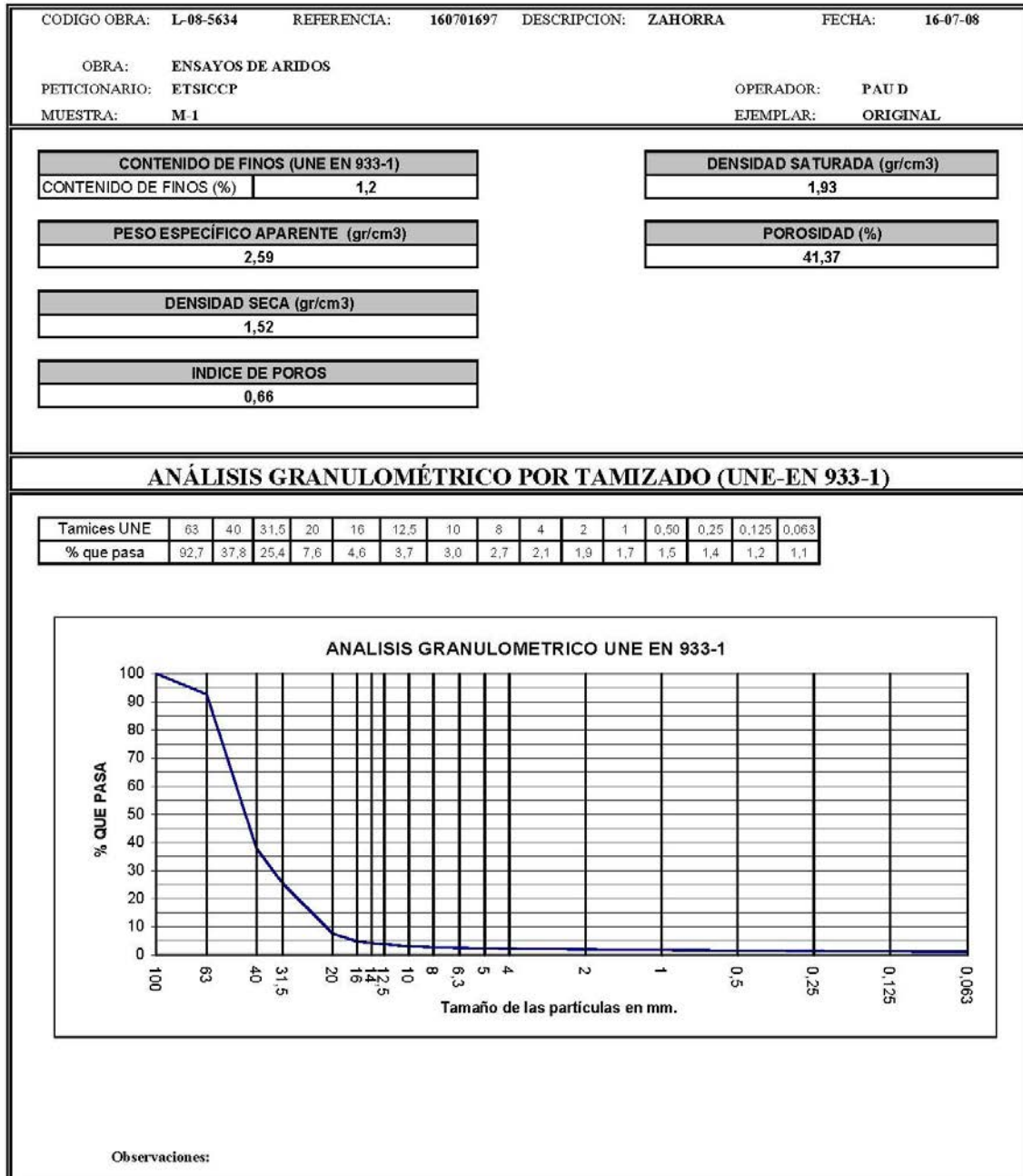


Figura 87. Ficha del ensayo geotécnico de la muestra 1 del material M3.

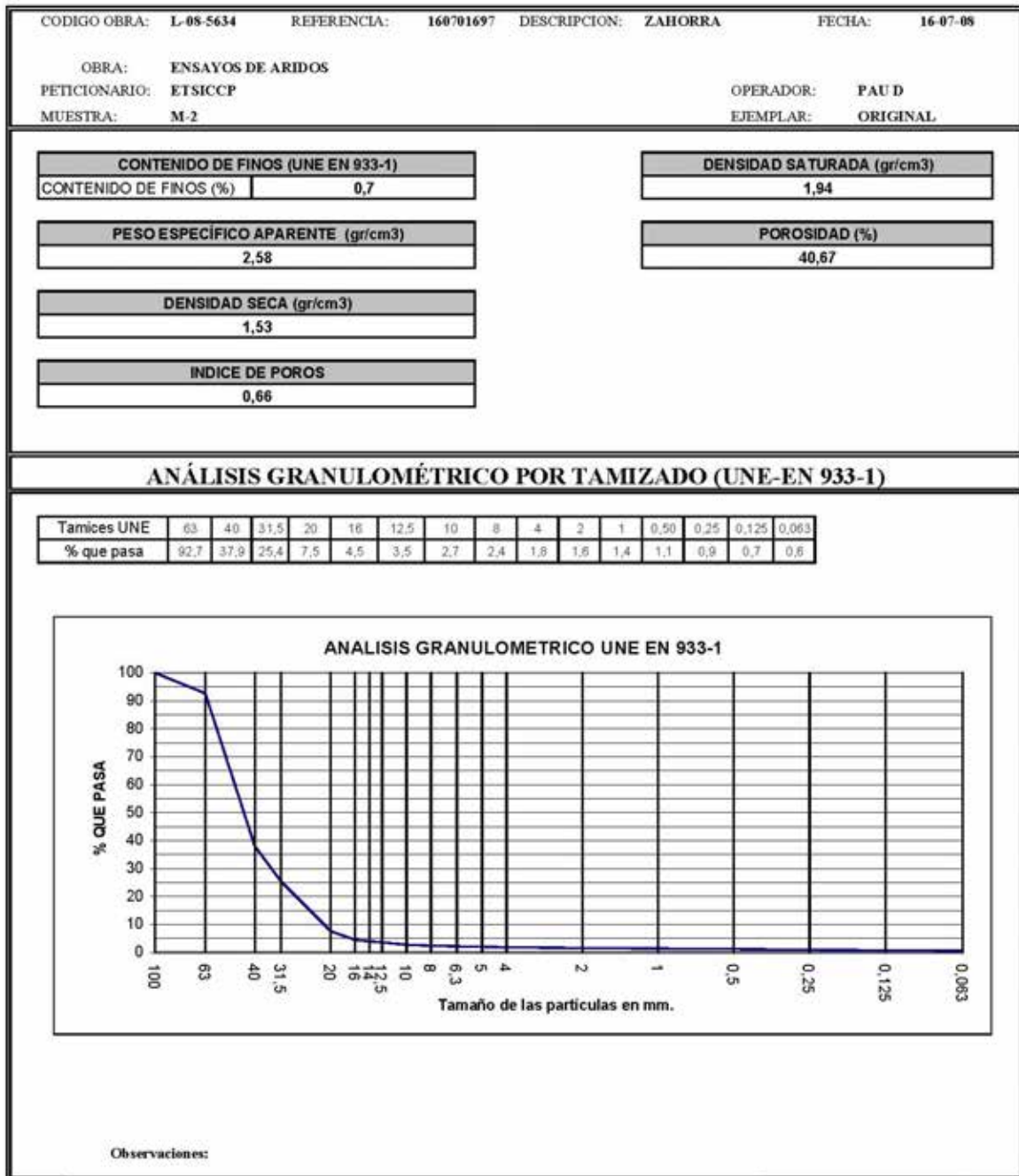


Figura 88. Ficha del ensayo geotécnico de la muestra 2 del material M3.

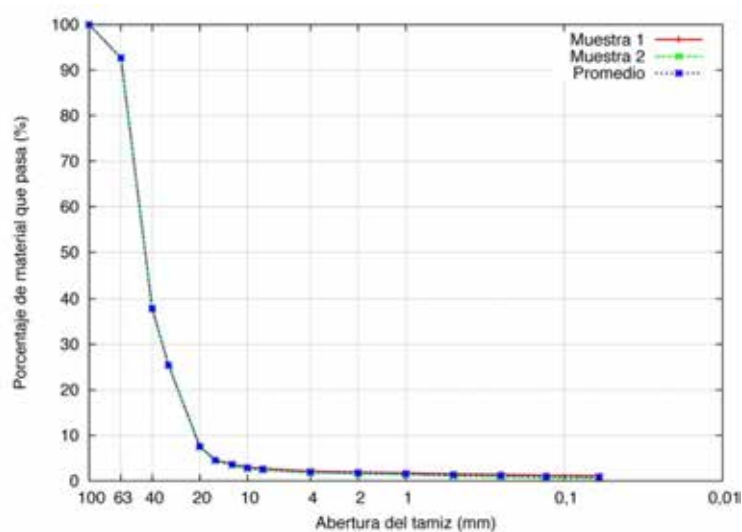
Pesos específicos y porosidad.

	Muestra 1 (KN/m ³)	Muestra 2 (KN/m ³)	Promedio (KN/m ³)
Peso específico partícula	25,41	25,31	25,36
Peso específico saturado	18,93	19,03	18,98
Peso específico seco	14,91	15,01	14,96

	Muestra 1	Muestra 2	Promedio
Porosidad	0,41	0,41	0,41

Tabla 18. Pesos específicos y porosidad del material de protección (E_b).**Relación de inestabilidad (IR).**

	Muestra 1	Muestra 2	Promedio
Tamiz UNE (mm)	% que pasa	% que pasa	% que pasa
100,00	100,0	100,0	100,00
63,00	92,7	92,7	92,70
40,00	37,8	37,9	37,85
31,50	25,4	25,4	25,40
20,00	7,6	7,5	7,55
16,00	4,6	4,5	4,55
12,50	3,7	3,5	3,60
10,00	3,0	2,7	2,85
8,00	2,7	2,4	2,55
4,00	2,1	1,8	1,95
2,00	1,9	1,6	1,75
1,00	1,7	1,4	1,55
0,50	1,5	1,1	1,30
0,25	1,4	0,9	1,15
0,13	1,2	0,7	0,95
0,06	1,1	0,6	0,85

Tabla 19 Granulometría del material de protección (E_b)Figura 89. Curva granulométrica del material de protección (E_b)

% que pasa	Tamaño (mm)	% que pasa	Tamaño (mm)	IR
Y	D(Y)=D(85F)	Y+15	D(Y+15)=D(15C)	D(15C)/D(85F)
5	17,0	20	28,5	1,7
10	22,0	25	31,5	1,4
15	25,0	30	35,0	1,4
20	28,5	35	38,5	1,4
30	35,0	45	43,0	1,2
40	41,0	55	47,5	1,2
50	45,5	65	51,5	1,1
60	49,5	75	55,5	1,1
70	53,5	85	60,0	1,1
80	58,0	95	75,0	1,3

Coficiente de uniformidad	$C_u = D_{60}/D_{10} =$	2,3
Tamaño medio (mm)	$D_{50} =$	45,5

Figura 90. Tablas de cálculo de la relación de inestabilidad (IR) del material de protección (E_b)

Todos los tamaños tienen un IR inferior a 5. Por lo tanto el material es autoestable. Además, el material es filtro respecto del material de presa ya que se cumple:

$$D_{15Eb} = 25 < 5 \cdot D_{85E} = 5 \cdot 48 = 240 \quad \text{Ec. 94}$$

Por lo que la estabilidad interna del conjunto queda asegurada.

3.5.3 Descripción de las campañas de modelación física.

3.5.3.1 Calibración y análisis de daños.

Geometría.

La sección de la presa y sus protecciones se ha mantenido constante a lo ancho del canal de ensayo. Por tanto, el estudio se limita a casos bidimensionales. La dimensión relativa de la anchura del canal respecto de la altura de la presa es el factor crítico a la hora de evitar el efecto pared. En la campaña, este factor se mantiene constante $W/H= 2,4$. Dado que el comportamiento del modelo queda distorsionado en las proximidades de las paredes del recinto se ha forzado que la rotura se produzca alejada de dichas paredes. Esto se ha conseguido colocando tela metálica junto a ellas para dificultar el movimiento de las piedras en esa zona (Foto 15).



Foto 15. Detalle de la malla metálica instalada junto al cristal del canal.

La geometría de la presa que es objeto de protección en el ensayo se mantuvo invariable. Se trata de un cuerpo de presa de taludes $M=1,5$ y $N=1,5$ con una anchura de coronación C de $0,20$ m y una altura H de 1 m (Figura 91). Se han elegido taludes del mismo orden que los de las presas de escollera.

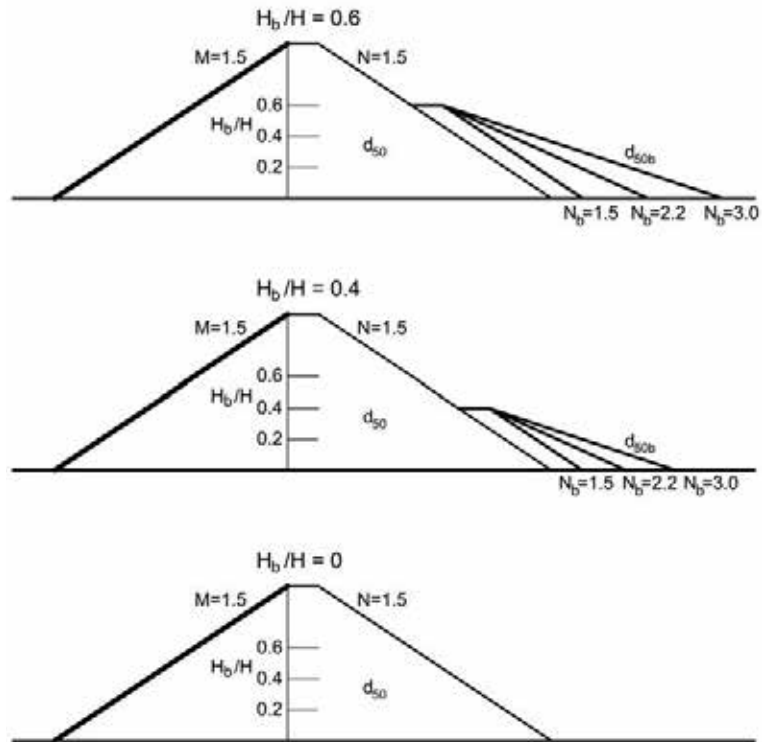


Figura 91. Croquis de las secciones transversales de los casos ensayados

El elemento impermeabilizante, también invariable en esta campaña, simulaba una pantalla externa y estaba formado por una lámina de PEAD de 1,5 mm montada sobre un marco de aluminio (Foto 16) que descansaba sobre el talud de aguas arriba y fue sellado en el contacto con cajeros y solera mediante una masilla elastomérica.



Foto 16. Pantalla impermeable de aguas arriba

El caso de la presa sin protección, caracterizado por $H_b/H=0$ en la Figura 91, se ha ensayado como caso de referencia para poder analizar y comparar los daños con respecto a la presa protegida.

La geometría de la protección se ha caracterizado mediante dos parámetros cuya influencia en el fenómeno es mayor, esto es, el talud N_b y la altura de la protección H_b . Para facilitar el tratamiento de los datos obtenidos se ha optado por trabajar con la variable adimensional $H_b^* = H_b/H$. El ancho de la berma se ha mantenido constante, de 20 cm.

El rango de variación de la altura de la protección viene delimitado fundamentalmente por dos factores. El primero es el tamaño medio del material de protección, que la limita inferiormente con el objetivo de asegurar un funcionamiento asimilable a un continuo. La relación entre el tamaño de la partícula y las dimensiones del conjunto debe estar limitada para que los efectos de imbricación y colocación relativa entre las partículas no influyan en exceso. La bibliografía (de Cea and Olalla 1991) aconseja que esta relación sea como mínimo 6. En los ensayos se ha limitado la relación D_{50b}/L a 8, siendo L la longitud de la línea de máxima pendiente del plano del talud del repié.

El segundo factor que se ha tenido en cuenta a la hora de plantear la altura máxima de la protección es la zona de salida prevista para el caudal de filtración del espaldón. Con los taludes habitualmente utilizados en presas de escollera (rango entre 1,5 y 2) dicha zona de salida se limita a aproximadamente el 60% de la longitud del talud (Toledo 1997) y por lo tanto de la altura de presa. Siguiendo este criterio se ha limitado el valor máximo de ensayo a $H_b^* = 0,6$. Además, la zona con presiones relativas más altas está por debajo de esa altura, con lo que la estabilidad frente al deslizamiento queda garantizada por encima de ella.

Los taludes N_b utilizados en el ensayo son 1,5; 2,2 y 3,0. El objeto es analizar un rango de taludes amplio para poder extraer conclusiones en función del mecanismo de rotura que predomine, bien el deslizamiento en masa, mayor en taludes bajos, o bien la erosión por arrastre de las partículas, predominante cuando la estabilidad en masa está garantizada.

En resumen, los casos ensayados son los siguientes:

- Caso $H_b^* = 0$. Presa sin protección
- Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 1,5$
- Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 2,2$
- Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$
- Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 1,5$
- Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 2,2$
- Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$

Materiales.

Los materiales utilizados en la campaña se han mantenido constantes tanto para la presa como para la protección. Se ha partido de un material base para la presa, de tamaño intermedio dentro de los que se van a ensayar en el Proyecto XPRES, de granulometría uniforme y se ha seleccionado un material de tamaño medio mayor, que cumpla las condiciones de filtro respecto del anterior. De esta forma, no resulta necesario añadir una capa de transición entre la presa y la protección para evitar la migración de partículas del cuerpo de presa por entre los huecos del material de protección. También se ha limitado el contenido de finos para asegurar la ausencia de cohesión en ambos materiales. Se han utilizado los siguientes materiales (Foto 17):

1. Material de cuerpo de presa (E), formado por el material tipo M2.
2. Material de protección (E_b), formado por el material tipo M3.



Foto 17. Materiales usados en los ensayos. Detalle del caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$.

Caudales.

Como se ha indicado en 3.5.1, con el sistema de alimentación existente en el momento de realizar la campaña, el caudal máximo disponible estuvo limitado a unos 95 l/s. La serie de caudales a ensayar se organizó en 6 escalones como máximo, dando por finalizado el ensayo una vez producida la rotura total de la protección. El caudal se incrementó de forma brusca en cada escalón, manteniéndolo constante durante un mínimo de 20 minutos. El criterio para iniciar el cambio de escalón fue que el observador no detectara movimientos de piedras en el conjunto presa-protección durante 10 minutos consecutivos. Los caudales de los escalones se aumentaron de forma diferente en cada caso, tratando de mantener como incremento medio los 15 l/s.

Dada la dificultad de conseguir una impermeabilidad perfecta, antes de comenzar cada uno de los ensayos se midió el caudal de pérdidas filtrado en la unión de la pantalla impermeable con las superficies del canal. Este caudal, denominado Q_p se restó del caudal total de alimentación para obtener el caudal de sobrevertido como la diferencia entre ambos. La medida se realizó en el momento en que el nivel de aguas arriba alcanza el borde superior de la pantalla, inmediatamente antes del inicio del sobrevertido. El caudal de filtración que circula por el espaldón será la suma del caudal de sobrevertido y el de pérdidas. En cualquier caso, el caudal de pérdidas siempre representó un porcentaje mínimo del total.

Toma de datos

1. Caudal. El caudal de alimentación se ha medido mediante 3 procedimientos distintos para permitir la comparación entre cada uno de ellos:
 1. Caudalímetro por ultrasonidos ubicado en la tubería de alimentación.
 2. Dispositivo tipo Venturi instalado en la misma tubería.
 3. Sonda de nivel situada aguas arriba del vertedero de sección rectangular instalado en el canal de retorno, aguas abajo del recinto de ensayo.

El momento de la toma de lecturas fue el inmediatamente anterior al cambio de escalón de caudal.

2. Calados en el canal. Se han medido los niveles aguas arriba de la presa y en el extremo de aguas abajo del canal, antes de la entrada del agua a la balsa de captura de áridos (Figura 92). Para ello se utilizaron las sondas de nivel situadas en estos emplazamientos. Los ceros de los aparatos (o medida con calado 0) se midieron con anterioridad al inicio de los ensayos.

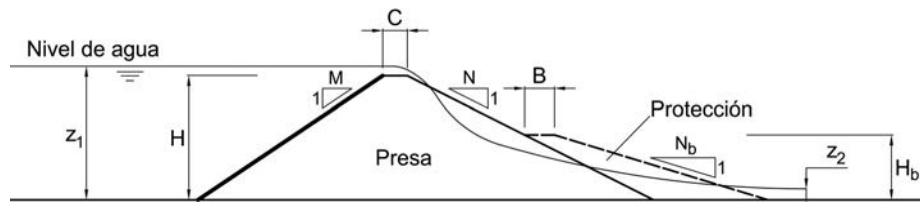


Figura 92. Croquis con los calados medidos en el recinto de ensayo.

3. Presiones en la base. Al final de cada escalón de caudal, se han realizado lecturas de los piezómetros a lo largo de la base ocupada por el material de presa y protección. Se han tomado las medidas de la línea más cercana del eje central, longitudinal al canal (coordenada $X = 0$ correspondiente a la columna 4). Esto está condicionado por el correcto funcionamiento de los piezómetros en el eje, ya que se ha comprobado que las lecturas de los mismos pueden ser erróneas tras el cambio de materiales al dificultarse el cebado de algunos de ellos y producirse la obturación parcial o total con las fracciones más finas del material colocado.

Por lo tanto, al inicio del ensayo se han seleccionado aquellos piezómetros sobre los que se tomarán las lecturas. En la planilla de toma de datos se deja una casilla para indicar el código de los piezómetros seleccionados. Los piezómetros se designaron por filas y columnas con las coordenadas respecto a los ejes fijados en 3.5.1.1 que se indican en la Tabla 20.

Fila	Y (m)	Columna	X (m)
1	5,75	1	1,25
2	5,50	2	0,75
3	5,25	3	0,50
4	5,00	4	0,00
5	4,75	5	-0,25
6	4,50	6	-0,75
7	4,25	7	-1,18
8	3,75		
9	3,25		
10	2,75		

Tabla 20. Criterio de designación y posición de los puntos de medida de presión.

4. Línea de saturación. Se han tomado medidas de la altura de la línea de saturación haciendo uso de la ventana de cristal situada en el cajero izquierdo. Las medidas se han realizado directamente mediante una escala milimétrica. Estas medidas se han utilizado como comprobación tras la calibración del modelo numérico de filtración. Se han tomado medidas en los siguientes puntos.

- En la vertical del extremo de aguas arriba de la coronación.
 - En los puntos que definen los extremos de la berma de la protección.
 - En el punto donde la línea de saturación corta al talud de la presa.
5. Altura de los daños producidos. Una vez producidos los daños sobre la protección, se ha medido la altura hasta donde ha progresado la erosión o deslizamiento sobre el espaldón (Figura 93). La medida de la altura se ha realizado por medición directa con escala milimétrica desde la ventana del cajero de margen izquierda.

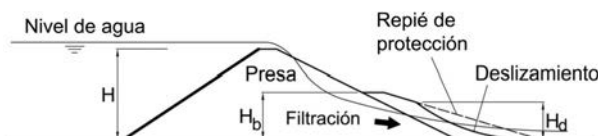


Figura 93. Altura de los daños (H_d)

6. Imágenes. Además de la toma de fotos de detalles o de situaciones de interés, sistemáticamente se han tomado al final de cada escalón al menos 4 fotografías desde posiciones prefijadas:
- Perfil de la presa completa.
 - Vista oblicua del pie de presa.
 - Vista oblicua del espaldón completo.
 - Vista desde el fondo del canal, aguas abajo.
7. Vídeo. Al inicio de cada escalón se pone en marcha la grabación de vídeo con el objeto de captar las imágenes de los momentos en los que se producen la mayor parte de movimientos. La duración de la toma se ha decidido en cada caso en función de la estabilización de la erosión o el deslizamiento producido. Las imágenes se han tomado desde la ventana lateral, en oblicuo, de tal forma que el campo de visualización captado incluya todo el talud de aguas abajo tanto de la presa como de la protección.

Niveles de daño.

En este apartado se definen los criterios de clasificación de los distintos tipos de daños producidos en la protección a medida que se incrementan los caudales de percolación. Estos criterios tienen una cierta componente de subjetividad debido a la dificultad de cuantificar los daños de forma precisa. No obstante, supone una información adicional que resulta valiosa para juzgar la efectividad de la protección alcanzada. Los daños se han clasificado en cuatro niveles:

1. Nivel 0. No se observa ningún movimiento de piedras ni en el talud de la protección ni en la presa.

2. Nivel 1. Se observan movimientos de piedras aisladas que no alteran significativamente la geometría externa del material granular. Puede tratarse de piedras situadas en el pie o bien de recolocación de algunas de las piedras situadas sobre el talud (Foto 18).



Foto 18. Ejemplo de daño de nivel 1. Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$.

3. Nivel 2. Se observa la formación de un deslizamiento en masa o de uno o varios canales de erosión. Se inicia un movimiento de un conjunto de partículas que provoca un cambio sensible en la geometría de la protección (Foto 19).



Foto 19. Ejemplo de daño de nivel 2. Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 2,2$.

4. Nivel 3. Rotura total de la protección. Se considera que la protección rompe totalmente cuando se produce alguna de estas circunstancias:
 - a) Existen evidencias para el observador de que el material de la presa sufre algún tipo daño, entendido éste como una modificación evidente de los contornos

exteriores. No se considera el daño producido en coronación por el impacto directo del sobrevertido.

- b) Se observa que el deslizamiento o erosión en la protección llega hasta la altura de la berma que la limita superiormente (Foto 20).



Foto 20. Ejemplo de daño de nivel 3. Caso $H_b^*=0,4$; $N_b=1,5$.

Planilla de toma de datos.

Fecha	Caso	Escalón 1	Escalón 2	Escalón 3	Escalón 4	Escalón 5	Escalón 6
Hora							
Caudal							
Caudalímetro l/s							
Venturi cm							
Vertedero (Hv) mm							
Niveles							
Aguas arriba H mm							
Aguas abajo h mm							
Línea de saturación xi							
y1 cm							
y2 cm							
y3 cm							
y4 cm							
ys cm							
Piezómetros nº							
Fila 1							
Fila 2							
Fila 3 cm							
Fila 4 cm							
Fila 5 cm							
Fila 6 cm							
Fila 7 cm							
Fila 8 cm							
Fila 9 cm							
Fila 10 cm							
Tipo de fallo							
Foto							
Video							
Observaciones							

Figura 94. Planilla de toma de datos utilizada en la campaña de calibración y análisis de daños.

3.5.3.2 Validación de la formulación del talud crítico.

El objetivo de la campaña consiste en validar experimentalmente la formulación existente para el cálculo del talud crítico (Ec. 31) que, según los estudios teóricos de Toledo, resulta estable en taludes de escollera en condiciones de saturación completa del espaldón. Según se comprobó tras el análisis de los resultados de la campaña de calibración y análisis de daños, el talud (N_b) constituye un parámetro principal de la protección frente al deslizamiento, por lo que esta campaña permite fundamentar la metodología de diseño de este tipo de protecciones.

En la campaña se utilizaron dos materiales distintos, con tamaños D_{50} de 12,6 mm (M1) y 35,0 mm (M2), cuyo ángulo de rozamiento interno al reposo ha sido obtenido *in situ* a partir de 6 ensayos realizados mediante vertido del material en seco, apoyado sobre un murete vertical en el interior del recinto de ensayo, con una altura de 0,50 m, igual a la de los ensayos previstos en la campaña (Figura 95). Sobre el material vertido se realizó la medición mediante el barrido con el perfilómetro láser de perfiles transversales cada centímetro a lo largo del recinto de ensayo, obteniendo el ángulo correspondiente mediante ajuste lineal de los puntos que configuran el talud para cada perfil transversal obtenido.

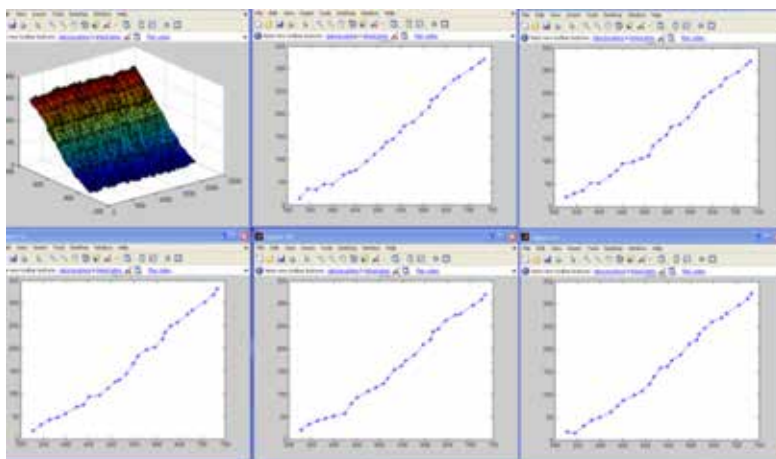


Figura 95. Ejemplo de un barrido del perfilómetro láser y de las secciones obtenidas a partir de los datos registrados.

El ángulo de rozamiento al reposo se determinó en cada ensayo a partir del ángulo que resulta del valor medio de las regresiones lineales de cada perfil obtenido por el perfilómetro láser. El ángulo que se considera como representativo del material es, a su vez, el promedio de todos los ensayos realizados, con una precisión en la medida determinada por su desviación típica.

La campaña de ensayos de validación se ha estructurado en dos fases (Figura 96). La primera ha tenido como objetivo analizar experimentalmente la evolución del grado de avance de la rotura (B_c/L , definido en el apartado c de este epígrafe y en la Figura 103) provocado por el

deslizamiento en masa en ensayos con taludes sensiblemente inferiores al talud crítico teórico (N_c). La segunda, ha buscado caracterizar experimentalmente el talud crítico (N_{ce}), ensayando valores de taludes cercanos al valor crítico teórico (N_c), discriminando en cada caso si se consigue la estabilidad frente al deslizamiento en masa en el pie del talud en condiciones de saturación.

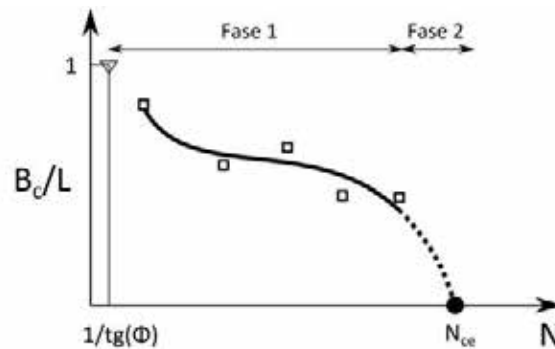


Figura 96. Esquema de la evolución del grado de avance de la rotura al aumentar el talud de la presa.

De esta forma, ambas fases de la campaña se han denominado de la siguiente forma:

- Fase 1. Evolución de la rotura por deslizamiento en masa en función del talud.
- Fase 2. Caracterización experimental del talud crítico.

A continuación se describe la metodología utilizada en cada una de ellas.

Fase 1. Evolución de la rotura por deslizamiento en masa en función del talud.

En esta primera fase se han utilizado dos recintos de ensayo. En primer lugar un canal de 0,60 m de anchura que ha permitido realizar un mayor número de ensayos al resultar más rápida y sencilla su preparación. El resto de ensayos de esta primera parte de la campaña han sido realizados en el canal con su anchura máxima (2,40 m) y han permitido completar los resultados y añadir nuevos criterios para discriminar los mecanismos de rotura que han predominado en cada uno de los taludes de ensayo.

La metodología de análisis y criterios utilizados en la toma de datos son los siguientes:

- Detección de las erosiones o deslizamientos en el talud. Se ha realizado una comparación entre los distintos modelos digitales de cada estado del talud, obtenidos tras cada escalón de caudal ensayado, y el modelo digital original, a partir de las medidas obtenidas con el perfilómetro láser. Estos modelos fueron generados mediante la aplicación informática GID 10.0.5, a partir de las coordenadas de la malla de puntos registrados por el perfilómetro. La detección del **deslizamiento** (o la erosión) para un determinado caudal se realizó mediante la intersección entre la superficie del material deslizado (o erosionado) y

la superficie paralela a la situación inicial, por debajo de ella, a una distancia de 2 cm (Figura 97). Análogamente, el **material depositado** se caracteriza mediante la intersección de la superficie de la presa rota con una superficie paralela a la original, por encima de ella, a la misma distancia de 2 cm que en el caso anterior (Figura 98). Se ha seleccionado esta distancia tras comprobarse su idoneidad a la hora de realizar comparaciones en todos los casos ensayados, siendo esta distancia el doble de la precisión disponible en el propio perfilómetro (1 cm). Las pruebas de medición realizadas con distancias de 3 cm no fueron satisfactorias, al enmascarar gran parte de la información con una merma en la calidad de los resultados, especialmente sobre la medida del grado de avance de la rotura.



Figura 97. Vista de la erosión producida sobre el talud a través de la comparación entre la superficie paralela al talud original a 2 cm de profundidad (color amarillo) y la superficie rota (color marrón).



Figura 98. Vista del material depositado mediante la comparación entre la superficie paralela al talud original a 2 cm por encima (color gris) y la superficie rota (color marrón).

- b. Criterio para la discriminación entre los mecanismos de rotura por deslizamiento y por arrastre. El mecanismo de rotura por erosión se desarrolla siempre que las velocidades de filtración a la salida del talud sean capaces de arrastrar las partículas que se encuentran en su superficie externa o bien por el cortante producido por la circulación de agua que discurre paralelamente al talud en su parte externa. A modo de referencia, tomando en consideración la formulación de arrastre de Knauss, Hartung y Scheuerlein (Ec. 43) y teniendo en cuenta las características de los materiales utilizados en la campaña, los caudales unitarios que provocan la erosión en un material granular de talud 1,5 están entre 3,9 y 6,0 l/s/m en el caso de material de 12,6 mm, y entre 18,1 y 28,0 l/s/m en el caso de material de 35,0 mm, dependiendo del grado de compacidad (Φ) del material. Independientemente de estos valores de referencia de los caudales de erosión, en el propio ensayo se evaluaron los valores de caudal unitario que no llegaron a provocar arrastres de cara a su consideración en el análisis del deslizamiento en masa. Lógicamente, los caudales de mayor representatividad de cara al objetivo perseguido en esta campaña son aquellos que están por debajo del umbral del caudal de erosión.

En el caso de que este umbral de velocidad se vea superado, se produce una combinación de mecanismos de rotura, cuyo predominio dependerá entre otras cosas de la relación entre el talud y el ángulo de rozamiento al reposo del material. El predominio del mecanismo de rotura por deslizamiento se corresponde con grado de avance de la rotura bastante uniforme a lo ancho del talud dispuesto en el canal de ensayo, no generándose canales de erosión en forma de brechas localizadas sino, más bien, un movimiento de material sensiblemente uniforme a lo largo del talud de la presa, con un depósito de material bien repartido a lo largo de todo su pie (Toledo, Lechuga et al. 2008, Lechuga, Toledo et al. 2008). El criterio adoptado para discriminar el predominio del mecanismo de rotura en caudales unitarios por encima del umbral de erosión ha sido el siguiente:

- ✓ En el caso de los ensayos en canal de 60 cm de anchura el material erosionado, al expandirse lateralmente, tiende a ocupar todo el ancho disponible en el pie, por lo que el criterio adoptado para distinguir entre uno y otro tipo de mecanismo de rotura se ha basado en la comparación entre el ancho de la erosión producida sobre el talud según el eje transversal al canal de ensayo y el ancho total del canal. Así, se considera que predomina el mecanismo de arrastre en un determinado ensayo en el supuesto de que, para un escalón de caudal anterior a la rotura, en el que la erosión ya ha adoptado un patrón claramente definido, el ancho de la brecha sea inferior al ancho del canal de ensayo (Figura 99).



Figura 99. Izquierda, imagen en planta del modelo digital de la erosión en un talud 2,60 con predominio del mecanismo de arrastre. Derecha, fotografía correspondiente a dicho caso tomada en el canal de ensayo con ancho de 60 cm.

Por el contrario, se considera que existe predominio del deslizamiento al observar que el ancho de la rotura correspondiente coincide con el ancho libre del canal. En este caso (Figura 100), la erosión se desarrolla en forma de una banda transversal al canal.



Figura 100. Izquierda, imagen en planta del modelo digital representando la erosión en un talud 1,50, con predominio del mecanismo de deslizamiento. Derecha: fotografía correspondiente a dicho caso tomada en el canal de ensayo con ancho de 60 cm.

Entre estos dos patrones de rotura, con predominio del arrastre en los taludes suaves y predominio del deslizamiento en los taludes más inclinados, existe una fase de transición en la que no existe un predominio claro de un mecanismo u otro (Figura 101).



Figura 101. Izquierda: Vista en planta del modelo digital del terreno, representando la erosión en un talud 2,00 correspondiente a un mecanismo de rotura mixto entre la erosión y el deslizamiento.

- ✓ En el canal de 240 cm de anchura, con una relación ancho/alto de 4,8, los depósitos generados al pie de los canales de erosión se desarrollan longitudinalmente a modo de barras, dejando zonas del pie del talud sin material depositado. El criterio adoptado para la discriminación del mecanismo de rotura con esta anchura de canal consiste en la medición de la anchura del material de depósito en el pie en relación con la anchura total del canal. En el caso de predominio del mecanismo de deslizamiento en masa, el pie de presa queda cubierto en toda su longitud por el material procedente del mismo (Figura 102).

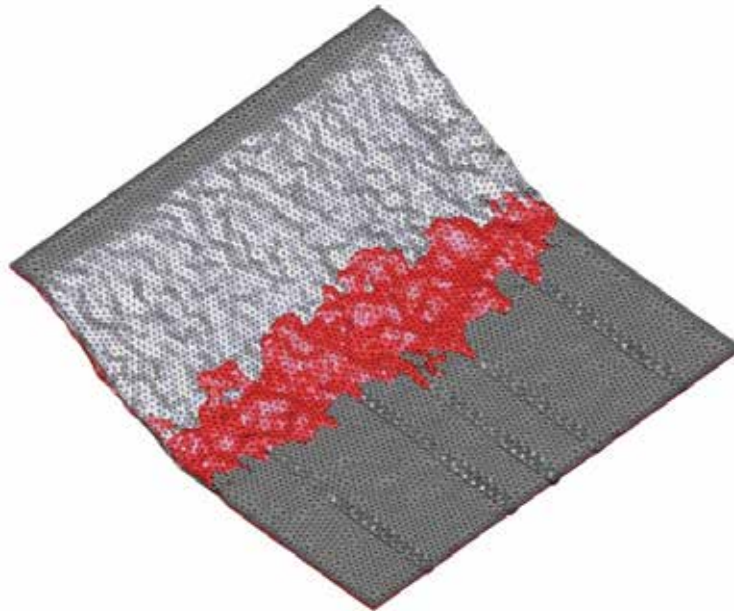


Figura 102. Vista característica de un depósito producido por un deslizamiento en masa, con material repartido a lo largo del pie del talud.

- c. Medición del avance de la rotura. Para cada uno de los caudales unitarios ensayados (q_s) se produce un cierto deslizamiento en el pie del talud (N) ensayado en cada caso (Figura 103). A la proyección en planta de la zona afectada por la rotura según el eje del canal se

le denomina avance de la rotura (B_c). El grado de avance de la rotura se define (Ec. 95) como el valor del avance, adimensionalizado (B_c^*) respecto a la longitud en planta del talud original (L) (Toledo et al. 2008).

$$B_c^* = \frac{B_c}{L} = \frac{B_c}{N \cdot H} \quad \text{Ec. 95}$$

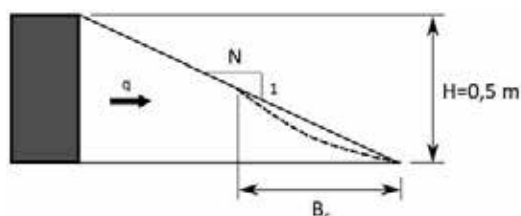


Figura 103. Croquis de la campaña de ensayos de validación del talud crítico.

Se ha indicado en el epígrafe anterior el criterio para detectar tanto las erosiones y/o deslizamientos como los depósitos de material. El avance mide la distancia en planta según el eje longitudinal del canal entre el pie del talud original antes de erosionarse y el avance máximo detectado sobre la superficie de referencia (superficie amarilla en la Figura 104). Los criterios de medición del grado de avance han sido dos.

- Grado de avance máximo. Se midieron los avances máximos de cada una de las líneas de rotura.
- Grado de avance medio. El criterio se basó en la medida promediada del grado de avance de la rotura a lo largo de toda la anchura del espaldón ensayado. La razón que motivó la adopción de este criterio fue el tratar de suavizar la aleatoriedad observada en el grado de avance de la rotura, entendiendo como valor más representativo el obtenido a partir de la media aritmética del grado de avance de la línea de rotura a lo largo del talud ensayado. Para obtener esta media, se digitalizaron las líneas de rotura (Figura 105), obteniendo en primera instancia sus coordenadas para finalmente calcular la media de sus coordenadas según el eje Y, paralelo al eje longitudinal del canal de ensayo.

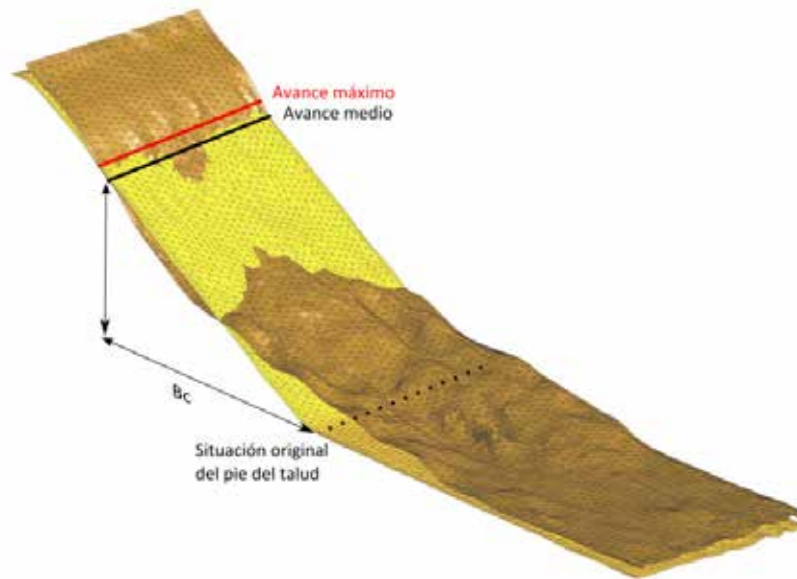


Figura 104. Esquema de la medida del grado de avance de la rotura. En amarillo se destaca la superficie de referencia y en marrón la superficie rota.

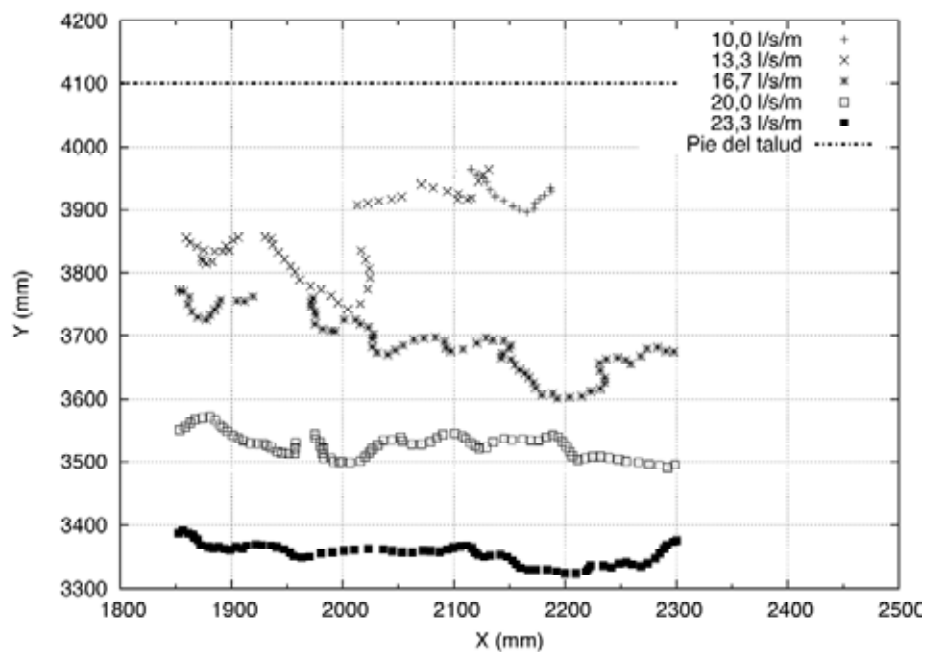


Figura 105. Representación de las coordenadas X, Y de las líneas de rotura para distintos caudales unitarios en el ensayo de talud 1,5 en el canal de 60 cm de anchura con el material de tamaño $D_{50} = 35$ mm.

La Fase 1 de la campaña ha englobado ensayos con dos anchuras de canal distintas. En primer lugar, se ha utilizado un canal estrecho, de 60 cm de anchura, donde se ha podido ensayar un rango mayor de taludes (entre 1,2 y 3,00), buscando examinar la influencia de cada mecanismo de rotura y discriminar entre los patrones de rotura por deslizamiento y arrastre en función del caudal unitario y del talud de ensayo. En la segunda, se han realizado ensayos con la anchura completa del canal de ensayo (240 cm), y se ha centrado en el rango de taludes en el que predomina el deslizamiento.

a. Campaña de ensayos en canal de 60 cm de anchura.

La reducción del ancho del canal de ensayo de 240 cm a 60 cm permite la realización de un mayor número de ensayos debido a la disminución del volumen de material a colocar en cada caso. Además, esta reducción permite disponer una gama más amplia de caudales unitarios que en el canal de 240 cm de anchura para un mismo caudal de alimentación. El aumento del número de ensayos permite cubrir una gama de taludes y caudales más amplia, si bien se pierden otras ventajas como la posibilidad de que se formen varios canales de erosión y que estos puedan desarrollarse sin que lleguen a interferir con las paredes laterales del canal.

Las series de taludes ensayados en función del material es la que se indica en la Tabla 21:

Material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm)										
Talud	1,50	1,60	1,75	1,90	1,95	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00

Material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm)										
Talud	1,30	1,50	1,60	1,75	2,10	2,00	2,20	2,30	2,40	2,60

Tabla 21. Taludes ensayados en la campaña de validación de la formulación del talud crítico en canal de 60 cm de ancho.

La alimentación del ensayo se ha realizado mediante escalones de caudal de 2 l/s (3,33 l/s/m) hasta llegar a la rotura completa del talud. Al final de cada uno de los escalones, una vez estabilizada la rotura, se ha obtenido un modelo digital del terreno mediante el perfilómetro láser (con paso de medición de 10 mm según el eje X y 50 barridos por perfil). Los resultados que ofrece el perfilómetro son las series de coordenadas de los puntos que forman la superficie exterior del talud tras la rotura. A partir de estas series se elaboró el modelo digital del terreno, de donde se obtienen las medidas de erosiones y depósitos con los criterios indicados anteriormente.

b. Ensayos en canal de 240 cm de anchura.

Esta campaña se realizó de forma análoga a la anterior, con los mismos materiales pero aumentando la anchura en este caso de 60 cm a 240 cm. Los incrementos de caudal de alimentación se fijaron en 5 l/s (2,08 l/s/m). En esta fase, el objetivo fue confirmar que los resultados obtenidos eran coherentes con la campaña anterior, en los taludes con patrón de rotura de tipo deslizamiento y que existe concordancia en el avance de la rotura con los casos ensayados en la anchura reducida.

Para cada material, los taludes ensayados fueron 1,50; 1,75; 2,00 y 2,20 y de cada uno de ellos se obtuvo el correspondiente avance medio de la rotura (B_c).

Una vez analizados los ensayos de la Fase 1 con las dos anchuras de ensayo, se ha representado gráficamente el grado de avance de la rotura agrupada por caudales unitarios, en el rango de taludes ensayados y con los distintos criterios de medición.

Respecto al rango de variación de caudales de ensayo, se han considerado como caudales mínimos aquéllos que producen roturas que llegan a ser apreciadas por el equipo de medición. Por otro lado, al ser el objeto de la campaña la identificación de la inestabilidad en caudales próximos a los de incubación, donde el talud ensayado aún no ha variado ostensiblemente su configuración geométrica inicial, no resultan representativos para el análisis los resultados de las roturas con caudales próximos al de rotura completa, donde el grado de avance llega hasta más allá de su coronación. Una vez seleccionados los caudales intermedios se obtiene a partir de ellos la evolución del grado de avance de la rotura y su correspondiente ajuste estadístico.

Fase 2. Caracterización experimental del talud crítico.

En esta fase se ha realizado una serie de ensayos a partir del valor medio del talud crítico teórico. Se considera como valor promedio del talud crítico aquél que resulta de aplicar la formulación con las medias del peso específico y del ángulo de rozamiento al reposo del material. Tomando como referencia este valor, se han realizado nuevos ensayos con incrementos del talud de una o dos décimas y análogos caudales de alimentación. Desde un punto de vista teórico, el talud crítico experimental (N_{ce}), definido como el mínimo talud que produce un avance nulo de la rotura por deslizamiento, debería encontrarse en el intervalo entre los dos valores del talud ensayado que provocan un comportamiento inequívocamente distinto en términos de estabilidad. Los criterios para la determinación de la estabilidad varían en función de que el caudal de ensayo supere o no el umbral de erosión detectado en la evolución de la rotura durante los ensayos de la Fase 1.

La medición de la rotura adoptado se realiza mediante dos técnicas distintas. Por un lado, superficies de comparación paralelas a la original a 1, 2 y 3 cm de profundidad, medida en vertical con distintos colores distintos para su mejor visualización: gris, naranja y rosa, respectivamente (ver ejemplo en la Figura 106). Así, una zona del talud donde aparece ese color muestra que ha habido una rotura con una profundidad de al menos el valor designado por el plano de comparación. Por otro, en las zonas del talud que han quedado fuera de los canales de erosión y que han estado sometidas a lo largo del ensayo a presiones intersticiales en condiciones de saturación se han realizado perfiles transversales para evaluar sus daños, comparando las líneas obtenidas al cortar la superficie del talud con un plano vertical longitudinal al recinto de ensayo. A pesar de disponer de estos resultados es necesario marcar una serie de umbrales para definir qué profundidades de rotura se asignan a cada tipo de rotura (movimiento de piedras aisladas del talud en equilibrio inestable, movimiento de piedras por erosión y movimientos provocados por deslizamiento en masa) añadiendo al método cierta carga de subjetividad. Esta circunstancia se ve agravada por la heterogeneidad del material que, a pesar de tener una granulometría bastante homogénea, no permite asimilar el tamaño del material a un concepto tan simplificado como el del tamaño D_{50} . De esta forma, resulta difícil adoptar criterios para distinguir las causas de la rotura en función de criterio de comparación basados en el tamaño de la piedra y en la profundidad de la rotura.

Se han planteado varios criterios para la determinación de la rotura y su discriminación entre erosión y deslizamiento en función de los caudales de alimentación.

Criterio R1. Caudal por debajo del umbral de erosión.

Se considera que el talud es estable cuando, en condiciones de saturación y con caudales unitarios por debajo del umbral de erosión, se mantiene todo el pie del talud sin observarse ningún tipo de rotura (rotura inferior a 1 cm de profundidad), exceptuando posibles desplazamientos de piedras aisladas que parten de una situación de equilibrio inestable en la superficie del talud. En caso de ser un talud inestable, el pie de presa se debería romper por deslizamiento a lo largo de toda la anchura del canal de ensayo. Este criterio resulta difícil de aplicar debido a que con caudales de alimentación pequeños resulta difícil asegurar un nivel de saturación por encima de un valor que permita asimilar al material saturado como un medio continuo. No existen criterios fijos sobre la relación entre las dimensiones mínimas de la superficie del talud si bien está aceptado que el medio puede ser asimilable a un continuo cuando esta dimensión mínima de su contorno supera 10 veces el tamaño medio de la piedra. Al no quedar asegurado que la altura de la zona saturada del talud superara este umbral en relación al tamaño medio de la piedra se decidió no utilizar este criterio en el análisis que obligaba, además, a determinar con criterios objetivos el valor de dicho umbral de erosión lo cual añadía un factor más de subjetividad al estudio.

Criterio R2. Caudal por encima del umbral de erosión.

En caso de que el caudal unitario del ensayo supere el umbral de erosión del material, apareciendo sobre el talud de forma clara uno o varios canales de erosión longitudinales, se puede considerar para el análisis la zona del talud (en caso de que exista) que queda fuera de la influencia de los canales de erosión provocados por dicho arrastre (ver ejemplo en la Figura 106). Este análisis con caudales por encima del caudal de erosión depende de la aleatoriedad en la formación del canal de erosión y de la zona de deposición aguas abajo, que puede llegar a cubrir el talud original. Por lo tanto, resulta un análisis complejo y con dificultades de sistematización al no ser posible asegurar esta interferencia entre el canal de erosión y la superficie del talud que queda fuera de su zona de influencia. No obstante, la presencia de este tipo de zonas del talud no afectadas por la rotura permiten asegurar que dicho talud cumple con la condición de estabilidad al haber estado sometidas a una presión máxima en su pie, con niveles de saturación elevados, que permiten asimilar el material de la zona saturada del talud a un medio continuo.

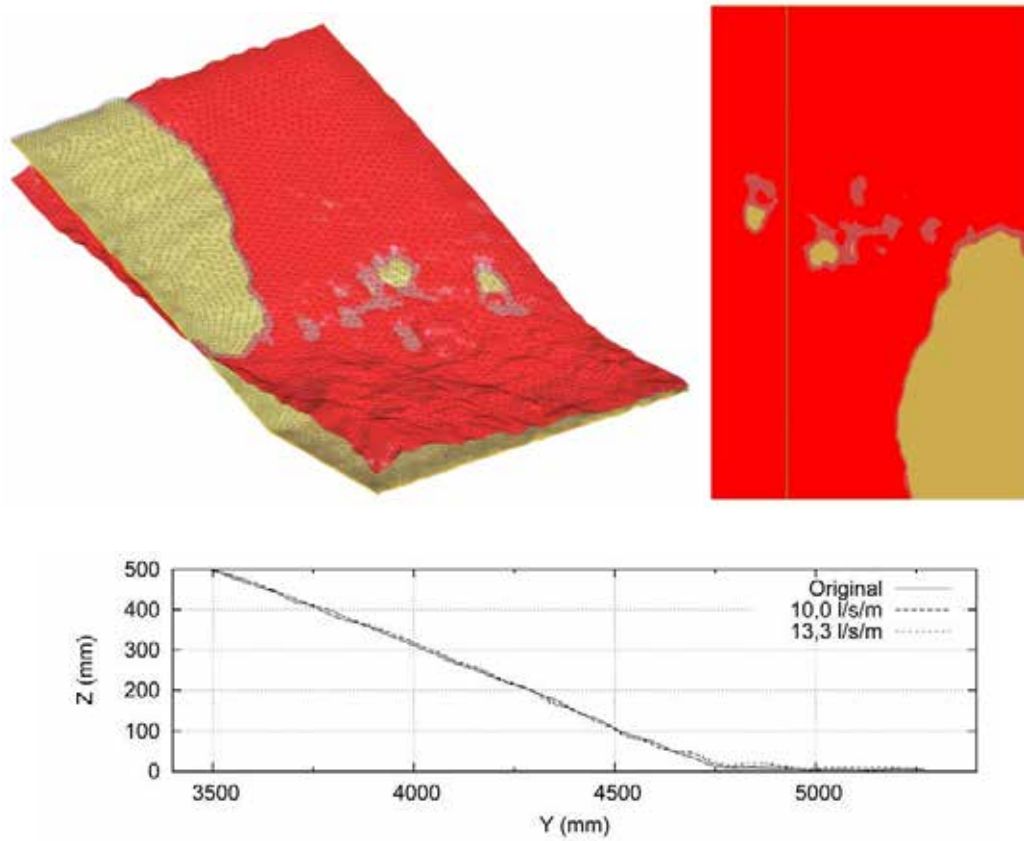


Figura 106. Ejemplo de vista en perspectiva, planta de situación del plano de corte y perfil transversal de la rotura.

La Foto 21 representa un ejemplo en el que se ha desarrollado un canal de erosión y sirve para ilustrar el criterio de discriminación sobre la condición de estabilidad con caudales por encima del umbral de erosión. En la foto se representa un caso en el que se alcanza la estabilidad. En ella se observa que una zona del talud (resaltada en amarillo), fuera del canal de erosión y en condiciones de saturación, se mantiene sin rotura aparente por deslizamiento.



Foto 21. Izquierda: Ensayo en canal de 160 cm con talud 2,8 y material de 35 mm de tamaño medio. Derecha: ejemplo de talud estable (resaltado en color amarillo) en condiciones de saturación (por debajo de la línea roja). El canal de erosión formado se encuentra en la zona central del talud.

El talud estable debería cumplir con el criterio R2 si bien sólo podrá ser aplicado en el caso de que los canales de erosión desarrollados no afecten a la totalidad del pie de presa.

Además de las mediciones de las roturas a partir de las lecturas del perfilómetro láser se ha utilizado la documentación fotográfica obtenida durante los ensayos, especialmente útil en los escalones de caudal cercanos al caudal que produce los primeros daños en la presa, donde se producen pequeñas inestabilidades que el perfilómetro no permite detectar. El método de análisis del material fotográfico ha sido la comparación directa entre la foto del talud original y la del escalón de caudal correspondiente. Para disponer de una referencia visual más clara, se ha coloreado el pie del talud con una disolución de pintura roja con un ancho de banda de 25 cm, medidos sobre el talud. Los taludes de los ensayos realizados han sido los que se indican en la Tabla 22.

Material M1 ($D_{50} = 12,6 \text{ mm}$)						
Talud	2,7	2,8	2,9	3,0	3,1	3,3
Material M2 ($D_{50} = 35,0 \text{ mm}$)						
Talud	2,6	2,7	2,8	2,9	3,0	

Tabla 22. Taludes de ensayo correspondientes a la Fase 2 de la campaña de validación de la fórmula del talud crítico. En negrita se resalta el valor del talud crítico teórico que se pretende validar.

En cada talud ensayado, el resultado final es la evaluación de la estabilidad de dicho talud en función de los datos del modelo digital y de la observación del material fotográfico obtenido. El juicio sobre la estabilidad se apoyará en los criterios definidos con anterioridad.

3.6. Consideraciones sobre la prevención de la erosión interna y el arrastre

La metodología de diseño de las protecciones frente al deslizamiento en masa se completa en su parte final con una propuesta de especificaciones cuyo objetivo es asegurar que la protección sea resistente a los otros dos mecanismos de rotura principales: la erosión interna y el arrastre. Esta parte de la metodología queda fuera del objeto principal del trabajo pero se ha considerado conveniente incluirla en la propuesta de diseño con el objeto de que ésta sea completa. Las formulaciones propuestas para evitar la erosión y el arrastre de partículas provienen de la bibliografía técnica consultada.

3.7. Verificación del procedimiento de diseño.

Una vez finalizadas la campaña experimental y numérica, y realizado el análisis de sus resultados, se han obtenido una serie de conclusiones conceptuales sobre los fenómenos físicos que intervienen en el funcionamiento de la protección. Con esta base teórica se ha formulado un procedimiento de diseño de las protecciones.

La validación del procedimiento de diseño se ha realizado mediante una campaña final de verificación experimental. Esta campaña se compone, a su vez, de dos fases de ensayo:

- Fase 1. Ensayos de calibración de la ley de resistencia de los materiales, cuyo objetivo es determinar los coeficientes de la ley de resistencia parabólica del material a partir de una metodología de ensayo de posible aplicación en un caso real.
- Fase 2. Ensayos de verificación en los que se plantean distintas hipótesis de protección, usando los materiales ensayados en la fase anterior, a los que se les aplica el procedimiento de diseño, verificando experimentalmente su funcionamiento.

3.7.1 Fase 1. Ensayos de calibración de la ley de resistencia de los materiales.

Se han realizado tres ensayos, correspondientes a cada uno de los materiales utilizados en la investigación. En cada uno de ellos se ha formado un talud inclinado de valor 3H:1V, de 1 m de altura, apoyado sobre una reja metálica vertical sobre el recinto de ensayo descrito en 3.5.1, con una anchura transversal de 132 cm (Foto 22). El material ha sido reforzado en su contorno exterior mediante un recubrimiento formado por dos capas de mallado metálico. La malla de contacto es hexagonal no regular, con abertura de 24 x 15 mm, y diámetro de alambre de 0,7 mm. La malla de refuerzo es cuadrada, de 13 mm de lado y diámetro de alambre de 2 mm. El objetivo perseguido con este refuerzo es evitar que se produzca movimiento alguno de piedras en

toda la serie de caudales ensayo, incluso con valores superiores al caudal que provoca la saturación completa del espaldón y al umbral de erosión correspondiente al tamaño de piedra utilizado.



Foto 22. Ejemplo de la disposición de ensayo de la fase de calibración de la ley de resistencia.

Sobre esta configuración de ensayo, se han registrado valores de presiones en 40 piezómetros organizados en 4 líneas longitudinales de 10 piezómetros cada una. Se han registrado también las alturas de la línea de saturación, medidas sobre la superficie acristalada, en las mismas posiciones (según el eje Y, longitudinal al canal) en que se encuentran alineados dichos piezómetros, dentro de la zona ocupada por la pared acristalada. Finalmente, se han registrado los valores de caudal mediante el caudalímetro y el vertedero de pared delgada, así como los niveles de la lámina de agua antes y después del talud de ensayo (la descripción de la instrumentación y de las instalaciones de laboratorio se incluye en el epígrafe 3.5.1).

El objetivo es determinar, para cada uno de los materiales, una serie de relaciones experimentales entre los gradientes hidráulicos (i) y las velocidades medias de filtración (v) para realizar un ajuste estadístico de los mismos mediante una ley parabólica y obtener así la ley de resistencia a utilizar en los cálculos de filtración (Figura 107) indicados en el procedimiento de diseño.

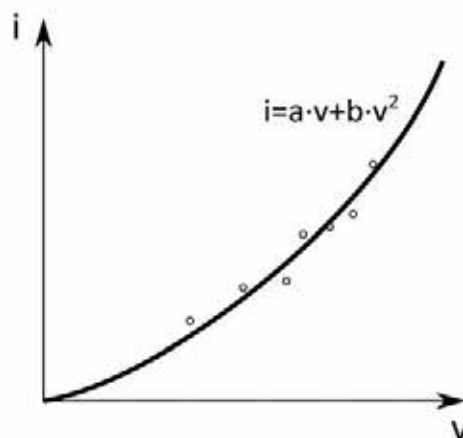


Figura 107. Ajuste de la ley de resistencia parabólica a partir de los resultados experimentales

Los gradientes hidráulicos y velocidades manejados para el ajuste se deducen de los datos registrados en los ensayos con los siguientes criterios:

1. Se consideran exclusivamente los datos de presiones en la base en el caso de que el caudal circule íntegramente por el interior del material granular. Por lo tanto, en cada escalón de caudal, se han desechado los datos correspondientes a presiones y alturas de la línea de saturación en las zonas de emergencia (Figura 108) al producirse una reparto entre el caudal total de ensayo entre el caudal de filtración (por debajo de la línea del talud) y el caudal de circulación superficial (por encima de dicha línea) que no ha sido registrado en el ensayo.

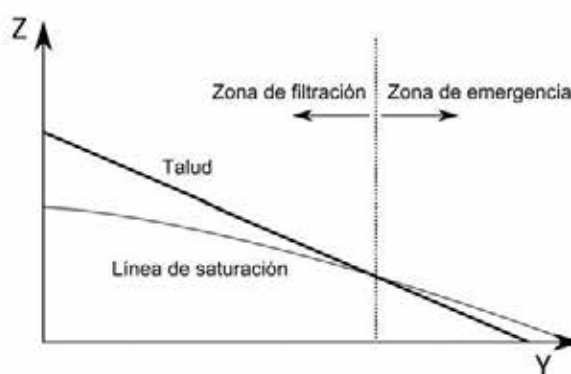


Figura 108. Esquema de la circulación de agua en un ensayo de filtración

2. La determinación de los gradientes se realiza considerando los gradientes medios (i_m en Ec. 96) deducidos a partir de las presiones en la base, en la zona de infiltración, medidas entre cada dos filas de piezómetros. La distancia recorrida por una línea de filtración media (d_m en Ec. 97) se ha corregido promediando entre la distancia horizontal en la base y la distancia

superior del polígono formado por las alturas piezométricas registradas (Figura 109, croquis superior).

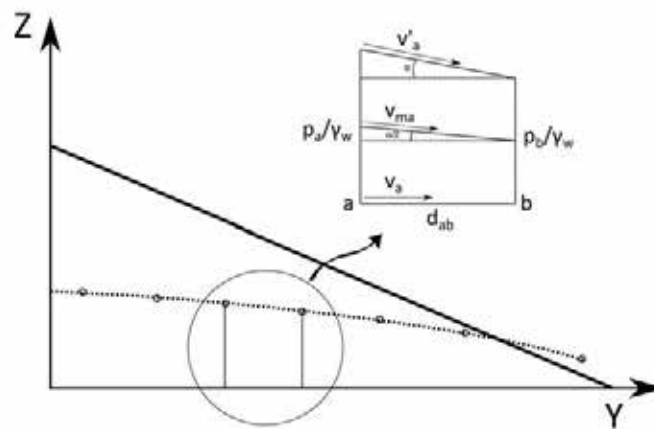


Figura 109. Determinación de las velocidades y gradientes medios considerados en el análisis.

$$i_m = \frac{\Delta h}{d_m} = \frac{p_a/\gamma_w - p_b/\gamma_w}{d_m} \quad \text{Ec. 96}$$

siendo:

$$d_m = \frac{\sqrt{\Delta h^2 + d_{ab}^2} + d_{ab}}{2} \quad \text{Ec. 97}$$

- Las velocidades medias en la sección se han corregido considerando la dirección de circulación como un valor promedio entre el ángulo correspondiente a la dirección en la base (horizontal) y el correspondiente a la dirección en la línea de saturación (denominado α en la Figura 109). Así, la velocidad media horizontal definida como el cociente entre el caudal unitario (q_s) y la altura de la línea de saturación en ese punto (h_a):

$$v_a = \frac{q_s}{h_a} \quad \text{Ec. 98}$$

se ha corregido con la expresión:

$$v_{am} = \frac{v_a}{\cos(\alpha/2)} \quad \text{Ec. 99}$$

Por lo tanto, los resultados manejados para el ajuste de la ley de resistencia parabólica han sido los pares de puntos (v_{am} , i_m) definidos anteriormente.

Material de talud a proteger (E)	M1 ($D_{50}=12,6$ mm)
Material de protección (E_b)	M2 ($D_{50}=35,0$ mm)
Altura de talud de presa (H)	100 cm
Talud de presa (N)	1,9
Ancho constructivo de la berma (B)	14 cm
Caudal unitario de diseño (q_s)	10 l/s/m

Tabla 23. Datos del caso de verificación 12_35_10.

Material de talud a proteger (E)	M1 ($D_{50}=12,6$ mm)
Material de protección (E_b)	M2 ($D_{50}=35,0$ mm)
Altura de talud de presa (H)	100 cm
Talud de presa (N)	1,9
Ancho constructivo de la berma (B)	14 cm
Caudal unitario de diseño (q_s)	16 l/s/m

Tabla 24. Datos del caso de verificación 12_35_16.

Material de talud a proteger (E)	M2 ($D_{50}=35,0$ mm)
Material de protección (E_b)	M3 ($D_{50}=45,5$ mm)
Altura de talud de presa (H)	100 cm
Talud de presa (N)	1,6
Ancho constructivo de la berma (B)	18 cm
Caudal unitario de diseño (q_s)	25 l/s/m

Tabla 25. Datos del caso de verificación 35_45_25.

Material de talud a proteger (E)	M2 ($D_{50}=35,0$ mm)
Material de protección (E_b)	M3 ($D_{50}=45,5$ mm)
Altura de talud de presa (H)	100 cm
Talud de presa (N)	1,6
Ancho constructivo de la berma (B)	18 cm
Caudal unitario de diseño (q_s)	35 l/s/m

Tabla 26. Datos del caso de verificación 35_45_35.

Una vez fijados los datos de cada caso, se determina, siguiendo el procedimiento de diseño, el talud (N_b) y la altura (H_b) del repié que establezca el conjunto frente al deslizamiento en masa. Para su definición se han adoptado los coeficientes de la ley de resistencia obtenidos en la Fase 1 de esta campaña así como los datos de peso específico saturado y ángulo de rozamiento al reposo del material de protección utilizado en cada caso.

Los ensayos de verificación de la solución se han realizado con posterioridad a la solución adoptada y en cada uno de ellos se ha recogido la siguiente información:

- Caudales de alimentación y valor del z_{d3} o z_{db} correspondiente.

- Caudal de percolación que provoca un estado de saturación tal que la superficie libre alcanza la altura máxima del repié ($z_{db}=H_b$).
- Modelo digital de la rotura para evaluar los daños en el talud sin proteger para cada caudal ensayado, hasta la rotura completa.
- Modelo digital de la rotura para evaluar los daños en el conjunto talud-protección con los caudales ensayados, hasta la rotura completa.
- Gráfico comparativo del camino de rotura con y sin protección.
- Fotos en alzado desde aguas abajo y laterales.

Resultados

4. RESULTADOS.

4.1. Modelación numérica.

4.1.1 Campaña de calibración y análisis de daños.

Los resultados de los modelos numéricos se presentan de forma resumida. Seguidamente, se adjuntan los resultados de la calibración del modelo de filtración lineal y una tabla a modo de resumen con los coeficientes de seguridad (F) obtenidos para cada uno de los escalones de caudal considerados en cada caso. Al tratarse de un fenómeno acoplado entre la filtración y el deslizamiento, los resultados de estos casos, que tienen un tratamiento desacoplado, sólo resultan representativos en escalones de caudal por debajo del primer escalón en el que se observa un deslizamiento. En el apartado 4.1.1.2 se incluyen las tablas con la indicación del caso, el escalón de caudal y el coeficiente de seguridad obtenido.

4.1.1.1 Calibración del modelo de filtración lineal.

Los resultados de la calibración se recogen en la Tabla 27, en la Figura 111 y Figura 112. En la tabla se comparan los valores medidos en los piezómetros de comparación (filas 8, 9 y 10) con los resultados de la modelación numérica con ley de resistencia lineal, en función de distintos coeficientes de permeabilidad. Como resultado de la comparación, se indican los errores absolutos y relativos correspondientes a cada uno de los coeficientes de permeabilidad considerados.

Los resultados numéricos de la Tabla 27 se representan en la Figura 111 y en la Figura 112.

Caso $H_b^* = 0$		$q_s = 6,1 \text{ l/s/m}$	(Valores de p/γ_w en cm)			
Fila	Modelo físico	Modelo numérico				
	$K_d \text{ (m/s)} \rightarrow$	0,180	0,170	0,160	0,163	0,150
8	16,0	15,1	15,6	16,2	16,0	16,8
9	20,1	19,0	19,8	20,6	20,4	21,5
10	22,7	21,2	22,1	23,0	22,7	24,0
		Error absoluto				
	$K_d \text{ (m/s)} \rightarrow$	0,180	0,170	0,160	0,163	0,150
8	16,0	0,9	0,4	-0,2	0,0	-0,8
9	20,1	1,1	0,3	-0,5	-0,3	-1,4
10	22,7	1,5	0,6	-0,3	0,0	-1,3
		Error relativo (%)				
	$K_d \text{ (m/s)} \rightarrow$	0,180	0,170	0,160	0,163	0,150
8	16,0	5,6%	2,5%	-1,3%	0,0%	-5,0%
9	20,1	5,5%	1,5%	-2,5%	-1,5%	-7,0%
10	22,7	6,6%	2,6%	-1,3%	0,0%	-5,7%

Tabla 27. Resultados de la calibración del modelo de filtración. Material E.

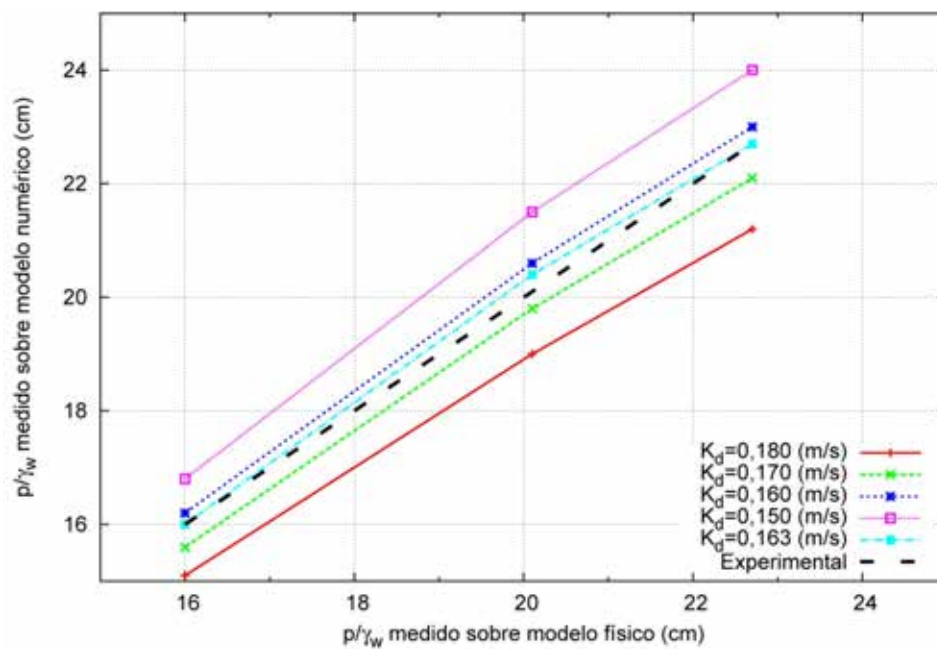


Figura 111. Presiones en la base en función del coeficiente de permeabilidad. Material E.

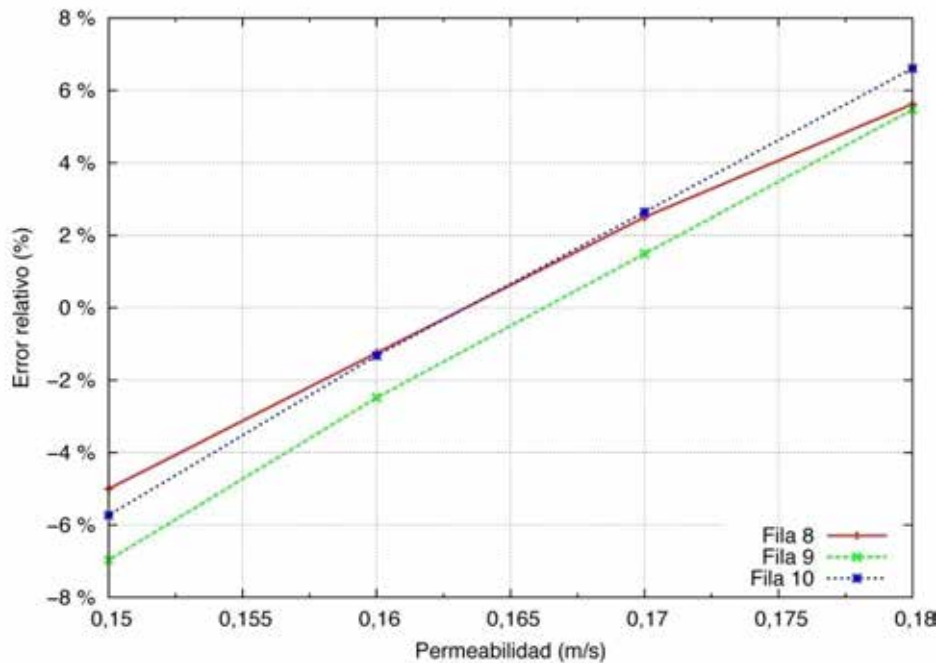


Figura 112. Errores relativos en función del coeficiente de permeabilidad. Material E.

A la vista de los resultados, se tomó como coeficiente de permeabilidad del material de presa (material E) el valor $K_d = 0,163 \text{ m/s}$ que provoca errores relativos inferiores al 1,5% en las tres filas de piezómetros donde se comparan los resultados.

La verificación de la calibración se realizó mediante la línea de saturación (Figura 113 y Figura 114). En azul oscuro se presenta la línea de saturación calculada y en azul claro las alturas medidas en el ensayo. Se observa en ellas el grado de ajuste conseguido, con errores ligeramente superiores en la zona de salida del caudal por el espaldón.

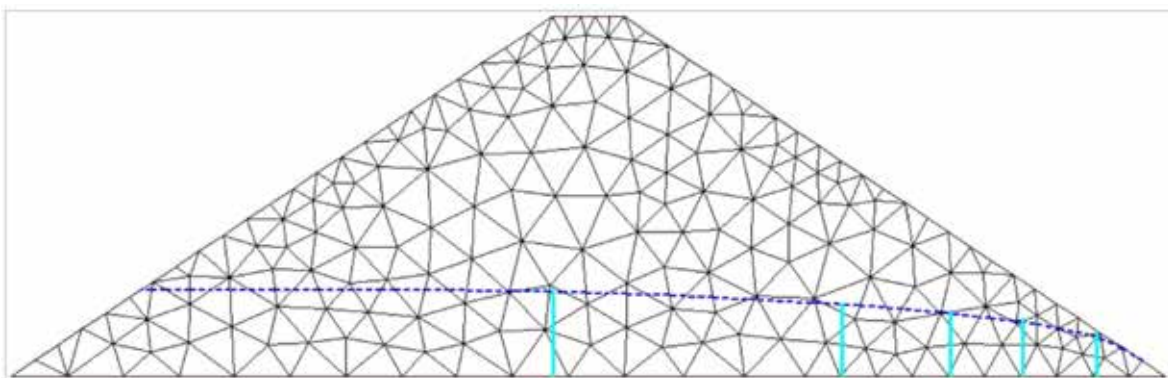


Figura 113. Comparación entre la línea de saturación calculada y los valores medidos en laboratorio (Caso $H_b^* = 0$)

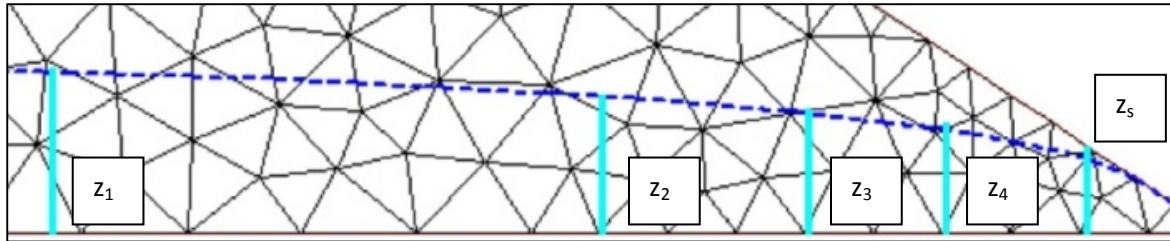


Figura 114. Detalle de la Figura 113.

Los resultados numéricos de la verificación se indican en la Tabla 28:

	z_1	z_2	z_3	z_4	z_5
MF	24,5	20,5	18,5	16,5	13,0
MN	23,6	20,1	17,6	15,3	11,0
Error. (MF-MN)	0,9	0,4	0,9	1,2	2,0
Error relativo. (MF-MN)x100/MF	3,7%	2,0%	4,9%	7,3%	15,4%

Tabla 28. Resultados de la verificación de la calibración del modelo de filtración. MF representa el dato del modelo físico y MN el resultado del modelo numérico, en cm. Material E.

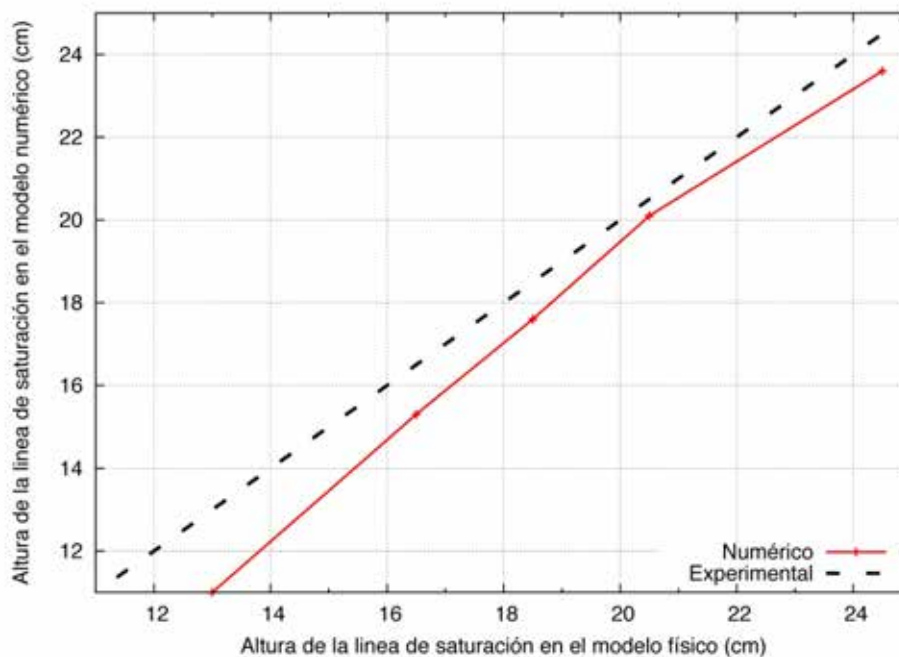


Figura 115. Resultados de la validación del modelo de filtración tras la calibración. Material E.

Posteriormente, una vez adoptado el valor de la permeabilidad de la presa, se realizó una nueva calibración de forma análoga, utilizando el Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$. Se seleccionó este caso por ser el menos vulnerable a la erosión debido al menor gradiente hidráulico soportado en el pie. Con el escalón de caudales más bajo se calibró la permeabilidad de la protección, haciendo uso de los valores de la presión intersticial en la base de la presa, correspondientes a las filas de piezómetros 4, 5 y 7. La fila 6 no se utilizó por la detección de mediciones erróneas, posiblemente por falta de efectividad del cebado del dispositivo. La fila 3 también se desechó a priori por estar sus

resultados fuertemente afectados por el caudal de salida circulante por el exterior del espaldón y por el nivel del agua aguas abajo del pie de la protección. Los resultados en este caso se recogen en la Tabla 29, en la Figura 116 y en la Figura 117:

Caso $H_b^* = 0,6$; $Nb = 3$		$q_s = 5,54 \text{ l/s/m}$		(Valores de p/γ_w en cm)			
Fila	Modelo físico	Modelo numérico					
	K_d (m/s) →	0,300	0,290	0,285	0,280	0,270	0,260
4	11,2	9,78	9,86	9,91	9,95	10,05	10,15
5	14,1	12,89	13,07	13,16	13,27	13,49	13,72
7	16,7	16,28	16,59	16,70	16,91	17,28	17,66
		Error absoluto					
	K_d (m/s) →	0,300	0,290	0,285	0,280	0,270	0,260
4	11,2	1,42	1,34	1,29	1,25	1,15	1,05
5	14,1	1,21	1,03	0,94	0,83	0,61	0,38
7	16,7	0,42	0,11	0,00	-0,21	-0,58	-0,96
		Error relativo					
	K_d (m/s) →	0,300	0,290	0,285	0,280	0,270	0,260
4	11,2	12,7%	12,0%	11,5%	11,2%	10,3%	9,4%
5	14,1	8,6%	7,3%	6,7%	5,9%	4,3%	2,7%
7	16,7	2,5%	0,7%	0,0%	-1,3%	-3,5%	-5,7%

Tabla 29. Calibración del modelo de filtración. Material E_b .

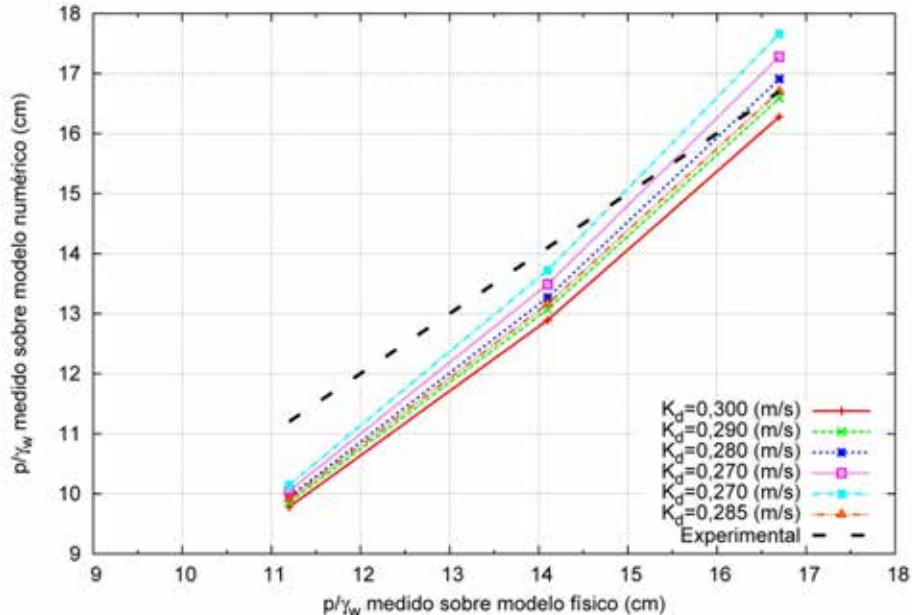


Figura 116. Presiones en la base en función del coeficiente de permeabilidad. Material E_b .

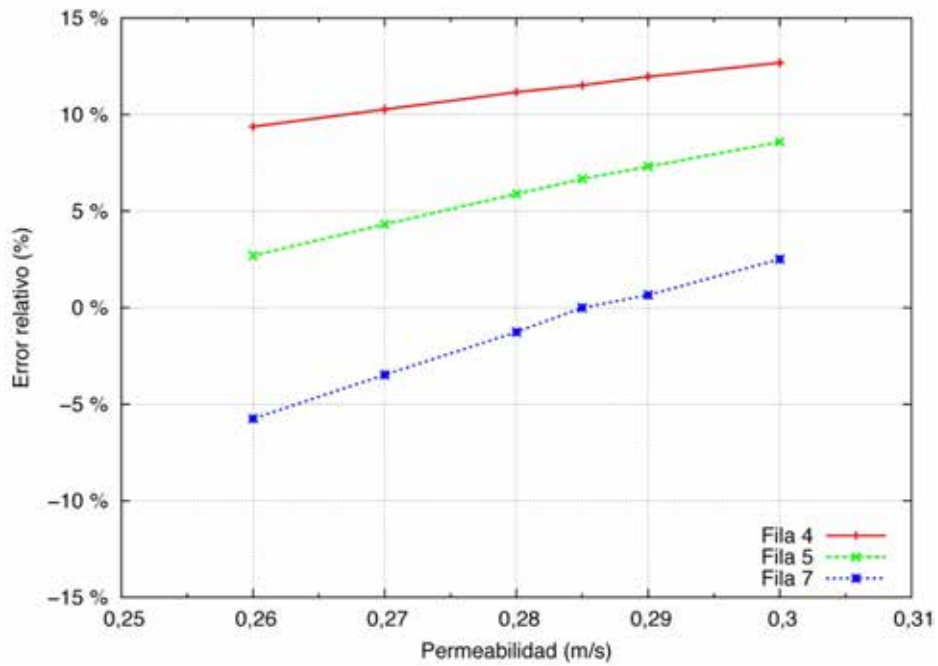


Figura 117 Errores relativos en función del coeficiente de permeabilidad. Material E_b .

En este caso, se ha tomado como permeabilidad del material de protección del modelo (material E_b) el valor $K_d = 0,285 \text{ m/s}$ que minimiza el error en la filas de piezómetros 7. La filas 4 y 5 están más afectadas por las condiciones de calado aguas abajo y caudal circulante por lo que se ha seleccionado la fila anterior para ajustar la calibración. En todo caso, el error teórico en la fila 5 es inferior a 1 cm con error relativo del 6,7%.

La verificación de la calibración se realizó, igual que en el proceso anterior, mediante la línea de saturación (Figura 118 y Figura 119).

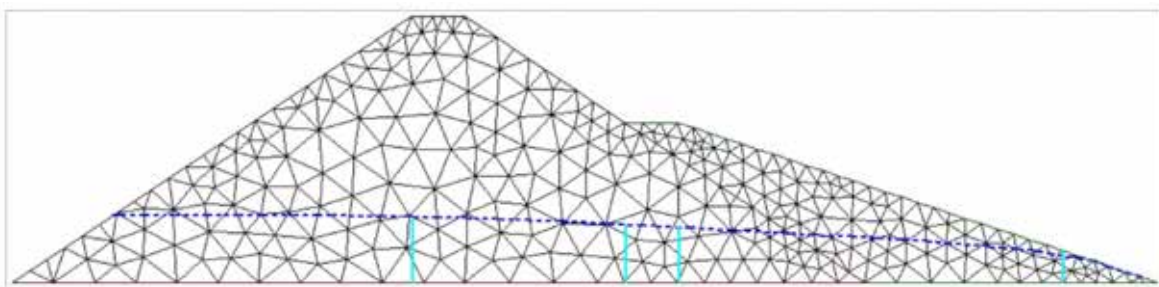


Figura 118. Comparación entre la línea de saturación calculada y los valores medidos en laboratorio (Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3$)

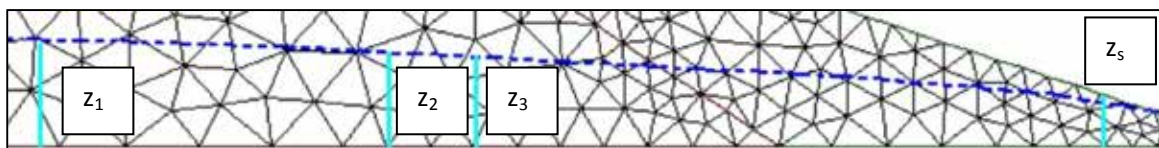


Figura 119. Detalle de Figura 118.

Con el mismo código de colores que en el caso anterior, en azul oscuro la línea de saturación calculada y en azul claro las alturas medidas en el ensayo, se comprueba nuevamente el grado de ajuste conseguido, con errores también algo mayores en la zona de salida del caudal por el espaldón.

Los resultados numéricos de la verificación son:

	z_1	z_2	z_3	z_5
MF	24,0	22,0	21,3	12,0
MN	24,7	21,6	20,7	10,1
Error (MF-MN)	-0,700	0,400	0,600	1,900
Error relativo (MF-MN)x100/MF	-2,9%	1,8%	2,8%	15,8%

Tabla 30 Resultados de la verificación de la calibración del modelo de filtración. MF representa el dato del modelo físico y MN el resultado del modelo numérico, en cm. Material E_b .

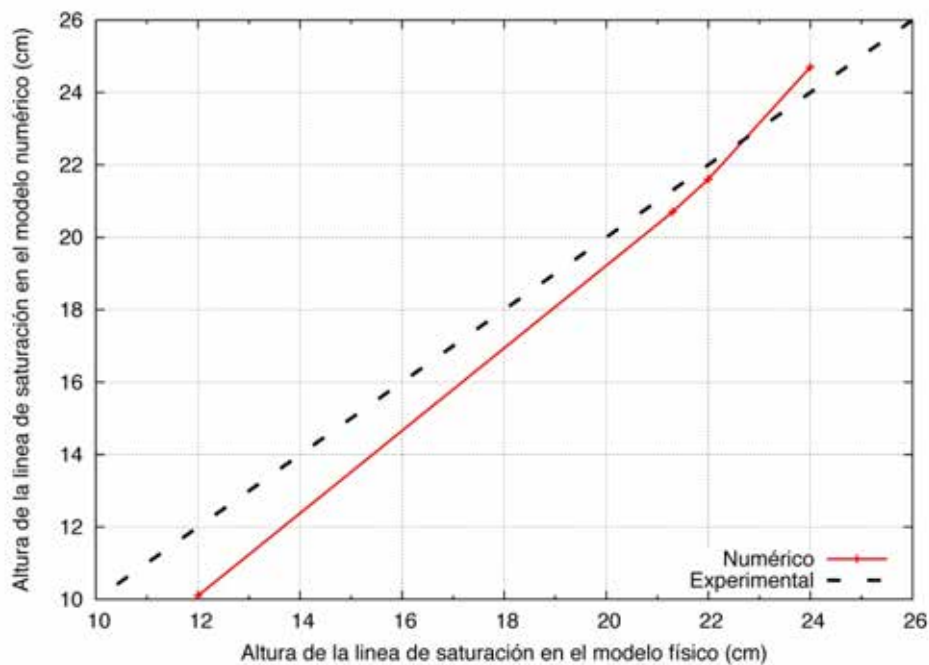


Figura 120 Resultados de la verificación de la calibración del modelo de filtración. Material E_b .

4.1.1.2 Coeficientes de seguridad al deslizamiento en masa.

Los resultados de los modelos se recogen en forma de tablas y figuras. En las tablas se recoge la siguiente información:

- Caso. Denominación del caso calculado
- N_b . Talud del repi  de protección
- H_b^* . Altura del repi  (H_b) en tanto por uno respecto a la altura de la presa (H)
- Escalón. Indica el número de escalón de caudal correspondiente al caso ensayado en el modelo físico. Si se corresponde con un caudal no ensayado experimentalmente, aparece indicado como "no".
- q_s . Caudal unitario de filtración (l/s/m)
- F. Coeficiente de seguridad al deslizamiento
- Situación del deslizamiento (Figura 121). "Repié" indica que el deslizamiento afecta únicamente al repi  de escollera (material E_b) y "Presa" indica que el deslizamiento llega a afectar al cuerpo de presa (material E).

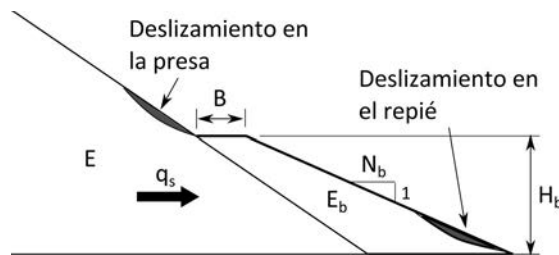


Figura 121. Croquis de situación de los posibles deslizamientos en la presa y en la protección

Los resultados se incluyen desde la Tabla 31 a la Tabla 34:

Caso	N_b	H_b^*	Escalón	q_s (l/s/m)	F	Situación del deslizamiento
$H_b^* = 0$. Presa sin protección	---	---	no	0	1,31	Presa
$H_b^* = 0$. Presa sin protección	---	---	1	6,11	0,88	Presa
$H_b^* = 0$. Presa sin protección	---	---	2	13,15	0,55	Presa

Tabla 31. Coeficientes de seguridad al deslizamiento en la presa sin protección.

Caso	N_b	H_b^*	Escalón	q_s (l/s/m)	F	Situación del deslizamiento
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 1,5$	1,5	0,6	1	4,31	1,34	Presa
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 1,5$	1,5	0,6	2	9,54	1,17	Repié
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 1,5$	1,5	0,6	3	19,05	0,78	
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,2$	2,2	0,6	1	3,62	1,34	Presa
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,2$	2,2	0,6	2	7,62	1,34	Presa
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,2$	2,2	0,6	3	12,73	1,11	Repié
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,2$	2,2	0,6	4	20,98	0,96	Repié
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,2$	2,2	0,6	no	35,00	0,88	
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,4$	2,4	0,6	no	10,00	1,32	Presa
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,4$	2,4	0,6	no	20,00	1,07	Repié
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,4$	2,4	0,6	no	30,00	0,98	Repié
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,4$	2,4	0,6	no	35,00	0,97	Repié
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,4$	2,4	0,6	no	37,65	0,94	Presa
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,6$	2,6	0,6	no	10,00	1,32	Presa
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,6$	2,6	0,6	no	15,00	1,25	Repié
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,6$	2,6	0,6	no	20,00	1,15	Repié
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,6$	2,6	0,6	no	30,00	1,08	Repié
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,6$	2,6	0,6	no	35,00	1,01	Repié
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,6$	2,6	0,6	no	37,65	0,89	Repié
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,8$	2,8	0,6	no	10,00	1,33	Presa
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,8$	2,8	0,6	no	15,00	1,26	Repié
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,8$	2,8	0,6	no	20,00	1,20	Repié
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,8$	2,8	0,6	no	30,00	1,16	Repié
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,8$	2,8	0,6	no	35,00	0,98	Presa
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,8$	2,8	0,6	no	37,65	0,87	Presa
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 3,0$	3	0,6	2	5,54	1,32	Presa
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 3,0$	3	0,6	3	14,32	1,29	Repié
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 3,0$	3	0,6	4	21,39	1,25	Repié
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 3,0$	3	0,6	5	27,27	1,24	Repié
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 3,0$	3	0,6	no	33,00	1,11	Presa
$H_b^* = 0,6$. $N_b = 3,0$	3	0,6	6	37,65	0,91	Presa

Tabla 32. Coeficientes de seguridad al deslizamiento en la presa protegida con repié hasta el 60% de su altura.

Caso	N_b	H_b^*	Escalón	q_s (l/s/m)	F	Situación del deslizamiento
$H_b^* = 0,4. N_b = 1,5$	1,5	0,4	1	5,25	1,20	Presa
$H_b^* = 0,4. N_b = 1,5$	1,5	0,4	2	12,15	0,83	Repié
$H_b^* = 0,4. N_b = 1,5$	1,5	0,4	3	20,41	0,60	Repié
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,2$	2,2	0,4	1	6,33	1,21	Repié
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,2$	2,2	0,4	2	12,39	1,03	Repié
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,2$	2,2	0,4	3	19,40	0,91	Repié
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,2$	2,2	0,4	no	25,00	0,87	Repié
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,2$	2,2	0,4	no	35,00	0,67	Presa
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,2$	2,2	0,4	no	40,00	0,52	Presa
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,4$	2,4	0,4	no	10,00	1,20	Repié
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,4$	2,4	0,4	no	15,00	1,07	Repié
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,4$	2,4	0,4	no	23,00	0,99	Repié
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,4$	2,4	0,4	no	30,00	0,79	Presa
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,4$	2,4	0,4	no	35,00	0,63	Presa
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,4$	2,4	0,4	no	40,00	0,57	Presa
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,6$	2,6	0,4	no	10,00	1,27	Repié
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,6$	2,6	0,4	no	20,00	1,09	Repié
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,6$	2,6	0,4	no	25,00	1,05	Presa
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,6$	2,6	0,4	no	30,00	0,83	Presa
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,6$	2,6	0,4	no	34,00	0,69	Presa
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,8$	2,8	0,4	no	10,00	1,27	Presa
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,8$	2,8	0,4	no	20,00	1,16	Repié
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,8$	2,8	0,4	no	25,00	0,96	Presa
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,8$	2,8	0,4	no	30,00	0,74	Presa
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,8$	2,8	0,4	no	34,00	0,63	Presa
$H_b^* = 0,4. N_b = 2,8$	2,8	0,4	no	40,00	0,55	Presa
$H_b^* = 0,4. N_b = 3,0$	3	0,4	1	6,20	1,32	Presa
$H_b^* = 0,4. N_b = 3,0$	3	0,4	2	13,20	1,32	Presa
$H_b^* = 0,4. N_b = 3,0$	3	0,4	3	19,12	1,26	Presa
$H_b^* = 0,4. N_b = 3,0$	3	0,4	4	23,59	1,03	Presa
$H_b^* = 0,4. N_b = 3,0$	3	0,4	5	28,00	0,82	Presa
$H_b^* = 0,4. N_b = 3,0$	3	0,4	no	30,00	0,74	Presa
$H_b^* = 0,4. N_b = 3,0$	3	0,4	no	34,50	0,59	Presa

Tabla 33. Coeficientes de seguridad al deslizamiento en la presa protegida con repié hasta el 40% de su altura.

Caso	N_b	H_b^*	Escalón	q_s (l/s/m)	F	Situación del deslizamiento
$H_b^* = 0,2. N_b = 1,5$	1,5	0,2	no	5,00	1,32	Presa
$H_b^* = 0,2. N_b = 1,5$	1,5	0,2	no	10,00	1,06	Repié
$H_b^* = 0,2. N_b = 1,5$	1,5	0,2	no	20,00	0,79	Presa
$H_b^* = 0,2. N_b = 2,2$	2,2	0,2	no	5,00	1,32	Presa
$H_b^* = 0,2. N_b = 2,2$	2,2	0,2	no	10,00	1,18	Repié
$H_b^* = 0,2. N_b = 2,2$	2,2	0,2	no	20,00	0,74	Presa
$H_b^* = 0,2. N_b = 2,4$	2,4	0,2	no	5,00	1,32	Presa
$H_b^* = 0,2. N_b = 2,4$	2,4	0,2	no	10,00	1,22	Repié
$H_b^* = 0,2. N_b = 2,4$	2,4	0,2	no	20,00	0,78	Presa
$H_b^* = 0,2. N_b = 2,6$	2,6	0,2	no	5,00	1,32	Presa
$H_b^* = 0,2. N_b = 2,6$	2,6	0,2	no	10,00	1,25	Repié
$H_b^* = 0,2. N_b = 2,6$	2,6	0,2	no	20,00	0,78	Presa
$H_b^* = 0,2. N_b = 2,8$	2,8	0,2	no	5,00	1,32	Presa
$H_b^* = 0,2. N_b = 2,8$	2,8	0,2	no	10,00	1,31	Presa
$H_b^* = 0,2. N_b = 2,8$	2,8	0,2	no	20,00	0,78	Presa
$H_b^* = 0,2. N_b = 3,0$	3	0,2	no	5,00	1,32	Presa
$H_b^* = 0,2. N_b = 3,0$	3	0,2	no	10,00	1,31	Presa
$H_b^* = 0,2. N_b = 3,0$	3	0,2	no	20,00	0,79	Presa

Tabla 34. Coeficientes de seguridad al deslizamiento en la presa protegida con repié hasta el 20% de su altura.

Los resultados correspondientes a la evolución de los coeficientes de seguridad indicados en las tablas anteriores se presentan como figuras, ordenadas en primer lugar por la altura de la protección adimensionalizada (H_b^*) y en segundo lugar por su talud (N_b).

Los coeficientes de seguridad en función de la altura del repié (H_b^*) se representan desde la Figura 122 hasta la Figura 124:

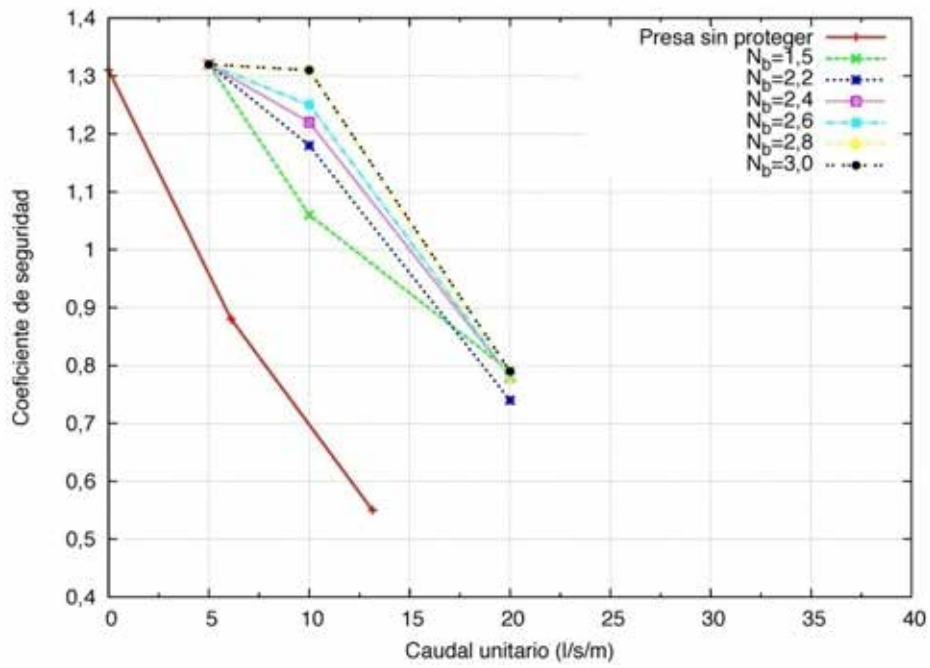


Figura 122. Evolución del coeficiente de seguridad para distintos taludes de protección con altura de repicé $H_b^* = 0,2$

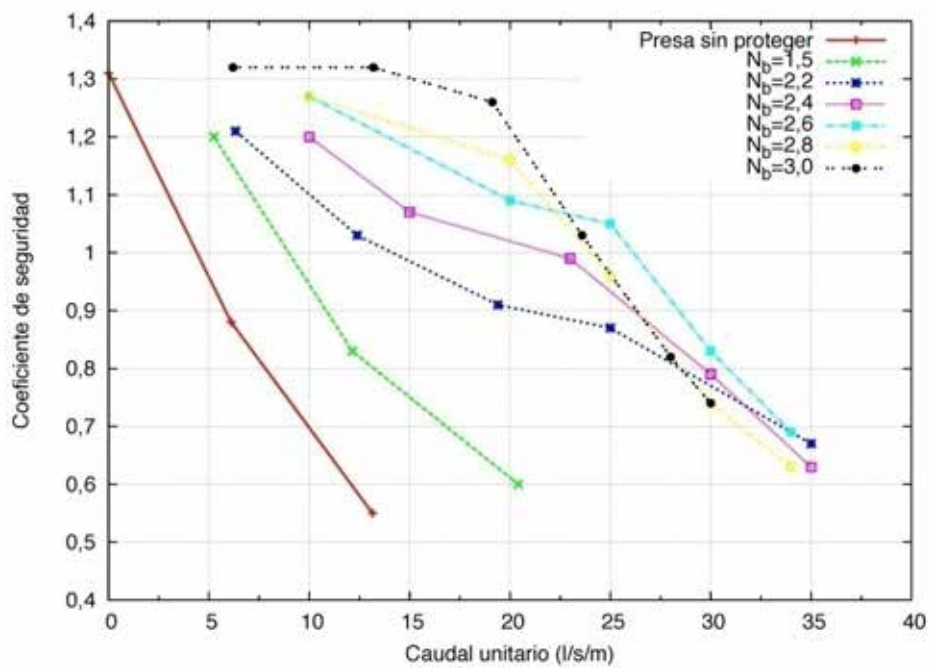


Figura 123. Evolución del coeficiente de seguridad para distintos taludes de protección con altura de repicé $H_b^* = 0,4$

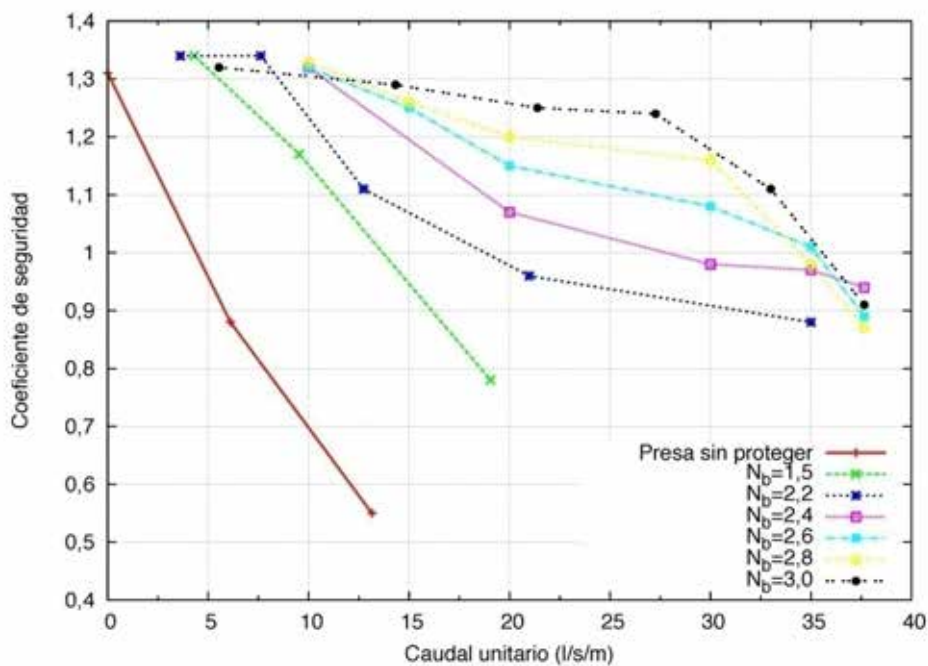


Figura 124. Evolución del coeficiente de seguridad para distintos taludes de protección con altura de repiè $H_b^* = 0,6$

Los coeficientes de seguridad en función de la altura del repiè (H_b^*) se representan desde la Figura 125 hasta la Figura 130:

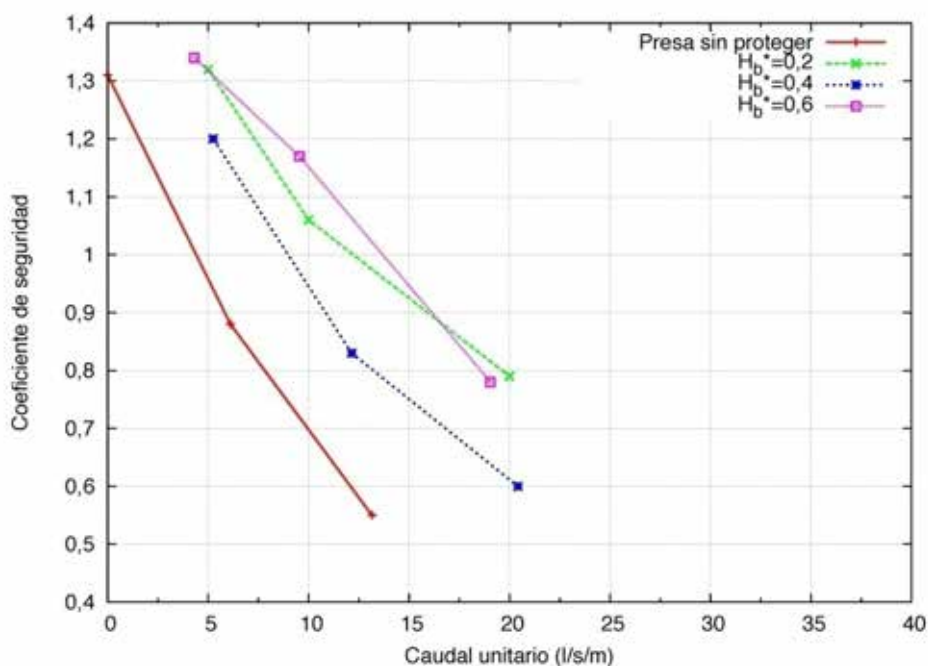


Figura 125. Evolución del coeficiente de seguridad para distintas alturas de protección con talud $N_b = 1,5$

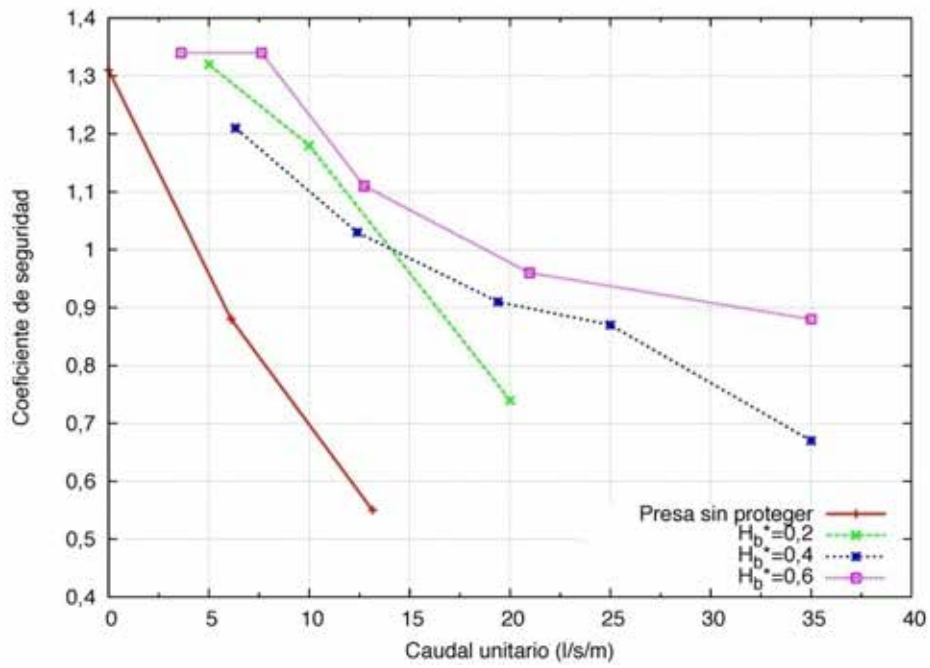


Figura 126. Evolución del coeficiente de seguridad para distintas alturas de protección con talud $N_b=2,2$

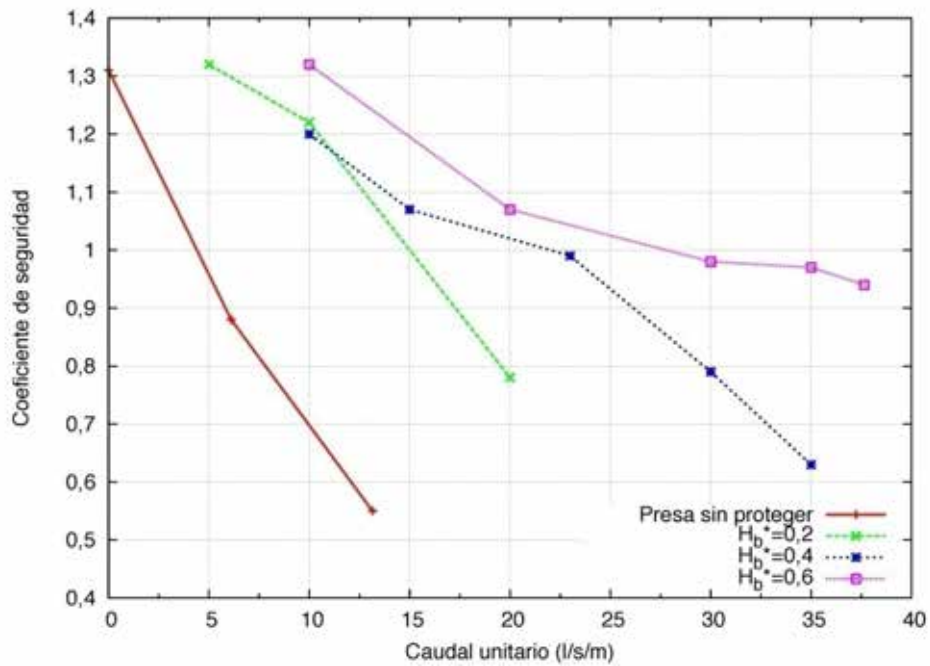


Figura 127. Evolución del coeficiente de seguridad para distintas alturas de protección con talud $N_b=2,4$

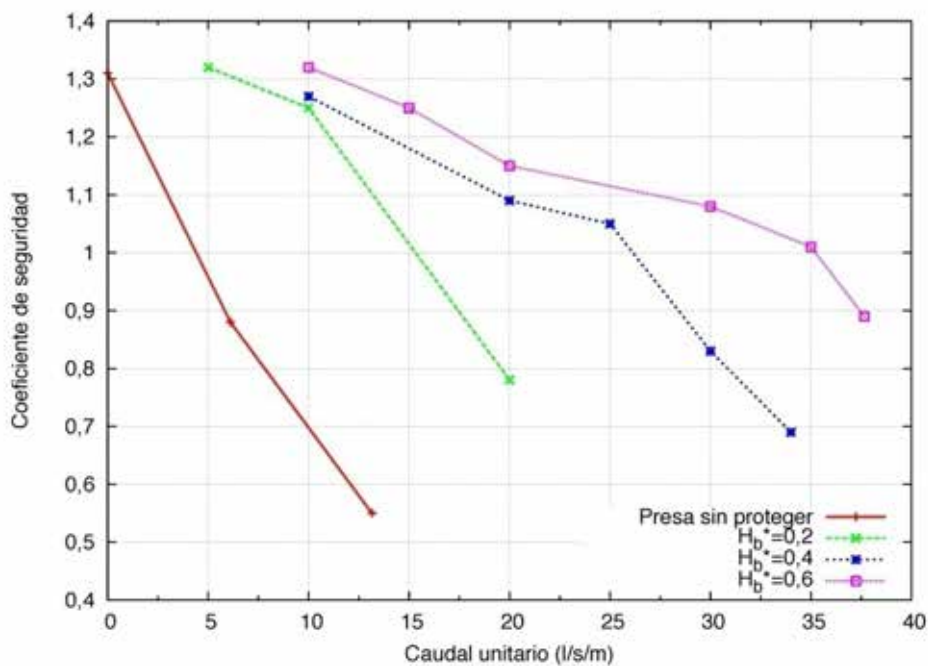


Figura 128. Evolución del coeficiente de seguridad para distintas alturas de protección con talud $N_b=2,6$

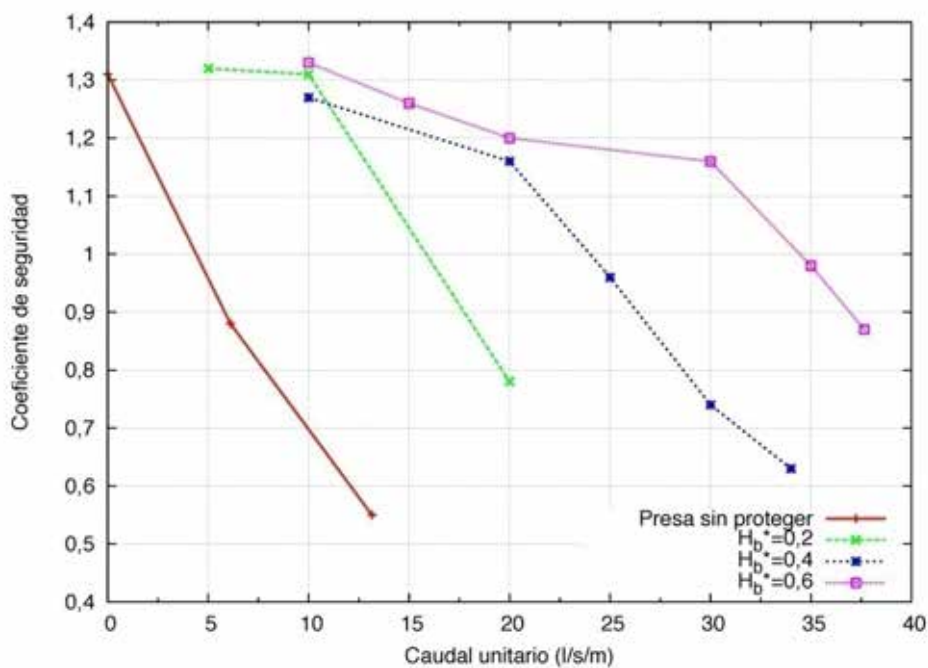


Figura 129 Evolución del coeficiente de seguridad para distintas alturas de protección con talud $N_b=2,8$.

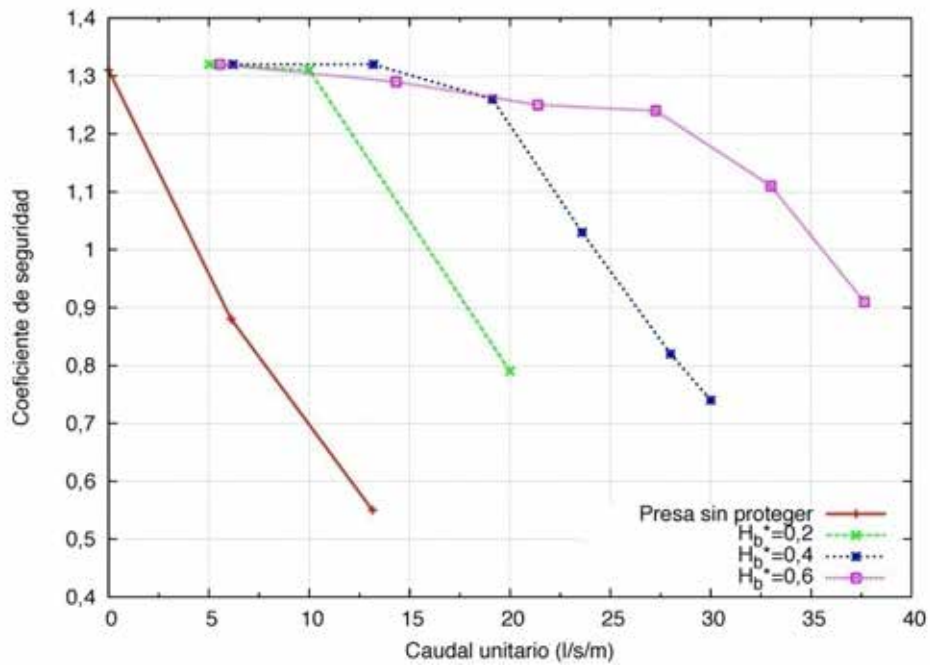


Figura 130. Evolución del coeficiente de seguridad para distintas alturas de protección con talud $N_b=3,0$.

Se han realizado una serie de casos forzando la situación de equilibrio estricto, es decir, tanteando el caudal de filtración que provoca un coeficiente de seguridad al deslizamiento igual a la unidad.

H_b^*	N_b					
	1,5	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
0,6	13,68	18,76	27,33	35,14	34,45	35,65
0,4	8,96	14,24	22,34	26,05	24,07	24,28
0,2	12,14	14,16	15,06	15,27	15,82	15,92

Tabla 35. Caudales de filtración (l/s/m) que producen equilibrio estricto frente al deslizamiento en masa.

Los resultados de la Tabla 35, expresados en función del talud y del caudal quedan representados en la Figura 131:

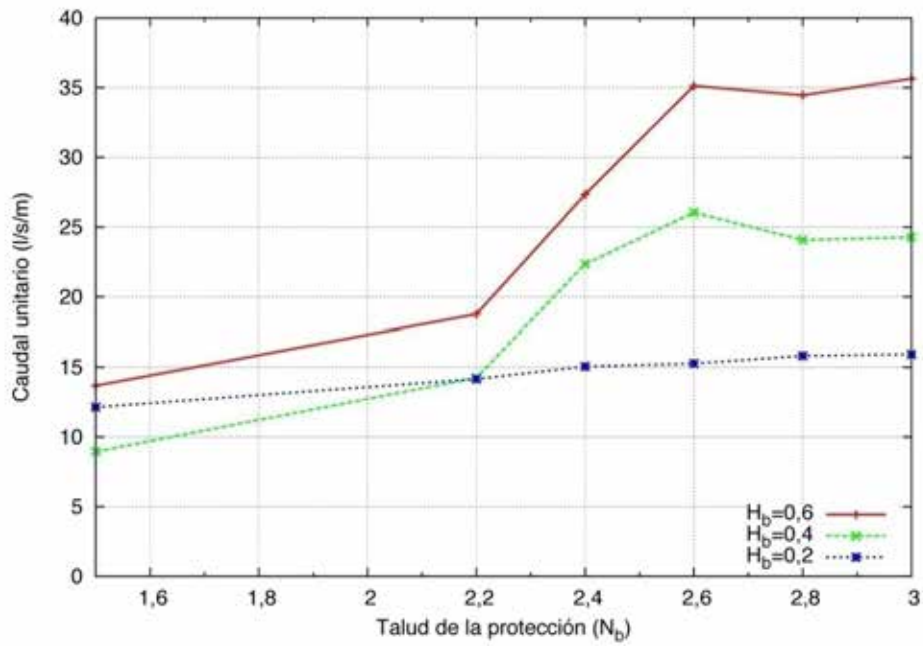


Figura 131. Caudal de percolación que provoca equilibrio estricto en el deslizamiento en masa en función del talud N_b . Finalmente, en la Figura 132 y en la Figura 133 se representa una comparación entre los resultados de caudales de equilibrio estricto obtenidos numéricamente y los rangos de caudales entre los que se han observado experimentalmente deslizamientos dentro de la *Campaña de calibración y análisis de daños* (3.5.3.1).

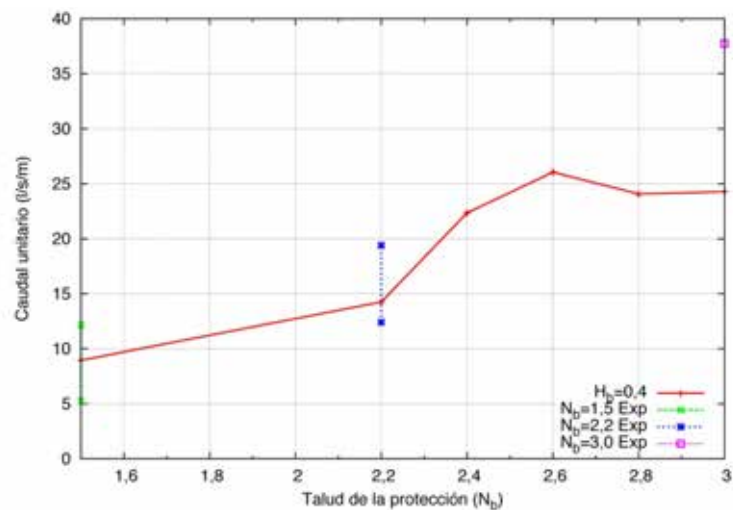


Figura 132. Comparación entre los caudales de equilibrio al deslizamiento y los resultados experimentales ($H_b=0,4$ m).

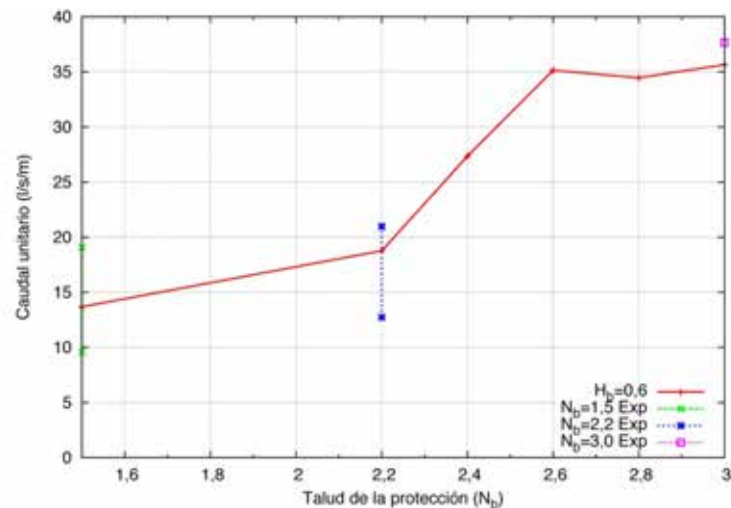


Figura 133 Comparación entre los caudales de equilibrio al deslizamiento y los resultados experimentales ($H_b=0,6$ m).

4.1.2 Campaña de estudio de la anisotropía.

4.1.2.1 Modelos con espaldón homogéneo.

El modelo de filtración ha sido desarrollado con ley de resistencia lineal dado que en el modelo parabólico utilizado no está programada aún la anisotropía del material en el continuo. Esta es la práctica habitual en la actualidad, utilizando coeficientes de anisotropía deducidos a partir de estimaciones de cambio de permeabilidad en las subcapas de tongada (para más información ver 2.3.1). Los resultados obtenidos en la campaña se resumen en la Tabla 36 y en la Figura 134. En todos los casos se ha mantenido constante el caudal unitario de filtración que es 6,1 l/s/m correspondiente a un caudal de circulación en el recinto de ensayo de 14,7 l/s.

Nombre del caso	Coefficiente de anisotropía k_r	Coefficiente de permeabilidad vertical k_{dy} (m/s)	Altura de línea de saturación en espaldón z_d (cm)	Relación de altura de salida con medio isótropo z_{da}/z_d
Isótropo_kr_1	1	$1,63 \cdot 10^{-1}$	0,08	1,00
Anil_kr_0,50	$5 \cdot 10^{-1}$	$8,15 \cdot 10^{-2}$	0,09	1,13
Anil_kr_0,20	$2 \cdot 10^{-1}$	$3,26 \cdot 10^{-2}$	0,12	1,50
Anil_kr_0,10	$1 \cdot 10^{-1}$	$1,63 \cdot 10^{-2}$	0,15	1,88
Anil_kr_0,05	$5 \cdot 10^{-2}$	$8,15 \cdot 10^{-3}$	0,20	2,50
Anil_kr_0,04	$4 \cdot 10^{-2}$	$6,52 \cdot 10^{-3}$	0,22	2,75
Anil_kr_0,03	$3 \cdot 10^{-2}$	$4,89 \cdot 10^{-3}$	0,20	2,50

Tabla 36. Altura de salida de la línea de saturación en el espaldón en medio homogéneo anisótropo con ley de resistencia lineal

La figura muestra el incremento gradual de la altura de salida conforme disminuye la relación entre las permeabilidades vertical y horizontal hasta llegar a un máximo a partir del cual esa altura se reduce bruscamente. Los casos con coeficiente de anisotropía inferior a 0,03 han dado errores de cálculo provocados por la falta de convergencia del modelo.

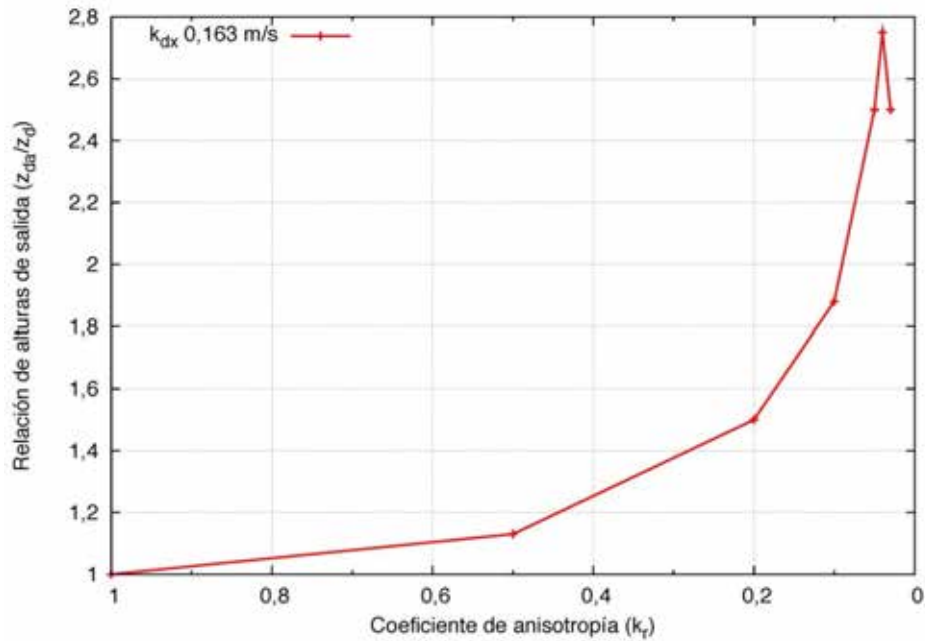


Figura 134. Relación entre la anisotropía y la altura de la línea de saturación en su salida sobre el espaldón

En la Figura 135 se muestra la evolución de la línea de saturación para cada uno de los casos de estudio y en la Figura 136 las líneas isobaras y vectores de velocidad representados en el caso límite (Anil_kr_0,03), con la aparición de presiones positivas en la zona de coronación y el inicio de la salida de los caudales de filtración en la parte superior del espaldón.

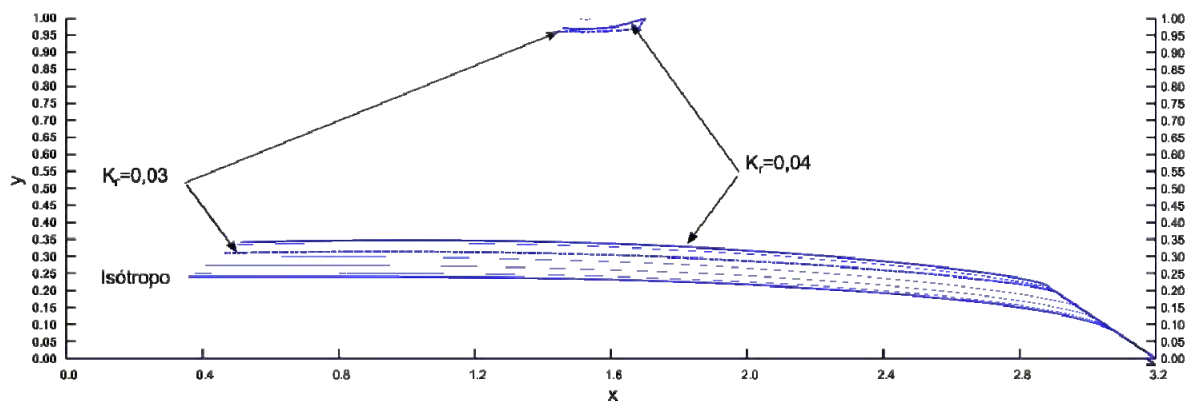


Figura 135. Evolución de la línea de saturación con distintos coeficientes de anisotropía y ley lineal

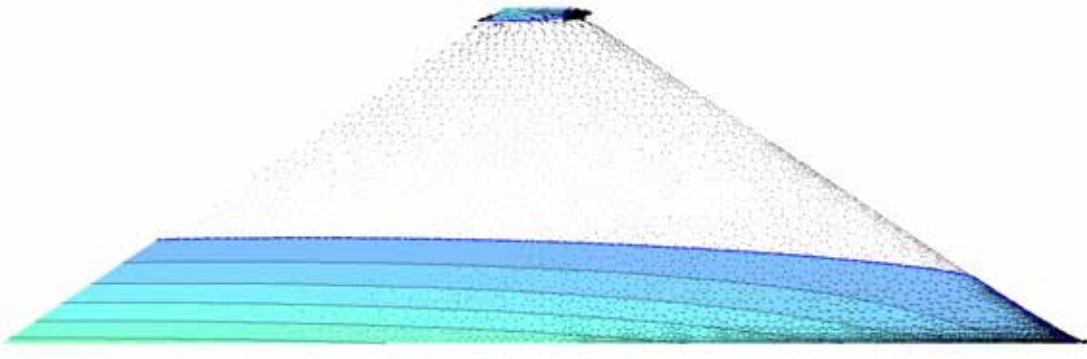


Figura 136. Líneas isobaras y vectores de velocidad de la filtración en medio anisótropo ($K_v=0,03$)

4.1.2.2 Modelos con espaldón heterogéneo.

Durante la campaña de estudio de la anisotropía se han desarrollado casos que no se han incluido en los resultados por falta de convergencia en el modelo, tal y como ha sucedido también en los modelos homogéneos lineales. Se ha observado que, en general, todos los modelos numéricos de filtración tienen serios problemas de convergencia cuando las características de los medios que componen el dominio de filtración varían de forma brusca. Esta exigencia se añade a la dificultad propia de un cálculo hidráulico en lámina libre con rotura de la vena líquida del fluido. Se ha buscado en esta campaña conocer los límites del modelo para poder simular este tipo de discontinuidades que hacen que, en la práctica, a partir de un determinado umbral de anisotropía resulten inabordables para la mayor parte de los modelos numéricos de filtración. Si bien los resultados numéricos no han llegado a ser plenamente satisfactorios, en gran parte de los casos su análisis cualitativo permite vislumbrar el patrón de movimiento asociado a la discontinuidad en la permeabilidad vertical provocada en las superficies de compactación de la tongada.

Algunos de los casos modelados en la campaña se representan mediante los perfiles transversales (Figura 137 a Figura 140) correspondientes al estado estacionario, una vez estabilizado el caudal de salida.

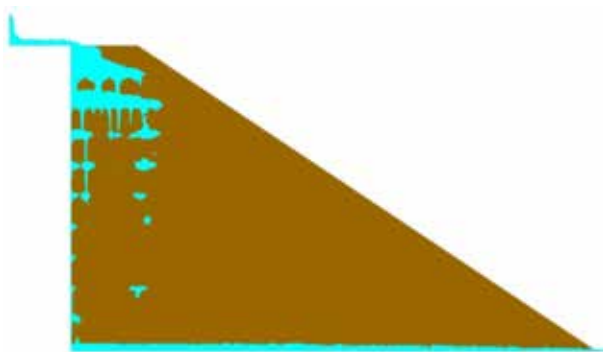


Figura 137. Modelo anisótropo heterogéneo: Caso Ani_0,004d_0,2n; $d_{50i} = 0,4$ cm; $n=0,2$; $d_{50i}/d_{50} = 0,11$; $n_i/n = 0,50$.

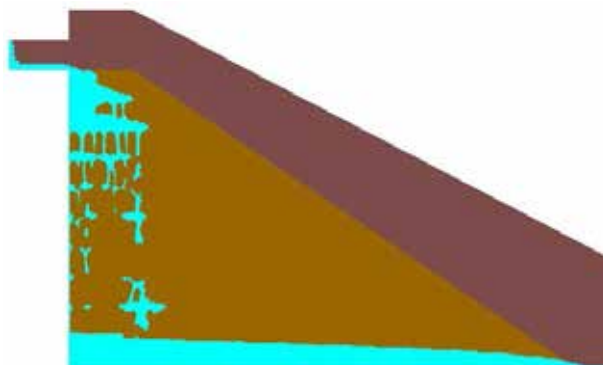


Figura 138. Modelo anisótropo heterogéneo: Caso Ani_0,005d_0,2n; $d_{50i} = 0,5$ cm; $n=0,2$; $d_{50i}/d_{50} = 0,14$; $n_i/n = 0,50$.

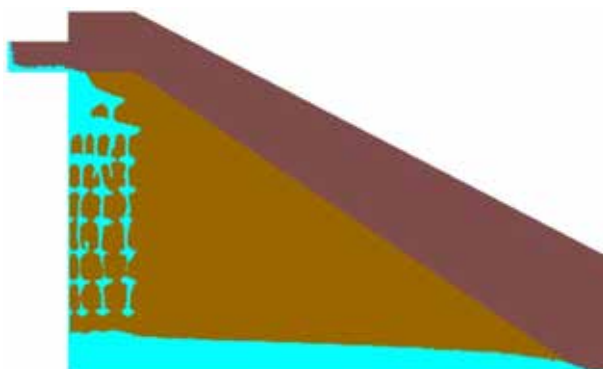


Figura 139. Modelo anisótropo heterogéneo: Caso Ani_0,006d_0,2n; $d_{50i} = 0,6$ cm; $n=0,2$; $d_{50i}/d_{50} = 0,17$; $n_i/n = 0,50$.

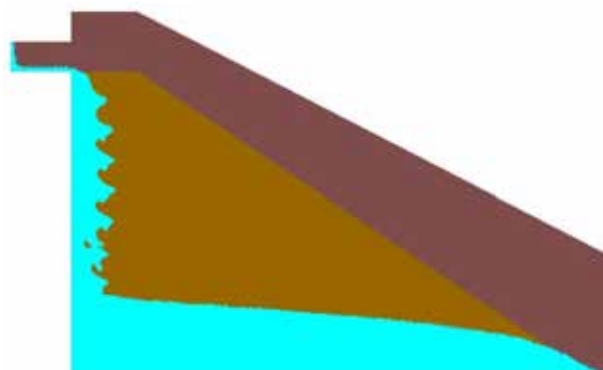


Figura 140. Modelo anisótropo heterogéneo: Caso Ani_0,004d_0,3n; $d_{50i} = 0,4$ cm; $n=0,3$; $d_{50i}/d_{50} = 0,11$; $n_i/n = 0,75$.

El caudal unitario de entrada en todos los casos ha sido 10 l/s/m. Se ha comprobado la diferencia entre el caudal de salida y el caudal de entrada en los modelos para cuantificar la pérdida de masa provocada en el cálculo medida en función de la relación de caudales unitarios a la entrada y a la salida (Tabla 37 y Figura 141).

Caso	Diámetro D_{50i} (cm)	Porosidad n_i	Relación de tamaños D_{50i}/D_{50}	Relación de porosidades n_i/n	Pérdida de caudal (%)
Ani_0,004d_0,2n	0,4	0,2	0,11	0,50	96
Ani_0,005d_0,2n	0,5	0,2	0,14	0,50	80
Ani_0,006d_0,2n	0,6	0,2	0,17	0,50	70
Ani_0,004d_0,3n	0,4	0,3	0,11	0,75	16
Ani_0,005d_0,3n	0,5	0,3	0,14	0,75	23
Ani_0,006d_0,3n	0,6	0,3	0,17	0,75	19
Ani_0,004d_0,4n	0,4	0,4	0,11	1,00	22
Ani_0,005d_0,4n	0,5	0,4	0,14	1,00	17
Ani_0,006d_0,4n	0,6	0,4	0,17	1,00	20

Tabla 37. Pérdidas de caudales unitarios en los cálculos de filtración con modelos de espaldón heterogéneo.

Los modelos numéricos han utilizado ley de resistencia parabólica con estimación de coeficientes mediante la formulación empírica de Ergun que utiliza como datos del material su porosidad y el tamaño D_{50} . En la Figura 141 se representan las pérdidas de caudal en el modelo en función de la relación de porosidades (n) y de tamaños (D_{50}) entre las capas superiores de la tongada, menos permeables representadas por el subíndice i , y la zona media de la tongada.

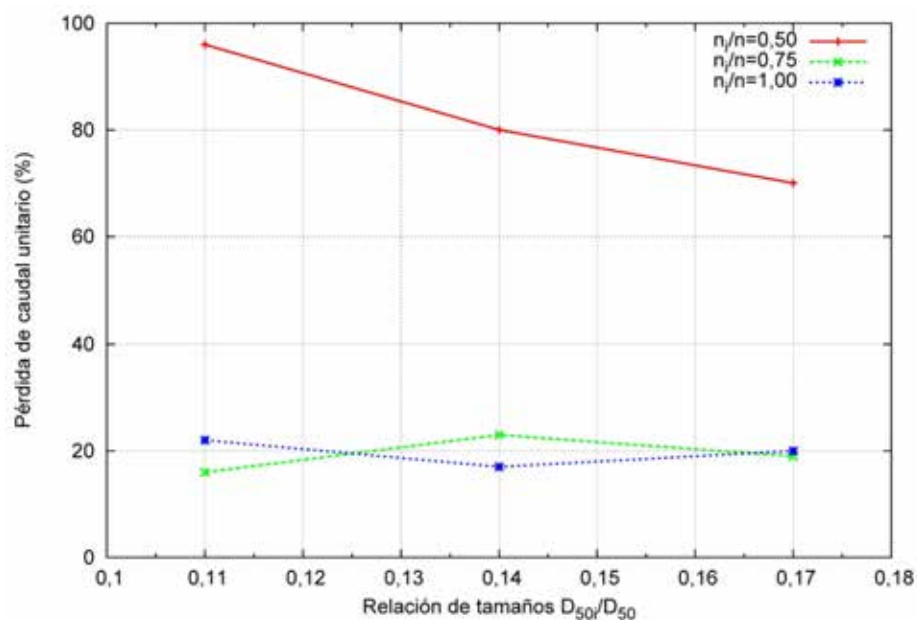


Figura 141. Pérdida de caudales unitarios en los modelos de filtración heterogéneos.

4.1.3 Campaña de análisis del efecto de la anchura de la berma.

En esta campaña se han fijado los valores de dos de los parámetros que definen la geometría de la protección: su altura (H_b) en el 40% de la altura de la presa (H); y su talud (N_b), en el valor 2,6. Una

vez fijados estos valores, se han realizado distintos modelos de filtración con ley de resistencia lineal y parabólica, y se ha estudiado el deslizamiento con métodos de equilibrio límite variando el ancho de la berma superior de la protección (B) conforme a la metodología expuesta en 3.4.3.3. Los resultados se agrupan dentro de los dos apartados que incluye la campaña:

4.1.3.1 Análisis del ancho de la berma sobre la estabilidad en masa.

En primer lugar, se ha registrado el grado de saturación de la presa y la protección para anchura de berma nula y para anchura de berma del 40% de la altura de la presa. El objetivo es comprobar el efecto que produce el incremento del ancho de berma sobre el estado de saturación del espaldón de la presa y de la protección. Para ello, se han registrado las alturas de los puntos de salida de la línea de saturación en el modelo de filtración lineal (Figura 142). Las alturas registradas tanto en la presa como en la protección han sido exclusivamente las medidas sobre el talud exterior (Tabla 38).

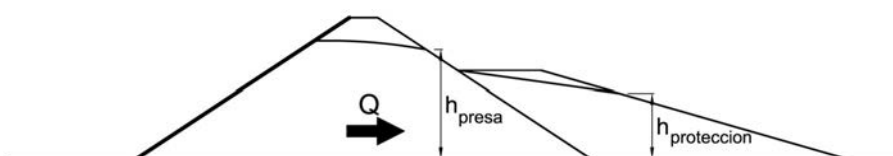


Figura 142. Resultados sobre el nivel de saturación alcanzado en la filtración para distintos anchos de berma

Estos resultados se recogen en la Tabla 38:

Caudal (l/s/m)	Ancho de berma nulo (B=0)		Ancho de berma del 40% de la altura (B=0,40·H)	
	h_{presa} (cm)	$h_{protección}$ (cm)	h_{presa} (cm)	$h_{protección}$ (cm)
10	---	11,6	0,0	11,6
20	---	30,4	42,0	20,0
25	41,6	40,0	46,0	21,3
30	46,3	40,0	50,0	22,0
34	50,0	40,0	53,0	22,0

Tabla 38. Cotas de salida de la línea de saturación sobre los taludes exteriores de la presa y la protección

Los resultados de la Tabla 38 se representan gráficamente sobre la Figura 143:

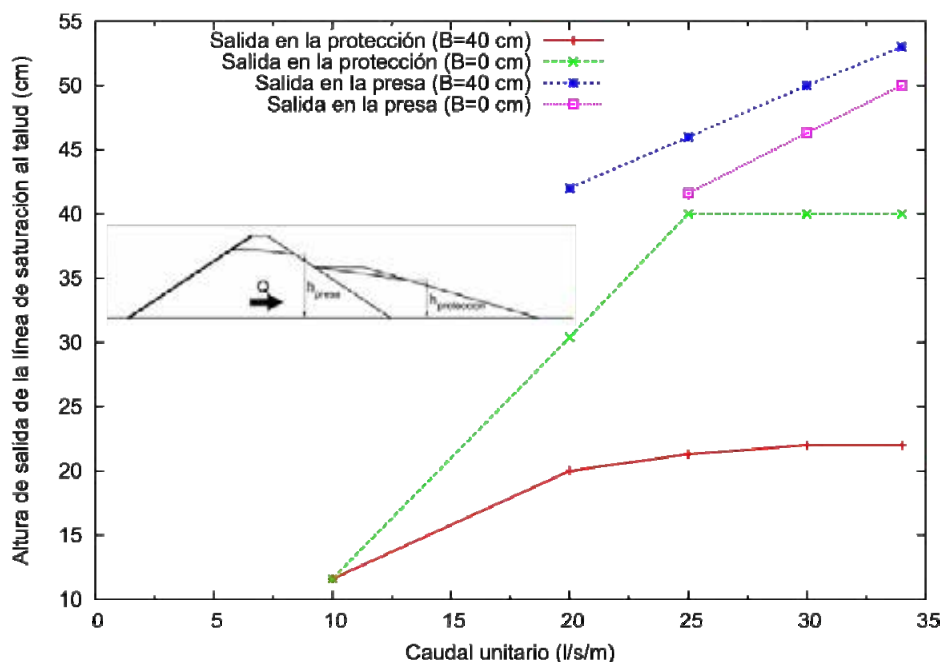


Figura 143. Alturas de los puntos de salida de la línea de saturación con anchos de berma 0 y 0,40·H

En la Figura 142 se observa cómo coinciden las alturas de salida con caudales reducidos (caudal 10 l/s/m), que no provocan la saturación del talud de la presa por encima de la cota de la berma del repié con ninguno de los dos anchos de berma ensayados. A medida que aumentan los caudales de percolación, con ancho de berma del 40% de la altura, la línea de saturación alcanza al talud de la presa, mientras que con ancho de berma nulo, se mantiene dentro del talud del repié, sin generar presiones intersticiales en el talud de la presa.

Los resultados del cálculo de estabilidad realizado en los modelos numéricos se adjuntan en la Tabla 39, en la que se incluye el coeficiente de seguridad al deslizamiento en función del ancho de berma de la protección (B), adimensionalizado respecto a la altura de la presa (H), y el caudal de filtración (q_s):

Caudal, q_s (l/s/m)	Ancho de berma, B		
	0	0,2·H	0,4·H
10	1,21	1,27	1,29
20	1,08	1,09	1,12
25	0,97	1,05	0,96
30	0,77	0,83	0,75
34,0	0,67	0,69	0,62

Tabla 39. Coeficientes de seguridad en función de la ancho de berma para altura de protección $H_b^* = 0,4$ y talud $N_b = 2,6$

La Figura 144 representa gráficamente estos resultados:

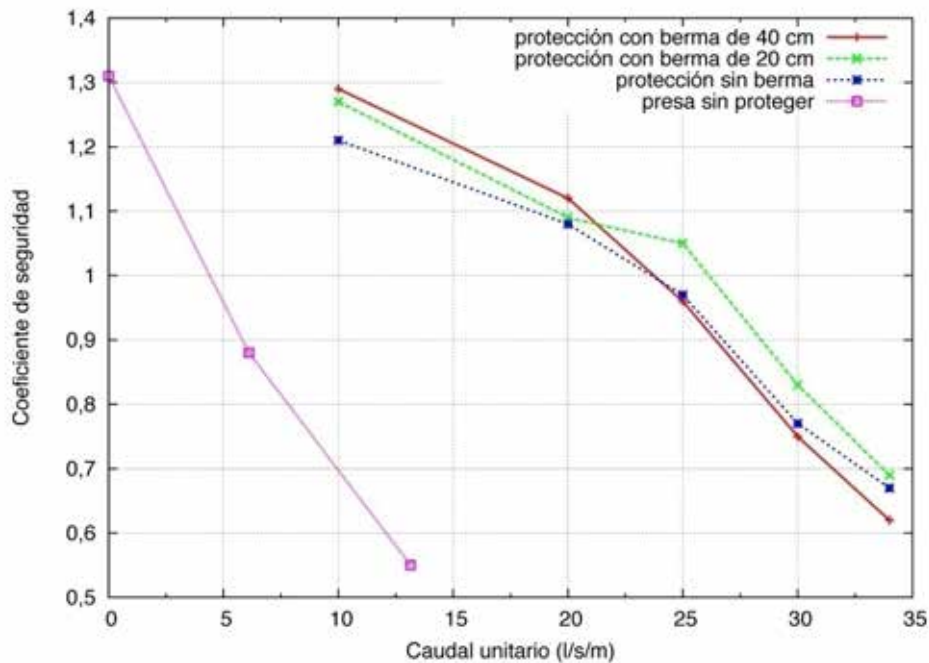


Figura 144. Evolución del coeficiente de seguridad al deslizamiento en función del ancho de la berma de protección.

En la Figura 144 se observa un comportamiento similar del coeficiente de seguridad, con cruces entre las curvas correspondientes a ancho de berma 0,40 7 ancho de berma nulo. Ello indica que, para un mismo caudal de percolación el coeficiente de seguridad llega a ser inferior al aumentar el ancho de berma del repié.

4.1.3.2 Análisis del ancho de la berma sobre el nivel de saturación en el pie del talud de la protección.

La Figura 145 muestra los resultados de las redes de filtración obtenidas para las dos anchuras de berma (0, 40 cm) con el caudal unitario de 10 l/s/m. Se han representado las dos líneas de saturación dibujadas a trazos, en color azul, y las líneas isobaras del caso con anchura de berma nulo (B_1). En el caso de anchura de berma de 40 cm (B_2), se puede apreciar el incremento de la altura de la línea de saturación en todo el dominio de filtración, con un incremento moderado de las presiones tanto en el cuerpo de presa como en el repié. También se aprecia que la altura a la salida en ambos casos es sensiblemente similar como se indica en el detalle de la Figura 147 y la Figura 148.

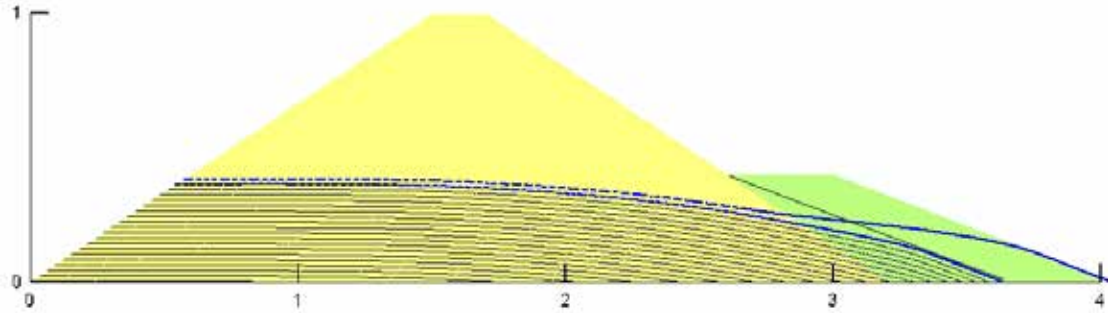


Figura 145. Líneas de saturación con bermas de 0 (inferior) y 40 cm (superior) para un caudal unitario de 10 l/s/m. Las líneas de trazo fino son las isobaras con una equidistancia de 2 cm de columna de agua con ancho de berma nulo.

Al aumentar el caudal unitario hasta los 30 l/s/m, la ampliación de la longitud de la berma implica un incremento de las presiones intersticiales junto al talud de la presa que no queda protegido por el repié (Figura 146).

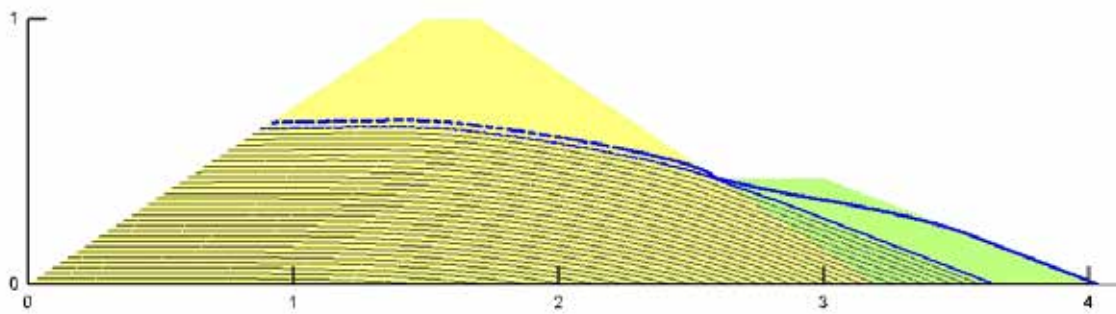


Figura 146. Líneas de saturación con bermas de 0 y 40 cm para un caudal unitario de 30 l/s. Las líneas de trazo fino son las isobaras en el caso de ancho de berma nulo con una equidistancia de 2 cm de columna de agua.

En la Figura 147 y la Figura 148 se representan los gradientes hidráulicos obtenidos en el pie de la protección para anchura de berma 0 y 40 cm, respectivamente. Como se puede comprobar, son prácticamente idénticos y muy cercanos al valor asintótico $1/N_b$ que, para el talud 2,60, es 0,38. Como consecuencia de ello, las alturas desde la base de la presa a la intersección de la línea de saturación con el talud exterior de la protección se producen en ambos casos a una altura prácticamente constante, $z_d = 11,6$ cm.

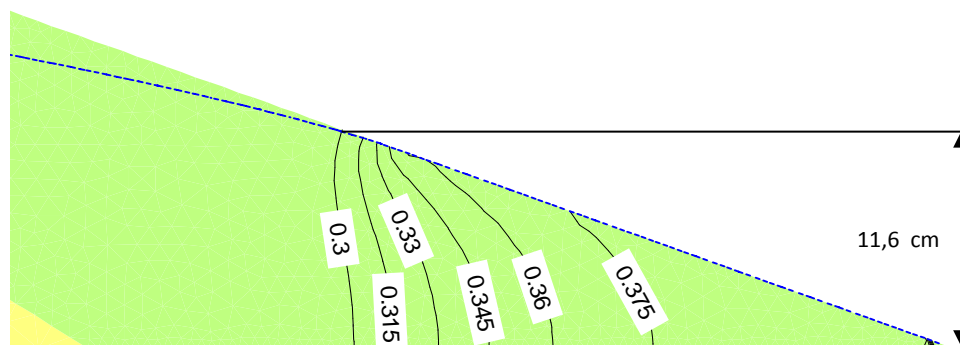


Figura 147. Isolíneas del módulo del gradiente hidráulico en el pie de la protección con berma de 0 cm.

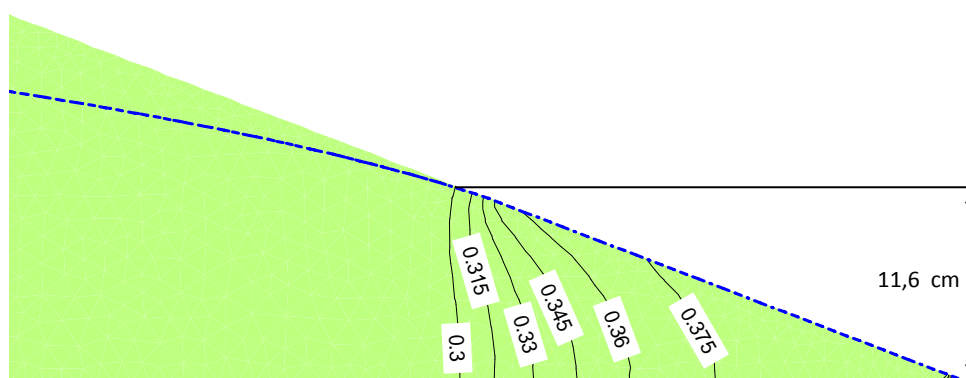


Figura 148. Isolíneas del módulo del gradiente hidráulico en el pie de la protección con berma de 40 cm.

Los resultados obtenidos con el modelo de filtración parabólico se representan de forma comparada con los obtenidos en los modelos lineales. En la Figura 149 se comparan los resultados con un ancho de berma nulo y en la Figura 150 con ancho de berma de 40 cm. En estas figuras se observan diferencias relevantes entre los niveles de saturación en el dominio de filtración en función del tipo de ley de resistencia utilizado. Sin embargo, en la zona de salida del caudal en el pie de la protección, los resultados de las líneas de saturación convergen, confirmándose la aplicabilidad de ambos modelos en el entorno del pie del talud, en la zona de salida hacia el exterior.

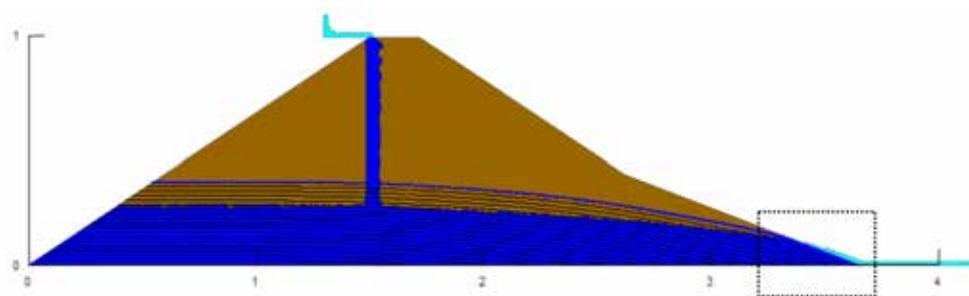


Figura 149. Comparación de los resultados entre los modelos de filtración lineal y parabólico. El modelo lineal queda sobrepresionado con línea de saturación punteada e isobaras de color negro. Ancho de berma 0 cm.

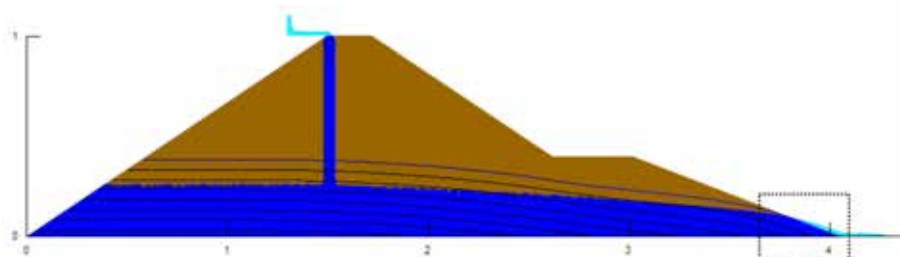


Figura 150. Comparación de los resultados entre los modelos de filtración lineal y parabólico. El modelo lineal queda sobrepuesto con línea de saturación punteada e isobaras de color negro. Ancho de berma 40 cm

En la Tabla 40 se recoge la comparación entre las alturas de la línea de saturación a la salida del talud de la protección en ambos modelos para un caudal de entrada en el modelo de 10 l/s/m:

Modelo	Ancho de Berma nulo	Ancho de Berma 40 cm
Lineal	11,6	11,6
Parabólico ⁴	10,6	10,0

Tabla 40. Comparación de alturas de la línea de saturación sobre el talud de protección con modelo parabólico y lineal para caudal de entrada de 10 l/s/m.

Haciendo una comparación análoga a la anterior, igualando los caudales de salida en los modelos de filtración lineal y parabólico se obtienen los resultados recogidos en la Tabla 41:

Modelo	Altura z_d (cm)	Caudal de salida
Lineal	10,0	8,6 l/s/m
Parabólico	10,6	

Modelo	Altura z_d (cm)	Caudal de salida
Lineal	8,9	7,6 l/s/m
Parabólico	10,0	

Tabla 41. Comparación de las alturas de salida de la línea de saturación igualando caudales de salida del modelo.

4.1.4 Campaña de análisis del efecto de la forma de la cerrada.

La campaña de modelación numérica tridimensional tiene el propósito de analizar el incremento del nivel de saturación en el espaldón del cuerpo de presa provocado por el estrechamiento de la cerrada y obtener una expresión general que permita obtener la altura del punto de salida de la línea de saturación sobre el espaldón de la presa (z_{d3}) bajo la hipótesis de que dicho espaldón está constituido por un material homogéneo e isotrópico. Este cálculo simplificado permite llegar a una

⁴ El caudal de entrada del modelo es 10 l/s/m. Se ha integrado el caudal de salida en ambos casos. En el caso de ancho de berma nulo el resultado es de 8,6 l/s/m, mientras que en el caso de ancho de 40 cm el caudal resultante es 7,6 l/s/m.

solución aproximada, de cara a realizar un predimensionamiento de la solución de protección a adoptar, sin necesidad de realizar cálculos avanzados en modelos 3D.

Las características del material considerado en el modelo (material tipo M2) están definidas en 4.2.1. Como se ha indicado en 3.4.3.4 los casos se han calculado utilizando el código Edgebased Levelset con ley de resistencia no lineal, adoptando la formulación de Ergun para el ajuste de sus constantes.

El objetivo perseguido es obtener una aproximación del cálculo tridimensional a partir de resultados de modelos 2D. Estos modelos utilizan caudales unitarios referidos a la longitud de coronación (W) y a la anchura del valle (W_r), a partir de los cuales se obtienen las alturas de la línea de saturación a la salida z_d y z_{dr} , respectivamente. Por este motivo, resulta conveniente conocer las relaciones entre los caudales unitarios y las alturas de la línea de saturación a la salida, sobre el talud de la presa. Estas relaciones se representan en la Figura 151, que define la ley de saturación del espaldón en una cerrada rectangular, asignando a dicho espaldón las características del material tipo M2. Esta ley constituye la variación de la altura de la curva de saturación en su salida sobre el espaldón (z_d) en función del caudal unitario de filtración, obtenido mediante un cálculo bidimensional con ley de resistencia no lineal, considerando la formulación de Ergun. Esta ley será utilizada posteriormente en la función de ajuste de la ley tridimensional.

Los resultados obtenidos en los cálculos bidimensionales, con el límite superior fijado en el caudal de 99 l/s/m, correspondiente al caudal que satura completamente el espaldón (q_{sat}), se indican en la Tabla 42 y de forma adimensional en la Figura 151:

q_s (l/s/m)	z_d (cm)
0,00	0
6,11	7
9,77	10
15,50	16
24,80	24
29,32	25
37,20	35
74,40	61
80,00	78
90,00	88
99,08	100

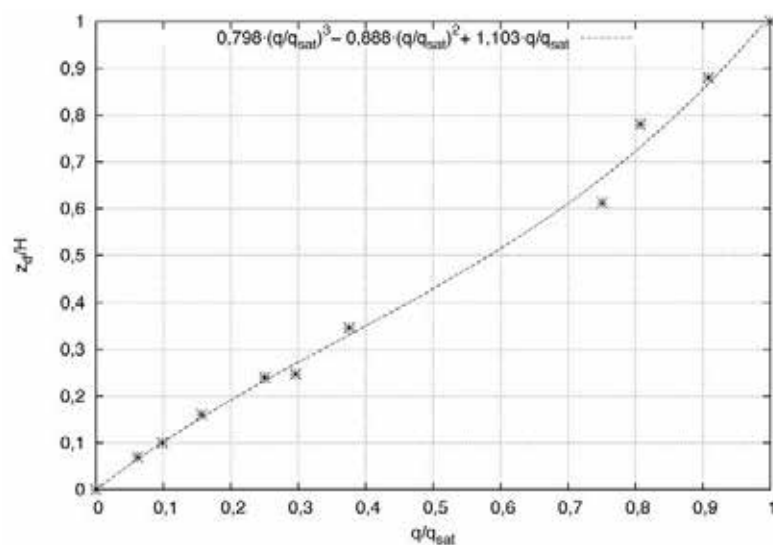


Figura 151. Ajuste de la serie de resultados con modelos 2D

Tabla 42. Altura de la línea de saturación en el punto de salida del espaldón calculada con modelos 2D con ley de resistencia parabólica.

En la Tabla 43 se incluyen los resultados de la altura de salida (z_{d3}) obtenidos de los cálculos de filtración tridimensionales. En ella se incluyen los valores del caudal total (Q_s), la relación entre el ancho inferior de la cerrada (entendida como la longitud inferior de la cerrada paralela al eje de la presa) y la longitud de coronación (W_r/W), el caudal unitario referido a la longitud de coronación (q_s) y el caudal unitario referido al ancho inferior de la cerrada (q_{sr}).

Q_s (l/s)	W_r/W	q_s (l/s/m)	q_{sr} (l/s/m)	z_{d3} (cm)	z_{d3}/H
14,7	0,21	6,11	29,32	18	0,18
14,7	0,42	6,11	14,66	14	0,14
14,7	0,63	6,11	9,77	11	0,11
37,2	0,21	15,5	74,4	36	0,36
37,2	0,42	15,5	37,2	26	0,26
37,2	0,63	15,5	24,8	21	0,21
60,0	0,21	25,0	120	----	--- ⁵
60,0	0,42	25,0	60,0	32	0,32
60,0	0,63	25,0	40,0	25	0,25

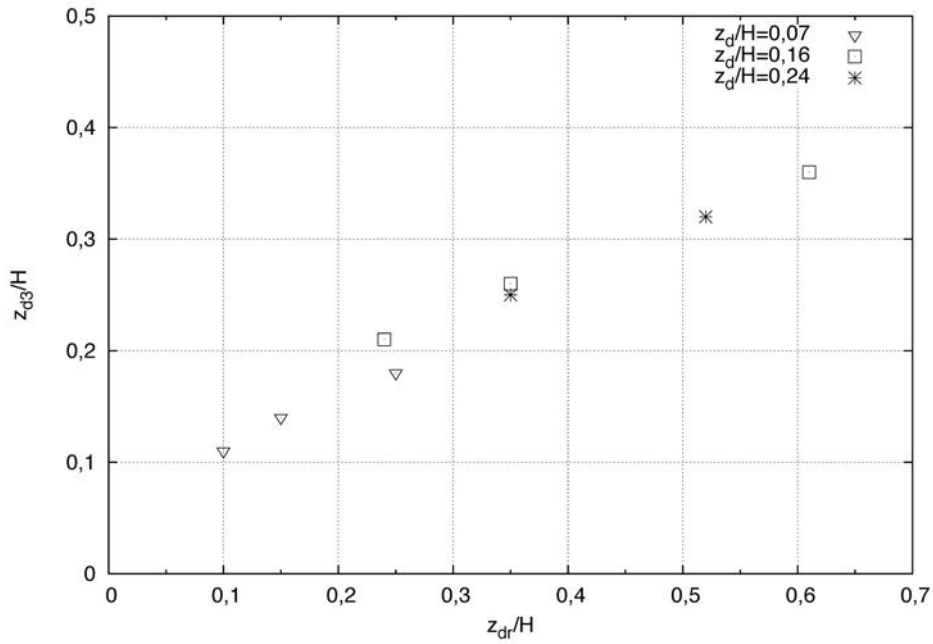
Tabla 43. Altura de la línea de saturación en el punto de salida sobre el espaldón calculada con modelos numéricos 3D con ley de resistencia cuadrática para distintas anchuras de valle

En la Tabla 44 se adjuntan los resultados que posteriormente fueron utilizados para ajustar mediante una regresión lineal múltiple el valor de las alturas de salida de la línea de saturación z_{d3} . Mediante esta función resulta posible estimar el valor de z_{d3} a partir de las alturas del punto de salida de la línea de saturación sobre el espaldón obtenidas mediante cálculos bidimensionales, con los caudales unitarios q_s y q_{sr} . La altura z_{d3} debe tener un valor intermedio entre los obtenidos en los cálculos 2D, al ser éstos resultados de hipótesis extremas en términos de caudal unitario.

Q_s (l/s)	W_r/W	q_s (l/s/m)	q_{sr} (l/s/m)	z_{d3}/H	z_d/H	z_{dr}/H
14,7	0,21	6,11	29,32	0,18	0,07	0,25
14,7	0,42	6,11	14,66	0,14	0,07	0,15
14,7	0,63	6,11	9,77	0,11	0,07	0,10
37,2	0,21	15,5	74,4	0,36	0,16	0,61
37,2	0,42	15,5	37,2	0,26	0,16	0,35
37,2	0,63	15,5	24,8	0,21	0,16	0,24
60,0	0,42	25	60	0,32	0,23	0,52
60,0	0,63	25	40	0,25	0,23	0,35

Tabla 44. Resultados de los valores de alturas de la línea de saturación con los caudales unitarios correspondientes a cada anchura relativa de la base de la cerrada.

⁵ El caudal ensayado es superior al que produce la saturación completa del espaldón con el estrechamiento correspondiente.



El resultado de la regresión lineal múltiple (Ec. 101), realizada mediante un cálculo con Matlab a partir de los valores z_{d3}^* , z_{dr}^* , z_d^* tiene la expresión:

$$z_{d3}^* = 0,4364 \cdot z_{dr}^* + 0,1805 \cdot z_d^* + 0,0626 \quad \text{Ec. 101}$$

En la Tabla 45 se comparan los resultados obtenidos en los modelos numéricos con los que se deducen a partir del ajuste estadístico de la Ec. 101:

Q_s (l/s)	W_r/W	q_s (l/s/m)	q_{sr} (l/s/m)	z_{d3} (Tabla 44)	z_{d3} (Ec. 101)	Error (módulo)	Error relativo
14,7	0,21	6,11	29,32	0,18	0,18	0,00434	2,41%
14,7	0,42	6,11	14,66	0,14	0,14	0,00092	0,66%
14,7	0,63	6,11	9,77	0,11	0,12	0,00888	8,07%
37,2	0,21	15,5	74,4	0,36	0,36	0,00268	0,76%
37,2	0,42	15,5	37,2	0,26	0,24	0,01578	6,07%
37,2	0,63	15,5	24,8	0,21	0,20	0,01378	6,56%
60,0	0,42	25	60	0,32	0,33	0,01159	3,62%
60,0	0,63	25	40	0,25	0,26	0,00896	3,59%

Tabla 45. Comparación entre los resultados de la altura de la línea de saturación sobre el espaldón obtenidos en los modelos numéricos tridimensionales y los obtenidos del ajuste estadístico mediante regresión lineal múltiple.

El rango de datos del ajuste se limita a valores de z_{d3}/H inferiores a 0,4. Los errores obtenidos, dentro del rango de ajuste, oscilan entre el 0,66 y el 8,07% que resultan aceptables de cara a la utilización práctica de la formulación propuesta.

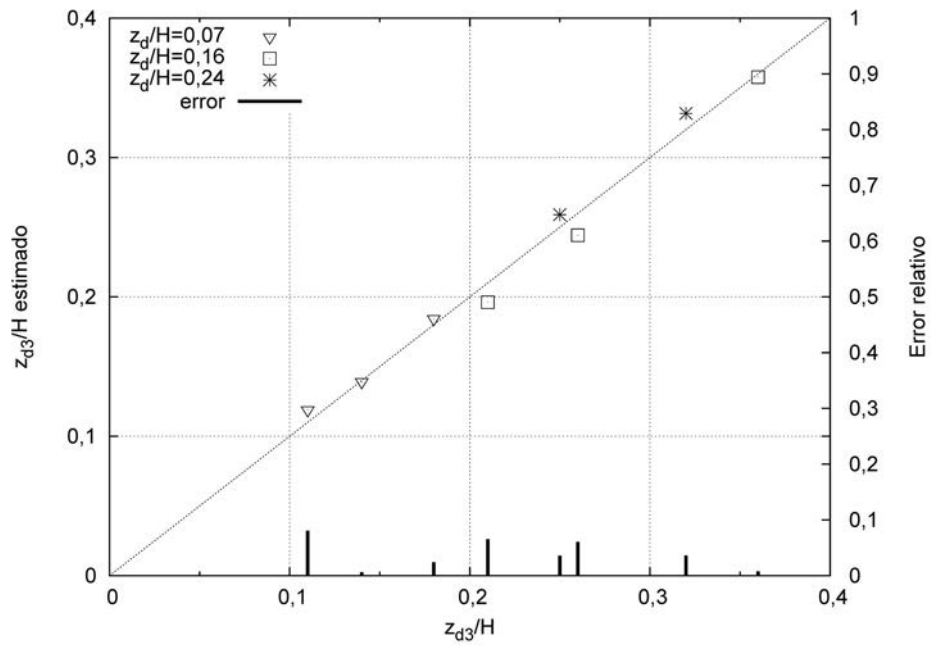


Figura 152. Errores entre los resultados de la altura de la línea de saturación sobre el espaldón obtenidos en los modelos numéricos tridimensionales y los obtenidos del ajuste estadístico mediante regresión lineal múltiple.

4.2. Modelación física.

4.2.1 Ensayos *in situ* de caracterización del ángulo de rozamiento al reposo del material.

4.2.1.1 Materiales utilizados en la *campana de calibración y análisis de daños*.

Además de los ensayos estándar indicados en 3.5.2, en esta campaña se ha estimado el ángulo de rozamiento interno al reposo del material mediante un ensayo *in situ* formando un talud de unos 0,80 m de altura apoyado sobre un muro vertical y medir el ángulo con el que el material queda en equilibrio estricto, sin ningún tipo de compactación adicional. Por cada material se han realizado tres ensayos. El ángulo se mide indirectamente, a través de la relación entre la altura del montón (h) y la distancia del derrame al muro (l) (Foto 23). De esta forma, el ángulo de rozamiento vendría dado por la Ec. 102:

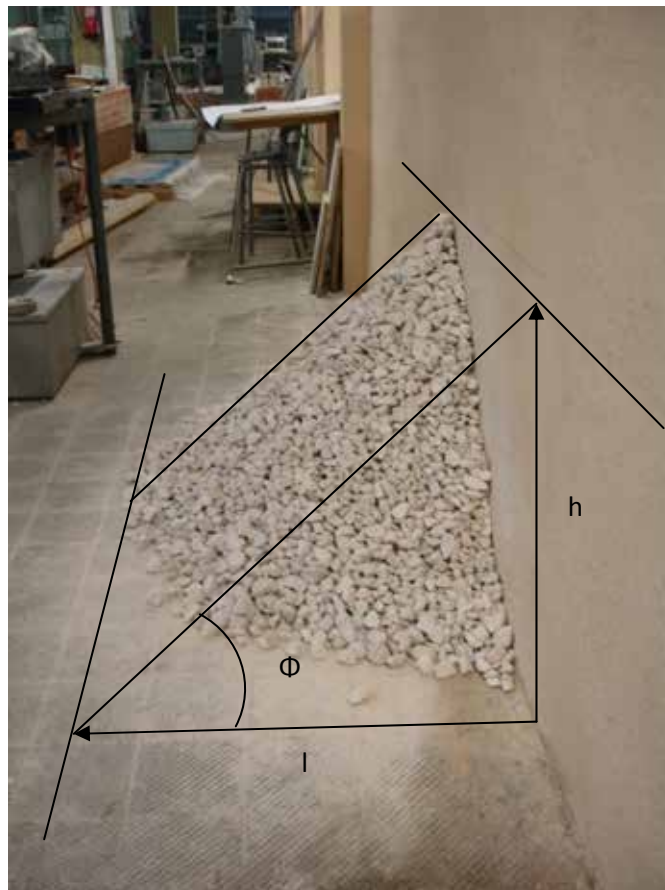


Foto 23, Ejemplo de ensayo *in situ* para determinar el ángulo de rozamiento al reposo del material

$$\phi = \arctg \frac{h}{l}$$

Ec. 102

Material de presa (E).

El material de la presa es el tipo M2 ($D_{50} = 35,0$ mm).

Ensayo	Derrame (cm)	Altura (cm)	Ángulo (°)
1	93,0	70,0	37,0
2	83,0	75,5	42,3
3	83,0	74,5	41,9
Promedio			40,4
Desv. típica			3,0

Tabla 46. Resultados de los ensayos para obtener el ángulo de rozamiento la reposo del material de la presa.

Material de protección (E_b).

El material de la presa es el tipo M3 ($D_{50} = 45,5$ mm).

Ensayo	Derrame (cm)	Altura (cm)	Ángulo (°)
1	77,0	70,0	42,3
2	82,0	78,0	43,6
3	83,0	76,0	42,5
Promedio			42,8
Desv. Típica			0,7

Tabla 47. Resultados de los ensayos para obtener el ángulo de rozamiento la reposo del material de la protección.

4.2.1.2 Materiales correspondientes a la *Campaña de validación de la formulación del talud crítico y en la Campaña de verificación del procedimiento.*

En estas campañas se han utilizado tres materiales, denominados M1, M2 y M3. En el transcurso de estas campañas se realizaron nuevos ensayos sobre el ángulo de rozamiento al reposo, adaptados al tamaño del material (0,50 m en el caso de los materiales M1 y M2 y 1 m en el caso del material M3) y a las nuevas capacidades de toma de datos que ofreció el perfilómetro láser, cuya instalación fue inmediatamente anterior a la ejecución de estas campañas de ensayos.

Ángulo de rozamiento al reposo. Materiales M1, M2 y M3.

De la serie de 6 ensayos realizados se ha obtenido la media y la desviación típica para caracterizar el ángulo de rozamiento al reposo del material conforme a la metodología de ensayo descrita en 3.5.3.2.

Los resultados obtenidos en los ensayos de caracterización del ángulo de rozamiento, tanto de cada uno de ellos como el del material en su conjunto, han sido los indicados en la Tabla 48:

Ensayo	Ángulo de rozamiento al reposo (°)		
	M1. D ₅₀ = 12,6 mm	M2. D ₅₀ = 35,0 mm	M3. D ₅₀ = 45,5 mm
1	36,11	41,74	41,42
2	35,39	42,42	41,90
3	37,03	42,76	41,86
4	38,17	40,82	41,81
5	36,34	42,30	41,29
6	38,59	41,78	---
Promedio	36,94	41,97	41,66
Desv. Típica	1,13	0,63	0,28

Tabla 48. Ángulos de rozamiento al reposo del material utilizado en la campaña de validación de la formulación del talud crítico.

4.2.2 Calibración y análisis de daños.

Se han representado en la Figura 153 las distintas alturas de daño observadas (H_d) en las protecciones ensayadas. El valor representado es el de la variable adimensionalizada con respecto a la altura de la presa protegida (H_d/H).

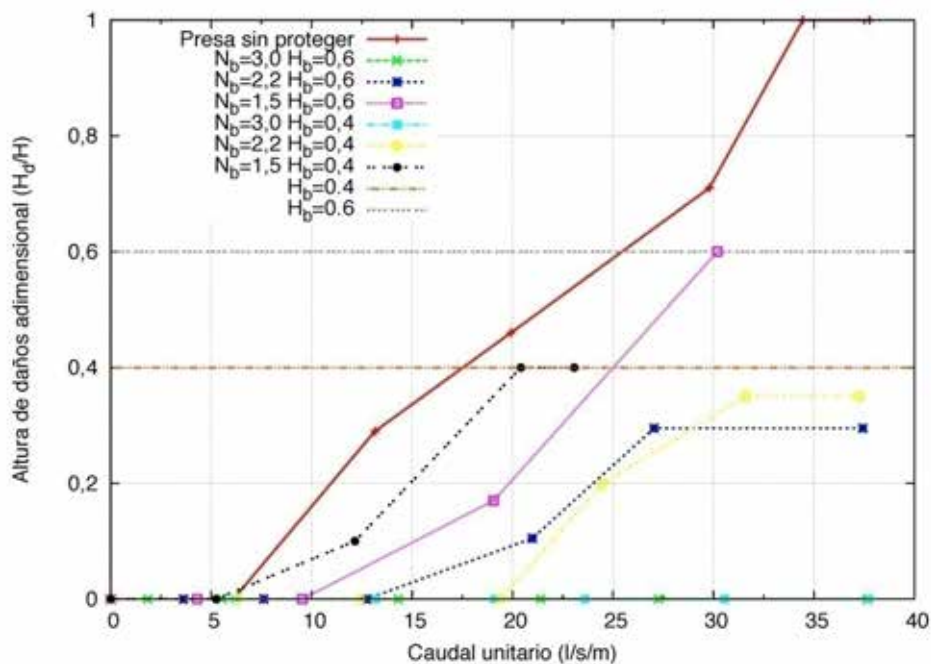


Figura 153. Altura de daños observada en cada una de las protecciones ensayadas en modelo físico.

Los niveles de daño en las protecciones de acuerdo a las categorías definidas en 3.5.3.1 se representan en la Figura 154 y en la Figura 155. La primera representa el nivel de daño en función del talud y el caudal de percolación en el caso de las protecciones de una altura de protección (H_b) del 40% de la altura de la presa (H). La segunda es análoga a la anterior en el caso de altura de protección (H_b) del 60% de la altura de presa (H).

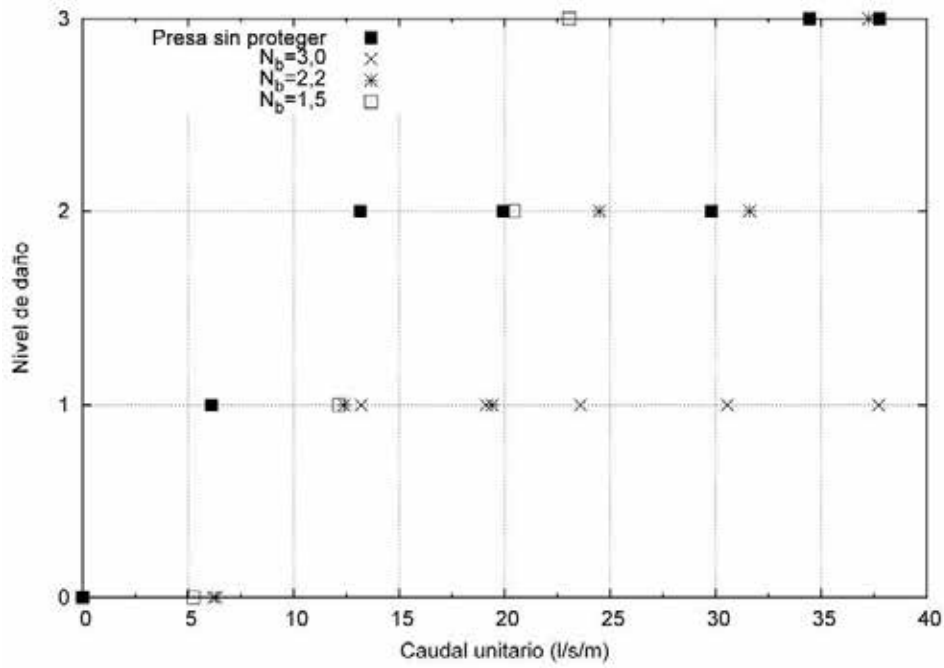


Figura 154. Nivel de daño observado en las protecciones de 0,40 m de altura.

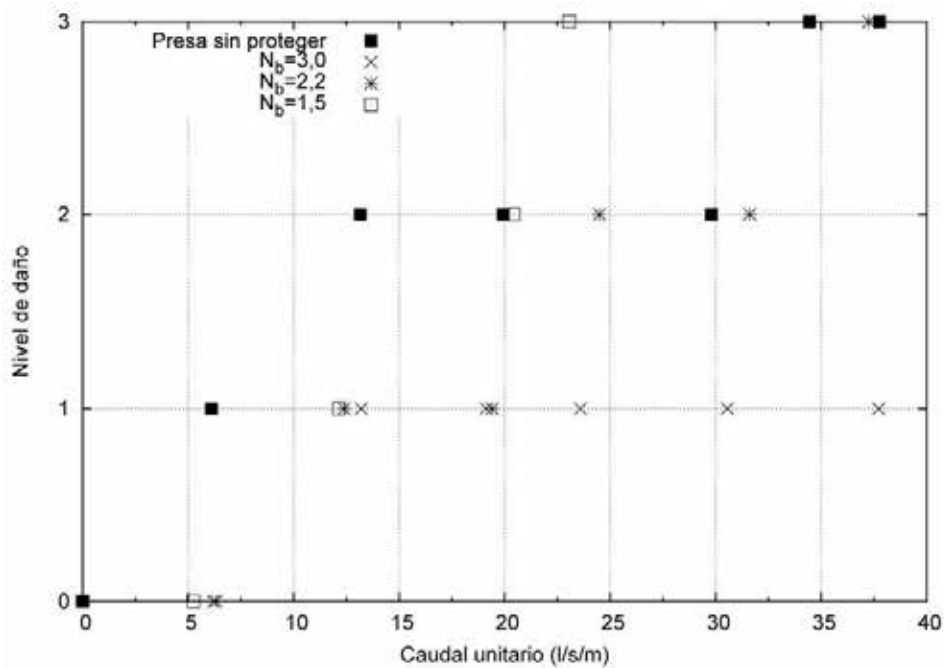


Figura 155. Nivel de daño observado en las protecciones de 0,60 m de altura.

Los resultados de las presiones en la base sobre el eje del canal se incluyen en 7 figuras (desde la Figura 156 a la Figura 162) en función del caudal unitario expresado en l/s/m.

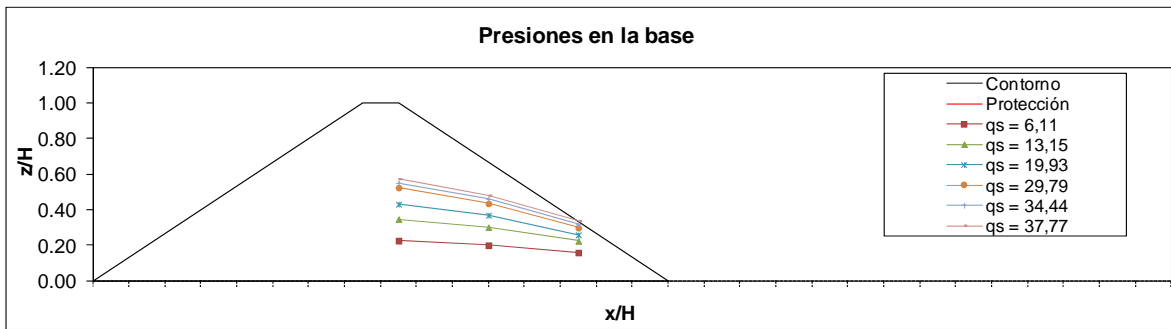


Figura 156. Presiones en la base de la presa (Caso Presa sin protección)

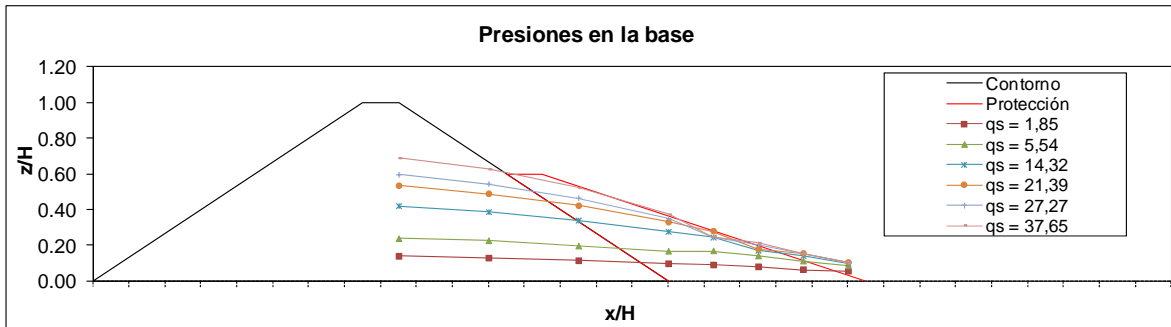


Figura 157. Presiones en la base de la presa (Caso $N_b=3,0$ $H_b=0,6$)

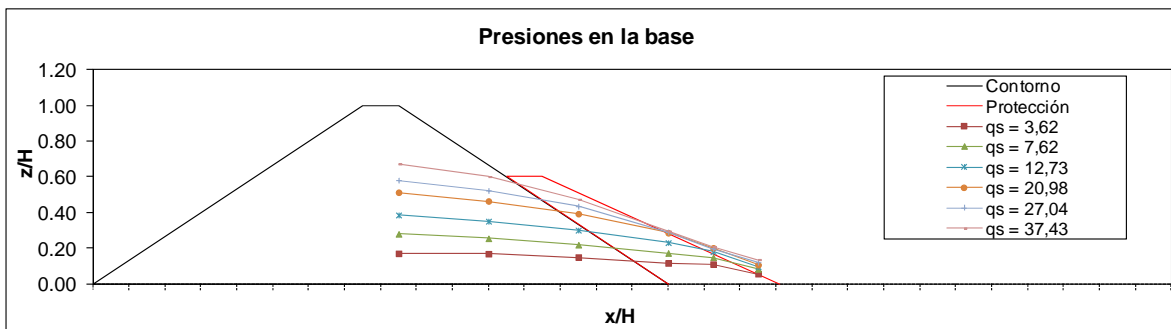


Figura 158. Presiones en la base de la presa (Caso $N_b=2,2$ $H_b=0,6$)

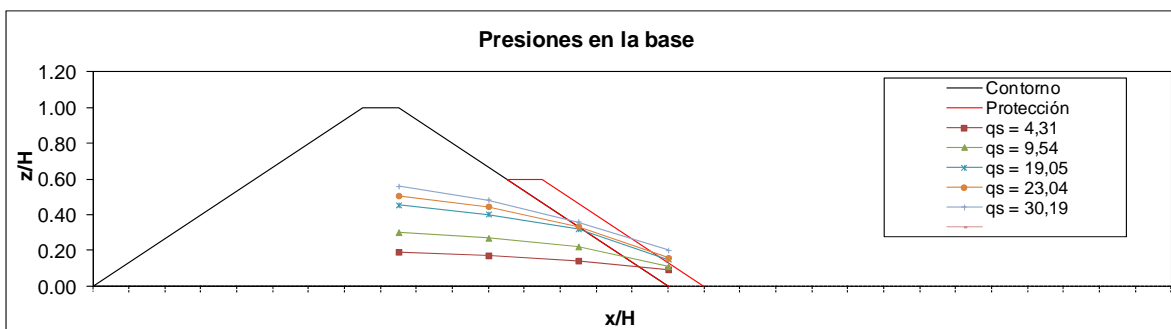


Figura 159. Presiones en la base de la presa (Caso $N_b=1,5$ $H_b=0,6$)

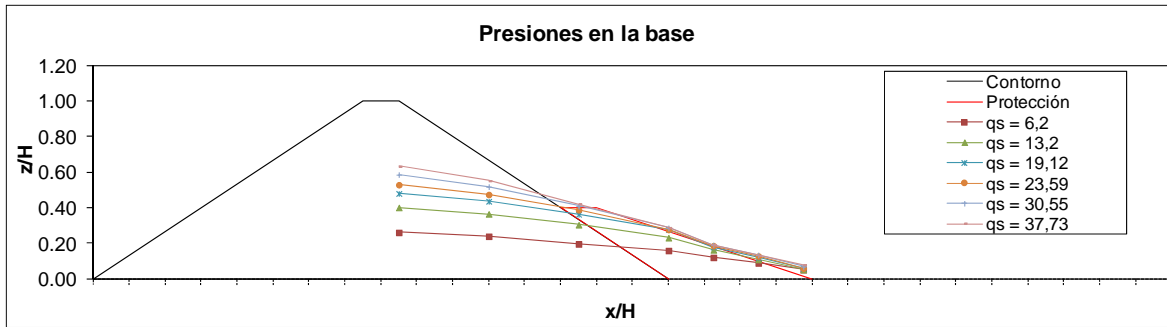


Figura 160. Presiones en la base de la presa (Caso $N_b=3,0$ $H_b=0,4$)

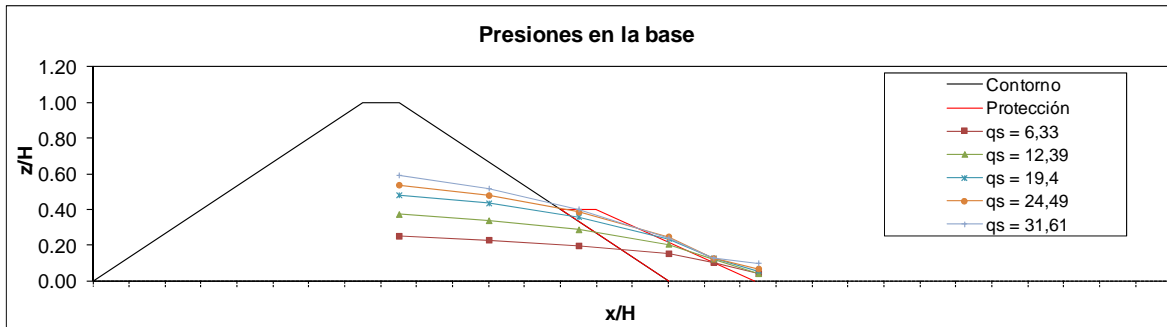


Figura 161. Presiones en la base de la presa (Caso $N_b=2,2$ $H_b=0,4$)

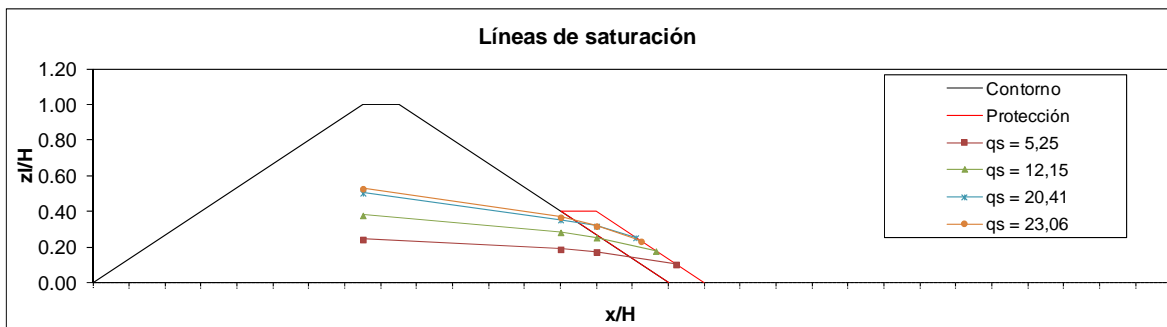


Figura 162. Presiones en la base de la presa (Caso $N_b=1,5$ $H_b=0,4$)

4.2.3 Validación de la formulación del talud crítico.

4.2.3.1 Resultados de la formulación teórica.

En primer lugar, se incluyen los resultados teóricos que se pretenden validar experimentalmente. Según la formulación propuesta, cada uno de los materiales a ensayar tiene asociado un talud crítico que resulta estable frente al deslizamiento en masa. Se define como talud crítico a aquel que arroja un coeficiente de seguridad unidad al aplicar la formulación teórica (Ec. 31) cuyos parámetros han sido ya indicados en el capítulo de Estado del Arte (2.4.2):

$$F = \frac{1}{\gamma_{e,sat}} \cdot \left(\gamma_{e,sat} - \frac{\beta \cdot \gamma_w}{\cos^2 \alpha} \right) \cdot \frac{\tan \varphi}{\tan \alpha} \tag{Ec. 31}$$

Esta formulación se ha aplicado a los materiales con los que se ha realizado la validación. Para ello se han utilizado los resultados de los ensayos de caracterización de los materiales (4.2.1.2), concretamente su ángulo de rozamiento interno y peso específico, que se representan en la Tabla 49. Los valores incluidos en la tabla se presentan en forma de un intervalo de confianza definido a partir del valor promedio de los ensayos de caracterización más menos su desviación típica:

Material	Peso específico saturado (KN/m ³)	Ángulo de rozamiento interno (°)
M1 (tamaño medio 12,6 mm)	19,25 ± 0,07	36,94 ± 1,13
M2 (tamaño medio 35,0 mm)	18,85 ± 0,35	41,97 ± 0,63

Tabla 49. Características de los materiales empleados en la campaña de validación del talud crítico.

Tomando los valores extremos correspondientes al intervalo de confianza de los datos se obtiene el rango de taludes que deberá considerarse para la validación de la fórmula obteniéndose los valores del intervalo en función de cada material recogidos en la Tabla 50 (para el material M1) y en la Tabla 51 (para el material M2).

Material M1 (D ₅₀ = 12,6 mm)	Valores para talud máximo	Valores para talud mínimo
Peso específico saturado (KN/m ³)	19,18	19,32
Ángulo de rozamiento (°)	35,81	38,07
Coefficiente Beta	1,00	1,00
Peso específico del agua (KN/m ³)	10,00	10,00
Coefficiente de seguridad F	1,00	1,00
Ángulo alfa del talud (°)	17,25	18,43
Talud	3,24	3,00

Tabla 50. Intervalo de taludes críticos teóricos para el material M1 (D₅₀ = 12,6 mm).

Material M2 (D ₅₀ = 35,0 mm)	Valores para talud máximo	Valores para talud mínimo
Peso específico saturado (KN/m ³)	18,50	19,20
Ángulo de rozamiento (°)	41,34	42,60
Coefficiente Beta	1,00	1,00
Peso específico del agua (KN/m ³)	10,00	10,00
Coefficiente de seguridad F	1,00	1,00
Ángulo alfa del talud (°)	19,09	20,53
Talud	2,89	2,67

Tabla 51. Intervalo de taludes críticos teóricos para el material M2 (D₅₀ = 35,0 mm).

Por lo tanto, los dos intervalos de taludes críticos a validar serán: [3,00; 3,24] en el caso del material M1 (D₅₀ = 12,6 mm) y [2,67; 2,89] en el caso del material M2 (D₅₀ = 35,0 mm).

El coeficiente de subpresión (β) que define el porcentaje de presión intersticial respecto a la presión hidrostática en condiciones de saturación tiene valor 1 para taludes superiores a 2, lo que se cumple en la inmensa mayoría de los casos, al superar el talud estable este umbral inferior.

4.2.3.2 Resultados de la Fase 1. Evolución de la rotura por deslizamiento en masa en función del talud

Los resultados de la campaña experimental están organizados en función de la fase de la campaña, de la anchura del recinto de ensayo y del tipo de material utilizado. En las tablas de resultados se incluyen las medidas del avance de la rotura en función del talud y el caudal unitario, para cada uno de los criterios de medición indicados en la metodología (3.5.3.2). Estos resultados se representan posteriormente en figuras con objeto de comparar la evolución de los resultados experimentales con respecto a los valores teóricos que arroja la formulación que se pretende validar.

Las tablas de resultados se estructuran de acuerdo al criterio de medida del grado de avance de la rotura, conforme al siguiente esquema:

1. Criterio de medida del grado de avance máximo.

Los resultados numéricos de la primera fase, formada por los ensayos en canal de 60 cm de anchura, se organizan en función del tipo de material:

- Material M1 (12,6 mm): Tabla 52 y Tabla 53.
- Material M2 (35,0 mm): Tabla 54 y Tabla 55.

De manera análoga se adjuntan los resultados de los ensayos realizados sobre el canal de 240 cm de anchura:

- Material M1 (12,6 mm): Tabla 56 y Tabla 57.
- Material M2 (35,0 mm): Tabla 58 y Tabla 59.

2. Criterio de medida del grado de avance medio.

Los resultados del canal de 60 cm se adjuntan en la Tabla 60 y en la Tabla 61, mientras que los correspondientes al canal de 240 cm se incluyen en la Tabla 62 y en la Tabla 63.

TABLAS DE RESULTADOS.

Resultados de los ensayos en el canal de 60 cm. Criterio de medida del grado de avance máximo.

Material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm)

Talud		1,50	1,60	1,75	1,90	1,95	2,00	2,10	2,25	2,50	2,75	3
Coordenada Y del pie de presa (mm)		1950	3975	4040	4130	4150	4200	4225	4260	2430	2590	2700
Q (l/s)	q (l/s/m)	Coordenada Y del avance máximo de la rotura medida sobre el talud (mm)										
2	3,33		3801									
4	6,67	1665	3707	3766	3855	3894	3822	4008	3955		2333	2503
6	10,00	1447	3410	3579	3617	3740	3545	3745	3745	1875	2010	2303
8	13,33	1211		3347	3290	3322	3200	3467	3229	1252	1215	1382
10	16,67			3165						1180		1200

Tabla 52. Coordenada según el eje del canal del avance máximo de la rotura medidas sobre el modelo digital del terreno en el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm)

Talud		1,5	1,60	1,75	1,90	1,95	2,00	2,10	2,25	2,50	2,75	3
Q (l/s)	q (l/s/m)	Avance de la rotura (cm)										
2	3,33											
4	6,67	28,5	26,8	27,4	27,5	25,6	37,8	21,7	30,5		25,7	19,7
6	10,00	50,3	56,5	46,1	51,3	41,0	65,5	48,0	51,5	55,5	58	39,7
8	13,33	73,9		69,3	84,0	82,8	100	75,8	103,1	117,8	137,5	131,8
10	16,67			87,5						125		150

Tabla 53. Avance máximo de la rotura medido sobre el modelo digital del terreno en el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm)

Material M2 (D₅₀ = 35,0 mm)

Talud		1,10	1,30	1,5	1,60	1,75	2	2,1	2,2	2,3	2,6
Coordenada Y del pie de presa (mm)		3730	3820	4100	3980	4230	4370	4240	2320	4370	2490
Q (l/s)	q (l/s/m)	Coordenada Y del avance máximo de la rotura medida sobre el talud (mm)									
4	6,67										
6	10,00	3394	3630	3897	3770	3880		4045		4084	
8	13,33	3282	3475	3750	3610	3864	4051	3850	1970	3846	2095
10	16,67		3190	3600	3500	3680	3922	3703	1866	3724	2095
12	20,00			3490	3285	3569	3740	3390	1798	3720	1904
14	23,33			3350		3528	3653	3340	1491	3367	1553
16	26,67					3355	3370		1220		

Tabla 54. Coordenada según el eje del canal del avance máximo de la rotura medida sobre el modelo digital del terreno en el material M2 (D₅₀ = 35,0 mm).

Talud		1,10	1,30	1,50	1,60	1,75	2,00	2,10	2,20	2,30	2,60
Q (l/s)	q (l/s/m)	Avance de la rotura (cm)									
4	6,67										
6	10,00	33,6	19,0	20,3	21,0	35,0		19,5		28,6	
8	13,33	44,8	34,5	35,0	37,0	36,6	31,9	39,0	35,0	52,4	39,5
10	16,67		63,0	50,0	48,0	55,0	44,8	53,7	45,4	64,6	39,5
12	20,00			61,0	69,5	66,1	63,0	85,0	52,2	65,0	58,6
14	23,33			75,0		70,2	71,7		82,9	100,3	93,7
16	26,67					87,5	100,0		110,0		

Tabla 55. Avance máximo de la rotura medido sobre el modelo digital del terreno en el material M2 (D₅₀ = 35,0 mm).

Resultados de los ensayos en el canal de 240 cm. Criterio de medida del grado de avance máximo.

Material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm)

Talud		1,50	1,75	2,00	2,20
Coordenada del pie de presa (mm)		2250	2370	2090	2560
Q (l/s)	q (l/s/m)	Coordenada Y del avance máximo de la rotura medida sobre el talud (mm)			
10	4,17	2095			
15	6,25	1961	2220	2090	
20	8,33	1927	1994	1720	
25	10,42		1769	1631	1976

Tabla 56. Coordenada según el eje del canal del avance máximo de la rotura medida sobre el modelo digital del terreno en el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm).

Talud		1,50	1,75	2,00	2,20
Q (l/s)	q (l/s/m)	Avance de la rotura (cm)			
10	4,17	15,5			
15	6,25	28,9	15	0	
20	8,33	32,3	37,6	37	
25	10,42		60,1	45,9	58,4

Tabla 57. Avance máximo de la rotura medido sobre el modelo digital del terreno en el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm).

Material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm)

Talud		1,50	1,75	2,00	2,20
Coordenada del pie de presa (mm)		2240	2360	2500	2600
Q (l/s)	q (l/s/m)	Coordenada Y del avance máximo de la rotura medida sobre el talud (mm)			
10	4,17	2118	2360	2500	2600
20	8,33	2033	2360	2340	2600
25	10,42	1950	2025	2136	2335
30	12,50	1860	1940		
35	14,58	1820		2015	
40	16,67	1697	1751		1980
45	18,75	1490		1790	
50	20,83				1702

Tabla 58. Coordenada según el eje del canal del avance máximo de la rotura medida sobre el modelo digital del terreno en el material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm).

Talud		1,50	1,75	2,00	2,20
Profundidad del plano de comparación (cm)		2	2	2	2
Q (l/s)	q (l/s/m)	Avance de la rotura (cm)			
10	4,17	12,2	0	0	0
20	8,33	20,7	0	16	0
25	10,42	29	33,5	36,4	26,5
30	12,50	38	42		
35	14,58	42		48,5	
40	16,67	54,3	60,9		62
45	18,75	75		71	
50	20,83				89,8

Tabla 59. Avance máximo de la rotura medido sobre el modelo digital del terreno en el material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm).

Resultados de la medida del avance de la rotura con el criterio de medida del grado de avance medio.

Canal de 60 cm de anchura. Material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm)

Talud	1,00	1,50	1,75	2,00	2,25
q (l/s/m)	Avance de la rotura (cm)				
6,7	26,4	25,1	26,7	26,2	29,5
10,0	54,4	46,6	39,8	54,3	43,7
13,3		64,2	64,1	81,1	68,0

Tabla 60. Avance medio de la rotura medido sobre el modelo digital del terreno en el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm).

Canal de 60 cm de anchura. Material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm)

Talud	1,50	1,75	2,00	2,25
q (l/s/m)	Avance de la rotura (cm)			
10,0	17,5	25,1		
13,3	24,9	26,4	27,4	27,4
16,7	41,1	46,8	39,4	39,2
20,0	57,3	62,0	55,4	46,4
23,3	74,4	63,6	68,0	74,8

Tabla 61. Avance medio de la rotura medido sobre el modelo digital del terreno en el material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm).

Canal de 240 cm de anchura. Material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm)

Talud	1,50	1,75	2,00	2,20
q (l/s/m)	Avance de la rotura (cm)			
6,3	26,1	13,6		
8,3	27,7	29,1	29,7	
10,4	0,0	46,1	37,6	42,6

Tabla 62. Avance medio de la rotura medido sobre el modelo digital del terreno en el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm).

Canal de 240 cm de anchura. Material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm)

Talud	1,50	1,75	2,00	2,20
q (l/s/m)	Avance de la rotura (cm)			
8,3	12,0			
10,4	19,0	20,1	10,3	
12,5	26,5	27,0	26,6	16,5
14,6	33,0			
16,7	44,1	46,4	35,1	
18,8	47,7			43,7

Tabla 63. Avance medio de la rotura medido sobre el modelo digital del terreno en el material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm).

FIGURAS.

En cada caso, el criterio para ordenar la presentación de las figuras de representación del grado de avance de la rotura es el tipo de recinto de ensayo utilizado, o bien el tipo de material ensayado. Posteriormente, siguiendo los criterios definidos en 3.5.3.2, se realiza el ajuste estadístico de las series de caudales para las que el mecanismo de rotura por arrastre no resulta predominante. Como ya se indicó en 3.5.3.2, los caudales que resultan representativos son aquellos que quedan entre el caudal de incubación, con roturas compatibles con la resolución del perfilómetro láser, y el caudal que produce el arrastre de las partículas. En este rango de caudales se observa una dependencia clara entre el talud ensayado y el avance de la rotura debido al predominio del mecanismo de deslizamiento. Los valores de las curvas de ajuste analíticas se representan en tablas. Estas curvas permiten analizar la evolución de la rotura y comprobar su adaptación al valor crítico del talud (N_{ce}), medido de forma experimental en la Fase 2 de la campaña. Finalmente, el valor experimental (N_{ce}) se compara con el valor teórico (N_c) de cara a su validación.

Las figuras se incluyen a continuación agrupadas de la siguiente forma:

1. Resultados de los ensayos ordenados por campaña experimental
 - a. Ensayos en canal de 60 cm
 - b. Ensayos en canal de 240 cm
2. Resultados de los ensayos ordenados por tipo de material
 - a. Ensayos con material M1 ($D_{50}=12,6$ mm)
 - b. Ensayos con material M2 ($D_{50}=35,0$ mm)
3. Resultados globales de los ensayos. En este apartado se agrupan todos los resultados obtenidos en ambas campañas, con los dos materiales utilizados.

Dentro de cada uno de estos tres grupos de figuras se diferencia entre los criterios de medición utilizados en función de la medición del grado de avance máximo o el grado de avance medio.

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS EN EL CANAL DE 60 CM.

Material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm).

Mecanismos de rotura.

El montaje de la Foto 24 y la Figura 163 ilustran los resultados del análisis de la prevalencia de los mecanismos de rotura en función del talud para caudales de ensayo superiores a los de arrastre. Según el criterio indicado, en los casos correspondientes a taludes 1,50; 1,75; 2,00 y 2,25 prevalece el mecanismo de rotura por deslizamiento, mientras que en los taludes 2,50; 2,75 y 3,00, prevalece el mecanismo de erosión por arrastre. En las fotografías y figuras, se han resaltado con un subrayado azul los casos que se corresponden con el deslizamiento en masa.



Foto 24. Serie de fotos desde aguas abajo de los deslizamientos y canales de erosión en los escalones de caudal previos a la rotura completa con el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm). Taludes de izquierda a derecha: 1,50; 1,75; 2,00; 2,25; 2,50; 2,75 y 3,00.

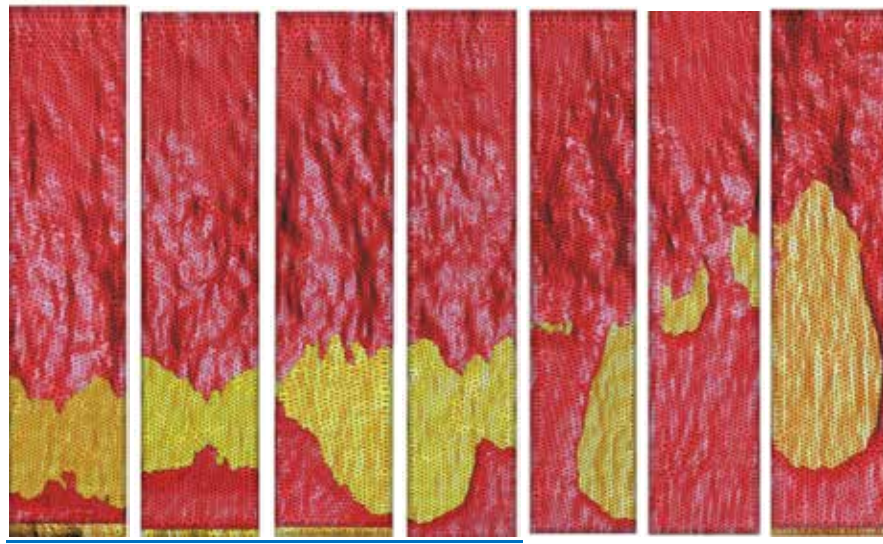


Figura 163. Vista en planta de los deslizamientos y canales de erosión en los escalones de caudal previos a la rotura completa con el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm). Taludes de izquierda a derecha: 1,50; 1,75; 2,00; 2,25; 2,50; 2,75 y 3,00. La coronación coincide con la parte inferior de cada figura. La superficie rota se representa en rojo y en amarillo la zona donde se produce una pérdida de material provocada por la rotura.

Grado de avance máximo de la rotura.

En la Figura 164 se representa el conjunto de los resultados obtenidos para el material de 12,6 mm agrupado por series de igual caudal unitario.

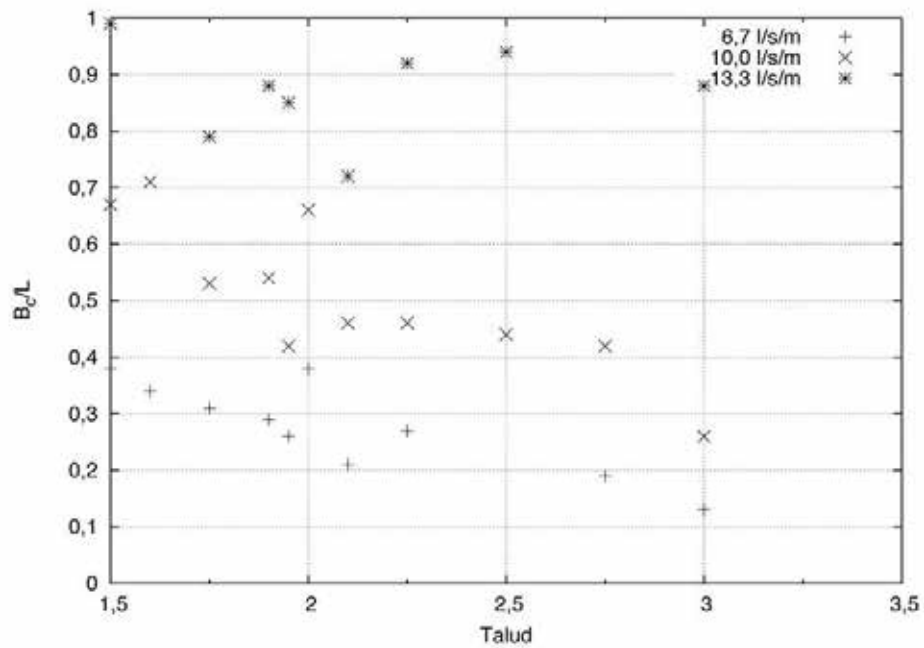


Figura 164. Resultados del avance máximo de la rotura en los ensayos en canal de 60 cm con el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm).

Grado de avance medio de la rotura.

Desde la Figura 165 a la Figura 168 se representan las proyecciones verticales de las líneas de rotura obtenidas sobre el modelo digital para los taludes 1,50; 1,75; 2,00 y 2,25.

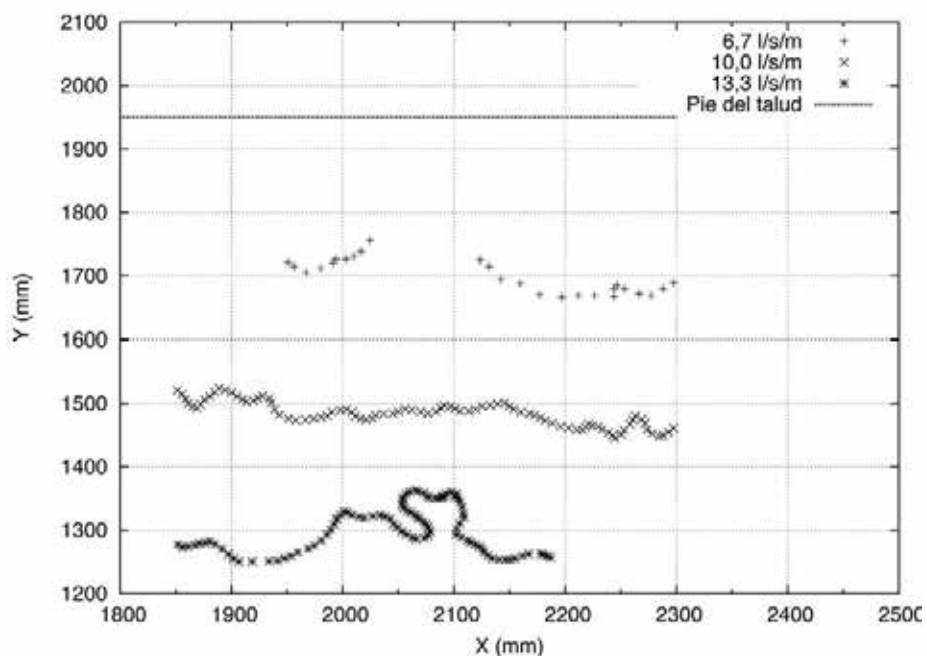


Figura 165. Líneas de rotura obtenidas en los ensayos en canal de 60 cm con el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm). Talud 1,50.

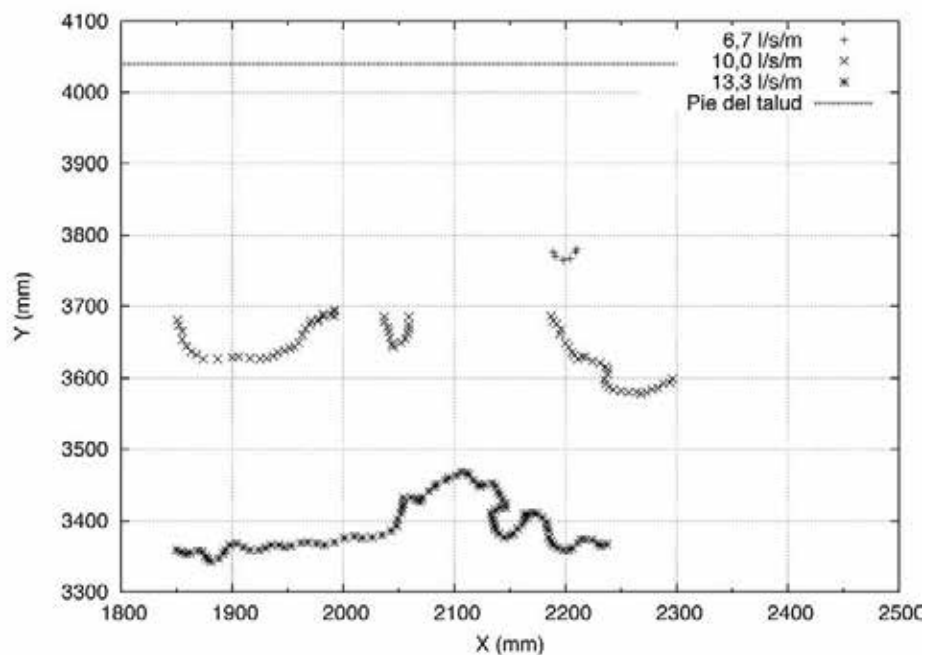


Figura 166. Líneas de rotura obtenidas en los ensayos en canal de 60 cm con el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm). Talud 1,75.

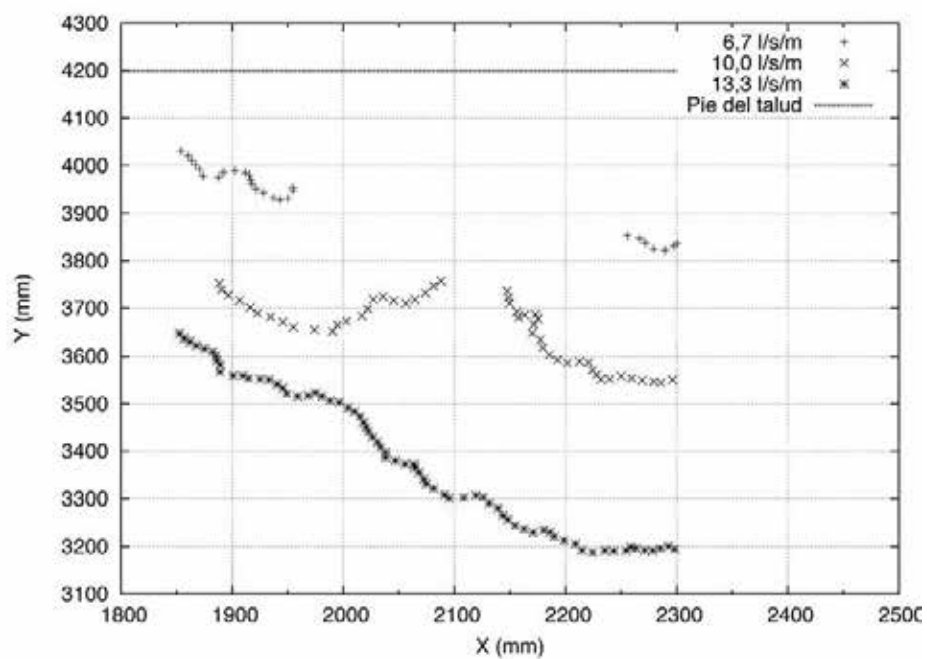


Figura 167. Líneas de rotura obtenidas en los ensayos en canal de 60 cm con el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm). Talud 2,00.

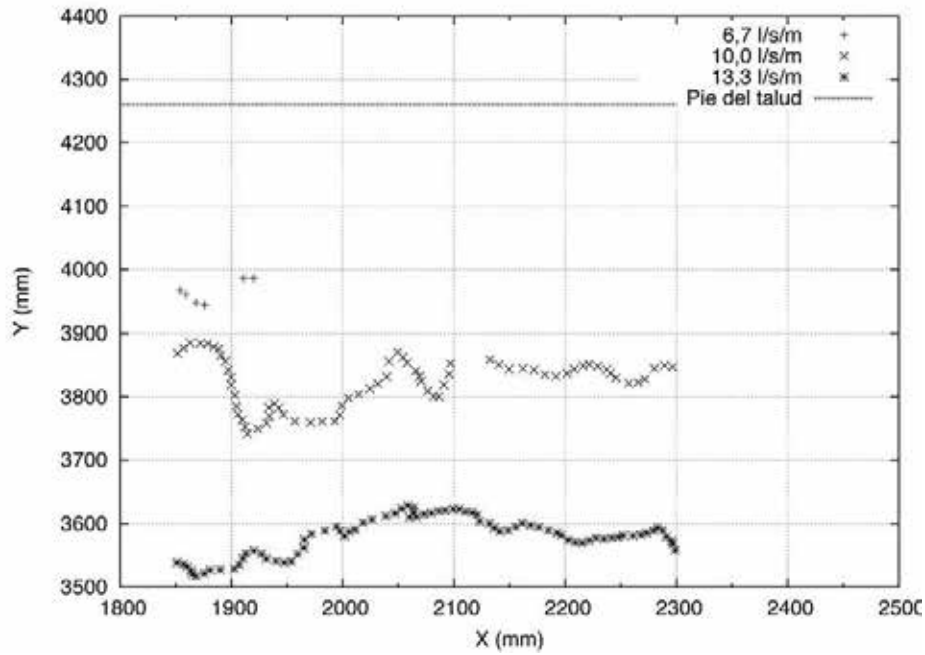


Figura 168. Líneas de rotura obtenidas en los ensayos en canal de 60 cm con el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm). Talud 2,25. El grado de avance de la rotura, obtenido como la diferencia entre los valores medios de la coordenada Y de los puntos que definen las líneas de rotura de las figuras anteriores y la coordenada Y del pie de presa se representa en la Figura 169.

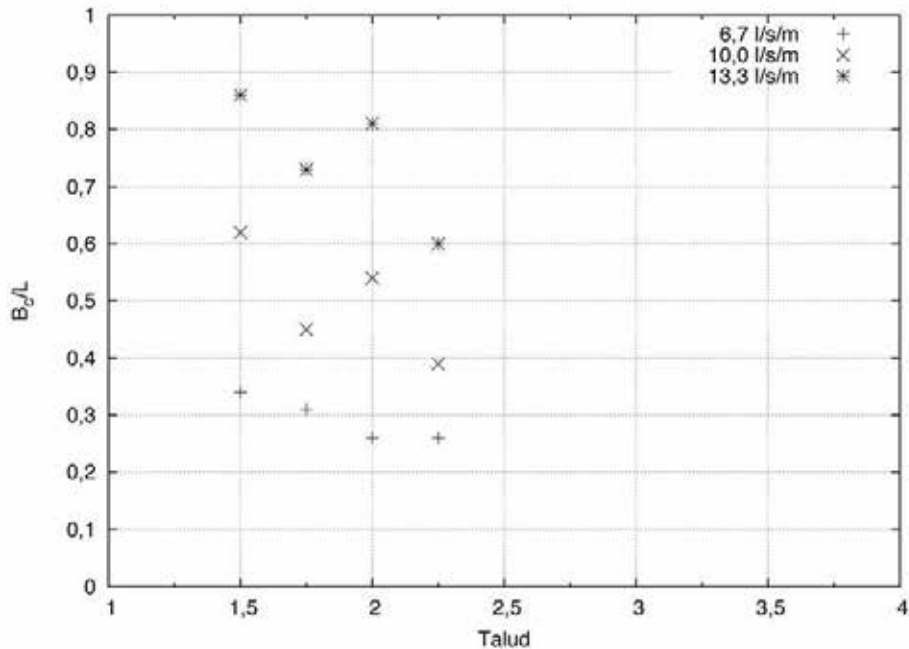


Figura 169. Resultados del avance medio de la rotura en los ensayos en canal de 60 cm con el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm) en los taludes con predominio del mecanismo de deslizamiento en masa.

Material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm).

Mecanismos de rotura.

La Foto 25 y la Figura 170 ilustran los resultados del análisis de la prevalencia de los mecanismos de rotura en función del talud para caudales de ensayo superiores a los de arrastre. Según los criterios establecidos, en los casos correspondientes a taludes 1,50; 1,75; 2,00 y 2,20 prevalece el mecanismo de rotura por deslizamiento, mientras que en los taludes 2,40 y 2,60 prevalece el mecanismo de erosión por arrastre. En las fotografías y figuras, se han resaltado con un subrayado azul los casos que se corresponden con el deslizamiento en masa.



Foto 25. Serie de fotos desde aguas abajo de los deslizamientos y canales de erosión en los escalones de caudal previos a la rotura completa con el material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm). Taludes de izquierda a derecha: 1,50; 1,75; 2,00; 2,20; 2,40 y 2,60.

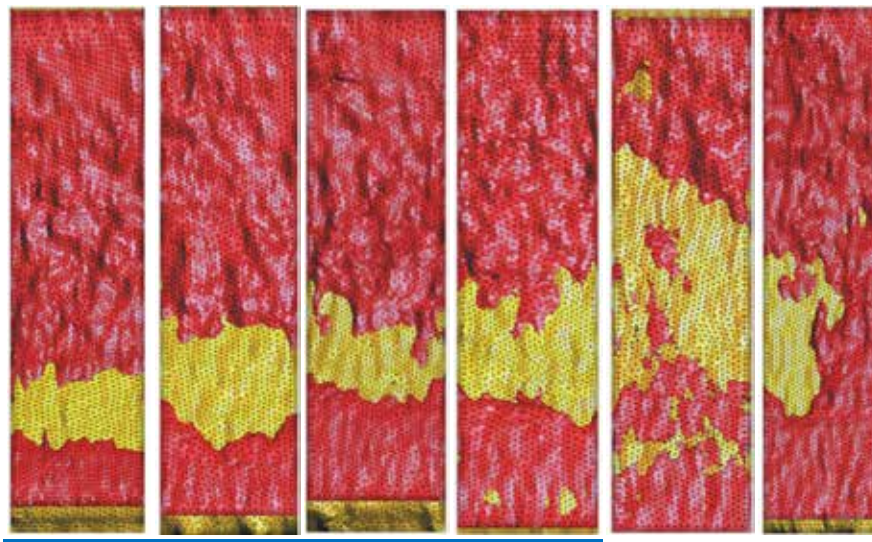


Figura 170. Vista en planta de los deslizamientos y canales de erosión en los escalones de caudal previos a la rotura completa con el material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm). Taludes de izquierda a derecha: 1,50; 1,75; 2,00; 2,20; 2,40 y 2,60. La coronación coincide con la parte inferior de cada figura. La superficie rota se representa en rojo y en amarillo la zona donde se produce una pérdida de material provocada por la rotura.

Grado de avance máximo de la rotura.

La Figura 171 representa el conjunto de los resultados obtenidos para el material de 35,0 mm, agrupado en series de igual caudal unitario.

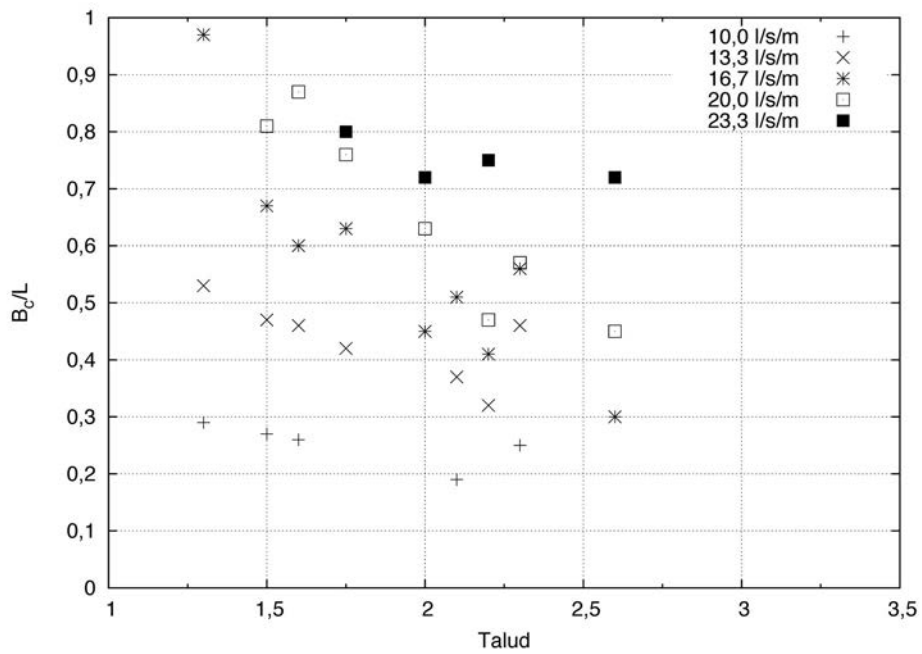


Figura 171. Resultados del grado de avance máximo de la rotura en los ensayos en canal de 60 cm con el material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm).

Grado de avance medio de la rotura.

Desde la Figura 172 a la Figura 175 se representan las proyecciones verticales de las líneas de rotura obtenidas sobre el modelo digital para los distintos taludes ensayados.

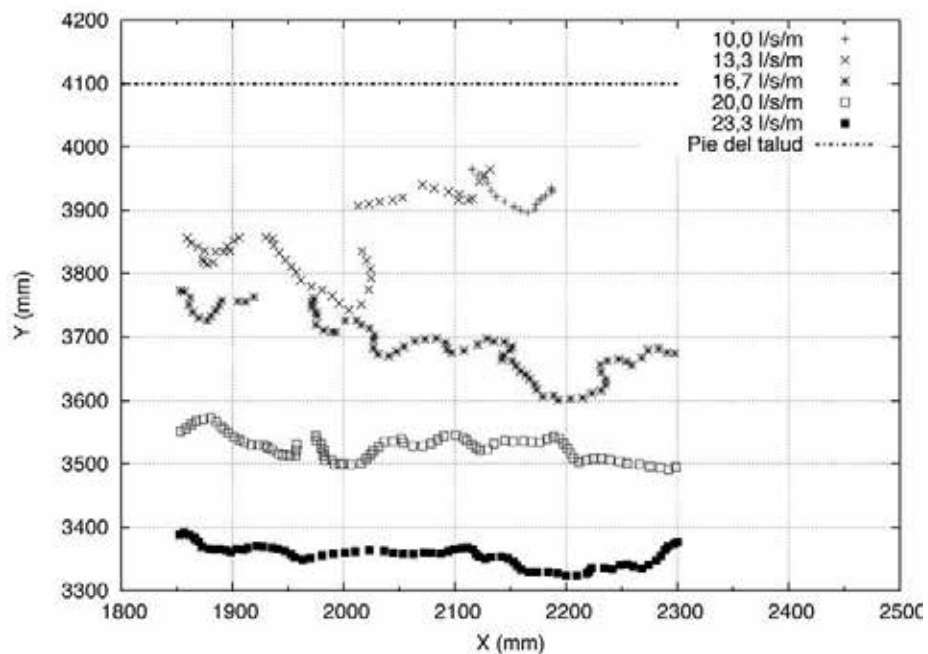


Figura 172. Líneas de rotura obtenidas en los ensayos en canal de 60 cm con el material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm). Talud 1,50.

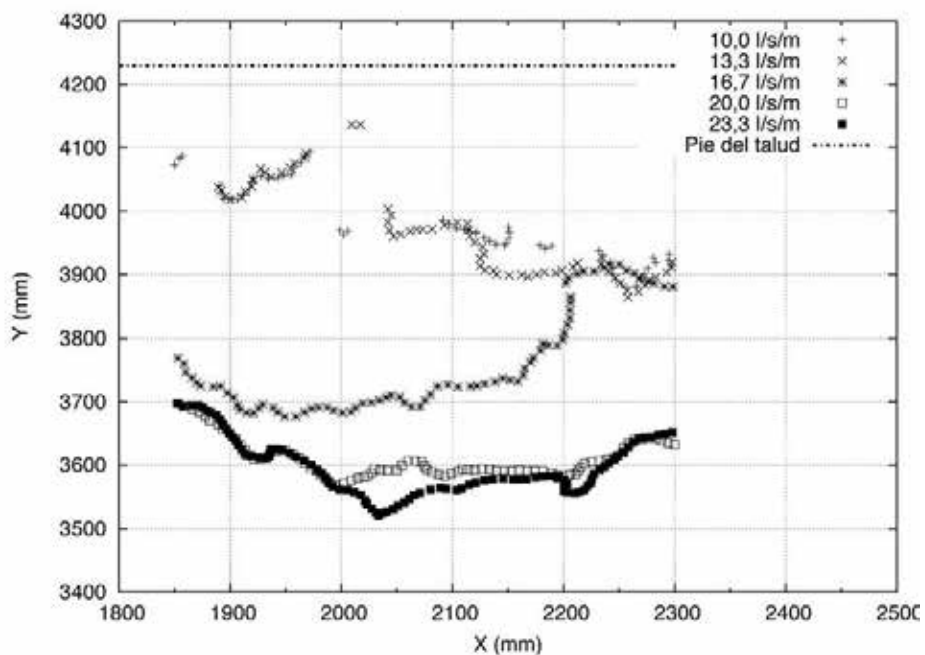


Figura 173. Líneas de rotura obtenidas en los ensayos en canal de 60 cm con el material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm). Talud 1,75.

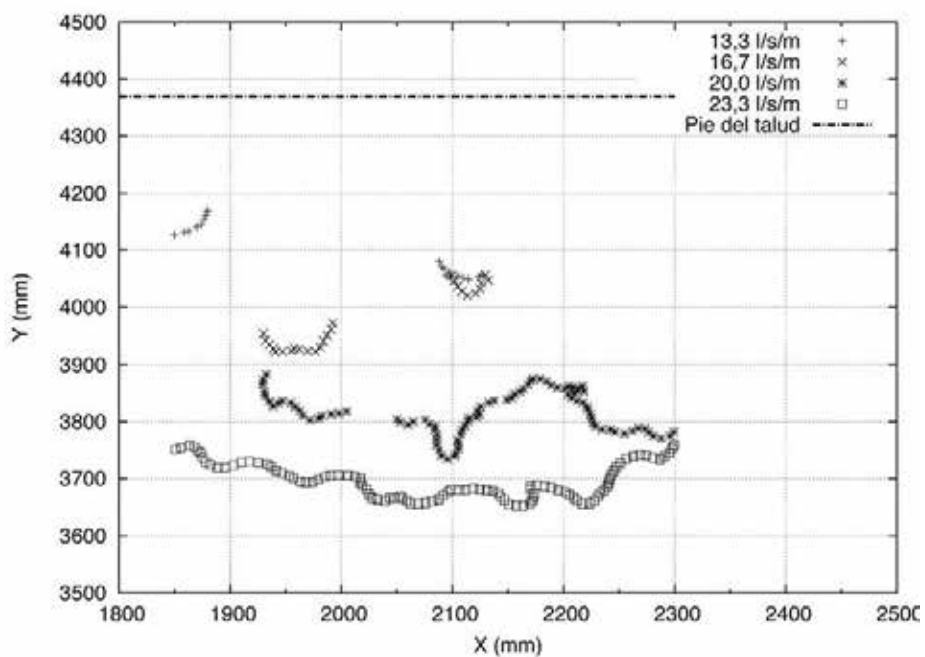


Figura 174. Líneas de rotura obtenidas en los ensayos en canal de 60 cm con el material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm). Talud 2,00.

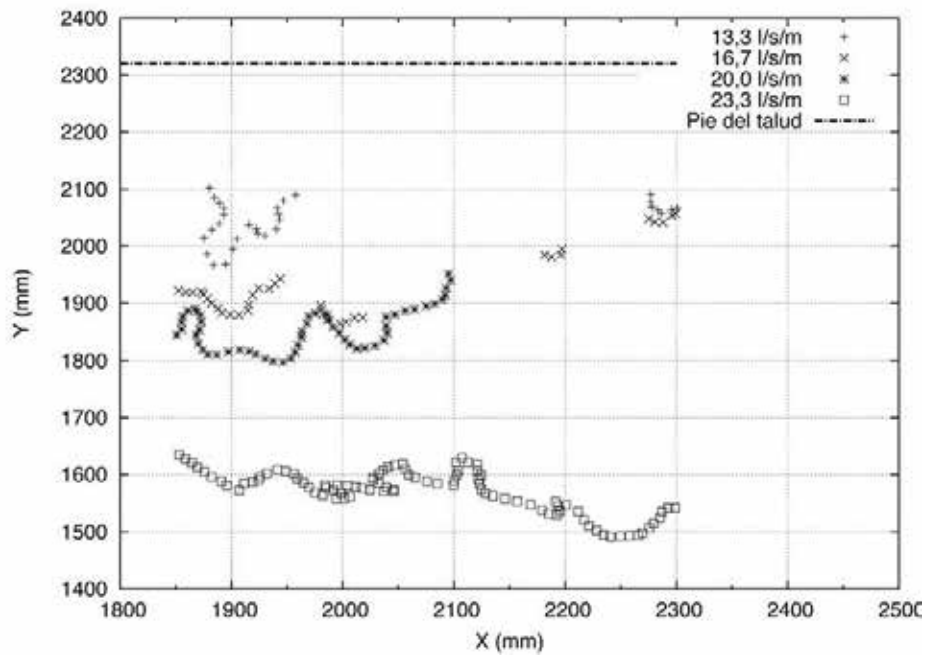


Figura 175. Líneas de rotura obtenidas en los ensayos en canal de 60 cm con el material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm). Talud 2,20. El grado de avance de la rotura, obtenido como la diferencia entre los valores medios de la coordenada Y de los puntos que definen las líneas de rotura de las figuras anteriores y la coordenada Y del pie de presa se representa en la Figura 176.

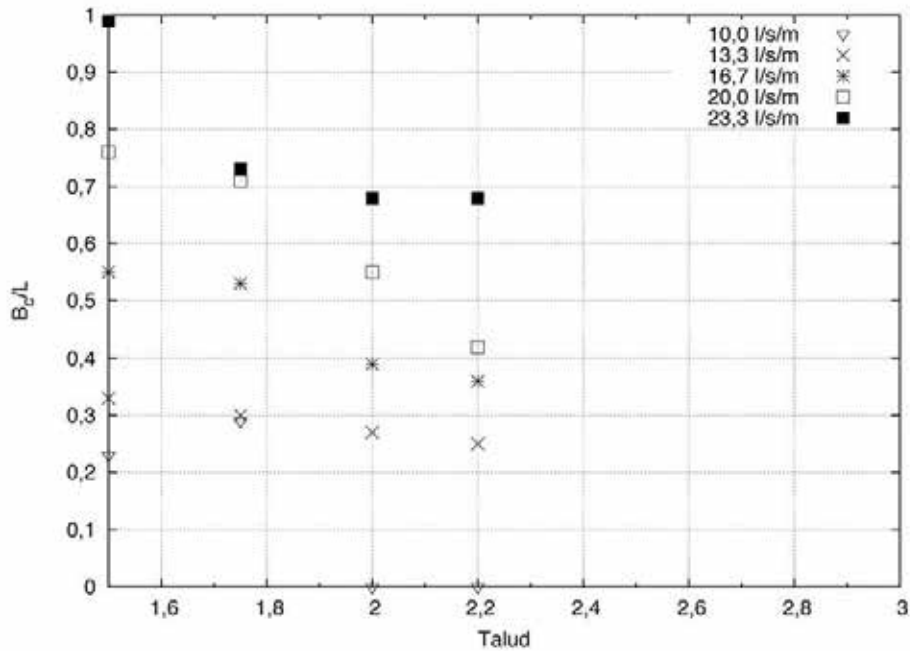


Figura 176. Resultados del grado de avance medio de la rotura en los ensayos en canal de 60 cm con el material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm).

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS EN EL CANAL DE 240 CM.**Material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm).**Mecanismos de rotura.

En la Figura 177 se muestra el depósito de material producido para los caudales de rotura correspondientes a distintos taludes. El material depositado, resaltado en rojo, es aquel que queda por encima de la superficie de comparación (superficie gris), situada 2 cm por encima de la superficie original antes de comenzar el ensayo. Como se indicó en 3.5.3.2, debido a la mayor relación entre el ancho del canal y la altura del talud (4,8), resulta posible establecer como criterio para discriminar el mecanismo de rotura la distribución del material depositado en el pie de presa, para cada uno de los taludes ensayados. La deposición del material a lo largo de todo el pie de presa es un indicador del predominio del mecanismo de deslizamiento en masa.

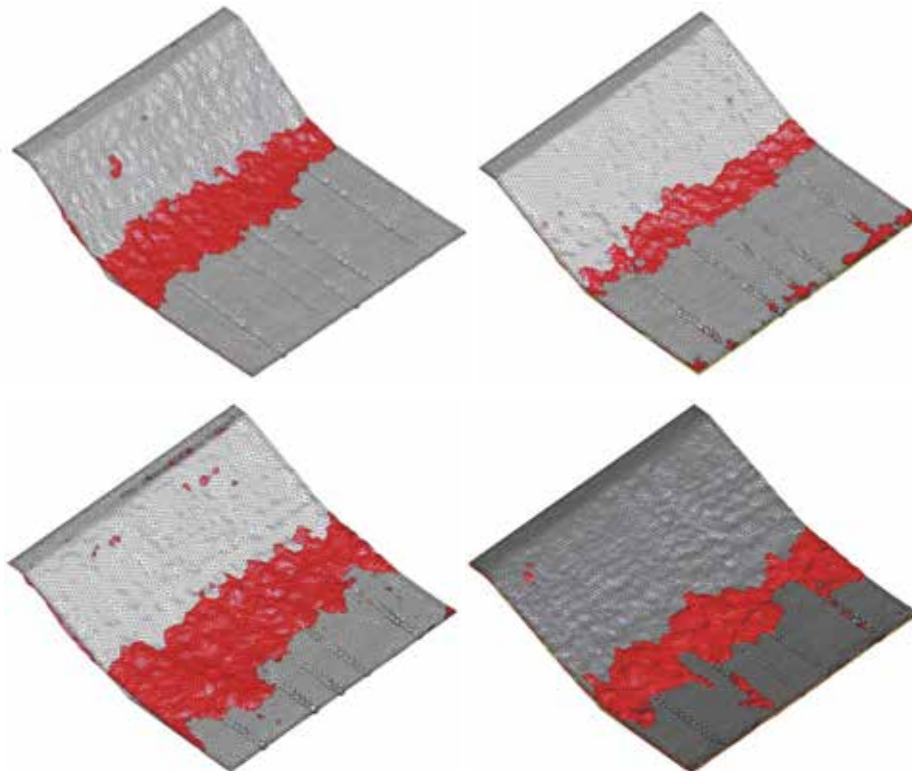


Figura 177. Vista isométrica del depósito de material deslizado para el caudal de rotura correspondiente a los taludes 1,50; 1,75; 2,00 y 2,20 (de izquierda a derecha y de arriba abajo) con el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm).

Grado de avance máximo de la rotura.

En la Figura 178 se representan los resultados obtenidos para el grado de avance de la rotura, correspondientes al material de 12,6 mm, agrupado en series de igual caudal unitario.

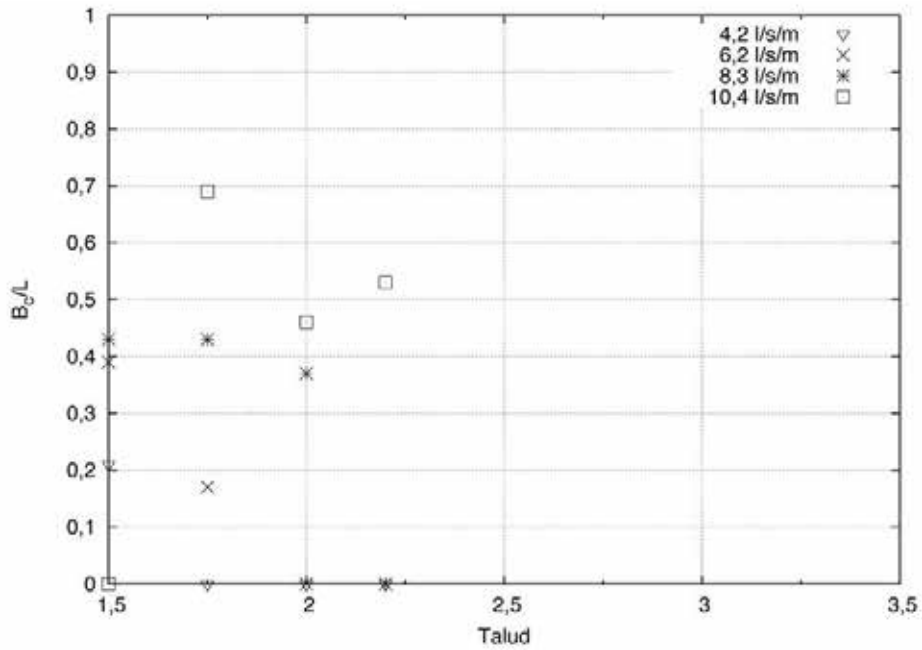


Figura 178. Resultados del avance máximo de la rotura en los ensayos en canal de 240 cm con el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm).

Grado de avance medio de la rotura.

Desde la Figura 179 a la Figura 182 se representan las proyecciones verticales de las líneas de rotura obtenidas sobre el modelo digital.

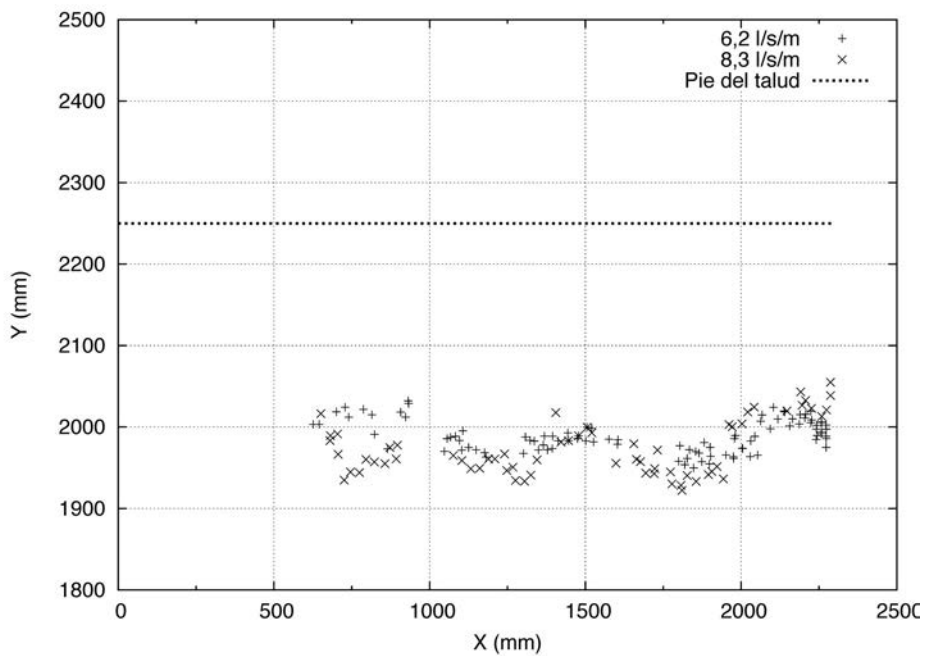


Figura 179. Líneas de rotura obtenidas en los ensayos en canal de 240 cm con el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm). Talud 1,50.

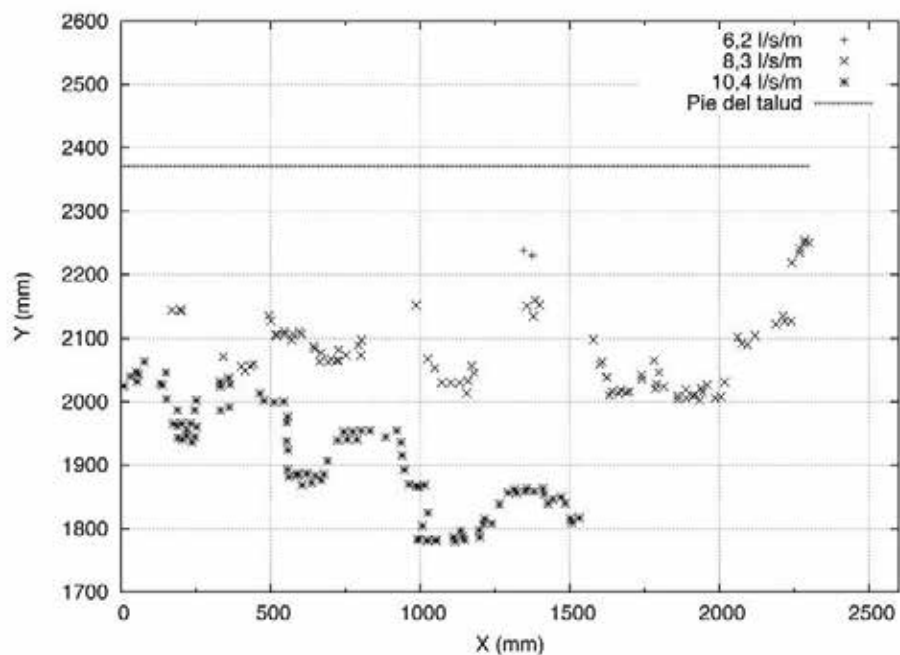


Figura 180. Líneas de rotura obtenidas en los ensayos en canal de 240 cm con el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm). Talud 1,75.

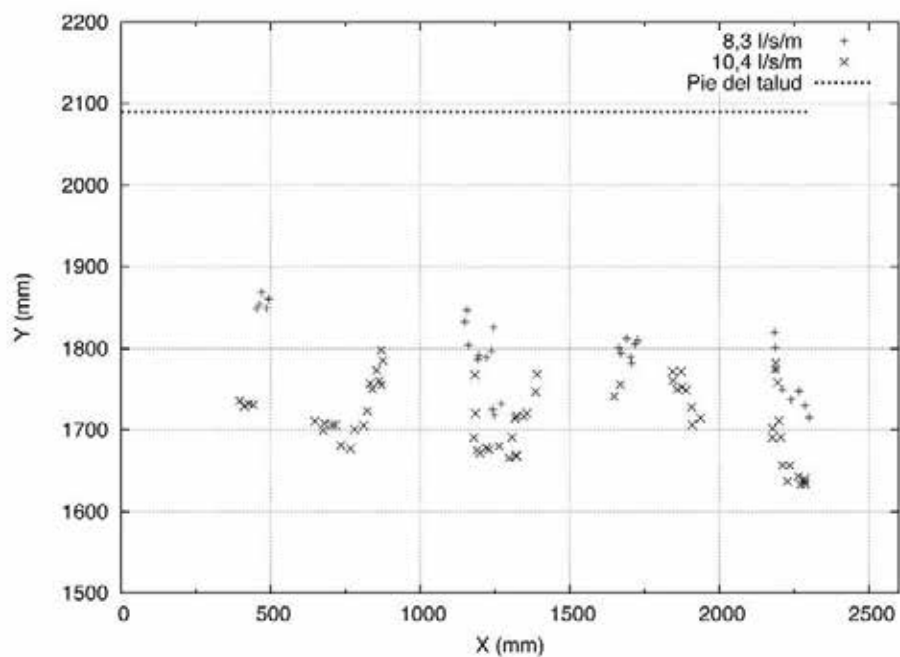


Figura 181. Líneas de rotura obtenidas en los ensayos en canal de 240 cm con el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm). Talud 2,00.

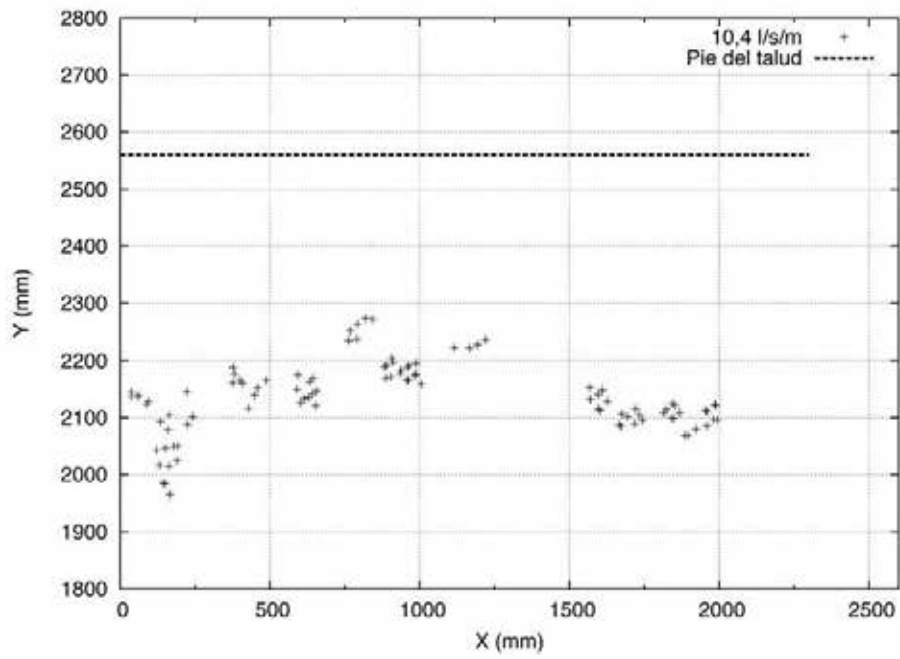


Figura 182. Líneas de rotura obtenidas en los ensayos en canal de 240 cm con el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm). Talud 2,20.

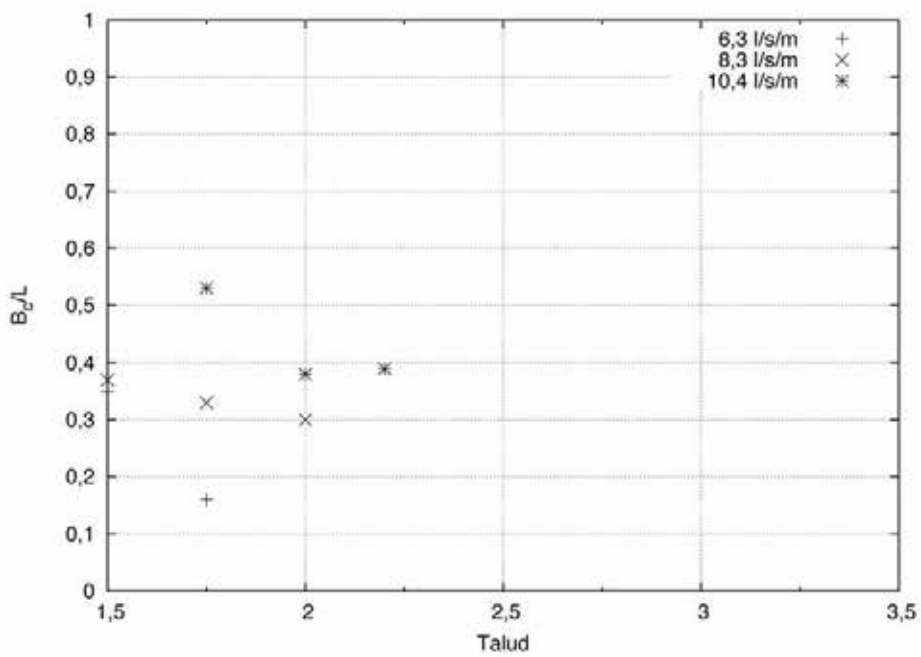


Figura 183. Resultados del avance medio de la rotura en los ensayos en canal de 240 cm con el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm).

Material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm).Mecanismos de rotura.

En la Figura 184 se muestran las vistas del material depositado de manera análoga a lo realizado para el material M1.

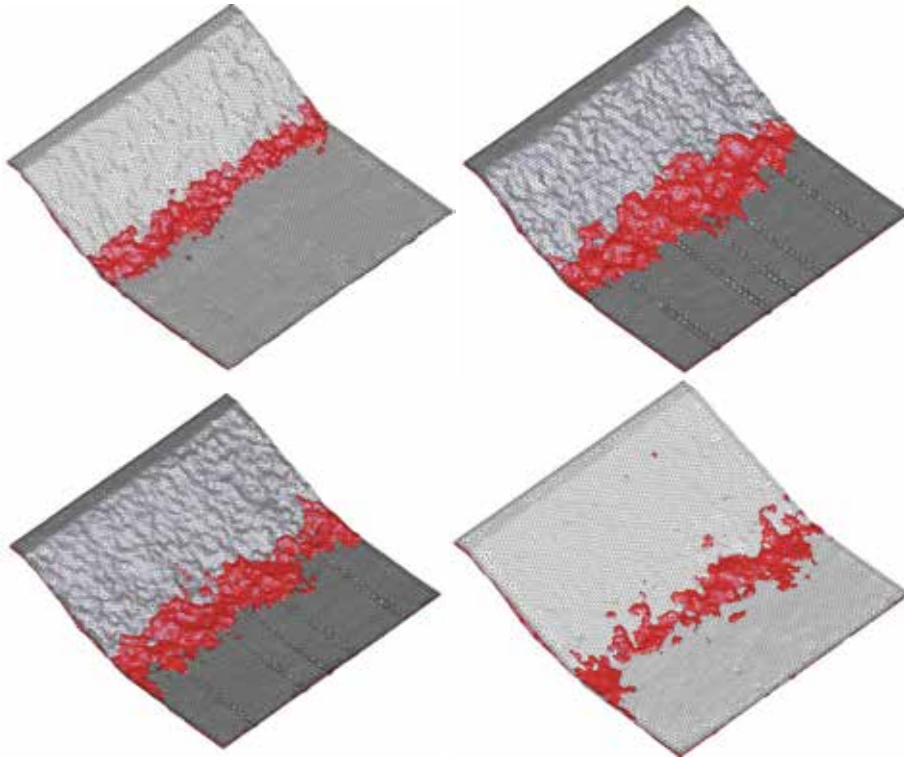


Figura 184. Vista isométrica del depósito de material deslizado para el caudal de rotura correspondiente a los taludes 1,50; 1,75; 2,00 y 2,20 (de izquierda a derecha y de arriba abajo) con el material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm).

Grado de avance máximo de la rotura.

La Figura 185 representa en ejes adimensionales los resultados obtenidos sobre el grado de avance de la rotura para el material de 35,0 mm, agrupado en series de igual caudal unitario.

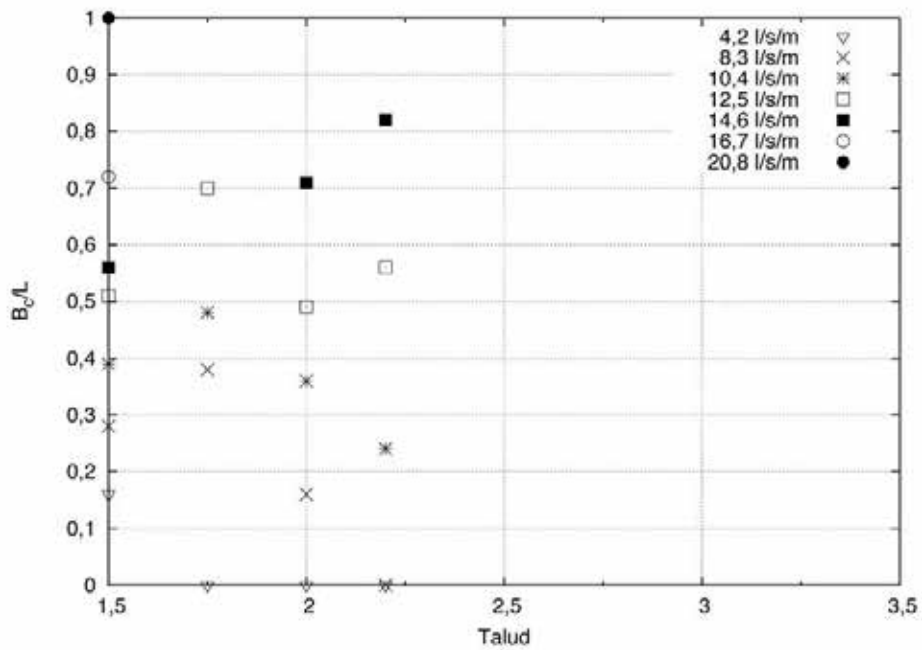


Figura 185. Resultados del avance de la rotura en los ensayos en canal de 240 cm con el material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm)

Grado de avance medio de la rotura.

Desde la Figura 186 a la Figura 189 se representan las proyecciones verticales de las líneas de rotura obtenidas sobre el modelo digital y en la Figura 190 los grados de avance medios de la rotura.

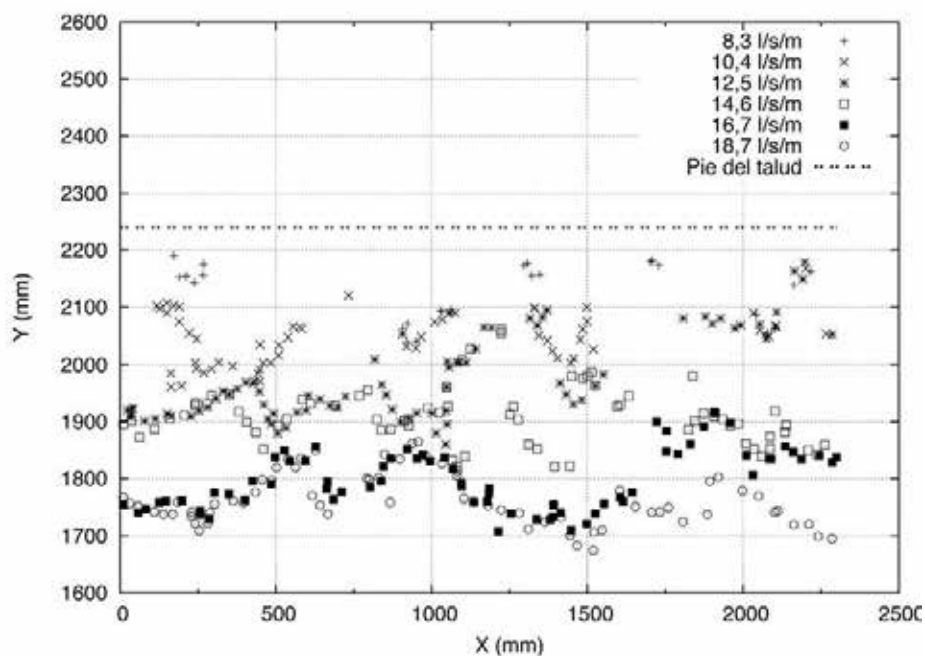


Figura 186. Líneas de rotura obtenidas en los ensayos en canal de 240 cm con el material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm). Talud 1,50.

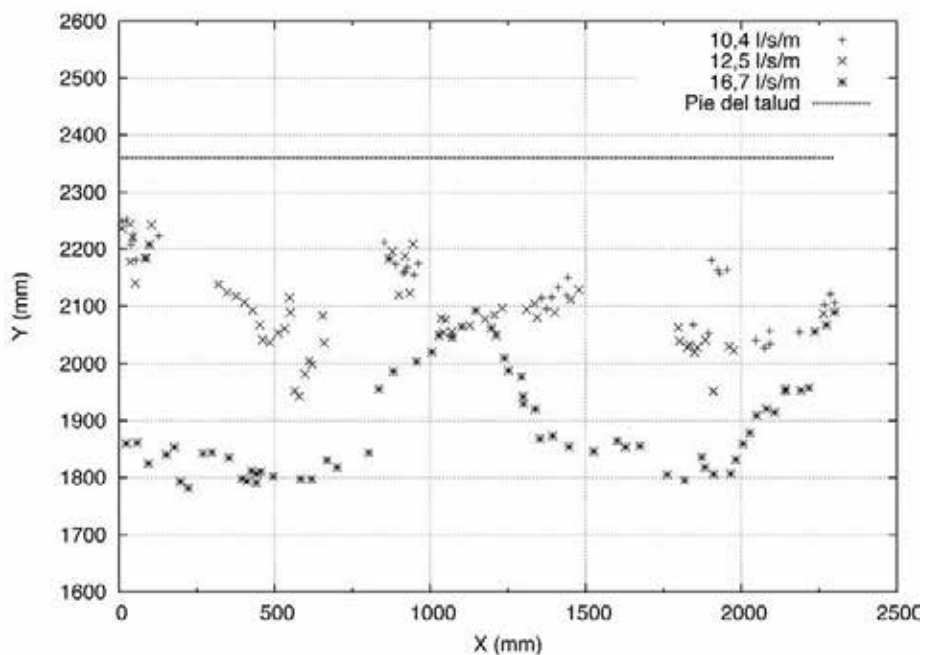


Figura 187. Líneas de rotura obtenidas en los ensayos en canal de 240 cm con el material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm). Talud 1,75.

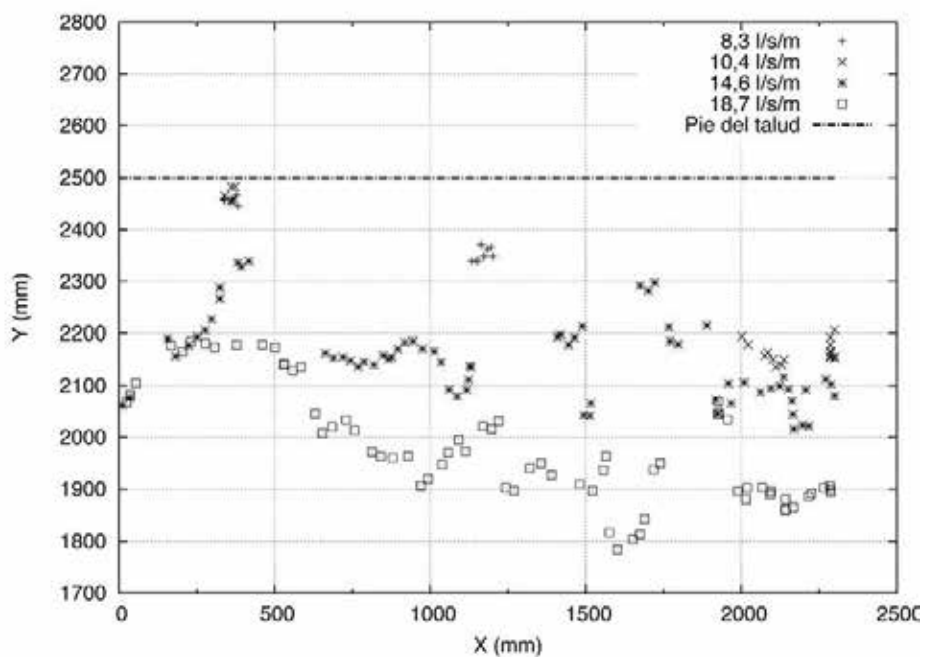


Figura 188. Líneas de rotura obtenidas en los ensayos en canal de 240 cm con el material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm). Talud 2,00.

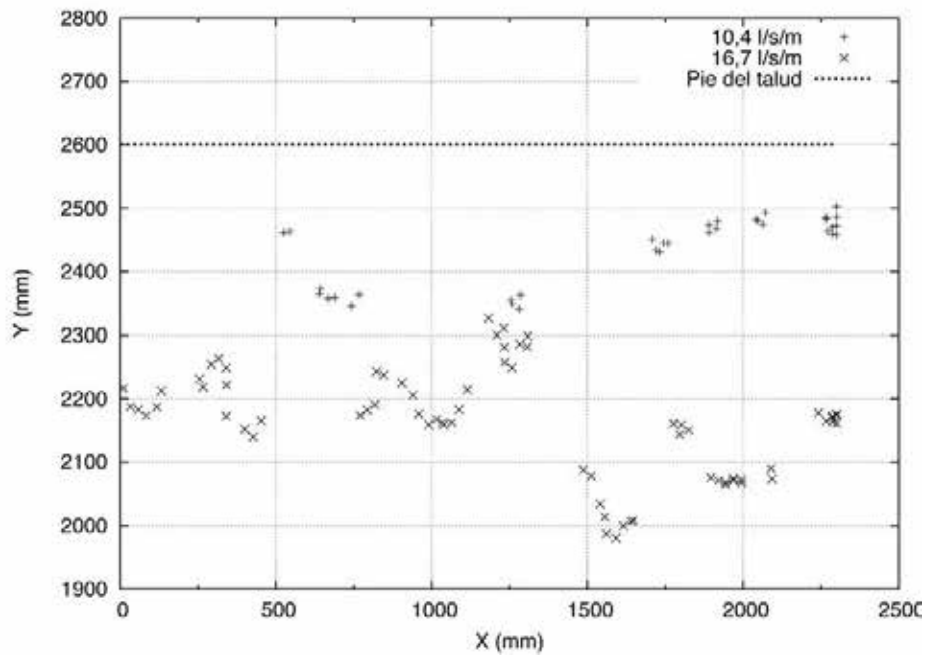


Figura 189. Líneas de rotura obtenidas en los ensayos en canal de 240 cm con el material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm). Talud 2,20.

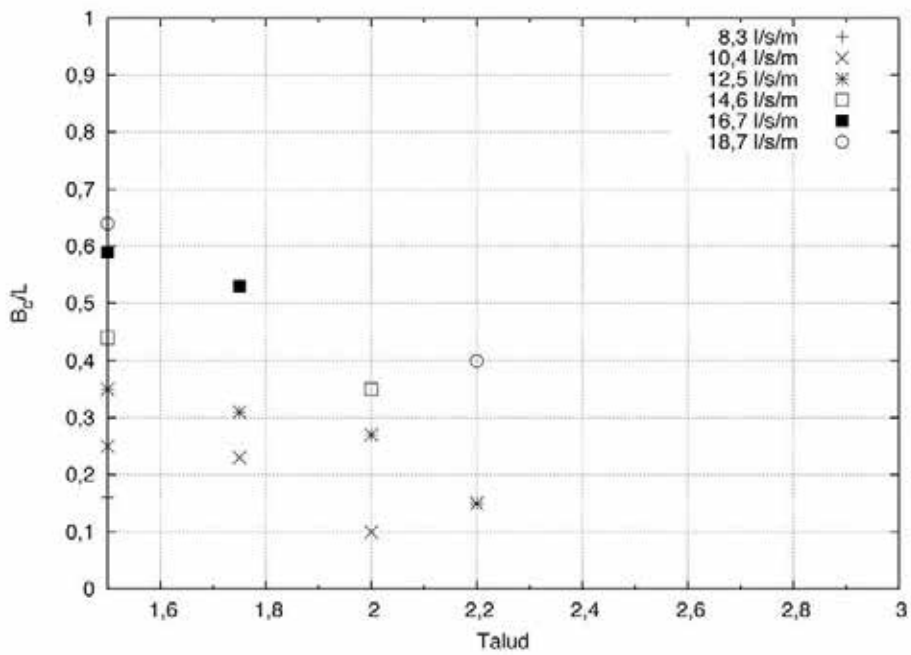


Figura 190. Resultados del avance medio de la rotura en los ensayos en canal de 240 cm con el material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm).

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS AGRUPADOS POR TIPO DE MATERIAL.

En las siguientes figuras⁶ se representan conjuntamente los resultados obtenidos en los canales de 60 y 240 cm de anchura, agrupados por tipo de material. Se presentan en cada caso dos figuras. En el caso de los resultados del grado de avance máximo, la Figura 191 y la Figura 193 recogen los resultados completos de los taludes inferiores a 2,3, en los que ya se ha comprobado el predominio del mecanismo de rotura por deslizamiento en masa. Se procede de forma análoga para el tratamiento de los resultados correspondientes al grado de avance medio, que quedan representados en la Figura 192 y la Figura 194.

Material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm). Grado de avance máximo.

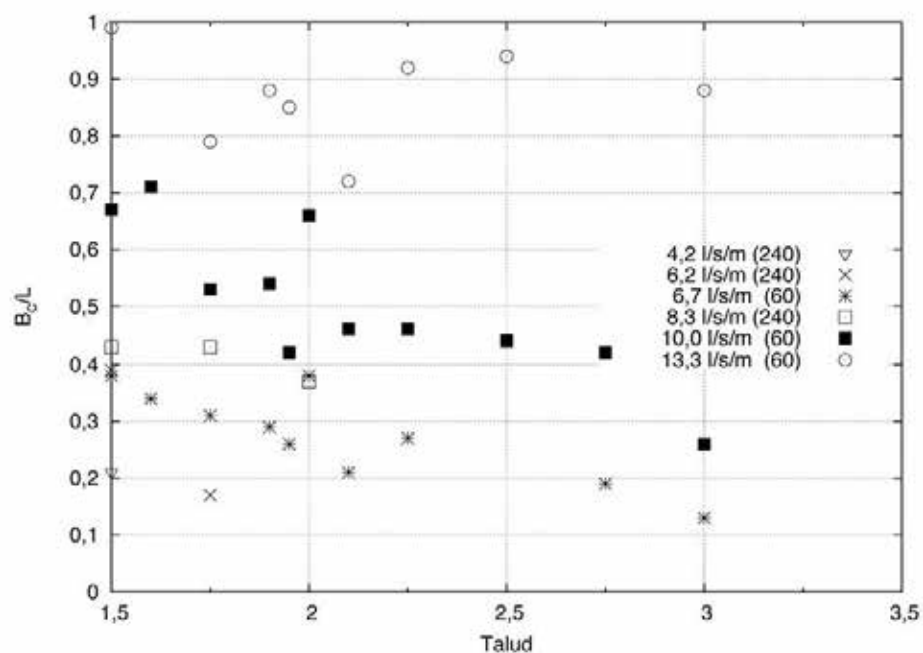


Figura 191. Resultados de la medida del grado de avance máximo de la rotura para el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm).

⁶ El dato entre paréntesis que aparece en la leyenda de las figuras, a la derecha de cada caudal unitario de ensayo, indica la anchura en centímetros del recinto de ensayo a la que se refiere la serie.

Material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm). Grado de avance medio.

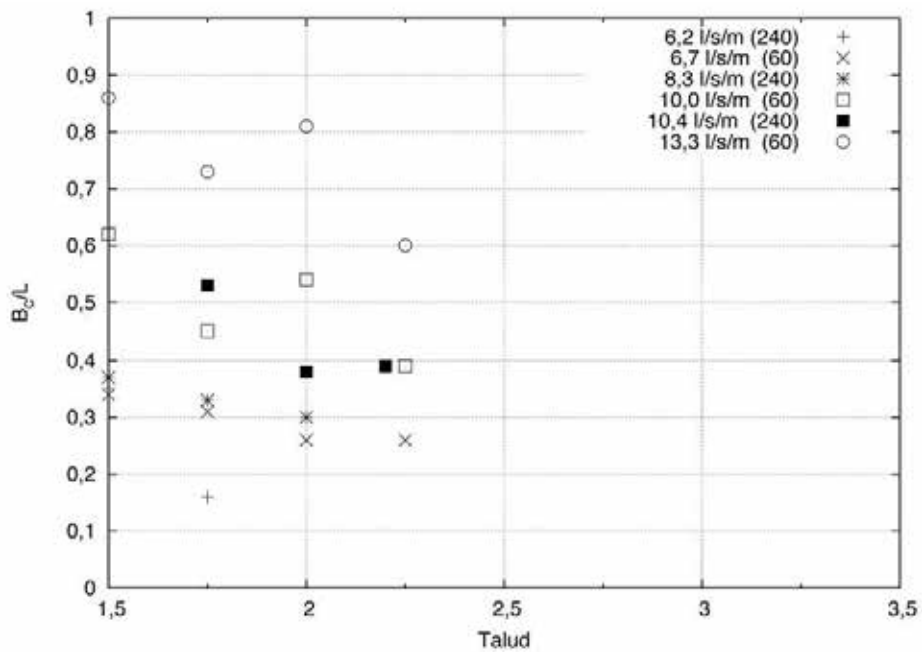


Figura 192. Resultados de la medida del grado de avance medio de la rotura para el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm)

Material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm). Grado de avance máximo.

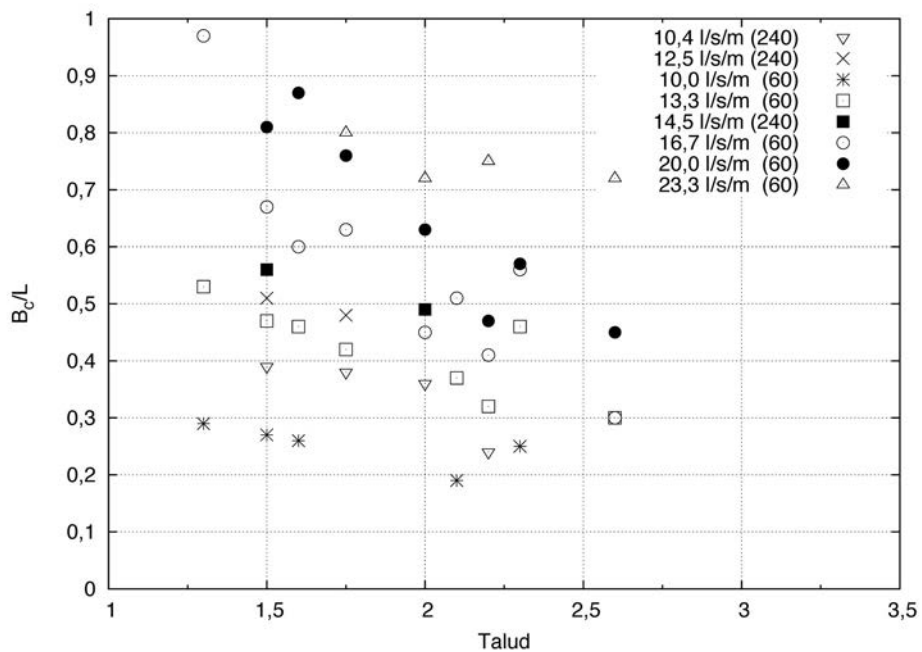


Figura 193. Resultados de la medida del grado de avance máximo de la rotura para el material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm)

Material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm). Grado de avance medio.

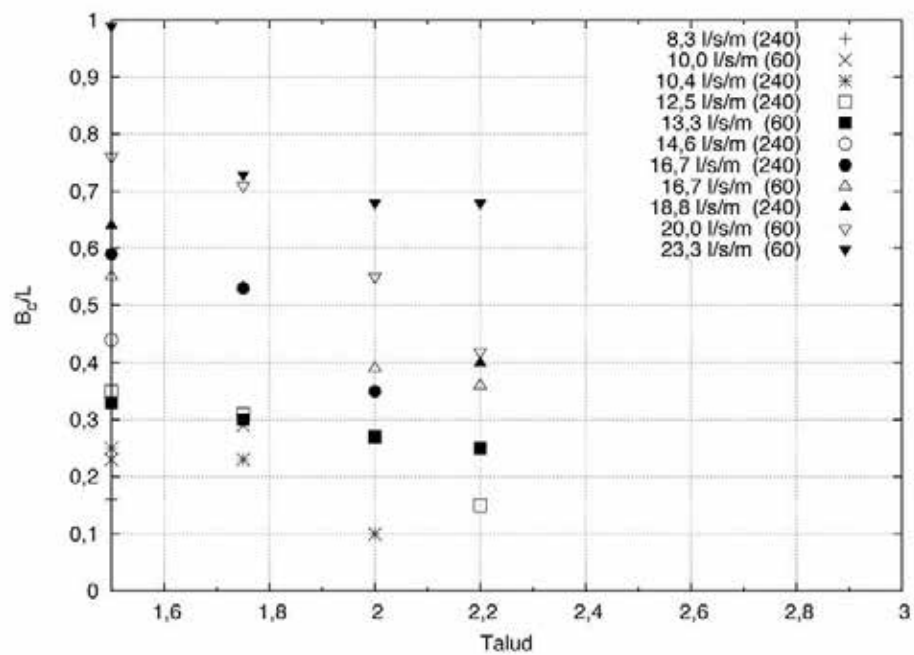


Figura 194. Resultados de la medida del grado de avance medio de la rotura para el material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm)

RESULTADOS GLOBALES.

Medida del grado de avance máximo.

Finalmente, se han representado todos los resultados en la Figura 195, incluyendo los dos materiales y las dos anchuras del canal. Para unificar la representación, la variable representada en el eje de abscisas se ha transformado a la relación entre el talud de ensayo (N) y el talud crítico teórico correspondiente a cada material (N_c). En este caso, se ha tomado como talud crítico teórico de cada material el valor medio del intervalo de confianza obtenido en la Tabla 50 para el material M1 ($N_c = 3,12$) y en la Tabla 51 para el material M2 ($N_c = 2,78$). Por lo tanto, en este gráfico el talud correspondiente al talud crítico teórico tiene valor unidad, independientemente del tipo de material manejado.

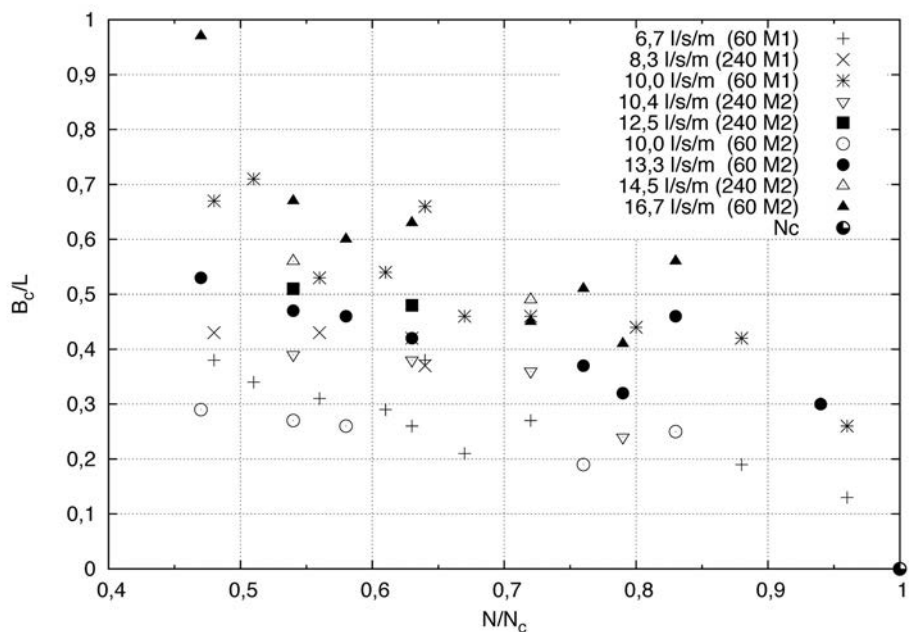


Figura 195. Resultados de la medida del grado de avance máximo de la rotura en la Fase 1 de la campaña de ensayos de validación del talud crítico.

Medida del grado de avance medio.

Análogamente a lo realizado en el apartado anterior se adjuntan los resultados globales de los ensayos según el criterio de medida de grado de avance medio en la Figura 196.

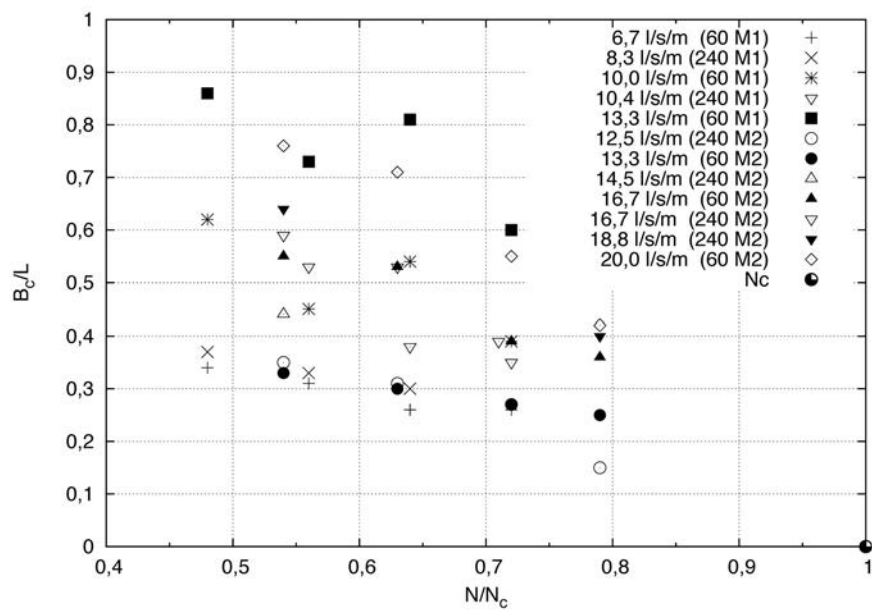


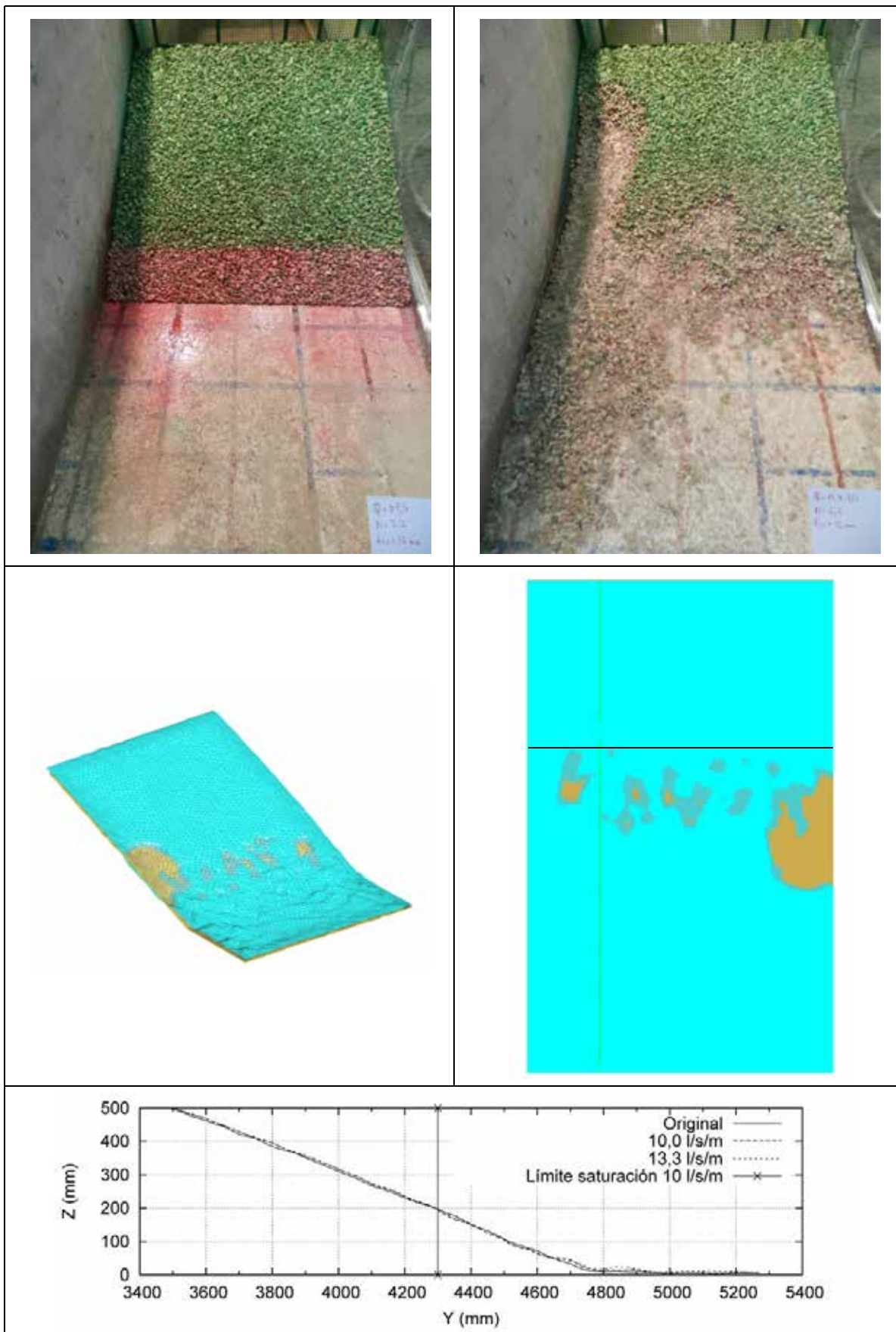
Figura 196. Resultados de la medida del grado de avance medio de la rotura en la campaña de ensayos de validación del talud crítico para los taludes con predominio del mecanismo de rotura por deslizamiento en masa.

4.2.3.3 Resultados de la Fase 2. Caracterización experimental del talud crítico.

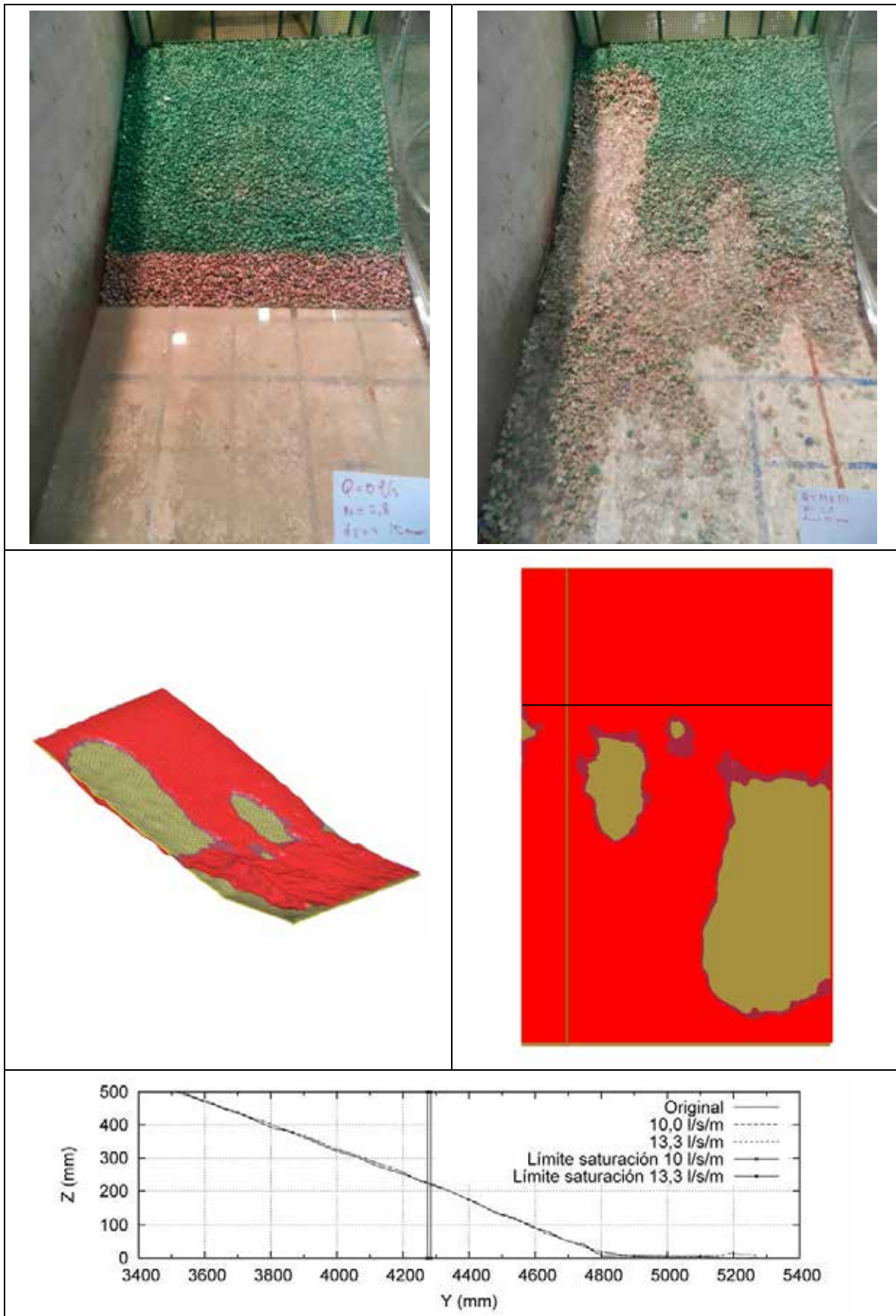
Los resultados obtenidos se adjuntan en forma de perfiles transversales representativos de las zonas que se han mantenido fuera de los canales de erosión con los caudales de alimentación más altos. De cada caso se adjunta una serie de 2 fotografías y 3 figuras. Las dos fotos se corresponden con vistas desde aguas abajo del estado inicial y del escalón de caudal anterior al de rotura completa del talud. Las figuras son las siguientes:

- Figura superior izquierda: perspectiva del modelo digital de la rotura con las superficies de referencia utilizadas en la medición
- Figura superior derecha: planta del modelo digital de la rotura con las superficies de referencia utilizadas en la medición. La parte inferior de la figura coincide con la coronación del talud con el agua circulando en sentido de abajo a arriba. En esta figura se sitúan el perfil transversal utilizado en la comprobación que viene representado por una línea verde vertical, y el pie del talud original, mediante una línea negra horizontal.
- Figura inferior: perfil transversal que incluye el corte del plano vertical señalado en la figura anterior, con la superficie original sin circulación de caudal y con la superficie correspondiente al caudal indicado en el título. Además se incluyen las medidas realizadas sobre el cristal del recinto de ensayo que define el plano vertical, de coordenada Y, que separa la zona de saturación completa del pie del talud de la zona seca.

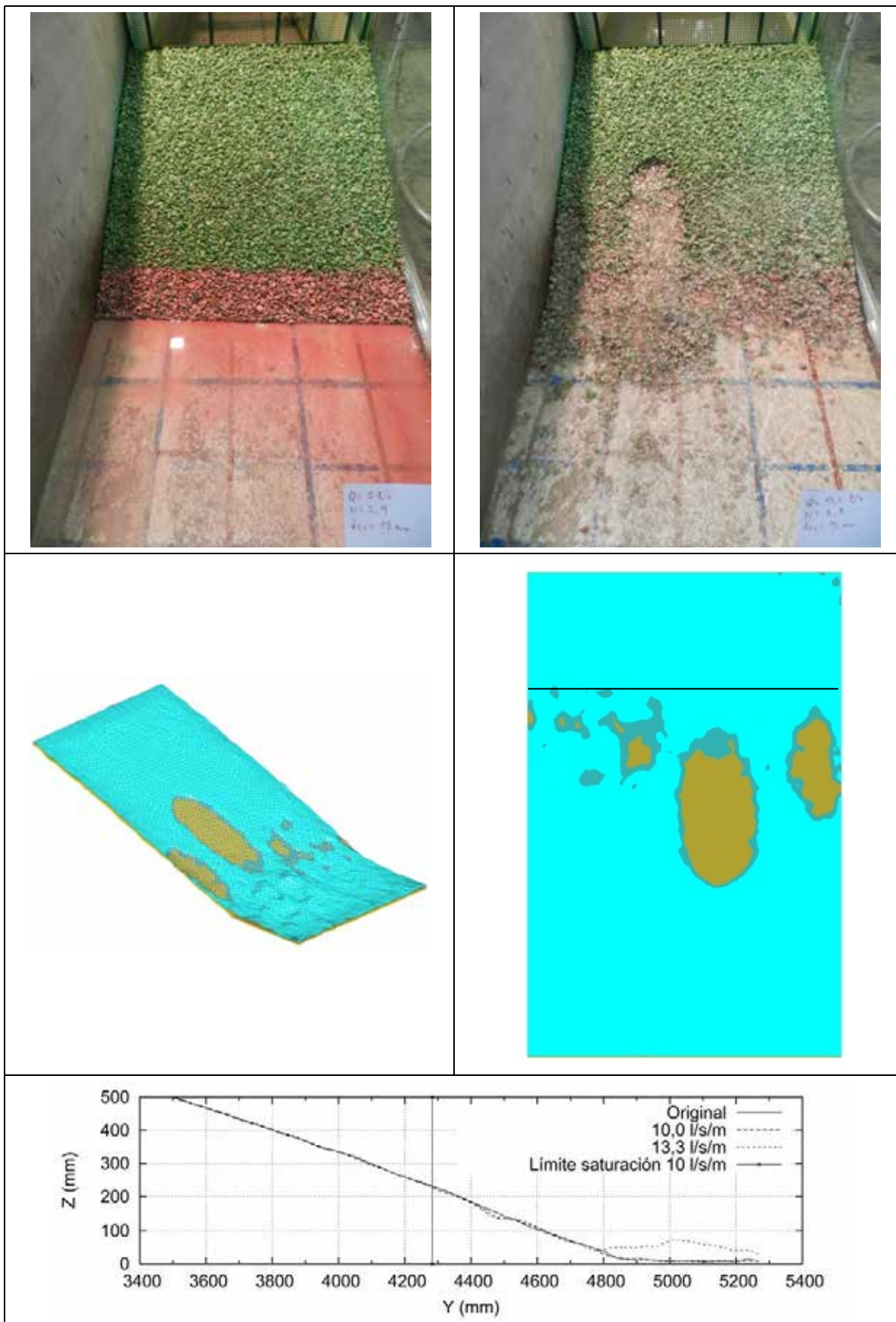
Material M1 (12 mm). Talud 2,70. Caudal de 10 l/s/m.



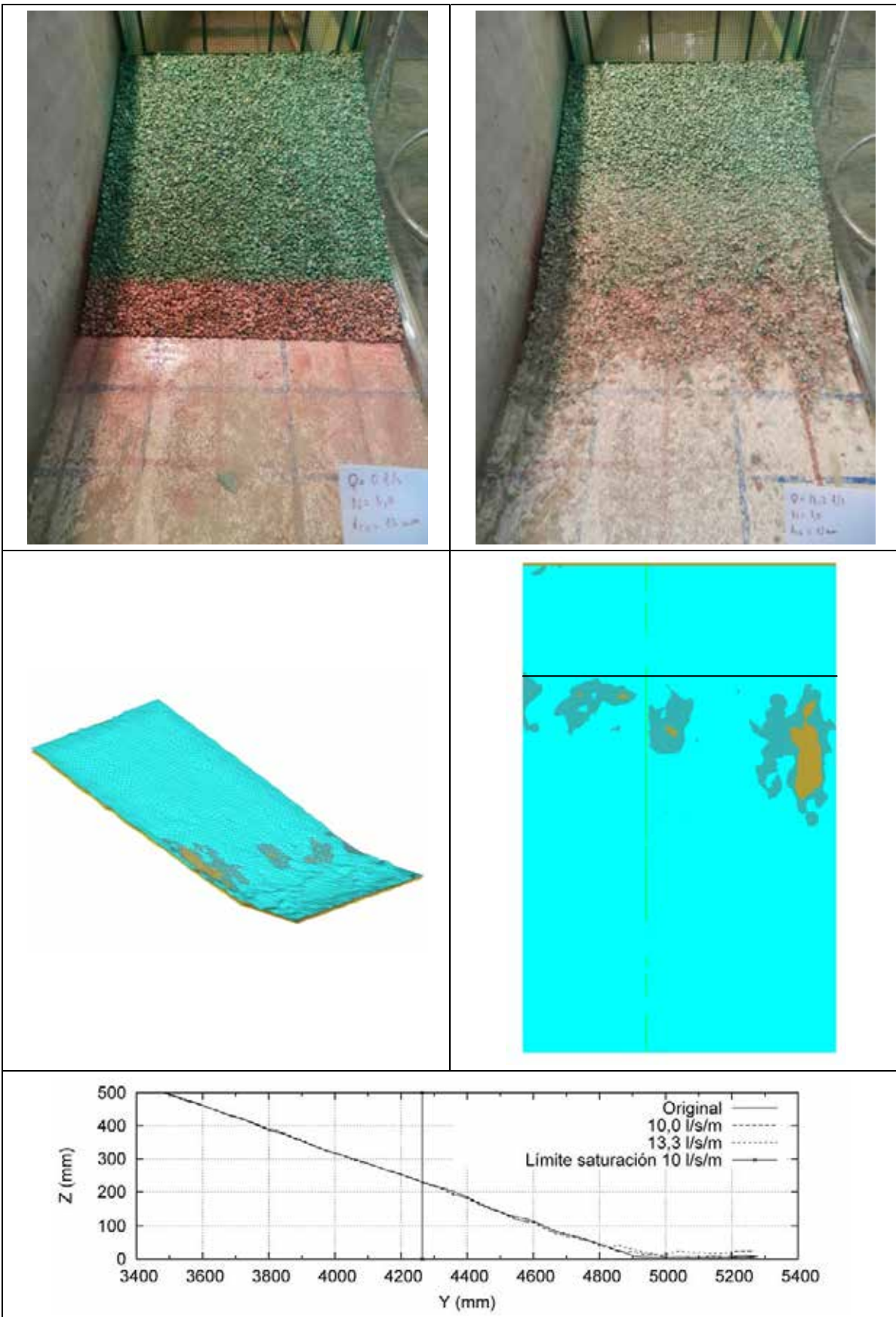
Material M1 (12 mm). Talud 2,80. Caudal de 13,3 l/s/m.



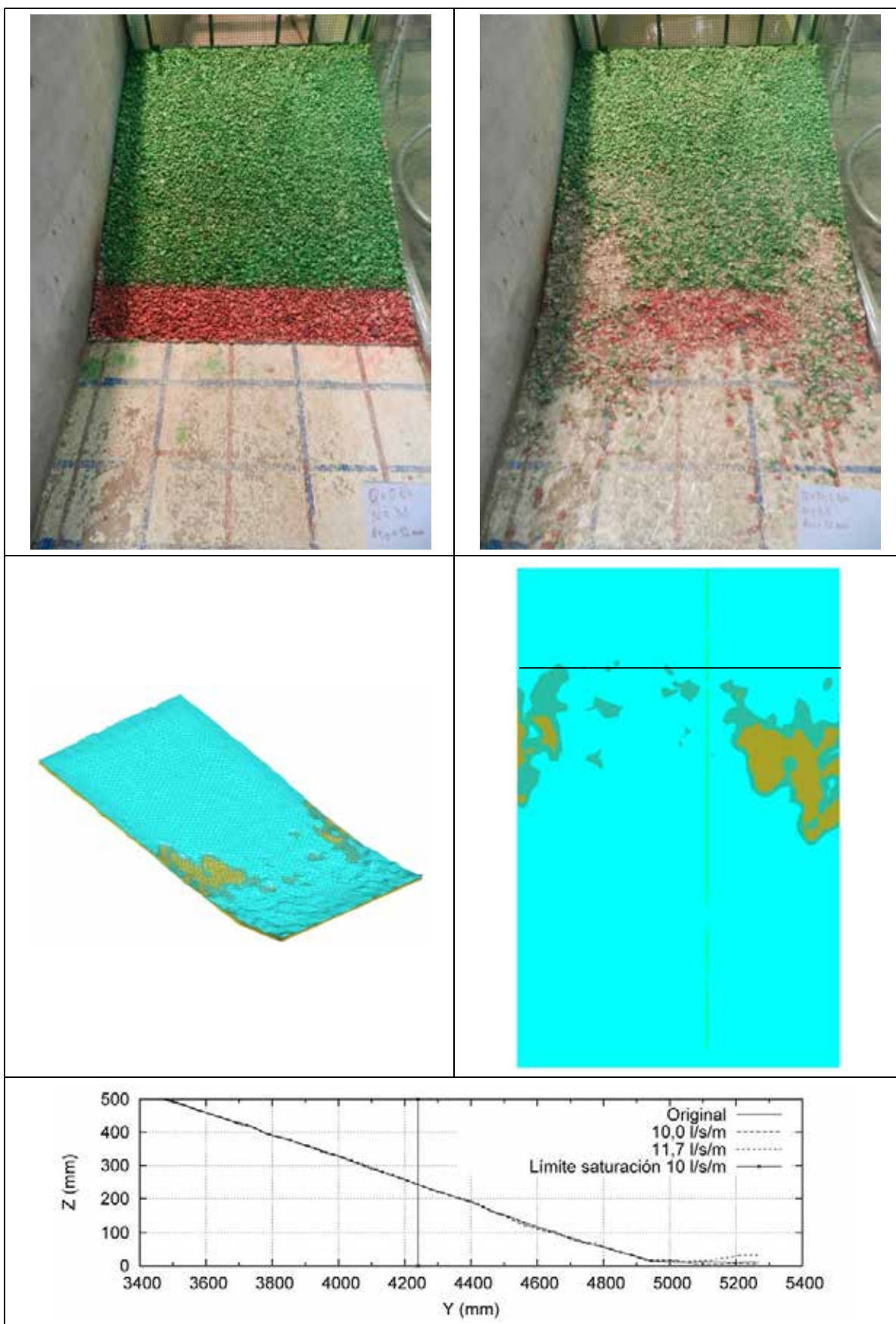
Material M1 (12 mm). Talud 2,90. Caudal de 10,0 l/s/m.



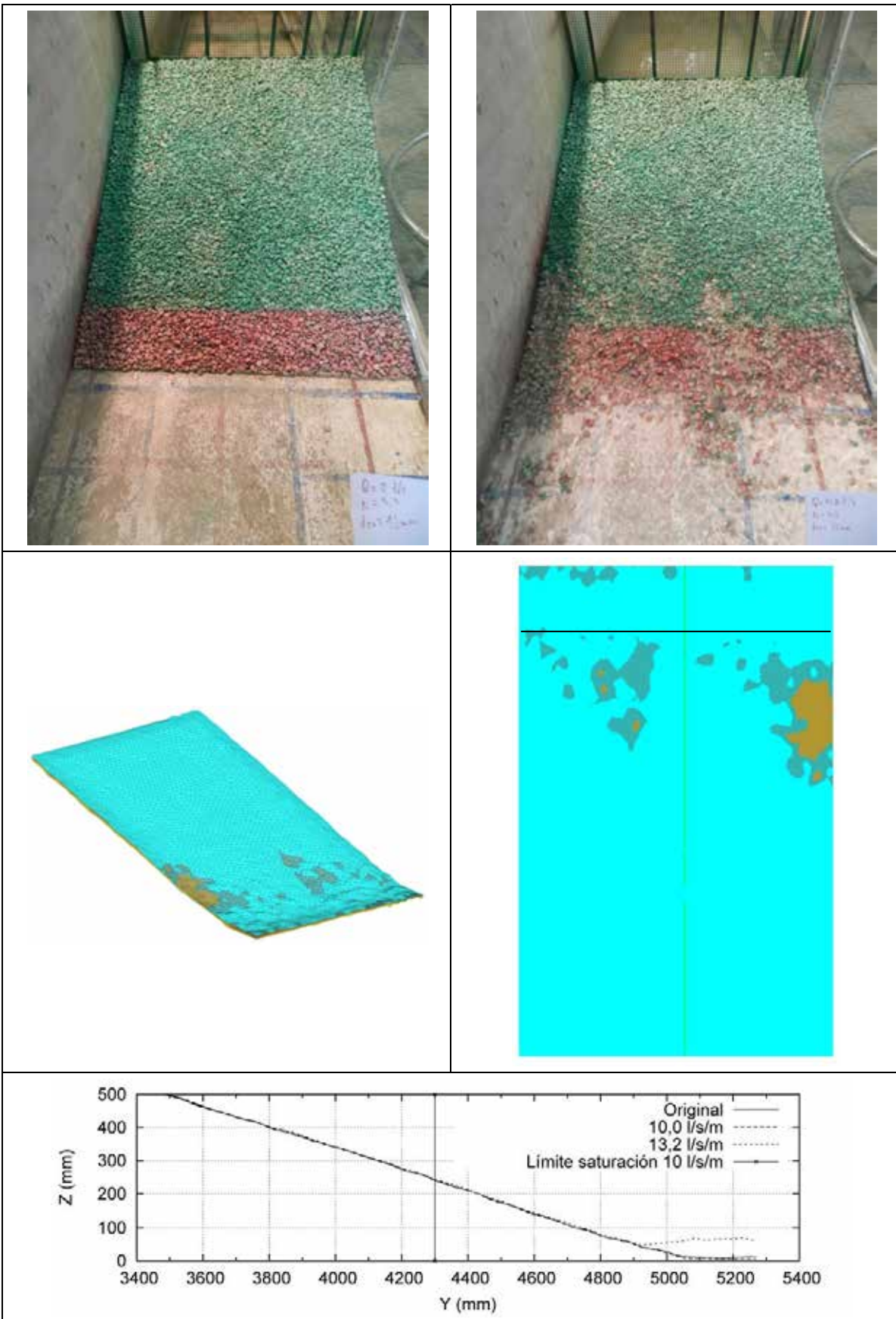
Material M1 (12 mm). Talud 3,00. Caudal de 10,0 l/s/m.



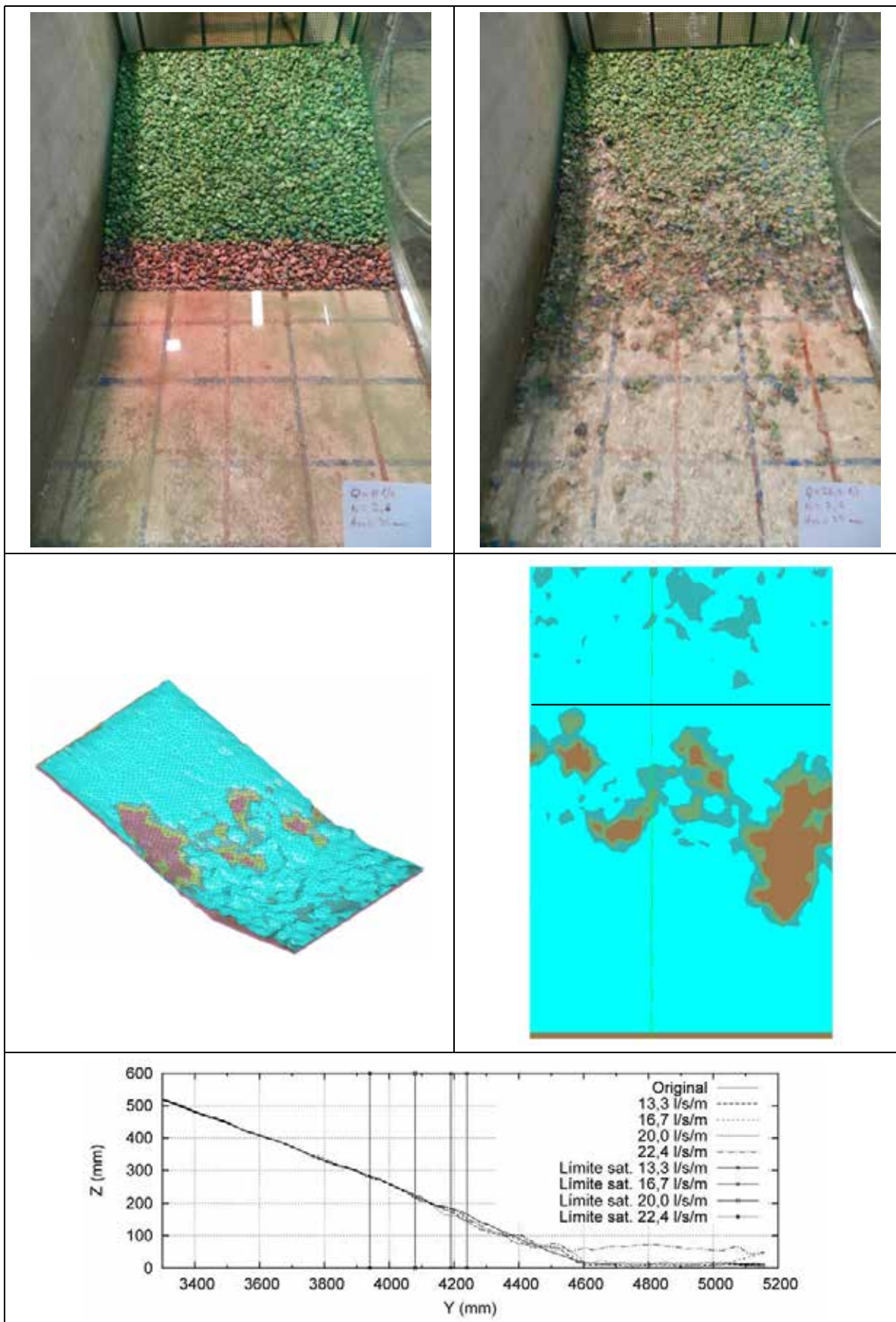
Material M1 (12 mm). Talud 3,10 (se corresponde con el crítico teórico). Caudal de 10,0 l/s/m.



Material M1 (12 mm). Talud 3,30. Caudal de 10,0 l/s/m.



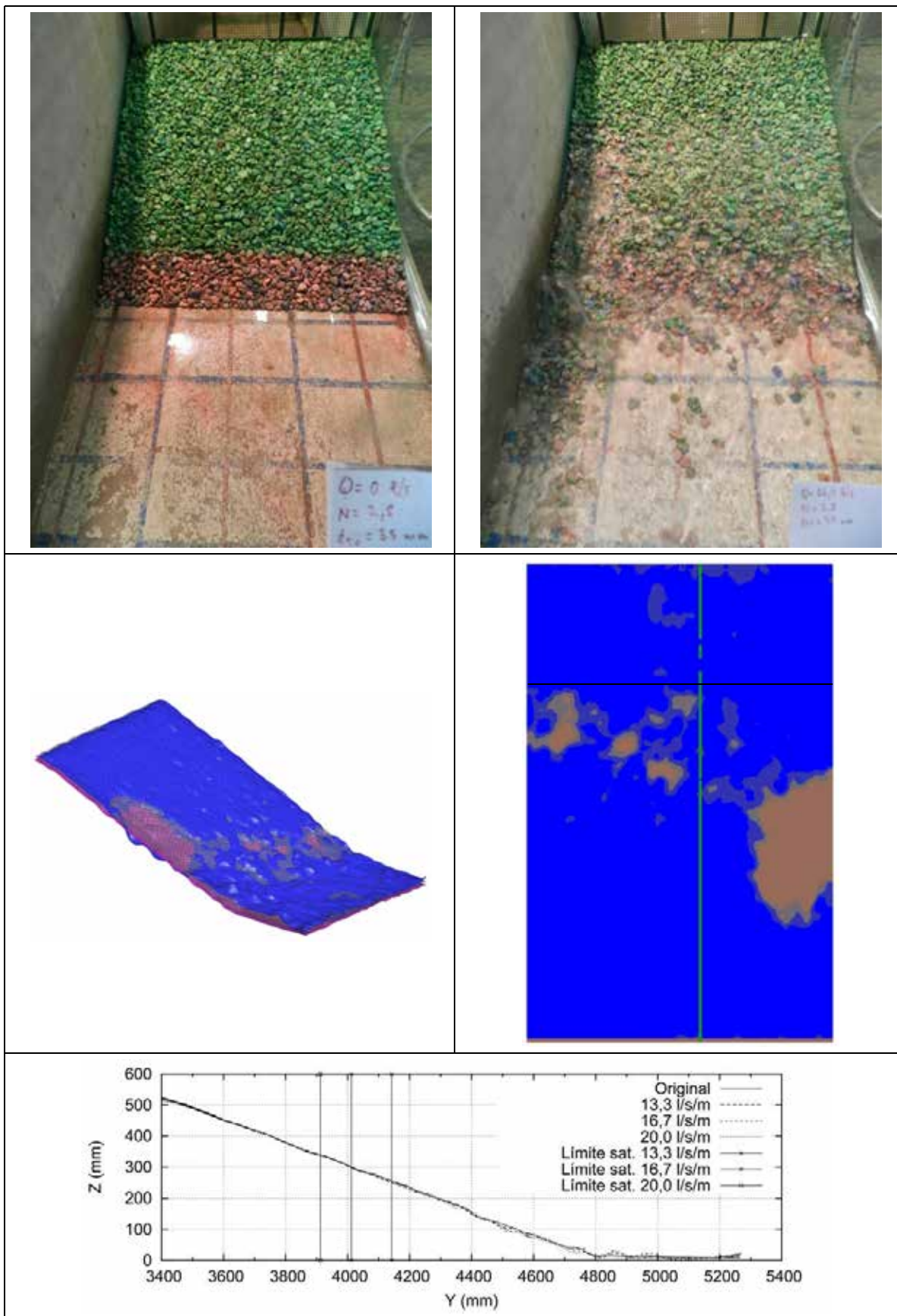
Material M2 (35 mm). Talud 2,60. Caudal de 20,0 l/s/m.



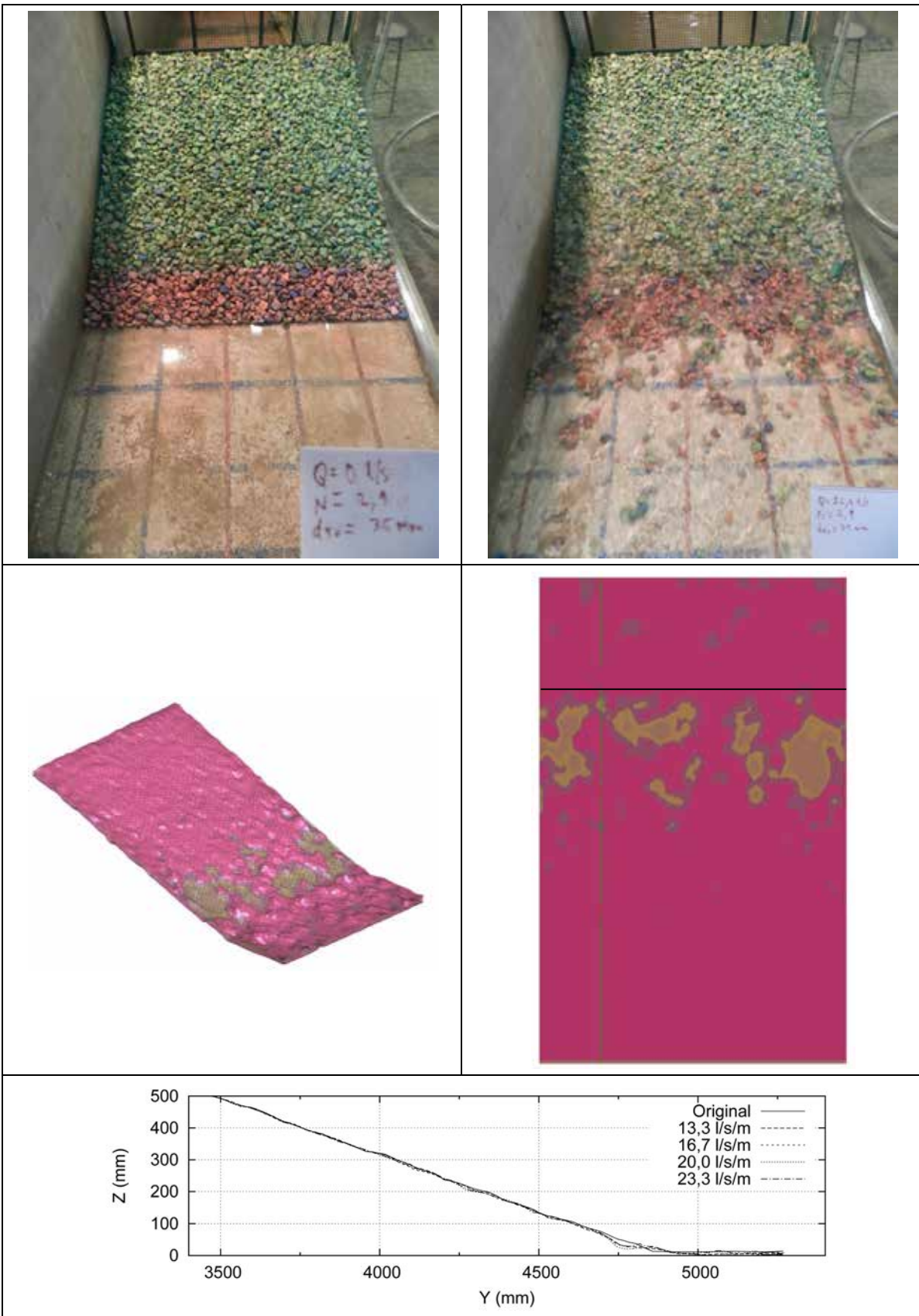
Material M2 (35 mm). Talud 2,70. Caudal de 20,0 l/s/m.



Material M2 (35 mm). Talud 2,80 (se corresponde con el crítico teórico). Caudal de 20,0 l/s/m.



Material M2 (35 mm). Talud 2,90. Caudal de 20,0 l/s/m.



Material M2 (35 mm). Talud 3,0. Caudal de 20,0 l/s/m.



4.2.4 Campaña de verificación.

4.2.4.1 Fase 1. Ensayos de calibración de la ley de resistencia de los materiales.

Las figuras incluidas en este apartado representan, para cada uno de los materiales utilizados, los datos de presiones promediados en las dos columnas de piezómetros intermedias del recinto de ensayo, las alturas de la línea de saturación medidas sobre la ventana de inspección y el ajuste estadístico. Este ajuste se ha realizado mediante una función polinómica de segundo grado (Ec. 103), ajustada por mínimos cuadrados mediante los coeficientes a y b y que constituye la ley de resistencia de cada material.

$$i(v) = a \cdot v + b \cdot v^2 \quad \text{Ec. 103}$$

La medida del error del ajuste que se incluye es el sumatorio de los errores cuadráticos definido según la Ec. 104.

$$E^2 = \sum_j [i_j - i(v_j)]^2 = \sum_j [i_j - (a \cdot v_j + b \cdot v_j^2)]^2 \quad \text{Ec. 104}$$

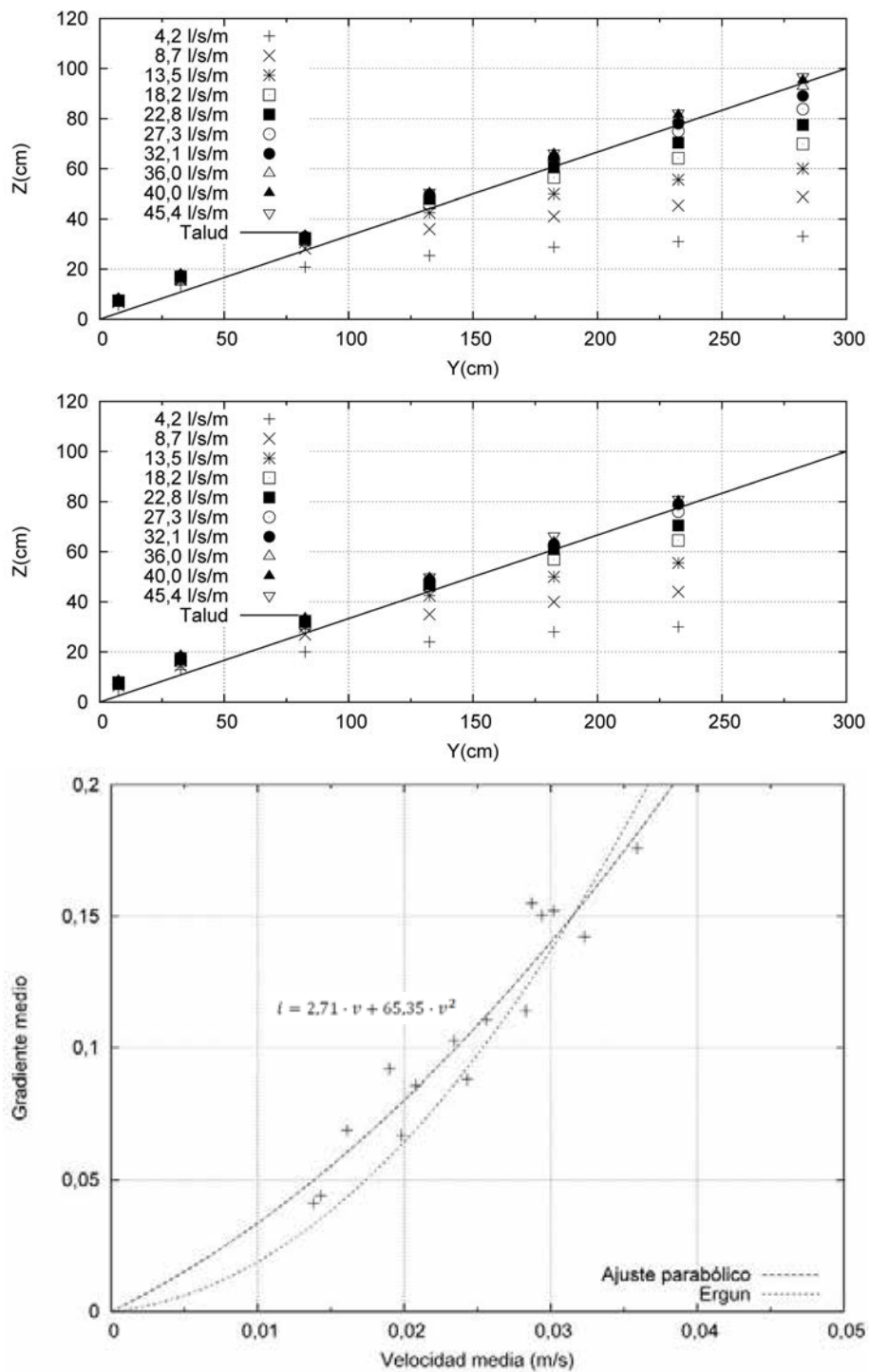
Material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm).

Figura 197. Superior: Datos de presiones en la base. Intermedia: altura de la línea de saturación. Inferior: ajuste parabólico de la ley de resistencia del material M1 ($D_{50}=12,6$ mm).

La ley de resistencia obtenida experimentalmente es la siguiente:

$$i = 2,71 \cdot v + 65,35 \cdot v^2 \quad \text{Ec. 105}$$

El valor de la suma de los errores cuadráticos obtenido en el ajuste es de $2,2 \times 10^{-3}$.

Material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm).

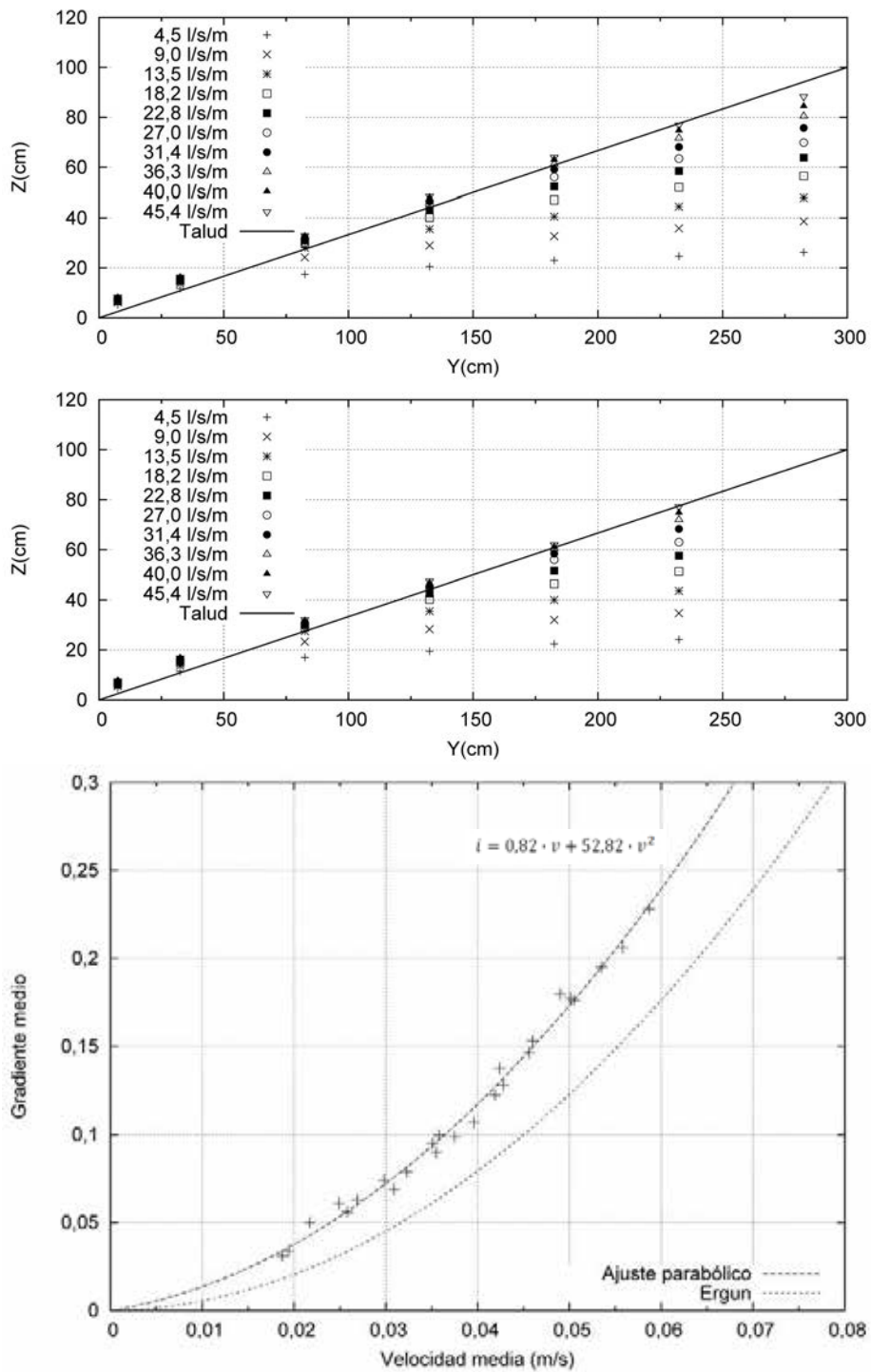


Figura 198. Superior: Datos de presiones en la base. Intermedia: altura de la línea de saturación. Inferior: ajuste parabólico de la ley de resistencia del material M2 ($D_{50}=35,0$ mm).

La ley de resistencia obtenida experimentalmente es la siguiente:

$$i = 0,82 \cdot v + 52,82 \cdot v^2 \quad \text{Ec. 106}$$

El valor de la suma de los errores cuadráticos obtenido en el ajuste es de $6,4 \times 10^{-4}$, inferior en un orden de magnitud al del material tipo M1.

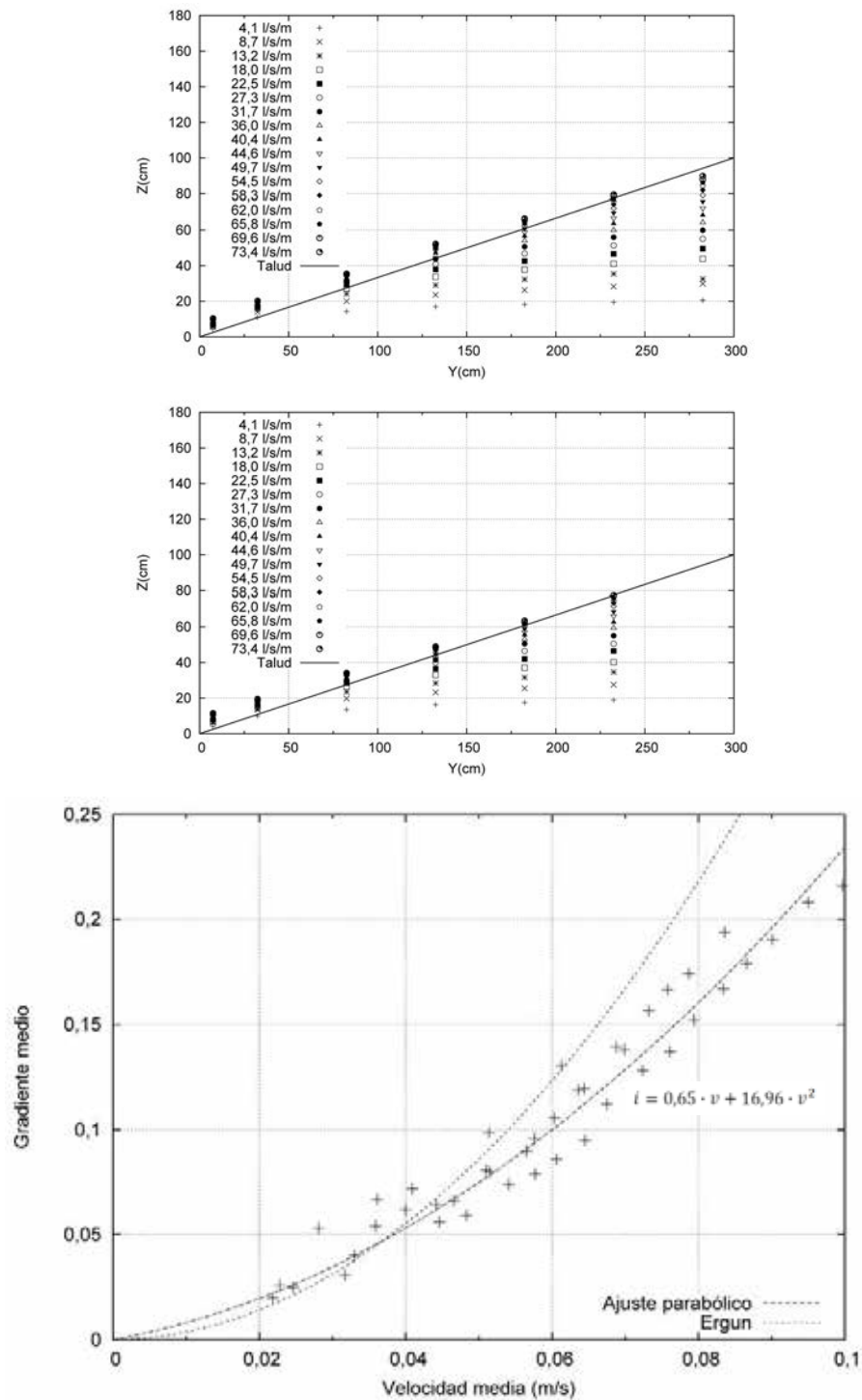
Material M3 ($D_{50} = 45,5$ mm).

Figura 199. Superior: Datos de presiones en la base. Intermedia: altura de la línea de saturación. Inferior: ajuste parabólico de la ley de resistencia del material M3 ($D_{50}=45,5$ mm).

La ley de resistencia obtenida experimentalmente es la siguiente:

$$i = 0,65 \cdot v + 16,96 \cdot v^2 \quad \text{Ec. 107}$$

El valor de la suma de los errores cuadráticos obtenido en el ajuste es de $1,8 \times 10^{-2}$, el mayor de los tres materiales manejados.

4.2.4.2 Fase 2. Ensayos de verificación.

Los resultados obtenidos en los casos de verificación se ordenan a partir del caso de referencia, constituido por la presa sin protección, añadiendo después cada uno de los casos validados. La precisión del sistema de control de caudales no permite alimentar exactamente con el caudal de diseño cada uno de los ensayos por lo que, de cara a la comparación entre el caso a verificar y el experimento, se tomará en cada caso la situación correspondiente al caudal unitario medido en laboratorio que sea más próximo al caudal de diseño de la protección (q_d). El caudal de diseño de cada protección se designa como q_d y el caudal de rotura de cada uno de los casos de referencia, que es el correspondiente a la rotura de la presa sin proteger, mediante la variable q_r .

Caso de referencia 1: espaldón de presa sin protección, formado por material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm).

La presa sin protección rompe por completo con un caudal de 19,7 l/s/m. Con el escalón de caudal inmediatamente anterior (17,9 l/s/m) la rotura alcanzaba el 87% de la altura del talud. En la Figura 200 se muestra el camino de rotura de la presa, definido como la evolución del grado de avance de la rotura (B_r/L) para distintos caudales unitarios, en valores adimensionales respecto al caudal de rotura ($q_r = 19,7$ l/s/m). Además se indican los dos caudales para los que se ha diseñado la protección, con lo que resulta posible cuantificar el daño que sufriría la presa en caso de no realizarse la protección.

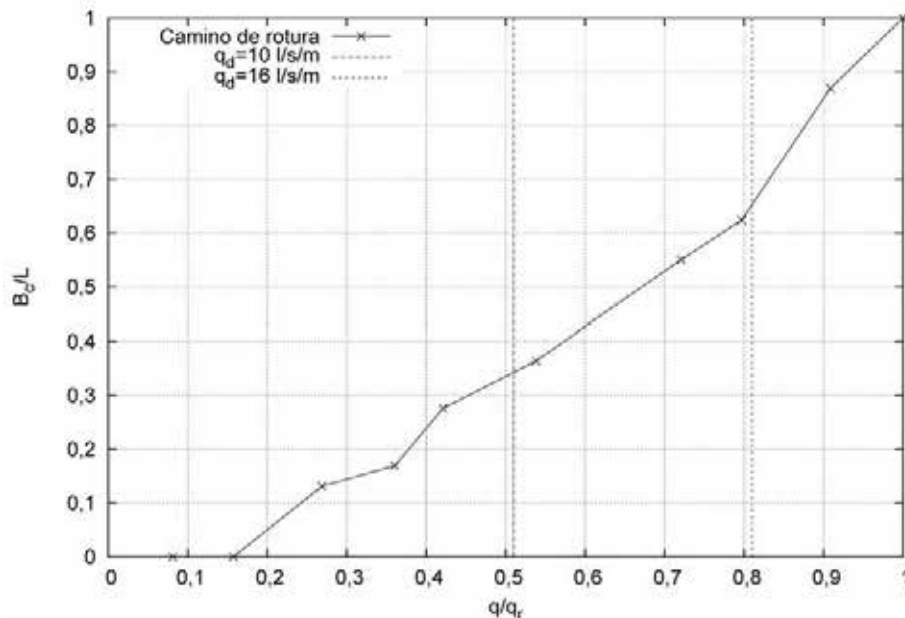


Figura 200. Evolución de la rotura de la presa sin protección. Campaña de verificación. Material M1 ($D_{50} = 12$ mm).

Por lo tanto, las protecciones objeto de validación permiten evitar la rotura de un 35% de la altura de presa en el caso del caudal de diseño de 10 l/s/m (Foto 26) y de un 65% en el caso de usar

como caudal de diseño 16 l/s/m (Foto 27). Las cargas de presión registradas por los piezómetros, correspondientes a los distintos escalones de caudal ensayados se representan en la Figura 201. Se han tomado medidas de las 4 filas que quedan bajo el talud ensayado, siendo los valores representados los promedios de las dos columnas centrales.

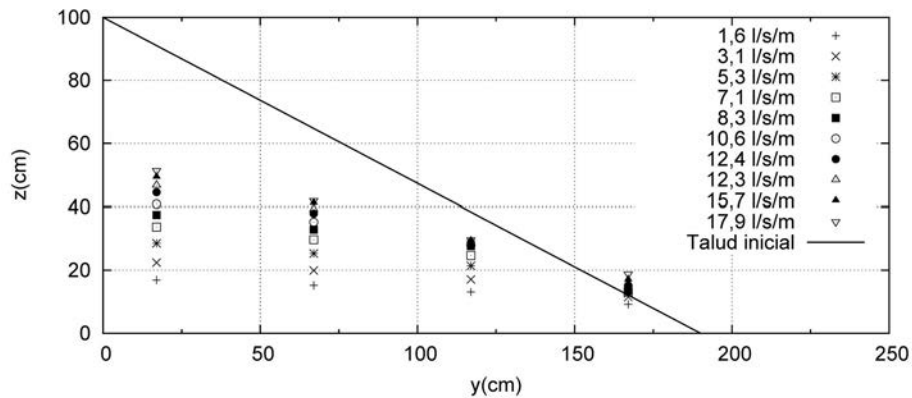


Figura 201. Cargas de presión registradas por los piezómetros en el caso de presa sin protección. Campaña de verificación. Material M1 ($D_{50} = 12$ mm).

Los resultados de la rotura en los escalones de caudal inmediatamente superiores a los caudales de diseño se incluyen en la Figura 202 y en la Figura 203.

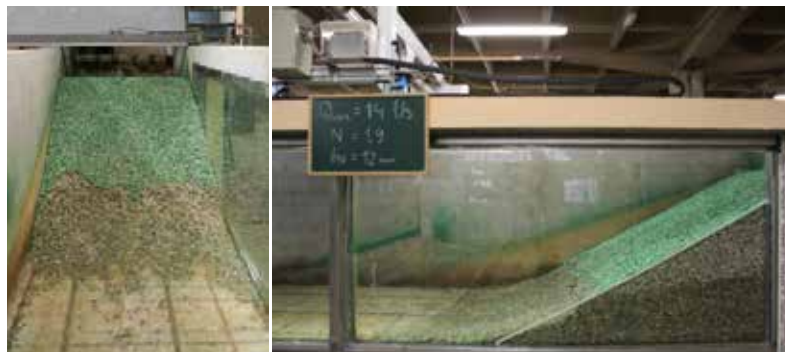


Foto 26. Alzado y vista lateral de de la rotura de la presa sin protección con escalón de caudal 10,6 l/s/m. Campaña de verificación. Material M1 ($D_{50} = 12$ mm)

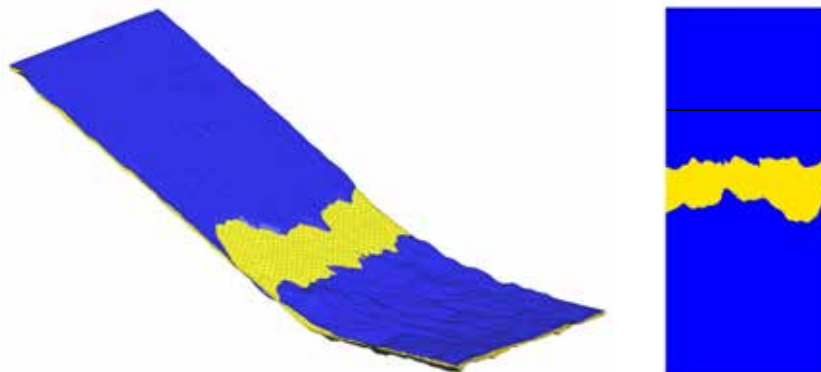


Figura 202. Vistas de la rotura de la presa sin protección con escalón de caudal 10,6 l/s/m. Campaña de verificación. Material M1 ($D_{50} = 12$ mm). Izquierda: perspectiva. Derecha: planta con el pie original resaltado con línea negra.

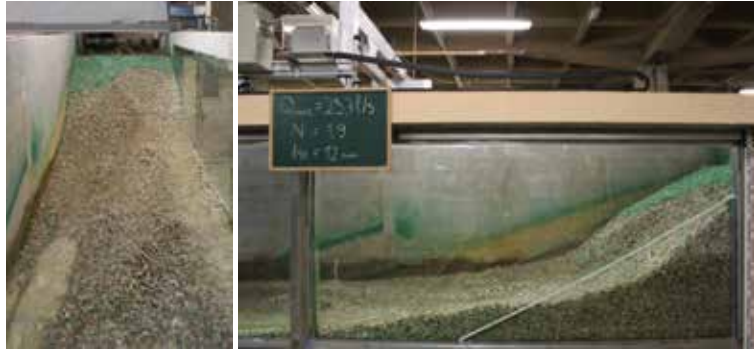


Foto 27. Alzado y vista lateral de la rotura de la presa sin protección con escalón de caudal 17,9 l/s/m. Campaña de verificación. Material M1 ($D_{50} = 12$ mm)



Figura 203. Vistas de la rotura de la presa sin protección con escalón de caudal 17,9 l/s/m. Material M1 ($D_{50} = 12$ mm). Izquierda: perspectiva. Derecha: planta con el pie original resaltado con línea negra.

Caso de verificación 12_35_10.

Como se ha justificado en la metodología se trata de una protección del espaldón de una presa formada por el material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm) frente a un caudal unitario de 10 l/s/m mediante un repié de material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm). La definición de la protección que es objeto de la verificación se ha realizado *a priori* (ver más detalles en 7.1.2), aplicando el procedimiento propuesto en este trabajo. Los resultados del ensayo incluyen el camino de rotura (Figura 204), los resultados de carga de los promedios de la carga de presión registrados en los piezómetros (Figura 205), y el estado del conjunto presa-protección para el caudal de diseño (Foto 28 y Figura 206). En la Figura 204 se incluye además la relación entre el caudal de diseño y el de rotura de la presa (línea vertical) y los grados de avance de la rotura correspondientes a la afección a la berma del repié (dos líneas horizontales que representan los límites de aguas arriba y de aguas abajo).

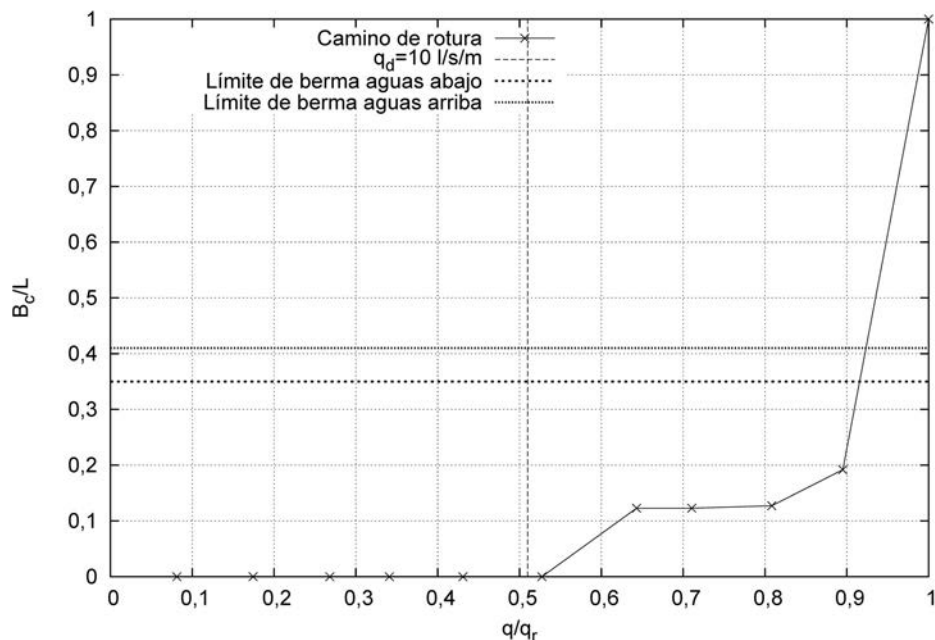


Figura 204. Camino de rotura del conjunto presa y protección para un caso con caudal de diseño de 10 l/s/m.

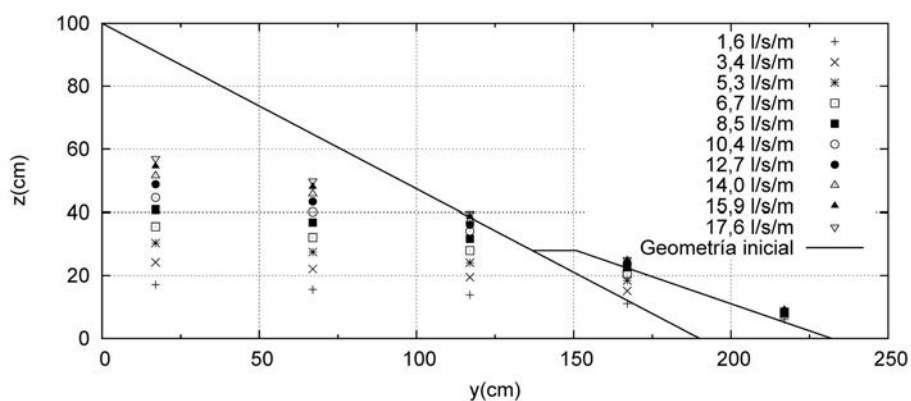


Figura 205. Cargas de presión registradas por los piezómetros en el caso de presa con protección para $q_d=10$ l/s/m.



Foto 28. Alzado y vista lateral del caso de verificación de la protección con caudal de 10,4 l/s/m. Campaña de verificación. Caudal de diseño de 10 l/s/m.

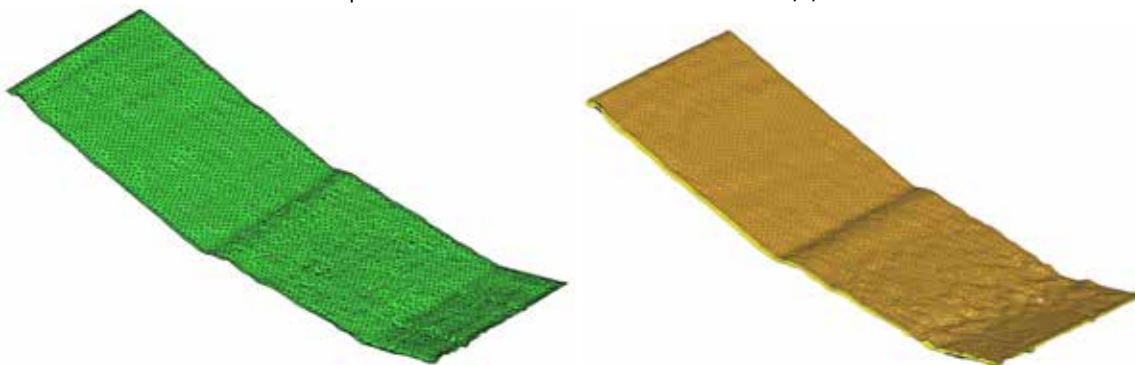


Figura 206 Izquierda: perspectiva de la presa protegida en su estado inicial. Derecha: Perspectiva de la superficie de rotura en la presa protegida (marrón) y de la superficie de comparación (amarillo) con el escalón de caudal 10,4 l/s/m.

Caso de verificación 12_35_16.

Este caso utiliza los mismos materiales que el caso anterior, con un caudal de diseño superior: 16 l/s/m. Los resultados del ensayo incluyen el camino de rotura (Figura 207), los resultados de carga de los promedios de la carga de presión registrados en los piezómetros (Figura 208), y el estado del conjunto presa-protección para el caudal de diseño (Foto 29 y Figura 209).

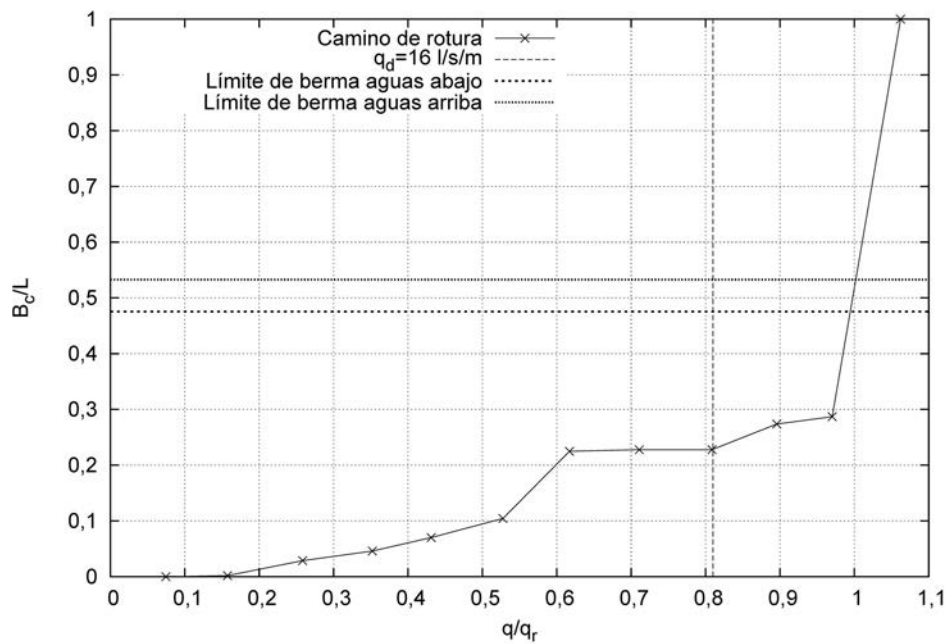


Figura 207. Camino de rotura del conjunto presa y protección para un caudal de diseño de 16 l/s/m.

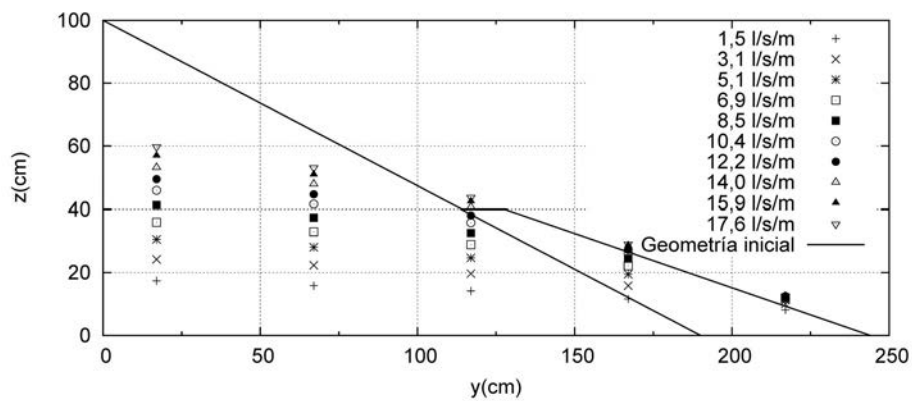


Figura 208. Cargas de presión registradas por los piezómetros en el caso de presa con protección para $q_d=16$ l/s/m.



Foto 29. Alzado y vista lateral del caso de verificación de la protección con caudal de 15,9 l/s/m. Campaña de verificación. Caudal de diseño de 16 l/s/m.



Figura 209. Vistas de la rotura en la presa protegida con escalón de caudal 15,9 l/s/m. Izquierda: perspectiva. Derecha: planta con el pie original resaltado con línea negra.

Caso de referencia 2: espaldón de presa sin protección, formado por material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm).

La presa sin protección rompe por completo con un caudal de 33,8 l/s/m. Con el escalón de caudal inmediatamente anterior (32,1 l/s/m) la rotura alcanzaba el 96% de la altura del talud. En la Figura 210 se muestra el camino de rotura de la presa, definido como la evolución del grado de avance de la rotura (B_c/L) para distintos caudales unitarios, en valores adimensionales respecto al caudal de rotura ($q_r=33,8$ l/s/m). Además se indican los dos caudales para los que se han diseñado las protecciones de esta presa, con lo que resulta posible cuantificar el daño que sufriría la presa en caso de no realizarse la protección.

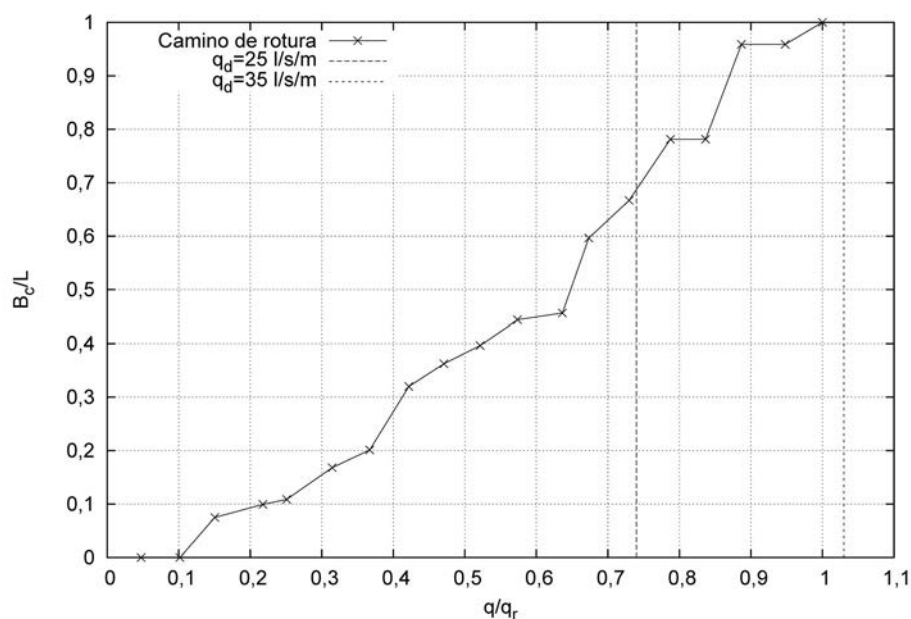


Figura 210. Evolución de la rotura de la presa sin protección. Campaña de verificación. Material M2 ($D_{50} = 35$ mm).

Por lo tanto, las protecciones objeto de validación permiten evitar la rotura de un 68% de la altura de presa en el caso del caudal de diseño de 25 l/s/m (Foto 30) y del espaldón completo en el caso de usar como caudal de diseño 35 l/s/m (Foto 31). Las cargas de presión registradas por los piezómetros, correspondientes a los distintos escalones de caudal ensayados se representan en la Figura 211. Se han tomado medidas de las 3 filas que quedan bajo el talud ensayado, siendo los valores representados los promedios de las dos columnas centrales.

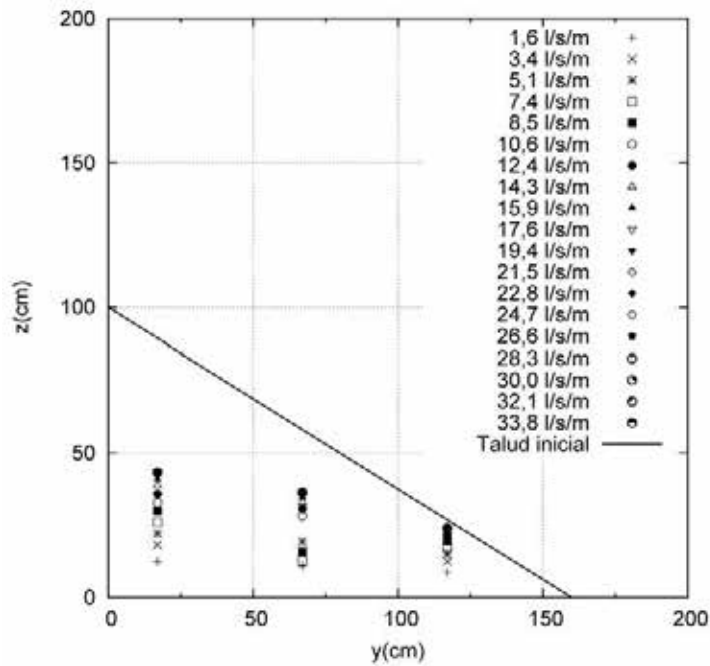


Figura 211. Cargas de presión registradas por los piezómetros en el caso de presa sin protección. Campaña de verificación. Material M2 ($D_{50}=35$ mm).

Los resultados de la rotura en los escalones de caudal inmediatamente superiores a los caudales de diseño se incluyen en la Figura 212 y en la Figura 213.

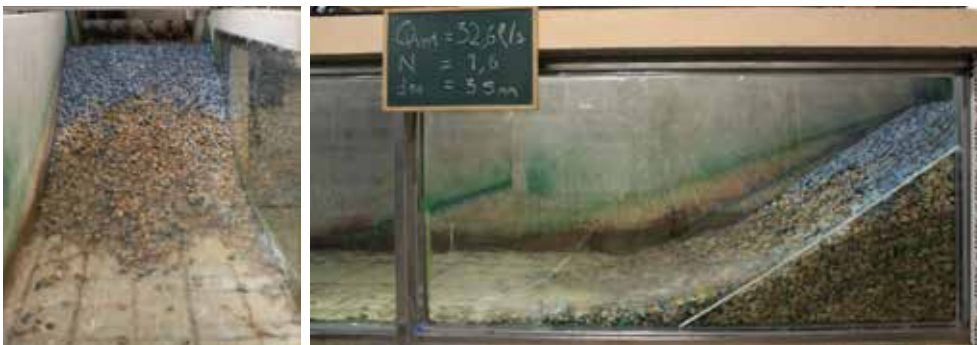


Foto 30. Alzado y vista lateral de de la rotura de la presa sin protección con escalón de caudal 24,7 l/s/m. Campaña de verificación. Material M2 ($D_{50}=35$ mm)



Figura 212. Vistas de la rotura de la presa sin protección con escalón de caudal 24,7 l/s/m. Campaña de verificación. Material M2 ($D_{50}=35$ mm). Izquierda: perspectiva. Derecha: planta con el pie original resaltado con línea negra.



Foto 31. Alzado y vista lateral de la rotura de la presa sin protección con escalón de caudal 33,8 l/s/m. Campaña de verificación. Material M2 ($D_{50} = 35$ mm)

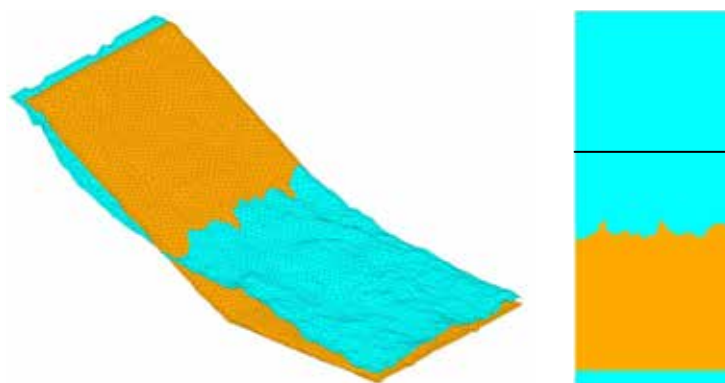


Figura 213. Vistas de la rotura de la presa sin protección con escalón de caudal 33,8 l/s/m. Material M2 ($D_{50} = 35$ mm). Izquierda: perspectiva. Derecha: planta con el pie original resaltado con línea negra.

Caso de verificación 35_45_25.

Este caso se corresponde con un nivel de protección intermedio al tratarse de un caudal de diseño inferior al que produce la rotura completa de la presa sin proteger. Según se puede observar en la Figura 210, el grado de avance de la rotura del espaldón de la presa de no realizarse la protección sería ligeramente inferior al 70% por lo que, a pesar de todo, los daños provocados por el caudal unitario de 25 l/s/m serían importantes.

Los resultados del camino de rotura y los promedios de la carga de presión registrados en los piezómetros se incluyen en la Figura 214 y en la Figura 215, respectivamente. En este ensayo se ha producido un fallo momentáneo en el sistema de control de caudal de la instalación que ha provocado que los escalones de caudal disponibles más próximos al caudal de diseño sean 23,7 l/s/m y 27,0 l/s/m, quedando ambos algo más lejos del caudal de verificación que en el resto de casos de la campaña. Ante esta situación, se han incluido los resultados de ambos caudales: la Figura 216 y la Foto 32 corresponden al caudal de 23,7 l/s/m; y la Figura 217 y la Foto 33, al caudal de 27,0 l/s/m.

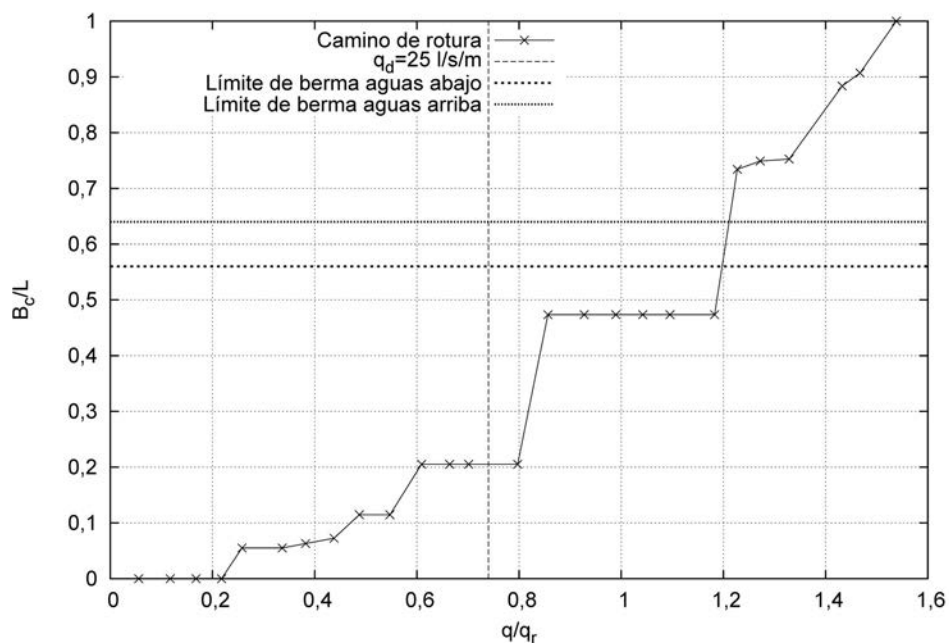


Figura 214. Camino de rotura del conjunto presa y protección para un caudal de diseño $q_d=25$ l/s/m.

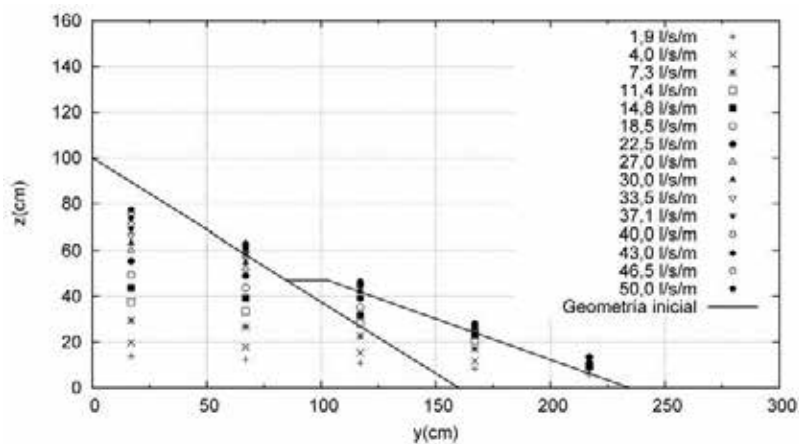


Figura 215. Cargas de presión registradas por los piezómetros en el caso de presa con protección para $q_d=25$ l/s/m.



Foto 32. Alzado y vista lateral del caso de verificación de la protección con caudal de 23,7 l/s/m. Campaña de verificación. Caudal de diseño de 25 l/s/m.

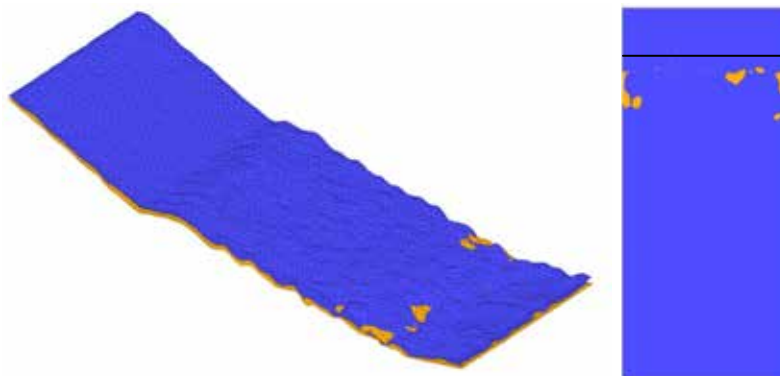


Figura 216. Vistas de la rotura en la presa protegida con escalón de caudal 23,7 l/s/m. Izquierda: perspectiva. Derecha: planta con el pie original resaltado con línea negra.



Foto 33. Alzado y vista lateral del caso de verificación de la protección con caudal de 27,0 l/s/m. Campaña de verificación. Caudal de diseño de 25 l/s/m.



Figura 217. Vistas de la rotura en la presa protegida con escalón de caudal 27,0 l/s/m. Izquierda: perspectiva. Derecha: planta con el pie original resaltado con línea negra.

Caso de verificación 35_45_35.

Este caso utiliza los mismos materiales que el caso anterior, con un caudal de diseño de 35 l/s/m, superior al que produce la rotura completa del espaldón de la presa sin proteger. Los resultados del ensayo incluyen el camino de rotura (Figura 207), los resultados de carga de los promedios de la carga de presión registrados en los piezómetros (Figura 208), y el estado del conjunto presa-protección para el caudal de diseño (Foto 29 y Figura 209).

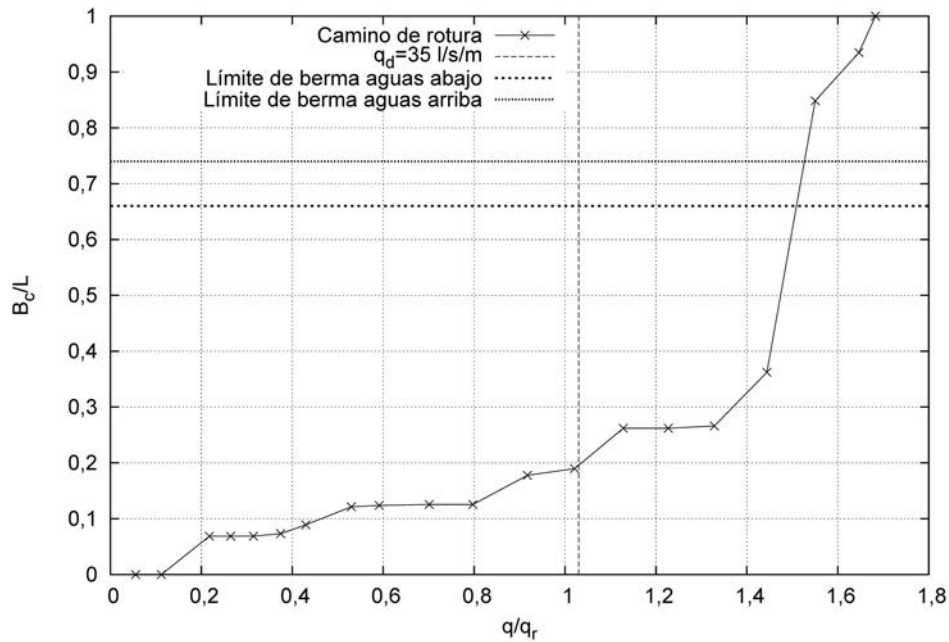


Figura 218. Camino de rotura del conjunto presa y protección para un caudal de diseño $q_d=35$ l/s/m.

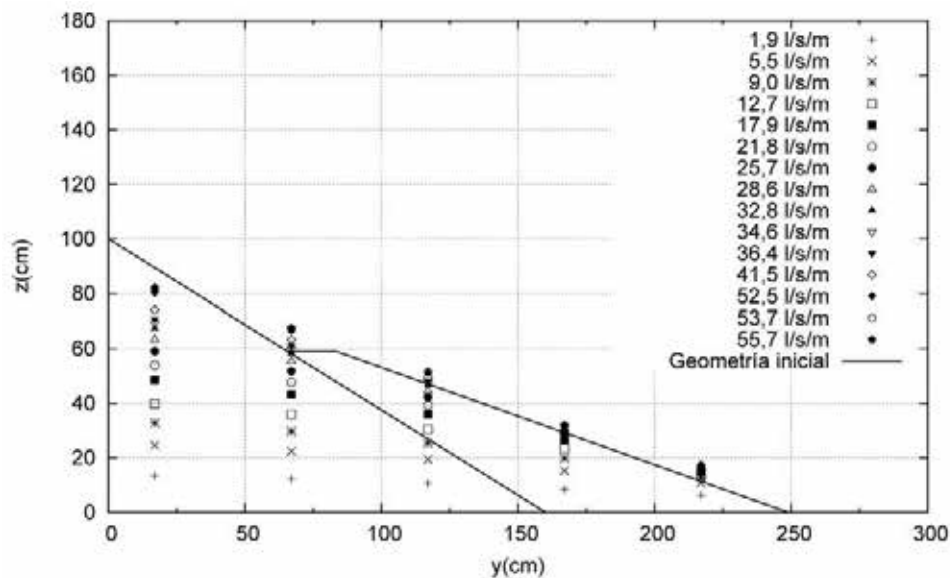


Figura 219. Cargas de presión registradas por los piezómetros en el caso de presa con protección para $q_d=35$ l/s/m.



Foto 34. Alzado y vista lateral del caso de verificación de la protección con caudal de 34,6 l/s/m. Campaña de verificación. Caudal de diseño de 35 l/s/m.



Figura 220. Vistas de la rotura en la presa protegida con escalón de caudal 34,6 l/s/m. Izquierda: perspectiva. Derecha: planta con el pie original resaltado con línea negra.

Discusión de los resultados

5. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.

5.1. Análisis de la modelación numérica.

5.1.1 Modelos de filtración.

La selección de la formulación más adecuada para definir la ley de resistencia correspondiente al modelo de filtración parabólica, característica de los medios granulares de elevada permeabilidad, es objeto específico de la tesis doctoral de Juan Carlos López Verdejo, denominada "*Análisis del proceso de saturación del cuerpo de una presa de escollera sometida a sobrevertido*". Previsiblemente, los resultados de este trabajo, desarrollado en paralelo a la que aquí se presenta, permitirán mejorar la precisión del modelo de filtración respecto al modelo de Ergun que ha sido el utilizado en los modelos numéricos desarrollados en gran parte de las campañas que se presentan a continuación. Por lo tanto, la metodología propuesta en este trabajo podrá ser aplicada con posterioridad de acuerdo a las conclusiones que se obtengan finalmente en las distintas investigaciones que se lleven a cabo para caracterizar la ley de resistencia del material.

Como conclusión de todo lo anterior, se considera conveniente dejar a juicio del usuario de la metodología la determinación de los coeficientes a y b de la ley de resistencia parabólica (Ec. 59). Se recomienda utilizar como procedimiento de calibración de la ley de resistencia en escolleras el definido en el apartado 3.7.1 de este trabajo, que ha sido usado durante la verificación del procedimiento de diseño. Esta metodología de calibración tiene la ventaja de poder llevarse a la práctica en condiciones de prototipo, mediante la ejecución de un pedraplén de ensayo en las obras, con el mismo material y sistemas de puesta obra utilizados para la construcción de la protección.

5.1.2 Campaña de análisis de daños.

5.1.2.1 Calibración del modelo de filtración lineal.

La calibración del modelo de filtración lineal, cuyos resultados detallados se incluyen en el apartado 4.1.1.1, ha permitido obtener un coeficiente de permeabilidad equivalente del material de presa (E) que reproduce la ley de filtración del ensayo con errores máximos en los registros de presiones en la base de la presa del 1,5%. La comprobación, realizada sobre la línea de saturación en la pared lateral acristalada arroja diferencias de entre el 2,0% y el 15,4% en función del punto de medida. En el conjunto de puntos de comparación se ha producido un error medio de 0,17 cm en altura de presión y 1,2 cm en alturas de la línea de saturación sobre el cristal lateral del recinto

de ensayo. Estos errores de ajuste están dentro del rango de los errores de medida que pueden aparecer en los ensayos experimentales, en los que el tamaño D_{50} del material es de 3,5 cm.

En el caso del material de protección (E_b) la calibración se ha realizado mediante el ajuste de la carga de presión en la base de la presa protegida con el repié. De esta manera se está considerando intrínsecamente la refracción en las líneas de filtración debida a la diferente permeabilidad del material de presa y de protección. Análogamente al material de presa, la validación del coeficiente obtenido se ha realizado sobre la altura de la línea de saturación medida sobre el cristal lateral del recinto de ensayo. Los errores máximos registrados en la altura de presión sobre la base de la presa fueron del 11,5 %. La comprobación, realizada sobre la línea de saturación en la pared lateral acristalada arroja diferencias de entre el 1,8 % y el 15,8 % en función del punto de medida. El error medio en este caso asciende a 0,92 cm en carga de presión y 1,07 cm respecto a las alturas de la línea de saturación sobre el cristal lateral del recinto de ensayo.

En el conjunto del dominio de filtración, el uso de la ley de resistencia lineal supone asumir un error metodológico y, por lo tanto, su eventual aplicación ha de estar justificada. En el análisis local de la filtración en el pie de presa, con cimentación horizontal impermeable, las leyes de filtración lineal y parabólica arrojan registros de presiones y gradientes hidráulicos tan cercanos que, en la práctica, puede resultar aconsejable optar por el cálculo lineal, mucho más simple y extendido entre la comunidad técnica en la ingeniería de presas. Este hecho ya era conocido con anterioridad a este trabajo, como demuestran los estudios de Parkin y Toledo reflejados en el estado del arte, y ha sido confirmado parcialmente con los resultados obtenidos en cálculos concretos, como los que se incluyen en 4.1.3.2 al estudiar el efecto del ancho de la berma sobre la protección.

5.1.2.2 Análisis del deslizamiento en masa.

La campaña de modelación numérica ha permitido estudiar el fenómeno del deslizamiento en masa y el efecto que producen sobre él los principales parámetros geométricos con los que queda definida la protección tipo repié⁷. Para ello, se han reproducido numéricamente todos los casos experimentales incluidos en la *Campaña de calibración y análisis de daños* (3.5.3.1). Además, se ha ampliado el alcance con nuevos casos, variando los caudales unitarios y la geometría del repié, para obtener un mayor número de resultados y ampliar así el campo de actuación del estudio. El detalle de la metodología utilizada está recogido en 3.4.3.1.

⁷ El efecto de la anchura de la berma se trata específicamente en 5.1.4.

Las principales conclusiones obtenidas son:

1. Efecto del talud de la protección (N_b). En la Figura 122, Figura 123 y Figura 124 se representan las variaciones del coeficiente de seguridad para distintos caudales y alturas de repié $H_b=0,2$ m, $H_b=0,4$ y $H_b=0,6$, respectivamente. En las dos alturas inferiores (0,2 y 0,4 m), con los distintos taludes de protección considerados, se observa un punto de inflexión en las curvas del coeficiente de seguridad, pasando de pendientes suaves a caídas del coeficiente mucho más bruscas, sensiblemente paralelas a las que se obtienen en los casos de presa sin protección. A este punto se le ha denominado *umbral de inestabilidad* y representa el momento en que la estabilidad del conjunto presa-repié, representada por su coeficiente de seguridad al deslizamiento, pasa de depender del talud de la protección (Figura 221, izquierda) a depender del talud de la presa (Figura 221 derecha). En los casos estudiados, se ha observado que este umbral se supera al aumentar el nivel de saturación del conjunto presa-repié y las presiones intersticiales empiezan a desarrollarse en el talud de presa que queda desprotegido, a cota superior de la berma de protección. En el caso de altura de protección de 0,6 m no se llega en ningún caso a superar este umbral porque los caudales simulados no han llegado a generar presiones intersticiales sobre la zona del espaldón desprotegida.

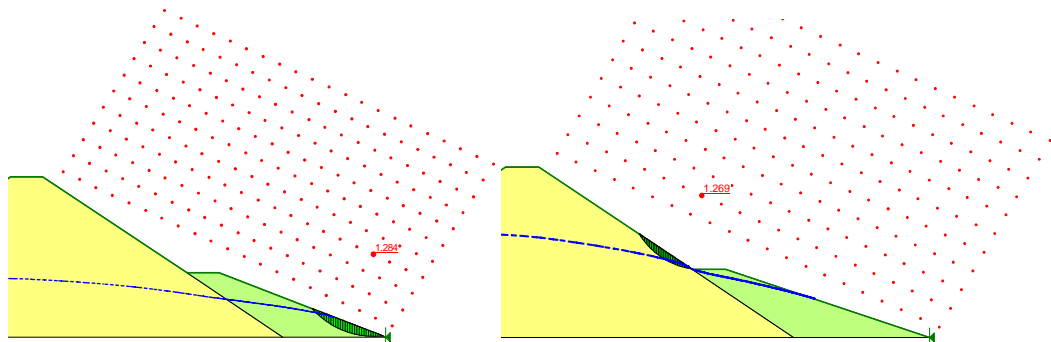


Figura 221. Deslizamientos pésimos en función del nivel de saturación del conjunto presa-protección.

El análisis de los caudales críticos de cálculo, definidos como aquellos que provocan el equilibrio estricto de la protección (Tabla 35 y Figura 131), para las distintas combinaciones de taludes y alturas de repié (N_b , H_b) manejadas en la campaña numérica, indica que existe un determinado talud que resulta óptimo para la estabilidad del conjunto. Este talud, denominado *talud óptimo de protección*, establece un máximo por encima del cual no se consigue mejorar la estabilidad del conjunto a pesar de que la estabilidad local del talud del repié sea mayor. Este talud, denominado más adelante como *talud crítico* (N_c), será el mínimo talud que resulta estable frente al deslizamiento en condiciones de saturación con un coeficiente de seguridad unitario. El *talud de diseño*

(N_b), utilizado en el dimensionamiento final del repi , se define como el talud mínimo (y por lo tanto, óptimo) de la protección que cumple con el coeficiente de seguridad exigido por la normativa aplicable. Evidentemente, en caso de diseñar la protección con un coeficiente de seguridad igual a uno, los taludes N_c y N_b resultan equivalentes.

La razón por la que se produce este efecto est  en la influencia de dicho talud sobre el gradiente hidráulico medio en la filtración desarrollada en el conjunto presa-cimiento. Al aumentar la longitud del camino de filtración debido a un incremento del talud (de N_{b1} a N_{b2} en la Figura 222) la carga necesaria para mantener un mismo caudal de filtración (q_s) ha de ser mayor, por lo que la superficie del espaldón y de la protección que queda saturada y, por tanto, que desarrolla presiones intersticiales, también aumenta (superficie comprendida entre las líneas azules de la Figura 222).

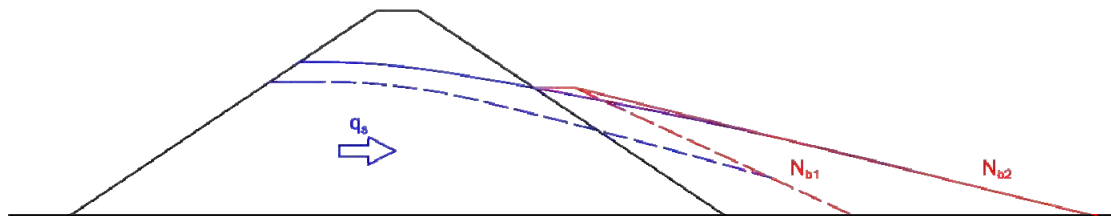


Figura 222. Efecto del incremento del talud de protección sobre el nivel de saturación del conjunto presa-repi 

En definitiva, es necesario establecer un valor de compromiso en el talud de la protección que asegure su estabilidad sin producir un incremento innecesario de la saturación en el cuerpo de presa que provoque la inestabilidad en el talud desprotegido de la presa, normalmente más inclinado y en peores condiciones frente al deslizamiento en masa.

2. Efecto de la altura de protección (H_b). Desde la Figura 125 hasta la Figura 130 se representan los resultados de la variación de los coeficientes de seguridad al deslizamiento en función del caudal de filtración fijando esta vez el talud y variando la altura de la protección. La conclusión general que se puede extraer es que una mayor altura de protección no supone una mejora sustancial de las condiciones de estabilidad del repi , salvo que la altura sea inferior a la del punto de salida de la línea de saturación sobre el talud de la presa. En ese caso, la protección dejaría al descubierto parte del talud de la presa donde se desarrollarían presiones intersticiales y provocaría un deslizamiento en el propio espaldón de la misma. Este análisis parece indicar que el criterio para establecer la altura de la protección consiste en que la altura de salida de la línea de saturación sobre el talud de la presa quede por debajo de la cota de la berma. Una vez alcanzado este objetivo, la altura de la protección desempeña un papel secundario en la estabilización del conjunto presa-repi . Esta conclusión se pone de manifiesto observando

la evolución del coeficiente de seguridad en la serie de figuras que van desde la Figura 125 hasta la Figura 130 en caudales inferiores a los que provocan el umbral de inestabilidad. En este rango de caudales (zona sombreada en Figura 223), los coeficientes de seguridad correspondientes a distintas alturas presentan diferencias muy pequeñas, lo que demuestra la influencia menor de esta variable en la mejora de las condiciones de estabilidad del conjunto presa-repié. Sin embargo, una altura de protección insuficiente para un determinado caudal de percolación, que provoca la superación del umbral de inestabilidad, origina un descenso brusco en el coeficiente de seguridad y, por tanto, una gran influencia en la estabilidad del conjunto presa-repié. A modo de ejemplo explicativo, si se observa la Figura 223, se comprueba que, para un caudal unitario de 20 l/s/m los coeficientes de seguridad con alturas de repié del 40% y del 60% de la altura de la presa son muy similares, aproximadamente entre 1,10 y 1,15. Por el contrario, con una altura de repié del 20% el coeficiente de seguridad se ha reducido a un valor por debajo de 0,8, debido a que en esta altura, para dicho caudal de filtración, se ha superado el umbral de inestabilidad y las condiciones de estabilidad al deslizamiento resultan precarias.

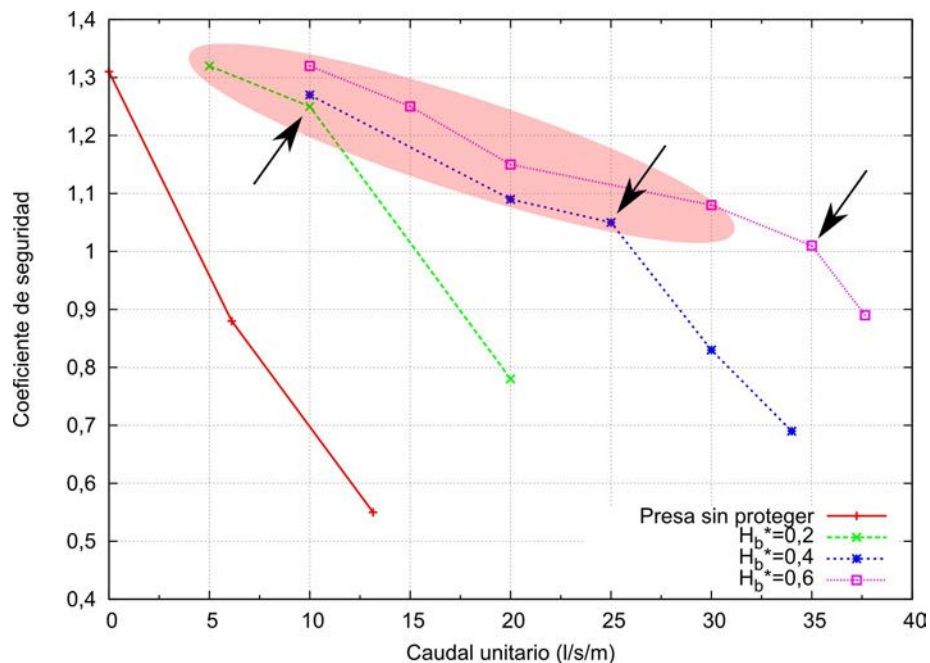


Figura 223. Ejemplo de la variación del coeficiente de seguridad de la protección en repié en función de su altura. Se destaca mediante sombreado la zona con nivel de saturación por debajo de la cota de la berma y, con flechas, los umbrales de inestabilidad donde se produce un punto de inflexión en el coeficiente de seguridad.

Por lo tanto, se puede concluir que el dato fundamental a considerar para el cálculo de la altura de la protección (H_b) ha de ser la altura de la línea de saturación sobre el talud de la presa (z_d o z_{dr} en un cálculo bidimensional o z_{d3} en caso de considerar en el cálculo el

efecto tridimensional provocado por la geometría de la cerrada) correspondiente al caudal de diseño de la protección (Figura 57 y Figura 72).

3. Comparación entre resultados numéricos y experimentales. La comparación entre la modelación numérica y los experimentos de la *Campaña de calibración y análisis de daños* resulta compleja. En primer lugar, el paso de una situación de estabilidad a otra de inestabilidad se produce por la combinación de dos mecanismos: el arrastre de partículas, por un lado, y el deslizamiento en masa, por otro. Si bien, dependiendo del talud, existe un predominio de uno u otro, existe un acoplamiento entre ambos que, numéricamente, aún está por resolver. Por otro lado, la propia metodología del ensayo, con alimentación de caudal mediante escalones de caudal constante, mantenido hasta la estabilización de la rotura, no ha permitido aislar el caudal crítico que produce el primer deslizamiento. A todo ello, hay que añadirle la dificultad en la observación de los movimientos de las partículas y el juicio sobre el tipo de movimiento como, por ejemplo, si éste responde a un mero desplazamiento de partículas superficiales, un deslizamiento en masa o bien a una erosión por arrastre de piedras. Esta dificultad es aún mayor si se tiene en cuenta que los deslizamientos en materiales no cohesivos tienden a ser superficiales y de reducido espesor, confundiéndose en muchos casos con la erosión por arrastre. Por tanto, este juicio queda, en un gran número de casos, sujeto a la búsqueda de criterios que necesariamente conllevan una cierta carga de subjetividad por parte del observador del ensayo, lo que puede distorsionar las conclusiones finales.

En la Figura 132 y la Figura 133 se ha representado el rango de caudales, mediante distintos segmentos verticales, entre los cuales el observador ha considerado que se produce un deslizamiento en masa en la campaña experimental. Estos rangos de caudales han sido comparados con el análisis numérico por métodos de equilibrio límite en los casos límite, con coeficiente de seguridad unidad (cuyos valores se indican en la Tabla 32, Tabla 33 y Tabla 34). La principal conclusión que se puede extraer es que, en los taludes en los que predomina el deslizamiento en masa, fundamentalmente en el talud 1,5 y, en menor medida, el talud 2,2, los resultados son congruentes (Figura 224), quedando el caudal de deslizamiento calculado (línea continua de color rojo) dentro del intervalo experimental.

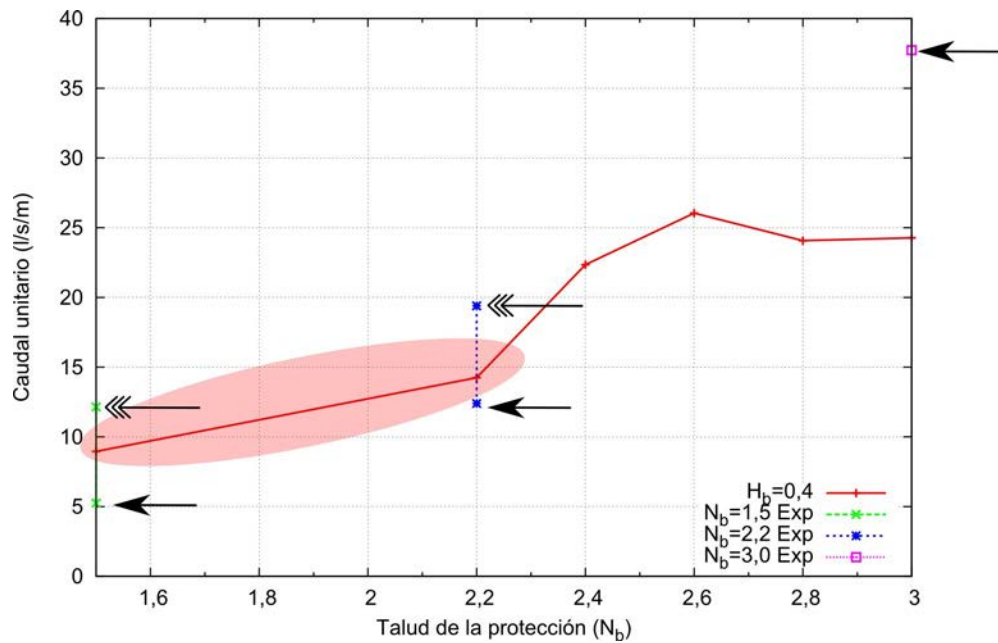


Figura 224. Comparación entre los resultados experimentales y numéricos obtenidos de los cálculos de estabilidad. La zona sombreada se corresponde con una combinación de taludes y caudales de filtración con predominio del deslizamiento en masa. Las flechas con puntas múltiples indican los caudales de rotura observados en el experimento.

Por el contrario, para taludes de protección previsiblemente estables ($N_b=3,0$), cuyo coeficiente de seguridad queda determinado por el talud de la presa y en los que predominará la rotura por erosión (con caudales unitarios de rotura experimentales superiores a 35 l/s/m que generan el arrastre de las partículas del material de presa) del material de la presa, existe una discrepancia de resultados, mayor en el caso en el que la altura del repi  es el 40% de la altura de la presa y menor con altura del 60%. Esta discrepancia puede estar provocada también por la dificultad de observación, durante la campaña experimental, de los pequeños deslizamientos producidos en el talud de la presa que queda inmediatamente por encima del nivel de la berma (Figura 121), que se inician cuando las presiones intersticiales comienzan a afectar al talud de la presa no cubierto por el repi . En definitiva, la conclusión principal es que la modelación numérica del deslizamiento en masa en el repi , considerando una ley de resistencia lineal en la filtración, resulta coherente con los ensayos experimentales en el rango de taludes en los que predomina el mecanismo de rotura por deslizamiento en masa (taludes 1,5 y 2,2). En el caso del talud de repi  igual a 3,0, en el que la rotura por deslizamiento se produce ya dentro del talud de la presa, el modelo numérico y el físico presentan diferencias, posiblemente motivadas por el predominio del mecanismo de rotura por arrastre, debido a los elevados caudales unitarios necesarios para provocar dicha rotura, y a la dificultad de observación de eventuales deslizamientos superficiales en el talud de la presa que no queda protegido por el repi .

5.1.3 Campaña de estudio de la anisotropía.

Según la bibliografía técnica consultada, tanto la capacidad para medir la anisotropía existente en una presa de escollera real y su evolución ante un eventual episodio de percolación en el cuerpo de presa, como su posible modelación matemática, se encuentran en la actualidad más allá de la frontera de la tecnología y del conocimiento. A pesar de ello, se ha realizado una investigación con objeto de estudiar los límites actuales de la modelación numérica para reproducir el fenómeno de la discontinuidad vertical en la permeabilidad provocada por el efecto de la compactación de las tongadas de escollera, especialmente en escollera procedente de rocas blandas. Los resultados obtenidos presentan una limitación práctica relacionada con la superación del umbral de anisotropía que permite a los modelos converger hacia una solución numérica. No obstante, en los casos con modelos heterogéneos y ley de resistencia parabólica, se obtienen resultados inexactos pero cualitativamente prometedores, reproduciendo el patrón de movimiento de caída libre entre tongadas sucesivas. A pesar de ello, el gran desconocimiento sobre la variación de las características del material a lo largo de la tongada hace que este tipo de análisis tenga una utilidad exclusivamente cualitativa, aun cuando se dispusiera de modelos numéricos adaptados a este tipo de cálculo. Lógicamente, estos resultados no pueden incluirse dentro de la metodología, por lo que el alcance de ésta se debe limitar a espaldones de escollera con comportamiento fundamentalmente isótropo o, a lo sumo, con una anisotropía leve, en cuyo caso se podrán utilizar formulaciones semiempíricas, como la propuesta por Cruz, recogidas en el estado del arte del trabajo.

5.1.3.1 Modelos con espaldón homogéneo.

Se trata de un modelo que, aún cuando lograra superar los problemas de convergencia inherentes a los elevados índices de anisotropía, no es capaz de reproducir el fenómeno de escalonado en la permeabilidad de las distintas capas de la tongada, especialmente en los procesos de circulación de agua de arriba abajo (Figura 52), como puede ser el sobrevertido. No obstante, se ha utilizado este modelo para analizar la aplicabilidad de la metodología simplificada de Cruz que considera el espaldón como un medio homogéneo, aplicando un coeficiente de anisotropía global con filtración calculada mediante ley de resistencia lineal.

Los resultados obtenidos variando el coeficiente de anisotropía del material de presa (E) en la simulación del sobrevertido, imponiendo la entrada de caudal desde coronación, establecen el límite de convergencia de la relación entre permeabilidad vertical y horizontal en aproximadamente dos órdenes de magnitud. A partir de ese instante el modelo utilizado no converge. Según la bibliografía consultada las relaciones de permeabilidad horizontal y vertical

pueden tener variaciones de hasta 5 órdenes de magnitud entre la subtongada superior y la intermedia por lo que en casos en los que existan rocas blandas y la circulación tenga una dirección marcadamente vertical este tipo de modelo no resulta aplicable.

En los casos en que la circulación de caudal tenga una dirección claramente subhorizontal (Figura 53), como puede ocurrir en los casos de erosión interna del núcleo o cimiento, con conexión entre el embalse y el espaldón a través del filtro o el filtro-dren, el cálculo será más aproximado al poder adoptar hipótesis conservadoras, con circulación preferente por las capas intermedias de las tongadas.

Los resultados de la altura de la línea de saturación sobre el talud de la presa, para el máximo grado de anisotropía que se ha podido calcular, indican que esta altura puede sufrir incrementos sustanciales, del lado de la inseguridad, de hasta casi el triple del valor obtenido en el modelo isótropo. Esto indica que acotar el efecto de la anisotropía resulta clave desde el punto de vista de la seguridad y que en las situaciones en las que exista un elevado grado de anisotropía, o dudas razonables que no permitan acotarlo, la metodología propuesta en este trabajo no resulta aplicable.

Otro efecto observado en los modelos de sobrevertido, con entrada de caudal desde la coronación, es que, al aumentar el grado de anisotropía o, lo que es lo mismo, reducirse el coeficiente de anisotropía (k_r) definido en el apartado 3.4.3.2 (Ec. 74), se produce una salida parcial del caudal por la parte superior de la presa (Figura 136), formándose una sección de control hidráulico bajo la coronación de la presa. Este resultado, observado en los casos numéricos con menor coeficiente de anisotropía, podría provocar el desarrollo de presiones intersticiales y, por ello, una inestabilidad local en la zona superior de coronación (Toledo 1997).

5.1.3.2 Modelos con espaldón heterogéneo.

Los resultados obtenidos con estos modelos, a pesar de ser inexactos y no ofrecer resultados de aplicación directa, resultan interesantes. Es evidente que los casos planteados tienen una complejidad enorme y resultan en sí mismos un desafío desde el punto de vista de la modelación numérica. En cada uno de ellos se presentan de forma acoplada procesos de filtración en materiales con leyes de resistencia parabólicas muy diferentes, circulación en lámina libre, interacción fluido-estructura y rotura de la vena líquida en las distintas caídas sucesivas que se producen a medida que el agua traspasa las capas más impermeables entre tongadas. Dejando a un lado los resultados cuantitativos, se observa cómo los patrones de movimiento (Figura 137 y Figura 138) tienden a adaptarse a lo que se ha observado en los episodios de sobrevertido reales,

con concentración de la circulación en los niveles horizontales coincidentes con las superficies superiores de cada tongada de compactación y salida del agua al exterior en dichos niveles. En los casos con menor contraste en la ley de resistencia, con porosidades y diámetros más cercanos entre los niveles de tongada, se observa únicamente una alteración de la lámina libre en el material superior de la tongada pero el patrón del movimiento, con salida concentrada por el pie de presa, se adapta más al movimiento observado en materiales isótropos.

5.1.4 Campaña de análisis del efecto de la anchura de la berma.

Dejando a un lado el fenómeno de la percolación y las presiones intersticiales generadas por este motivo, resulta evidente que el hecho de añadir material en el pie de presa mediante un cierto sobreebanco de la berma que limita superiormente la protección en repié (rebanada entre los puntos A y B con talud N_b en la Figura 225) produce un efecto positivo en la estabilización del conjunto presa-protección, ya que con ello se está añadiendo peso en la zona inferior de su talud de aguas abajo. Sin embargo, este aumento de la anchura de berma no tiene efecto alguno sobre la estabilidad del repié, cuyo parámetro fundamental es el valor del propio talud, que en esta hipótesis se mantiene constante. Por el propio fundamento de diseño de la protección, el talud sobre el que debe recaer la estabilidad durante la percolación es el del propio repié por lo que, el incremento de la anchura de la berma, proporcionaría un beneficio insignificante en relación a la cantidad de material que es necesario añadir.

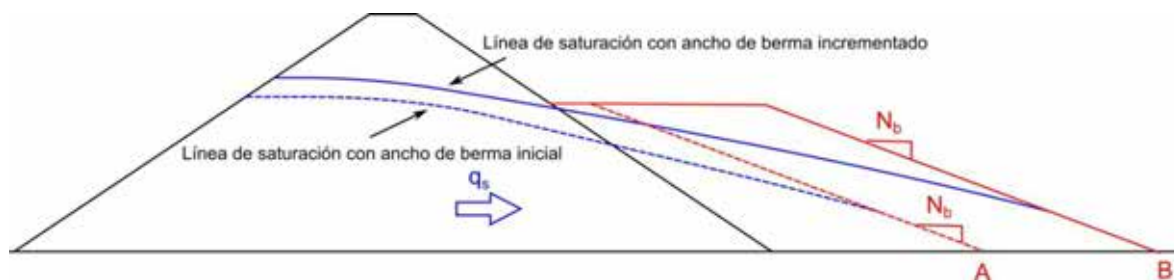


Figura 225. Esquema conceptual del efecto del aumento del ancho de berma sobre el nivel de saturación global

Si se considera el fenómeno de la filtración de un cierto caudal q_s a través del conjunto presa-protección, el efecto inmediato producido por un incremento de la anchura de la berma es una reducción del gradiente hidráulico al incrementar el camino de las líneas de filtración. Esta reducción del gradiente tiene como consecuencia directa un incremento de la altura de la línea de saturación que, en su caso, puede llegar a generar presiones intersticiales que desestabilicen el talud de la presa que queda al descubierto, desprotegido por el repié. En este caso, el efecto sobre la estabilidad del conjunto de incluir un sobreebanco en el repié resulta pernicioso.

Esta justificación queda ilustrada con los casos realizados en la campaña, cuyos resultados se incluyen en la Tabla 39 y en la Figura 144, donde se puede observar la variación del coeficiente de seguridad al deslizamiento en una protección con una altura fija del 40% de la altura de la presa y talud constante, de valor 2,6, para tres anchos de berma diferentes: 0; $0,2 \cdot H$ y $0,4 \cdot H$ (0, 20 y 40 cm). En la figura se aprecia un efecto favorable de la anchura de berma sobre la estabilidad con los caudales más bajos, en los que las presiones intersticiales sólo afectan al talud exterior de la protección. Sin embargo, a partir de 20 l/s/m se produce un cruce entre las curvas que representan las distintas anchuras de berma de tal forma que, a medida que se aumenta el ancho de berma, el coeficiente de seguridad disminuye. Este efecto perjudicial debido al aumento del nivel de saturación en la presa, se ha representado en la Tabla 38 y en la Figura 143, donde se reflejan las distintas alturas del punto de salida de la línea de saturación sobre los taludes tanto de la presa como de la protección, para anchos de berma cero y del 40% de la altura de presa (H). Las líneas verde y magenta representan el caso límite de ancho de berma nulo mientras que la roja y azul representan el caso de ancho 0,40 m. Como se puede comprobar en la tabla, la altura del punto de corte sobre el talud de la presa se incrementa entre 3 y 4,4 cm debido al sobreecho de la berma, provocando la inestabilidad en la zona desprotegida del espaldón de presa que queda inmediatamente por encima del repié. Por lo tanto, en los casos en que las presiones intersticiales no lleguen a afectar al talud de la presa no protegido por el repié, el efecto sobre la estabilidad será moderado. A medida que aumenta el caudal de filtración, y la línea de saturación alcanza la cota de coronación de la protección, el incremento del ancho de la berma produce un efecto negativo de cara a la estabilidad del conjunto.

Los resultados obtenidos respecto al nivel de la línea de saturación sobre el talud de la protección al variar la anchura de la berma (Figura 147 y Figura 148, correspondientes a una ley de resistencia lineal) confirman la hipótesis de que dicho nivel tiene una dependencia residual respecto a esta variable por lo que se deduce que, para un caudal unitario de filtración, el incremento de la longitud de la berma no tiene un efecto significativo sobre la estabilidad en masa de la protección. Como se ha mencionado con anterioridad, el incremento de la anchura de la berma sí puede tener efecto, en este caso negativo, sobre la estabilidad del talud de la presa que no está protegido por la protección.

En definitiva, teniendo en cuenta los condicionantes constructivos, la conclusión fundamental a extraer es la recomendación de adoptar como ancho de berma el mínimo necesario para asegurar una adecuada compactación del material con los medios mecánicos disponibles en la obra. Por lo tanto, la definición geométrica de la protección ha de centrarse principalmente en su altura (H_b) y talud (N_b).

5.1.5 Campaña de análisis del efecto de la forma de la cerrada.

La campaña de modelación numérica ha permitido comprobar la viabilidad para realizar modelos de filtración tridimensionales en medios isótropos con ley de resistencia parabólica, siguiendo la formulación empírica de Ergun, mediante el software libre *Edgebased Levelset*, validado experimentalmente en distintas publicaciones recogidas en el estado del arte. Por lo tanto, resulta posible realizar la modelación numérica adaptada al caso concreto que se pretenda estudiar utilizando este código. Sin embargo, ante la dificultad provocada por los elevados tiempos de cálculo y por la disponibilidad de medios de computación para realizar este tipo de cálculos avanzados, se ha estimado conveniente realizar una campaña que permita llevar a cabo un predimensionamiento simplificado de la solución, teniendo en cuenta el efecto de la geometría de la cerrada donde se ubica la presa.

Como ya se indicó en la metodología, una alternativa posible para el predimensionamiento consiste en utilizar hipótesis del lado de la seguridad que puedan ser justificadas mediante modelos bidimensionales, considerando caudales unitarios referidos a la anchura inferior del valle (q_r) y evitando así la necesidad de realizar la modelación 3D. Sin embargo, en algunos casos, con anchuras inferiores de valle muy pequeñas en relación a la altura de la presa, esta hipótesis puede llevar a sobredimensionamientos exagerados de la protección. Como criterio general se puede establecer que, a medida que los taludes laterales de la cerrada resultan más inclinados (N_L inferiores a 1) y las relaciones W_r/W se acercan a la unidad, la aproximación bidimensional será suficientemente aproximada para tener un valor de referencia de cara al predimensionamiento. En cualquier caso, adoptar la anchura del valle (W_r) como valor de referencia para el cálculo del caudal unitario de diseño, siempre será una hipótesis conservadora.

La conclusión principal de la campaña se materializa en la expresión (Ec. 101) generada a partir de la regresión lineal múltiple de los resultados de los modelos numéricos. Esta expresión se ha obtenido modelando caudales unitarios en coronación que provocan alturas de la línea de saturación en la salida (z_d^*) ligeramente inferiores al 25% de la altura de la presa (Ec. 108), siendo el máximo valor utilizado el 0,23. De la misma forma, las alturas de la línea de saturación en la salida con caudales unitarios de fondo de valle (z_{dr}^*) han sido inferiores al 61% de la altura de la presa (Ec. 109) por lo que los rangos válidos de las variables que se recomiendan para utilizar la formulación propuesta son:

$$0 < z_d^* < 0,23 \quad \text{Ec. 108}$$

$$0 < z_{dr}^* < 0,61$$

Ec. 109

5.2. Análisis de la modelación física.

5.2.1 Caracterización del ángulo de rozamiento del material.

La resistencia a cortante y, por tanto, la estabilidad frente al deslizamiento en masa de un material queda caracterizado fundamentalmente por su ángulo de rozamiento interno y su cohesión. En el caso de los materiales granulares no cohesivos, con deslizamientos superficiales, poco profundos, resulta adecuado utilizar el ángulo de rozamiento al reposo. Siguiendo este criterio se han realizado distintas campañas de ensayos *in situ* para caracterizar este parámetro según queda detallado en los correspondientes capítulos de metodología y resultados.

La primera campaña se realizó mediante apilamiento directo del material sobre la pared lateral del recinto de ensayo, en un único punto de vertido vertical, midiendo posteriormente el ángulo que formaba la línea de máxima pendiente de la superficie exterior del material con la horizontal (procedimiento 1). Las alturas de las pilas de material han sido similares a las de los ensayos de filtración realizados en las campañas de modelación física. Posteriormente, tras la instalación del perfilómetro láser, se realizaron ensayos con apilamiento vertical de forma longitudinal contra la pared del recinto de ensayo, formando un talud de material simplemente vertido cuyo modelo digital fue obtenido posteriormente a partir de los datos registrados. Esta metodología de ensayo (procedimiento 2) permitió disponer de un mayor número de medidas y situar el material en una disposición similar a la de las campañas de ensayos.

La primera conclusión a extraer está relacionada con la elevada dispersión en los resultados obtenidos. En los primeros ensayos de caracterización, realizados con anterioridad a la campaña de calibración y análisis de daños mediante el procedimiento 1, las desviaciones típicas obtenidas en los ensayos (Tabla 46 y Tabla 47) de los materiales M2 y M3 han sido 3,0° y 0,7°, siendo sus valores medios 40,4° y 42,8°, respectivamente.

Posteriormente, los ensayos del ángulo de rozamiento al reposo realizados mediante el procedimiento 2, con un gran número de secciones transversales y, por lo tanto, una amplia muestra de datos en cada puesta de material consiguieron reducir las desviaciones típicas con respecto al método de ensayo inicial. Sin embargo, al comparar los resultados de los valores medios obtenidos en cada una de las repeticiones de los ensayos de un mismo material, se ha obtenido de nuevo una dispersión apreciable. En este último caso, los resultados de las

desviaciones ascienden a $1,1^\circ$; $0,6^\circ$ y $0,3^\circ$, para los materiales de 12,6 mm; 35,0 mm y 45,5 mm de tamaño D_{50} , con valores promedio de $36,9^\circ$; $42,0^\circ$ y $41,7^\circ$, respectivamente.

Otra conclusión interesante está relacionada con la variación de los resultados en función del procedimiento de ensayo. Así, en valores promedio, el material M2, de tamaño D_{50} 35,0 mm, tiene un ángulo de rozamiento de $40,4^\circ$ según el procedimiento 1 y $42,0^\circ$ según el procedimiento 2. La diferencia es de $1,6^\circ$. En el caso del material M3, de tamaño D_{50} 45,5 mm, el ángulo de rozamiento medio es de $42,8^\circ$ según el procedimiento 1 y $41,7^\circ$ según el procedimiento 2, lo que supone una diferencia de $0,9^\circ$.

La elevada dispersión registrada en cada tipo de ensayo y la dependencia del resultado del procedimiento de ensayo en un parámetro tan importante para el estudio de la estabilidad en masa de un material granular no cohesivo como es su ángulo de rozamiento, incluso en ensayos en condiciones de laboratorio, deben ser tenidas en cuenta en el planteamiento y aplicación de la metodología propuesta. Esta circunstancia, cuya relevancia es aún mayor en los casos reales, donde existe una mayor incertidumbre en las características, homogeneidad y control de calidad de los materiales, debe ser considerada a la hora de ponderar los resultados de los cálculos y de adoptar criterios de diseño siempre del lado de la seguridad con un enfoque probabilista.

5.2.2 Calibración y análisis de daños.

5.2.2.1 Conclusiones particulares.

La campaña de ensayos ha permitido analizar el comportamiento de 6 configuraciones geométricas distintas de protección. Se han mantenido invariables los materiales utilizados y la variable del ancho de berma (B) de tal forma que las conclusiones se centran en el análisis del efecto sobre la estabilidad del conjunto presa-repié de la altura de protección y de su talud. Se ha considerado el caso de la presa sin protección como caso de referencia para establecer un marco de comparación entre el comportamiento de la presa frente al deslizamiento en masa, con y sin protección.

Como paso previo al análisis, resulta conveniente recordar algunos conceptos, a saber, el camino de rotura, el caudal de incubación y la fragilidad de la presa (Campos, Morán et al. 2011), que apoyen la justificación de las conclusiones obtenidas. Según lo representado en la Figura 226, se define:

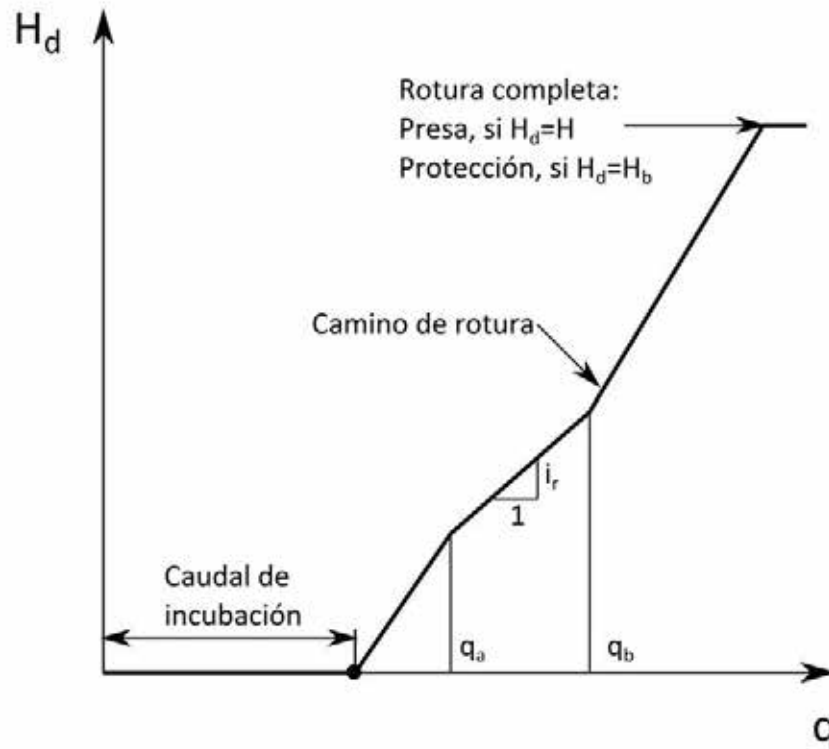


Figura 226. Esquema conceptual del caudal de incubación y del camino de rotura de un talud inestable

- En primer lugar, el concepto de **camino de rotura**, entendido como la relación entre el caudal unitario (q) de percolación que circula a través de la presa y repié con la altura de daños máxima (H_d) observada, adimensionalizada respecto a la altura de la presa.
- En segundo lugar, el **caudal de incubación** (q_o), definido como el mínimo caudal a partir del cual se producen daños en el pie del talud sometido a percolación. Por debajo de este caudal se puede considerar que el talud no sufre daños, con los criterios establecidos en el capítulo 3.5.3.1 de la metodología.
- Finalmente, basado en el índice global denominado **fragilidad de la presa** definido por Campos, Morán et al. como la relación entre el caudal de rotura y el caudal de incubación, se ha añadido el concepto de **fragilidad local** (i_r), entendido como la pendiente del camino de rotura en un cierto tramo de caudal (tramo entre q_a y q_b en la Figura 226) no condicionados por las condiciones de inicio y rotura del talud. Las pendientes más elevadas reflejan una mayor vulnerabilidad del tramo considerado, al suponer una mayor velocidad de avance de la rotura.

Analizando la evolución de los caminos de rotura y los caudales de incubación, representados en la Figura 153, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

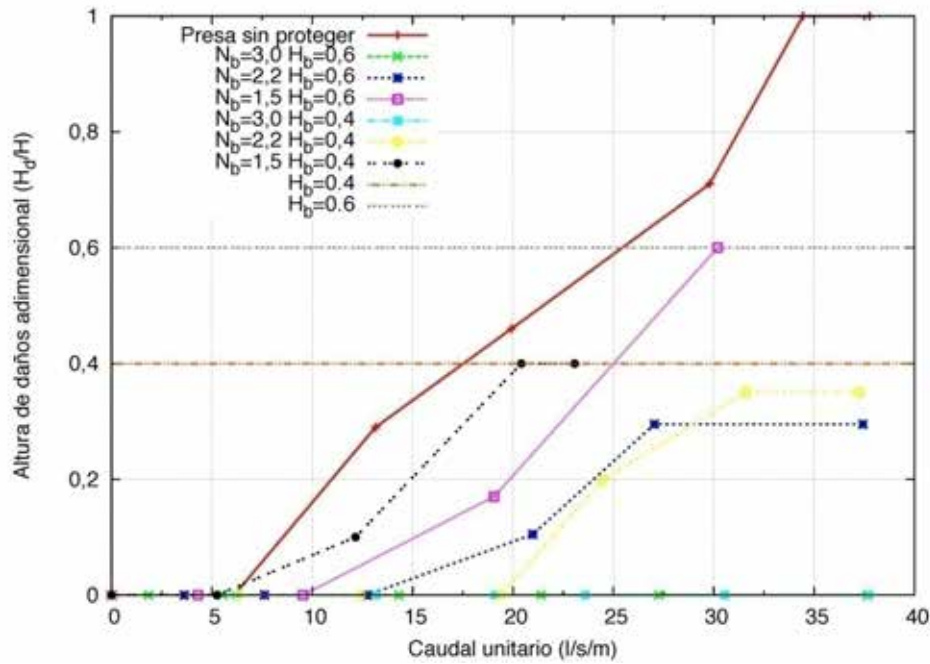


Figura 153. Altura de daños observada en cada una de las protecciones ensayadas en modelo físico.

- a. La protección menos eficaz entre todas las ensayadas (señalada en la figura como $N_b=1,5$, $H_b=0,4$, línea negra) permite evitar daños que, en la presa sin proteger, provocarían un deslizamiento en masa de algo más del 50% de su altura. Por lo tanto, incluso las protecciones menos efectivas provocan un notable incremento de seguridad en la presa.
- b. Realizando un análisis del efecto de la altura de la protección (H_b) sobre los daños provocados, se puede resaltar lo siguiente:
 - Para el talud 1,5, la eficacia de la protección aumenta ligeramente al aumentar la altura del repié.
 - Para el talud 2,2, la eficacia entre las dos alturas es muy similar e incluso en los caudales cercanos a la rotura, resulta más eficaz la protección de altura menor.
 - Para el talud 3,0, la eficacia es total independientemente de la altura del repié.
- c. Si se analiza el efecto del talud de la protección (N_b) sobre los daños provocados se observa que:
 - El talud 1,5 resulta claramente inestable, con caudales de incubación bajos en ambas alturas y con una rápida evolución hacia la rotura completa.
 - En el extremo opuesto, el talud 3,0 resulta estable en los casos ensayados.
 - Por su parte, la protección con talud 2,2 resulta inestable, pero la altura máxima de los daños producidos con los caudales manejados es inferior a la del talud 1,5.
 - Con altura de protección del 40% de la altura de la presa, el comportamiento mejora ostensiblemente al aumentar el talud de aguas abajo. En el caso extremo,

- con un talud claramente estable ($N_b=3,0$, línea turquesa), no se llegan a producir daños observables en la protección, con los máximos caudales unitarios disponibles en la instalación en el momento de ejecución del ensayo (37 l/s/m, aproximadamente). Con el talud intermedio ($N_b=2,2$, línea amarilla) se observan daños importantes en la protección, casi hasta la altura de la berma, pero la presa queda intacta. Para este caudal, la presa sin protección sufriría la rotura completa del espaldón.
- Con altura de protección del 60% de la altura de la presa, el comportamiento es cualitativamente similar al de la altura del 40%. Con el talud más estricto ($N_b=1,5$, línea violeta) se produce la rotura completa de la protección con un caudal que provocaría el deslizamiento del 70% de la altura de la presa. Con el talud intermedio ($N_b=2,2$, línea azul oscuro) se rompe la protección hasta la mitad de su altura, mientras que en el caso de talud suave ($N_b=3,0$, línea verde) no se produce ningún tipo de daño con los caudales disponibles.
- d. El análisis del camino de rotura, que representa la evolución de los daños a medida que se incrementan los caudales, indica que:
- a. Observando la fragilidad local, representativa de la vulnerabilidad de la protección entre cada dos escalones de caudal, se puede apreciar una cierta gradación entre las tres pendientes del camino de rotura correspondientes a cada uno de los taludes de la protección. Como es natural, la pendiente del camino de rotura en el caso de talud 1,5⁸ es más acusada, con valores medios de 0,028 s/l entre ambas protecciones y con la correspondiente al talud de la presa no protegida (N), también de talud 1,5 con valores de fragilidad de 0,025 s/l. En los casos de talud 2,2 el comportamiento resulta cualitativamente diferente, con dos tramos claramente diferenciados. El primero, con valores en s/l de 0,031 ($H_b=0,6$) y 0,021 ($H_b=0,4$) en los tramos aislados, y el segundo, con pendiente nula hasta el caudal máximo disponible, que supone una estabilización intermedia en el proceso de rotura. El valor promediado de la fragilidad en este caso sería 0,015 s/l ($H_b=0,6$) y 0,020 s/l ($H_b=0,4$). El talud 3 tiene fragilidad cero, correspondiente a una protección completamente estable en el rango de caudales manejado en los ensayos.
 - b. Por el tipo de alimentación del ensayo, a partir de escalones de caudal prefijados hasta llegar a un estadio estacionario, el caudal de incubación quedará acotado

⁸ En los casos de talud 1,5 no hay tramos aislados entre caudales intermedios por lo que se ha considerado la pendiente media entre el caudal de incubación y el de rotura.

entre el caudal que produce los primeros daños observables sobre el talud y el caudal inmediatamente anterior (análogamente sucede en el caso del caudal de rotura). En este análisis se ha adoptado el criterio de considerar como caudal de incubación el máximo caudal ensayado que no produce daños observables en el talud. De esta forma, si se extraen los datos correspondientes a los distintos caudales de incubación que aparecen reflejados en la Figura 153 se obtiene la Tabla 64:

Caso	q_0 (l/s/m)	q_0/q_{0p}
Presa sin proteger	6,11	1
$N_b=3,0$ $H_b=0,6$	> 37,65	> 6.2
$N_b=2,2$ $H_b=0,6$	12,74	2.1
$N_b=1,5$ $H_b=0,6$	19,06	3.1
$N_b=3,0$ $H_b=0,4$	> 37,73	> 6.2
$N_b=2,2$ $H_b=0,4$	19,40	3.2
$N_b=1,5$ $H_b=0,4$	12,15	2.0

Tabla 64. Caudales de incubación de la campaña de calibración y análisis de daños siendo q_{0p} el caudal de incubación de la presa y q_0 el de la protección.

Los resultados de los caudales de incubación ponen de manifiesto una gran diferencia de comportamiento entre la presa sin proteger (caudal de incubación q_{0p}) y la protección (caudal de incubación q_0). La relación de caudales de incubación entre ambas, representada en la tercera columna de la tabla, está entre 2,0 y 3,2 para taludes 1,5 y 2,2 y es superior a 6 para el talud 3.

e. Otras conclusiones.

- a. Niveles de daño. Por su propia definición, los niveles de daño conllevan una cierta carga de subjetividad por parte del observador que realiza el ensayo, aunque su análisis puede resultar interesante para estudiar el comportamiento de la protección. El nivel de daño 1, en el que sólo se producen movimientos de partículas sueltas sobre el talud exterior, refleja un daño típico provocado por el arrastre de partículas sueltas sobre la superficie del talud original que han quedado en un estado de equilibrio precario al colocar el material de ensayo, por lo que podría asumirse que las protecciones que no superan este nivel de daño son estables frente al deslizamiento. Este nivel de daño no se supera en ninguno de los casos ensayados con talud de protección 3,0. En los casos con taludes de protección 1,5 y 2,2 se supera el nivel 1, producen por tanto deslizamientos o erosiones, con diferente avance en la rotura en cada uno de ellos, para las distintas alturas de protección. Otro aspecto a resaltar, que se pone de

manifiesto al comparar el caso de referencia de presa sin protección con el resto es que, en todas las protecciones ensayadas, los caudales en que se alcanzan los distintos niveles de daño provocan una mejora sustancial en la estabilidad del conjunto, especialmente a partir del talud 2,2.

- b. Presiones en la base de la protección. Las presiones desarrolladas en el espaldón resultan determinantes para evaluar la estabilidad de la protección. Su representación se incluye desde la Figura 156 hasta la Figura 162. La conclusión más relevante es que los taludes de protección que han resultado estables lo han sido en condiciones de saturación completa del talud. Por el contrario, el talud 1,5, se ha comportado de forma inestable, con unas presiones intersticiales muy inferiores a las desarrolladas en las protecciones de talud superior. El talud 2,2 ha desarrollado presiones elevadas, cercanas a la saturación, pero con un comportamiento inestable, con presencia de deslizamientos provocadas por dichas presiones.
- c. Eficiencia de la protección. Un determinado nivel de protección para cierto caudal de percolación se puede conseguir a partir de diferentes combinaciones de talud-altura del repi -anchura de berma. Como se justifica en 5.1.4 la anchura de la berma óptima es la mínima que garantice una correcta compactación del repi , por lo que es uno de los parámetros que se puede eliminar en el análisis de su eficiencia. En los ensayos experimentales, dependiendo del nivel de daño admisible y del caudal de diseño, se puede optar por distintas combinaciones de ambas variables. Si adoptamos como criterio que la protección no sufra daños relevantes (nivel 2) para un caudal que sature la protección, la solución más económica, considerando únicamente el material utilizado en la protección (Tabla 65), es la de altura 0,4 m (40% de la altura de la presa) y talud 3,0.

	$N_b=1,5$	$N_b=2,2$	$N_b=3,0$
$H_b=0,4$ m	0,05	0,08	0,12
$H_b=0,6$ m	0,07	0,14	0,23

Tabla 65. Relación entre la sección transversal de la protección y la de la presa ($S^* = S_b/S$)

5.2.2.2 Conclusión general.

La conclusión más importante que resulta de la campaña es la comprobación experimental de la efectividad de la protección en repi  para estabilizar el deslizamiento provocado por percolaciones del talud de un espaldón de material granular. Si el material de la protección no es susceptible de sufrir arrastre, el repi  permanece estable incluso con presiones intersticiales

cercanas a la presión hidrostática por lo que los caudales de protección pueden llegar a saturar por completo el repié sin registrarse daños significativos. Por lo tanto, si se consigue evitar la erosión interna y el arrastre de las partículas que lo componen, la protección podría suponer una estabilización del pie de la presa en fenómenos de percolación. La estabilización del conjunto requiere comprobar que, con el caudal de diseño una vez añadida la protección en repié, el talud de la presa que queda al descubierto, por encima de ella, no desarrolla presiones intersticiales que puedan desestabilizar localmente esa zona.

De acuerdo con lo anterior, desde el punto de vista del deslizamiento en masa, el criterio de diseño más conveniente para dimensionar la protección en repié será aquel que asegure su estabilidad en la hipótesis de campo de presiones intersticiales crítico o, en otras palabras, en condiciones de saturación completa de la protección.

5.2.3 Validación de la formulación del talud crítico.

La campaña experimental buscó validar la formulación teórica que sirve para definir el talud crítico de un material granular no cohesivo que asegura la estabilidad en estado de saturación completa. Esta formulación, una vez validada, fue integrada dentro de la metodología de diseño como fórmula de dimensionamiento del talud de la protección (N_b). Como se ha indicado a lo largo del trabajo, esta variable constituye un parámetro fundamental en el diseño de la protección por lo que este estudio resulta de gran relevancia para las conclusiones de la investigación.

5.2.3.1 Predominio de los mecanismos de rotura.

La discriminación del mecanismo de rotura, entre arrastre y deslizamiento en masa, resulta necesaria para analizar las medidas de protección requeridas para evitar su desarrollo en cada caso. En el estado del arte existen referencias sobre las investigaciones realizadas dentro del proyecto XPRES acerca de esta temática. De acuerdo con los criterios y metodología de análisis seguidos en dicha investigación, se pueden extraer conclusiones útiles para aislar los resultados del grado de avance de la rotura provocados por el deslizamiento en masa.

Efecto del caudal unitario.

Los resultados de la Fase 1 indican que, con independencia del tipo de material, existe un umbral de caudales por debajo del cual existe un predominio fundamental del deslizamiento en masa siempre que el talud resulte inestable. Ello se traduce en una dependencia principal del talud en el grado de avance de la rotura de cada material. En el material más fino (M1) se observa esta

dependencia en los caudales de 6,7 y 10,0 l/s/m (Figura 191). Con el caudal de 13,3 l/s/m la evolución no sigue el mismo patrón.

En el material de mayor tamaño (M2), con caudales de 10,0; 13,0; 16,7 l/s/m y, de una forma algo menos acusada, de 20 l/s/m (Figura 193), se observa una evolución con un patrón similar a medida que se varía el talud. En la figura se puede comprobar que, en los ensayos de este material, con caudales superiores a 20 l/s/m, la evolución del grado de avance de la rotura es distinta. Así, con caudal de 23,3 l/s/m se observa una influencia menor del talud y cuando éste aumenta a 26,7, se produce la rotura completa independientemente del talud de ensayo: el predominio del fenómeno de arrastre es prácticamente total.

Por lo tanto, en ambos casos se comprueba la diferencia de comportamiento, representativa de la variación gradual de la influencia de la erosión a partir del caudal que inicia el arrastre de las piedras. En este trabajo, en la que el análisis se centra en el deslizamiento en masa, se consideran las series que quedan por debajo de los umbrales descritos en este apartado.

Efecto del talud del material.

En el punto anterior se ha establecido que, a partir de un cierto umbral en el caudal unitario de alimentación, el mecanismo de arrastre coexiste con el mecanismo del deslizamiento en masa. Si se fija un determinado caudal de alimentación por encima del umbral de erosión, se ha observado una diferencia de la influencia de cada mecanismo de rotura en función del talud ensayado. De cara a profundizar en este análisis, se ha seleccionado un caso experimental, considerado como paradigmático del mecanismo de rotura por arrastre. Para ello, se ha modelado numéricamente la filtración con ley de resistencia parabólica, a partir de la formulación de Ergun. La modelación se ha realizado en 3 dimensiones a partir de los modelos digitales de la superficie de rotura medida con el perfilómetro láser. El caso modelado pertenece a los ensayos realizados en canal de 60 cm de anchura con un escalón de caudal que ha provocado un elevado avance de la rotura. El caso seleccionado tiene un talud 2,6. La geometría modelada se representa en la Figura 227.

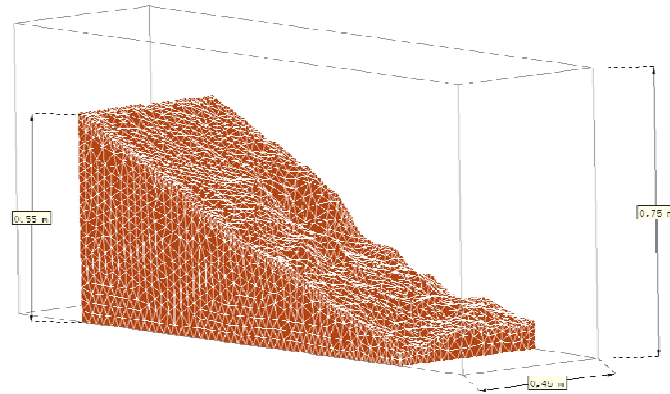


Figura 227. Geometrías del modelo de filtración 3D utilizado.

Como se ha indicado, se ha seleccionado un caudal de filtración elevado (14 l/s), lo que en una anchura de 60 cm equivale a un caudal unitario de 23,3 l/s/m, superior al umbral de erosión observado en los ensayos.

El cálculo de los caudales unitarios se ha realizado subdividiendo longitudinalmente el canal en varios tramos de 5 cm de anchura en cuya sección se han integrado los valores de la componente longitudinal de la velocidad (Figura 228).

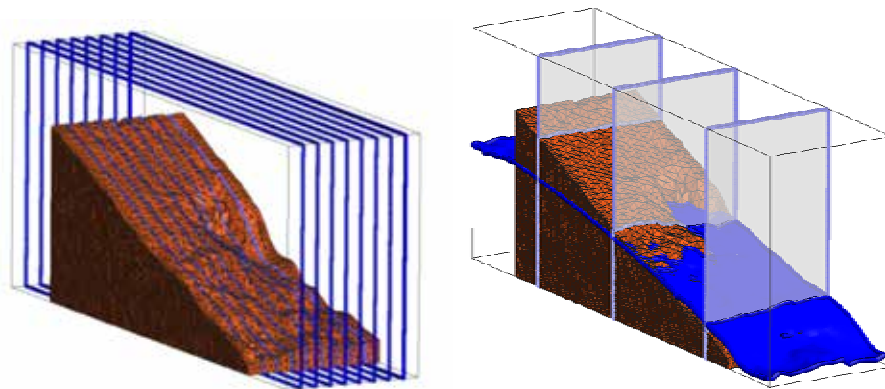


Figura 228. Izquierda: división longitudinal del canal en tramos donde se ha obtenido el caudal unitario de filtración. Derecha: secciones transversales en las que se ha obtenido la distribución del caudal unitario de filtración.

En los resultados obtenidos se observa (Figura 229) la desviación de los vectores de velocidad en el canal de erosión más desarrollado (zona izquierda del canal, en el sentido de avance del agua), concentrándose el caudal de filtración en su interior.

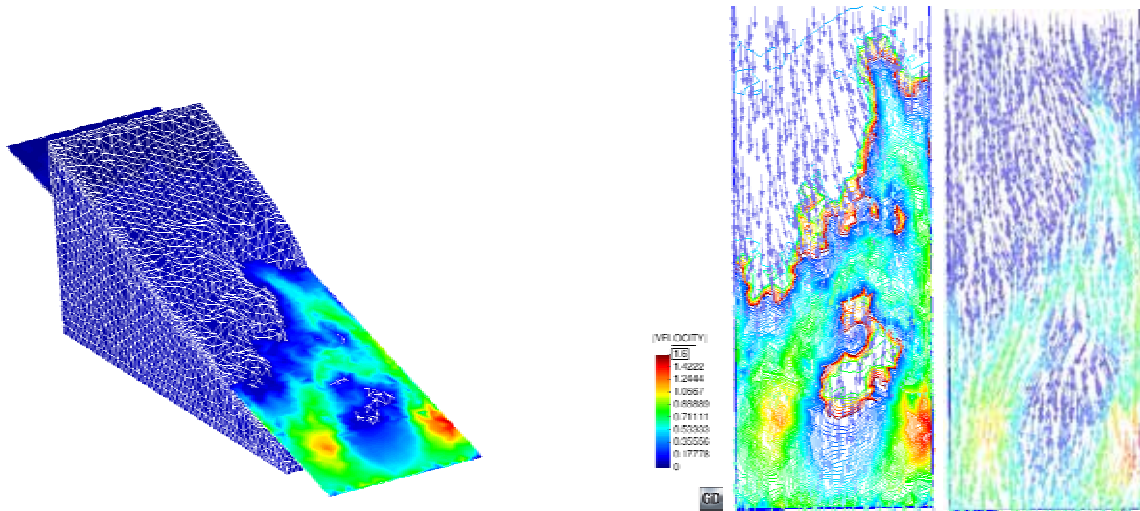


Figura 229. Representación de los módulos de velocidad en la filtración y vistas en planta de los vectores de velocidad.

En la Figura 230 se representan los caudales que circulan por cada rebanada longitudinal de canal (Q_i) en relación con el caudal total de alimentación (Q). Comparando la sección de aguas arriba con la intermedia, situada en la zona del canal de erosión, se observa la distorsión producida en la distribución de caudales, concentrada de forma clara en la zona de la sección que ha sufrido mayores daños que coincide con el canal de erosión. Por el contrario, la distribución de caudal en la sección de aguas arriba es sensiblemente uniforme pudiéndose asimilar al concepto de caudal unitario manejado en los casos bidimensionales.

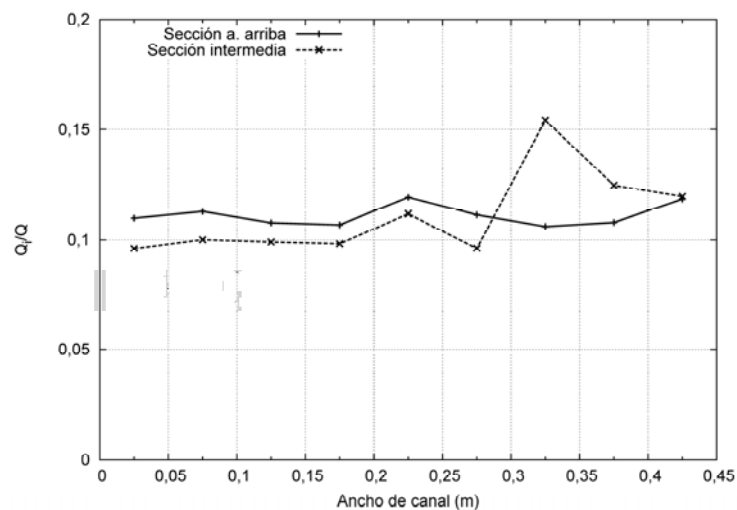


Figura 230. Distribución del caudal en el modelo numérico de rotura por erosión.

Los resultados de este análisis permiten extraer algunas conclusiones:

- a. La distribución de la rotura afecta a la distribución del caudal que circula por el medio de filtración, produciéndose una concentración de caudal en las zonas donde se desarrollan brechas o canales de erosión, hipótesis ya planteada por Toledo en estudios anteriores

(Toledo 2004). Por lo tanto, en el caso de la rotura por erosión, el concepto de caudal unitario queda distorsionado, al no estar el caudal distribuido uniformemente a lo largo de la sección transversal estudiada.

- b. El mecanismo de erosión provoca en el interior de la brecha de rotura, de forma local, un incremento de gradientes y por lo tanto de las velocidades de filtración que concentran aún más el fenómeno del arrastre del material en el canal de erosión.
- c. Como consecuencia directa de lo anterior, el estudio de la filtración en medios granulares con predominio de la erosión requiere modelos de filtración tridimensionales.

5.2.3.2 Evolución del grado de avance de la rotura.

No se ha observado una diferencia sustancial entre los resultados obtenidos mediante los distintos criterios de medición del avance de la rotura, por lo que se ha adoptado por manejar en el análisis el criterio de medida del avance máximo de la rotura.

Con los resultados de los ensayos realizados en los dos materiales disponibles, considerando los caudales inferiores al umbral de erosión, se pueden extraer conclusiones útiles respecto de la evolución de la rotura. En primer lugar, en la Figura 231, se observa un patrón en la evolución asimilable a una curva con un punto de inflexión intermedio. De esta forma, se produce un tramo de descenso rápido en el grado de avance correspondiente a taludes de gran inestabilidad, cercanos al talud natural del material ($1/\text{tg}(\Phi)$) definido por su ángulo de rozamiento al reposo. A medida que aumenta el talud, la evolución del grado de avance se suaviza hasta taludes cercanos al talud crítico, zona en que el avance de la rotura vuelve a disminuir de forma brusca. En la figura se han realizado ajustes mediante polinomios de tercer grado que se adaptan a la evolución observada en los ensayos.

Por lo tanto, la conclusión principal a extraer es que la evolución de la rotura por deslizamiento sigue una tendencia coherente con la hipótesis realizada sobre el talud crítico teórico. En la Fase 2, en un canal de mayor anchura, se ha ensayado experimentalmente con mayor detalle el valor del talud crítico que mantiene la estabilidad y que ha de ser el punto de confluencia de la evolución de la rotura para cualquier caudal unitario por debajo del caudal de erosión.

Resulta interesante analizar la evolución del grado de avance en taludes cercanos al talud natural, correspondiente al ángulo de rozamiento al reposo, al ser éste el mínimo talud que consigue ser estable en ausencia de presiones intersticiales. Desde un punto de vista teórico, la evolución del grado de avance de la rotura, independientemente del caudal, debería tender a 1 en el talud natural, al ser este valor un mínimo teórico que resulta inestable por propia definición. En los

ensayos, esta circunstancia no se ha producido. El motivo que puede provocar esta incoherencia puede estar relacionado con las labores de perfilado de los taludes de ensayo durante su montaje, necesarias para homogeneizar su superficie exterior, que pueden provocar de forma indirecta una compactación superficial que a su vez permita alcanzar taludes inferiores al correspondiente con el ángulo de rozamiento al reposo del material simplemente vertido.

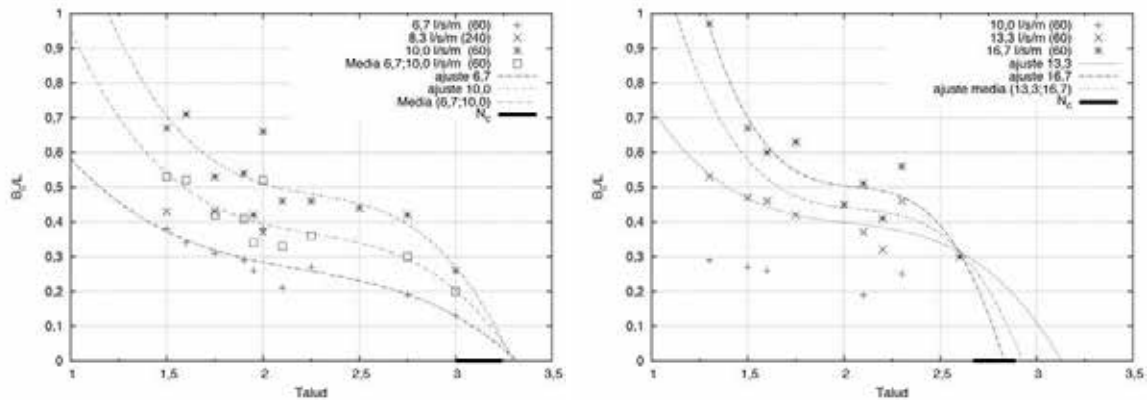


Figura 231. Evolución del grado de avance de la rotura con caudales por debajo del umbral de erosión. Izquierda: material M1. Derecha: material M2.

5.2.3.3 Caracterización experimental del talud crítico (N_{ce}).

Tras el análisis de la campaña experimental se pueden extraer las siguientes conclusiones de cara a la validación de la formulación teórica del talud crítico:

1. Los resultados que arroja la fórmula en la hipótesis de equilibrio estricto ($F=1$), considerando únicamente los valores medios de los ángulos de rozamiento, son coherentes con los experimentos al observarse la estabilidad en distintas secciones del talud con todos los caudales ensayados. En los escalones de caudales superiores, cercanos ya a la rotura completa del talud, los perfiles transversales de verificación han sido tomados fuera de la zona de afección de los canales de erosión. Las presiones intersticiales a las que se ha visto sometido el pie de presa en estos casos han sido máximas y, a pesar de ello, se han localizado secciones transversales del talud en las que resulta inapreciable cualquier tipo de rotura (Figura 232 y Figura 233). En las figuras se representa con una línea vertical la coordenada Y del punto de corte entre la línea de saturación y la superficie externa del talud. Esta coordenada delimita la zona del talud que ha sido saturada (derecha) de la no saturada (izquierda) para los distintos caudales unitarios manejados.

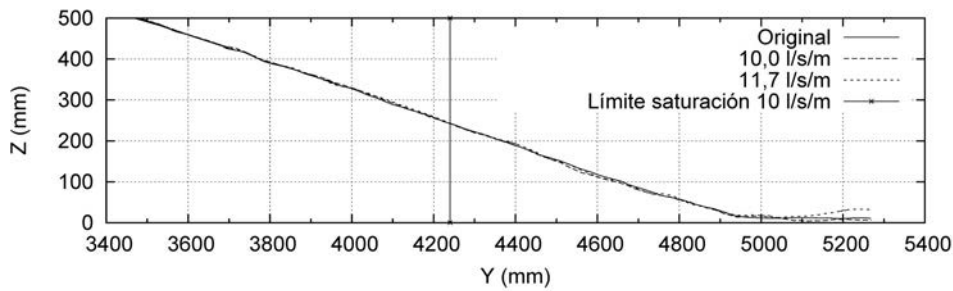


Figura 232. Perfil transversal de la superficie del talud fuera de la zona de influencia de los canales de erosión (caudales 10,0 y 11,7 l/s/m). Talud de ensayo correspondiente al valor crítico teórico del material M1 (3,1).

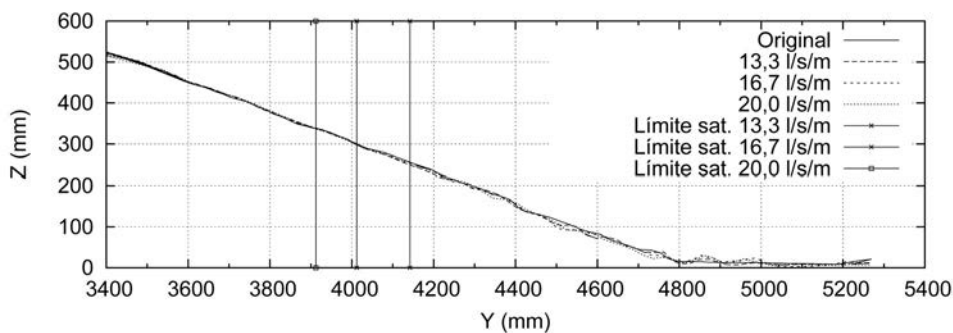


Figura 233. Perfil transversal de la superficie del talud fuera de la zona de influencia de los canales de erosión (caudales 13,3; 16,7 y 20,0 l/s/m). Talud de ensayo correspondiente al valor crítico teórico del material M2 (2,8).

2. La metodología de esta fase de la campaña experimental ha restringido el rango de taludes a valores muy próximos al del talud crítico teórico de cada material. En este intervalo tan estrecho y relativamente próximo a la zona de equilibrio estricto, no se observan cambios de comportamiento evidentes desde un punto de vista objetivo entre los distintos taludes. Así, la comparación entre los distintos perfiles transversales de verificación no arroja en ningún caso diferencias superiores al del tamaño medio de la piedra, lo que parece indicar que los movimientos detectados no afectan de forma clara a varias capas de piedra sino a piedras aisladas situadas originalmente sobre la superficie del talud (Figura 234). En este caso se podría concluir que en ninguno de los ensayos realizado se han obtenido evidencias de que se haya producido un deslizamiento en masa.

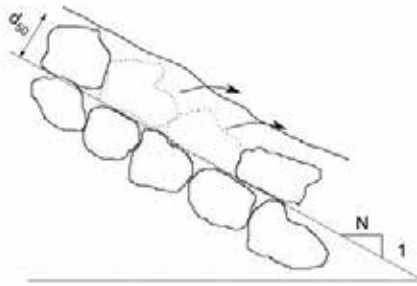


Figura 234. Esquema de rotura por salida de piedras aisladas situadas en la superficie del talud

3. Al comparar los ensayos realizados en el recinto de 60 cm de anchura (Fase 1) con los realizados en el recinto de 132 cm (Fase 2) se observan diferencias en los resultados debidos fundamentalmente al tipo de criterio de medida del grado de avance de la rotura. En la mayoría de los ensayos realizados en el canal más ancho, los canales de erosión formados no afectan a la superficie del talud completo, de forma que con esta relación ancho-alto y este tipo de material, es posible disponer de zonas donde el material puede quedar intacto, habiendo estado sometido a presiones intersticiales y gradientes hidráulicos máximos.
4. La formulación teórica utiliza una hipótesis de presiones intersticiales estáticas máximas, al considerar que en cada punto del pie del talud se desarrollan presiones hidrostáticas. Por lo tanto, la fórmula, quedaría del lado de la seguridad, como parece quedar confirmado por los ensayos experimentales realizados.
5. La erosión por arrastre y el deslizamiento son mecanismos acoplados y con dependencia directa, en mayor o menor medida, del talud externo, entre otros factores. Por lo tanto, aunque el predominio de estos mecanismos sea diferente en función del talud y del caudal unitario existente en cada caso, se trata de mecanismos que actúan en todo momento de forma conjunta y que, por lo tanto, requieren para su análisis modelos numéricos que consideren ambos efectos. Desde un punto de vista constructivo es posible soslayar esta complejidad diseñando el repié de protección para que, de forma separada, sea capaz de resistir ambos mecanismos de rotura. Así, si queda asegurada la estabilidad al arrastre de la capa superficial del talud, únicamente será necesario asegurar la estabilidad en masa del material que forma el cuerpo del repié.

5.2.3.4 Conclusión.

Los resultados obtenidos en la campaña han resultado coherentes con la formulación teórica que será la base para el dimensionamiento del talud de la protección (N_b). La validación realizada en la campaña está sujeta a una posible ampliación en futuras investigaciones para disponer de resultados obtenidos a partir de materiales no erosionables, con ensayos a mayor escala, que aporten información adicional sobre el efecto de escala existente en el fenómeno. Los caudales considerados en el análisis han sido los comprendidos entre el caudal de incubación y el caudal de rotura como ya fue justificado en 3.5.3.2.

A modo de resumen, la Figura 235 muestra el resultado global de todos los ensayos de la Fase 1, realizados en el canal de ensayo de 60 cm de anchura, expresados de forma adimensional. En ella se resalta en rojo la envolvente de los resultados del grado de avance de la rotura en función del talud referidos al talud crítico teórico mediante la relación N/N_c .

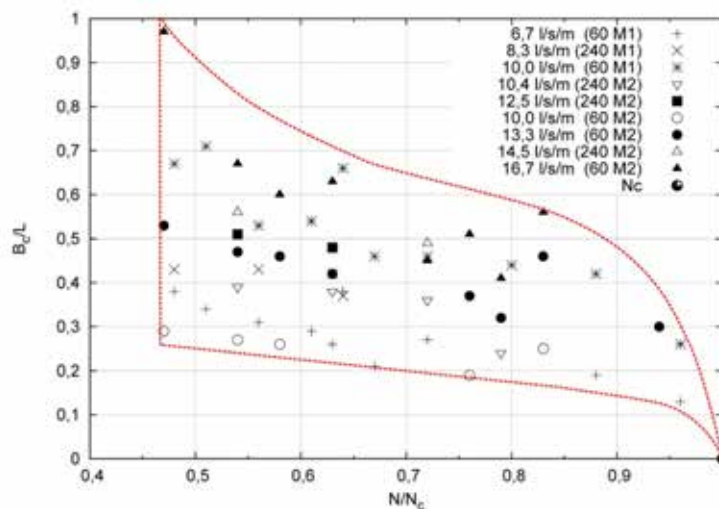


Figura 235. Envolturas de los resultados de la campaña de validación de la formulación del talud crítico.

Los resultados recogidos en la Figura 235 indican una evolución en el grado de avance de la rotura que resulta compatible con la hipótesis realizada sobre el talud crítico teórico, mostrando, en primer lugar, una reducción del grado de avance a medida que el talud de ensayo se aproxima al talud crítico y, en segundo lugar, una convergencia en la evolución los valores obtenidos para los distintos caudales unitarios al aproximarse el talud de ensayo al talud crítico teórico.

Los resultados obtenidos en la Fase 2 validan la aplicación de la formulación teórica propuesta al confirmarse que los taludes ensayados dentro de los intervalos teóricos obtenidos según esta expresión: [3,00; 3,24] en el caso del material M1 ($D_{50} = 12,6$ mm) y [2,67; 2,89] en el caso del

material M2 ($D_{50} = 35,0$ mm) (ver justificación en 4.2.3.1), resultan estables de acuerdo a los criterios definidos en la campaña.

Finalmente, resulta conveniente reseñar que, dentro de la campaña de calibración y análisis de daños, se han llevado a cabo ensayos con materiales que no resultan susceptibles de sufrir arrastre, con los caudales unitarios manejados en el laboratorio. Este es el caso del material denominado como E_b en dicha campaña. Este material no fue utilizado en la campaña de validación debido a la escala de ensayo, optándose por manejar materiales de un tamaño medio inferior. Analizando los resultados obtenidos en los ensayos con este material, se pueden extraer conclusiones sobre su adaptación a la formulación teórica propuesta. Según ésta (Ec. 31), con las características del material E_b (ángulo de rozamiento medio de $42,8^\circ$ y peso específico saturado de $19,0 \text{ KN/m}^3$), el talud crítico teórico correspondiente es 2,7. En la Figura 153 y en el montaje de la Foto 35, compuesto a su vez por fotografías tomadas de los ensayos con protección de talud 3 a distintas alturas, su comportamiento es estable y no se produce arrastre debido al tamaño medio de la piedra que lo forma ($D_{50} = 45,5$ mm).



Foto 35. Vista del comportamiento estable del material de protección E_b , con talud 3,0 para alturas de repié de $0,40 \cdot H$ (izquierda) y $0,60 \cdot H$ (derecha).

En cambio, no ocurre lo mismo con el talud 2,2 (inferior al mencionado talud 2,7) donde se producen deslizamientos que, si bien no llegan a romper por completo la protección, producen daños en ella según queda indicado en la representación de la altura de daños de la Figura 153. Por lo tanto, los resultados que se obtienen en estos casos resultan también coherentes con la formulación teórica que se pretende validar.

Por todo lo anterior, se considera probado que la fórmula teórica propuesta para dimensionar el talud de la protección permite garantizar la estabilidad frente al deslizamiento en masa provocado por la percolación de un cierto caudal a su través, en la hipótesis de que el valor de este caudal sea inferior al del caudal de saturación completa del repié.

5.3. Resumen de las conclusiones.

La investigación realizada mediante la combinación de técnicas numéricas y experimentales confirma la efectividad de los repiés de escollera como método de protección frente al deslizamiento en masa provocado por percolaciones accidentales en presas de materiales sueltos zonificadas, con espaldón de aguas abajo de alta permeabilidad. De cara al dimensionamiento de la protección en repié, las características del material que lo forman y la zonificación interna quedan supeditadas a evitar eventuales procesos de erosión interna y arrastre de las partículas que lo componen. Sus dimensiones y geometría externa, esto es, el ancho de la berma superior, el talud de aguas abajo y la altura del repié, vienen condicionados fundamentalmente por criterios constructivos y por la necesidad de asegurar la estabilidad en masa del conjunto para un caudal de percolación de diseño, que se considera como dato de partida, y que ha de ser determinado *a priori*.

El talud del repié de protección (N_b), depende básicamente del material que lo forma, especialmente de su ángulo de rozamiento interno. Con el criterio de diseño adoptado, el talud resulta independiente del caudal elegido para su dimensionamiento. El ángulo de rozamiento del material es, por este motivo, un parámetro crítico en el diseño si bien resulta difícil de caracterizar con precisión, habiéndose observado una dispersión elevada en su medición, circunstancia que ha de ser tenida en cuenta en el dimensionamiento. El cálculo del talud de la protección puede ser llevado a cabo mediante la formulación teórica propuesta por Toledo, que ha sido validada experimentalmente dentro de este trabajo.

La altura de la protección (H_b) queda determinada fundamentalmente por el caudal de diseño y por la permeabilidad de los materiales del conjunto presa-protección. El valor de la altura del repié se define a partir de los resultados de los modelos de filtración en el conjunto presa protección. La anchura de la berma superior del repié (B) debe ser la mínima compatible con los condicionantes constructivos que aseguren la adecuada compactación del repié en toda su altura.

Es conveniente destacar que, entre los tres parámetros de dimensionamiento, el talud de la protección juega un papel prioritario de cara a la estabilidad. Así, la adopción de un talud inestable será inadmisibles para cualquier caudal de percolación, mientras que un error de cálculo en los dos parámetros restantes, altura y anchura de berma, sólo producirán inestabilidad a partir de un cierto caudal, asegurando la estabilidad por debajo de ese valor.

La metodología de diseño que se incluye en el apartado 6 establece los criterios de dimensionamiento de este tipo de protecciones.

Procedimiento de diseño de
las protecciones tipo repié

6. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE LAS PROTECCIONES TIPO REPI .

6.1. Introducción.

El procedimiento de diseño propuesto pretende ser aplicable a protecciones de presas con espaldón de aguas abajo de escollera que, de forma accidental (por pequeños sobrevvertidos, erosión interna del núcleo impermeable, u otro tipo de anomalía en el elemento impermeable o en el cimient), se vean sometidas a un fenómeno de percolación de caudales anormalmente elevados. Esta percolación provoca la circulación de agua a través del espaldón de la presa, hacia aguas abajo, con la salida del mismo por el pie de presa, en la zona inferior de la cerrada. Se asume que la escollera que forma la presa es un material granular, no cohesivo, isotópico, con valores de permeabilidad típicamente elevados, en el que la filtración queda gobernada por una ley de resistencia parabólica. El límite superior del caudal de diseño en este tipo de protecciones queda fijado en aqu el que llegue a saturar por completo el espaldón de la presa a proteger, con circulación rasante de caudal paralelamente al talud de la presa a lo largo de toda su superficie exterior.

Las protecciones se sitúan en el pie de la presa a proteger, en forma de repi , y están formadas por un material de tipo escollera, especialmente seleccionado para evitar la erosión interna en el conjunto presa-protección y el arrastre de las piedras que queden sobre el talud exterior del repi .

El cumplimiento de estos requisitos, necesarios para evitar los procesos erosivos, puede requerir una zonificación del repi . Así, puede resultar necesario incluir una capa de transición entre la presa y el cuerpo de la protección, impidiendo el arrastre del material del cuerpo de presa entre los huecos de la escollera de protección del repi , típicamente más gruesa que la escollera de la presa. También puede resultar preciso añadir una capa de material sobre la superficie exterior del talud, denominada en la tecnología de presas como "*riprap*", de material más grueso, a modo de protección frente al arrastre de las piedras en peores condiciones de estabilidad que son precisamente las que descansan directamente sobre la superficie más externa del talud de aguas abajo.

A modo de resumen, y con independencia de la sistemática de cálculo utilizada, el procedimiento propuesto permite el dimensionamiento de los tres parámetros geométricos que definen la protección tipo repi  conforme a los siguientes criterios:

1. Talud de la protección (N_b). Se adopta la hipótesis muy próxima a la realidad, pero en cualquier caso conservadora, consistente en considerar presiones intersticiales máximas

(hidrostáticas) en el talud del repi , en estado de saturación completa, definiendo su valor mediante la aplicación de la formulación teórica validada experimentalmente en este trabajo.

2. Anchura de la berma superior de la protección (B). Se propone adoptar la mínima anchura que permita una adecuada compactación del repi  con los medios mecánicos disponibles para su construcción. En los casos en que constructivamente sea posible asegurar la compactación sin necesidad de la berma superior (presas de nueva construcción), se recomienda eliminarla por completo, formando un talud quebrado en el punto de unión entre el talud de la presa y la protección.
3. Altura de la protección (H_b). Su valor debe ser tal que las presiones intersticiales generadas por la percolación del caudal de diseño a través del conjunto presa-repi  afecten exclusivamente al talud del repi . En cualquier caso, se debe comprobar que el talud de la presa que no queda cubierto por la protección no est  sometido a presiones intersticiales que reduzcan su coeficiente de seguridad al deslizamiento.

El procedimiento de diseño se estructura de la siguiente forma:

En primer lugar se define el procedimiento de diseño para la protección frente al deslizamiento en masa (epígrafe 6.2), posteriormente la protección frente al arrastre (epígrafe 6.3) y finalmente la protección frente a la erosión interna (epígrafe 6.4). La parte del procedimiento directamente relacionada con la tesis (epígrafe 6.2) se ha subdividido a su vez en dos partes: en primer lugar, un **procedimiento general** (apartado 6.2.1), que incluye hipótesis más ajustadas a la complejidad del fenómeno pero que, por el contrario, exige unas herramientas de cálculo más avanzadas, poco extendidas en la actualidad entre la comunidad técnica, especialmente en lo que se refiere al cálculo de las presiones intersticiales provocadas por la filtración, sujeta a leyes de resistencia no lineales; o al cálculo de filtración tridimensional en cerradas con fondo de valle estrecho en relación a la longitud de coronación de la presa. En segundo lugar, se ha desarrollado un **procedimiento simplificado** (apartado 6.2.2), admitiendo hipótesis más laxas desde un punto de vista teórico, pero con la ventaja práctica de poder ser abordados con las herramientas de cálculo habitualmente disponibles en la comunidad técnica especializada en ingeniería de presas. Las diferencias fundamentales en las hipótesis de trabajo consisten en la asunción de la aplicabilidad de la ley de resistencia lineal para la modelación numérica de la filtración y en el uso exclusivo de modelos de filtración bidimensionales. A partir de los resultados arrojados por el código se podrá realizar el predimensionamiento que deberá ser comprobado mediante el cálculo final de la red de filtración.

En cualquier caso, no se debe olvidar que existen grandes incertidumbres en los datos de partida del problema, que afectan especialmente a la caracterización del material y a las condiciones de contorno, fundamentalmente en la cimentación de la presa. En lo que respecta al material de la presa y la protección, aspectos como su heterogeneidad, el ángulo de rozamiento interno, la anisotropía o las diferencias en su grado de compactación, hacen necesario un juicio experimentado a la hora de interpretar los resultados arrojados por los cálculos incluidos dentro del procedimiento.

Otro factor de deducción compleja a partir de criterios objetivos es el propio caudal de diseño, al existir incertidumbres insoslayables sobre el tipo de anomalía que se puede llegar a presentar en la presa y sobre el caudal de percolación que ésta provocaría de llegar a producirse.

Como resultado de lo anterior, resultará altamente recomendable realizar pruebas preliminares *in situ*, en prototipo, para el ajuste definitivo de los parámetros de diseño de una protección de este tipo en un caso real. En estas pruebas, que pueden ser realizadas en el propio emplazamiento de las obras (típicamente en la fase de desvío del río, sobre las ataguías o en pedraplenes de ensayo), con el material concreto a utilizar durante la construcción y los medios mecánicos de extendido y compactación disponibles, será posible realizar ensayos sobre el comportamiento de la protección que permitirán validar o, en su caso, ajustar, el diseño de forma definitiva.

A continuación se incluye la descripción del procedimiento conforme a los epígrafes indicados:

1. Procedimiento de diseño de la protección frente al deslizamiento en masa.
2. Procedimiento de diseño de la protección frente al arrastre.
3. Procedimiento de diseño de la protección frente a la erosión interna.

6.2. Procedimiento de diseño de la protección frente al deslizamiento en masa.

6.2.1 Procedimiento general.

6.2.1.1 Datos

Los datos necesarios que requiere el procedimiento para el diseño de la protección son:

- 1. Caudal de diseño.** Constituye el caudal de percolación que la protección ha de soportar sin que la presa resulte dañada.
- 2. Geometría de la presa a proteger y de la cerrada.**
- 3. Propiedades del material del espaldón de la presa y de la escollera disponible para construir la protección.**

- a) Coeficientes de la fórmula de resistencia parabólica del material de presa (a_E) y (b_E) o, en su defecto, el valor de la porosidad (n_E) y tamaño D_{50} del material de presa (D_{50E}), aplicando la formulación empírica de Ergun.
- b) Coeficientes de la fórmula de resistencia parabólica del material de protección (a_{Eb}) y (b_{Eb}) o, en su defecto, la porosidad (n_{Eb}) y tamaño D_{50} del material de protección (D_{50Eb}), aplicando la formulación empírica de Ergun.
- c) Ángulo de rozamiento al reposo del material de protección (φ_{Eb}).
- d) Peso específico saturado de la escollera de protección ($\gamma_{Eb,sat}$).
- e) Peso específico del agua (γ_w).

4. Coeficiente de seguridad deseado frente al deslizamiento en masa (F).

6.2.1.2 Procedimiento de diseño.

1. **Cálculo de la red de filtración en la presa.** Modelación numérica de la red de filtración con el caudal de diseño previsto y ley de resistencia cuadrática en el espaldón de la presa. El cálculo se puede llevar a cabo mediante el código abierto denominado “*Level Set Problem Type*” actualmente disponible para su descarga en la página web de Kratos Multi-Physics (<http://www.cimne.com/kratos/download.asp>). El código, además de la geometría y de la asignación de las condiciones de contorno requiere datos sobre la ley de resistencia del medio poroso, bien a través de los coeficientes de la fórmula a_E y b_E , bien a través del valor de la porosidad n_E y del tamaño D_{50} del material de presa D_{50E} . A partir de los resultados del modelo numérico, que puede ser en dos o en tres dimensiones, se determinará la máxima altura desde la base de la presa hasta la salida de línea de saturación sobre el talud de la presa sin proteger (z_{d3}) para el caudal de diseño (q_s). Esta altura (z_{d3}) constituye el mínimo valor de la altura de la protección a partir del cual se iniciarán los tanteos de su valor definitivo (H_b), tras fijar el ancho de la berma (B) y el talud de la protección (N_b).
2. **Ancho de berma (B).** Este parámetro se fijará aplicando el criterio de mínimo constructivo que permita conseguir una correcta compactación con los medios mecánicos disponibles en las obras. El rango de referencia clásico para este valor en un caso real puede estar entre los 4 y 5 m al ser el ancho compatible para la circulación de los medios mecánicos de compactación.
3. **Determinación del talud de protección (N_b).** El criterio de dimensionamiento a adoptar para el talud de la protección consiste en asegurar la estabilidad del repié en situación de saturación completa. Para ello, el cálculo del talud se realiza mediante la formulación de

Toledo, aplicada al material que forma el repié (Ec. 110) con el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento en masa que se requiera:

$$F = \frac{1}{\gamma_{Eb,sat}} \cdot \left(\gamma_{Eb,sat} - \frac{\beta \cdot \gamma_w}{\cos^2 \alpha} \right) \cdot \frac{\tan \varphi_{Eb}}{\tan \alpha} \quad \text{Ec. 110}$$

siendo:

F : coeficiente de seguridad frente al deslizamiento en masa

$$\beta = -0,32 \cdot N_b + 1,52 \cdot N_b - 0,77; \quad (1,5 < N_b < 2) \quad \text{Ec. 111}$$

$$\beta = 1; \quad (N_b > 2)$$

N_b : talud de la protección

$\gamma_{Eb,sat}$: peso específico saturado de la escollera

γ_w : peso específico del agua

φ_{Eb} : ángulo de rozamiento de la escollera de la protección

α : ángulo de la superficie del espaldón con la horizontal ($\text{tg } \alpha = 1/N_b$)

Imponiendo el coeficiente de seguridad deseado (F), se obtiene el talud que resulta estable frente al deslizamiento en masa, a partir del ángulo α obtenido de la fórmula. Este valor determina directamente el talud de diseño de la protección (N_b). En la gran mayoría de los casos el coeficiente β a adoptar es 1 debido a que el talud de la protección que resulta estable en estado de saturación es superior a 2. Esta hipótesis ($\beta=1$) implica considerar presiones intersticiales hidrostáticas en el material, por lo que el talud obtenido como resultado queda ligeramente del lado de la seguridad. En caso de que el talud obtenido sea inferior a 2, se podrá realizar un ajuste del talud *a posteriori* considerando la Ec. 111 o bien mantener $\beta=1$, que queda del lado de la seguridad.

- 4. Determinación de la altura de la berma (H_b).** El dato de referencia para su estimación es el valor de la altura de la línea de saturación sobre el talud de la presa (z_{d3}) correspondiente a la filtración del caudal de diseño en la hipótesis de espaldón de presa desprotegido. La altura de la berma se puede definir por tanteos a partir de la altura z_{d3} , que constituye un mínimo, comprobando en cada caso que la línea de saturación en el modelo de filtración queda por debajo de la altura H_b .

Como herramienta de apoyo para disminuir el número de tanteos se recomienda empezar el proceso a partir de la aplicación del algoritmo que se describe a continuación. Este

algoritmo se ha deducido a partir de una ley de resistencia lineal, tomando como valor de permeabilidad para cada material el correspondiente al gradiente máximo teórico considerando el talud de salida (ver justificación en 3.3.5.2 y Ec. 66). El coeficiente de proporcionalidad (K) se obtiene de esta forma a partir de los coeficientes de las leyes de resistencia parabólicas (Ec. 112).

$$K = \frac{i_{max}}{v_{max}} = \frac{1/N}{\frac{-a_E + \sqrt{a_E^2 + 4 \cdot \frac{b_E}{N}}}{2 \cdot b_E}} = \frac{2 \cdot b_E}{N \cdot \left(-a_E + \sqrt{a_E^2 + 4 \cdot \frac{b_E}{N}} \right)} \quad \text{Ec. 112}$$

La altura de la protección se puede estimar a partir del coeficiente A y de la altura de la línea de saturación sobre el talud de la presa sin proteger (Ec. 113). De tal forma que:

$$H_b = A \cdot z_{d3} \quad \text{Ec. 113}$$

En cada tanteo correspondiente a distintas alturas de repié (H_b), se deberá comprobar que el valor de la altura de la línea de saturación sobre el talud de la presa (z_{db}) con el repié de ancho B y talud N_b se mantiene por debajo del mencionado valor H_b .

$$z_{db} \leq H_b \quad \text{Ec. 114}$$

El valor de diseño óptimo de la altura del repié, pero sin margen de seguridad alguno, será aquel que haga coincidir la altura H_b con el valor de z_{db} .

En la hipótesis adoptada en este trabajo, en la que los materiales de presa y protección puedan ser asimilados a medios isótropos, resulta posible realizar una aproximación teórica del lado de la seguridad para limitar el valor inicial de tanteo del factor A, suponiendo una permeabilidad equivalente en el medio delimitado por el pie de presa y la protección (véase la zona rayada en la Figura 236) y forzando el cumplimiento estricto de la condición definida en la Ec. 114, es decir igualando la altura del repié al valor z_{db} .

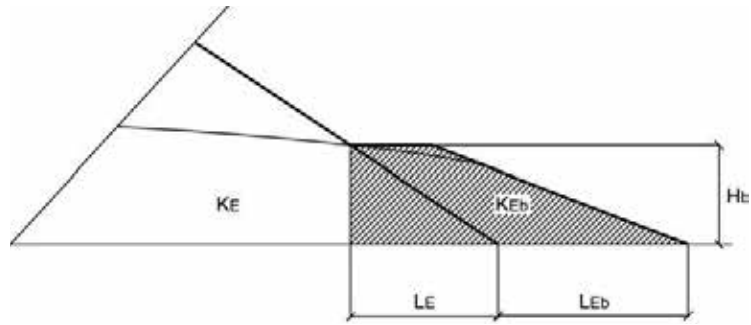


Figura 236. Dominio de filtración en el repi  con salida de la línea de saturación a la altura de la berma del repi .

De manera general, si se considera una filtración a través de una serie de materiales dispuestos de forma consecutiva con espesores L_j , en el que se produce una pérdida de carga total Δh , se cumple que la velocidad de filtración es constante a lo largo de un tubo de filtración (Figura 237).

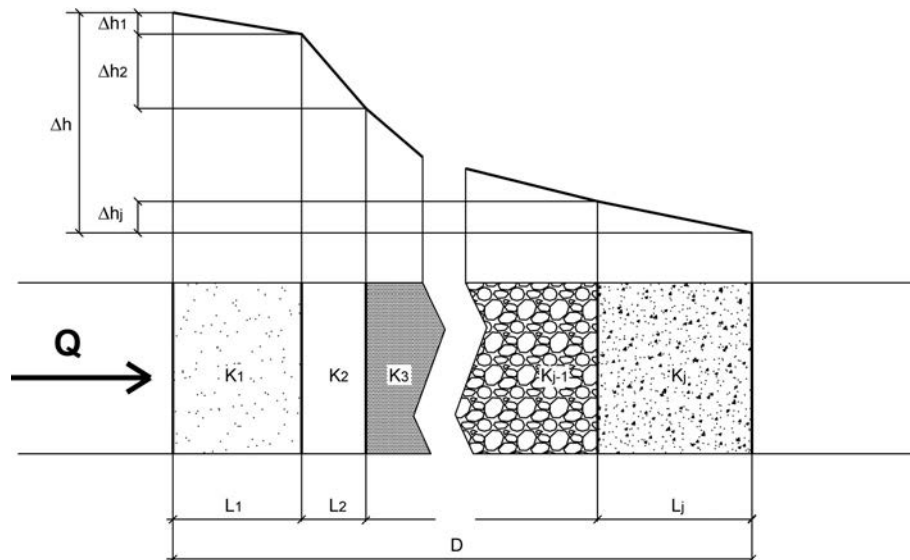


Figura 237. Esquema de filtración en un medio formado por materiales de distinta permeabilidad

En este caso, se puede expresar la velocidad de filtración en función de una permeabilidad equivalente K_{de} :

$$V = K_{de} \cdot i_e \quad \text{Ec. 115}$$

siendo:

$$i_e = \frac{\Delta h}{\sum L_j} = \frac{\sum \Delta h_j}{\sum L_j} \quad \text{Ec. 116}$$

Como:

$$\Delta h_j = \frac{L_j \cdot V}{K_j} \quad \text{Ec. 117}$$

entonces:

$$K_{de} = \frac{V}{i_e} = \frac{V}{\frac{\sum \Delta h_j}{\sum L_j}} = \frac{V}{\frac{\sum \frac{L_j \cdot V}{K_{dj}}}{\sum L_j}} = \frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{K_{dj}}} \quad \text{Ec. 118}$$

Aplicando esta expresión al dominio delimitado en la Figura 236 y admitiendo la hipótesis conservadora de considerar como longitudes de filtración los valores L_E en el material de presa, y L_{Eb} en el material de protección, se tiene:

$$\begin{aligned} K_{de} &= \frac{\frac{L_E + L_{Eb}}{\frac{L_E}{K_{dE}} + \frac{L_{Eb}}{K_{dEb}}}} = \frac{\frac{B + H_b \cdot N_b}{\frac{H_b \cdot N}{K_{dE}} + \frac{B + H_b \cdot (N_b - N)}{K_{dEb}}}} \\ &= \frac{B + H_b \cdot N_b}{\frac{K_{dEb} \cdot (H_b \cdot N) + K_{dE} \cdot (B + H_b \cdot (N_b - N))}{K_{dE} \cdot K_{dEb}}} \\ &= \frac{K_{dE} \cdot K_{dEb} \cdot (B + H_b \cdot N_b)}{K_{dEb} \cdot (H_b \cdot N) + K_{dE} \cdot (B + H_b \cdot (N_b - N))} \quad \text{Ec. 119} \end{aligned}$$

Además, se conoce que el caudal que circula en la filtración por el interior de la presa sin protección provoca una altura de la línea de saturación sobre el talud de aguas abajo (z_{d3}). Imponiendo que en el caso de la presa protegida con el repi  la altura de la línea de saturación sobre el talud de la presa (z_{db}) sea igual a la altura del repi  (H_b) y, aplicando la relación entre velocidad media y gradiente hidráulico medio en ambos casos (Ec. 120 y Ec. 121):

$$\frac{q}{H_b} = K_{de} \cdot \frac{H_b}{L_E + L_{Eb}} \quad \text{Ec. 120}$$

$$\frac{q}{z_{d3}} = K_{dE} \cdot \frac{z_{d3}}{N \cdot z_{d3}} \quad \text{Ec. 121}$$

Igualando el caudal q en Ec. 120 y Ec. 121 se tiene:

$$K_{de} \cdot \frac{H_b^2}{L_E + L_{Eb}} = K_{dE} \cdot \frac{z_{d3}^2}{N \cdot z_{d3}} \quad \text{Ec. 122}$$

siendo:

$$L_E + L_{Eb} = B + H_b \cdot N_b \quad \text{Ec. 123}$$

Sustituyendo y reorganizando:

$$K_{de} \cdot H_b^2 = K_{dE} \cdot \frac{B + H_b \cdot N_b}{N \cdot z_{d3}} \cdot z_{d3}^2 \quad \text{Ec. 124}$$

Por otro lado, en la Ec. 113 se ha definido la relación entre H_b y z_{d3} a través del coeficiente

A. Sustituyendo H_b en Ec. 124 se tiene:

$$K_{de} \cdot A^2 \cdot z_{d3}^2 = K_{dE} \cdot \frac{B + A \cdot z_{d3} \cdot N_b}{N \cdot z_{d3}} \cdot z_{d3}^2 \quad \text{Ec. 125}$$

Simplificando Ec. 125:

$$K_{de} \cdot A^2 = K_{dE} \cdot \frac{B + A \cdot z_{d3} \cdot N_b}{N \cdot z_{d3}} \quad \text{Ec. 126}$$

Sustituyendo el valor de K_e (Ec. 119) en Ec. 126 se tiene:

$$\frac{K_{dE} \cdot K_{dEb} \cdot (B + H_b \cdot N_b)}{K_{dEb} \cdot (H_b \cdot N) + K_{dE} \cdot (B + H_b \cdot (N_b - N))} \cdot A^2 = K_{dE} \cdot \frac{B + A \cdot z_{d3} \cdot N_b}{N \cdot z_{d3}} \quad \text{Ec. 127}$$

Sustituyendo H_b en Ec. 127 por su expresión en Ec. 113 y reordenando términos:

$$\frac{K_{dE} \cdot K_{dEb} \cdot (B + z_{d3} \cdot N_b \cdot A)}{K_{dEb} \cdot z_{d3} \cdot N \cdot A + K_{dE} \cdot (B + z_{d3} \cdot (N_b - N) \cdot A)} \cdot A^2 = K_{dE} \cdot \frac{B + z_{d3} \cdot N_b \cdot A}{N \cdot z_{d3}} \quad \text{Ec. 128}$$

En esta expresión, todos los valores son conocidos excepto el coeficiente A, que será la incógnita a resolver mediante métodos convencionales de cálculo numérico. Este valor del coeficiente A puede ser utilizado como primer tanteo para el cálculo de la altura de la protección (H_b). En función de los resultados del modelo de filtración no lineal del conjunto presa-protección con este primer tanteo se podrá modificar la altura hasta el ajuste deseado.

- 5. Comprobación de la solución.** Una vez definida la geometría completa de la sección de la protección puede resultar recomendable realizar un cálculo de comprobación tridimensional, que incluya la red de filtración completa del conjunto presa-protección con la altura de repi  obtenida en el apartado anterior.

6.2.2 Procedimiento simplificado.

6.2.2.1 Datos.

1. **Caudal de diseño.** Definido en 6.2.1.
2. **Geometría de la presa a proteger y de la cerrada.** Definido en 6.2.1.
3. **Propiedades del material del espaldón de la presa y de la escollera disponible para construir la protección.**
 - a) Coeficientes de la fórmula de resistencia parabólica del material de presa (a_E) y (b_E) o, en su defecto, el valor de la porosidad (n_E) y tamaño D_{50} del material de presa (D_{50E}), aplicando la formulación empírica de Ergun.
 - b) Coeficientes de la fórmula de resistencia parabólica del material de protección (a_{Eb}) y (b_{Eb}) o, en su defecto, la porosidad (n_{Eb}) y tamaño D_{50} del material de presa (D_{50Eb}), aplicando la formulación empírica de Ergun.
 - c) En caso de no disponer de los datos de los apartados a) y b), se ha de disponer de valores de la constante de la ley de resistencia lineal de la escollera (K) o su permeabilidad ($K_d = 1/K$), obtenidos a partir de modelos de filtración calibrados con ensayos de permeabilidad, tanto del material de la presa y de la protección.
 - d) Ángulo de rozamiento al reposo del material de protección (φ_{Eb}).
 - e) Peso específico saturado de la escollera de protección ($\gamma_{Eb,sat}$)
 - f) Peso específico del agua (γ_w)
4. **Coefficiente de seguridad deseado frente al deslizamiento en masa (F).**

6.2.2.2 Procedimiento de diseño.

1. **Estimación del coeficiente de la ley de resistencia lineal** a utilizar en el modelo de filtración del espaldón.
 - a. En caso de considerar el material como isótropo y de no disponer de los valores del coeficiente de la ley de resistencia lineal (K) a partir de ensayos directos, éstos se podrán deducir (Ec. 66) de las leyes de resistencia parabólicas anteriores, considerando el gradiente en el pie de presa o, lo que es lo mismo, el gradiente máximo teórico:

$$K = \frac{i_{max}}{v_{max}} = \frac{1/N}{\frac{-a_E + \sqrt{a_E^2 + 4 \cdot \frac{b_E}{N}}}{2 \cdot b_E}} = \frac{2 \cdot b_E}{N \cdot \left(-a_E + \sqrt{a_E^2 + 4 \cdot \frac{b_E}{N}} \right)} \quad \text{Ec. 129}$$

- b. En caso de disponer de datos fiables de los materiales representativos de las subtongadas superior e inferior de una tongada media del espaldón y de optar por considerar el efecto de la anisotropía (efecto que no ha sido objeto de comprobación experimental en este trabajo), se puede optar por aplicar la metodología de Cruz, adoptando para el diseño de la protección la hipótesis más desfavorable, es decir, aquella que provocara la mayor altura de la línea de saturación sobre el talud de la presa.

2. Cálculo de la red de filtración en la presa. En el caso de no disponer de la posibilidad de modelar la red de filtración con ley de resistencia lineal en tres dimensiones, se propone un procedimiento de cálculo simplificado basada en modelos bidimensionales. Una vez estimada la permeabilidad y el grado de anisotropía, se realiza la modelación numérica bidimensional de la red de filtración en el espaldón de la presa con ley de resistencia lineal, en una sección de la presa en la zona de valle, a partir de la geometría y del coeficiente de permeabilidad obtenido del apartado anterior. Los caudales unitarios que se han de considerar son q_s y q_{sr} , referidos a la longitud de coronación de la presa (W) y al ancho de valle (W_r), respectivamente.

En función del tipo de cerrada se podrá adaptar el procedimiento de cálculo de la siguiente forma:

- a. Caso de **cerradas en U**, definidas como aquellas en que la relación entre la anchura del fondo de valle y la longitud de coronación (W_r/W) es cercana a la unidad. En este caso, resulta adecuado considerar como caudal unitario de diseño el valor de q_s .
- b. Caso de **cerradas en V**, en las que la relación (W_r/W) difiere sensiblemente de la unidad y en el que los taludes laterales de la cerrada N_L resultan superiores a 1. Resulta posible considerar en el cálculo los dos caudales unitarios (q_s , q_{sr}) obteniendo en ambos casos las alturas del punto de corte de la línea de saturación sobre el talud de la presa, que serán z_d y z_{dr} , respectivamente. A partir de los valores de z_d y z_{dr} , entrando en la Ec. 101, se puede estimar la máxima altura desde la base de la presa hasta la salida de la línea de saturación sobre el talud de la presa sin proteger (z_{d3}) para el caudal de diseño (q_s). Esta altura (z_{d3}) constituye el mínimo valor de la altura de la protección a partir del cual se iniciarán los tanteos de su valor definitivo (H_b), tras fijar el ancho de la berma (B) y el talud de la protección (N_b).

No obstante, en este tipo de cerradas, resulta posible adoptar un criterio conservador, adoptando como valor de referencia de z_{d3} , el valor z_{dr} . Lógicamente, este criterio dará como resultado un valor de z_{d3} sobredimensionado en relación al que se obtendrá con el procedimiento anteriormente expuesto, lo que supondr  una altura de protección mayor de la estrictamente necesaria pero, teniendo en cuenta las incertidumbres que rodean el planteamiento del problema, en un gran número de situaciones resultará aceptable adoptar esta hipótesis.

3. **Ancho de berma (B).** Se aplica el procedimiento general descrito en 6.2.1.2
4. **Determinación del talud de protección (N_b).** Se aplica el procedimiento general descrito en 6.2.1.2
5. **Altura de la berma (H_b).**

6.2.3 Consideraciones sobre la permeabilidad relativa del material del repi .

Para analizar el efecto de la permeabilidad del material de protección sobre la altura del repi  (H_b), se ha realizado un estudio de sensibilidad del coeficiente A (Ec. 113) respecto de la relación de permeabilidades entre los materiales de la protección y de la presa. Este análisis se ha realizado bajo la hipótesis de materiales isotropos y modelo de filtración con ley de resistencia lineal. Tomando como referencia de la permeabilidad del material de presa (E) la del material M1 ($K_{dE} = 0,163$ m/s) manejado en la campaña de calibración y análisis de daños, y de una geometría de presa y protección fija (Tabla 66), se han tomado distintos valores de cálculo, fijando una serie de relaciones entre el material de protección y el material de presa. A partir de cada una de estas relaciones se ha obtenido el parámetro A (Tabla 67 y Figura 238) que aproxima la relación entre la altura de la línea de saturación sobre el talud de la presa (z_{d3}) y la altura de la protección (H_b).

Altura de la presa (H)	1 m
Talud de aguas abajo de la presa (N)	1,50
Talud de la protección (N_b)	2,65
Ancho de la berma de protección (B)	0,20 m

Tabla 66. Características del caso considerado en el análisis de sensibilidad del parámetro A.

K_{deb}/K_{de}	K_{deb}	$A = z_{d3}/H_b$
0,001	0,000163	766,389
0,01	0,00163	78,019
0,1	0,0163	9,106
1	0,163	1,976
2	0,326	1,520
5	0,815	1,221
10	1,63	1,114
100	16,3	1,012
1000	163	1,001
10000	1630	1,000

Tabla 67. Variación del coeficiente A en función de la permeabilidad relativa entre protección y presa.

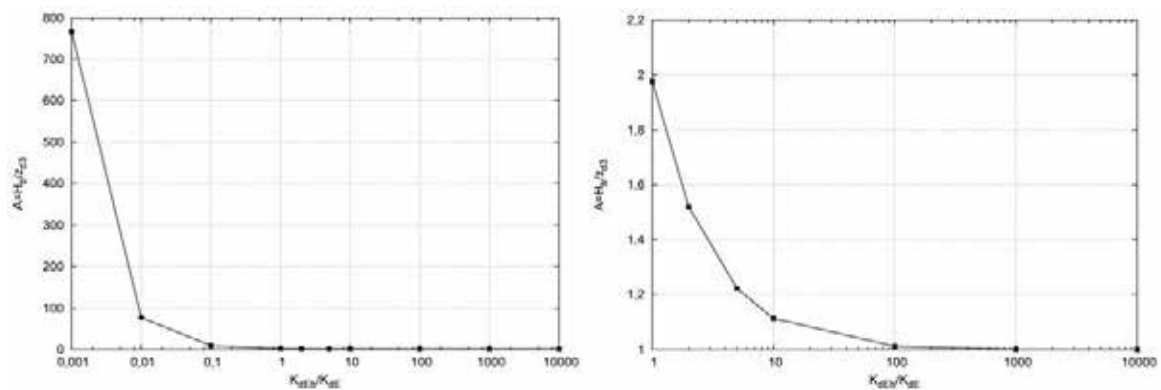


Figura 238. Influencia de la relación de permeabilidades entre el material de protección y el material de presa en la altura de la protección. A la derecha se representan los casos en que la permeabilidad de la protección es mayor o igual que la de la presa ($K_{deb}/K_{de} > 1$).

Como es lógico, la influencia de la relación de permeabilidades sobre la altura del repi  es muy grande en los casos en que el valor sea inferior a la unidad. Por lo tanto, resulta conveniente que la permeabilidad del material de protección sea mayor que la de la presa y, si es posible, por encima de un orden de magnitud respecto de ella.

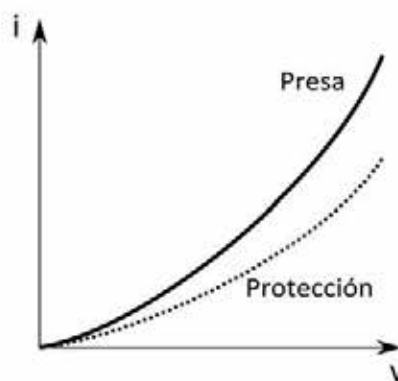


Figura 239. Esquema de leyes de resistencia parabólicas entre el material de presa y el de la protección.

Si se trabaja con leyes de resistencia parabólicas, lo indicado con anterioridad equivale a cumplir que la curva que relaciona gradientes y velocidades en el material de protección quede representada por debajo de la curva del material de la presa en el diagrama v-i (Figura 239). Esto implica que, para un mismo gradiente, la velocidad de circulación del agua sea mayor y, por lo tanto, que el repi  no determine una sección de control hidráulico del caudal de diseño de la filtración.

6.2.4 Consideraciones sobre el coeficiente de seguridad.

Al definir el talud de la protección (N_b) se ha de considerar un cierto valor para el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento en masa. En el caso de la altura de la protección (H_b), la adopción de un coeficiente de seguridad ha de ser analizado con prudencia. Por un lado, es necesario descartar que en la superficie del talud de la presa que queda al descubierto, inmediatamente por encima de la cota de la berma del repi , las presiones intersticiales generadas puedan llegar a afectar a la estabilidad del talud de la presa a proteger (Figura 240). Por otro, se debe tener en cuenta que un incremento de la altura de la protección supone una prolongación de la longitud de los caminos de filtración y por lo tanto, una disminución de los gradientes medios en el conjunto presa-protección que llevarán a un incremento en el nivel de saturación del conjunto presa-protección para un caudal prefijado. En último término ha de ser el criterio del proyectista el que seleccione el margen de seguridad a adoptar en cada caso.

En la Figura 240 se representan distintas disposiciones de la línea de saturación en el interior del espaldón de la presa, por encima de la protección. Según la figura, el nivel de saturación producido por la línea 1 tendría una mayor probabilidad que el resto de afectar a la estabilidad del talud de la presa, al provocar presiones intersticiales en las inmediaciones del talud de la presa. Sin embargo, esta inestabilidad produciría un deslizamiento localizado en una zona mínima del espaldón, por lo que su importancia para el conjunto de la presa se considera de segundo orden y la solución a adoptar puede consistir en una estabilización localizada de esa zona del talud de la presa inmediatamente por encima de la cota del repi .

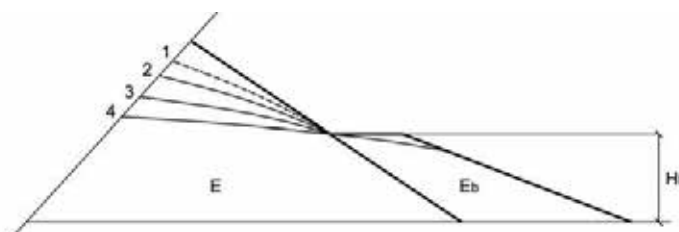


Figura 240. Esquema de posibles niveles de saturación del talud de la presa por encima del repi 

Durante el desarrollo de este trabajo se ha comprobado que una de las principales causas de incertidumbre en los datos necesarios para el diseño procede de la caracterización de los materiales y, en especial, debido a su importancia en el diseño, de la determinación del ángulo de rozamiento al reposo del material de protección. Así, las desviaciones estándar obtenidas de los distintos ensayos han sido importantes. Por este motivo se ha considerado interesante hacer un análisis del efecto que supone la consideración de la dispersión del ángulo de rozamiento del material (a través de su desviación estándar) sobre el coeficiente de seguridad al deslizamiento.

Suponiendo que se dispone de una muestra de resultados de ensayos de caracterización del ángulo de rozamiento, con un valor promedio (φ_m) y una cierta desviación estándar (σ_φ), si se toma como valor de cálculo (φ_d) el valor promedio menos la desviación estándar (Ec. 130)

$$\varphi_d = \varphi_m - \sigma_\varphi \quad \text{Ec. 130}$$

equivale a considerar un coeficiente de seguridad respecto al ángulo de rozamiento al reposo (F_φ) según se indica en la Ec. 131:

$$F_\varphi = \frac{\text{tg}(\varphi_m)}{\text{tg}(\varphi_m - \sigma_\varphi)} \quad \text{Ec. 131}$$

En la Figura 241 se expresa gráficamente la Ec. 131 en un rango de valores que incluye los habituales del ángulo de rozamiento en materiales tipo escollera, entre 30° y 60° (0,52 y 1,04 rad, respectivamente) y valores de la desviación estándar comprendidos entre 0 y 10° (0 y 0,17 rad, repectivamente).

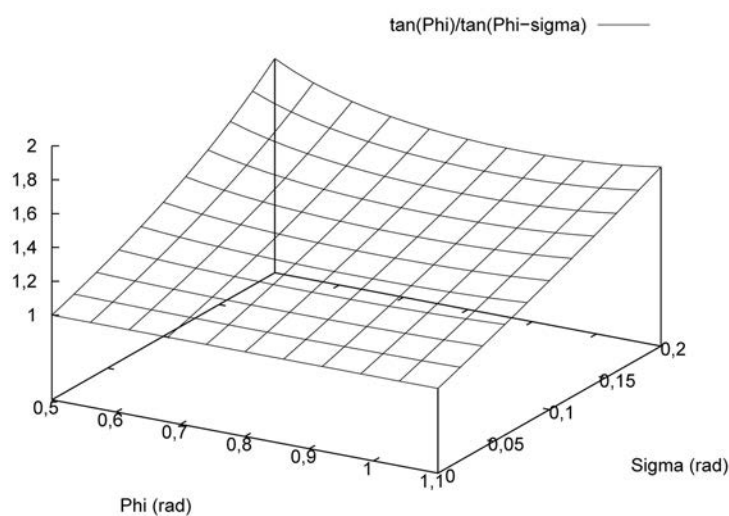


Figura 241. Variación del coeficiente de seguridad (eje vertical, F_φ) en función de la desviación estándar (eje Sigma) y el ángulo de rozamiento medio (eje Phi).

Restringiendo el análisis a tres valores intermedios dentro del rango habitual de valores del ángulo de rozamiento, la variación del coeficiente de seguridad en función de la desviación estándar se muestra en la Figura 242.

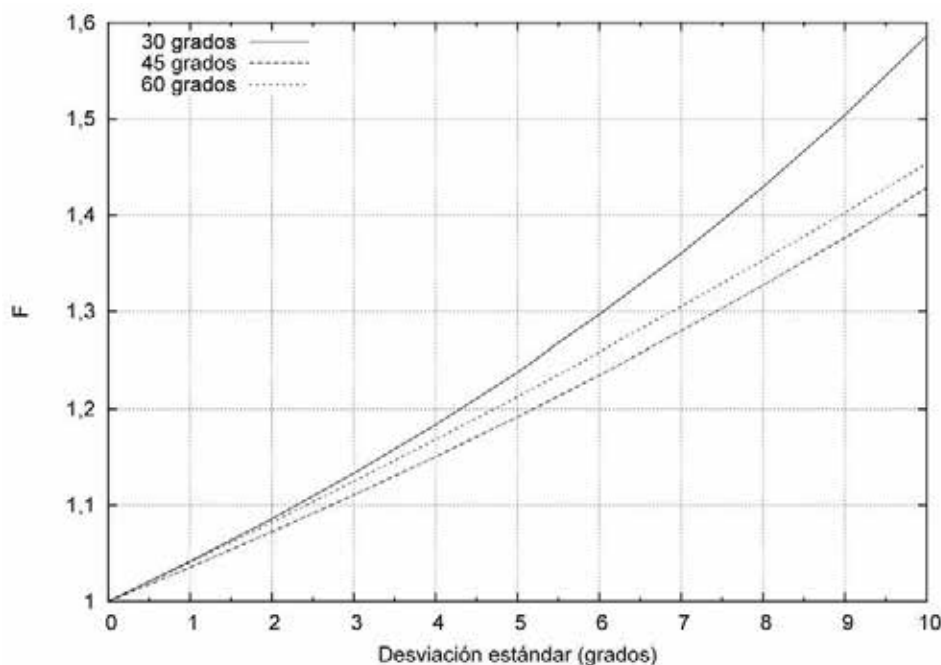


Figura 242. Efecto de la desviación estándar del ángulo de rozamiento al reposo sobre ángulos de 30°, 45° y 60°

Por lo tanto, a modo de conclusión, se destaca la importancia de analizar la dispersión de los resultados de los ensayos de caracterización con el objeto de determinar qué margen de seguridad se pierde debido a la incertidumbre de las variables con mayor influencia en el mecanismo de fallo.

Además de lo anterior, los coeficientes de seguridad que se recomienda exigir han de ser los correspondientes a situaciones accidentales, dado que este tipo de obra sólo entrará en funcionamiento en situaciones extremas para la seguridad de la presa. Por lo tanto no sería razonable aplicar para el diseño coeficientes de seguridad equiparables a los de la presa principal. Según las normativas aplicables en España un valor de referencia a utilizar podría ser 1,1.

6.2.5 Consideraciones sobre la anisotropía del material.

El procedimiento de diseño queda limitado a materiales isótropos o cuasi isótropos. No obstante, se ha incluido de manera informativa la formulación de Cruz⁹ (2.3.1), que considera la hipótesis de discriminar dos subcapas dentro de cada tongada de compactación con permeabilidades

⁹ No se han encontrado en la bibliografía registros de ensayos o mediciones experimentales que validen esta formulación por lo que en el proyecto constructivo se recomienda comprobar los resultados con ensayos *in situ* del material en prototipo.

isótropas K_{ds} y K_{di} . La permeabilidad K_{ds} representa al material de la subcapa superior (espesor e_s) de una tongada (espesor e), normalmente más afectado por la compactación mecánica, y la K_{di} representa la permeabilidad del material de la subcapa inferior (espesor e_i), menos afectado por dicho efecto. Se recuerda que, según la formulación de Cruz, las ecuaciones de las permeabilidades horizontales (K_{dh}) y verticales (K_{dv}) del material de la tongada, una vez homogeneizado (Ec. 5 y Ec. 6) son:

$$K_{dh} = \frac{(K_{ds} \cdot e_s + K_i \cdot e_{di})}{e} \quad \text{Ec. 132}$$

$$K_{dv} = \frac{e}{\left(\frac{e_s}{K_{ds}} + \frac{e_i}{K_{di}}\right)} \quad \text{Ec. 133}$$

Se hace notar que se está manejando el concepto de permeabilidad de Darcy (K_d) definida como el inverso del coeficiente de la ley de resistencia lineal (K) definido en la Ec. 11.

6.3. Procedimiento de diseño de la protección frente al arrastre.

Entre las distintas formulaciones existentes en el estado del arte, se sugiere como posible procedimiento de dimensionamiento la formulación empírica de Hartung-Scheuerlain-Knauss (en adelante, HSK) sin perjuicio de que se pueda utilizar cualquier otro criterio o formulación que tenga suficientes garantías a criterio del ingeniero proyectista.

Esta formulación se puede aplicar en función del peso o del diámetro equivalente de la escollera. Los tamaños obtenidos se refieren a la capa más superficial del repié de escollera ya que si la capa más externa no resulta erosionada no se producirán daños por arrastre en el resto del repié.

La formulación en función del **peso de la partícula**, considerando el peso específico de la partícula de $2,7 \text{ t/m}^3$ y la aceleración de la gravedad $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ se expresa en la Ec. 134:

$$q_c = 0,84 \cdot G_s \cdot (1,9 + 0,8 \cdot \Phi - 3 \cdot \text{sen}\alpha) \quad \text{Ec. 134}$$

siendo:

q_c : caudal crítico, en $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$

G_s : peso de la escollera media, en KN

Φ : coeficiente de compacidad

α : ángulo del talud con la horizontal

La formulación en función del **diámetro equivalente**, definido como el diámetro teórico de la esfera de igual volumen que el de la piedra, también con la hipótesis de peso específico de la partícula de $2,7 \text{ t/m}^3$ y de aceleración de la gravedad $g=9,81 \text{ m/s}^2$ se expresa en la Ec. 135:

$$q_c = \sqrt{g} \cdot d_s^{3/2} \cdot (1,9 + 0,8 \cdot \Phi - 3 \cdot \text{sen}\alpha) \quad \text{Ec. 135}$$

El coeficiente de compacidad se define:

$$\Phi = l' \cdot \sqrt{N} = \frac{l'}{b} \quad \text{Ec. 136}$$

siendo:

Φ : coeficiente de compacidad de Hartung y Scheuerlein

l' : altura vertical media de la rugosidad

N : número de piedras por unidad de área

b : anchura horizontal media de los elementos de rugosidad

Knauss propone una formulación (Ec. 137) para determinar de forma sencilla el coeficiente de compacidad:

$$\Phi = 0,0575 \cdot \sqrt{G_s} \cdot N^{3/2} \quad \text{Ec. 137}$$

siendo:

G_s : peso de la escollera media, en KN

N : número de piedras por m^2

El valor del coeficiente de compacidad oscila entre los siguientes valores: 0,625 para escollera vertida y 1,125 para escollera colocada manualmente.

El tamaño de la piedra necesario para evitar el arrastre se debe exigir, en el peor de los casos, en la capa más externa de la superficie del talud del repié, pudiendo zonificarse internamente el

cuerpo de la protección con materiales de tamaño inferior, siempre que la estabilidad interna del conjunto presa-repi  quede garantizada.

6.4. Procedimiento de diseño de la protección frente a la erosión interna.

El dimensionamiento del material de protección estará sujeto a la necesidad del cumplimiento con los criterios de **filtro** respecto del material de la presa a proteger para evitar la erosión interna del material de presa a través de los huecos del material del repi .

Asimismo, debe evitarse la erosión interna provocada por el arrastre del material más fino de la protección entre los huecos libres que quedan en la fracción más gruesa de dicho material. En otras palabras, el **material de protección debe ser autoestable**.

En presas altas podría interesar situar una capa de material de transición entre la presa y el repi  diferente del material del cuerpo de la protección para tener un seguimiento menos exigente en éste último y disminuir también con ello su coste económico.

En caso de ser necesario añadir una capa superficial de "riprap" sobre el talud del repi  de protección para evitar la erosión, ésta capa deberá cumplir a su vez la condición de filtro con respecto a la base del repi . Ello puede obligar a colocar capas adicionales de transición cuando las diferencias de tamaños sean importantes.

Se propone como criterio de comprobación de la estabilidad interna los definidos por Terzaghi y Sherard y Dunnigan por lo que las condiciones exigibles a la granulometría del material de protección (E_b) en relación con el material de presa (E) pueden ser las indicadas en la Ec. 138 (Terzaghi y Peck 1948). Para cumplir con la condición de auto estabilidad se propone aplicar la Ec. 139 (Sherard y Dunnigan 1985).

6.4.1 Condición de filtro.

Se puede adoptar el criterio de Terzaghi para bases granulares, coincidente con el criterio de Sherard para suelos del Grupo 3 (materiales con un porcentaje de paso por el tamiz 200 inferior al 15%)

$$\frac{D_{15E_b}}{D_{85E}} \leq 4 \qquad \text{Ec. 138}$$

siendo:

D_{15Eb} : tamaño del tamiz que deja pasar el 15% de la muestra (medida en peso) del material de protección.

D_{85E} : tamaño del tamiz que deja pasar el 85% de la muestra de material del espaldón de la presa.

6.4.2 Condición de estabilidad interna.

Esta condición la debe cumplir el material de construcción del repié. En caso de que no se cumpliera sería imprescindible añadir una capa externa que cumpliera la condición de filtro respecto del material del repié.

$$IR_{Eb} = \frac{D_{15C}}{D_{85F}} = \frac{D_{(X+15)}}{D_X} \leq 5 \quad \text{Ec. 139}$$

siendo:

IR_{Eb} : Relación de inestabilidad del material de protección.

D_{15C} : tamaño del tamiz que deja pasar una cierta fracción (X+15)% de la muestra (medida en peso) del material de protección.

D_{85F} : tamaño del tamiz que deja pasar una cierta fracción X % de la muestra (medida en peso) del material de protección.

Verificación del procedimiento de diseño

7. VERIFICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.

El procedimiento de verificación experimental se ha realizado mediante la técnica denominada como “ensayos a ciegas”. De esta forma, cada caso de verificación ha sido diseñado *a priori* aplicando el procedimiento general propuesto en este trabajo. Tras realizar el ensayo, el procedimiento queda validado o refutado en función de los resultados obtenidos en el experimento. Se incluyen a continuación las propuestas de diseño y los resultados de la validación experimental obtenida en cada uno de los casos de verificación.

7.1. Diseño de las protecciones a verificar experimentalmente.

7.1.1 Caso 12_35_10.

El material del repié de protección es el denominado material M2 ($D_{50}=35,0$ mm). La determinación del talud de la protección utiliza como valores de cálculo del material el ángulo de rozamiento al reposo de $41,3^\circ$ y el peso específico saturado de $18,5$ kN/m³. Aplicando la Ec. 110, considerando coeficiente de seguridad 1, peso específico del agua 10 kN/m³ y β la unidad, el talud estable es 2,88. En consecuencia, se adopta como talud de diseño del repié el valor 2,9.

Aplicando el procedimiento, la determinación de la altura del repié requiere realizar el cálculo de filtración de la presa sin proteger, con el caudal de diseño (10 l/s/m) y la ley de resistencia (Ec. 105) correspondiente al material M1 ($12,6$ mm). El resultado de la altura de la línea de saturación sobre el talud de la presa (Figura 243) es $z_{d3} = 18,3$ cm.

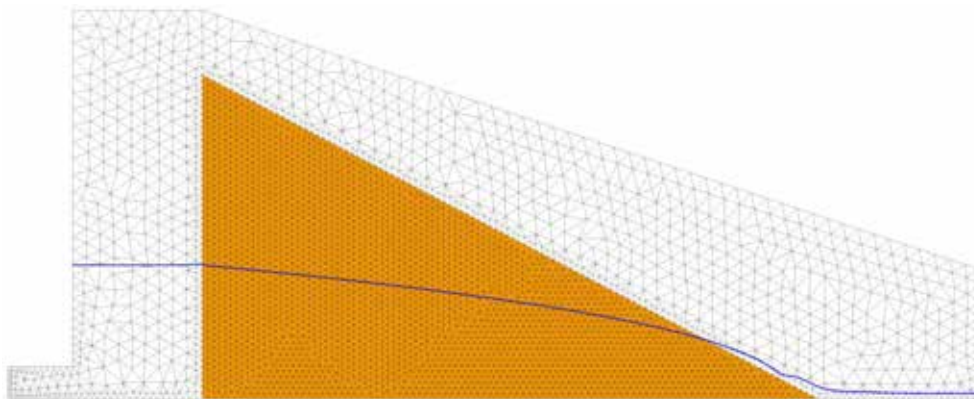


Figura 243. Línea de saturación correspondiente al caso de verificación 12_35_10 sin protección.

Con este valor, aplicando el procedimiento simplificado, se obtiene un valor del coeficiente A de 1,52 que según la Ec. 113 da como resultado una altura de repié de 27,7 cm. Se ha seleccionado una altura del repié de 28 cm y tras realizar el cálculo de filtración del conjunto presa-repié (Figura 244) se comprueba que la altura de la línea de saturación sobre el talud de la presa z_{db} es 21,6 cm.

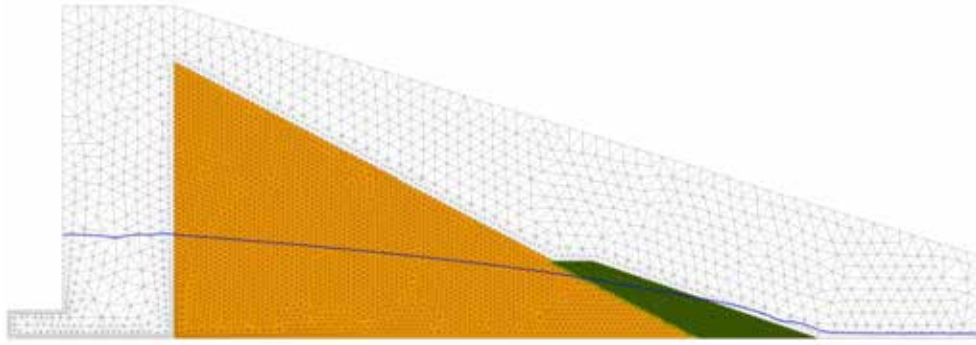


Figura 244. Línea de saturación correspondiente al caso de verificación 12_35_10 con repié de protección.

Para tener un orden de magnitud sobre la representatividad del caso, sin tener en cuenta el efecto de escala, si consideráramos el ensayo como un modelo de una presa de 30 m de altura, el caudal unitario correspondiente sería $1,64 \text{ m}^2/\text{s}$.

7.1.2 Caso 12_35_16.

Este caso utiliza los mismos materiales que el 12_35_10 por lo que el talud de diseño del repié se mantiene constante, con un valor de 2,9. Los modelos de filtración necesarios para la determinación de la altura del repié se representan en la Figura 245 y en la Figura 246.

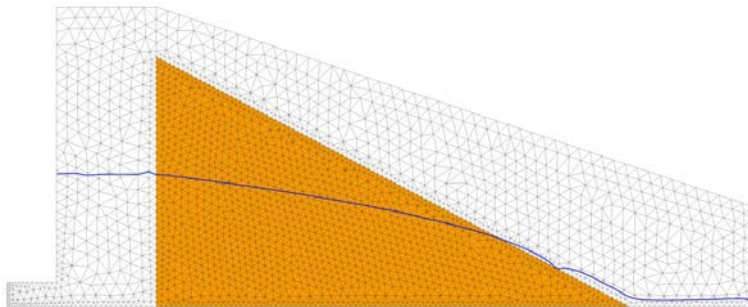


Figura 245. Línea de saturación correspondiente al caso de verificación 12_35_16 sin repié de protección.

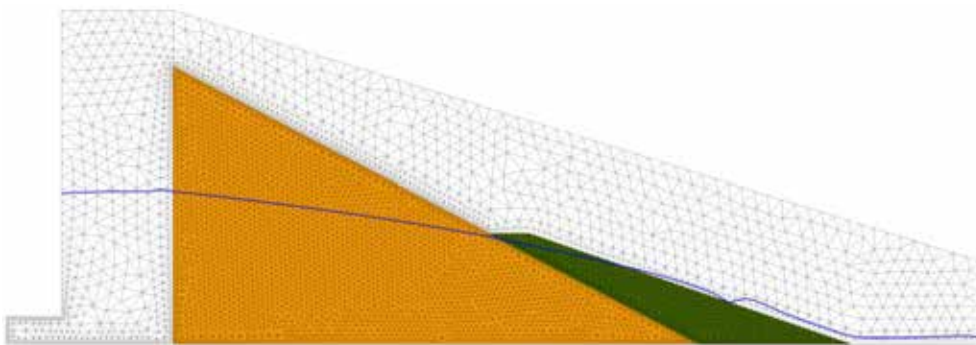


Figura 246. Línea de saturación correspondiente al caso de verificación 12_35_16 con repié de protección.

En este caso, el valor z_{d3} obtenido del cálculo del modelo de filtración sin protección fue de 27,3 cm (Figura 245), y el valor de la altura del repié (H_b) que resulta de aplicar el procedimiento es 40

cm. En la comprobación del dimensionamiento con el modelo numérico (Figura 246) se cumple que el valor de z_{db} (37,8 cm) no supera el de la altura de diseño del repié.

7.1.3 Caso 35_45_25.

El material del repié de protección en este caso es del tipo M3 ($D_{50}=45,5$ mm). La determinación del talud de la protección utiliza como valores de cálculo del material el ángulo de rozamiento al reposo de $41,7^\circ$ y el peso específico saturado de $19,0$ kN/m³. Aplicando la Ec. 110, considerando coeficiente de seguridad 1, peso específico del agua 10 kN/m³ y β la unidad, el talud estable es 2,77. En consecuencia, se adopta como talud de diseño del repié el valor 2,8.

Aplicando el procedimiento, la determinación de la altura del repié requiere realizar el cálculo de filtración de la presa sin proteger, con el caudal de diseño (25 l/s/m) y la ley de resistencia (Ec. 106) correspondiente al material M2 (35,0 mm). El resultado de la altura de la línea de saturación sobre el talud de la presa (Figura 247) es $z_{d3} = 28,8$ cm.

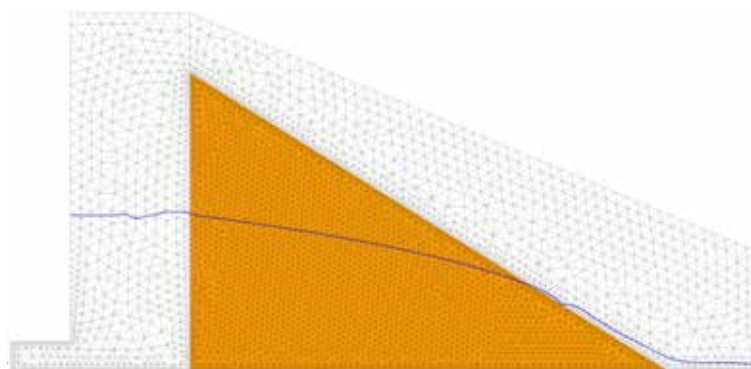


Figura 247. Línea de saturación correspondiente al caso de verificación 35_45_25 sin repié de protección.

La altura del repié (H_b) que resulta de aplicar el procedimiento es 47 cm. En la comprobación del dimensionamiento con el modelo numérico (Figura 248) se cumple que el valor de z_{db} (38,1 cm) no supera el de la altura de diseño del repié.

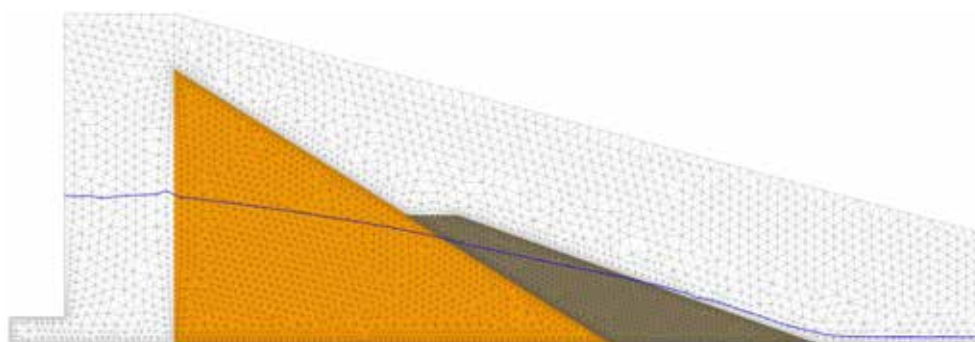


Figura 248. Línea de saturación correspondiente al caso de verificación 35_45_25 con repié de protección.

7.1.4 Caso 35_45_35.

El material del repié de protección es de nuevo del tipo M3 ($D_{50}=45,5$ mm) por lo que el talud de diseño del repié el valor 2,8 (justificado en 7.1.3).

El cálculo de filtración de la presa sin proteger, con el caudal de diseño (35 l/s/m) y la ley de resistencia (Ec. 106) correspondiente al material M2 (35,0 mm) da como resultado (Figura 249) una altura de la línea de saturación sobre el talud de la presa de valor $z_{d3} = 36,6$ cm.

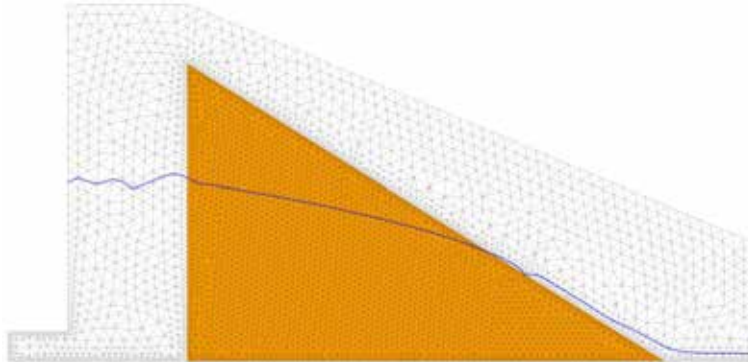


Figura 249. Línea de saturación correspondiente al caso de verificación 35_45_35 sin repié de protección

La altura del repié (H_b) resultante es 59 cm. En la comprobación del dimensionamiento con el modelo numérico (Figura 250) se cumple que el valor de z_{db} (46,8 cm) no supera el de la altura de diseño del repié.

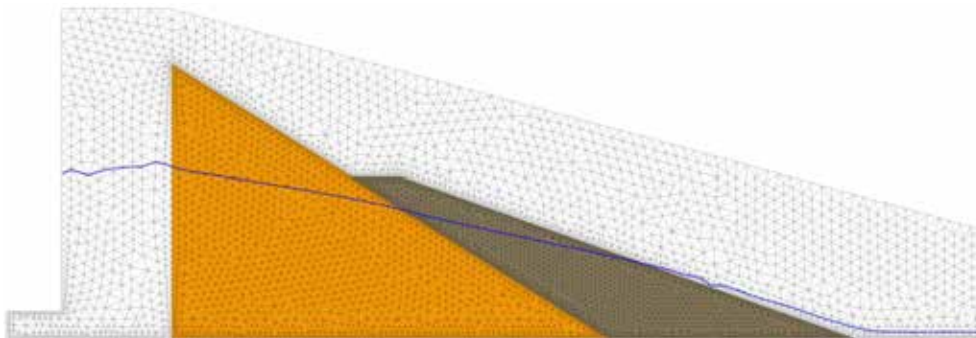


Figura 250. Línea de saturación correspondiente al caso de verificación 35_45_35 con repié de protección.

7.2. Verificación experimental de las protecciones diseñadas.

7.2.1 Caso 12_35_10.

La protección ha estabilizado el pie de presa con éxito con el caudal de diseño prefijado. Los daños en la protección se han limitado a movimientos de piedras aisladas de la superficie del talud, sin observarse canales de erosión ni deslizamientos.

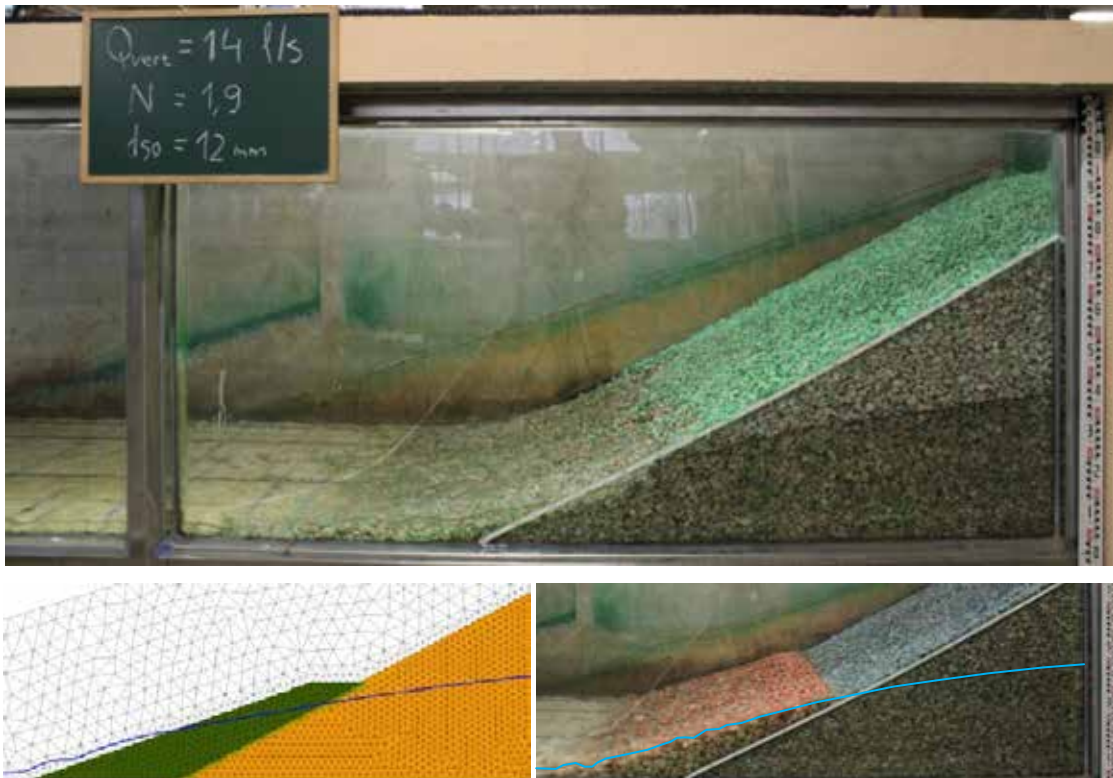


Figura 251. Montaje correspondiente a los ensayos realizados correspondientes al caso 12_35_10. Foto superior: presa desprotegida con caudal unitario de 10,6 l/s/m. Figura inferior: modelo de filtración correspondiente al caudal de diseño ($q_d=10$ l/s/m). Foto inferior: protección con caudal de percolación $q_s=10,4$ l/s/m.

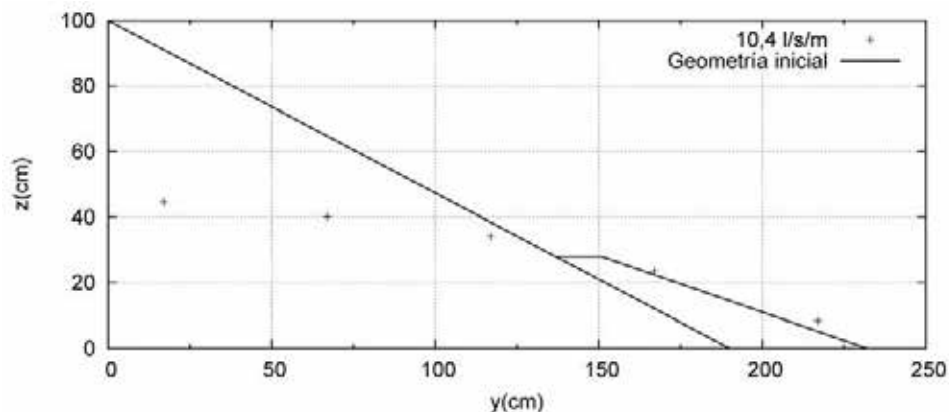


Figura 252. Alturas de presión registradas en los piezómetros. Caso 12_35_10. Caudal de percolación $q_s=10,4$ l/s/m.

Las diferencias entre las alturas de presión registradas por los piezómetros y las obtenidas en el cálculo por elementos finitos, con la ley de resistencia parabólica deducida en la Fase 1 de la

campana de verificación, se compensan por las hipótesis conservadoras manejadas en el procedimiento de cálculo. En la fila de piezómetros inmediatamente aguas arriba de la berma, el valor de la altura de presión para el caudal de 10,4 l/s/m es 34,2 cm (Figura 252) mientras que el cálculo da un resultado de 26,2 con el caudal de diseño. La explicación de esta diferencia (23%) puede estar relacionada con la metodología utilizada para la deducción de los coeficientes de la ley de resistencia parabólica, cuya precisión en el ajuste es inferior a medida que los registros de gradientes medios disponibles en el ensayo son más pequeños. La precisión en la obtención de la ley de resistencia parabólica del material probablemente podría ser mejorada con el uso de un permeámetro de gran diámetro donde los gradientes a los que se somete la muestra puedan ser registrados con mayor precisión.

7.2.2 Caso 12_35_16.

La Figura 253 muestra de forma comparada el resultado obtenido en la hipótesis de diseño con su modelo experimental y la variación de los daños observada tras la construcción del repié respecto al caso de referencia, constituido por la presa sin proteger. Este caso, constituye un caso límite de caudal de diseño debido a que, con caudales superiores a 16 l/s/m el arrastre de partículas comienza a ser importante, prevaleciendo sobre el deslizamiento en masa. Por lo tanto, el diseño para caudales superiores requeriría una protección superficial tipo "riprap" con un material de tamaño superior al utilizado como protección en este caso.

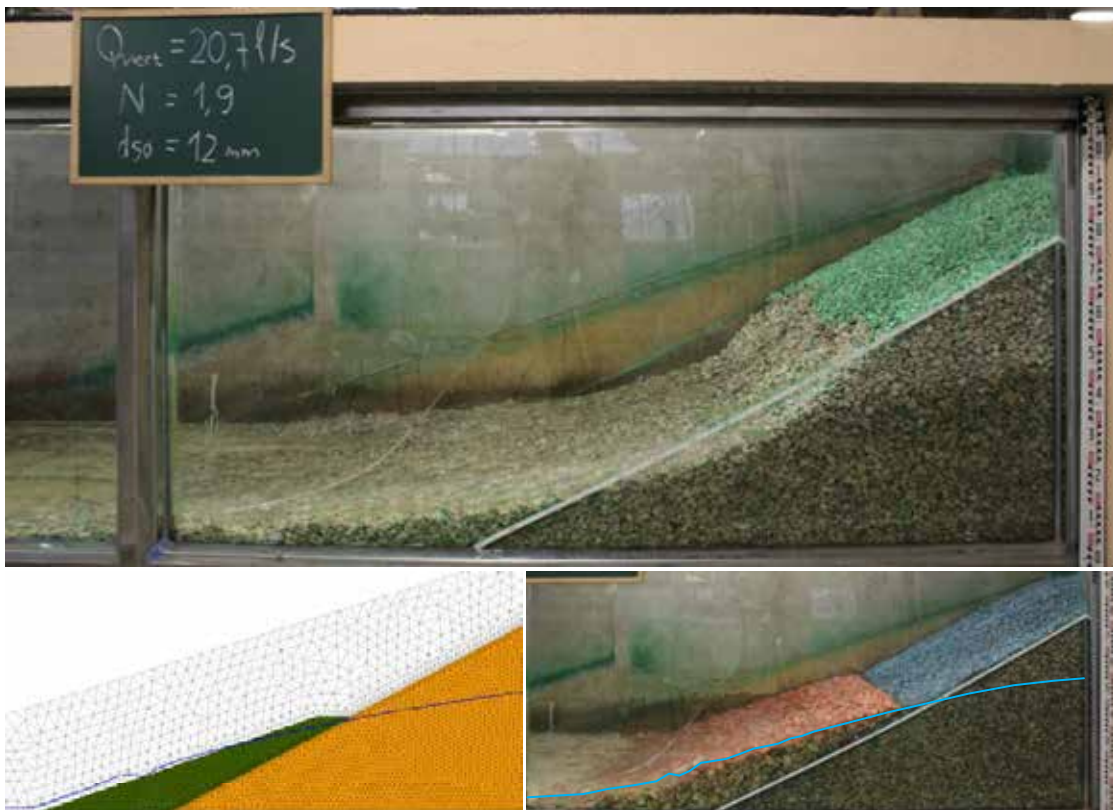


Figura 253. Montaje correspondiente a los ensayos realizados correspondientes al caso 12_35_16. Foto superior: presa desprotegida con caudal unitario de percolación de 15,7 l/s/m. Figura inferior: modelo de filtración correspondiente al caudal de diseño (16 l/s/m). Foto inferior: protección con caudal de percolación $q_s=15,9$ l/s/m.

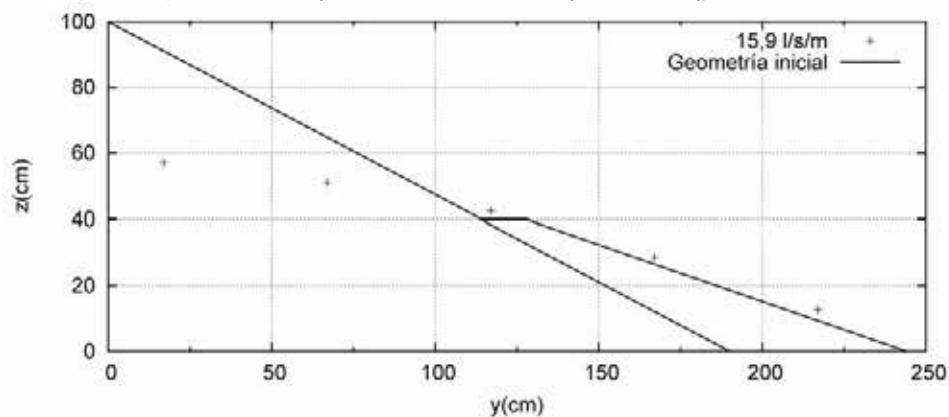


Figura 254. Alturas de presión registradas en los piezómetros en el caso 12_35_10. Caudal de percolación $q_s=15,9$ l/s/m.

A pesar de ser un caso en el que podría plantearse el usar una capa superficial de “*riprap*” para evitar la erosión por arrastre de piedras, se ha preferido no hacerlo para no alterar las condiciones de estabilidad en masa.

Las diferencias de altura de presión entre los resultados experimentales (37,5 cm) y numéricos (35,9 cm) en la fila inmediatamente aguas arriba de la berma (Figura 254) suponen un error relativo del (4%) sensiblemente inferior al registrado en el caso 12_35_10. En este caso, los gradientes hidráulicos generados durante el ensayo son mayores y probablemente ello suponga una mejora en la precisión conseguida en el ajuste de la ley de resistencia del material en este rango de gradientes hidráulicos.

7.2.3 Caso 35_45_25.

Durante la ejecución de este ensayo experimental se ha producido un fallo en el sistema de control de caudal en el escalón de caudal más próximo al de diseño por lo que el caudal de ensayo más cercano a éste del que se dispone es 23,7 l/s/m. El siguiente escalón de caudal (27,0 l/s/m) ha superado el límite del caudal de diseño de la protección por lo que se utiliza el anterior para la validación, teniendo en cuenta que la diferencia con respecto al caudal de diseño es 1,3 l/s/m, superior al resto de casos de validación de esta campaña.

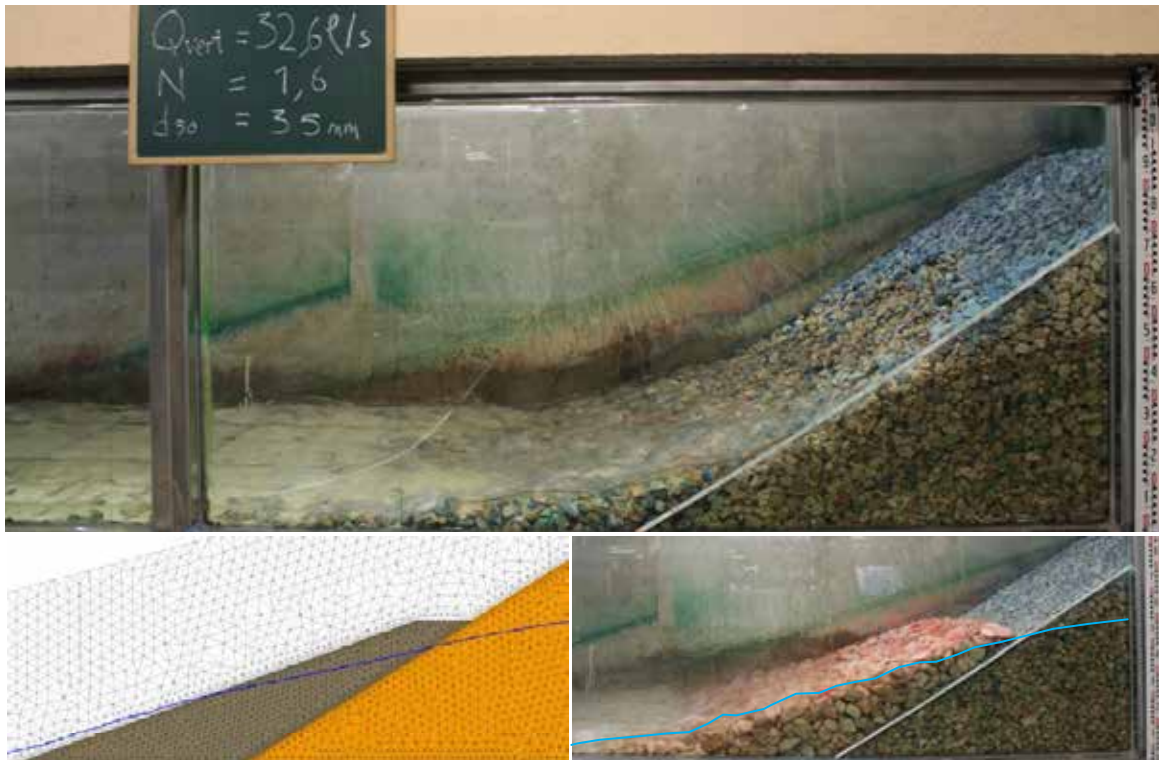


Figura 255. Montaje correspondiente a los ensayos realizados correspondientes al caso 35_45_25. Foto superior: presa desprotegida con caudal unitario de 24,7 l/s/m. Figura inferior: modelo de filtración correspondiente al caudal de diseño ($q_d=25$ l/s/m). Foto inferior: protección con caudal de percolación $q_s=23,7$ l/s/m.

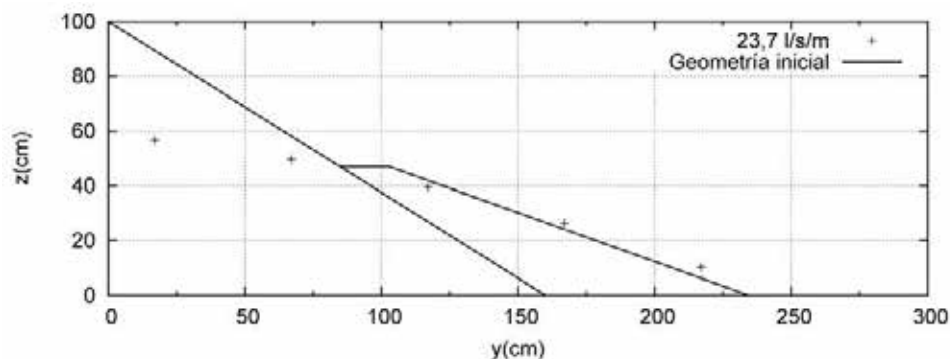


Figura 256. Alturas de presión registradas en los piezómetros en el caso 35_45_25. Caudal de percolación $q_s=23,7$ l/s/m.

La carga de presión en la base medida en la segunda fila de piezómetros ($y=67$ cm) ha sido 49,7 cm para $q_s=23,7$ l/s/m, mientras que la calculada (para $q_d=25$ l/s/m) durante el diseño del caso fue 45,6 cm. La diferencia entre ambos resultados es de un 8,2%.

7.2.4 Caso 35_45_35.

Este caso representa un nivel de protección alto ya que el caudal de diseño (35 l/s/m) está ligeramente por encima del caudal de rotura del espaldón de la presa desprotegida (33,8 l/s/m). El elevado caudal unitario alto, exige un gran tamaño de piedra, capaz de resistir el arrastre. En este tipo de situaciones, especialmente en casos reales, puede resultar adecuado, desde un punto de vista económico, realizar una zonificación del repié, con una capa superficial aguas abajo tipo "riprap", formada por piedras del tamaño necesario para resistir el arrastre. La zona comprendida entre la presa y esta capa superficial puede estar formada por una piedra de tamaño intermedio.

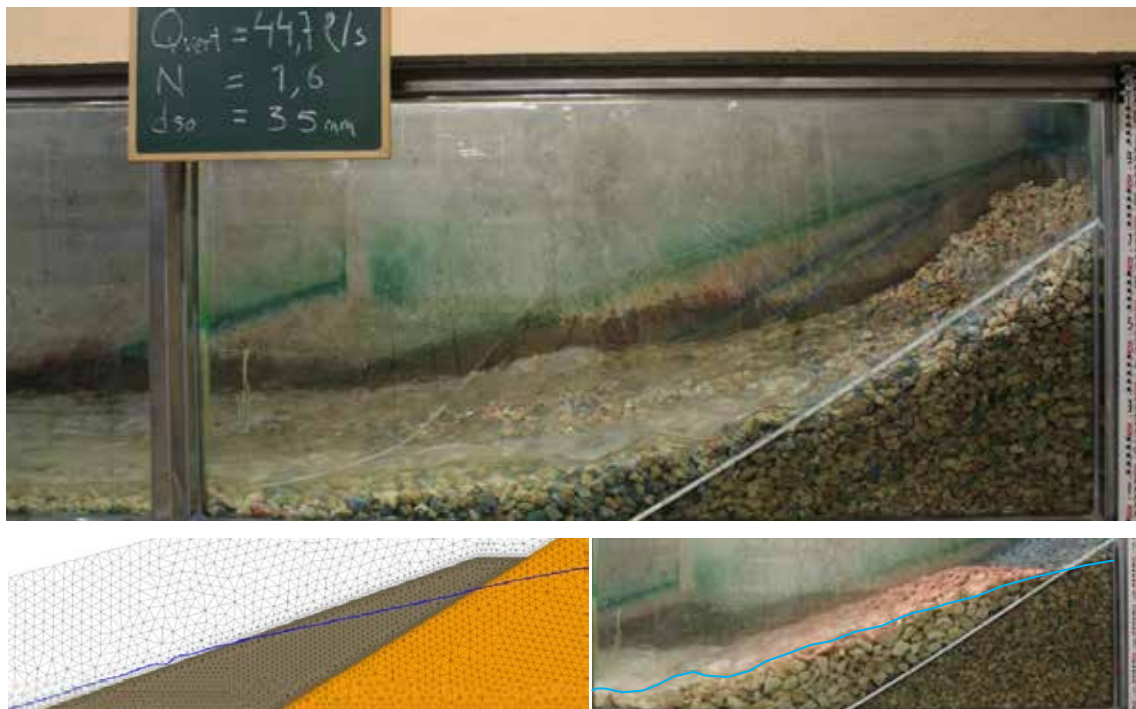


Figura 257. Montaje correspondiente a los ensayos realizados correspondientes al caso 35_45_35. Foto superior: presa desprotegida con caudal unitario de 33,8 l/s/m. Figura inferior: modelo de filtración correspondiente al caudal de diseño ($q_d=35$ l/s/m). Foto inferior: protección con caudal de percolación $q_s=34,6$ l/s/m.

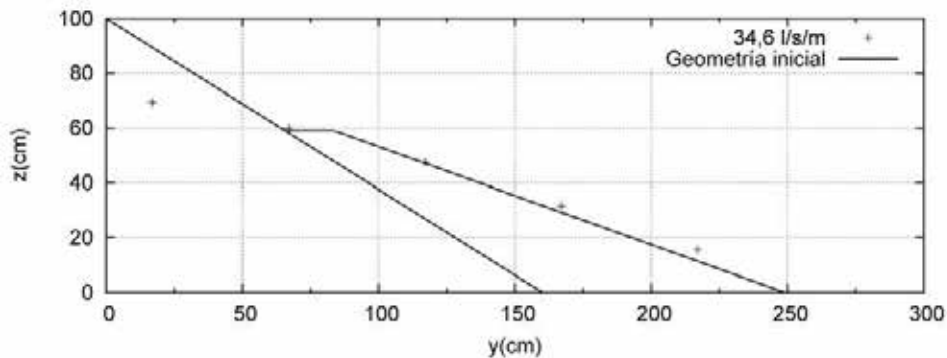


Figura 258. Alturas de presión registradas en los piezómetros en el caso 35_45_35. Caudal de percolación $q_s=34,6$ l/s/m. La diferencia de altura de presión entre los resultados experimentales (59,8 cm) y numéricos (51,8 cm) en la fila situada en la zona de la berma (Figura 258) suponen un error relativo del (13,3%).

7.3. Conclusiones de la campaña de verificación experimental.

Los casos ensayados han verificado el procedimiento de diseño. Las protecciones han evitado el deslizamiento en masa de la presa para cada uno de los caudales de diseño. Además de esta conclusión general, se pueden extraer conclusiones adicionales sobre los resultados obtenidos en los ensayos:

- El método de ajuste experimental de la ley parabólica mediante escollera armada resulta aplicable para el diseño de la protección. Esto puede permitir hacer ensayos en prototipo, con materiales de gran tamaño, en el propio emplazamiento de las obras, soslayando de esta forma la necesidad de recurrir a ensayos en permeámetros de gran diámetro, cuya disponibilidad actual es prácticamente nula. En caso de usarse el procedimiento propuesto, se deberá prestar especial atención a los resultados obtenidos con los gradientes menores ya que la representatividad del ensayo puede reducirse, al depender en mayor medida la calidad del resultado de la precisión de los piezómetros de medida de presión. También se ha observado que, en todos los casos, los niveles de saturación medidos experimentalmente han quedado ligeramente por encima de los deducidos en los modelos numéricos de filtración utilizados por lo que es posible que las leyes de resistencia obtenidas en la Fase 1 arrojen velocidades superiores a las reales, para un gradiente determinado.
- El caso 12_35_10 representa un ejemplo de diseño con un caudal unitario claramente inferior al umbral de arrastre del material que forma la protección. En este caso apenas se registran roturas en el repié dado que, tanto la estabilidad frente al deslizamiento como la resistencia a la erosión, han sido alcanzadas. Se ha comprobado además que la protección es eficaz incluso con presiones superiores a las pronosticadas por los modelos numéricos.
- El caso 12_35_16 supone un caso límite de diseño al utilizar un caudal unitario de diseño muy cercano al caudal de arrastre de las partículas del material que lo componen. Por lo tanto, a partir de este caudal, se necesitaría incluir en el repié de protección una zonificación del material, añadiendo una capa superficial de material más grueso que impida la erosión por arrastre de sus partículas.
- Las protecciones ensayadas con material de repié de tamaño $D_{50}=35$ mm consiguen evitar daños en el espaldón de la presa con caudales unitarios que provocarían graves daños sobre del espaldón (Figura 259). Sin embargo, a partir de la rotura de la protección, provocada por los caudales superiores al de diseño, se provoca una rotura

más frágil del conjunto presa-protección. En consecuencia, a partir del caudal de diseño, el efecto de la protección disminuye drásticamente en los repiés, al ser tamaño del material insuficiente para evitar el arrastre (casos 12_35_10 y 12_35_16). Se produce por ello un cambio brusco en la pendiente del camino de rotura, con caudales de rotura total del conjunto iguales o ligeramente superiores al de la presa desprotegida.

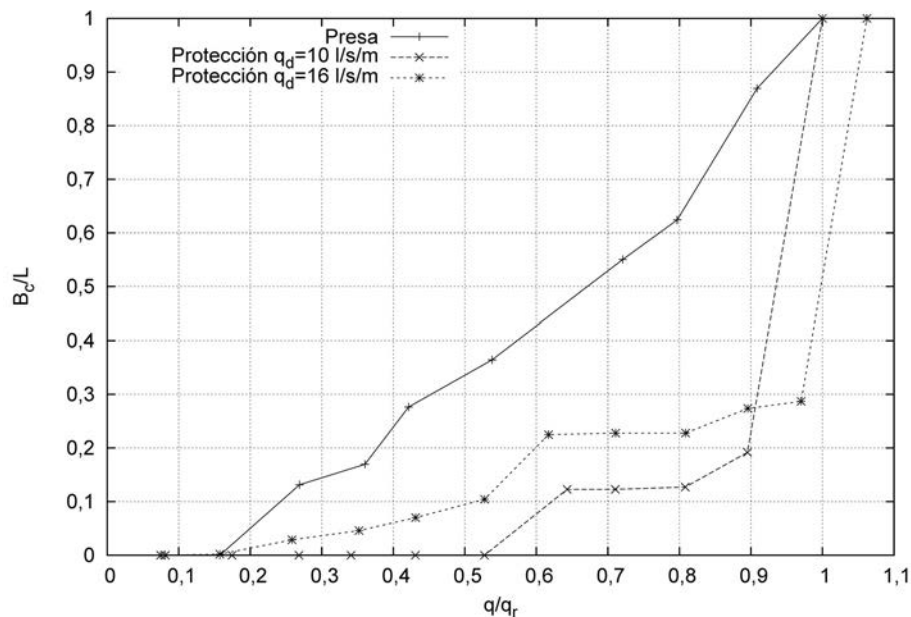


Figura 259. Comparación entre caminos de rotura de la presa sin protección y las protecciones 12_35_10 y 12_35_16.

- Analizando el camino de rotura de las protecciones 12_35_10 y 12_35_16 en la Figura 259 se observa que, para caudales inferiores al caudal de diseño, la protección de menor altura (12_35_10) registra grados de avance de la rotura inferiores para un mismo caudal. La explicación que se le da a este hecho puede estar relacionado con la aleatoriedad de los caminos de rotura en su fase inicial (Toledo, Lechuga et al. 2008).
- En el caso 35_45_25, el repié protege la presa para el caudal de diseño e, incluso, evita cualquier tipo de daño en la presa con un caudal de percolación superior al que produce la rotura completa del espaldón (para $q_s = 1,2 \cdot q_r$ el avance de la rotura no ha llegado al talud de la presa). El conjunto presa repié termina por romper por completo, con un caudal que supera al de referencia (caudal de rotura de la presa sin proteger, q_r) en más del 50%.
- El caso 35_45_35 está diseñado para un caudal superior al de la rotura completa del espaldón la presa sin protección. Por lo tanto, constituye un ejemplo de un nivel de protección elevado. Además, el tamaño del material utilizado para la formación del repié evita que sea arrastrado con caudales unitarios superiores al de diseño. Esto

provoca que el mecanismo de rotura, para caudales superiores al de diseño, se corresponda con el del talud del espaldón de presa que queda por encima del repié. Por lo tanto, para que se produzca la rotura del conjunto, es necesario que se desarrollen las presiones intersticiales en el talud de la presa para desencadenar su deslizamiento o bien que las velocidades de salida por encima de la cota máxima del repié sean capaces de arrastrar el material del espaldón de la presa. Este proceso lleva a que el conjunto presa-protección resista un caudal de rotura mayor, concretamente 1,7 veces el caudal de rotura de la presa desprotegida, y a disminuir la fragilidad de la rotura en los caudales superiores al de diseño respecto a otro material de protección que resulte más fácilmente erosionable.

- Los caminos de rotura de la pareja de protecciones 35_45_25 y 35_45_35 (Figura 260), muestran una evolución sensiblemente diferente a los de la pareja de casos anteriores (12_35_10 y 12_35_16, Figura 259) en relación a sus respectivos casos de referencia de presas sin proteger.

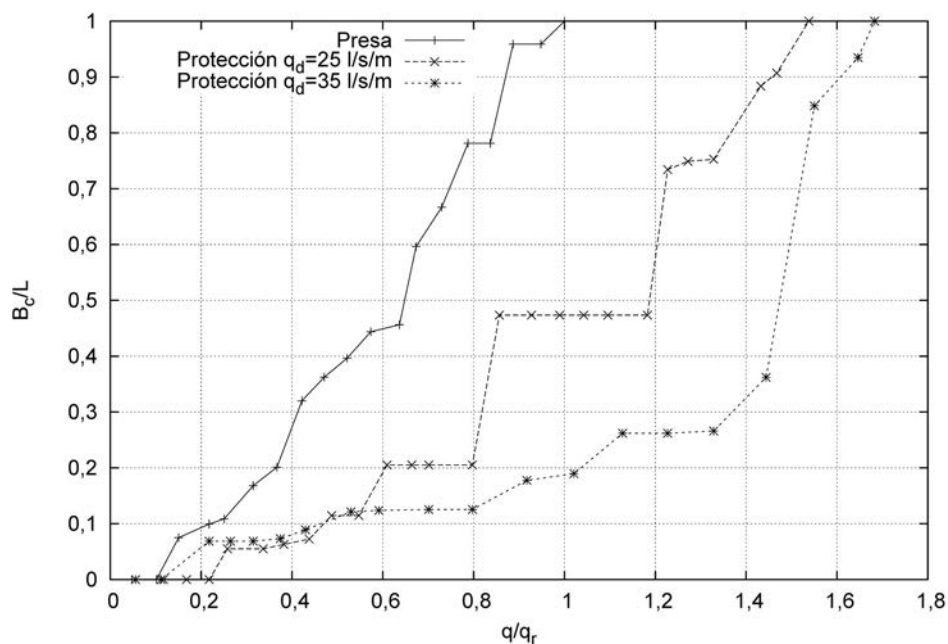


Figura 260. Comparación entre caminos de rotura de la presa sin protección y las protecciones 35_45_25 y 35_45_35.

Si bien todos los repiés ensayados consiguen resistir el caudal de percolación para el que han sido diseñados, su comportamiento para caudales superiores al de diseño presenta una diferencia notable. La diferencia radica en que los repiés formados por un material de protección de tamaño inferior resultan susceptibles de ser erosionados con caudales unitarios ligeramente superiores a los de diseño de la protección. Esta circunstancia parece indicar que una vez alcanzada la estabilidad en masa del repié para el caudal de diseño previsto, en condiciones de saturación, si se consigue evitar la erosión superficial

con caudales superiores al de diseño, bien sea por el propio tamaño del material del repi  o bien mediante una capa superficial tipo "*riprap*" (hipótesis no considerada en este trabajo), el efecto de la protección sobre la presa será superior, al incrementarse el caudal necesario para romper el conjunto presa-repi . Esto implicaría un efecto muy beneficioso con un pequeño incremento en el coste de ejecución al no ser necesario aumentar el volumen de material de repi  sino sólo su granulometría o zonificación.

En definitiva, y a modo de conclusión final en función de los resultados obtenidos, se puede considerar validado el procedimiento de diseño en los casos incluidos en la campaña de verificación. Se recomienda además profundizar en la investigación de protecciones superficiales del talud del repi  tipo "*riprap*" para mejorar el comportamiento de la protección para caudales de percolación superiores al de diseño.

Conclusiones,
aportaciones originales y
futuras líneas de investigación

8. CONCLUSIONES, APORTACIONES ORIGINALES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.

8.1. Resumen de conclusiones.

A partir de los resultados de los experimentos y modelos, se han extraído conclusiones acerca del funcionamiento de las protecciones tipo repié para hacer frente a la percolación de caudales extraordinarios de origen accidental. Tras el análisis del efecto de los principales parámetros que determinan su diseño, se ha elaborado un procedimiento que permite dimensionar el repié a partir de las características de los materiales a emplear. Este procedimiento es de aplicación siempre que los materiales del espaldón de la presa y de la protección sean de tipo granular, no cohesivo y con un comportamiento cuasi isótropo.

Las conclusiones principales obtenidas de las investigaciones realizadas en este trabajo son las siguientes:

- ✓ Los repiés de escollera constituyen una protección eficaz del espaldón de escollera de aguas abajo de la presa frente al deslizamiento en masa provocado por percolaciones accidentales.
- ✓ El talud del repié constituye una variable fundamental en el diseño y depende principalmente de la resistencia al corte de la escollera utilizada para su construcción. La fórmula de dimensionamiento propuesta por Toledo para taludes de escollera en condiciones de saturación completa, que ha sido validada experimentalmente en este trabajo, resulta aplicable para el cálculo del talud del repié.
- ✓ El ancho de la berma es una variable de escasa relevancia de cara a la mejora de la estabilidad. Se recomienda adoptar en el diseño el mínimo ancho que sea compatible con la adecuada compactación del material.
- ✓ La altura del repié se dimensiona una vez definido el ancho de berma y su talud. El valor adoptado como altura del repié será aquel que, para el caudal de diseño considerado, permita cubrir por completo la parte del espaldón de presa que queda sometido a las presiones intersticiales generadas por la percolación. Por lo tanto, el talud dependerá básicamente del valor del caudal de diseño y de las leyes de resistencia de los materiales del espaldón de la presa y del repié.
- ✓ El procedimiento para la estimación de la altura del repié, basado en hipótesis conservadoras, establece un margen de seguridad teórico entre la zona saturada del conjunto presa repié y el talud del espaldón de la presa que queda inmediatamente por encima de la protección. Este margen puede ser ampliado o reducido en función del criterio del proyectista si bien se ha demostrado experimentalmente que su posible

agotamiento, con niveles de saturación próximos a los previstos, no resulta crítico de cara a la estabilidad del conjunto.

- ✓ El criterio para decidir el tamaño del material de repié debe ser el de evitar el arrastre provocado por las velocidades de filtración en la salida del agua por la superficie del talud, para el caudal de diseño establecido. En caso de que, para evitar el arrastre, se requieran tamaños de piedra demasiado elevados, se puede optar por una solución zonificada, con una capa externa de protección tipo “riprap” de piedra más gruesa que cumpla con esta función.
- ✓ La resistencia del conjunto presa-repié para caudales superiores al de diseño puede ser sensiblemente mayor si el material que compone el repié es capaz de resistir las velocidades de percolación generadas por dichos caudales. En este caso, se produciría un incremento importante del caudal de rotura completa del conjunto presa repié con respecto al de la presa sin proteger, aumentando el nivel de seguridad en este rango de caudales. En el caso de repiés formados por un material fácilmente erosionable con caudales superiores al de diseño, los caudales de rotura completa de la presa desprotegida y del conjunto presa repié pueden ser muy próximos.
- ✓ El material del repié de escollera debe ser autoestable y de elevada permeabilidad en relación al material de la presa. También debe cumplir con la condición de filtro respecto al material del espaldón de la presa a proteger y, de no ser así, se deben añadir las capas de transición necesarias entre presa y repié para conseguir la estabilidad interna del conjunto.
- ✓ La calibración de la ley de resistencia no lineal del material tipo escollera se puede realizar en la propia obra mediante un pedraplén de ensayo instrumentado con piezómetros y un aforo del caudal filtrado aplicando la metodología utilizada en la campaña de verificación incluida en este trabajo (apartado 3.7.1).
- ✓ Debe tenerse en cuenta el incremento del nivel de saturación en el pie de presa durante la filtración debido al estrechamiento de la parte inferior de la cerrada. La consideración del caudal unitario referido al ancho inferior del valle constituye en todos los casos una hipótesis conservadora.
- ✓ Los coeficientes de seguridad a considerar en el diseño pueden ser los manejados para situaciones extremas al ser ésta una obra que sólo entrará en funcionamiento en caso de suceder una avería en la presa o al superarse la capacidad de sus órganos de desagüe.

8.2. Aportaciones originales.

El presente trabajo se basa en más de 400 ensayos experimentales, con 70 configuraciones distintas de geometría y de anchuras del recinto de ensayo, así como en una serie de modelaciones numéricas realizadas en paralelo a la modelación física. Los ensayos se han realizado en condiciones de laboratorio, con alturas de material que oscilan entre 0,5 y 1,0 m y anchuras de canal entre 0,6 y 2,4 m, lo que ha requerido el uso de 18 m³ de materiales tipo grava, con tres tamaños diferentes y caudales máximos de ensayo superiores a los 120 l/s.

Las aportaciones principales que este trabajo introduce en el estado del arte de la tecnología de las protecciones de presas son las siguientes:

- Formulación de un procedimiento general de diseño de protecciones en repié para presas de materiales sueltos con espaldón de aguas abajo de escollera. La protección tiene como función disminuir o evitar los daños por deslizamiento en masa en una presa existente en escenarios provocados por averías o falta de capacidad de desagüe en que se puedan generar caudales de percolación anormalmente elevados en su espaldón de aguas abajo.
- Elaboración de un procedimiento simplificado de uso general, para el dimensionamiento de protecciones en repié. El procedimiento se ha programado en un código de MATLAB denominada *Prepie.m*.
- Formulación de una metodología de ajuste experimental de la ley de resistencia parabólica en materiales granulares no cohesivos mediante taludes de escollera armada aplicable en prototipos de obra.
- Comprobación experimental de la efectividad de las protecciones en repié para evitar el deslizamiento en masa de taludes de material granular no cohesivo sometidos a percolación.
- Análisis del efecto que producen sobre la estabilidad las variables de dimensionamiento que definen el repié. Definición del *umbral de inestabilidad* y del *talud óptimo de protección*.
- Formulación de criterios de discriminación entre los patrones de rotura por erosión y por deslizamiento en masa.
- Validación experimental de la formulación teórica de estabilidad de taludes de escollera en condiciones de saturación.

8.3. Futuras líneas de investigación.

Las líneas de investigación que se propone plantear para complementar las investigaciones de este trabajo son las siguientes:

- Análisis del efecto de escala que se produce en la percolación y el deslizamiento en masa en medios granulares no cohesivos.
- Estudio de la anisotropía en los materiales de presa de tipo escollera enfocado a su caracterización y a la posible modelación física y numérica.
- Estudio de protecciones mediante repiés zonificados con protecciones superficiales tipo *"riprap"*.
- Determinación de leyes de aplicación general para definir las relaciones existentes entre el gradiente hidráulico y la velocidad de filtración en materiales granulares de elevada permeabilidad.
- Aplicación de nuevos métodos de análisis basados en inteligencia artificial para caracterizar la resistencia al corte de la escollera.
- Análisis histórico de los caudales de percolación registrados en averías de presas de materiales sueltos.
- Investigación sobre los criterios de estabilidad interna y de las condiciones de filtro en procesos de filtración con movimiento de tipo no laminar.

Bibliografía

9. BIBLIOGRAFÍA

ABT, S.R., KHATTAK, M.S., NELSON, J.D., RUFF, J.F., SHAIKH, A., WITTLER, R.J., LEE, D.W. y HINKLE, N.E., 1987. Development of Riprap Design Criteria by Riprap Testing in Flumes: Phase I. Denver, EEUU.: Uranium Recovery Field Office, Region IV, U.S. Nuclear Regulatory Commission ; Washington, DC : Division of Waste Management, Office of Nuclear Material Safety and Safeguards, U.S. Nuclear Regulatory Commission.

ABT, S.R., THORNTON, C.I., GALLEGOS, H.A. y ULLMANN, C.M., 2008. Round-Shaped Riprap Stabilization in Overtopping Flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, **134**, pp. 1035.

ABT, S.R., THORNTON, C.I. y JOHNSON, T.L., 1998. Riprap sizing at toe of embankment slopes. *Journal of Hydraulic Engineering*, **124**(7), pp. 672-676.

AENOR, 2004. Norma UNE-EN 13383-1/AC. Escolleras. Parte 1: Especificaciones. Asociación Española de Normalización y Certificación.

AENOR, 2003. Norma UNE-EN 13383 AN/CTN 146. Escolleras. Asociación Española de Normalización y Certificación.

AENOR, 2003. Norma UNE-EN 13383-1. Escolleras. Parte 1: Especificaciones. Asociación Española de Normalización y Certificación.

AENOR, 2003. Norma UNE-EN 13383-2. Escollera. Parte 2: Métodos de ensayo. Asociación Española de Normalización y Certificación.

ÁLVAREZ, A., MONTOYA, F.F. y TOLEDO, M.A., 1998. Innovaciones en aliviaderos de presas de materiales sueltos. *Revista de Obras Públicas*, **3378** (Julio-Agosto), pp. 19-24.

ANDRÉ, S., 2004. High velocity aerated flows on stepped chutes with macro-roughness elements, Laboratoire de Constructions Hydrauliques, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne.

ARAOZ, A., 1991. Resistencia al corte en las escolleras. *Revista de Obras Públicas*, (3300), pp. 31-35.

ARHIPAINEN, E., 1970. Submerged dam on Lake Kemi. *Proceedings of ICOLD Montreal Congress*. Q36.R6., , pp. 95-111.

AYRES ASSOCIATES, 2001. Design Manual for Articulating Concrete Block Systems. Denver, Colorado, EEUU: Harris Country Flood Control District.

BARTON, N., 2008. Shear strength of rockfill, Interfaces and rock joints, and their points of contact in rock dump design. In: A. FOURIE, ed, *Rock dumps*. Perth, Australia: Australian Centre for Geomechanics, pp. 3-18.

BARTON, N. y KJAERNSLI, B., 1981. Shear strength of rockfill. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, **107**(7), pp. 873-891.

BARTSCH, M. y NILSSON, Å., 2007. Leakage in embankment dams. Functional analysis and strengthening by adding a downstream berm. *Proceedings of Talsperren Symposium. Deutschen TalsperrenKomitee. Freising, Alemania*.

BATHURST, R.J., CROWE, R.E. y ZEHALUK, A.C., 1993. Geosynthetic cellular confinement cells for gravity retaining wall, Richmond Hill, Ontario, Canada. In: G.P. RAYMOND and J.P. GIROUD, eds, *Geosynthetic Case Histories*. British Columbia, Canada: BiTech Publishers, Limited, pp. 266-267.

BERNEY, O., CHARMAN, J., KOSTOV, L., MINETTI, L., STOUTESDIJK, J. y TRICOLI, D., 2001. *Small dams and weirs in earth and gabion materials*. Roma, Italia: Food and Agriculture Organization of the United Nations.

BIEBERSTEIN, J., QUIEBER, J. y WÖRSCHING, H., 2004. Open stone asphalt. A revetment for dams and embankments designed for overtopping. Oslo, Noruega.

BISHOP, A.W., 1954. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*, **5**(1), pp. 7-17.

BIZCARRONDO, M.A. y GÓMEZ, G., 1970. Presa de escollera con aliviaderos por coronación. *Revista de obras públicas*, **117**(Tomo I (3061)), pp. 573-577.

BLEE, C.E. y RIEGEL, R.M., 1951. Rock Fill Dams. Commission Internationale des Grandes Barrages. Quatrieme Congres des Grands Barrages. New Delhi, India., **Q13**(R22).

BRAVO, G., 1995. Teoría y práctica de la filtración y drenaje en presas de materiales sueltos. Madrid: Comité Nacional Español de Grandes Presas.

BROWN, S.A. y CLYDE, E.S., 1989. Design of riprap revetment. Washington, EEUU: US Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Research, Development, and Technology, Turner-Fairbank Highway Research Center.

- CAMPOS, H., ACEDO, A., GARCÍA, J., MORÁN, R. y TOLEDO, M.A., 2010. Rotura de presas de escollera por sobrevertido. Generación de hidrogramas y planos de rotura de la presa, *Comunicaciones del Seminario sobre instrumentación en laboratorios de hidráulica 2010*, CEDEX.
- CAMPOS, H., MORÁN, R. y TOLEDO, M.A., 2011. Estudio de la rotura de presas de material granular grueso uniforme no cohesivo sin elemento impermeable. Fase de inicio. *Dam Maintenance & Rehabilitation II*. Zaragoza, España: CRC Press. Taylor & Francis Group. Balkema 2010 .
- CAMPOS, H., TOLEDO, M.A. y MORÁN, R., 2011. Proceso de rotura de las presas de escollera por sobrevertido en fase de rotura del espaldón. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- CASEY, H.J., 1936. Construction of rock-filled dams in flowing water on the Passamaquoddy Tidal-Power project. *Proceedings of the second congress on large dams, ICOLD. Washington, D.C., EEUU.*, **Q23**(3), pp. 103-122.
- CECILIO, C.B. y EDWARDS, W.D., 1984. Modifications to embakment dams to prevent or accommodate overtopping. , 17-20/06/1984 1984.
- CECILIO, C.B. y TELLO, J.C., 1986. Main strawberry dam and spillway throughflow analysis. FERC project 2130, Spring gap. Flood hydrology, Main Strawberry Reservoir (Pinecrest Lake) and Lyons Reservoir, South Fork Stanislaus River. Pacific Gas and Electric Company, pp. 1-5.
- CHARLES, J.A. y WATTS, K.S., 1980. The Influence of Confining Pressure on the Shear Strength of Compacted Rockfill. *Geotechnique*, **30**(4), pp. 353-367.
- CHARLES, J.A., BURFORD, D. y WATTS, K.S., 1981. Field studies of the effectiveness of "Dynamic consolidation". *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, **3**, pp. 617-622.
- CHARMAN, J., KOSTOV, L., MINETTI, L., STOUTESDIJK, J. y TRICOLI, D., 2001. Small dams and weirs in earth and gabion materials. *Food and Agriculture Organization of the United Nations, Land and Water Development Division*. Roma, Italia.
- CHINNARASRI, C., DONJADEE, S. y ISRANGKURA, U., 2008. Hydraulic Characteristics of Gabion-Stepped Weirs. *Journal of Hydraulic Engineering*, **134**(8), pp. 1147-1152.
- CHINNARASRI, C. y SAELIM, A., 2009. Semi-parametric model of an overtopped dike breach. *Water Management*, **162**(4), pp. 289-296.

CIFRES, E., 1990. Azud de escollera armada en Tous. *Revista de Obras Públicas*, **137**(3288), pp. 35-38.

CNEGP, 2005. Guía Técnica de Seguridad de Presas nº1. Seguridad de presas. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos/Comité Nacional Español de Grandes Presas. Madrid, España:

COLEMAN, S.E., ANDREWS, D.P. y WEBBY, M.G., 2002. Overtopping breaching of noncohesive homogeneous embankments. *Journal of Hydraulic Engineering*, **128**, pp. 829.

COUTO, T.L., PINTO, A., TOLEDO, M.A. y MORÁN, R., 2007. A new solution for a concrete spillway over a rockfill dam. Hydraulic model study of Barriga Dam in Spain. In: C. PINA, E. PORTELA and J. PEREIRA, eds, *Proceedings of the 5th International Conference on Dam Engineering*. Lisboa, Portugal: LNEC, pp. 139-146.

CROWE, R.E., BATHURST, R.J. y ALSTON, C., 1989. Design and Construction of a Road Embankment Using Geosynthetics. *42nd Canadian Geotechnical Conference, Winnipeg, Manitoba 1989*, pp. 266-271.

CRUZ, P.T. y LOBO, R.H., 2004. Leakage on concrete face rock-fill dam, *Proceedings of International Conference of Hydropower*, Mayo 2004, Chinese National Committee on Large Dams.

CRUZ, P.T., MATERÓN, B. y FREITAS, M., 2009. Concrete face rockfill dams. Gran Bretaña: CRC Press/Balkema.

DADVAND, P., ROSSI, R. y OÑATE, E., 2010. An Object-oriented Environment for Developing Finite Element Codes for Multi-disciplinary Applications. *Archives of Computational Methods in Engineering*, **17**(3), pp. 253-297.

DE CEA, J.C. y OLALLA, C., 1991. Monografía M 18. Resistencia al corte de escolleras. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), Madrid, España.

DETERT, M., WEITBRECHT, V. y JIRKA, G.H., 2010. Laboratory Measurements on Turbulent Pressure Fluctuations in and above Gravel Beds. *Journal of Hydraulic Engineering*, **136**(10), pp. 779-789.

DIACON, A., STERNATIU, D. y MIRCEA, N., 1992. Analysis of the Belci dam failure. *International Water Power and Dam Construction*, **44**(9), pp. 67-72.

DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS, 2006. Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera. Ministerio de Fomento, Madrid, España.

DODGE, R.A., 1988. Overtopping Flow on Low Embankment Dams--Summary Report of Model Tests. Springfield, Virginia, EEUU: National Technical Information Service. United States Department of the Interior. Bureau of Reclamation.

DUNCAN, M., 2004. Friction angles for sand, gravel and rockfill. *Kenneth Lee memorial Seminar 2004*.

EBL KOMPETANSE, 2005. Stability and breaching of embankment dams. Report on Subproject 2: Stability of downstream shell and dam toe during large through-flow. Oslo, Noruega: EBL Kompetanse AS.

ENGEL, P. y FLATO, G., 1987. Flow Resistance and Critical Flow Velocities for Geoweb Erosion Control System. Research and Applications Branch-National Water Research Institute Canada Centre for Inland Waters, Burlington, Ontario, Canada.

ESTAIRE, J. y OLALLA, C., 2006. Análisis de la resistencia de escolleras mediante ensayos de corte directo en caja de 1 x 1 m². *Ingeniería Civil*, (144), pp. 73-79.

FELL, R., WAN, C.F. y FOSTER, M., 2004. Methods for Estimating the Probability of Failure of Embankment Dams by Internal Erosion and Piping: Piping Through the Embankment. UNICIV REPORT R -428 ed. Sydney, Australia: University of New South Wales, School of Civil and Environmental Engineering.

FENTON, J.D., 1972. Hydraulic and stability analyses of rockfill dams. Melbourne, Australia: University of Melbourne, Dept. of Civil Engineering.

FERRIS, G., 2009. Performance of a rock drain after 20 years of service. *CDA 2009 Annual Conference*, 3-8/10/2009 2009, Canadian Dam Association.

FITZGERALD, B.J., 1977. Flood Forecasting During Construction of the Googong Dam. , Abril 1977 1977, pp. 13-15.

FITZPATRICK, M.D., 1977. Reinforced Rockfill in Hydro Electric Commission Dams. , Octubre 1977 1977, pp. 20-26.

FOKKEMA, A., 1977. Googong Dam Flood Diversion and Embankment Protection During Construction. , October 1977 1977, pp. 27-40.

FOSTER, M., FELL, R. y SPANNAGLE, M., 2000. The statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal*, **37**(5), pp. 1000-1024.

FRANCA, M.J. y ALMEIDA, A.B., 2004. A computational model of rockfill dam breaching caused by overtopping (RoDaB). *Journal of Hydraulic Research*, **42**(2), pp. 197-206.

FRANCA, M.J. y ALMEIDA, A.B., 2002. Experimental tests on rockfill dam breaching process. IAHR—International Symposium on Hydraulic and Hydrological Aspects of Reliability and Safety Assessment of Hydraulic Structures 2002.

FRATINO, U., 2004. Nappe and transition flows over stepped chutes, Fluvial, environmental and coastal developments in hydraulic engineering: proceedings of the International Workshop on State-of-the-Art Hydraulic Engineering, 16-19 February 2004, Bari, Italy 2004, Taylor & Francis, pp. 99.

FRATINO, U. y RENNA, F.M., 2009. Flow Features on Gabion Stepped Weirs. *Proceedings of 33rd IAHR Congress WATER ENGINEERING FOR A SUSTAINABLE ENVIRONMENT*, 2009 2009, International Association of Hydraulic Engineering & Research (IAHR), pp. 2319-2326.

FROEHLICH, D.C., 2008. Embankment dam breach parameters and their uncertainties. *Journal of Hydraulic Engineering*, **134**, pp. 1708.

FROSTICK, L., MCLELLAND, S. y MERCER, T., 2011. Users guide to physical modeling and experimentation: experience of the Hydralab network. Gran Bretaña: CRC Press/Balkema.

GEDNEY, D.S. y WEBER, W.G., 1978. Design and construction of soil slopes. *TRB Special report, Landslides: Analysis and Control*, **176**, pp. 172-191.

GERODETTI, M., 1981. Model studies of an Overtopped Rockfill Dam. *International Water Power and Dam Construction*, **33**(9), pp. 25-31.

GHAZAVI, M., HOSSEINI, M. y MOLLANOURI, M., 2008. A comparison between angle of repose and friction angle of sand, *Proceedings of the 12th International Conference of International Association for Computer Methods in Geomechanics (IACMAG) 2008*, pp. 1272-1275.

HANSEN, D., 1992. The behavior of flowthrough rockfill dams. *PhD Thesis.*, University of Ottawa, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering.

HARTUNG, F. y SCHEUERLEIN, H., 1970. Design of overflow rockfill dams. *Proceedings of ICOLD Montreal Congress*, **Q36**(R35).

- HEINRICHS, P.W., 2007. Dam safety management of council dams in New SouthWales, Austarlia, including two case studies. *Proceedings of Talsperren Symposium. Deutschen TalsperrenKomitee 2007*, pp. 166-173.
- HELLER, V., 2011. Scale effects in physical hydraulic engineering models. *Journal of Hydraulic Research*, **49**(3), pp. 293-306.
- HEWLETT, H.W.M., BOORMAN, L.A. y BRAMLEY, M.E., 1987. CIRIA Report N° 116, Storey's Gate. Guide to the design of reinforced grass waterways. Londres, Gran Bretaña: CIRIA.
- HÖEG, K., LÖVOLL, A. y VASKINN, K.A., 2004. Stability and breaching of embankment dams: Field tests on 6 m high dams. *International Journal on Hydropower and Dams*, **11**(1), pp. 88-92.
- HUANG, B. y GU, S., 1998. Design of small, hard-shell overflow dams on compressible foundations. *Journal of Energy Engineering*, **124**, pp. 20.
- HUGHES, S.A., 2008. Levee Overtopping Design Guidance: What We Know and What We Need. *ASCE Conference Proceedings*, **312**(78).
- ICOLD, 1995. Bulletin 99. Dam Failures Statistical Analysis. Paris, Francia: International Committee on Large Dams.
- ICOLD, 1993. Bulletin 89. Reinforced rockfill and reinforced fill for dams. State of the art. Paris, Francia: International Committee on Large Dams.
- IMPACT, 2005. Investigation of Extreme Flood Processes and Uncertainty. Final Technical Report. .
- INDRARATNA, B., 1994. Implications of Non-Linear strenght criteria in the stability assessment of rockfill dams. *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, , pp. 935-938.
- ISBASH, S.V., 1936. Construction of dams by depositing rock in running water. *Proceedings of 2nd Congress on large dams, Washington, D.C. EEUU*, **Q2**(R3), pp. 123-136.
- JANSEN, R.B., 1988. Advanced dam engineering for design, construction and rehabilitation. New York, EEUU: Van Nostrand Reinhold.
- JENSSEN, L. y SOREIDE, A., 2004. Models tests on the stability of rockfill dams during through flow, *International Seminar. Stability and Breaching of Embankment Dams*, Oslo, Noruega, 2004, pp. 1-9.

JOHNSON, H.A., 1971. Flow through rockfill dam. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Division*, **97**(2), pp. 329-340.

KEATON, J.R. y BECKWITH, G.H., 1996. Important considerations in slope design. In: R.L. TURNER and R.L. SCHUSTER, eds., *Landslides: Investigation and Mitigation: Special Report 247*. Washington D.C., EEUU: National Research Council, pp. 429-438.

KINSTLER, F., 1983. Mackintosh and Muchison Dams- River Diversions. *Australian Civil Engineering Transactions*, **CE 25**(Nº 1), pp. 51-56.

KIRKPATRICK, W.M., 1965. Effects of grain size and grading on the shearing behavior of granular materials. *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, **1**, pp. 273-277.

KNAUSS, J., 1979. Computation of maximum discharge at overflow rockfill dams. (A comparison of different model test results). *Proceedings of ICOLD New Delhi Congress, India.*, **Q50**(R9), pp. 143-160.

KRAHN, J., 2004. Seepage modeling with SEEP/W. An engineering methodology. Calgary, Alberta, Canada: GEO-SLOPE International Ltd.

KRAHN, J., 2004. Stability modeling with SLOPE/W. An engineering methodology. Calgary, Alberta, Canada: GEO-SLOPE/W International Ltd.

LARESE, A., ROSSI, R., OÑATE, E. e IDELSOHN, S., 2008. Safety analysis of rockfill dams during overspill phenomena. *Proceedings of the 76th Annual Meeting of ICOLD. Sofia, Bulgaria.*

LARESE, A., ROSSI, R., OÑATE, E. y TOLEDO, M.A., 2010. Metodología de análisis de comportamiento de presas de escollera frente a un sobrevertido. *Proceedings of the IX Jornadas Españolas de Presas. Valladolid.*

LARESE, A., ROSSI, R. y OÑATE, E., 2011. Coupling eulerian and lagrangian models to simulate seepage and evolution of failure in prototype rockfill dams. In: *Proceedings of XI ICOLD Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*, 2011 2011.

LARESE, A., ROSSI, R., OÑATE, E. e IDELSOHN, S., 2012. A coupled PFEM–Eulerian approach for the solution of porous FSI problems. *Computational Mechanics*, , pp. 1-15.

- LARESE, A., ROSSI, R., OÑATE, E. y TOLEDO, M.A., 2011. Physical and numerical modelization of the behavior of rockfill dams during overtopping scenarios. In: *Proceedings of XI ICOLD Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*, 2011, CRC Press.
- LARESE, A., ROSSI, R., OÑATE, E., TOLEDO, M.A., MORÁN, R., CAMPOS, H., LARA, A. y VIÑA, M.P., 2011. Theme B: simulation of the behavior of prototypes of rockfill dams during overtopping scenarios: seepage evolution and beginning of failure. In: *Proceedings of XI ICOLD Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*, 2012-05-10T13:00:18Z 2011.
- LAWSON, J.D., 1987. Protection of rockfill dams and cofferdams against overflow and throughflow - The Australian experience. *Transactions of the Institution of Engineers, Australia, Civil Engineering*, **29**(3), pp. 138-147.
- LAWSON, J.D., TROLLOPE, D.H. y PARKIN, A.K., 1962. Some hydraulic aspects of unconventional rockfill dams. In: R. SILVESTER, ed, *Hydraulics and fluid mechanics. Proceedings of the First Australasian Conference*. Pergamon Press, pp. 159-172.
- LEARMONTH, F.M. y FUTLER, N.J., 1967. Surface Diversion of Stream Flows During Construction of Dams in Queensland. *Proceedings of the 9th ICOLD Congress, Istanbul, Turkey*, **Q33**(R49), pp. 853-876.
- LECHUGA, C., TOLEDO, M.A. y MORÁN, R., 2008. Investigación mediante modelo físico del comportamiento de las presas de escollera ante un vertido sobre coronación, *Comunicaciones de las VIII Jornadas Españolas de Presas 2008*, Colegio de Ingenieros de Caminos, pp. 21.
- LELIAVSKY, S., 1965. Percolation of water as a structural design factor. *Design of dams for percolation and erosion*. Londres, Gran Bretaña: Chapman & Hall.
- LEMPÉRIÈRE, F., 1991. Overspill rockfill dams: Conventional and unconventional designs. Technology-costs-safety. *Proceedings of ICOLD Viena Congress, Austria*, **Q67**(R7), pp. 111-127.
- LEMPÉRIÈRE, F. y VIGNY, J.P., 2004. Safety evaluation and strengthening of existing dams in catchment areas under 500 km². *International Seminar. Stability and Breaching of Embankment Dams*, Oslo, Noruega, 2004.
- LEPS, T.M., 1973. Flow through rockfill. In: R.C. HIRSCHFELD y S.J. POULOS, eds, *Embankment dam engineering*. Londres, Gran Bretaña: John Wiley & Sons., pp. 87-107.
- LEPS, T.M., 1970. Review of shearing strength of rockfill. *Journal of the soil mechanics and foundations division*, **96**(4), pp. 1159-1170.

LI, B. y GARGA, V.K., 1998. Theoretical solution for seepage flow in overtopped rockfill. *Journal of Hydraulic Engineering*, **124**(2), pp. 213-217.

LI, B., GARGA, V.K. y DAVIES, M.H., 1998. Relationships for non-darcy flow in rockfill. *Journal of Hydraulic Engineering*, **124**(2), pp. 206-212.

LINFORD, A. y SAUNDERS, D.H., 1967. A Hydraulic Investigation of Through and Overflow Rockfill Dams. British Hydromechanics Research Association.

LÖVOLL, A., 2004. Breach formation in embankment dams. Results from Norwegian field tests. *International Seminar. Stability and Breaching of Embankment Dams*, Oslo, Noruega, 2004.

LÖVOLL, A., 2004. Foreløpige resultater av feltog lab. forsøk, *Proceedings of the NNCOLD Fagseminar 2004*.

MACKELLAR, D., 1979. Failure of a Reinforced Rockfill Dam During Construction. *Proceedings of the 13th ICOLD Congress, New Delhi, India.*, **Q49**(R12), pp. 157-175.

MARKEVICH, N.J., 1991. Flood routing and stability analyses for Wishon Dam, North Fork Kings River, *FERC Project 1988, Haas-Kings River. California State Dam nº 97-118 1991*, Pacific Gas & Electric Co.

MARKEVICH, N.J. y CECILIO, C.B., 1991. Through-flow analysis for rockfill dam stability evaluations. In: D.D. DARLING, ed, *Waterpower '91: A New View of Hydro Resources. Proceedings of the International Conference on Hydropower*. Nueva York, EEUU: ASCE, pp. 1734-1743.

MARSAL, R.J., 1973. Mechanical properties of rockfill. In: HIRSCHFELD y POULOS, eds, *Embankment-Dam Engineering, Casagrande Volume*. Nueva York, EEUU: J. Wiley & Sons, pp. 109-200.

MARTINS, R., 1991. Seepage flow through rockfill dams. *Proceedings of ICOLD Viena Congress, Austria*, **Q67**(R14), pp. 255-265.

MARULANDA, A. y PINTO, N.L.S., 2000. Recent experience on design, construction and performance of CFRD dams, *J. Barry Cooke Volume. Concrete face rockfill dams 2000*.

MARY, M., 1936. Un nouveau type de barrage en enrochements le batardeau de mareges. *Proceedings of 2nd Congress on Large Dams, Washington, D.C., EEUU*, **Q2**(R3), pp. 95-102.

MASE, H., SAKAMOTO, M. y SAKAI, T., 1995. Neural network for stability analysis of rubble-mound breakwaters. *Journal of waterway, port, coastal, and ocean engineering*, **121**(6), pp. 294-299.

MICHALOWSKI, R.L., 2009. Critical Pool Level and Stability of Slopes in Granular Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **135**(3), pp. 444-448.

MICHIOKU, K., MAENO, S., FURUSAWA, T. y HANEDA, M., 2006. Discussions and Closures of Closure to discharge through a permeable rubble mound weir. *Journal of Hydraulic Engineering*, **131**(1), pp. 1-10.

MICHIOKU, K., MAENO, S., FURUSAWA, T. y HANEDA, M., 2006. Closure to "Discharge through a Permeable Rubble Mound Weir". *Journal of Hydraulic Engineering*, **132**(4), pp. 433-434.

MILL, O., DAHLBÄCK, N., WÖRMAN, A., KNUTSSON, S., JOHANSSON, F., ANDREASSON, P., YANG, J. y LUNDIN, U., 2010. Analysis and Development of Hydro Power Research. , pp. 5,6,44,48,46.

MILLER, S.P. y RALSTON, D.C., 1987. Embankment Overtopping- Case Histories. Hydraulic Engineering, Proceedings of the 1987 National Conference, ASCE, New York.

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE., 1996. Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses. Madrid: Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica MOP, Transportes y Medio Ambiente.

MINISTRY OF PETROLEUM AND ENERGY. ENERGY WATER RESOURCES DEPARTMENT., 2000. Regulations governing the safety and supervision of watercourse structures. Noruega.

MISHRA, S.K., 1998. Riprap design for overtopped embankments, PhD. Thesis, Colorado State University.

MISHRA, G.C. y SINGH, A.K., 2005. Seepage through a Levee. *International Journal of Geomechanics*, **5**(1), pp. 74-79.

MORÁN, R., CAMPOS, H., GARCÍA, J. y TOLEDO, M.A., 2011. Estudio de protecciones frente al sobrevuerto de presas de materiales sueltos mediante repié de escollera. *Dam Maintenance & Rehabilitation II*. Zaragoza, España: CRC Press. Taylor & Francis Group. Balkema 2010, .

MORÁN, R. y TOLEDO, M.A., 2009. Protección de presas de materiales sueltos frente al sobrevuerto mediante repié de escollera, *Actividad Experimental de I+D+ i en Ingeniería Hidráulica en España. Seminarios 2009.*, 18/06/2009 2009, pp. 120-121.

MORÁN, R., TOLEDO, M.A., SEVILLA, J.L. y GARCÍA, J., 2008. Aliviadero con bloques en forma de cuña sobre la presa de Barriga (Burgos). *VIII Jornadas Españolas de Presas. Córdoba*.

MORÁN, R. y TOLEDO, M.A., 2011. Research into protection of rockfill dams from overtopping using rockfill downstream toes. *Canadian Journal of Civil Engineering*, **38**(12), pp. 1314-1326.

MOYLE, J.H., 1996. Submittal and review requirements for overtopping protection utilizing articulated concrete blocks (ACBs). *Bureau of Dam Safety and Flood Control*, 1996 1996.

NAKAYAMA, O., SAKO, S., ABE, T. y MAMIYA, K., 2004. Destructive test of a river levee (seepage and overtopping). *International Seminar. Stability and Breaching of Embankment Dams*, Oslo, Noruega, 2004.

NILSSON, A., 2009. Maximal credible leakage for large rockfill dams due to internal erosion. *International Workshop on Internal Erosion in Dams and Foundations 2009*.

NILSSON, Å., 2004. RIDAS Tillämpningsvägledning – Fyllningsdammar. Utvikling av tillämpningsvägledning for fyllingsdammer i Sverige, *Proceedings of the NNCOLD Fagseminar 2004*.

NILSSON, A. y NORSTEDT, U., 1998. Commentary on the chapter of embankment dams in the Swedish Dam Safety Guidelines, Dam safety: proceedings of the International Symposium on New Trends and Guidelines on Dam Safety, Barcelona, Spain, 17-19 June 1998 1998, Balkema, Rotterdam., pp. 23-29.

NILSSON, Å. y RÖNNQVIST, H., 2004. Measures to strengthening embankment dams in order to stop or control a possible through-flow process, *International Seminar. Stability and Breaching of Embankment Dams*, Oslo, Noruega, 2004.

NRCS, 2007. Use of Articulating Concrete Block Revetment Systems for Stream Restoration and Stabilization Projects. Technical Supplement 14L. *National Engineering Handbook*. Natural Resources Conservation Service, pp. 1-28.

ODEMARK, E., 2004. Accidental flow through embankments- Stability of downstream slope and toe. *International Seminar. Stability and Breaching of Embankment Dams*, Oslo, Noruega, 2004.

ODONG, J., 2007. Evaluation of Empirical Formulae for Determination of Hydraulic Conductivity based on Grain-Size Analysis. *Journal of American Science*, **3**(3), pp. 54-60.

OLIVIER, H., 1967. Through and overflow rockfill dams. New design techniques. *Institution of Civil Engineers Proceedings*, **36**(3), pp. 433-471.

PARKIN, A.K., 1971. Field solutions for turbulent seepage flow. *Journal of the soil mechanics and foundations division*, **97**(1), pp. 209-218.

PARKIN, A.K., 1964. Free-fall dispersion in ideal granular media. Melbourne, Australia: Water Research Foundation of Australia LTD. Department of Civil Engineering, University of Melbourne.

PARKIN, A.K., 1963. Rockfill Dams with Inbuilt Spillways - Hydraulic Characteristics. Melbourne, Australia: Water Research Foundation of Australia LTD. Department of Civil Engineering, University of Melbourne.

PARKIN, A.K., 1963. Rockfill Dams with Inbuilt Spillways - Stability Characteristics. Melbourne, Australia: Water Research Foundation of Australia LTD. Department of Civil Engineering, University of Melbourne.

PARKIN, A.K., TROLLOPE, D. y LAWSON, J., 1966. Rockfill structures subject to water flow. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, **92**(SM6), pp. 135-151.

PELLS, P.J.N., 1978. Reinforced Rockfill for Construction Flood Control. *Journal of the Construction Division.*, **104**(1), pp. 85-95.

PENMAN, A.D.M. y CHARLES, J.A., 1975. The quality and suitability of rockfill used in dam construction. *Building Research Establishment. Watford, Current Paper CP 87/75, (34654)*, pp. 14.

PILARCZYK, K.W., VERHEY, H.J. y AKKERMAN, G.J., 1991. Rockfill design criteria for overflow dams. *Proceedings of ICOLD Viena Congress. Viena, Austria, Q.67*(R.28), pp. 465-488.

POWLEDGE, G.R. y DODGE, R.A., 1985. Overtopping of small dams—an alternative for dam safety, *Hydraulics and Hydrology in the Small Computer Age 1985*, ASCE, pp. 1071-1076.

POWLEDGE, G.R. y PRAVDIVETS, Y.P., 1992. Overtopping of embankments to accommodate large flood events. Modification of Dams to Accommodate Major Floods. *Twelfth Annual USCOLD Lecture Series*, 1992 1992, United States Committee on Large Dams, pp. 1-19.

RESSURREIÇÃO, J.M., 1988. Barragens de enrocamento drenante. Sua Tecnologia. Lisboa, Portugal: INSTITUTO ÁGUA.

RICE, C.E. y KADAVY, K.C., 1998. Roughness of loose rock riprap on steep slopes. *Journal of Hydraulic Engineering*, **124**(2), pp. 179-185.

ROBINSON K.M., RICE, C.E. y KADAVY, K.C., 1995. Stability of rock chutes. *Proceedings of Water Resources Engineering, ASCE*, Reston, Va, EEUU. pp. 1476-1480.

ROHAN, K., BELFADHEL, M.B., LEFEBVRE, G. y DASCAL, O., 1994. Damage mechanisms and influence of gradation for steep riprap. *Journal of Geotechnical Engineering*, **120**(3), pp. 514-527.

ROSSI, R., LARESE, A., DADVAND, P. y OÑATE, E., 2012. An efficient edge-based level set finite element method for free surface flow problems. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*.

SALMON, G.M., 2004. Notes for presentation on embankment dams- Design for accidental overtopping and through-flow. *International Seminar. Stability and Breaching of Embankment Dams*, Oslo, Noruega, 2004, pp. 1-51.

SANDIE, R.B., 1961. A laboratory investigation of self spillway rockfill dams, M. Eng. Sc. Thesis, University of Melbourne.

SARKARIA, G.S. y DWORSKY, B.H., 1968. Model studies of an Armoured Rockfill Overflow Dam. *Water Power*, (November), pp. 455-466.

SCHWEIGER, P.G., 2001. The state-of-the-art of armorng embankment dams using articulating concrete blocks. *Proceedings of Dam Safety 2001. Association of State Dam Safety Officials (ASDSO)*, 2001 2001.

SHACKELFORD, B.W., 1970. The Desing, Construction and Performance of Pit 7 Afterbay Dam. *Proceedings of the 10th ICOLD Congress, Montreal, Canada*, **Q36**(R24), pp. 389-403.

SHARP, B.B., 1961. Flow in a rockfill dam with inbuilt spillway. *Civil Engineering*, **56**(665).

SHARP, B.B. y JAMES, J.P., 1962. Spatially varied flow at the toe of a rockfill slope, *Proceedings of 1st Australasian Fluid Mechanics Society 1962*, pp. 279-292.

SHERARD, J.L. y DUNNIGAN, L.P., 1985. Filters and leakage control in embankment dams. In: R. L. VOLPE AND W. E. KELLY, ed, *Proceedings of Symposium on Seepage and Leakage from Dams and Impoundments*. Denver, Colorado, EEUU: Geotechnical Engineering Division, ASCE National Convention, pp. 1-30.

SIDDIQUA, S., BLATZ, J. y PRIVAT, N., 2011. Evaluating Turbulent Flow in Large Rockfill. *Journal of Hydraulic Engineering*, **137**(11), pp. 1462-1469.

SIMONS, D.B., CHEN, Y.H. y SWENSON, L.J., 1984. Hydraulic test to develop design criteria for the use of reno mattresses. Civil Engineering Dept., Engineering Research Center, Colorado State University.

- SKOGLUND, M. y SOLVIK, O., 1995. External and internal erosion in rockfill dams. *International Journal on Hydropower & Dams*, **2**(3), pp. 44-47.
- SMITH, K.V.H., 1986. Probabilistic approach to the stability analysis of rock protection for earth weirs. *Institution of Civil Engineers Proceedings pt.2*, **81**, pp. 243-253.
- SOLVIK, O., 1991. Throughflow and stability problems in rockfill dams exposed to exceptional loads. *Proceedings of ICOLD Viena Congress, Austria*, **Q67**(R20), pp. 333-343.
- SPARKS, A.D., 1967. The sloughing, overtopping, and reinforcement of rockfill and earth dams. *Proceedings of ICOLD Istambul Congress, Turkia*, **Q35**(R9), pp. 327-349.
- SPEEDIE, M.G., 1967. The Use of Hydraulic Models in Planning Flood Diversion Through Rockfill. *Proceedings of the 9th ICOLD Congress, Estambul, Turkia*, , pp. 471-484.
- STEPHENSON, D., 1979. Rockfill and gabions for erosion control. *Rockfill in hydraulic engineering*. Amsterdam, Holanda: Elsevier Publishing Company, pp. 203-208.
- STEVENS, M.A. y SIMONS, D.B., 1971. Stability analysis for coarse granular material on slopes. *River mechanics*, **1**, pp. 17-11.
- SUNDQVIST, P. y YANG, J., 2007. Modelling two-dimensional turbulent seepage in rockfill dams. *Dam Engineering*, **18**(3), pp. 179-194.
- SUNDQVIST, P. y YANG, J., 2006. Modeling turbulent seepage in Rock-fill Dams. *Elforsk Rapport 06:70*. Estocolmo, Suecia: Vattenfall Research & Development AB.
- SVENSK ENERGI, 2007. Ridas. Directrices de seguridad de presas en Suecia. *RIDAS - kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet*.
- TASK COMMITTEE ON OVERTOPPING PROTECTION OF THE HYDRAULICS DIVISION OF THE AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 1994. *Alternatives for overtopping protection of dams*. New York, USA: ASCE.
- TAYLOR, E.H., 1991. The Khasab self spillway embankment dams. *Proceedings of ICOLD Viena Congress, Austria*, **Q67**(R12), pp. 225-239.
- TEMPLE, D.M. y HANSON, G.J., 2005. Earth dam overtopping and breach outflow, *Proceedings of the World Water and Environmental Resources Congress 2005*, Anchorage, Alaska, EEUU 2005, ASCE.

TEMPLE, D.M. y IRWIN, W.U.N., 2006. Allowable Overtopping in Earthen Dams, *Proceedings of the Association of State Dam Safety Officials Annual Conference*, 10-14/09/2006 2006.

TERZAGHI, K. y PECK, R.B., 1948. Soil mechanics in engineering practice. New York. EEUU.

TOLEDO, M.A., 2004. Physical and mathematical modelling of embankment dam failure due to overtopping. *International Seminar. Stability and Breaching of Embankment Dams*, Oslo, Noruega, 2004. Publication no.: 179-2004, ISBN 82-436-0514-2.

TOLEDO, M.A., 2002. Overtopping and Embankment Dams. *Workshop on Stability and Breaching of Rockfill Dams*, Trondheim, Noruega, 2002.

TOLEDO, M.A., 1998. Diseño de presas de escollera resistentes al sobrevertido. Madrid: Comité Nacional Español de Grandes Presas.

TOLEDO, M.A., 1997. Presas de escollera sometidas a sobrevertido. Estudio del movimiento del agua a través de la escollera y de la estabilidad frente al deslizamiento en masa. Tesis doctoral., Universidad Politécnica de Madrid.

TOLEDO, M.A., 1997. Embankment Dams Slip Failure Due to Overtopping, *Proceedings of the 19th ICOLD Congress, Florencia, Italia, 1997*.

TOLEDO, M.A., LECHUGA, C. y OÑATE, E., 2008. Análisis del comportamiento de las presas de escollera ante un vertido por coronación, *Proceedings of the XXIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica 2008*, Asociación Internacional de Investigaciones Hidráulicas, IAHR.

TOLEDO, M.A., MORÁN, R. y CAMPOS, H., 2012. Modelación del movimiento del agua en medios porosos no lineales mediante un esquema de diferencias finitas. Aplicación al sobrevertido en presas de escollera. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, **28**(4).

TROLLOPE, D.H., 1956. The stability of wedges of granular materials. PhD Thesis., University of Melbourne, School of Engineering.

ULLMANN, C.M. y ABT, S.R., 2000. Stability of Rounded Riprap in Overtopping Flow, *Joint Conference on Water Resource Engineering and Water Resources Planning and Management 2000*, ASCE.

ULRICH, T., 1987. Stability of rock protection on slopes. *Journal of Hydraulic Engineering*, **113**(7), pp. 879-891.

- VARADARAJAN, A., SHARMA, K.G., ABBAS, S.M. y DHAWAN, A.K., 2006. Constitutive model for rockfill materials and determination of material constants. *International Journal of Geomechanics*, **6**(4), pp. 226-237.
- VARADARAJAN, A., SHARMA, K.G., VENKATACHALAM, K. y GUPTA, A.K., 2003. Testing and modeling two rockfill materials. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **129**(3), pp. 206-218.
- VASKINN, K.A., 2004. A dam safety research project. Stability and Failure Mechanisms of Dams, *International Seminar. Stability and Breaching of Embankment Dams*, Oslo, Noruega, 2004.
- VOLKER, R.E., 1969. Nonlinear flow in porous media by finite elements. *Journal of the Hydraulics Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers.*, **95**(HY6), pp. 2093-2114.
- WAHL, T.L., 2004. Uncertainty of predictions of embankment dam breach parameters. *Journal of Hydraulic Engineering*, **130**(5), pp. 389-397.
- WARK, R.J., 1982. Moochalabra Dam. 10 Years Experience with an Overtopped Rockfill. *ANCOLD*, (Bulletin 63), pp. 40-43.
- WEBSTER, K.C., 1973. Spillway Design and River Diversion for the Ord River Dam. *Proceedings of the 11th ICOLD Congress, Madrid, España*, **Q41**(R31), pp. 553-564.
- WEISS, A., 1950. Construction Technique of Passing Floods over Earth Dams. *Proceedings, ASCE*, **76**.
- WILKINS, J.K., 1963. The Stability of Overtopped Rock-fill Dams, *Proceedings of the Fourth Australia-New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 1963*.
- WILKINS, J.K., 1956. Flow of water through rockfill and its application to the design of dams, *Proceedings, Second Australia-New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Zealand 1956*, pp. 141-149.
- WITTLER, R.J. y ABT, S.R., 1990. Influence of uniformity on riprap stability, *Hydraulic Engineering. Proceedings of the 1990 National Conference 1990*, ASCE, pp. 251-256.
- WOODWARD-CLYDE, G., 2002. *Design manual for RCC spillways and overtopping protection*. First edn. EEUU: Portland Cement Association.
- WÖRMAN, A., 1993. Seepage - Induced Mass Wasting in Coarse Soil Slopes. *Journal of Hydraulic Engineering*, **119**(10), pp. 1155-1168.

WÖRMAN, A., ANDERSSON, C.A., GUSTAFSSON, A. y MARKLUND, L., 2010. Leakage Scenario for Design of Toe Revetment for Trängslet Embankment Dam, *Dam safety. Sustainability in a changing environment*, 22-23/9/2010 2010, ICOLD.

WÖRMAN, A., SJÖGREN, B. y MARKLUND, L., 2004. Large-Scale groundwater flow with free water surface based on data from SKB's site investigation in the forsmark area. Statens kärnkraftinspektion (SKI).

WRIGHT, D.E., 1968. Nonlinear flow through granular media. *Journal of the Hydraulics Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **94**(HY4), pp. 851-872.

XING, H., GONG, X., ZHOU, X. y FU, H., 2006. Construction of Concrete-Faced Rockfill Dams with Weak Rocks. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **132**(6), pp. 778-785.

XU, Y. y ZHANG, L.M., 2009. Breaching parameters for earth and rockfill dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **135**, pp. 1957.

YI, P., XU, C. y LIU, J., 2010. The effect of nonlinear strength of rockfill material on dam's stability. *Proceedings of the 12th Biennial International Conference on Engineering, Construction, and Operations in Challenging Environments; and Fourth NASA/ARO/ASCE Workshop on Granular Materials in Lunar and Martian Exploration 2010*, ASCE, pp. 3092-3100.

YU, X., JI, S. y JANNOYAN, K.D., 2006. Direct Shear Testing of Rockfill Material, *Proceedings of the GeoShanghai International Conference 2006*, 2006 2006, ASCE, pp. 149-155.

ZHANG, L. y DU, J., 1999. Comparison of the Performance of Rockfill Dams of Different Heights, *Proceedings of the Waterpower Conference 1999* 1999, ASCE.