

Protecciones de Escollera Frente al Sobrevertido en Presas de Materiales Suelos

R. Morán
M.A. Toledo

Protecciones de Escollera Frente al Sobrevertido en Presas de Materiales Suelos

R. Morán
M.A. Toledo

Monografía CIMNE Nº 111, Diciembre 2008

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

Primera edición: Diciembre 2008

**PROTECCIONES DE ESCOLLERA FRENTE AL SOBREVERTIDO EN PRESAS
DE MATERIALES SUELTOS**

Monografía CIMNE M 111

© El autor

ISBN: 978-84-96736-58-0

Depósito legal: B-55046-2008

ÍNDICE

PLANTEAMIENTO Y RESUMEN DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN	1
1. INTRODUCCIÓN	2
2. ESTADO DEL ARTE	5
2.1. La escollera.....	5
2.1.1 Caracterización.....	5
2.1.2 Resistencia al corte.....	6
2.2. El sobrevertido.	11
2.2.1 Condiciones de entrada, salida y control hidráulico	12
2.2.2 La Filtración	15
2.2.3 Mecanismos de rotura	24
2.3. Protecciones.....	29
2.3.1 Tipos de protecciones	29
2.3.2 Protecciones de escollera frente a la erosión	31
2.3.3 Protecciones de escollera frente al deslizamiento en masa	38
3. METODOLOGÍA.....	46
3.1. Descripción de las instalaciones del laboratorio utilizadas y de los modelos numéricos de cálculo.	46
3.1.1 Instalaciones de laboratorio.....	46
3.1.2 Modelos numéricos.....	55
3.2. Identificación de parámetros.	55
3.2.1 Parámetros geométricos.....	56
3.2.2 Parámetros geotécnicos.....	57
3.2.3 Parámetros físicos	58
3.3. Ensayos de caracterización del material.	60
3.3.1 Material de presa (E)	62

3.3.2	Material de protección (E_b)	64
3.4.	Descripción del ensayo de protección.	66
3.4.1	Geometría	66
3.4.2	Materiales	69
3.4.3	Caudales	74
3.4.4	Toma de datos.....	75
3.4.5	Criterios de fallo	78
3.4.6	Planilla de toma de datos	80
3.5.	Descripción de los modelos numéricos.....	81
3.5.1	Descripción del modelo de filtración	81
3.5.2	Calibración del modelo de filtración	83
3.5.3	Descripción del modelo de estabilidad	83
3.5.4	Casos modelados.....	84
4.	RESULTADOS	85
4.1.	Modelos físicos.....	85
4.2.	Modelos numéricos.....	86
4.2.1	Calibración del modelo.....	86
4.2.2	Coeficientes de seguridad al deslizamiento en masa	93
5.	DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES	94
5.1.	Acotación de la representatividad de los modelos	94
5.2.	Requisitos para la estabilidad con protecciones de escollera.....	95
5.2.1	Estabilidad interna	96
5.2.2	Resistencia a la erosión	96
5.2.3	Deslizamiento en masa	96
5.3.	Análisis de los resultados de los modelos físicos	97
5.4.	Análisis de los resultados de los modelos numéricos	101
5.5.	Conclusiones.....	106
5.6.	Propuesta de nuevas investigaciones a realizar.....	107

Apéndice 1. Resultados del modelo físico.....	110
Apéndice 2. Resultados del modelo numérico	217
6. BIBLIOGRAFÍA.....	229
AGRADECIMIENTOS.....	232

FIGURAS

Figura 1. Croquis de las secciones transversales de los casos ensayados	3
Figura 2. Ángulo de rozamiento interno en función de diámetro máximo y porosidad. (Fuente: De Cea y Olalla citando a Kirpatrick, 1985).	7
Figura 3. Ángulo de rozamiento de escolleras de presa en función de la presión de confinamiento. (Fuente: Leps, 1970).....	8
Figura 4. Relación entre tensiones principales en función de la presión de confinamiento. (Fuente: Leps, 1970)	9
Figura 5. Relación entre tensiones principales en función del porcentaje de rotura de partículas. (Fuente: Marsal, 1975).....	10
Figura 6. Evolución del proceso de saturación del espaldón por sobrevertido. (Fuente: Toledo 1997)	13
Figura 7. Casos de sobrevertido en función de las condiciones hidráulicas. (Fuente: Pilarczyk et al. 1991)	14
Figura 8. Comparación entre redes de filtración con flujo laminar y turbulento. (Fuente: Parkin, 1971)	15
Figura 9. Zonificación hidráulica en la filtración por sobrevertido. (Fuente: Parkin, Trollope & Lawson 1966)	16
Figura 10. Comparación entre el coeficiente de Darcy deducido en función de la porosidad o mediante ensayos. (Fuente: Solvik 1991)	17
Figura 11. Límites de aplicación de la ley de Darcy. (Fuente: Leliavsky, 1965 citando a Prinz, 1923).	18
Figura 12. Área de presión relativa superior al 95% desarrollada en un talud 1.5 de una presa de 50 m de altura. (Fuente: Toledo 1997)	19
Figura 13. Diferencia de presiones absolutas entre un cálculo con ley lineal y exponencial. (Fuente: Toledo 1997)	20
Figura 14. Esquema de la presión relativa en el pie de presa. (Fuente: Toledo 1997)	21
Figura 15. 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).....	22
Figura 16. Ley de intercambio de caudales a lo largo de la superficie del espaldón. (Fuente: Toledo 1997)	23

Figura 17. Zonas críticas del espaldón en el sobrevertido. Alzado. (Fuente: Skoglund y Solvik 1995)	27
Figura 18. Algunos tipos de protecciones de presas de escollera. (Fuente: Lempérière 1991)	30
Figura 19. Variación del tipo de rotura en función de la pantalla interna. (Fuente: Arhippainen 1970).	39
Figura 20. Sección tipo de la protección propuesta para la presa del lago Kemi. (Fuente: Arhippainen 1970).	40
Figura 21. Sección tipo de la presa de Wadi Khasab. (Fuente: Taylor 1991)	41
Figura 22. Erosión en el pie de presa medido en el modelo de Wadi Khasab. (Fuente: Taylor 1991).	41
Figura 23. Envolvente de círculos de rotura con $F=1$ en presas de escollera sometidas a sobrevertido. (Fuente: Parkin 1971)	42
Figura 24. Sección tipo de la presa de escollera resistente al sobrevertido. (Fuente: Resurreiçao 1988).	42
Figura 25. Variación de la superficie específica del material en función de su tamaño. (Fuente: Resurreiçao 1988).	43
Figura 26. Gráfico de dimensionamiento de protecciones frente al sobrevertido. (Fuente: Toledo 1997).	45
Figura 27. Esquema del Laboratorio de Hidráulica	53
Figura 28. Canal de ensayo. Planta	54
Figura 29. Canal de ensayo. Perfil	54
Figura 30. Croquis de la secciones transversales de los casos ensayados	67
Figura 31. Curva granulométrica del material de presa (E)	71
Figura 32. Curva granulométrica del material de protección (E_b).	73
Figura 33. Tabla de cálculo de la relación de inestabilidad (IR) del material de protección (E_b)	74
Figura 34. Croquis de los calados medidos en el recinto de ensayo.	75
Figura 35. Altura de los daños por deslizamiento (H_d)	77
Figura 36. Modelo de filtración. Dominio de cálculo.	82
Figura 37. Modelo de filtración. Condiciones de contorno.	82
Figura 38. Ejemplo de planteamiento de un modelo de estabilidad	83
Figura 39. Presiones en la base en función de la permeabilidad adoptada. Material E .	87
Figura 40. Errores relativos en función de la permeabilidad de cálculo. Material E .	87
Figura 41. Comparación entre la línea de saturación calculada y los valores medidos en laboratorio (Caso $H_b^*=0$).	88
Figura 42. Detalle de la Figura 41.	88

Figura 43. Resultados de la verificación de la calibración del modelo de filtración. Material E.....	89
Figura 44. Presiones en la base en función de la permeabilidad adoptada. Material E _b	90
Figura 45 Errores relativos en función de la permeabilidad de cálculo. Material E _b	91
Figura 46. Comparación entre la línea de saturación calculada y los valores medidos en laboratorio (Caso H _b [*] =0,6; N _b =3).....	91
Figura 47. Detalle de Figura 46.	91
Figura 48 Resultados de la verificación de la calibración del modelo de filtración. Material E _b	92
Figura 49. Efecto del peso sobre la estabilidad en masa en un círculo de rotura.	97
Figura 50. Relación entre las superficies de la sección de la protección y la de la presa	98
Figura 51. Altura adimensional de los daños producidos en la protección	98
Figura 52. Comparación entre los niveles de fallo de las distintas protecciones ensayadas.....	99
Figura 53. Caudal máximo soportado por las protecciones respecto al caudal de rotura de la presa sin proteger.	99
Figura 54. Caudal máximo con nivel de fallo 1 por las protecciones respecto al caudal de rotura de la presa sin proteger.	100
Figura 55. Relación entre el caudal máximo soportado con daños moderados y la sección adimensional	101
Figura 56. Coeficiente de seguridad en función del talud. Caso H _b [*] = 0,6.	102
Figura 57. Coeficiente de seguridad en función del talud. Caso H _b [*] = 0,4.	103
Figura 58. Coeficiente de seguridad en función de la altura de la berma. Caso N _b = 1,5.	104
Figura 59. Coeficiente de seguridad en función de la altura de la berma. Caso N _b = 2,2.	105
Figura 60. Coeficiente de seguridad en función de la altura de la berma. Caso N _b = 3,0.	105
Figura 61. Círculo de rotura. H _b [*] =0. q _s =6,11 l/s/m	218
Figura 62. Círculo de rotura. H _b [*] =0. q _s =13,15 l/s/m	218
Figura 63. Círculo de rotura. H _b [*] = 0,6; N _b = 1,5. q _s =4,31 l/s/m	219
Figura 64. Círculo de rotura. H _b [*] = 0,6; N _b = 1,5. q _s =9,54 l/s/m	219
Figura 65. Círculo de rotura. H _b [*] = 0,6; N _b = 1,5. q _s =19,05 l/s/m	219
Figura 66. Círculo de rotura. H _b [*] = 0,6; N _b = 2,2. q _s =3,62 l/s/m	220
Figura 67. Círculo de rotura. H _b [*] = 0,6; N _b = 2,2. q _s =7,62 l/s/m	220
Figura 68. Círculo de rotura. H _b [*] = 0,6; N _b = 2,2. q _s =12,73 l/s/m	220
Figura 69. Círculo de rotura. H _b [*] = 0,6; N _b = 2,2. q _s =20,98 l/s/m	221
Figura 70. Círculo de rotura. H _b [*] = 0,6; N _b = 3,0. q _s =1,85 l/s/m	221
Figura 71. Círculo de rotura. H _b [*] = 0,6; N _b = 3,0. q _s =5,54 l/s/m	221
Figura 72. Círculo de rotura. H _b [*] = 0,6; N _b = 3,0. q _s =14,32 l/s/m	222
Figura 73. Círculo de rotura. H _b [*] = 0,6; N _b = 3,0. q _s =21,39 l/s/m	222

Figura 74. Círculo de rotura. $Hb^* = 0,6$; $Nb = 3,0$. $q_s = 27,27$ l/s/m	222
Figura 75. Círculo de rotura. $Hb^* = 0,6$; $Nb = 3,0$. $q_s = 37,65$ l/s/m	223
Figura 76. Círculo de rotura. $Hb^* = 0,4$; $Nb = 1,5$. $q_s = 5,25$ l/s/m	223
Figura 77. Círculo de rotura. $Hb^* = 0,4$; $Nb = 1,5$. $q_s = 12,15$ l/s/m	223
Figura 78. Círculo de rotura. $Hb^* = 0,4$; $Nb = 1,5$. $q_s = 20,41$ l/s/m	224
Figura 79. Círculo de rotura. $Hb^* = 0,4$; $Nb = 2,2$. $q_s = 6,33$ l/s/m	224
Figura 80. Círculo de rotura. $Hb^* = 0,4$; $Nb = 2,2$. $q_s = 12,39$ l/s/m	224
Figura 81. Círculo de rotura. $Hb^* = 0,4$; $Nb = 2,2$. $q_s = 19,40$ l/s/m	225
Figura 82. Círculo de rotura. $Hb^* = 0,4$; $Nb = 2,2$. $q_s = 24,49$ l/s/m	225
Figura 83. Círculo de rotura. $Hb^* = 0,4$; $Nb = 3,0$. $q_s = 6,20$ l/s/m	225
Figura 84. Círculo de rotura. $Hb^* = 0,4$; $Nb = 3,0$. $q_s = 13,20$ l/s/m	226
Figura 85. Círculo de rotura. $Hb^* = 0,4$; $Nb = 3,0$. $q_s = 19,12$ l/s/m	226
Figura 86. Círculo de rotura. $Hb^* = 0,4$; $Nb = 3,0$. $q_s = 23,59$ l/s/m	226
Figura 87. Círculo de rotura. $Hb^* = 0,4$; $Nb = 3,0$. $q_s = 30,55$ l/s/m	227
Figura 88. Círculo de rotura. $Hb^* = 0,4$. $Nb = 3,0$. $q_s = 37,73$ l/s/m	227

FOTOGRAFÍAS

Foto 1. Escollera compactada	5
Foto 2. Escollera colocada	5
Foto 3. Vista del canal de ensayo desde aguas abajo.	46
Foto 4. Electroválvula con actuador automático programable.	48
Foto 5. Caudalímetro por ultrasonidos FLUXUS ADM 7407	49
Foto 6. Vertedero rectangular en pared delgada	50
Foto 7. Sonda de ultrasonidos situada aguas abajo del modelo.....	51
Foto 8. Lector de la sonda de medida de nivel por ultrasonidos	52
Foto 9. Escalas de lectura de piezómetros.....	52
Foto 10. Ejemplo de ensayo in situ para determinar el ángulo de rozamiento al reposo del material	61
Foto 11. Detalle de la malla metálica instalada junto al cristal del canal.	66
Foto 12. Pantalla impermeable de aguas arriba	68
Foto 13. Materiales usados en los ensayos. Detalle del caso $H_b^*=0,6$; $N_b=3,0$	70
Foto 14. Ejemplo de daño de nivel 1. Caso $H_b^*=0,6$; $N_b=3,0$	78
Foto 15. Ejemplo de daño de nivel 2. Caso $H_b^*=0,4$; $N_b=2,2$	79
Foto 16 Ejemplo de daño de nivel 3. Caso $H_b^*=0,4$; $N_b=1,5$	79
Foto 17. $H_b^*=0$. Presa sin protección. $q_s= 6,11$ l/s/m.....	121
Foto 18 $H_b^*=0$. Presa sin protección. $q_s= 13,15$ l/s/m.....	122
Foto 19. $H_b^*=0$. Presa sin protección. $q_s= 19,93$ l/s/m.....	123
Foto 20 $H_b^*=0$. Presa sin protección. $q_s= 29,79$ l/s/m.....	124
Foto 21 $H_b^*=0$. Presa sin protección. $q_s= 34,44$ l/s/m.....	125
Foto 22. $H_b^*=0$. Presa sin protección. Estado final tras $q_s= 37,77$ l/s/m.....	126
Foto 23. Caso $H_b^*=0,6$; $N_b=1,5$. $q_s= 4,31$ l/s/m	138
Foto 24. Caso $H_b^*=0,6$; $N_b=1,5$. $q_s= 9,54$ l/s/m	139
Foto 25. Caso $H_b^*=0,6$; $N_b=1,5$. $q_s= 19,05$ l/s/m	140
Foto 26. Caso $H_b^*=0,6$; $N_b=1,5$. $q_s= 23,04$ l/s/m	141
Foto 27. Caso $H_b^*=0,6$; $N_b=1,5$. $q_s= 30,19$ l/s/m	142
Foto 28. Caso $H_b^*=0,6$; $N_b=2,2$. $q_s= 3,62$ l/s/m	153
Foto 29. Caso $H_b^*=0,6$. $N_b=2,2$. $q_s= 7,62$ l/s/m	154
Foto 30. Caso $H_b^*=0,6$; $N_b=2,2$. $q_s= 12,73$ l/s/m	155
Foto 31. Caso $H_b^*=0,6$; $N_b=2,2$. $q_s= 20,98$ l/s/m	156

Foto 32. Caso $H_b^*=0,6$; $N_b=2,2$. $q_s= 37,43$ l/s/m	157
Foto 33. Caso $H_b^*=0,6$; $N_b=3,0$. $q_s= 5,54$ l/s/m	168
Foto 34. Caso $H_b^*=0,6$; $N_b=3,0$. $q_s= 14,32$ l/s/m	169
Foto 35. Caso $H_b^*=0,6$; $N_b=3,0$. $q_s= 21,39$ l/s/m	170
Foto 36. Caso $H_b^*=0,6$; $N_b=3,0$. $q_s= 27,27$ l/s/m	171
Foto 37. Caso $H_b^*=0,6$; $N_b=3,0$. $q_s= 37,65$ l/s/m. Estado final de la protección.....	172
Foto 38. Caso $H_b^*=0,4$; $N_b=1,5$. $q_s= 5,25$ l/s/m.	183
Foto 39. Caso $H_b^*=0,4$; $N_b=1,5$. $q_s= 12,15$ l/s/m.	184
Foto 40. Caso $H_b^*=0,4$; $N_b=1,5$. $q_s= 20,41$ l/s/m.	185
Foto 41. Caso $H_b^*=0,4$; $N_b=1,5$. $q_s= 23,06$ l/s/m.	186
Foto 42. Caso $H_b^*=0,4$; $N_b=2,2$. $q_s= 6,33$ l/s/m.	197
Foto 43. Caso $H_b^*=0,4$; $N_b=2,2$. $q_s= 19,40$ l/s/m.	198
Foto 44. Caso $H_b^*=0,4$; $N_b=2,2$. $q_s= 24,49$ l/s/m.	199
Foto 45. Caso $H_b^*=0,4$; $N_b=2,2$. $q_s= 31,61$ l/s/m.	200
Foto 46. Caso $H_b^*=0,4$; $N_b=3,0$. $q_s= 6,20$ l/s/m.	211
Foto 47. Caso $H_b^*=0,4$; $N_b=3,0$. $q_s= 13,20$ l/s/m.	212
Foto 48. Caso $H_b^*=0,4$; $N_b=3,0$. $q_s= 19,12$ l/s/m.	213
Foto 49. Caso $H_b^*=0,4$; $N_b=3,0$. $q_s= 23,59$ l/s/m.	214
Foto 50. Caso $H_b^*=0,4$; $N_b=3,0$. $q_s= 30,55$ l/s/m.	215
Foto 51. Caso $H_b^*=0,4$; $N_b=3,0$. $q_s= 37,73$ l/s/m.	216

TABLAS

Tabla 1. Limitaciones de algunas tipologías de protección. (Fuente: Lempérière 1991).....	31
Tabla 2. Límites de diseño de algunas tipología de protección de presas de materiales sueltos. (Fuente: ASCE. Task Committee on Overtopping Protection 1994).	33
Tabla 3. Condiciones limitativas para la estabilidad al deslizamiento. (Fuente: Toledo 1997).	45
Tabla 4. Pesos específicos y porosidad del material de presa (E).	71
Tabla 5. Granulometría del material de presa (E)	71
Tabla 6. Tabla de cálculo de la relación de inestabilidad (IR) del material de presa (E)	72
Tabla 7. Ángulo de rozamiento interno al reposo del material de presa (E)	72
Tabla 8. Pesos específicos y porosidad del material de protección (E_b).	73
Tabla 9 Granulometría del material de protección (E_b)	73
Tabla 10. Ángulo de rozamiento interno al reposo del material de protección (E_b)	74
Tabla 11. Criterio de designación y posición de los puntos de medida de presión	76
Tabla 12. Calibración del modelo de filtración. Material E.	86
Tabla 14. Resultados de la verificación de la calibración del modelo de filtración. Material E.	88
Tabla 15. Calibración del modelo de filtración. Material E_b	90
Tabla 17 Resultados de la verificación de la calibración del modelo de filtración. Material E_b	92
Tabla 18. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento en masa.	93

NOMENCLATURA¹

Parámetros geométricos

W. Anchura del canal.

Presa a proteger

H. Altura de presa.

M. Talud de aguas arriba.

N. Talud de aguas abajo.

C. Anchura de coronación.

S. Área sección.

Protección de escollera

H_b. Altura de la protección.

N_b. Talud.

B. Anchura de la berma.

S_b. Área sección.

H_d. Altura de afección al talud.

Parámetros geotécnicos

Material de la presa

ϕ . Ángulo de rozamiento interno al reposo.

γ_d . Peso específico seco.

γ_s . Peso específico de las partículas.

C_u. Coeficiente de uniformidad.

n. Porosidad.

K. Permeabilidad.

G. Grado de compactación.

d₅₀. Tamaño medio de la partícula.

d_s. Diámetro equivalente.

Material de la protección

Rozamiento. Φ_b

Peso específico seco. γ_{db}

Peso específico de las partículas, γ_{sb}

Coeficiente de uniformidad. C_{ub}

Porosidad. n_b

Permeabilidad. K_b

G_b. Grado de compactación.

Tamaño medio de la partícula. d_{50b}

Diámetro equivalente. d_{sb}

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.

Parámetros físicos

Q_a . Caudal de alimentación.
 Q_p . Caudal de pérdidas.
 Q_s . Caudal de sobrevertido.
 q_a . Caudal unitario de alimentación.
 q_p . Caudal unitario de pérdidas.
 q_s . Caudal unitario de sobrevertido.
 q_{sp} . Caudal unitario de rotura completa de la presa por sobrevertido.
 q_{sb} . Caudal unitario de rotura completa de la protección por sobrevertido.
 q_{sbi} . Caudal unitario de daños con nivel i de la protección por sobrevertido.
 p . Presión intersticial.
 v . Velocidad de filtración.
 γ_w . Peso específico del agua.
 i . Gradiente hidráulico.
 z_1 . calado aguas arriba.
 z_2 . calado aguas abajo.
 z_v . calado sobre el vertedero rectangular.
 z_{li} . Altura de la línea de saturación en el punto i .
 t . Tiempo

Parámetros adimensionales

F . Coeficiente de seguridad al deslizamiento

$$S_b^* = S_b^*/S$$

$$H_b^* = H_b/H$$

$$H_d^* = H_d/H$$

$$q_{sb}^* = q_{sb}/q_{sp}$$

$$q_{sbi}^* = q_{sbi}/q_{sp}$$

PLANTEAMIENTO Y RESUMEN DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

Este trabajo constituye el inicio de una investigación cuyo objetivo final es definir criterios de diseño de las protecciones de escollera en forma de repié situadas sobre el talud de aguas abajo de una presa de escollera. La función de estas protecciones es evitar el proceso de deslizamiento en masa que puede producirse cuando el agua vierte sobre la coronación de la presa como consecuencia de la insuficiencia de sus órganos de desagüe. Queda fuera del ámbito de este trabajo el estudio de la erosión que también puede producirse.

El trabajo se enmarca en el proyecto de investigación XPRES, en el que participan CEDEX, CIMNE y la UPM, y cuyo objeto es estudiar la rotura de las presas de escollera por sobrevertido y su protección.

Tras el análisis del estado del arte, se realizaron ensayos en modelo físico de 6 casos diferentes con distintas secciones tipo de material granular, no cohesivo, diferente para la presa y la protección. Estos ensayos se han realizado en un recinto de ensayo de 13,7 m (largo) x 2,4 m (ancho) x 1,4 m (alto); la altura de la presa ha sido de 1 m y el volumen del material utilizado en cada ensayo ha sido de entre 4,1 m³ y 5 m³. También se realizó la modelación numérica de la filtración y el cálculo de la estabilidad en masa correspondiente, calibrados mediante los datos obtenidos mediante modelación física. Como caso de referencia se ensayó la rotura de la presa sin proteger para, de esa forma, tener criterio de comparación y evaluar el incremento de la seguridad alcanzado en cada uno de los 6 casos ensayados.

A partir de los ensayos realizados y de la modelación matemática se han obtenido conclusiones respecto a la idoneidad de este tipo de protección para evitar la rotura de presas de escollera en situación de sobrevertido. Para ello se ha analizado el caudal de sobrevertido soportado comparándolo con el que soportaría la presa sin protección alguna, así como el aumento del coeficiente de seguridad al deslizamiento de la presa protegida y su incremento respecto de la presa sin protección.

Se ha podido comprobar la bondad de los métodos de cálculo habitualmente utilizados en la práctica ingenieril, haciendo uso de modelos de filtración con ley de resistencia lineal y modelos de deslizamiento en masa por métodos de equilibrio límite (concretamente se ha utilizado el método de Bishop), como medio para analizar la estabilidad de este tipo de solución.

Finalmente, se establecieron las pautas de las nuevas investigaciones a realizar en lo sucesivo para alcanzar el objetivo final: definir criterios concretos de diseño fáciles de llevar a la práctica.

1. INTRODUCCIÓN

El trabajo de investigación tutelado se enmarca dentro de la línea de investigación iniciada hace años por la cátedra de presas de la ETSI 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. El objetivo principal del trabajo es estudiar el efecto de las protecciones de escollera sobre la seguridad de la presa en situación de sobrevertido, analizando la influencia de su geometría y tipo de material utilizado, con el fin de definir criterios de dimensionamiento de este tipo de protecciones que eviten la rotura de la presa por deslizamiento en masa.

El trabajo de investigación tiene un carácter principalmente experimental, por lo que la metodología de trabajo se basará en la realización de una serie de ensayos en modelo físico planteados tras el estudio de los antecedentes sobre los mecanismos que provocan la rotura de este tipo de presas sometidas a sobrevertido. Adicionalmente, se realizará un modelo numérico mediante métodos de equilibrio límite para comparar los resultados experimentales con los métodos tradicionales de análisis del deslizamiento en masa.

El fenómeno a tratar es complejo, entrando en juego diversidad de parámetros, muchas veces no deterministas, y con acoplamiento entre procesos, tanto de filtración como de arrastre y/o deslizamiento. Esta complejidad, importante ya en condiciones de laboratorio, se acentúa si se trata de extrapolar el estudio a casos reales, donde el conocimiento limitado de las propiedades y puesta en obra de los materiales utilizados en la construcción y las condiciones morfológicas y geotécnicas del cimiento añaden aún más incógnitas al análisis.

Inicialmente, los ensayos no están planteados como modelos a escala de un caso real sino que son en sí mismos el prototipo de estudio. Las conclusiones que se saquen de ellos respecto a casos reales se deberán realizar, por lo tanto, *a posteriori*. Por lo tanto, el análisis dimensional y los denominados como efectos de escala, cuyo análisis corresponde a otro trabajo tutelado de investigación que se encuentra en ejecución, no son objeto de este estudio. No obstante lo anterior, las características geométricas y materiales utilizados en los ensayos tratan de estar dentro de los rangos habitualmente utilizados en la construcción de presas.

Los ensayos se han realizado en el Laboratorio de Hidráulica de la ETSI de Caminos, Canales y Puertos de la UPM, en el canal de ensayo de 2,4 m de anchura 1,4 m de altura y 9 m de longitud cuya descripción detallada se adjunta en apartados posteriores. La geometría de la presa a proteger ha mantenido invariable en toda la campaña y sus taludes son representativos de un

caso real, siendo 1,5 tanto aguas arriba como aguas abajo. El elemento impermeabilizante simula una pantalla externa situada sobre el espaldón de aguas arriba, desde el fondo del canal hasta su coronación. La altura de la presa (H) es de 1 m, con una anchura de coronación de 20 cm, y su material es granular, no cohesivo y bastante uniforme, de unos 3,5 cm de tamaño medio. Su caracterización detallada se adjunta posteriormente, apoyada en los ensayos geotécnicos realizados a tal efecto.

La protección a estudiar consiste en un repié de escollera, formado por una berma aguas abajo del espaldón de la presa principal de la misma anchura que la coronación de la presa (20 cm), rematada mediante un talud aguas abajo. En la campaña únicamente se han variado dos parámetros de la geometría de la protección: la altura de la berma (H_b) con relaciones H_b/H de 0,6 y 0,4 y el talud de aguas abajo (N_b) con valores 1,5; 2,2 y 3. El material, también granular, es de unos 5 cm de tamaño medio.

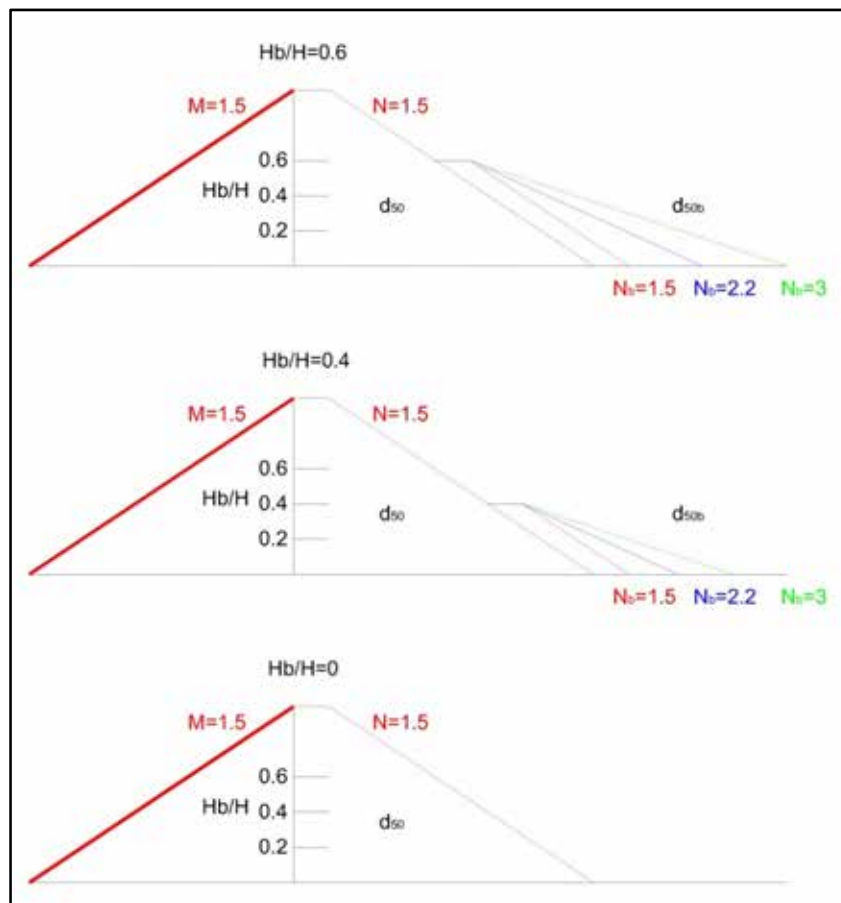


Figura 1. Croquis de las secciones transversales de los casos ensayados

Adicionalmente, se analiza el comportamiento de la presa sin protección alguna para obtener resultados que permitan comparar los daños entre la presa protegida y sin proteger. Este caso, unido a los seis anteriores hace que el número total de ensayos realizados ascienda a siete.

Finalmente, con los datos y resultados obtenidos se compara el modelo físico con el modelo numérico realizado mediante el paquete de software SEEP/w y SLOPE/w de la casa comercial Geoslope Intl. de uso habitual en la práctica técnica como herramienta de cálculo en la estabilidad de taludes. En la descripción de la metodología se dan más detalles sobre el paquete informático y su adecuación al fenómeno estudiado.

El análisis de los modelos físicos y su comparación con los modelos matemáticos ha permitido extraer conclusiones referentes a la adecuación de este tipo de protecciones para el fin que se persigue y sobre el modo en que debe abordarse su dimensionamiento.

La campaña de ensayos está dentro del proyecto de investigación del Plan Nacional de I+D 2007-2011 denominado *“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”*, (XPRES) con código de identificación BIA2007-68120-C03-021. Esta campaña preliminar y necesariamente limitada por el alcance propio de un trabajo de investigación tutelado, será completada con nuevos ensayos que analizarán un mayor número de variables y parámetros y que requerirán un estudio más detallado. Este trabajo formará parte de la tesis que el autor prevé iniciar dando continuidad al presente trabajo de investigación tutelado.

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 como material de construcción.
2. El sobrevertido.
3. Las protecciones.

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. AN/CTN 146. 2003) 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, compactada (Foto 1)² y colocada (Foto 2) y. En adelante, cuando se mencione únicamente la palabra escollera se



Foto 2. Escollera colocada



Foto 1. 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

² Fuente: Archivo fotográfico Cátedra de Presas.

escollera colocada se utiliza en obras complementarias como protecciones de paramentos (en este caso también puede ponerse vertida) o márgenes fluviales.

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. Se han realizado diversas investigaciones (Barton, Kjaernsli 1981, de Cea, Olalla 1991, Duncan 2004, Leps 1970, Indraratna 1994) 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 redonda 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 presenta 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. Posteriormente se realiza un estudio de antecedentes sobre los factores principales que influyen en la resistencia al corte como son:

- o **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').

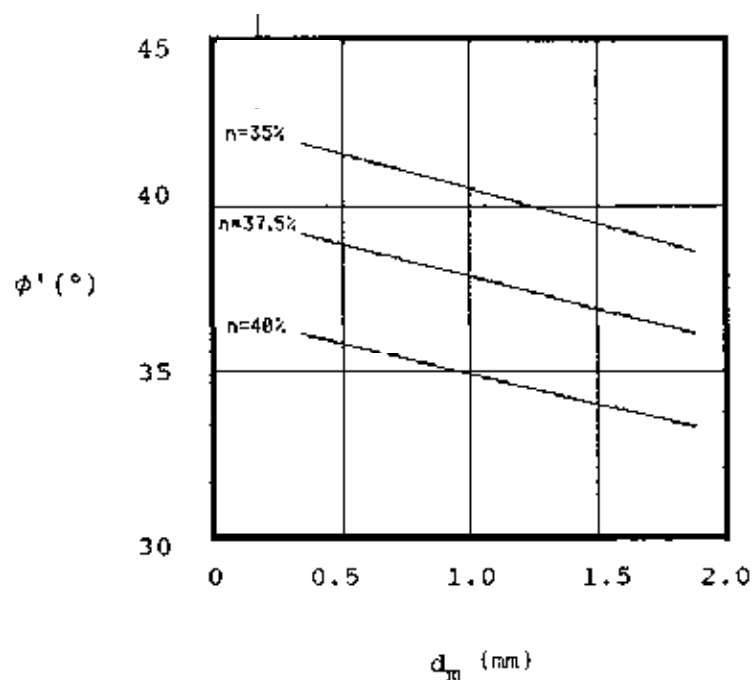


Figura 2. Ángulo de rozamiento interno en función de diámetro máximo y porosidad.
(Fuente: De Cea y Olalla citando a Kirpatrick, 1985).

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 p.s.i = 0,07 kp/cm²).

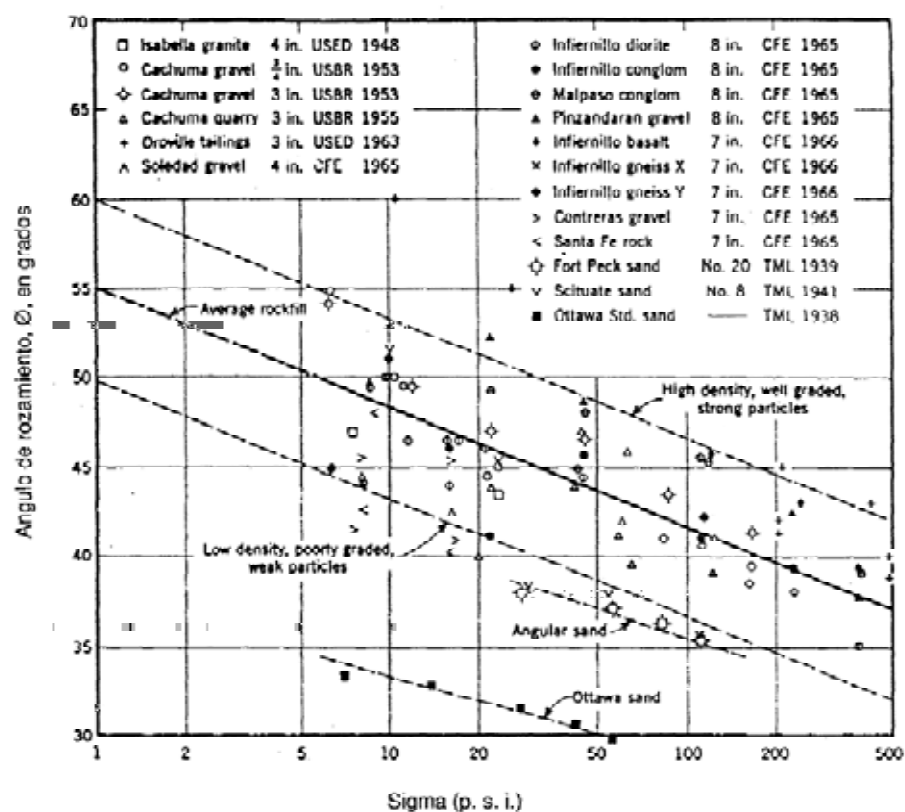


Figura 3. Ángulo de rozamiento de escolleras de presa en función de la presión de confinamiento. (Fuente: Leps, 1970).

o **Presión de confinamiento.** El incremento de la presión de confinamiento disminuye el ángulo de rozamiento, siendo esta reducción mayor en materiales duros. 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, donde 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 la expresión:

$$\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} = tg^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

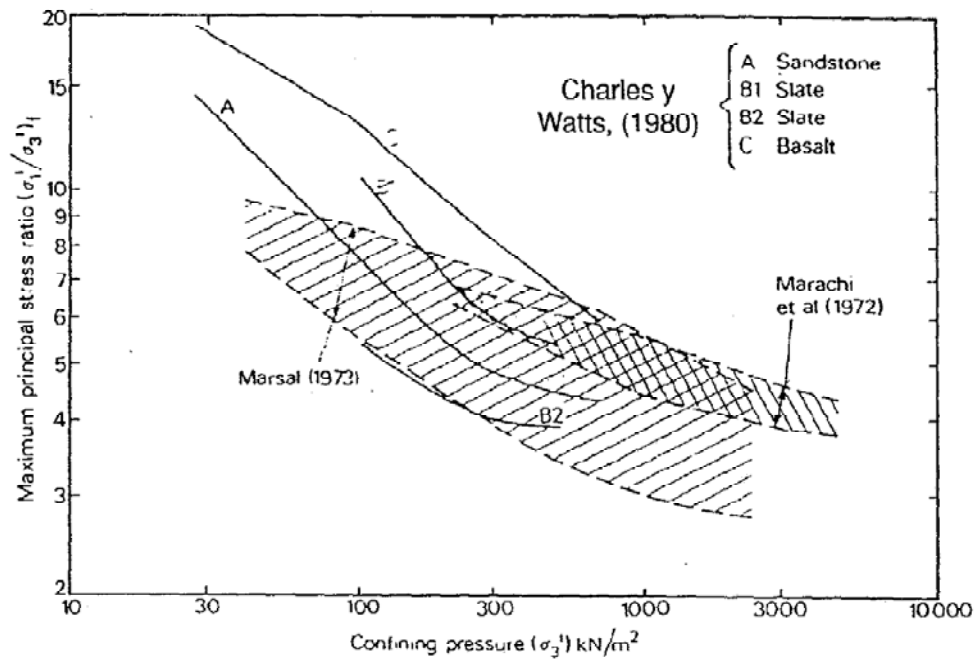


Figura 4. Relación entre tensiones principales en función de la presión de confinamiento. (Fuente: Leps, 1970)

- o **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 (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.

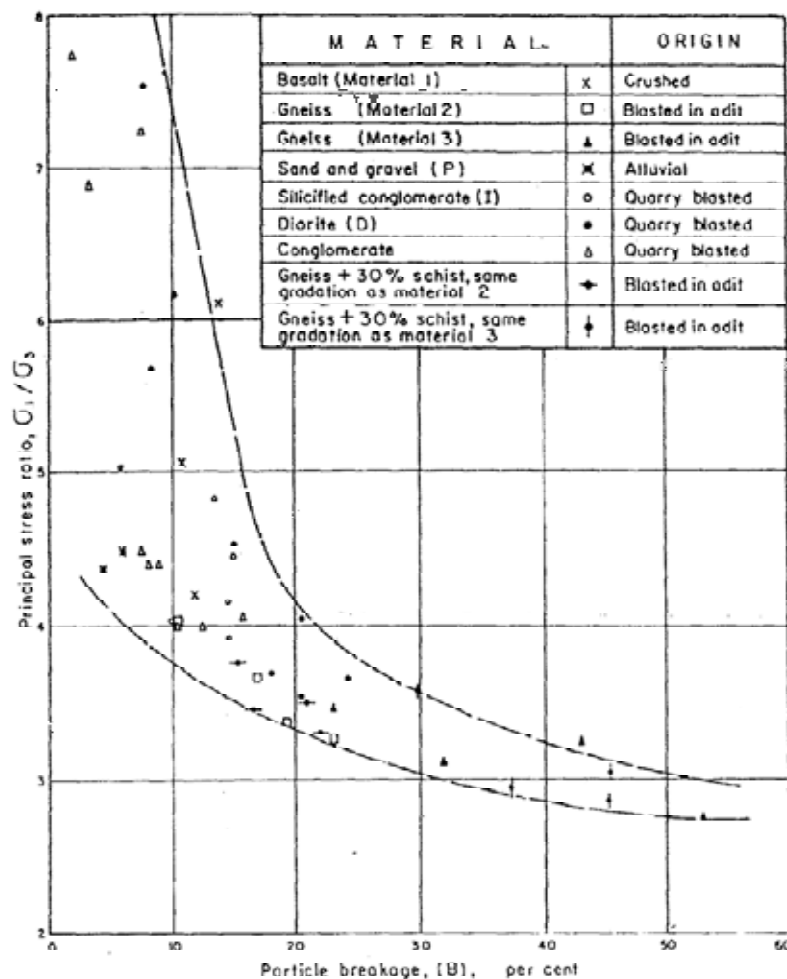


Figura 5. Relación entre tensiones principales en función del porcentaje de rotura de partículas.
(Fuente: Marsal, 1975)

- **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.
- **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.

- o **Grado de saturación.** Según De Cea y Olalla citando a Lowe (1964) y Charles (1990) 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 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):

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

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%) que las que arroja el triaxial. Según Charles y Watts, (1980); Barton y Kjaernsli, (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.

2.2. El 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 cimientto, 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.

2.2.1 Condiciones de entrada, salida y control hidráulico

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:

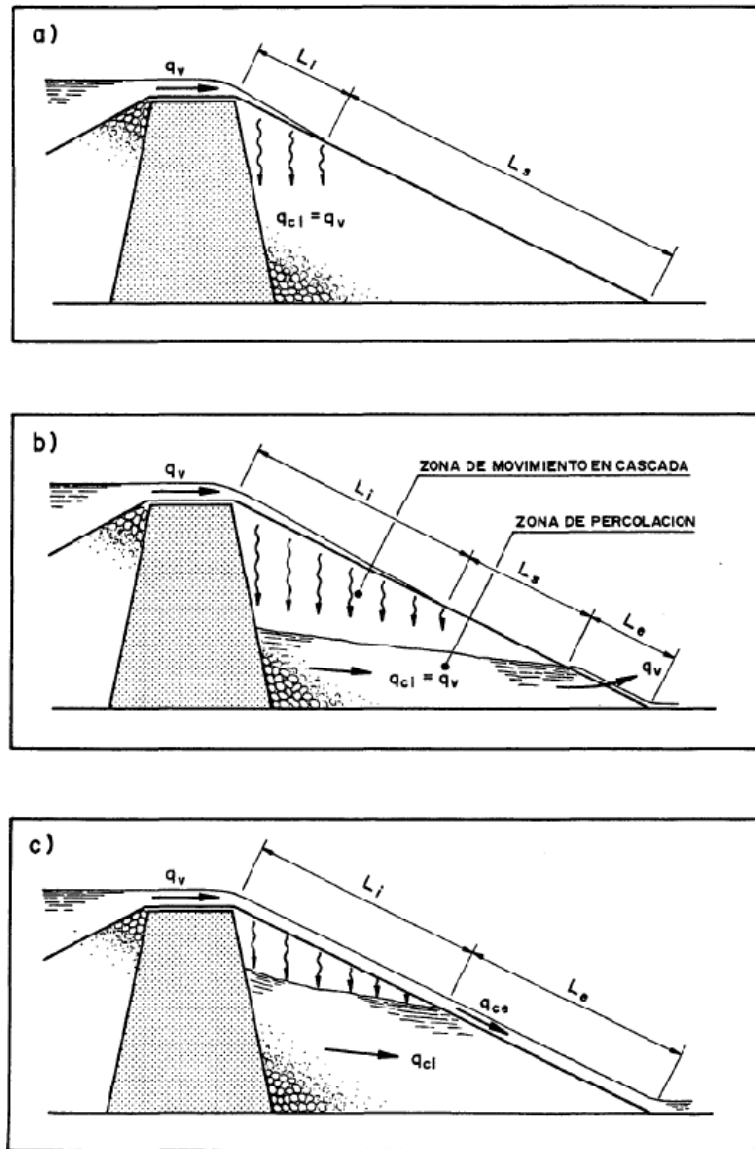


Figura 6. Evolución del proceso de saturación del espaldón por sobrevertido. (Fuente: Toledo 1997)

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.

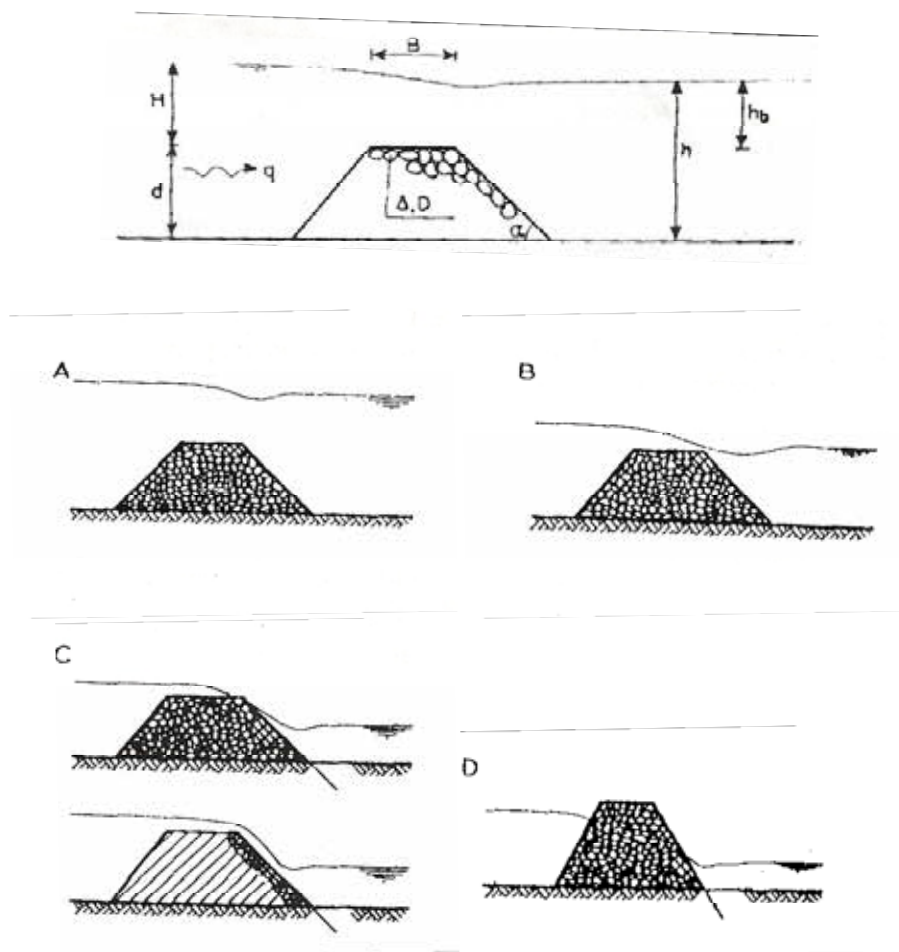
Fase b): Infiltración (q_i) y circulación interna (q_{ci}). El caudal infiltrado circula por el espaldón saliendo posteriormente por el pie del talud.

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 analiza 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 el autor, los distintos casos dependen (Figura 7) de las variable $h_b/\Delta D$ 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.



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 La Filtración

Toledo realiza un estudio de antecedentes de la fórmula de resistencia que relaciona el gradiente hidráulico con la velocidad de filtración (Toledo 1997). Básicamente existen dos tipos de formulación, del tipo cuadrático: $i = a \cdot V + b \cdot V^2$ y del tipo exponencial: $i = c \cdot V^m$, siendo i el gradiente hidráulico, y a , b , c y m coeficientes. La ley lineal (o ley de Darcy) no es aplicable a la filtración en materiales granulares gruesos.

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 8):

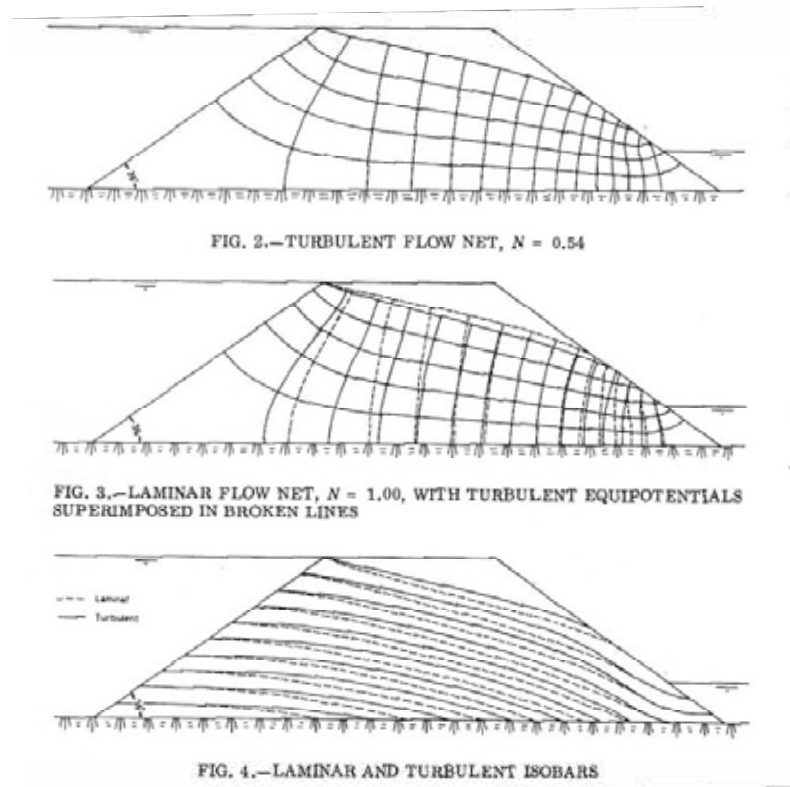


Figura 8. Comparación entre redes de filtración con flujo laminar y turbulento. (Fuente: Parkin, 1971)

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 9).

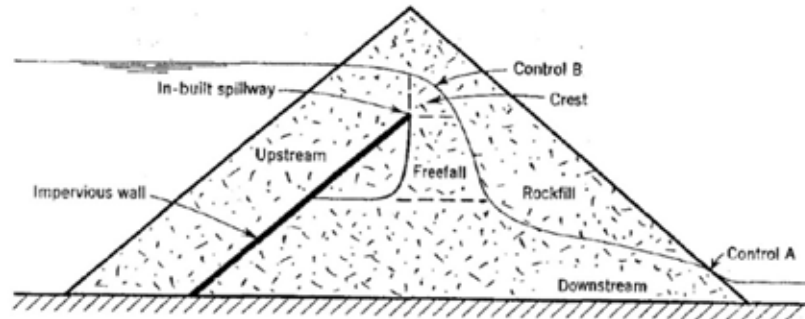


Figura 9. Zonificación hidráulica en la filtración por sobrevertido. (Fuente: Parkin, Trollope & Lawson 1966)

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: $v = k_l \cdot i$
2. Turbulento: $v^2 = k_t \cdot i$ ($Re = v \cdot d_t / \nu > 600$)
3. Transición: $i = v / k_l + v^2 / k_t$

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 $k_c = v \cdot k_l \cdot k_t / (v \cdot k_l + k_t)$

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:

$$k_l = \frac{1}{\alpha_0} \cdot \frac{n^2}{(1-n)^3} \cdot \frac{g \cdot d_l^2}{\nu} \quad \text{siendo } d_l = d_{10}$$

$$k_t = \frac{1}{\beta_0} \cdot \frac{n^3}{1-n} \cdot g \cdot d_t \quad \text{siendo } d_t = 1.7 \cdot d_{10}$$

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

$$i = f \cdot \frac{1}{d_t} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad \text{donde} \quad f = \frac{2 \cdot \alpha_0 \cdot (1-n)^3}{Re \cdot \mu^2 \cdot n^2} + 2 \cdot \beta_0 \cdot \frac{1-n}{n^3}$$

siendo:

i : gradiente hidráulico

α_0 : coeficiente de forma para movimiento laminar

β_0 : coeficiente de forma para movimiento turbulento

n : porosidad

d_{10} : abertura del tamiz que deja pasar el 10% del material a su través

v : viscosidad cinemática

El autor resalta la incertidumbre sobre la fiabilidad del coeficiente de permeabilidad deducido directamente de la curva granulométrica. En la Figura 10 se compara la curva teórica obtenida con resultados de ensayos.

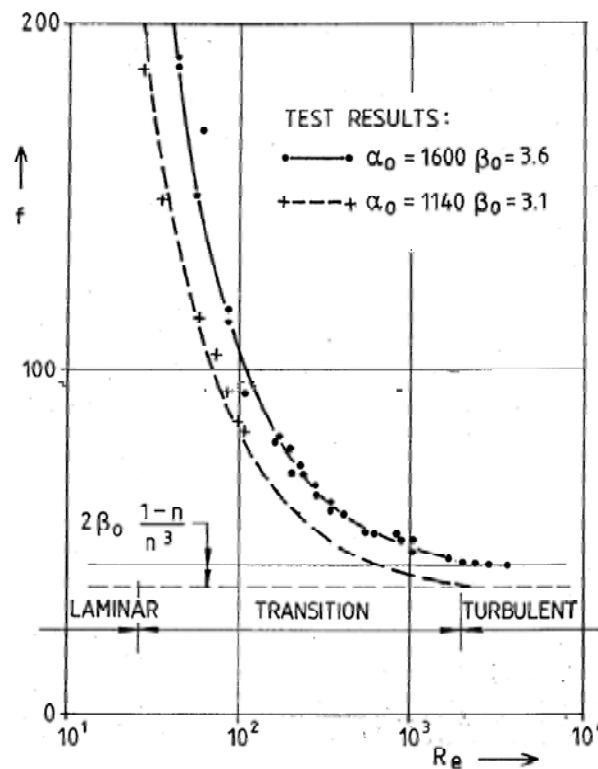


Figura 10. Comparación entre el coeficiente de Darcy deducido en función de la porosidad o mediante ensayos. (Fuente: Solvik 1991)

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 (Seelheim, Hazen, Slichter). Asimismo, analiza los límites de aplicación de la teoría de Darcy en función de la velocidad de filtración y del gradiente hidráulico (Figura 11). Según indica, con velocidades mayores que $2 \text{ m/h} = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ no resultaría aplicable la ley de Darcy.

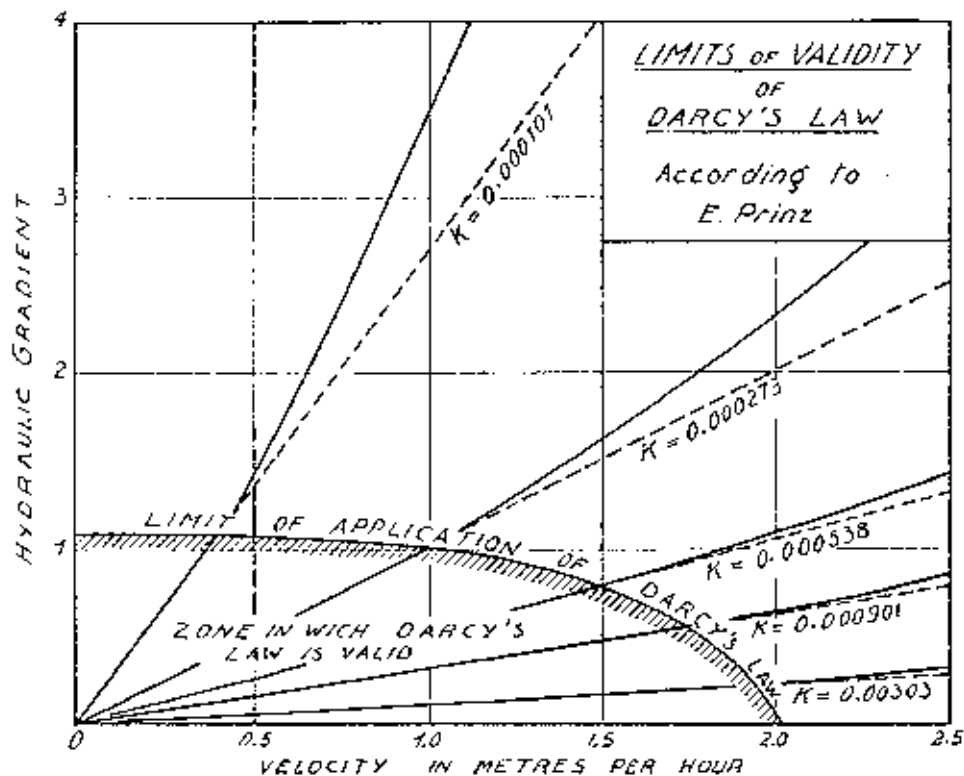


Figura 11. Límites de aplicación de la ley de Darcy. (Fuente: Leliavsky, 1965 citando a Prinz, 1923).

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: $\Phi=h/c$ siendo h la carga piezométrica ($z+p/\gamma$) y c la constante de la fórmula de resistencia de Parkin. 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 ($p_r = p/h$) 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 12). Por tanto, es dicha zona la que está en peores condiciones de seguridad frente al deslizamiento en masa.

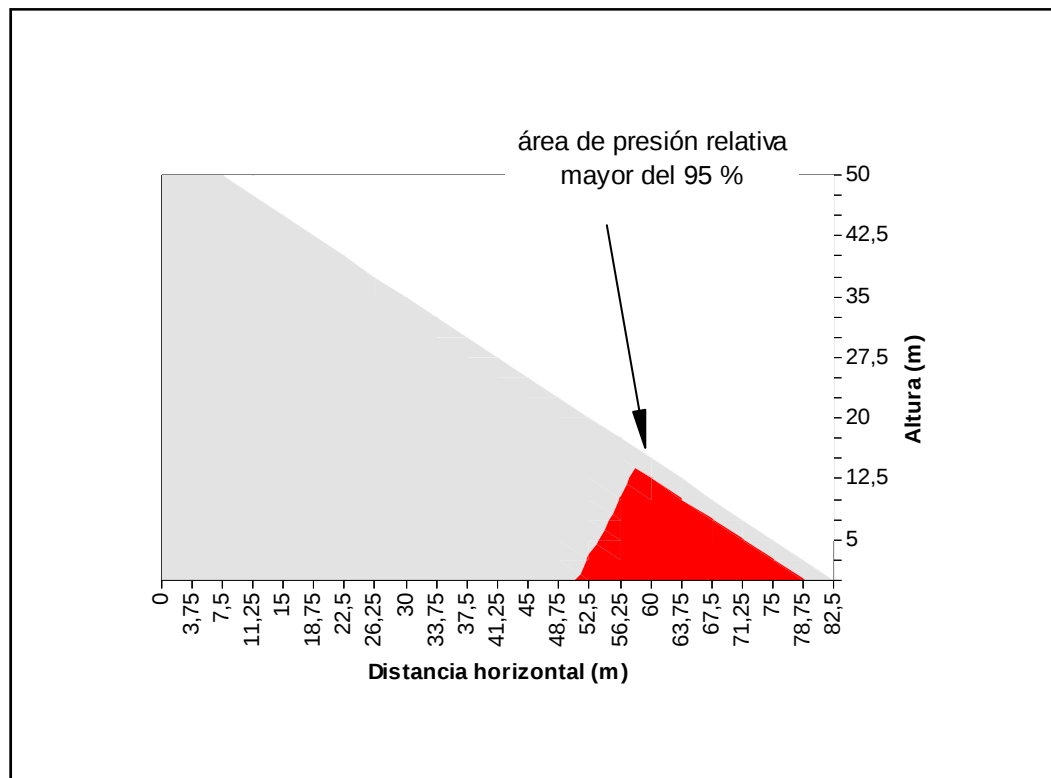


Figura 12. Área de presión relativa superior al 95% desarrollada en un talud 1.5 de una presa de 50 m de altura.
(Fuente: Toledo 1997)

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 13). 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.

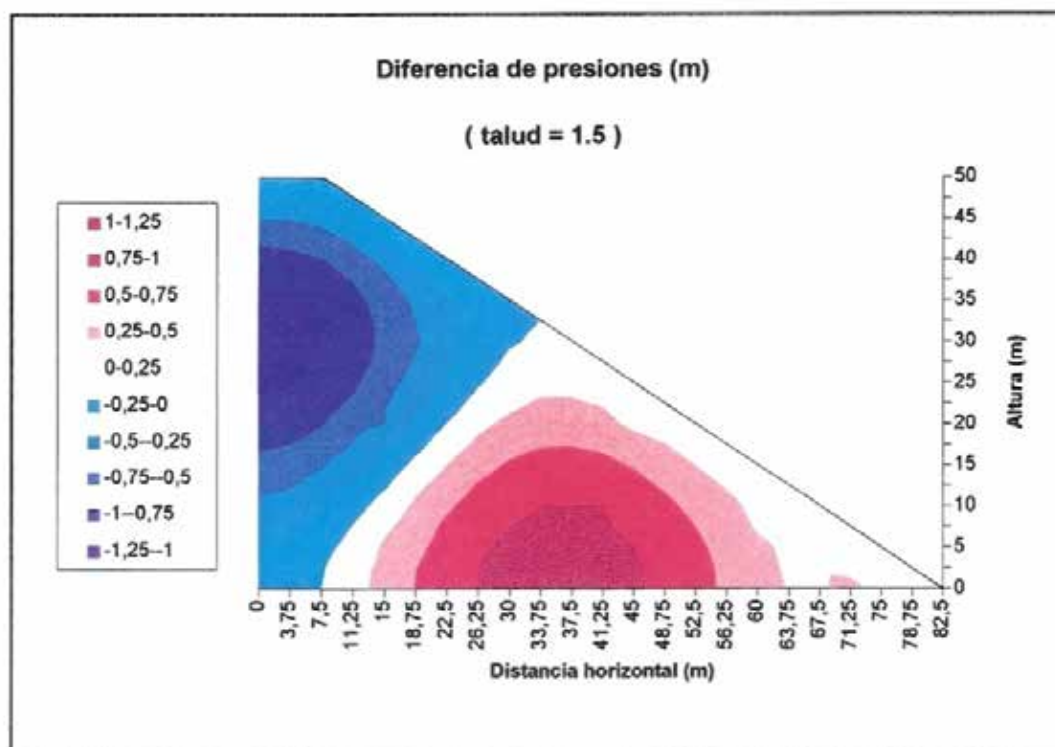


Figura 13. Diferencia de presiones absolutas entre un cálculo con ley lineal y exponencial. (Fuente: (Toledo 1997)

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 del 100% al pie de presa (Figura 14).
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 $i_{\max} = 1/N$, siendo N el talud de la presa. Este último con dirección desfavorable a efectos de arrastre al estar orientado hacia el exterior del cuerpo de la presa.

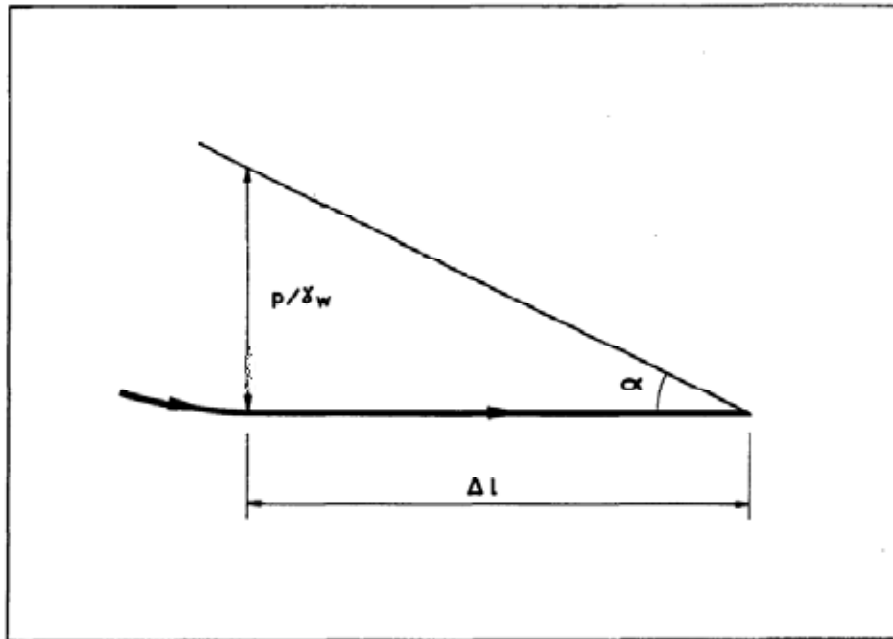


Figura 14. Esquema de la presión relativa en el pie de presa. (Fuente: Toledo 1997)

Como consecuencia de lo anterior, se consigue definir el **campo de velocidades** de filtración siendo la velocidad máxima: $V_{\max} = (1/N/c)^{1/m}$

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 $10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ para los casos modelados por Toledo (Figura 15)

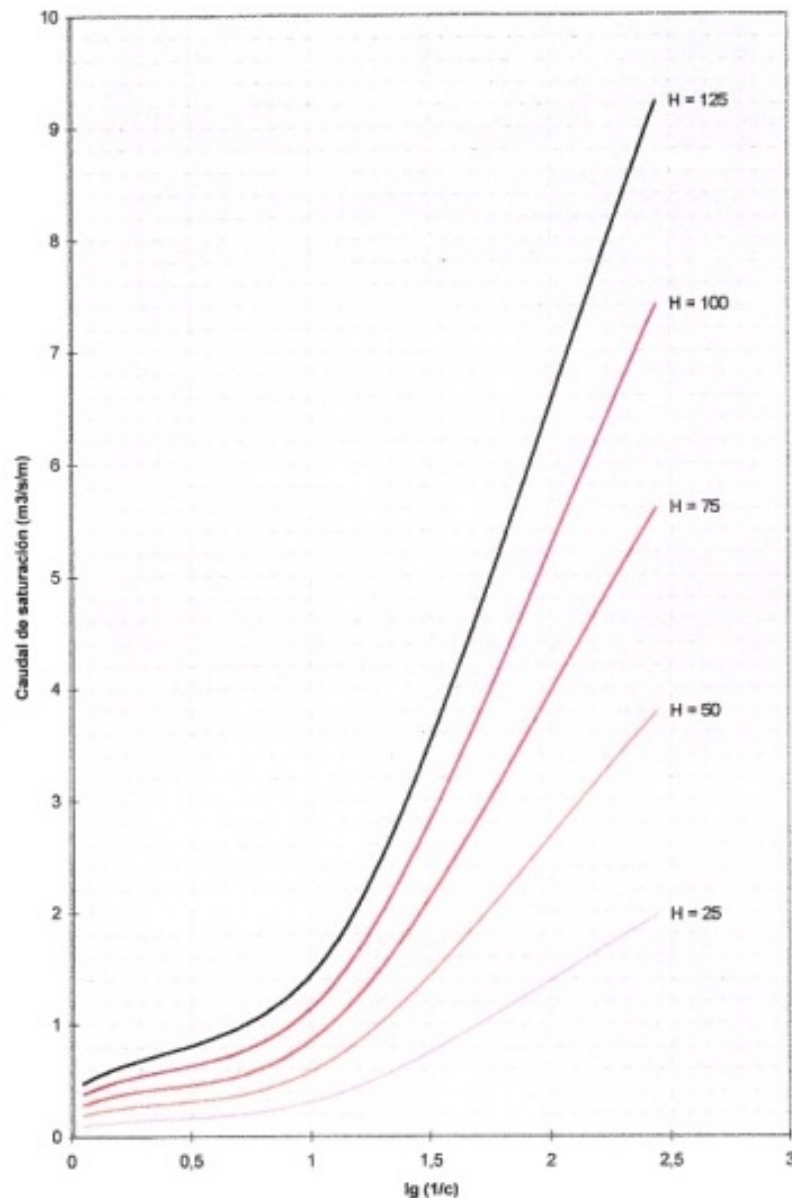


Figura 15. Caudal de saturación en función de la altura de la presa y del parámetro c. En el eje de abscisas $\lg(1/c)$ y caudal unitario en ordenadas. (Fuente: Toledo 1997)

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 16). 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.

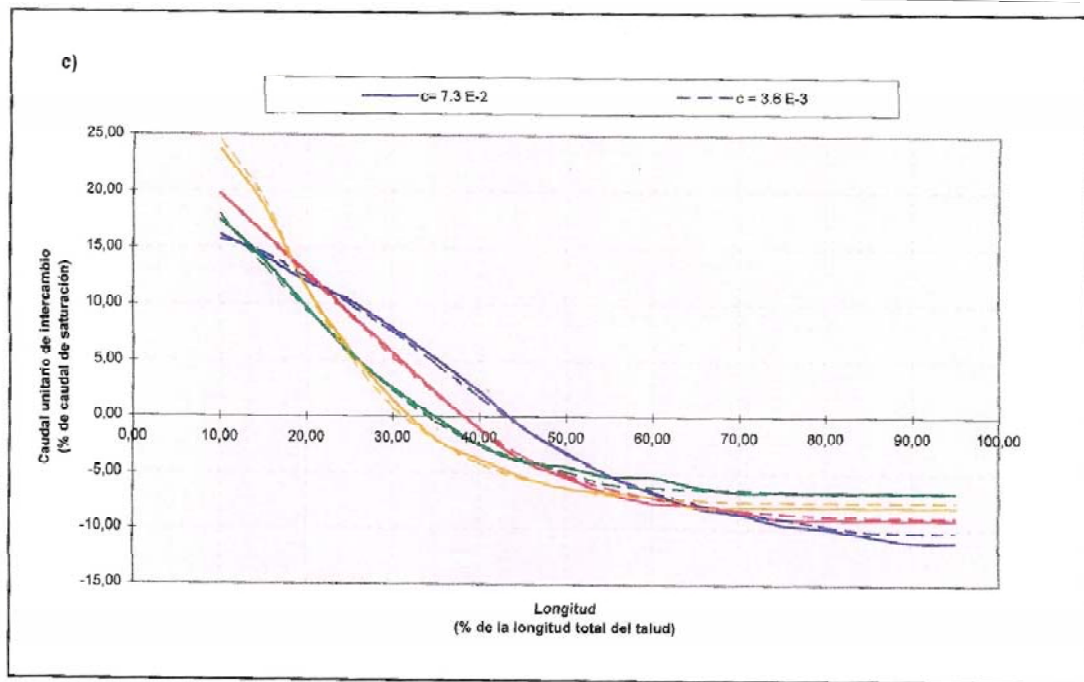


Figura 16. Ley de intercambio de caudales a lo largo de la superficie del espaldón. (Fuente: Toledo 1997)

Con el siguiente código de colores: 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.

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.

Michioku presenta 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.

2.2.3 Mecanismos de rotura

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:

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

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.

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).

Deduce 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 C_d variando entre 0,54 y 0,47 en caso de vertedero anegado o $q = 1,65 \cdot g^{0,5} \cdot y_0^{1,5}$ 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 17.

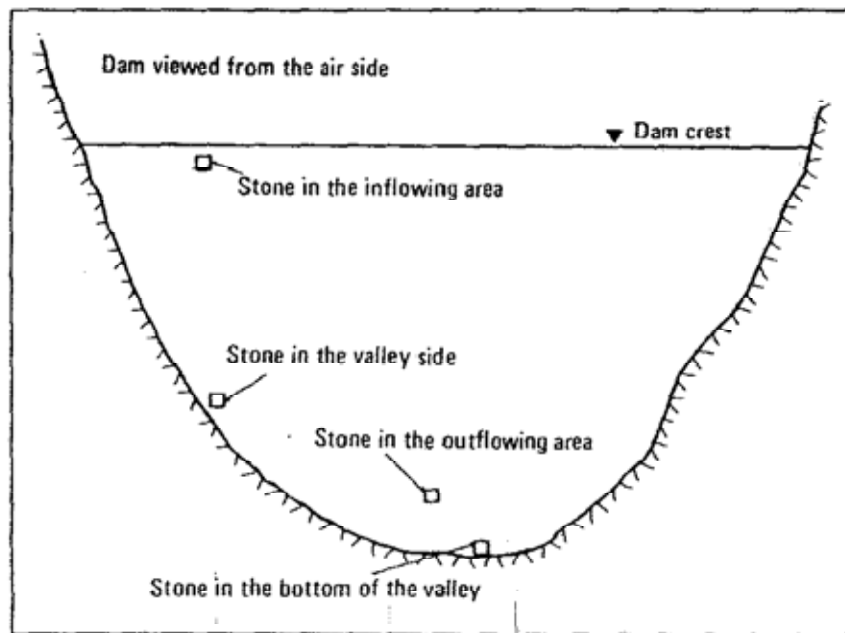


Figura 17. Zonas críticas del espaldón en el sobrevertido. Alzado. (Fuente: Skoglund y Solvik 1995)

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:

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

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

El deslizamiento en masa

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. No se han encontrado en la bibliografía estudios teóricos al respecto en el caso de espaldón no saturado.

Toledo (Toledo 1997) 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. 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:

1. Los círculos de rotura pésimos se producen en el pie de presa, siendo éstos superficiales.
2. 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.
3. 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.

La consideración en la filtración de una fórmula de resistencia lineal (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.

4. Formulación propuesta:

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

siendo:

F : coeficiente de seguridad frente al deslizamiento en masa

$$\beta = -0,32 \cdot N^2 + 1,52 \cdot N - 0,77 \quad (\text{si } 1,5 < N < 2) \text{ y } \beta = 1 \text{ si } N > 2$$

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

2.3. Protecciones

2.3.1 Tipos de protecciones

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 m²/s. El autor analiza 5 tipos de protecciones (Figura 18):

- a) **Escollera** sin proteger (con opción de anclaje mediante barras de acero). Soporta el paso de hasta 1 m²/s de caudal unitario con grandes bloques, si bien aconseja no superar 0,1 m²/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 kg/m². El caudal unitario límite para este tipo de protección es 5 m²/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 m²/s pudiéndose llegar incluso a 20 m²/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 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 m²/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 m²/s. Elimina una buena parte del espaldón de aguas abajo.

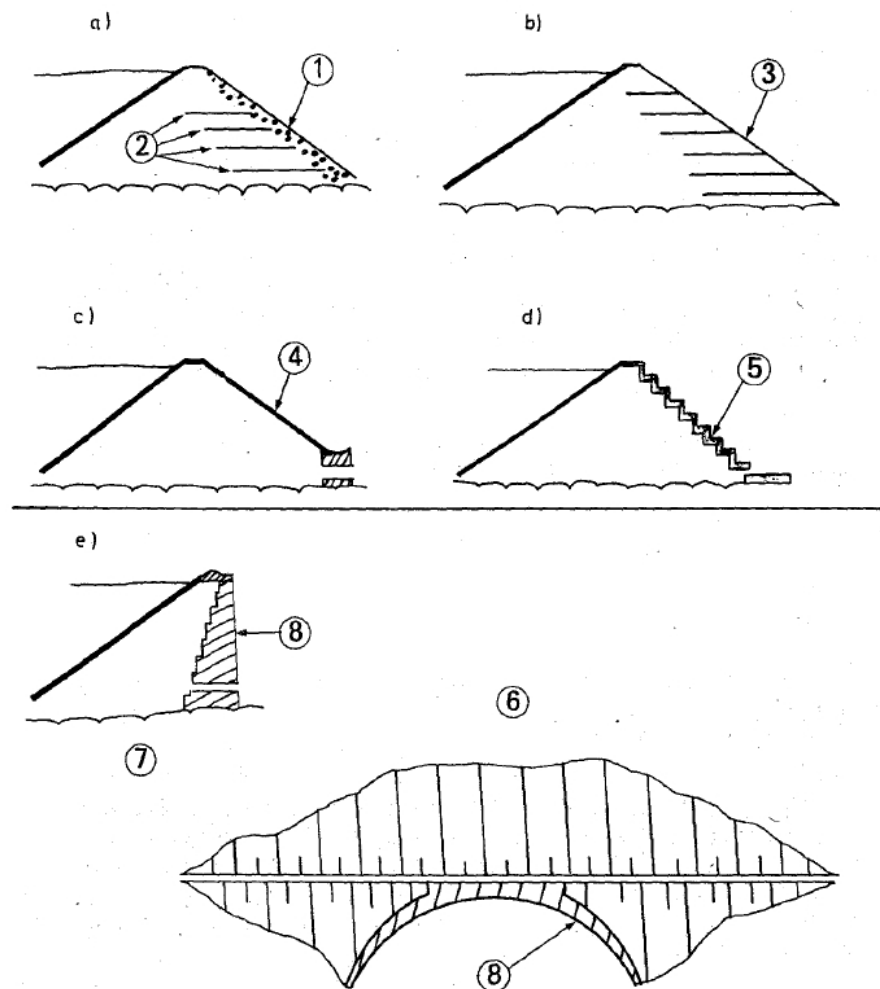


Figura 18. Algunos tipos de protecciones de presas de escollera. (Fuente: Lempérière 1991)

Solution	<i>a</i> 1 ton rock	<i>b</i> Reinforced rockfill	<i>c</i> RC facing	<i>d</i> Stepped RCC	<i>e</i> RCC D/S wall
Feasible Specific Dis- charge : 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.

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.

2.3.2 Protecciones de escollera frente a la erosión

El *Task Comittee 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 a 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 y pendientes de porcentajes 1, 2, 8, 10 y 20 dan como resultado la siguiente **fórmula de dimensionamiento**:

$$D_{50} = 5,23 \cdot S^{0,43} \cdot q_f^{0,56}$$

siendo:

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

S: pendiente

q_f : caudal unitario de fallo en pies³/s/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:

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

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:

$$D_{50} = 1,2 \cdot \left(5,23 \cdot S^{0,43} \cdot (q_m)^{0,56} \right) = 1,2 \cdot \left(5,23 \cdot S^{0,43} \cdot (1,35 \cdot q_f)^{0,56} \right)$$

siendo:

q_m : caudal unitario de movimiento de las piedras en pies³/s/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 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) (Mansen, 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 llega a la conclusión 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 a su través (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) asciende a 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 al 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.

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. El análisis se concentra en el fenómeno del arrastre, centrando sus objetivos en la protección frente a la erosión. 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

$$Fr_s = \frac{q}{\sqrt{g} d_s^{3/2}}.$$

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 Linford y Saunders y Olivier, donde 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 - $\sin\phi$. 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 :

$$\max Fr_s = 1,9 + 0,8 \cdot \Phi - 3 \cdot \sin\phi$$

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

$$\max q = 0,84 \cdot \sqrt{G_s} \cdot (1,9 + 0,8 \cdot \Phi - 3 \cdot \sin\phi)$$

siendo:

$$\Phi = 0,0575 \cdot G_s \cdot N^{3/2}$$

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). En su análisis del estado del arte observa disparidad de resultados en la formulación anterior (Abt, Robinson, Stephenson). 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 a partir del tamaño de la escollera de protección o *riprap* (D_{50}), su uniformidad (C_u) y la pendiente del espaldón (S).

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

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 and Jaggi, 1986) y la formulación de resistencia de Manning y la hipótesis de Strickler ($n=0,0414 \cdot D_{50}^{1/6}$). 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 se representa de la siguiente forma:

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

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:

$$D_{50}^{1,11} = 0.418 \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot q^{1,67} \cdot S^{1,43} \cdot \tan \varphi$$

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 :

$$q_c = \sqrt{g} \cdot d_s^{\frac{3}{2}} \cdot (1,9 + 0,8 \cdot \Phi - 3 \cdot \text{sen} \alpha)$$

o bien:
$$q_c = 0,84 \cdot \sqrt{G_s} \cdot (1,9 + 0,8 \cdot \Phi - 3 \cdot \text{sen} \alpha)$$

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.

2.3.3 Protecciones de escollera frente al deslizamiento en masa

La bibliografía sobre esta temática es sensiblemente reducida si se compara con los estudios de las protecciones frente al arrastre. 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 19).

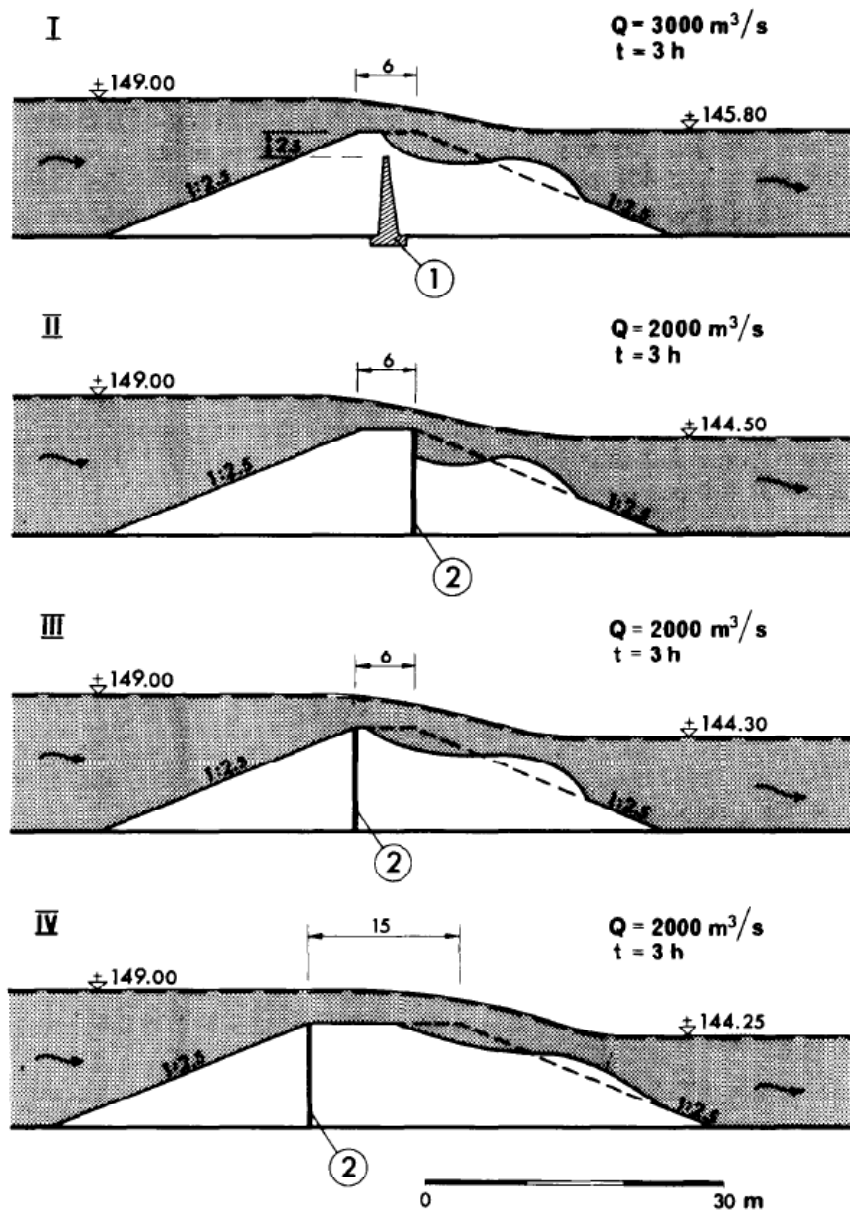


Figura 19. Variación del tipo de rotura en función de la pantalla interna. (Fuente: Arhippainen 1970).

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

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

siendo:

v : velocidad del agua

s : peso específico de la piedra

Y : constante = 1,20

w : peso específico del agua

d_{50} : tamaño medio de la escollera

α : ángulo del talud de aguas abajo

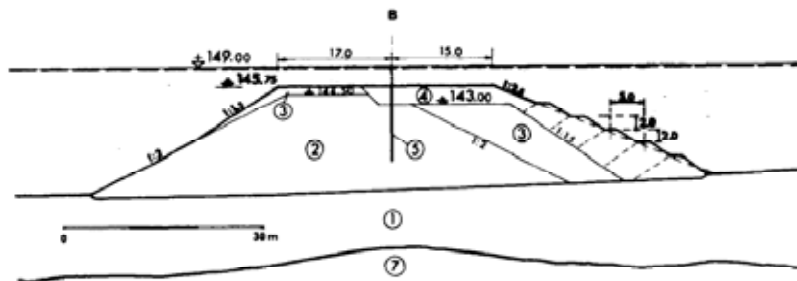


Fig. 4
Final cross section designs.
(A) Cross section in western channel.
(B) Cross section in eastern channel.
(1) Moraine formations. (5) Steel sheet piling.
(2) Moraine dumped in water. (6) Moraine embankment used as
(3) Ordinary rock fill. cofferdam.
(4) Lining stones, weight 1.5 to 3.0 tonnes. (7) Bedrock.

Figura 20. Sección tipo de la protección propuesta para la presa del lago Kemi. (Fuente: Arhippainen 1970).

Como se observa en la sección tipo (Figura 20), 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 21.

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.

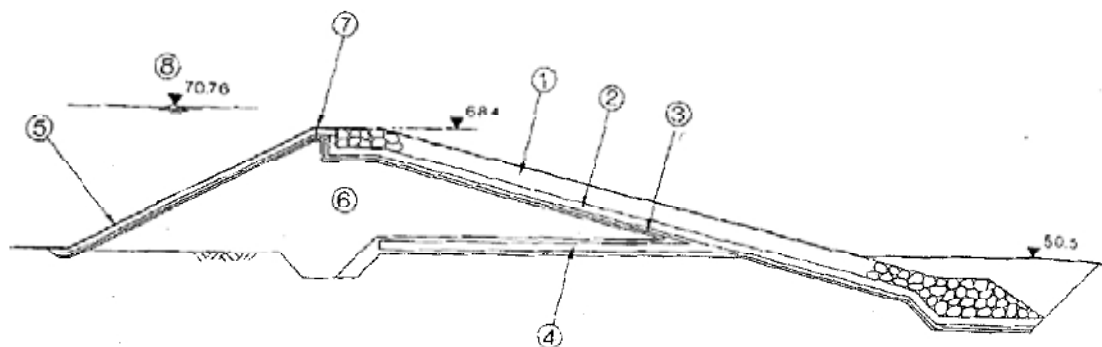


Fig. 2

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) Parasouille en béton préfabriqué |
| (8) Design flood level | (8) Niveau de la crue de projet |

Figura 21. 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 repiéd de la protección (ver Figura 22):



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 22. 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 posteriormente 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 23):

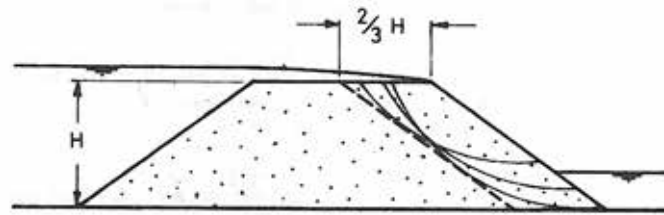


Figura 23. Envolvente de círculos de rotura con $F=1$ en presas de escollera sometidas a sobrevvertido. (Fuente: Parkin 1971)

Según el autor ésa 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 sobrevvertido (Resurreição 1988) .

La zonificación tipo es la que se presenta en la Figura 24:

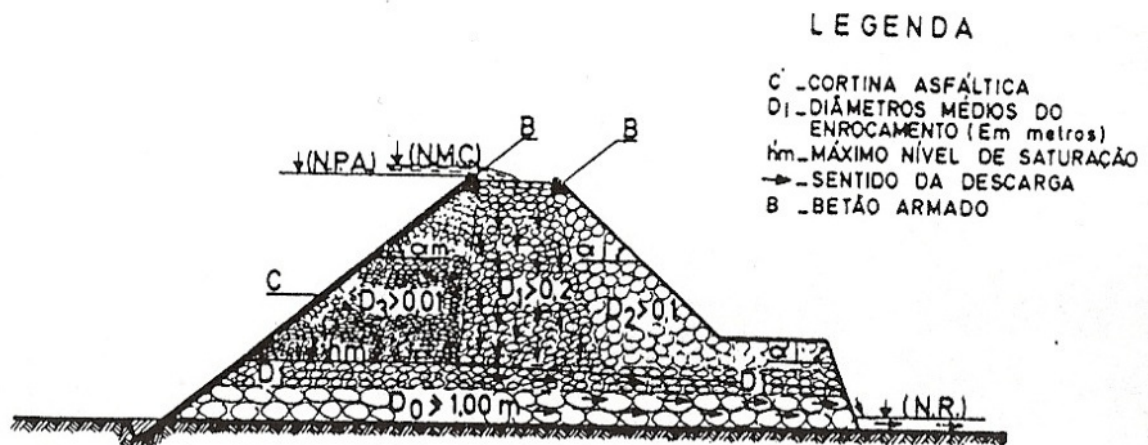


Figura 24. Sección tipo de la presa de escollera resistente al sobrevvertido. (Fuente: Resurreição 1988).

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 necesario 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 25).

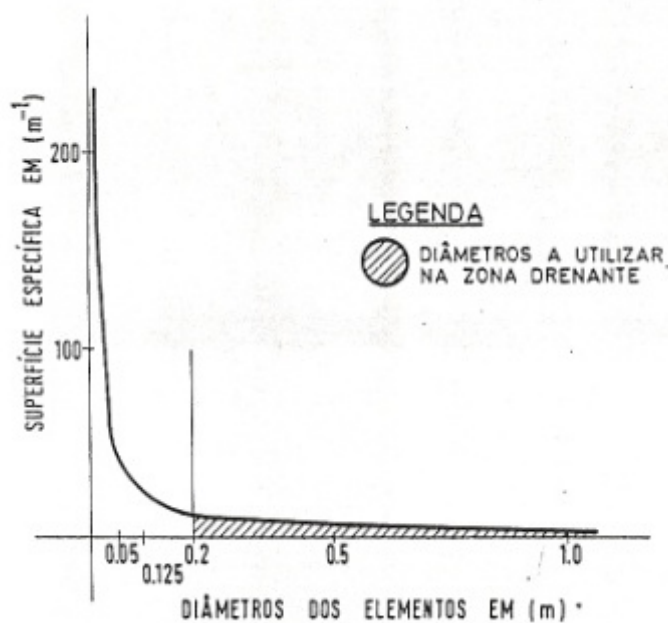


Figura 25. Variación de la superficie específica del material en función de su tamaño. (Fuente: Resurreiçao 1988).

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 ($F = \frac{\tan \psi}{\tan \alpha}$). 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 cimiento 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 26) 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 2.2.3). 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.

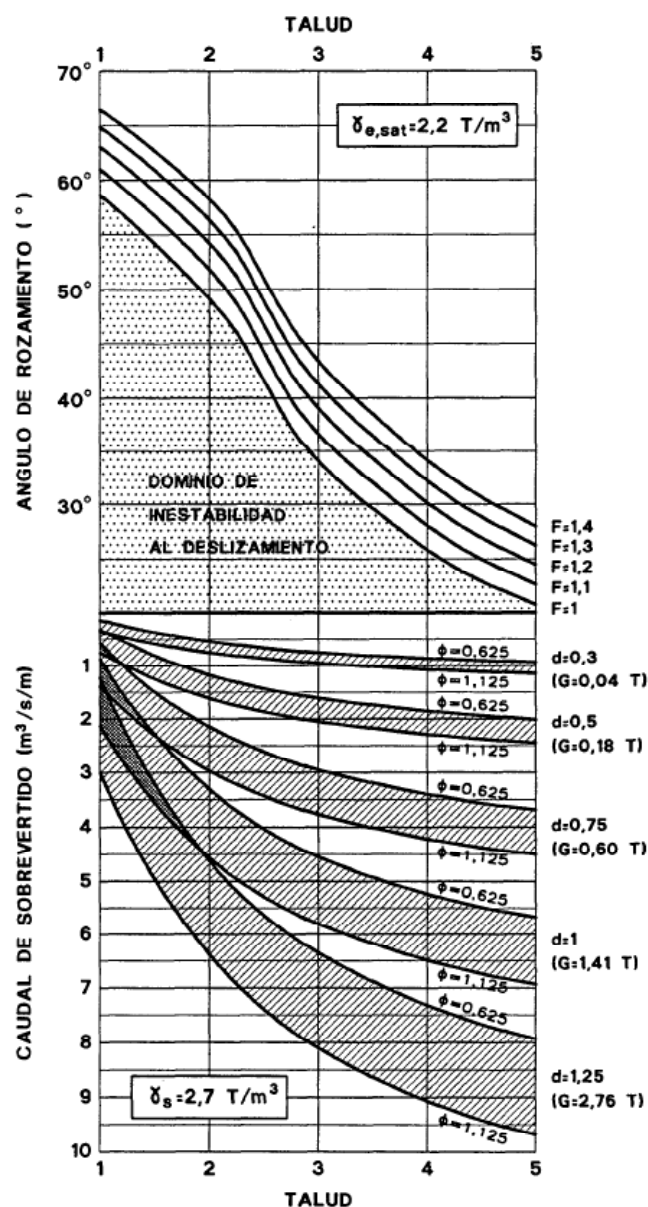


Figura 26. Gráfico de dimensionamiento de protecciones frente al sobrevertido. (Fuente: Toledo 1997).

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).

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

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

3. METODOLOGÍA

La descripción de la metodología de la investigación se va a estructurar según el siguiente esquema.

- a. Descripción de las instalaciones del laboratorio utilizadas y de los modelos numéricos de apoyo.
- b. Identificación de parámetros. Nomenclatura
- c. Ensayos de caracterización del material.
- d. Descripción del ensayo de protección.
 - i. Geometría
 - ii. Material
 - iii. Toma de datos
 - iv. Criterios de fallo
- e. Descripción de los cálculos del modelo numérico.

3.1. Descripción de las instalaciones del laboratorio utilizadas y de los modelos numéricos de cálculo.

3.1.1 Instalaciones de laboratorio

Recinto de ensayo

El recinto de ensayo se encuentra ubicado en el laboratorio de Hidráulica de la ETSI de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid (Foto 3) y tiene unas dimensiones (Figura 27) de 2,4 m de anchura, 1,4 m de altura y 13,7 m de longitud. Se trata de una obra de fábrica con pendiente fija horizontal, dotada de una ventana de inspección lateral de cristal en su cajero izquierdo, con dos lunas de $2,30 \times 1,08 \text{ m}^2$, cada una de ellas.



Foto 3. Vista del canal de ensayo desde aguas abajo.

Está dividido longitudinalmente en 4 zonas. La primera es una zona de tranquilización del caudal de entrada limitada por un muro drenante de ladrillo. 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 X coincide con el longitudinal del canal siendo positivo en el sentido del agua, el eje Y es transversal al canal, positivo hacia la el cajero derecho 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 12 filas transversales (en las coordenadas X 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) y 7 líneas longitudinales (en las coordenadas Y siguientes: 1,25; 0,75; 0,25; 0,00; -0,25; -0,75 y -1,18). Esta zona del recinto, de 9,2 m de longitud, termina en un desarenador 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 de los caudales ensayados formado por una rejilla tipo trámex comunicado con el canal de recogida inferior (Figura 28 y Figura 29).

Alimentación

La alimentación al canal (Figura 27) 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 es de unos 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 se hace mediante el uso de una electroválvula situada a la entrada del canal de ensayo (Foto 4). 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.



Foto 4. Electroválvula con actuador automático programable.

Equipos de medida

Los equipos de medida utilizados son los siguientes:

1. Medida de caudales
 - a. Caudalímetro por ultrasonidos, en la tubería 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 retorno de caudales al depósito inferior.
2. Medida de calados. Sonda limnimétrica de ultrasonidos.
3. Medida de presiones. Piezómetros instalados en el fondo del canal que forma la base de apoyo de la presa y protección (Figura 28)

A continuación se describen brevemente dichos equipos:

Caudalímetro por ultrasonidos FLUXUS ADM 7407.

El caudalímetro ultrasónico FLUXUS ADM 7407 (Foto 5) 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 (Δt), 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 5. 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 toma del escalón piezométrico en el estrechamiento. La ecuación que gobierna el Venturi es la siguiente:

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

siendo:

C, constante de valor 0.96

S₂, sección de la tubería de diámetro inferior, 0,018 m²

g, aceleración de la gravedad

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

D, diámetro mayor de la tubería, 0,3048 m

d, diámetro menor en el estrechamiento, 0,1524 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 45º (Foto 6). La altura del vertedero es de 0,35 m y la anchura libre de vertido es de 0,40 m. Aguas arriba 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 6. 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:

$$Q = \frac{2}{3} * C_e * \sqrt{2 * g} * b_e * h_e^{1.5}$$

b_e = ancho efectivo = $b + K_b$

h_e = carga efectiva = $h_1 + K_n$

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

$$C_e = 0,592 + 0,011 \frac{h_1}{P}$$

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

Sonda limnimétrica de ultrasonidos.

El laboratorio de hidráulica cuenta con 6 sondas piezoeléctricas del tipo UAS (Foto 7). 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 vuelva 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 7. 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 8). Por cada recorrido del sensor al objeto con una resolución máxima de 0,05 mm en el medio “aire”.



Foto 8. 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 unas escalas de lectura vertical donde se pueden medir las alturas piezométricas (Foto 9).



Foto 9. Escalas de lectura de piezómetros

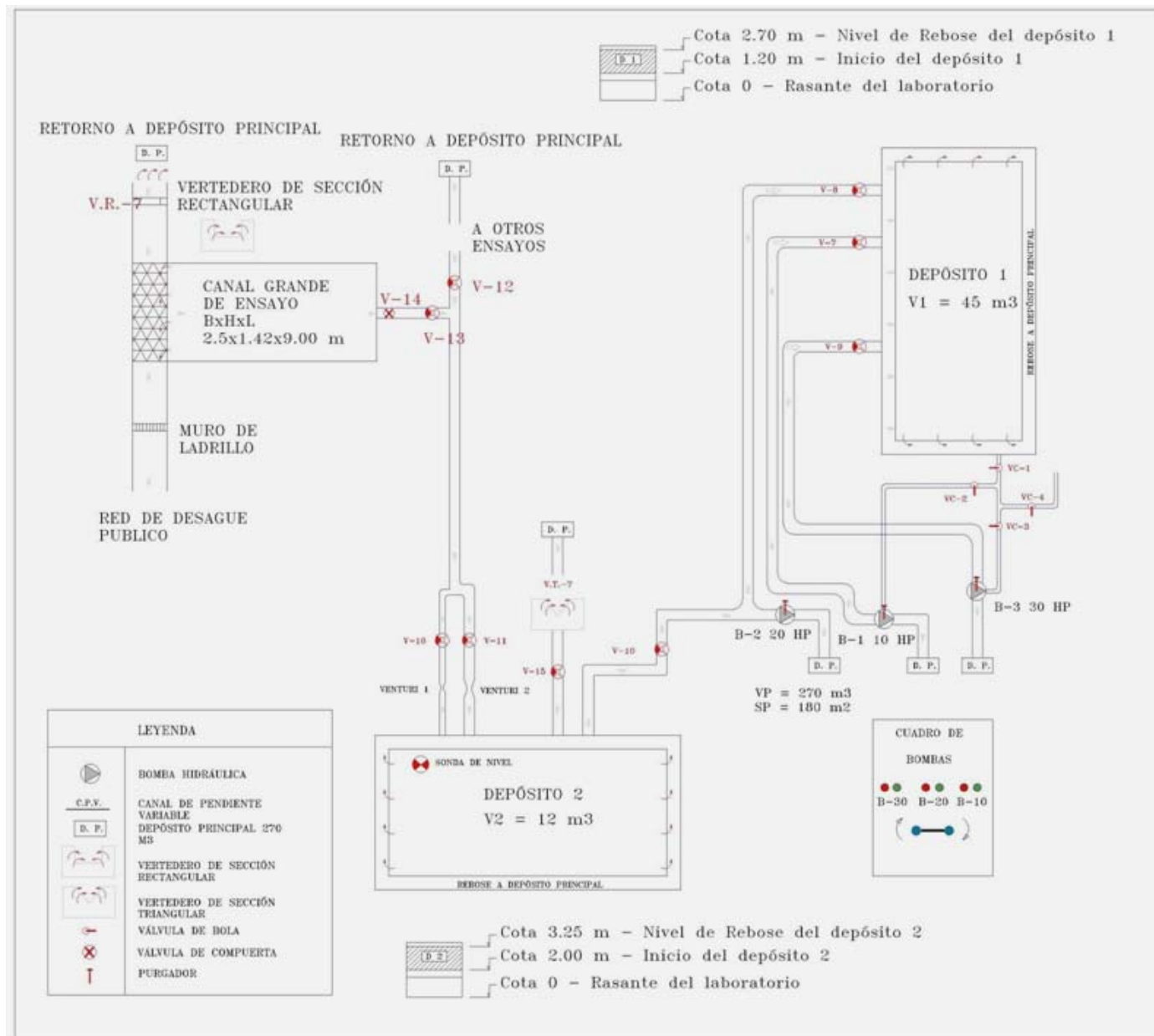


Figura 27. Esquema del Laboratorio de Hidráulica

3.1.2 Modelos numéricos

El modelo de filtración. Aplicación SEEP/w (Geoslope Intl)

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.

En análisis de elementos finitos es de tipo Euleriano (de malla fija) y se realiza en dos fases. En primer lugar, 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. La segunda fase es el análisis del modelo mediante la resolución de las ecuaciones correspondientes, lo que hace el programa mediante la aplicación SOLVE.

SEEP/W puede realizar cálculos en régimen permanente o variable (con condiciones de contorno variables con el tiempo), en medios total o parcialmente saturados.

El modelo de estabilidad. Aplicación SLOPE/ w (Geoslope Intl)

SLOPE/W es una herramienta para modelar numéricamente la estabilidad de estructuras de materiales sueltos por métodos de equilibrio límite. Permite estudiar un amplio abanico de problemas y condiciones.

El análisis se realiza en dos fases. En primer lugar, se debe definir la geometría del problema, las propiedades de los materiales, el tipo de rotura a considerar y las presiones intersticiales. La segunda consiste en la resolución de las ecuaciones correspondientes, lo que hace el programa mediante la aplicación SOLVE.

SLOPE/W hace el cálculo de estabilidad de taludes basándose en la teoría del equilibrio límite. Se pueden especificar diversos métodos entre los que se encuentra el de Bishop

Ambos programas son ampliamente divulgados y sus resultados han sido validados en múltiples casos de la práctica ingenieril.

3.2. Identificación de parámetros.

Los parámetros que entran en juego en el planteamiento de la investigación son los siguientes:

3.2.1 Parámetros geométricos

Anchura del canal. W. Tiene influencia sobre el comportamiento del modelo en relación a la distinto ángulo de rozamiento del contacto entre el material que forma los modelos y los cajeros del canal respecto al primero. El efecto sobre la estabilidad de la presa (que denominamos efecto pared) es más importante a medida que disminuye la relación entre la anchura del canal y la altura de la presa. Este parámetro también influye a la hora de calcular los caudales unitarios de sobrevertido.

Presa a proteger

Altura de presa. H. Definida como la distancia entre la solera horizontal del canal y la coronación de la presa. Es un parámetro fundamental ya que determina los caudales necesarios para saturar el espaldón y tiene influencia directa sobre su estado tensional que influye de forma importante sobre el ángulo de rozamiento del material cuando la altura de la presa es considerable. En nuestro caso este efecto resulta despreciable a efectos prácticos. Se utiliza como variable de referencia para adimensionalizar la altura de las protecciones.

Talud de aguas arriba. M. No se prevé que tenga influencia sobre el análisis y su único objetivo será el apoyo de la pantalla externa.

Talud de aguas abajo. N. Es un parámetro de gran importancia ya que se trata del talud a proteger y condiciona el diseño y comportamiento de la protección.

Anchura de coronación. C. Es un parámetro cuya relevancia ha de acotarse en investigaciones posteriores pero su influencia no parece fundamental para la estabilidad del pie de presa.

Área de la sección. S. Es el parámetro de referencia a la hora de analizar los órdenes de magnitud de la economía de la protección mediante la comparación entre sus correspondientes áreas.

Protección de escollera

Altura de la protección. H_b . Definida como la distancia entre la solera del canal y la berma. Resulta un parámetro fundamental del diseño de la protección, ya que fija la altura de pie de presa que queda protegido por la escollera de estabilización. Puede influir en la geometría y tipo de deslizamiento producido.

Talud. N_b . Probablemente el parámetro más importante del diseño de la protección frente al deslizamiento. Interesa caracterizar la estabilidad en función del grado de saturación de la protección.

Anchura de la berma. B . En el presente trabajo no se ha considerado su variación por lo que el efecto sobre la protección será una incógnita. Sin embargo puede tener influencia en el fenómeno y resultar un parámetro interesante en la optimización del diseño de la protección.

Área de la sección. S_b . Es un indicador de la economía de cada solución.

Altura de afección al talud. H_d . Definida como la máxima altura alcanzada por los daños por deslizamiento en la protección, medida desde la solera del canal. Es un indicador del grado de afección a la protección en cada escalón de caudal.

3.2.2 Parámetros geotécnicos

Material de la presa

Ángulo de rozamiento interno al reposo, ϕ . Parámetro fundamental del material para la resistencia frente al deslizamiento, especialmente en materiales no cohesivos. Ha sido medido in situ en los ensayos.

Peso específico seco. γ_d . Entendido como el peso del volumen unitario formado por las partículas sólidas y los huecos entre ellas.

Peso específico de las partículas. γ_s . Definido como el peso por unidad de volumen de la partícula sólida.

Coefficiente de uniformidad. C_u . Relación entre d_{60} y d_{10} . Indicador del grado de homogeneidad del material. Tiene influencia sobre su ángulo de rozamiento y sobre su permeabilidad.

Porosidad. n .

Permeabilidad. K . Es el parámetro fundamental que relaciona los caudales unitarios de sobrevertido con el grado de saturación de la presa. Se ha considerado una ley de resistencia lineal entre velocidades de filtración y gradientes hidráulicos (ley de Darcy). No se ha considerado anisotropía del material en su permeabilidad por lo que su valor no depende de la dirección de circulación.

Grado de compactación. G . Tiene influencia directa en el ángulo de rozamiento del material y sobre su porosidad. En los ensayos no se ha realizado ningún tipo de compactación añadida sobre la inevitable al colocar el material con medios manuales.

Tamaño medio de la partícula. d_{50} . Definido como el tamaño correspondiente al tamiz que deja pasar el 50% de la muestra.

Diámetro equivalente. d_s . Diámetro de la esfera del mismo volumen que el de la partícula en cuestión.

Material de la protección³

Rozamiento. Φ_b . Es el parámetro que condiciona en mayor medida la resistencia del material de la protección al deslizamiento en masa.

Peso específico seco. γ_{db}

Peso específico de las partículas, γ_{sb}

Coefficiente de uniformidad. C_{ub}

Porosidad. n_b

Permeabilidad. K_b . La relación entre K y K_b definen el grado de refracción producido en la red de filtración.

Grado de compactación. G_b .

Tamaño medio de la partícula. d_{sob} . Es un indicador del tamaño medio del material y resulta importante a la hora de analizar la resistencia de éste frente al arrastre de partículas por la circulación del agua.

Diámetro equivalente. d_{sb}

3.2.3 Parámetros físicos

Caudal de alimentación. Q_a . Caudal de entrada al recinto de ensayo, en cabecera del canal.

Caudal de pérdidas. Q_p . Caudal de pérdidas en las juntas de la pantalla impermeable.

Caudal de sobrevertido. Q_s . Definido como $Q_a - Q_p$. Es el caudal total que vierte sobre la coronación de la presa.

Caudal unitario de alimentación. q_a . Definido como Q_a/W .

Caudal unitario de pérdidas. q_p Definido como Q_p/W .

³ En caso de no especificarse nada sobre el parámetro se mantiene el comentario respecto al material de presa.

Caudal unitario de sobrevertido. q_s . Definido como Q_s/W . Es el parámetro de referencia para delimitar la importancia del sobrevertido por unidad de longitud de la presa, medida en la dirección de su eje longitudinal.

Caudal unitario de rotura completa de la presa por sobrevertido. q_{sp} . Representa el caudal unitario que rompería la presa en caso de no realizarse ningún tipo de protección. Se entiende que la presa llega a la rotura en el momento en que el deslizamiento alcanza la coronación de la presa. Es uno de los caudales de referencia para analizar el efecto de protección de las distintas soluciones adoptadas.

Caudal unitario de rotura completa de la protección por sobrevertido. q_{sbi} . Representa el caudal unitario que rompería la protección, manteniendo intacto el espaldón de la presa. Se entiende que la protección llega a la rotura en el momento en que el deslizamiento alcanza la altura de la berma que la delimita superiormente o cuando la profundidad del círculo de rotura ha llegado hasta el material de presa. Es el caudal que indica la capacidad de protección de la solución.

Caudal unitario de daños con nivel i de la protección por sobrevertido. q_{sbi} . Representa el caudal unitario mínimo que produce un nivel de daños i con el criterio de fallo definido en 3.4.5. Permite graduar la protección conseguida en función del tipo de fallo y del caudal de sobrevertido.

Presión intersticial. p . Parámetro fundamental que condiciona el fenómeno del deslizamiento en masa.

Peso específico del agua. γ_w . Se considera constante, de valor 1000 Kp/m^3

Velocidad de filtración. v . Parámetro fundamental que condiciona el el fenómeno del arrastre de partículas.

Gradiente hidráulico. i . Definido como $i=K \cdot v$, al suponer una ley de resistencia lineal.

Calados:

- **calado aguas arriba. z_1 .** Permite estimar la curva de gasto en el vertedero que se forma en la coronación. (La lámina de agua sobre el vertedero sería z_1-H)
- **calado aguas abajo. z_2 .** Permite controlar el efecto del remanso aguas abajo de la presa.
- **calado sobre el vertedero rectangular, z_v .** Parámetro utilizado para medir los caudales en el vertedero rectangular.

Altura de la línea de saturación en el punto i. z_i . Parámetro utilizado para la verificación de la red de filtración en el modelo numérico y el control visual del grado de saturación del espaldón y de la protección.

Coefficiente de seguridad al deslizamiento. F. Siendo la relación entre los momentos estabilizadores y desestabilizadores, con la hipótesis de Bishop, que no considera el cortante entre las fajas verticales en que se divide el círculo de deslizamiento de cálculo.

3.3. Ensayos de caracterización del material.

Se han realizado ensayos de caracterización del material con el objetivo de conocer los parámetros geotécnicos definidos en 3.2. Los ensayos realizados son los siguientes:

1. Granulometría por tamizado. UNE 103101:95. Permitirá conocer la clasificación por tamaños, el tamaño medio, 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 obtendrá la porosidad del material.
3. Peso específico de las partículas. UNE 103302:94
4. Ángulo de rozamiento interno al reposo. Teniendo en cuenta el tamaño de las partículas y las condiciones de ensayo se ha optado por realizar 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. El ángulo se mide indirectamente mediante la relación entre la altura del montón (h) y la distancia del derrame al muro (l) (Foto 10). De esta forma el ángulo de rozamiento vendría dado por:

$$\phi = \arctg \frac{h}{l}$$

Por cada material se han realizado tres ensayos para tomar un valor medio entre todos ellos que resulte representativo.

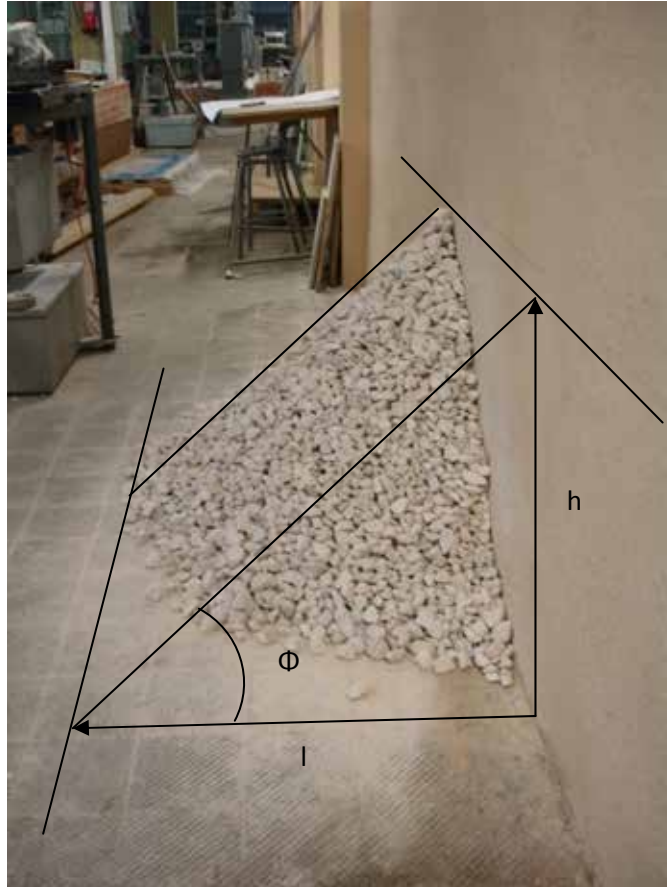


Foto 10. Ejemplo de ensayo in situ para determinar el ángulo de rozamiento al reposo del material

Los resultados se adjuntan en las siguientes páginas:

3.3.1 Material de presa (E)

CODIGO OBRA: L-05-5634	REFERENCIA: 160701696	DESCRIPCION: GRAVILLA 20-40	FECHA: 16-07-08
OBRA: ENSAYOS DE ARIDOS		OPERADOR: PAUD	
PETICIONARIO: ETSICCP		EJEMPLAR: ORIGINAL	
MUESTRA: M-1			

<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th colspan="2">CONTENIDO DE FINOS (UNE EN 933-1)</th></tr> <tr><td>CONTENIDO DE FINOS (%)</td><td>0,1</td></tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th colspan="2">PESO ESPECÍFICO APARENTE (gr/cm3)</th></tr> <tr><td></td><td>2,51</td></tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th colspan="2">DENSIDAD SECA (gr/cm3)</th></tr> <tr><td></td><td>1,46</td></tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th colspan="2">INDICE DE POROS</th></tr> <tr><td></td><td>0,71</td></tr> </table>	CONTENIDO DE FINOS (UNE EN 933-1)		CONTENIDO DE FINOS (%)	0,1	PESO ESPECÍFICO APARENTE (gr/cm3)			2,51	DENSIDAD SECA (gr/cm3)			1,46	INDICE DE POROS			0,71	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th colspan="2">DENSIDAD SATURADA (gr/cm3)</th></tr> <tr><td></td><td>1,86</td></tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th colspan="2">POROSIDAD (%)</th></tr> <tr><td></td><td>41,77</td></tr> </table>	DENSIDAD SATURADA (gr/cm3)			1,86	POROSIDAD (%)			41,77
CONTENIDO DE FINOS (UNE EN 933-1)																									
CONTENIDO DE FINOS (%)	0,1																								
PESO ESPECÍFICO APARENTE (gr/cm3)																									
	2,51																								
DENSIDAD SECA (gr/cm3)																									
	1,46																								
INDICE DE POROS																									
	0,71																								
DENSIDAD SATURADA (gr/cm3)																									
	1,86																								
POROSIDAD (%)																									
	41,77																								

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (UNE-EN 933-1)																		
Tamices UNE	63	40	31,5	20	16	14	12,5	10	8	6,3	5	4	2	1	0,50	0,25	0,125	0,063
% que pasa	100,0	76,7	30,9	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO UNE EN 933-1

Tamaño de las partículas en mm.

Observaciones:

Llanera, 24 de Julio de 2008

FDO: Manna Solis Berdazo
Director Laboratorio

Hoja 1/1

FDO: Jose Coello Manroy
Jefe de Ensayos

CODIGO OBRA: L-09-5634	REFERENCIA: 160701696	DESCRIPCION: GRAVILLA 20-40	FECHA: 16-07-08
OBRA: ENSAYOS DE ARIDOS		OPERADOR: PAU D	
PETICIONARIO: ETSICCP		EJEMPLAR: ORIGINAL	
MUESTRA: M-2			

<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th colspan="2">CONTENIDO DE FINOS (UNE EN 933-1)</th></tr> <tr><td>CONTENIDO DE FINOS (%)</td><td>0,1</td></tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th colspan="2">PESO ESPECÍFICO APARENTE (gr/cm3)</th></tr> <tr><td></td><td>2,50</td></tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th colspan="2">DENSIDAD SECA (gr/cm3)</th></tr> <tr><td></td><td>1,49</td></tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th colspan="2">INDICE DE POROS</th></tr> <tr><td></td><td>0,68</td></tr> </table>	CONTENIDO DE FINOS (UNE EN 933-1)		CONTENIDO DE FINOS (%)	0,1	PESO ESPECÍFICO APARENTE (gr/cm3)			2,50	DENSIDAD SECA (gr/cm3)			1,49	INDICE DE POROS			0,68	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th colspan="2">DENSIDAD SATURADA (gr/cm3)</th></tr> <tr><td></td><td>1,91</td></tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th colspan="2">POROSIDAD (%)</th></tr> <tr><td></td><td>40,52</td></tr> </table>	DENSIDAD SATURADA (gr/cm3)			1,91	POROSIDAD (%)			40,52
CONTENIDO DE FINOS (UNE EN 933-1)																									
CONTENIDO DE FINOS (%)	0,1																								
PESO ESPECÍFICO APARENTE (gr/cm3)																									
	2,50																								
DENSIDAD SECA (gr/cm3)																									
	1,49																								
INDICE DE POROS																									
	0,68																								
DENSIDAD SATURADA (gr/cm3)																									
	1,91																								
POROSIDAD (%)																									
	40,52																								

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (UNE-EN 933-1)																		
Tamices UNE	83	40	31,5	20	16	14	12,5	10	8	6,3	5	4	2	1	0,50	0,25	0,125	0,063
% que pasa	100,0	76,8	31,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO UNE EN 933-1

Tamaño de las partículas en mm.

Observaciones:

Lima, 24 de Julio de 2008

FDO: Maria Solis Berdugo
Director Laboratorio

Hoja 1/1

FDO: Jose Codilo Morero
Jefe de Ensayos

Ángulo de rozamiento interno

Ensayo	Derrame (cm)	Altura (cm)
1	93	70,0
2	83	75,5
3	83	74,5

3.3.2 Material de protección (E_b)

CODIGO OBRA: L-08-5634	REFERENCIA: 160701697	DESCRIPCION: ZAHORRA	FECHA: 16-07-08
OBRA: ENSAYOS DE ARIDOS		OPERADOR: PAU D	
PETICIONARIO: ETSICCP		EJEMPLAR: ORIGINAL	
MUESTRA: M-1			

CONTENIDO DE FINOS (UNE EN 933-1)	DENSIDAD SATURADA (gr/cm3)
CONTENIDO DE FINOS (%) 1,2	1,93
PESO ESPECÍFICO APARENTE (gr/cm3)	POROSIDAD (%)
2,59	41,37
DENSIDAD SECA (gr/cm3)	
1,52	
INDICE DE POROS	
0,66	

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (UNE-EN 933-1)															
Tamices UNE	63	40	31,5	20	16	12,5	10	8	4	2	1	0,50	0,25	0,125	0,063
% que pasa	92,7	37,8	25,4	7,6	4,6	3,7	3,0	2,7	2,1	1,9	1,7	1,5	1,4	1,2	1,1

ANÁLISIS GRANULOMETRICO UNE EN 933-1

Tamaño de las partículas en mm.

Observaciones:

Llanera, 24 de Julio de 2008

CODIGO OBRA: L-08-5634	REFERENCIA: 160701697	DESCRIPCION: ZAHORRA	FECHA: 16-07-08
OBRA: ENSAYOS DE ARIDOS		OPERADOR: PAU D	
PETICIONARIO: ETSICCP		EJEMPLAR: ORIGINAL	
MUESTRA: M-2			

<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th colspan="2">CONTENIDO DE FINOS (UNE EN 933-1)</th></tr> <tr><td>CONTENIDO DE FINOS (%)</td><td>0,7</td></tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th colspan="2">PESO ESPECÍFICO APARENTE (gr/cm3)</th></tr> <tr><td></td><td>2,58</td></tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th colspan="2">DENSIDAD SECA (gr/cm3)</th></tr> <tr><td></td><td>1,53</td></tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th colspan="2">INDICE DE POROS</th></tr> <tr><td></td><td>0,66</td></tr> </table>	CONTENIDO DE FINOS (UNE EN 933-1)		CONTENIDO DE FINOS (%)	0,7	PESO ESPECÍFICO APARENTE (gr/cm3)			2,58	DENSIDAD SECA (gr/cm3)			1,53	INDICE DE POROS			0,66	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th colspan="2">DENSIDAD SATURADA (gr/cm3)</th></tr> <tr><td></td><td>1,94</td></tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><th colspan="2">POROSIDAD (%)</th></tr> <tr><td></td><td>40,67</td></tr> </table>	DENSIDAD SATURADA (gr/cm3)			1,94	POROSIDAD (%)			40,67
CONTENIDO DE FINOS (UNE EN 933-1)																									
CONTENIDO DE FINOS (%)	0,7																								
PESO ESPECÍFICO APARENTE (gr/cm3)																									
	2,58																								
DENSIDAD SECA (gr/cm3)																									
	1,53																								
INDICE DE POROS																									
	0,66																								
DENSIDAD SATURADA (gr/cm3)																									
	1,94																								
POROSIDAD (%)																									
	40,67																								

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (UNE-EN 933-1)															
Tamices UNE	63	40	31,5	20	16	12,5	10	8	4	2	1	0,50	0,25	0,125	0,063
% que pasa	92,7	37,9	25,4	7,5	4,5	3,5	2,7	2,4	1,8	1,6	1,4	1,1	0,9	0,7	0,6

ANÁLISIS GRANULOMETRICO UNE EN 933-1

Tamaño de las partículas en mm.

Observaciones:

Llanera, 24 de Julio de 2008

FDO: Marina Solís Berdusco
Director Laboratorio

Hoja 1/1

FDO: Jose Coello Morroy
Jefe de Ensayos

Ángulo de rozamiento interno

Ensayo	Derrame (cm)	Altura (cm)
1	77	70,0
2	82	78,0
3	83	76,0

3.4. Descripción del ensayo de protección.

3.4.1 Geometría

La sección de la presa y sus protecciones se mantiene 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 11).



Foto 11. 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 mantiene 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 30). Se han elegido taludes del mismo orden que los de las presas de escollera.

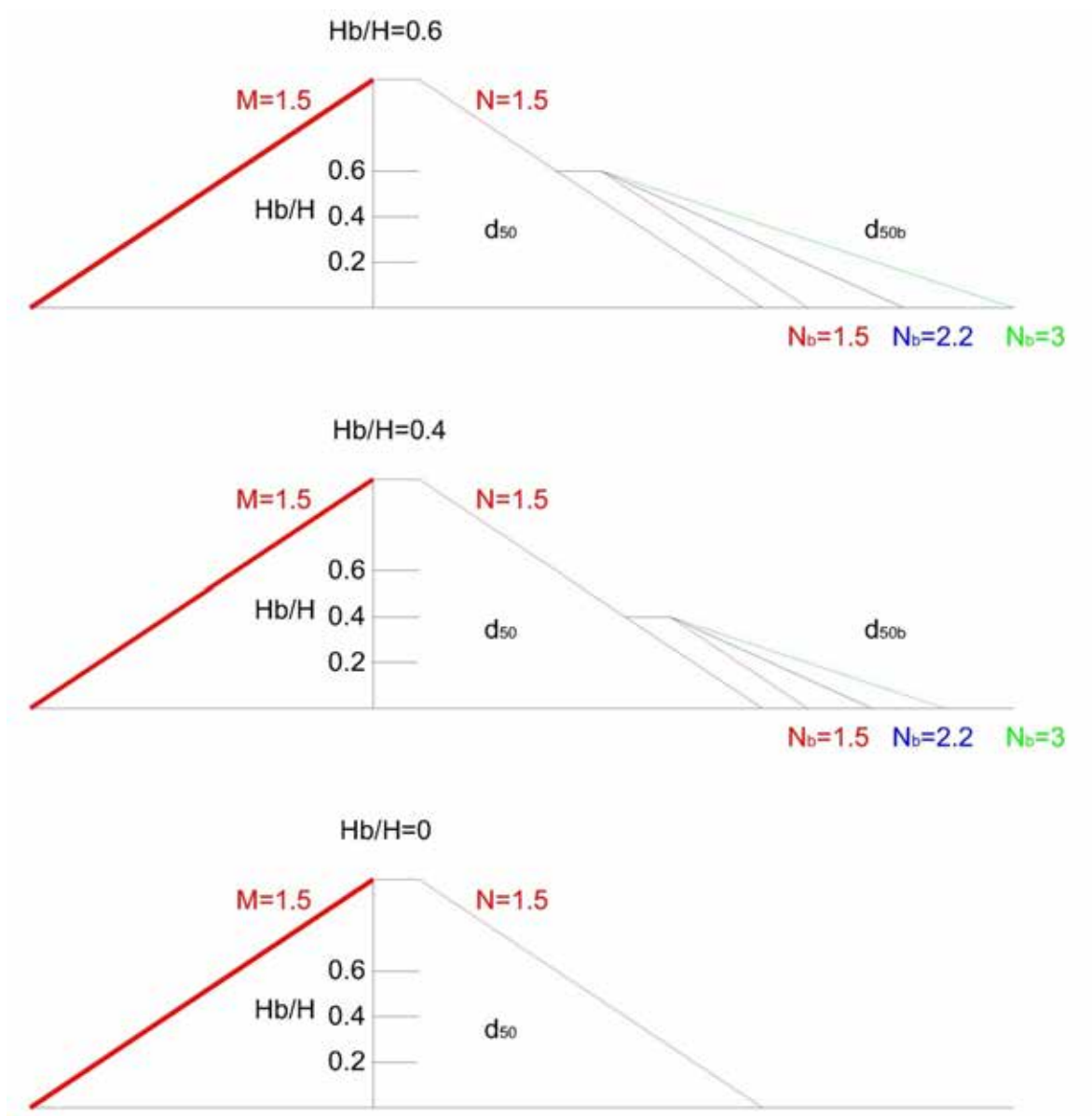


Figura 30. Croquis de la secciones transversales de los casos ensayados

El elemento impermeabilizante, también invariable en esta campaña, simula una pantalla externa y está formado por una lámina de PEAD de 1,5 mm montada sobre un marco de aluminio (Foto 12) que descansa sobre el talud de aguas arriba y sellado en el contacto con cajeros y solera mediante una masilla elastomérica.



Foto 12. Pantalla impermeable de aguas arriba

El caso de la presa sin protección, caracterizado por $H_b/H=0$ en la figura, 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}/H_b a 8.

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. Tal y como

señala Toledo en el cálculo de la *ley de intercambio de caudal*, 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. Por lo tanto, no tiene sentido superar la relación $H_b^* = 0,6$. 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 a ensayar desde el punto de vista de la geometría 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 $H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$

3.4.2 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. Como es natural, se ha limitado el contenido de finos para asegurar la ausencia de cohesión en ambos materiales. Se han utilizado los siguientes materiales (Foto 13):

1. Material de cuerpo de presa, que se denominará material tipo E
2. Material de protección, que se denominará material tipo E_b



Foto 13. Materiales usados en los ensayos. Detalle del caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$

A continuación se adjunta la caracterización geotécnica de cada uno de los materiales utilizados de acuerdo con lo expuesto en 3.3, así como el cálculo de la relación de inestabilidad (IR) siguiendo la metodología de Sherard.

Material E (cuerpo de presa)

Pesos específicos y porosidad

	M1 (KN/m ³)	M2 (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

	M1	M2	Promedio
Porosidad	0,42	0,40	0,41

Tabla 4. Pesos específicos y porosidad del material de presa (E).

Relación de inestabilidad (IR)

	Muestra M1	Muestra M2	Promedio M1, M2
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 5. Granulometría del material de presa (E)

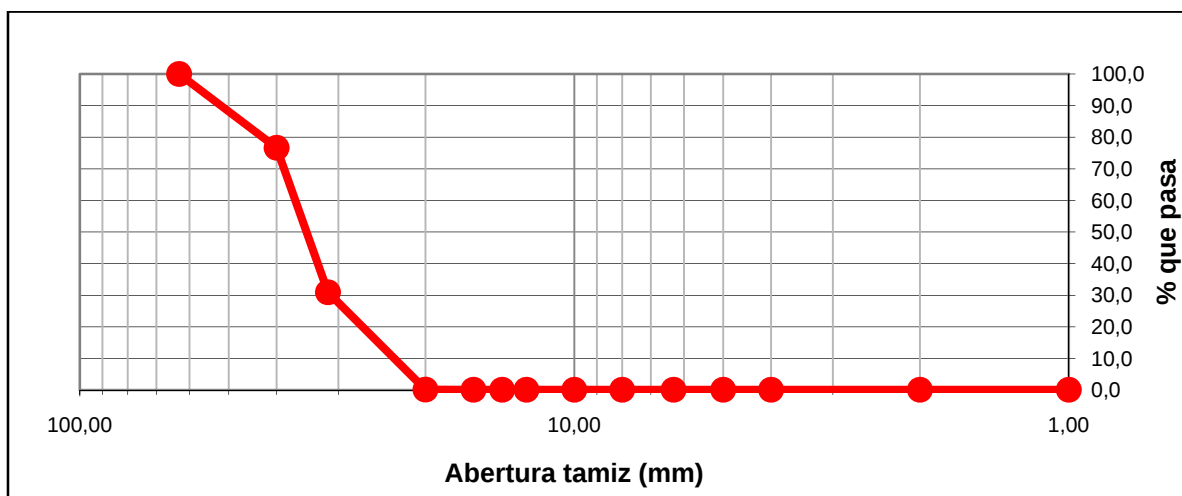


Figura 31. Curva granulométrica del material de presa (E)

Tabla de cálculo del IR:

% 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		Cu = d_{60}/d_{10} = 1,6		
Tamaño medio		d ₅₀ = 35,0		

Tabla 6. Tabla 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 d₈₅ del material de presa es 48 mm que se utilizará para la comprobación del criterio de filtro del material de protección.

Ángulo de rozamiento

Ensayo	Derrame (cm)	Altura (cm)	Ángulo (°)
1	93	70	37,0
2	83	75,5	42,3
3	83	74,5	41,9
Promedio			40,4
Desv. Standard			3,0

Tabla 7. Ángulo de rozamiento interno al reposo del material de presa (E)

Material E_b (protección)

Pesos específico y porosidad

	M1 (KN/m ³)	M2 (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

	M1	M2	Promedio
Porosidad	0,41	0,41	0,41

Tabla 8. Pesos específicos y porosidad del material de protección (E_b).

Relación de inestabilidad (IR)

	Muestra M1	Muestra M2	Promedio M1, M2
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 9 Granulometría del material de protección (E_b)

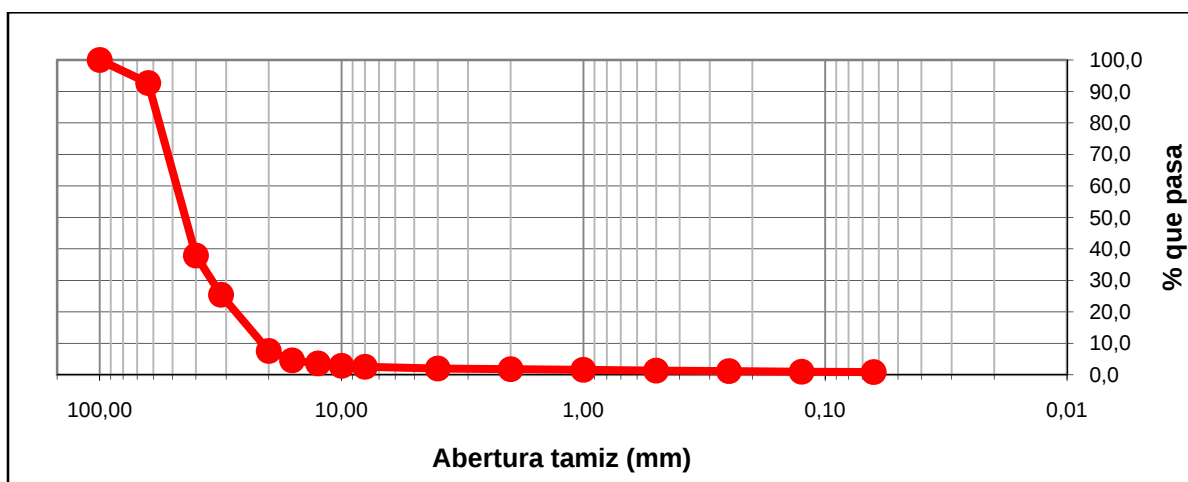


Figura 32. Curva granulométrica del material de protección (E_b)

Tabla de cálculo del IR:

% 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
Coeficiente de uniformidad		Cu = d ₆₀ /d ₁₀ = 2,3		
Tamaño medio		d ₅₀ = 45,5		

Figura 33. Tabla 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:

$$d_{15Eb} = 25 < 5 \cdot d_{85E} = 5 \cdot 48 = 240$$

Por lo que la estabilidad interna del conjunto queda asegurada.

Ángulo de rozamiento

Ensayo	Derrame (cm)	Altura (cm)	Ángulo (°)
1	77	70	42,3
2	82	78	43,6
3	83	76	42,5
Promedio			42,8
Desv. Standard			0,7

Tabla 10. Ángulo de rozamiento interno al reposo del material de protección (E_b)

3.4.3 Caudales

Como se ha explicado en 3.1.1 el caudal máximo disponible está limitado a unos 95 l/s con la disposición actual del sistema de alimentación del recinto de ensayo. La serie de caudales a ensayar se organiza en 6 escalones como máximo, parando el ensayo una vez que se produce la rotura total de la protección. El caudal se incrementa bruscamente en cada escalón, manteniéndolo constante durante un mínimo de 20 minutos. El criterio para iniciar el cambio de escalón es que no se produzca movimiento de piedras en 10 minutos consecutivos. Los caudales de los escalones se aumentan de forma diferente en función de cada caso, tratando de mantener como incremento medio los 15 l/s.

Presiones en la base

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 longitudinal del canal (coordenada $Y=0$ 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 por los finos 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 designarán por filas y columnas con las coordenadas siguientes respecto a los ejes fijados en 3.1:

Fila	X	Columna	Y
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 11. Criterio de designación y posición de los puntos de medida de presión

Las lecturas se realizan al final de cada escalón de caudal.

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 el remanso aguas arriba de la coronación de la presa, 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 llega a la superficie libre.

Las lecturas se realizan al final de cada escalón de caudal.

Altura de los daños producidos

Una vez producidos los daños sobre la protección ha medido la altura aproximada hasta donde ha progresado la erosión o deslizamiento sobre el espaldón (Figura 35). La medida de la altura se ha realizado por medición directa con escala milimétrica desde la ventana del cajero de margen izquierda. El procedimiento de medida no es definitivo al estar en fase de análisis la toma de datos de este parámetro con nuevos equipos de medición. Las lecturas se realizan al final de cada escalón de caudal.

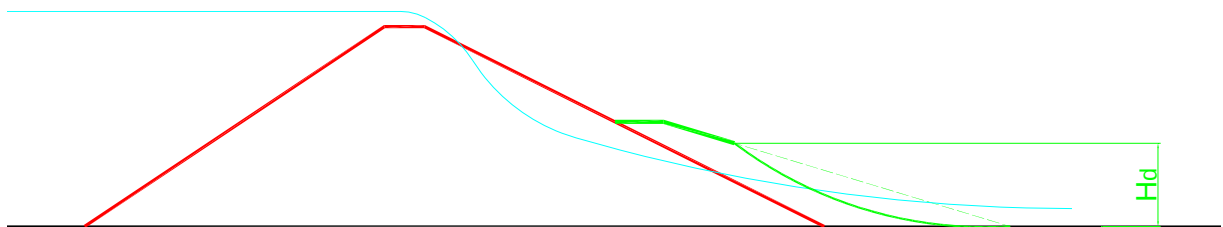


Figura 35. Altura de los daños por deslizamiento (H_d)

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

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.

3.4.5 Criterios de fallo

En este apartado se definen los criterios sobre la clasificación de los distintos tipos de daños producidos en la protección a medida que se incrementan los caudales de sobrevertido. Los daños se han clasificado en cuatro niveles:

- Nivel 0: Ningún movimiento de piedras
- Nivel 1: Movimiento de piedras aisladas. Puede tratarse de piedras situadas en el pie o bien de recolocación de algunas de las piedras situadas sobre el talud.



Foto 14. Ejemplo de daño de nivel 1. Caso $H_b^*=0,6$; $Nb=3,0$

- Nivel 2: Formación de un deslizamiento en masa o canal de erosión. Se inicia un movimiento de grupos de partículas provocando un cambio sensible en la geometría de la protección.



Foto 15. Ejemplo de daño de nivel 2. Caso $H_b^*=0,4$; $Nb=2,2$

- Nivel 3: Rotura total de la protección. Se considera que la protección rompe totalmente cuando el material de la presa sufre algún tipo daño, aunque sea mínimo. No se considera el daño directo producido en coronación por el impacto directo del vertido.



Foto 16 Ejemplo de daño de nivel 3. Caso $H_b^*=0,4$; $Nb=1,5$

3.4.6 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							

3.5. Descripción de los modelos numéricos.

Los modelos numéricos se realizaron con el objetivo de comparar sus resultados con los obtenidos en los ensayos realizados y analizar posteriormente las condiciones de aplicabilidad del cálculo a este tipo de fenómenos. Para ello se realizó un modelo de filtración lineal estacionario y un modelo de estabilidad por el método de equilibrio límite de Bishop.

Estos dos modelos se han seleccionado por diferentes razones. En primer lugar, autores como Parkin y Toledo justifican la viabilidad de adoptar un modelo de filtración lineal a la hora de evaluar las presiones intersticiales en el pie de presa, zona crítica para su estabilidad, donde la diferencia con respecto a una ley de filtración no lineal es despreciable. En segundo lugar, los métodos de equilibrio límite son los que en la actualidad resultan más utilizados y han sido sancionados históricamente en la práctica como válidos a la hora de evaluar el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento en masa de las presas de materiales sueltos. En las normativas de seguridad de presas es el método más extendido a la hora de fijar y justificar los coeficientes de seguridad en proyectos de presas de materiales sueltos.

Los modelos numéricos se realizaron por tanto a posteriori, una vez finalizados los ensayos en modelo físico. Se han modelado únicamente los casos en que no se ha producido deslizamiento en masa y además el caso correspondiente al primer escalón en que se produce deslizamiento. La modelación tras el inicio de la rotura requeriría un modelo evolutivo tridimensional de filtración, erosión y estabilidad en masa, mucho más complejo, que no es objeto del presente trabajo y que está desarrollando el Centro Internacional de Métodos Numéricos en la Ingeniería (CIMNE) dentro del proyecto XPRES.

3.5.1 Descripción del modelo de filtración

El dominio de filtración coincide con la sección transversal ensayada en modelo físico. Por lo tanto se diferencian dos subdominios, denominados en la Figura 36 como 1 (presa) y 2 (protección), a los que se les impone las correspondientes condiciones de contorno.

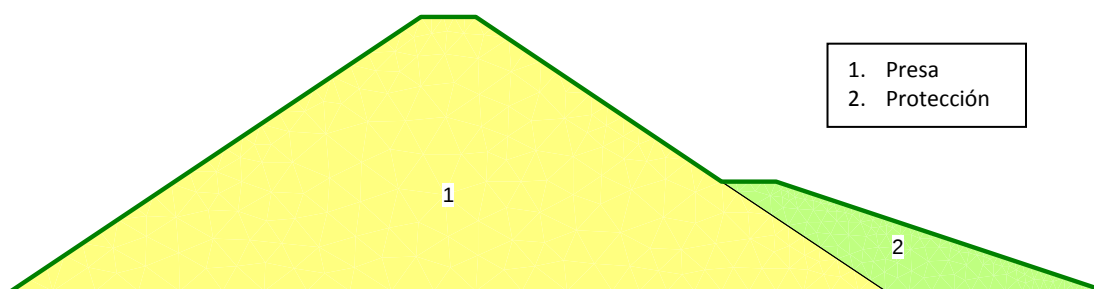


Figura 36. Modelo de filtración. Dominio de cálculo.

Las condiciones de contorno son las siguientes (Figura 37):

1. Condición de contorno impermeable, definida como caudal unitario normal igual a cero en los bordes de los elementos que coinciden con la pantalla impermeable y la solera del recinto (triángulos y líneas en azul en la figura)
2. Condición de salida de caudal en el talud de aguas abajo, cuyo valor final se fija automáticamente en el proceso iterativo de cálculo (triángulos con relleno blanco en la figura).
3. Condición de entrada de caudal, en el nodo de coronación inmediatamente posterior a la pantalla (resaltado con la flecha en la figura) donde se fija el valor del caudal unitario que se incorpora al dominio o caudal unitario de sobrevertido, en m^2/s .

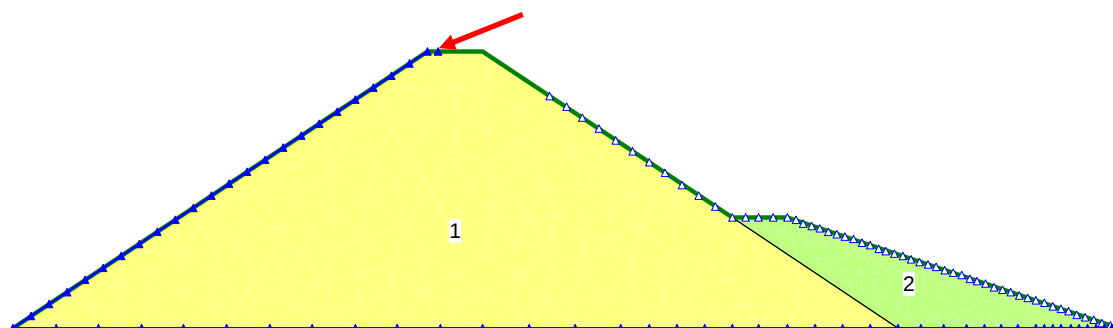


Figura 37. Modelo de filtración. Condiciones de contorno

Donde no se especifica condición alguna el programa de cálculo considera contorno impermeable, equivalente a la condición 1 de las anteriormente indicadas.

Como fórmula de resistencia se adopta la ley de Darcy, por lo que el fenómeno de filtración queda caracterizado mediante la ecuación de Laplace.

3.5.2 Calibración del modelo de filtración

El modelo numérico de filtración se ha calibrado en dos fases. En primer lugar se ha calibrado la filtración con el ensayo que utiliza únicamente el material de presa, es decir, el *Caso $H_b^* = 0$. Presa sin protección*. Además se ha optado por utilizar los datos correspondientes al escalón con caudal unitario inferior, pues en este caso la geometría de la presa está menos deteriorada por los arrastres de partículas en su pie y por lo tanto donde el dominio de filtración se ajusta más al modelo matemático. 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). Se ha determinado la permeabilidad del material que permite un mejor ajuste de los valores de la presión intersticial medidos. El ajuste se ha realizado por tanteos.

3.5.3 Descripción del modelo de estabilidad.

Una vez obtenido el modelo de filtración numérico se ha realizado el cálculo de estabilidad por el método de Bishop. El programa SLOPE/w utiliza directamente los datos de presiones intersticiales obtenidos mediante el programa SEEP/w. Se han tanteado 121 centros, en una malla de 11x11. El número de radios por cada centro es de 7 (ejemplo en Figura 38).

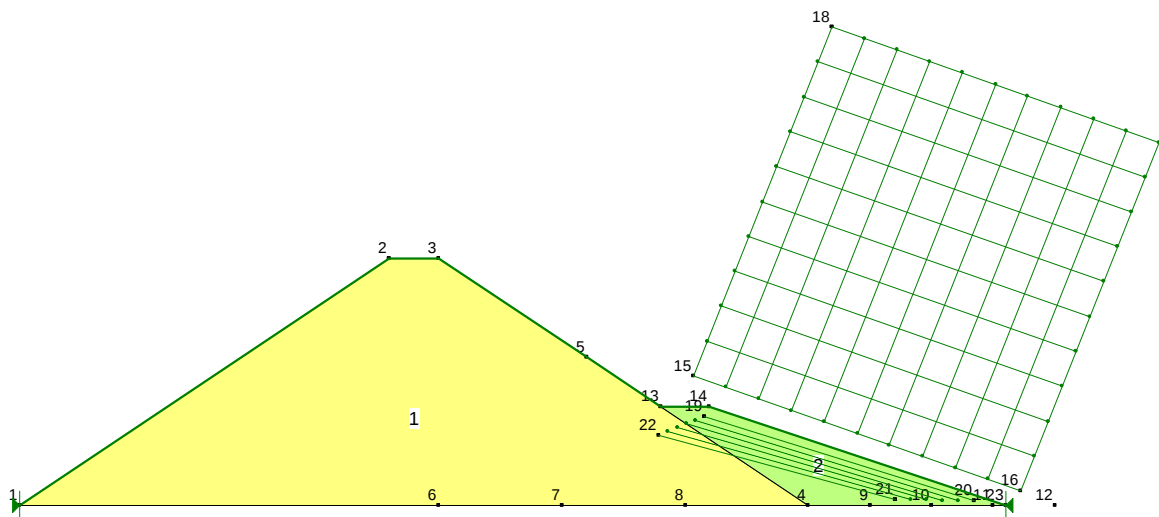


Figura 38. Ejemplo de planteamiento de un modelo de estabilidad

Los datos de pesos específicos saturados y de ángulo de rozamiento se han tomado como el promedio de los obtenidos mediante ensayo (ver 3.4.2). Como es lógico, la solera del canal de ensayo se ha considerado rígida.

3.5.4 Casos modelados

De acuerdo con todo lo anterior, los casos y escalones de caudal modelados numéricamente han sido los siguientes:

1. Caso $H_b^* = 0$. Presa sin protección: escalón 1, $q_s = 6,11$ l/s/m y escalón 2, $q_s = 13,15$ l/s/m.
2. Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 1,5$: escalón 1, $q_s = 4,31$ l/s/m; escalón 2, $q_s = 9,54$ l/s/m y escalón 3, $q_s = 19,05$ l/s/m.
3. Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 2,2$: escalón 1, $q_s = 3,62$ l/s/m; escalón 2, $q_s = 7,62$ l/s/m, escalón 3, $q_s = 12,73$ l/s/m y escalón 4, $q_s = 20,98$ l/s/m.
4. Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$: escalón 1, $q_s = 1,85$ l/s/m; escalón 2, $q_s = 5,54$ l/s/m, escalón 3, $q_s = 14,32$ l/s/m; escalón 4, $q_s = 21,39$ l/s/m; escalón 5, $q_s = 27,27$ l/s/m y escalón 6, $q_s = 37,65$ l/s/m.
5. Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 1,5$: escalón 1, $q_s = 5,25$ l/s/m; escalón 2, $q_s = 12,15$ l/s/m y escalón 3, $q_s = 20,41$ l/s/m.
6. Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 2,2$: escalón 1, $q_s = 6,33$ l/s/m; escalón 2, $q_s = 12,39$ l/s/m, escalón 3, $q_s = 19,40$ l/s/m y escalón 4, $q_s = 24,49$ l/s/m.
7. Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$: escalón 1, $q_s = 6,20$ l/s/m; escalón 2, $q_s = 13,20$ l/s/m, escalón 3, $q_s = 19,12$ l/s/m; escalón 4, $q_s = 23,59$ l/s/m; escalón 5, $q_s = 30,55$ l/s/m y escalón 6, $q_s = 37,73$ l/s/m.

4. RESULTADOS

A continuación se presentan escuetamente los resultados de los modelos realizados, que se incluyen en su totalidad en los Apéndices 1 y 2, a continuación del apartado 5. Se diferencian dos subapartados dedicados específicamente al modelo físico y al modelo numérico, respectivamente. La interpretación, análisis y extracción de conclusiones sobre estos resultados se realiza en el apartado 5 de este informe.

4.1. Modelos físicos

Los resultados de los **modelos físicos** se adjuntan agrupados por casos y en cada uno de ellos se incluye:

1. Planilla con los datos tomados en el ensayo
2. Tablas de desarrollo de los resultados
 - a. Datos geométricos de presa y protección
 - b. Caudales
 - c. Caudales unitarios-calados-altura de la línea de saturación
 - d. Caudales unitarios-presiones en la base
 - e. Distribución de presiones sobre el eje longitudinal de la presa
 - f. Niveles de fallo
3. Gráficos. Los gráficos permiten visualizar los resultados de las tablas citadas con anterioridad.
4. Fotografías⁴. Se incluyen únicamente las fotografías más significativas de cada caso, seleccionadas de entre todas las tomadas durante los ensayos.

⁴ Se ha tomado imagen de video en todos los casos, si bien su uso se limitará a las presentaciones del trabajo de investigación, donde resulta posible editarlas.

4.2. Modelos numéricos

Los resultados de los modelos numéricos se presentan de forma resumida. A continuación se adjuntan los resultados de la calibración del modelo y una tabla a modo de resumen con los coeficientes de seguridad (F) obtenidos para cada uno de los escalones de caudal considerados dentro en cada caso. Como ya se justificó anteriormente sólo se incluyen los resultados del modelo numérico hasta el primer escalón en el que se produce el deslizamiento. La tabla incluye el caso, el escalón de caudal y el coeficiente de seguridad obtenido.

Más adelante, en el Apéndice 2, se adjuntan las figuras de los círculos de deslizamiento críticos obtenidos en cada modelo como resultado último del análisis numérico.

En el capítulo 5, discusión y conclusiones, se adjuntan varias figuras que sintetizan gráficamente los resultados obtenidos. La razón de incluirlas en ese apartado es la mayor claridad a la hora de presentar la discusión entre los distintos casos estudiados.

4.2.1 Calibración del modelo

Los resultados de la calibración fueron los siguientes:

Caso $H_b^*=0$		qs = 6,1 l/s/m		(Valores de p/γ_w en cm)		
Fila	Modelo físico	Modelo numérico				
	K (m/s) →	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 (m/s) →	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 (m/s) →	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 12. Calibración del modelo de filtración. Material E.

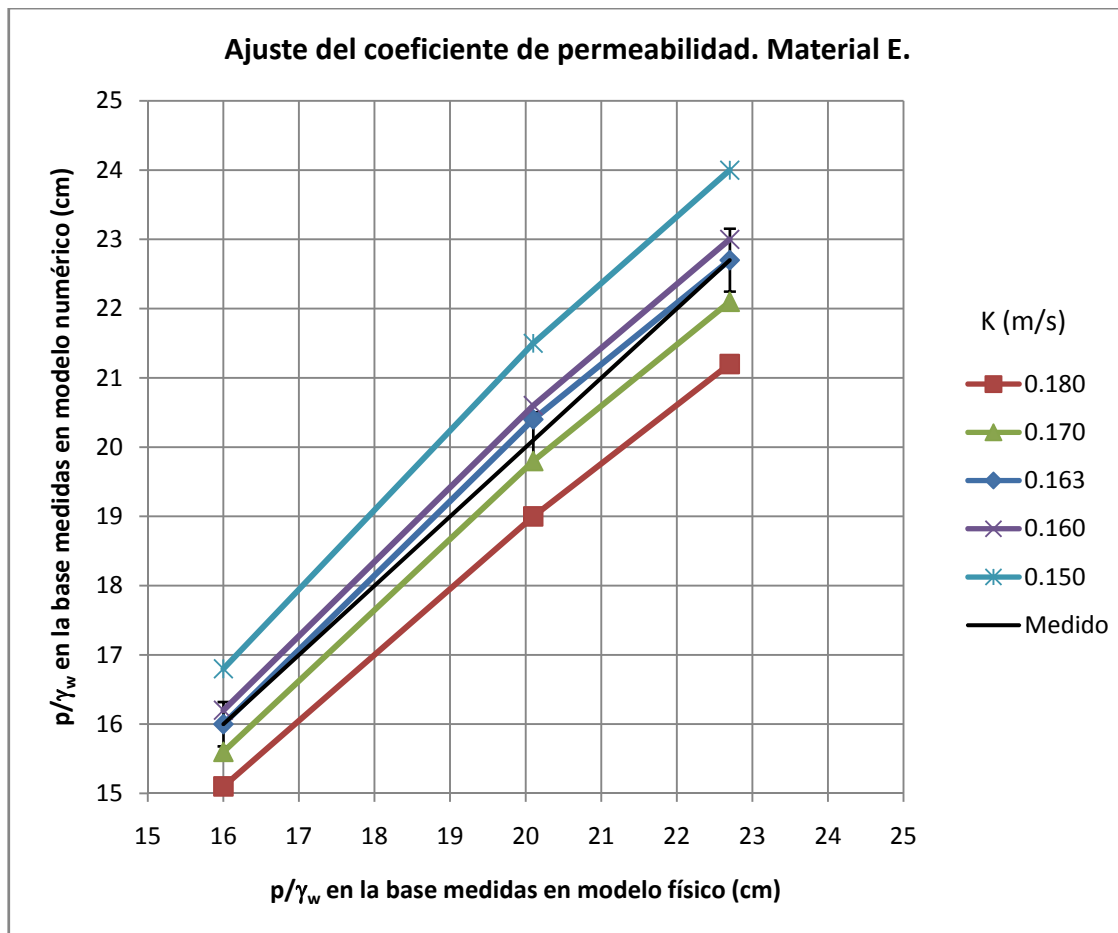


Figura 39. Presiones en la base en función de la permeabilidad adoptada. Material E.

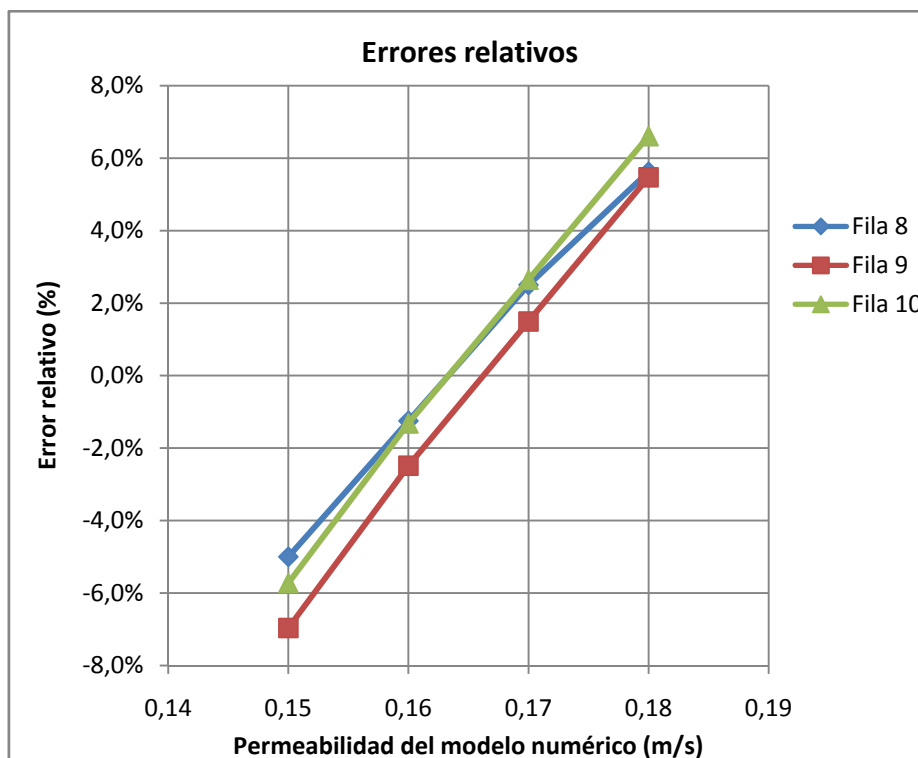


Figura 40. Errores relativos en función de la permeabilidad de cálculo. Material E.

A la vista de los resultados, se decidió tomar como permeabilidad del material de presa del modelo (material E) el valor $K = 0,163 \text{ m/s}$ que minimiza el error en dos de las filas de piezómetros y tiene un error admisible (1,5%) en las presiones de la fila 9.

La verificación de la calibración se realizó mediante la línea de saturación (Figuras Figura 41 y Figura 42). En azul oscuro se presenta la línea de saturación calculada y en azul claro las alturas medidas en el ensayo. Se observa la bondad general del ajuste, con errores ligeramente superiores en la zona de salida del caudal por el espaldón.

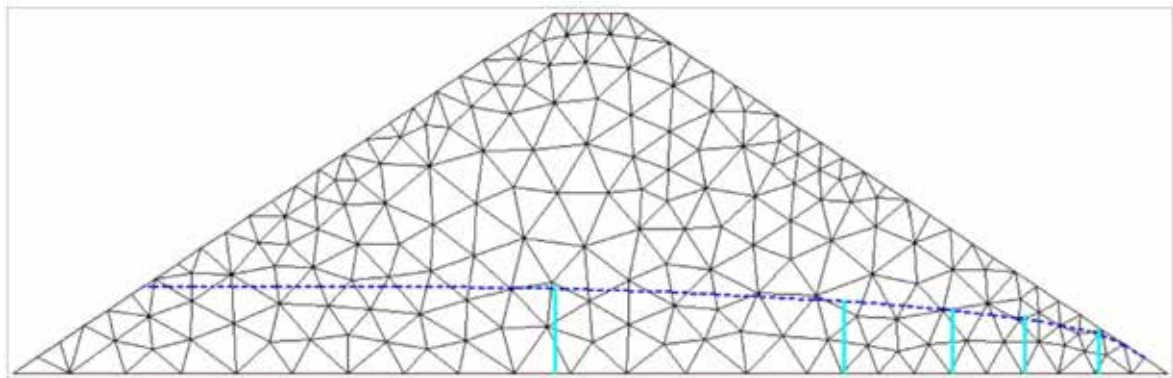


Figura 41. Comparación entre la línea de saturación calculada y los valores medidos en laboratorio (Caso $H_b^* = 0$)

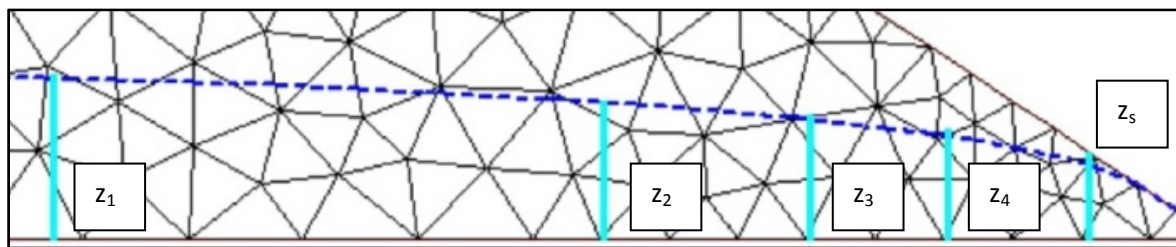


Figura 42. Detalle de la Figura 41.

Los resultados numéricos de la verificación son:

	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 13. Resultados de la verificación de la calibración del modelo de filtración. Material E.

siendo:

MF el resultado del modelo físico y MN el resultado del modelo numérico, en cm.

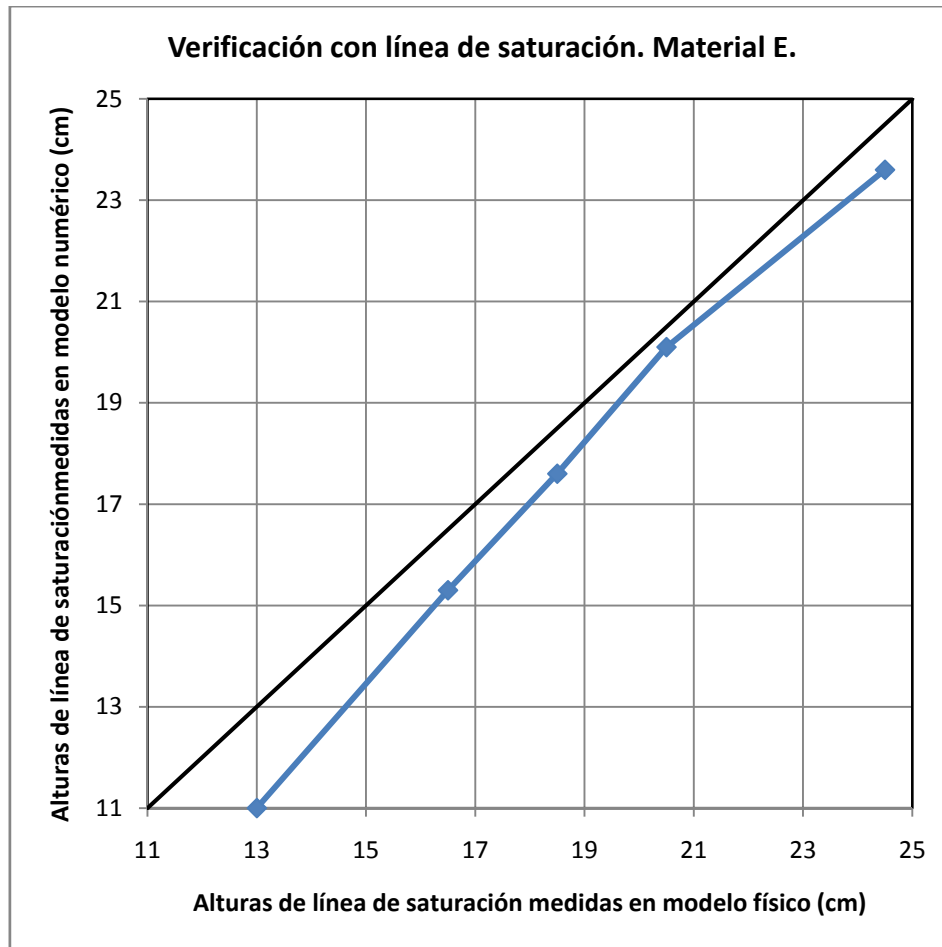


Figura 43. Resultados de la verificación de la calibración del modelo de filtración. Material E.

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 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 fueron los siguientes:

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 (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 (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 (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 14. Calibración del modelo de filtración. Material E_b .

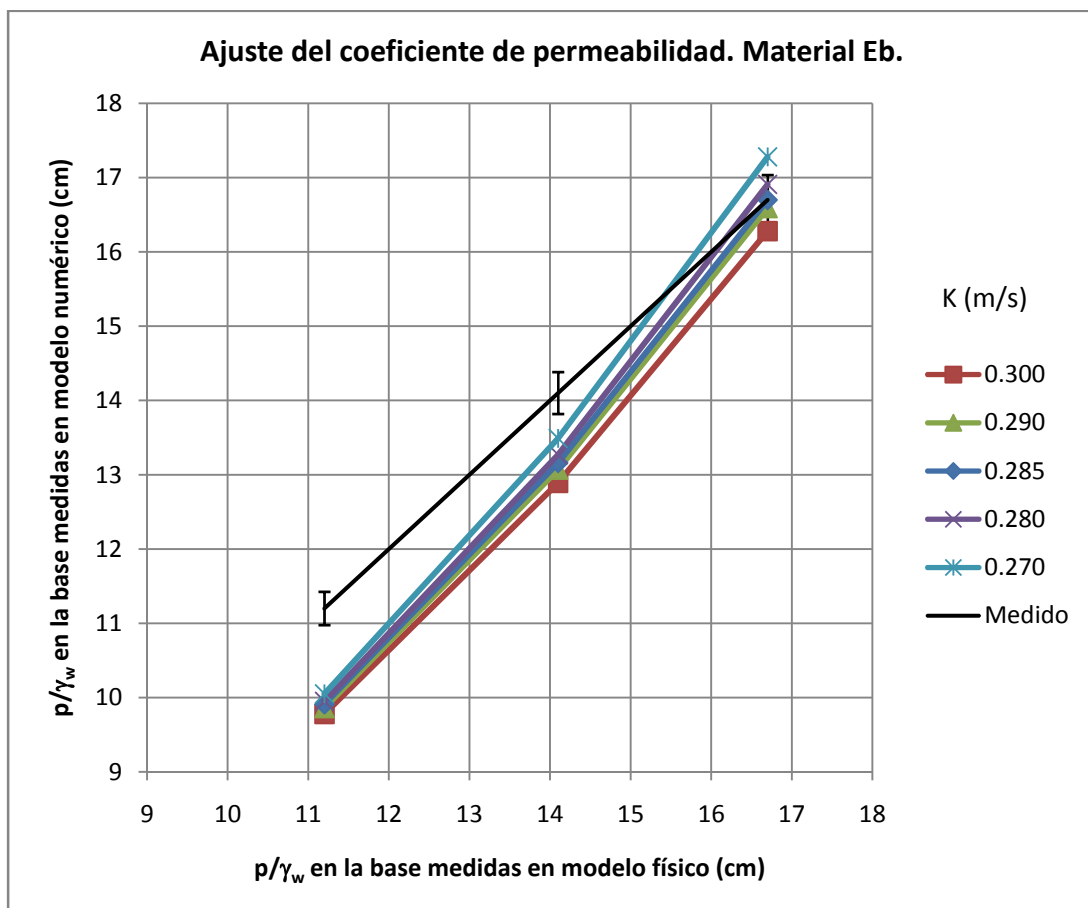


Figura 44. Presiones en la base en función de la permeabilidad adoptada. Material E_b .

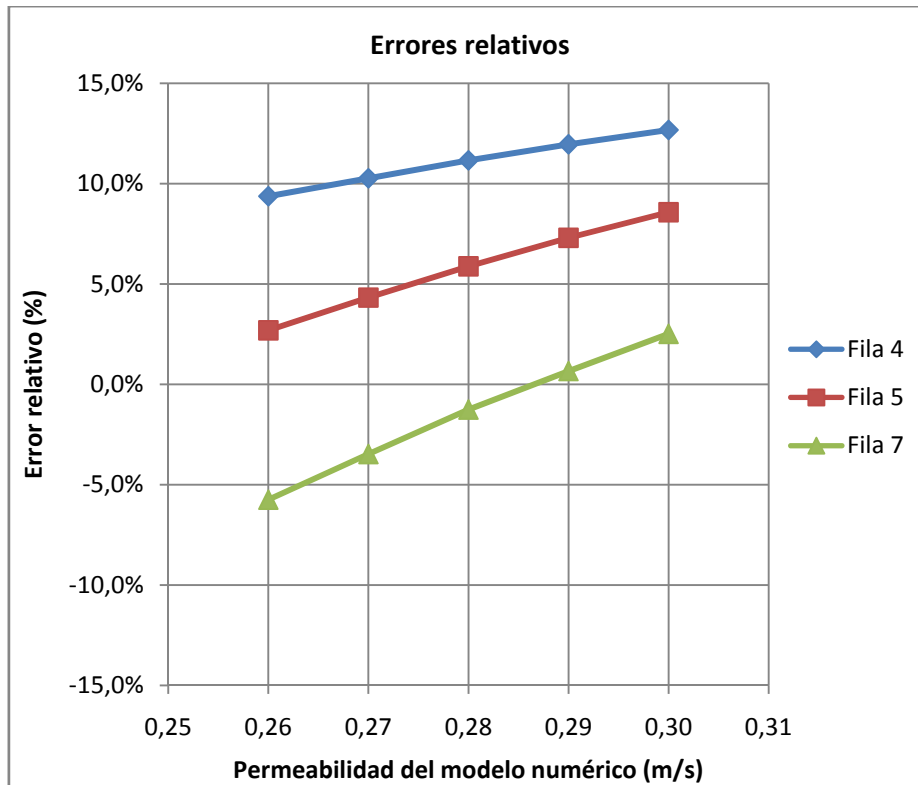


Figura 45 Errores relativos en función de la permeabilidad de cálculo. Material E_b .

En este caso, se decidió tomar como permeabilidad del material de protección del modelo (material E_b) el valor $K = 0,285 \text{ m/s}$ que minimiza el error en la filas de piezómetros 7. La filas 4 y 5 resultan menos fiables al resultar más afectadas por las condiciones de calado aguas abajo y caudal circulante. En todo caso, el error teórico en la fila 5 es inferior a 1 cm (error relativo del 6,7%), que con la precisión de los aparatos de medida de presiones resultaría también admisible.

La verificación de la calibración se realizó, igual que en el proceso anterior, mediante la línea de saturación (Figuras Figura 46 y Figura 47).

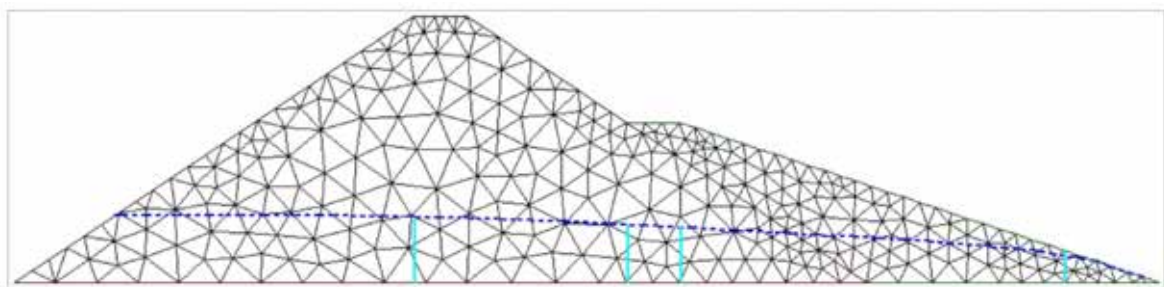


Figura 46. Comparación entre la línea de saturación calculada y los valores medidos en laboratorio (Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3$)

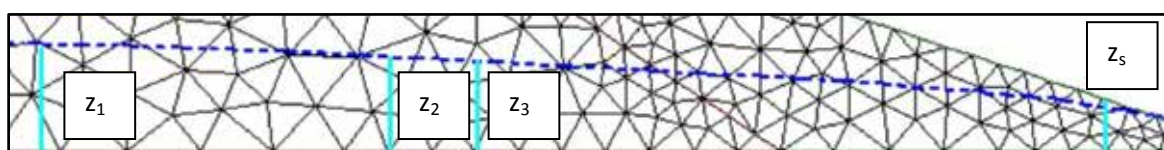


Figura 47. Detalle de Figura 46.

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 la bondad general del ajuste, 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 15 Resultados de la verificación de la calibración del modelo de filtración. Material E_b .

siendo MF el resultado del modelo físico y MN el resultado del modelo numérico, en cm.

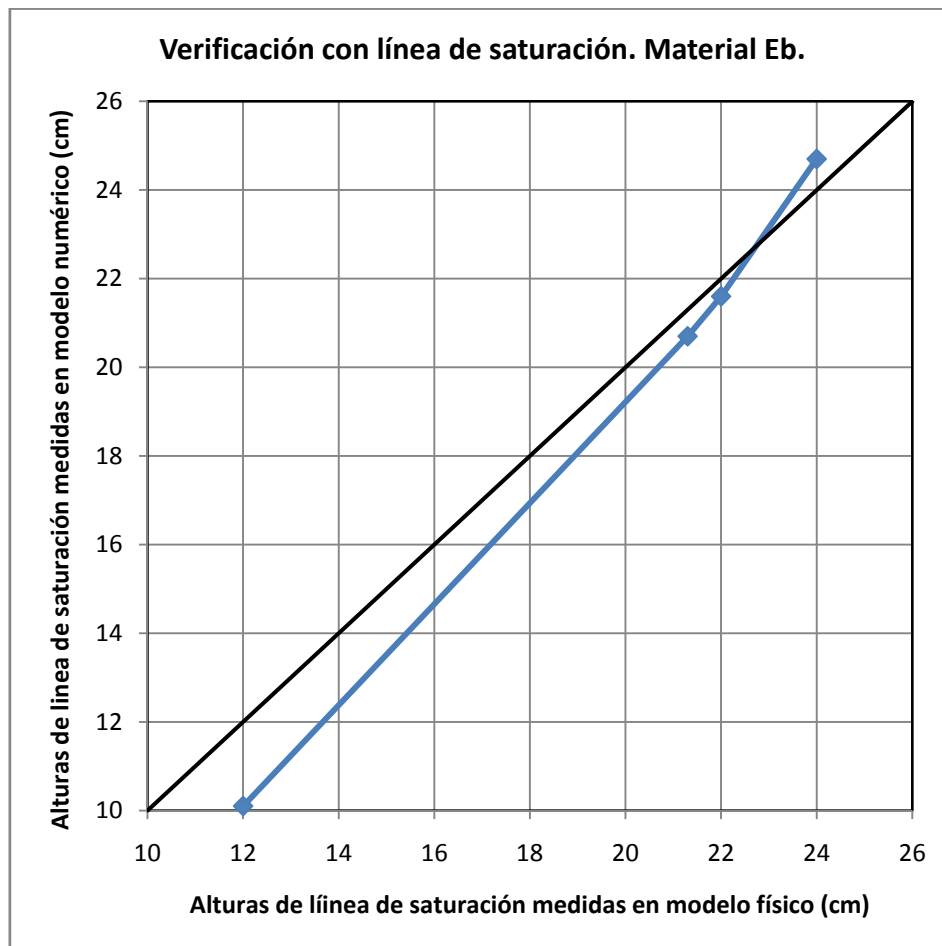


Figura 48 Resultados de la verificación de la calibración del modelo de filtración. Material E_b .

4.2.2 Coeficientes de seguridad al deslizamiento en masa

Caso	Escalón	q_s (l/s/m)	F
$H_b^* = 0$. Presa sin protección	1	6,11	1,13
	2	13,15	0,81
$H_b^* = 0,6$; $N_b = 1,5$	1	4,31	1,28
	2	9,54	1,12
	3	19,05	0,79
$H_b^* = 0,6$; $N_b = 2,2$	1	3,62	1,82
	2	7,62	1,47
	3	12,73	1,20
	4	20,98	0,98
$H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$	1	1,85	2,40
	2	5,54	1,96
	3	14,32	1,44
	4	21,39	1,34
	5	27,27	1,29
	6	37,65	1,28
$H_b^* = 0,4$; $N_b = 1,5$	1	5,25	1,34
	2	12,15	1,07
	3	20,41	0,79
$H_b^* = 0,4$; $N_b = 2,2$	1	6,33	1,63
	2	12,39	1,24
	3	19,40	1,01
	4	24,49	0,98
$H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$	1	6,20	1,85
	2	13,20	1,47
	3	19,12	1,38
	4	23,59	1,37
	5	30,55	1,35
	6	37,73	1,25

Tabla 16. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento en masa.

5. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

La discusión se organiza según los siguientes apartados:

1. Acotación de la representatividad de los modelos
2. Requisitos para la estabilidad con protecciones de escollera
 - a. estabilidad interna
 - b. deslizamiento en masa
 - c. resistencia a la erosión
3. Análisis de los resultados de los modelos físicos
4. Análisis de los resultados de los modelos numéricos
5. Resumen de conclusiones
6. Propuesta de nuevas investigaciones a realizar

5.1. Acotación de la representatividad de los modelos

Antes de iniciar el análisis de los resultados es preciso hacer una serie de salvedades acerca del grado de representatividad de los mismos en relación con un caso real. Las principales simplificaciones que se presentan en los modelos con respecto a la realidad son las siguientes:

1. El ensayo considera un caso bidimensional. Por lo tanto, no se tienen en cuenta los efectos que produce la geometría de la cerrada sobre el fenómeno de sobrevertido. Se considera especialmente importante para la estabilidad el fenómeno de concentración de caudales unitarios en el pie de presa en la zona del cauce en cerradas en V.
2. El cimiento se considera rígido e impermeable. Por lo tanto quedan fuera del alcance de este trabajo todos los problemas relacionados con la aparición de círculos profundos, sifonamientos y demás problemas relacionados con el cimiento.
3. El material de la presa y las protecciones que se ha utilizado es sensiblemente homogéneo.
4. Únicamente se ha considerado la impermeabilización con pantalla externa. El posible efecto de la impermeabilización interna, bien por pantalla o por núcleo de material suelto impermeable, sobre la estabilidad o la red de filtración queda por lo tanto fuera del alcance del trabajo.
5. El material se ha colocado sin compactación. Por tanto, no se tiene en cuenta el efecto de la vibrocompactación realizada habitualmente sobre los espaldones y el efecto asociado de anisotropía debido a la rotura superficial de la escollera con la maquinaria de compactación especialmente si las rocas no son muy competentes. Los planos superiores

de tongada, con acumulación de material menos grueso, pueden constituir vías preferentes de circulación de agua hacia el exterior debido a la disminución de la permeabilidad vertical que provocan.

6. El material utilizado es de granulometría uniforme, tanto para la presa como para la protección, por lo que su estabilidad interna está asegurada en ambos casos. Por lo tanto, los problemas de arrastres de material más fino entre los huecos del material más grueso en el interior del cuerpo de presa no se producen en los modelos realizados.
7. El análisis del efecto de escala es objeto de otro trabajo realizado dentro del mismo proyecto de investigación XPRES. Los ensayos realizados han de considerarse en este trabajo como prototipos.
8. Las tensiones que se producen en el modelo son muy pequeñas y varían poco si se compara con la variación de tensiones existente en una presa, especialmente si ésta es de gran altura. La variación de tensiones influye en el ángulo de rozamiento del material, parámetro básico del fenómeno estudiado. De esta forma, los ángulos de rozamiento en un caso real pueden tener diferencias apreciables respecto al ángulo de rozamiento al reposo, que es el que mejor caracteriza la resistencia al corte del material del modelo.
9. No se ha tenido en cuenta la influencia del impacto de cuerpos flotantes que pueden producirse en casos reales.

Pese a todas las restricciones anteriores, los ensayos realizados proporcionan información útil para la caracterización del fenómeno estudiado y por el análisis de algunos parámetros fundamentales. Este trabajo es únicamente el inicio de una investigación de mayor calado.

5.2. Requisitos para la estabilidad con protecciones de escollera

El éxito de la protección depende de tres factores básicos: El primero es que el material sea internamente estable para que la pérdida de material debida a la circulación de agua por el espaldón no provoque socavaciones de consideración que inicien un proceso de rotura. Una vez asegurada la estabilidad interna, debe dimensionarse el material de la capa exterior (al menos éste, si bien puede ser todo el material de la protección) de modo que su permanencia esté asegurada, evitando que las piedras sean arrastradas por la corriente de agua externa o emerjan del interior del espaldón.

Finalmente, se debe dimensionar el talud adecuado para garantizar a la estabilidad en masa, mientras el agua circula por el interior del espaldón, lo que implica la existencia de un campo de presiones intersticiales. A continuación se analizan con más detalle estos aspectos.

5.2.1 Estabilidad interna

Los tratados de geotecnia y la bibliografía relativa a filtros y drenes (Bravo 1995) ofrecen diversidad de criterios de análisis, para asegurar la autoestabilidad de un material granular y dimensionar las capas de transición a incluir entre dos materiales de distinta granulometría; en nuestro caso, los materiales de presa y de la protección.

Si suponemos un ejemplo en el que se pretenda proteger una presa de escollera mediante una escollera sin zonificación, es decir, un repié de escollera *todo uno*, el proceso de análisis desde el punto de vista de la estabilidad interna implicaría los siguientes estudios:

1. Estudio de la granulometría representativa del material del espaldón de la presa (E).
2. Estudio de estabilidad interna del material de protección (E_b). Este material debe ser internamente estable en el caso supuesto ya que en caso contrario se debería zonificar la protección con otra capa exterior filtrante.
3. Estudio de las condiciones del material de protección como filtro del material del cuerpo de presa. En caso de que lo fuera, no sería estrictamente necesario incorporar una capa de transición entre ambos. En caso contrario se debería incluir una capa de transición intermedia que cumpliera dicha condición para evitar arrastres del material E entre los huecos del material E_b .

5.2.2 Resistencia a la erosión

La resistencia al arrastre o a la erosión en una escollera sometida a circulación de agua tanto interna como externamente, bien sea por la filtración dentro del cuerpo de presa o por la circulación de agua en lámina libre por encima del talud, ha sido estudiada por diversos autores, como se puede comprobar en la bibliografía del presente trabajo. Este fenómeno, a pesar de no ser objeto de la presente investigación tiene influencia en el dimensionamiento de la protección, dado que, en caso de optar por una protección sin revestimiento exterior de escollera gruesa, el peso de las partículas del material de protección deberá ser suficiente para evitar el arrastre. En caso de resultar más económico el relleno con un material de protección de tamaño máximo menor sería necesario incluir una capa superficial con piedras de tamaño adecuado para evitar su arrastre y el inicio de un proceso erosivo.

5.2.3 Deslizamiento en masa

Como es sabido, la protección frente a un deslizamiento no traslacional se puede realizar añadiendo peso en la zona inferior del talud a proteger (Zona B, en la Figura 49). En esta zona, la

componente tangencial del peso se equilibra con la fuerza de rozamiento desarrollada por la resistencia al corte del material. En la zona superior del círculo, la inclinación de la componente tangencial es superior al ángulo de rozamiento y, por lo tanto, trabaja a favor del deslizamiento.

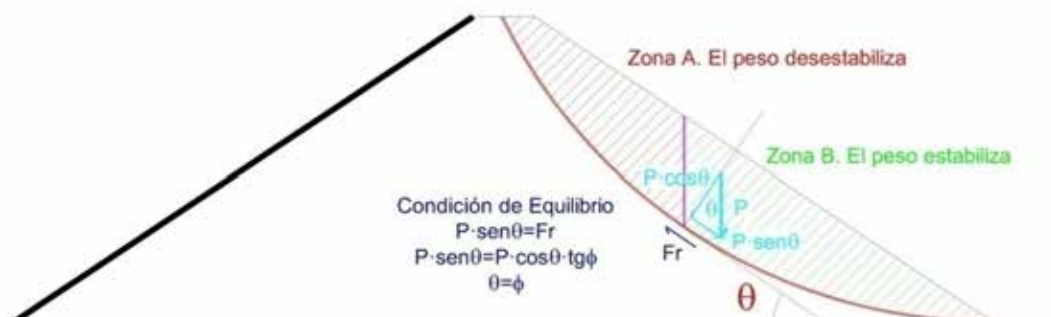


Figura 49. Efecto del peso sobre la estabilidad en masa en un círculo de rotura.

Siguiendo con la figura, en el caso en que $\theta = \phi$ (siendo θ el ángulo formado por el peso y la normal al círculo de rotura en un punto) todo el peso que se coloque a la derecha de la línea vertical magenta incrementa el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento en ese potencial círculo de rotura. Por lo tanto, el objetivo es añadir peso en la zona del pie de presa de la forma más económica posible. La permeabilidad de este repié añadido a la presa debe ser mayor que la de la escollera del espaldón para evitar que se forme una sección de control del caudal circulante.

5.3. Análisis de los resultados de los modelos físicos

Los resultados obtenidos permiten extraer algunas conclusiones preliminares que han de ser confirmadas y ampliadas con posteriores investigaciones. La principal es la comprobación de la aptitud de la protección de escollera para proteger una presa de escollera frente al sobrevertido. El caso de talud de protección 3 y $H_b^* = 0,4$ ha resistido sobradamente sin daño alguno un caudal de sobrevertido que hubiera provocado la ruina completa de la presa. Todo ello con una superficie de sección del material de protección del 12% del material de presa. En caso de proyectarse protecciones con un criterio menos conservador se llegaría a una protección frente al 92% del caudal de sobrevertido de rotura de la presa con superficies de sección del 8% (caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 2,2$) sin daño alguno para la presa original. A continuación se van a adjuntar una serie de gráficos comparativos de los casos ensayados que serán discutidos con posterioridad.

Sección transversal relativa de la protección

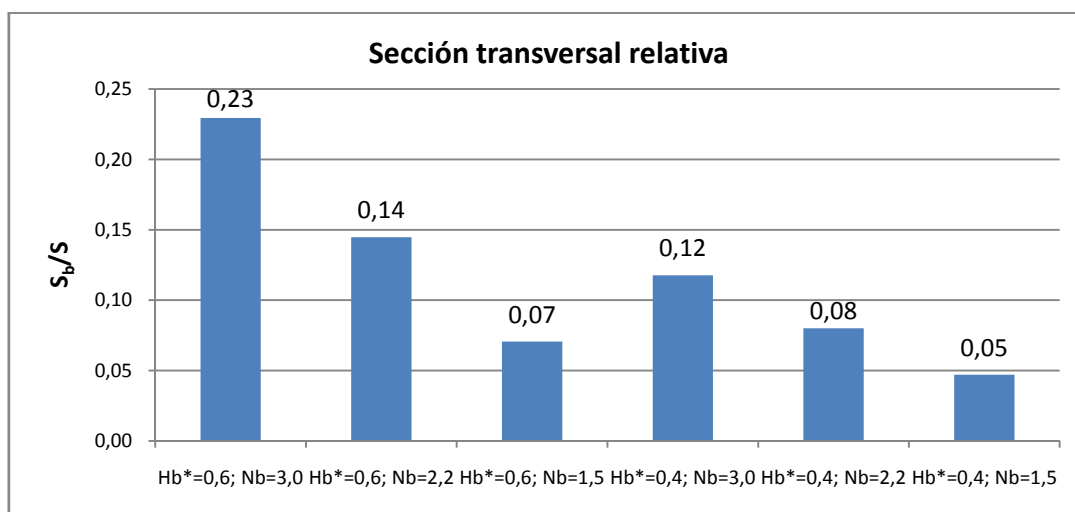


Figura 50. Relación entre las superficies de la sección de la protección y la de la presa

Este gráfico se incluye para dar una idea de los órdenes de magnitud de coste económico que puede suponer cada uno de los casos tanteados. Se observa que con taludes pequeños el aumento de altura de la protección encarece poco, contrariamente a lo que sucede con los taludes mayores.

Altura de daños significativos en la protección

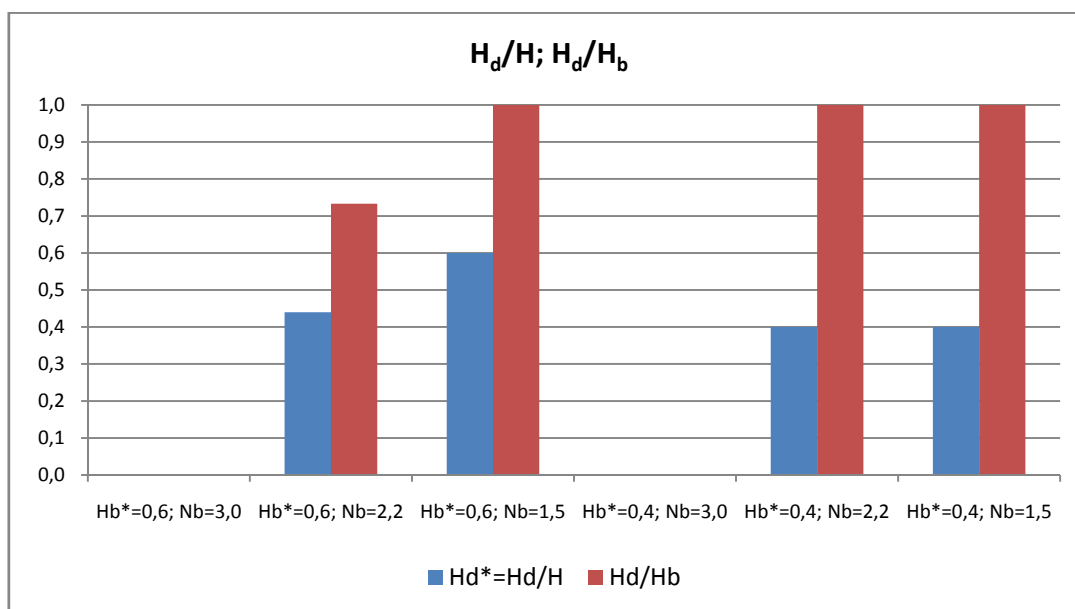


Figura 51. Altura adimensional de los daños producidos en la protección

El gráfico representa la altura adimensionalizada (utilizando H_d y H como parámetros de referencia) correspondiente a los daños máximos producidos en la protección. En los casos en que H_d/H_b es inferior a 1 implica que el caudal máximo de la instalación no fue capaz de romper por completo la protección. Todos los resultados son para caudales máximos de ensayo.

Nivel de fallo de la protección

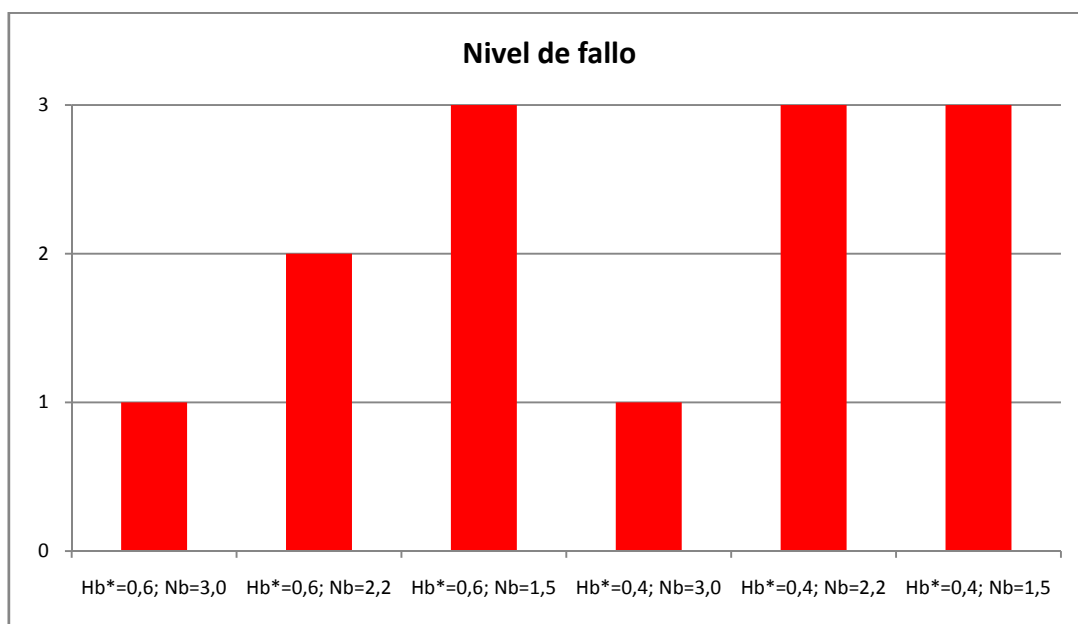


Figura 52. Comparación entre los niveles de fallo de las distintas protecciones ensayadas

Las protecciones con taludes 1,5 fallaron por completo para las dos alturas de la protección. En el otro extremo, las protecciones con taludes 3,0 aguantaron sin daños apreciables, mientras que los taludes 2,2 tuvieron un comportamiento diferente en función de las alturas. En el caso de $H_b^*=0,4$ se llegó a la rotura completa mientras que en el caso de $H_b^*=0,6$ se llegó a un nivel de fallo importante, pero sin rotura completa.

Caudales máximos soportados por la protección

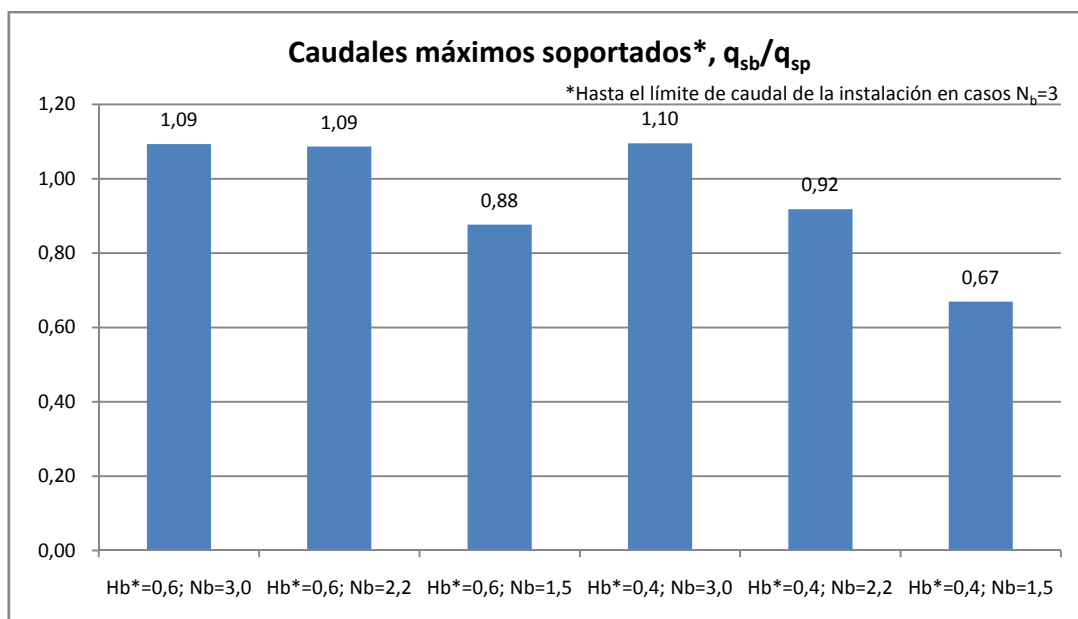


Figura 53. Caudal máximo soportado por las protecciones respecto al caudal de rotura de la presa sin proteger.

La Figura 53 representa la comparación entre los caudales de rotura de las distintas protecciones ensayadas. El caudal de referencia es el de rotura de la presa sin proteger. Destaca el dato de que en 5 de los 6 casos tanteados el caudal de rotura de la protección está por encima del 80% del caudal de rotura de la presa. Es decir, la presa no sufriría ningún tipo de daño en esos casos con caudales unitarios de sobrevertido muy cercanos a los que producirían la rotura completa. También destaca el hecho de que en dos de los casos tanteados el caudal resistido es superior al de rotura de la presa y no se pudo llegar a la rotura con los caudales disponibles en el canal de ensayo.

Máximo caudal soportado con daños moderados

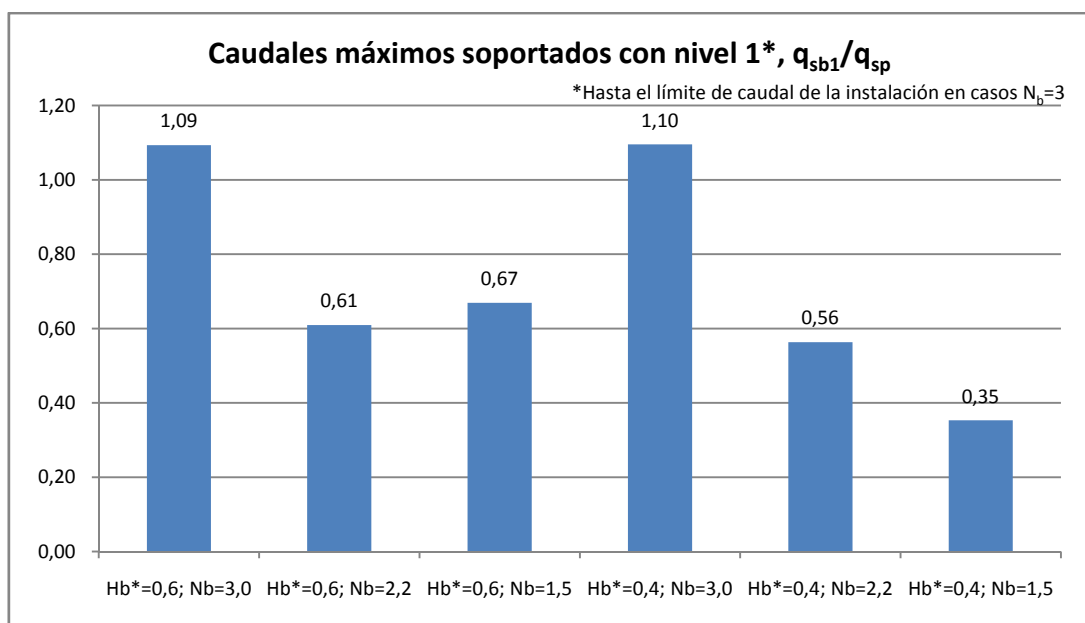


Figura 54. Caudal máximo con nivel de fallo 1 por las protecciones respecto al caudal de rotura de la presa sin proteger.

La Figura 54 representa la resistencia de las protecciones manteniendo un estado de daños moderado. Se puede comprobar que en 5 de los 6 casos, con un caudal de sobrevertido del 50% del de rotura de la presa las protecciones se mantienen prácticamente íntegras, sin apenas daños. En los casos $N_b=3$ esto ocurre incluso con caudales superiores al de rotura.

Eficiencia de las soluciones

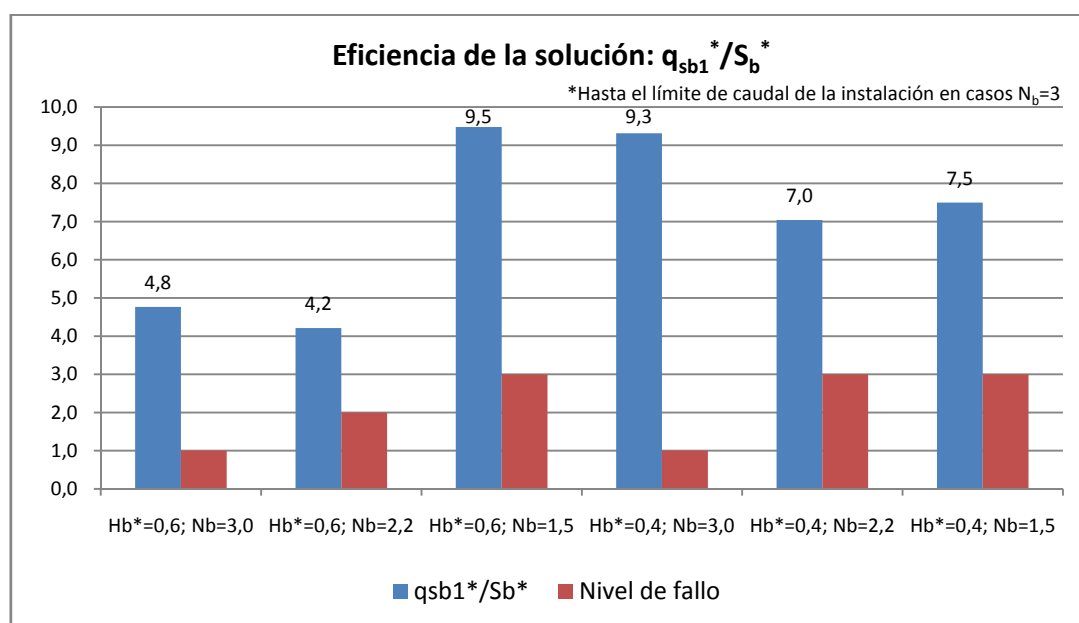


Figura 55. Relación entre el caudal máximo soportado con daños moderados y la sección adimensional

La Figura 55 quiere representar la eficiencia de cada uno de los casos relacionando la variable caudal soportado con daño moderado y la sección transversal relativa de la sección de protección. Las relaciones más altas teóricamente son las más eficientes. No obstante se ha añadido a la información la barra del nivel de fallo del ensayo como dato relevante de la prestación final de la protección. Destaca claramente el caso $H_b^*=0,4; N_b=3,0$ por tener una alta eficiencia con un nivel de fallo 1 de la protección. Los otros tres casos que superan el índice de eficiencia 6 son soluciones que han acabado rompiendo por completo con caudales inferiores al de rotura de la presa.

5.4. Análisis de los resultados de los modelos numéricos

Los modelos numéricos, a pesar de la simplificación de la ley de resistencia, que se ha considerado lineal, han ofrecido unos resultados claramente coincidentes con lo registrado en los modelos físicos. En primer lugar, la calibración y las comprobaciones de la ley de filtración haciendo uso de las presiones en la base y la línea de saturación han proporcionado un buen ajuste con errores inferiores al 10% (en las zonas no afectadas por la circulación de agua sobre el espaldón), que está en concordancia con la precisión de la lectura de los piezómetros. Por lo tanto se ha comprobado que lo indicado por Parkin y Toledo sobre la gran similitud de los resultados de presiones intersticiales entre la ley de filtración lineal y la exponencial en la zona del pie de presa es correcto y por tanto se justifica la utilización de un modelo matemático de filtración basado en la ley de Darcy.

También hay que destacar el buen ajuste obtenido en los modelos de estabilidad. En todos los casos, los deslizamientos se han producido en los mismos escalones de caudal que los observados en el modelo físico. Como consecuencia inmediata de ello, se puede confiar en que los coeficientes de seguridad obtenidos en los casos de *no deslizamiento* ($F > 1$) sean fiables. Además, se comprueba que el método de ensayo utilizado para determinar el ángulo de rozamiento al reposo del material, además de sencillo y económico, resulta válido con presiones de confinamiento bajas, como es el caso de los modelos físicos ensayados.

En todos los casos, los círculos de deslizamiento críticos se localizan en el pie de presa. Sólo en uno de los escalones del caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$ el círculo de rotura crítica ($F = 1,25$) afecta a material del cuerpo de presa. En el resto de los casos, los círculos afectan únicamente al material de protección.

A continuación se incorporan algunos gráficos en los que se agrupan los resultados del coeficiente de seguridad obtenido en función de la altura de la protección y del talud. Se ha incorporado el caso de presa sin protección como caso de referencia. Desafortunadamente, este caso sufre deslizamiento con caudales muy bajos y solo se dispone de resultados correspondientes a los dos primeros escalones de caudal.

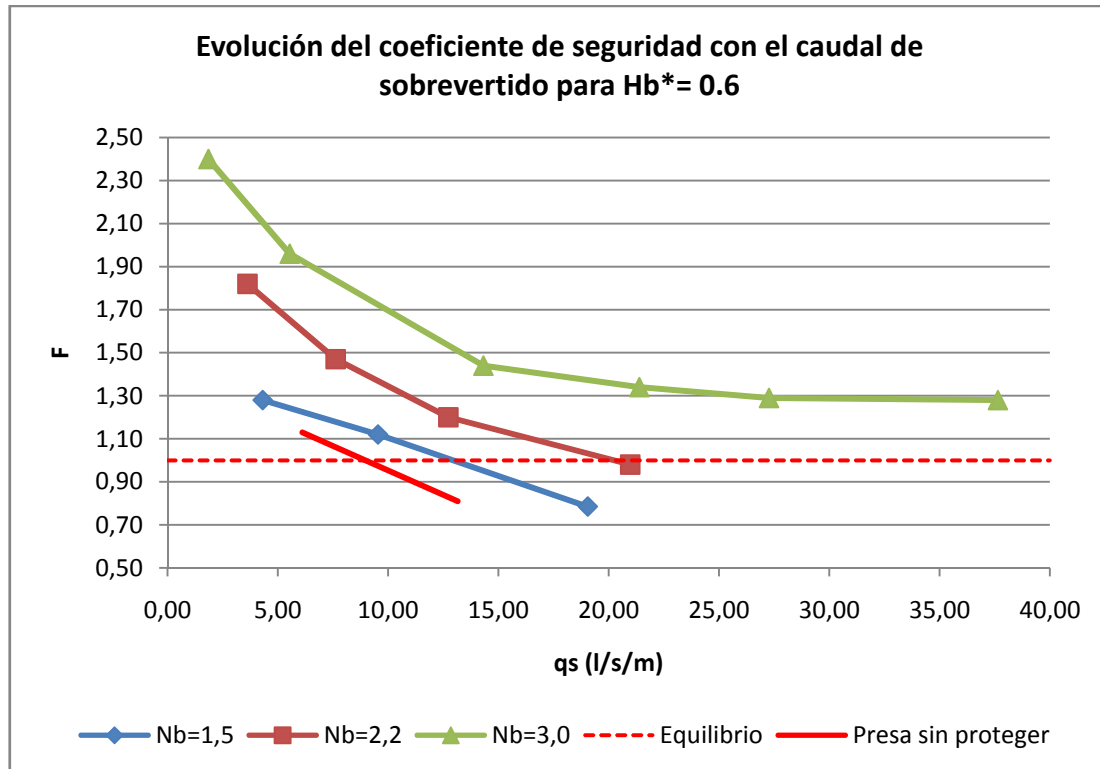


Figura 56. Coeficiente de seguridad en función del talud. Caso $H_b^* = 0,6$.

En la Figura 56, que representa los resultados de los casos de $H_b^*=0,6$ se observa la tendencia asintótica del talud $N_b=3,0$ motivada por el estado casi completo de saturación del espaldón, que hace que las presiones intersticiales prácticamente se mantengan invariables sin producirse deslizamiento alguno. La asíntota parece encontrarse próxima a $F=1,2$. En el caso $N_b=2,2$ la evolución del coeficiente de seguridad a medida que se va saturando el espaldón acaba por producir el deslizamiento. El grado de saturación del espaldón aún está lejos de ser total. Por último, el talud 1,5 con evolución prácticamente lineal en el rango de caudales calculado resulta inestable con un nivel de saturación muy bajo, mejorando poco el coeficiente de seguridad obtenido en el caso de presa sin proteger.

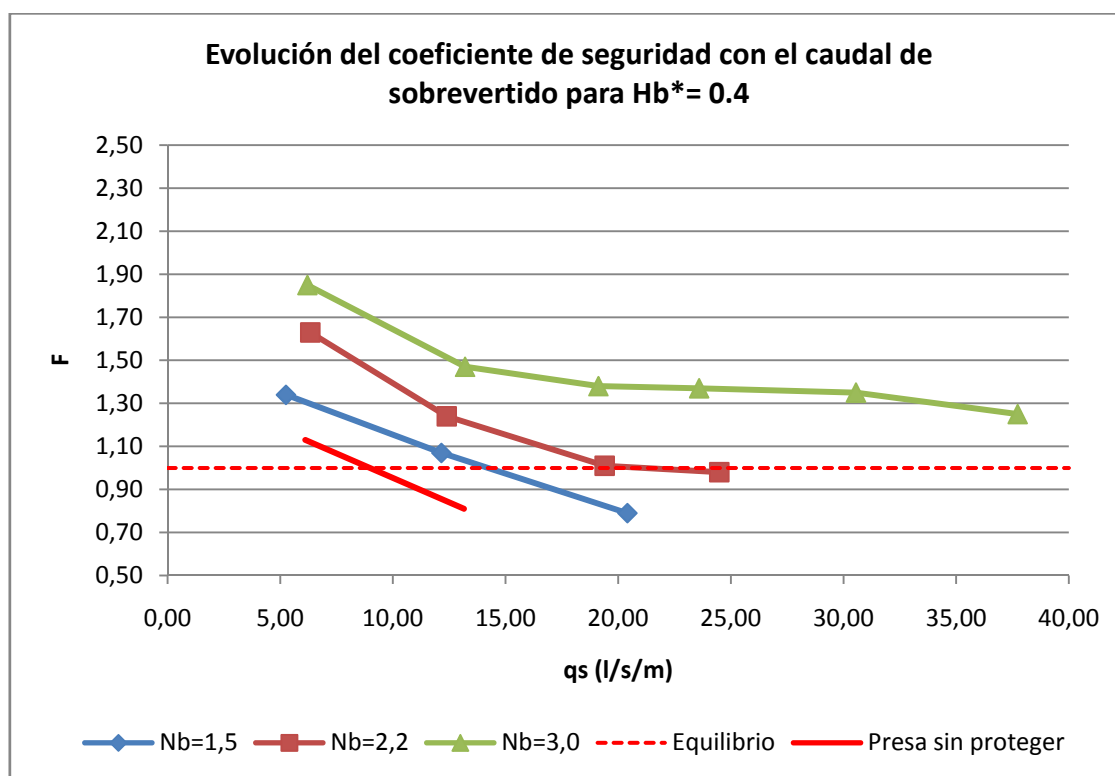


Figura 57. Coeficiente de seguridad en función del talud. Caso $H_b^*=0,4$.

En la Figura 57 se observa una evolución parecida en los coeficientes de seguridad a medida que evoluciona el estado de saturación. El talud $N_b=3,0$ parece seguir una línea asintótica hasta un punto de inflexión que no aparecía en el caso $H_b^*=0,6$. Puede estar motivado por el grado de saturación del material del espaldón de presa y por lo tanto por la influencia negativa de su talud ($N=1,5$) en la estabilidad global (ver Figura 88 de los resultados del modelo numérico). El talud $N_b=2,2$ mantiene la evolución análoga a la del caso $H_b^*=0,6$ pero con coeficientes de seguridad algo inferiores, llegando al deslizamiento con un caudal muy similar. El coeficiente de seguridad correspondiente al talud $N_b=1,5$ evoluciona de forma similar a como lo hace en el caso $H_b^*=0,6$

con una tendencia lineal y mejora de coeficientes de seguridad escasos frente al caso de referencia sin protección.

En la Figura 58, Figura 59 y Figura 60 se mantiene constante, en cada una de ellas, el talud de protección y se pueden observar las diferencias debidas a la variación de la altura de la berma de protección. En ellas se puede comprobar el escaso efecto sobre el coeficiente de seguridad que tiene la altura de la protección en el rango analizado. Este hecho, que parece claro con los casos ensayados, puede ser sensiblemente diferente si la saturación del espaldón de la presa se elevara por encima de la protección. Este efecto se empieza a manifestar en el caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$ y $q_s = 37,73$ l/s/m, en el que se aprecia una disminución brusca del coeficiente de seguridad para el caudal más elevado (dato resaltado con la flecha verde en la Figura 60).

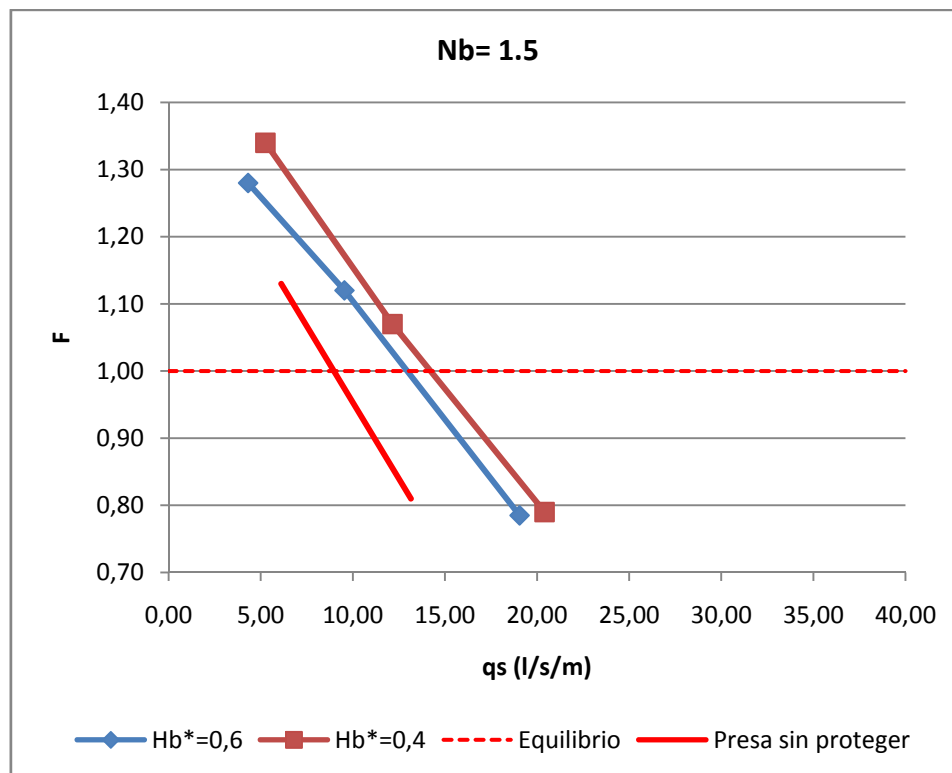


Figura 58. Coeficiente de seguridad en función de la altura de la berma. Caso $N_b = 1,5$.

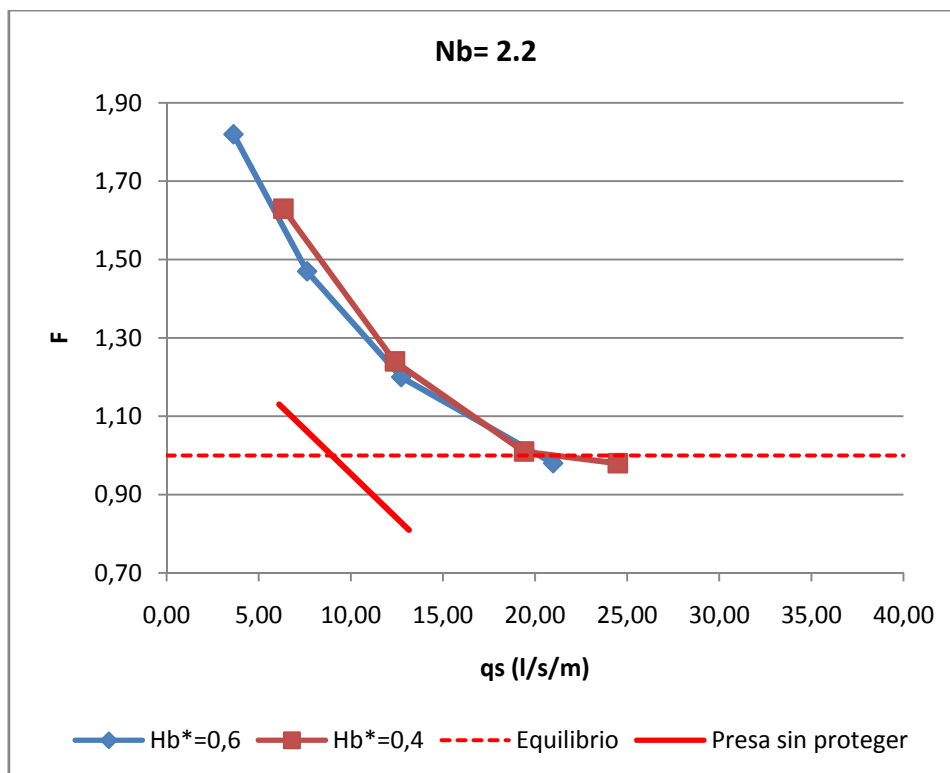


Figura 59. Coeficiente de seguridad en función de la altura de la berma. Caso Nb= 2,2.

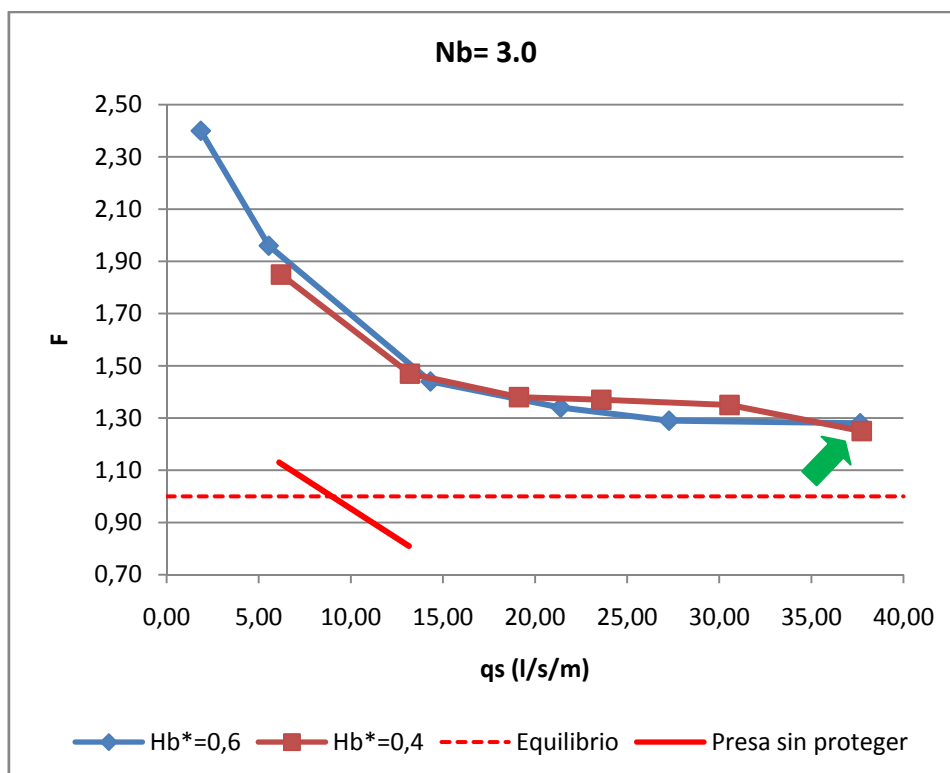


Figura 60. Coeficiente de seguridad en función de la altura de la berma. Caso Nb= 3,0.

5.5. Conclusiones

Las conclusiones del trabajo se pueden resumir en los siguientes epígrafes:

1. Las protecciones ensayadas permiten mejorar sensiblemente la estabilidad frente al deslizamiento en masa provocado por el sobrevertido en presas de escollera. Las condiciones para este resultado han sido:
 - a. La granulometría de las protecciones garantizaba la estabilidad interna del material.
 - b. El tamaño del material seleccionado evitaba el arrastre para los caudales unitarios disponibles en la alimentación del canal.
 - c. La permeabilidad (con ley de resistencia lineal) del material de protección era 1,7 veces mayor que el de la presa.
 - d. El ángulo de rozamiento del material de presa es de unos 40° mientras que el de la protección se acerca a los 43° .
2. Sólo se admitió el deslizamiento dentro del material de protección por lo que el ángulo de rozamiento movilizado ha sido siempre el de ésta última. El ensayo es representativo por tanto siempre que el ángulo de rozamiento de la presa sea tal que no lleguen a formarse círculos de rotura en su interior.
3. Los volúmenes de material de protección por metro lineal necesarios para conseguir un nivel de daños moderado y resistir caudales que romperían la presa en caso de “no protección” están en el rango del 10 al 15% de los volúmenes de la presa, también por metro lineal. Con superficies entre el 5 y el 10% se llegaba a un nivel de protección menor, con resistencia de caudales unitarios de entre el 60% y el 80% del caudal de rotura de la presa.
4. La altura de la protección expresada adimensionalmente, H_b^* , en el rango de variación ensayado (0,4-0,6), tiene una influencia menor en comparación con el talud de la protección (N_b).
5. El talud $N_b = 1,5$ ha ofrecido resultados muy pobres mientras que el talud $N_b = 3,0$ se ha comportado como un talud estable, incluso en condiciones de saturación completa de la protección. El talud $N_b = 2,2$ no llega a ser estable en condiciones de saturación aunque como es lógico mejora su comportamiento frente al $N_b = 1,5$. Sería interesante tantear taludes intermedios entre 2,2 y 3,0 para localizar el mínimo talud estable en condiciones de saturación completa.

6. La solución más eficiente de los casos ensayados ha sido: $H_b^*=0,4$. $N_b=3,0$. Garantiza un alto nivel de protección (nivel 1) con una sección de protección moderada (12% de la sección de la presa).
7. El buen ajuste obtenido entre los modelos físicos y los modelos matemáticos justifica la utilización del método de Bishop y la ley de Darcy para realizar un estudio paramétrico amplio con el objeto de caracterizar el efecto de las diversas variables implicadas.

5.6. Propuesta de nuevas investigaciones a realizar

Las nuevas investigaciones a realizar deberían incluir una mayor cantidad de parámetros a variar y un mayor detalle en los parámetros variados en este trabajo. Lógicamente en muchos casos será necesario apoyarse en modelos numéricos dada la complejidad el tiempo necesario y el costo de los modelos físicos.

En una primera aproximación se propone el estudio de:

1. Comportamiento ante la variación del rango de taludes de presa, N . Desde 1,3 a 1,8, cubriendo el rango habitual de la tipología de presa de escollera.
2. Variación del parámetro anchura de la berma de protección, B .
3. Ampliación de los casos de talud de protección N_b , especialmente en el rango entre 3,0 y 2,2.
4. Variación de los parámetros de ángulo de resistencia al corte de la ley de presa y protección ϕ y ϕ_b .
5. Variación del coeficiente de uniformidad de la protección, C_{ub} .
6. Variación de la permeabilidad relativa de la protección con respecto a la de la presa, K/K_b .
7. Análisis del efecto de la forma del valle.

Inicialmente se plantea la realización de un estudio paramétrico utilizando modelación matemática. Posteriormente los resultados deberán ser validados mediante modelación física. El objeto final de la investigación es la propuesta de unos criterios concretos de diseño de protecciones de escollera.

APÉNDICES

APÉNDICE 1. RESULTADOS DEL MODELO FÍSICO

En las páginas siguientes se adjuntan los resultados de los modelos físicos agrupados por casos. La nomenclatura y unidades de los parámetros incluidos en las tablas de resultados son:

Geometría

Coordenadas X, Y, Z, x, y, z. H. Altura de presa. S. Área sección. H _b . Altura de la protección. S _b . Área sección de la protección. H _d . Altura de afección al talud.	m
---	---

Caudales

Q _a . Caudal de alimentación. Q _p . Caudal de pérdidas. Q _s . Caudal de sobrevertido.	l/s
q _a . Caudal unitario de alimentación. q _p . Caudal unitario de pérdidas. q _s . Caudal unitario de sobrevertido.	l/s/m

Calados

z ₁ . calado aguas arriba. z ₂ . calado aguas abajo. z _v . calado sobre el vertedero rectangular. z _{li} . Altura de la línea de saturación en el punto i.	cm
---	----

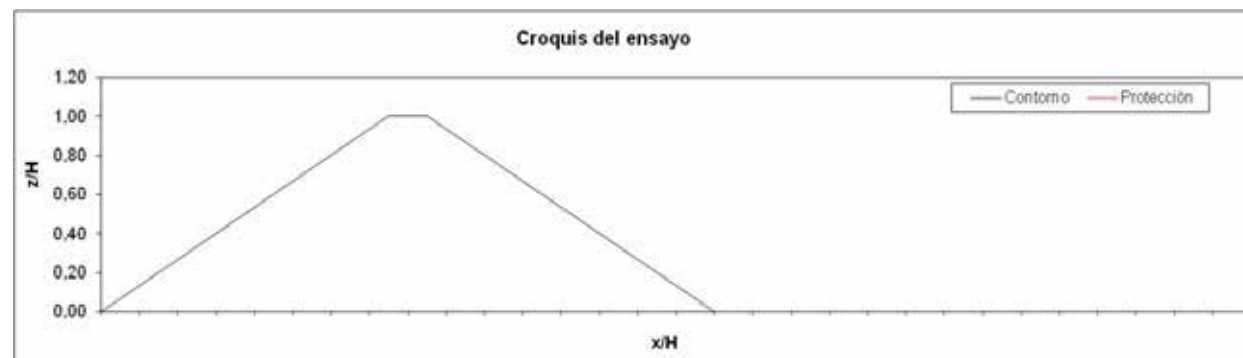
Presión

p/ γ_w . Presión intersticial.	cm
---------------------------------------	----

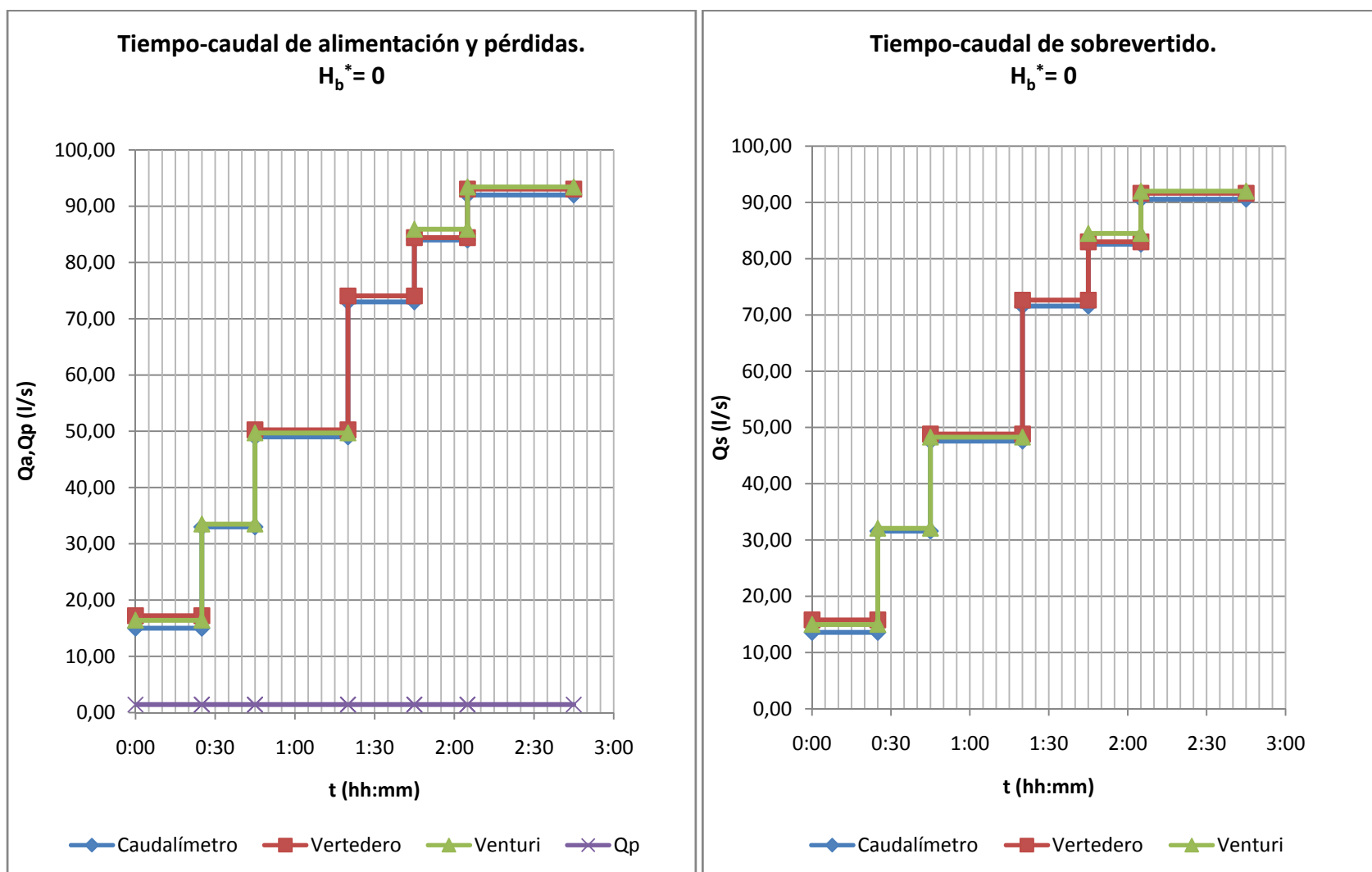
Caso $H_b^* = 0$. Presa sin protección

Caso		H _b ⁺ = 0		Fecha		18/07/2008			
				Escalón 1	Escalón 2	Escalón 3	Escalón 4	Escalón 5	Escalón 6
Hora				11:35	12:00	12:20	12:55	13:20	13:40
Caudal									
Caudalímetro	l/s			15	33	49	73	84	92
Venturi	cm			4,2	17,5	38,5		115,0	136,0
Vertedero	425 mm			357		270	220	200	184
Niveles									
Aguas arriba H	230 mm			220	207	196	184	179	176
Aguas abajo h	647 mm			626		609	601	598	599
Línea de saturación		xi							
z11	cm			24,5	37,5	46,5	56,5	59,0	62,0
z12	cm			18,5	26,0	30,0	32,5	35,5	39,0
z13	cm			16,5	22,0	25,0	27,5	31,0	31,5
z1s	cm			13,0	18,5	23,0	41,0	46,0	51,0
Piezómetros		nº							
Fila 5	3 cm								
Fila 6	4 cm								
Fila 7	3 cm								
Fila 8	5 cm			16,0	22,5	26,0	29,9	31,8	34,0
Fila 9	7 cm			20,1	30,2	37,0	43,6	46,1	48,3
Fila 10	4 cm			22,7	34,8	43,2	52,5	55,2	57,5
Tipo de fallo									
				1	2	2	2	3	3
Foto									
				x	x	x	x	x	x
Video									
				x	x	x	x	x	x
Observaciones									
				Ceros de los niveles: Ho1=230; ho=647; Hv=440. Caudal filtrado Hv=425. Arrastres piedras aisladas	Deslizamiento en todo el espaldón. Hd=29 cm. Talud del depósito deslizado: 2,5.	Deslizamiento en todo el espaldón. Hd=46 cm.	Deslizamiento en todo el espaldón. Hd=71 cm.	Deslizamiento en todo el espaldón. Hd=100 cm. La pantalla impide el progreso de la brecha.	Se mantiene la situación anterior

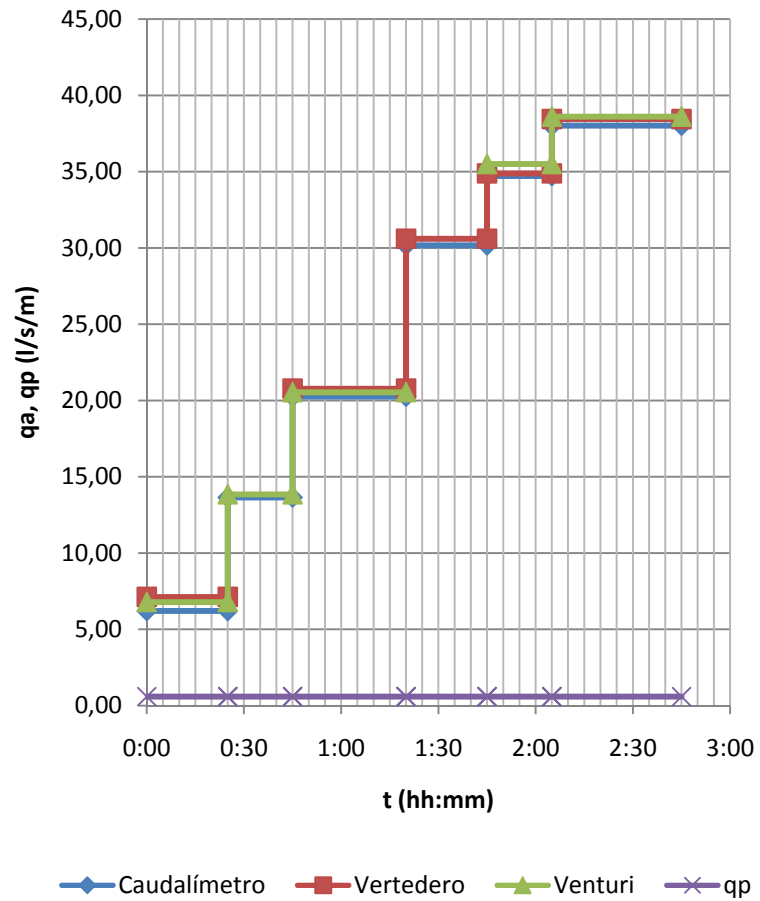
PRESA. $M = 1.5 N = 1.5 H_b^* = 0$	
Superficie	
$S =$	1,70 m ²
Coord. del centro de gravedad	
Absolutas	
$Xg =$	2,65 m
$Zg =$	0,35 m
Relativas (ejes por el pie de agua arriba)	
$xg =$	1,60 m
$zg =$	0,35 m
Longitud de la base del cimiento	
$L =$	3,20 m
Coord. del punto medio de la base del cimiento	
Absolutas	
$Xm =$	2,65 m
$Zm =$	0,00 m
Relativas (ejes por el pie de agua arriba)	
$xm =$	1,60 m
$zm =$	0,00 m
PROTECCIÓN. $H_b^* = 0$	
$Sb =$	0,00 m ²
$Sb/S =$	0,00



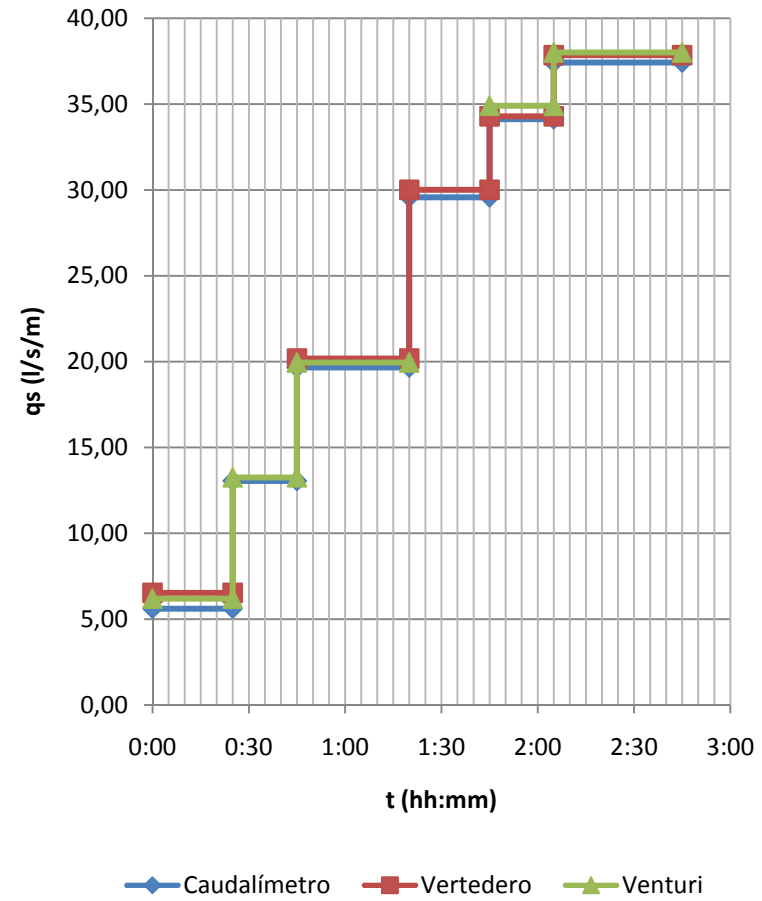
Caudales		$H_p = 0$										
Hora	11:35	12:00	12:00	12:20	12:20	12:55	12:55	13:20	13:20	13:40	13:40	14:20
T acumulado	0:00	0:25	0:25	0:45	0:45	1:20	1:20	1:45	1:45	2:05	2:05	2:45
Qa	Caudalímetro	15,00	15,00	33,00	33,00	49,00	49,00	73,00	73,00	84,00	84,00	92,00
	Venturi	16,42	16,42	33,51	33,51	49,70	49,70			85,90	85,90	93,42
	Vertedero	17,23	17,23			50,27	50,27	74,06	74,06	84,42	84,42	93,05
Qp	Filtración	1,43	1,43	1,43	1,43	1,43	1,43	1,43	1,43	1,43	1,43	1,43
Qs	Caudalímetro	13,57	13,57	31,57	31,57	47,57	47,57	71,57	71,57	82,57	82,57	90,57
	Venturi	14,99	14,99	32,08	32,08	48,28	48,28			84,48	84,48	91,99
	Vertedero	15,80	15,80			48,85	48,85	72,63	72,63	83,00	83,00	91,62
qa	Caudalímetro	6,20	6,20	13,64	13,64	20,25	20,25	30,17	30,17	34,71	34,71	38,02
	Venturi	6,78	6,78	13,85	13,85	20,54	20,54			35,50	35,50	38,60
	Vertedero	7,12	7,12			20,77	20,77	30,60	30,60	34,89	34,89	38,45
qp	Filtración	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59
qs	Caudalímetro	5,61	5,61	13,05	13,05	19,66	19,66	29,58	29,58	34,12	34,12	37,43
	Venturi	6,19	6,19	13,26	13,26	19,95	19,95			34,91	34,91	38,01
	Vertedero	6,53	6,53			20,18	20,18	30,01	30,01	34,30	34,30	37,86
promedio qs		6,11	6,11	13,15	13,15	19,93	19,93	29,79	29,79	34,44	34,44	37,77
desv t qs		0,47	0,47	0,15	0,15	0,26	0,26	0,31	0,31	0,41	0,41	0,30



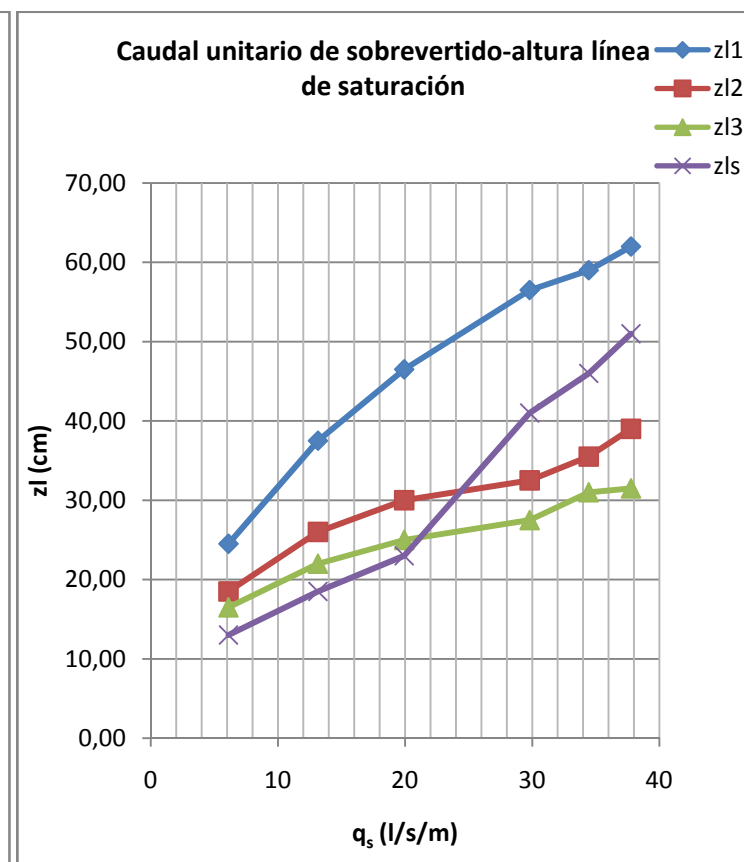
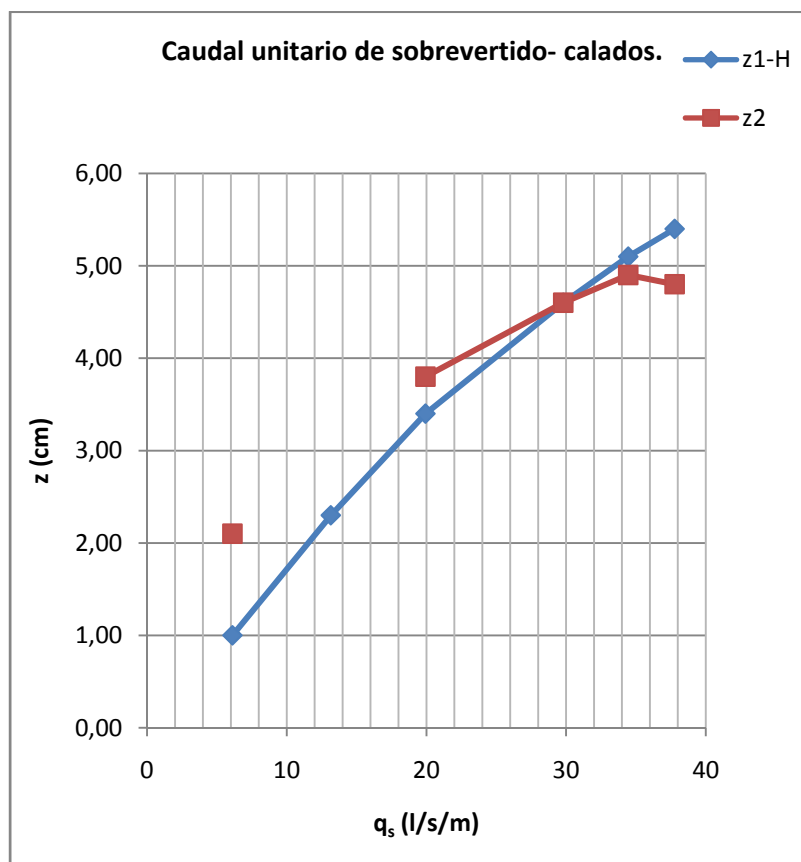
Tiempo-caudal unitario de alimentación y de pérdidas. $H_b^* = 0$



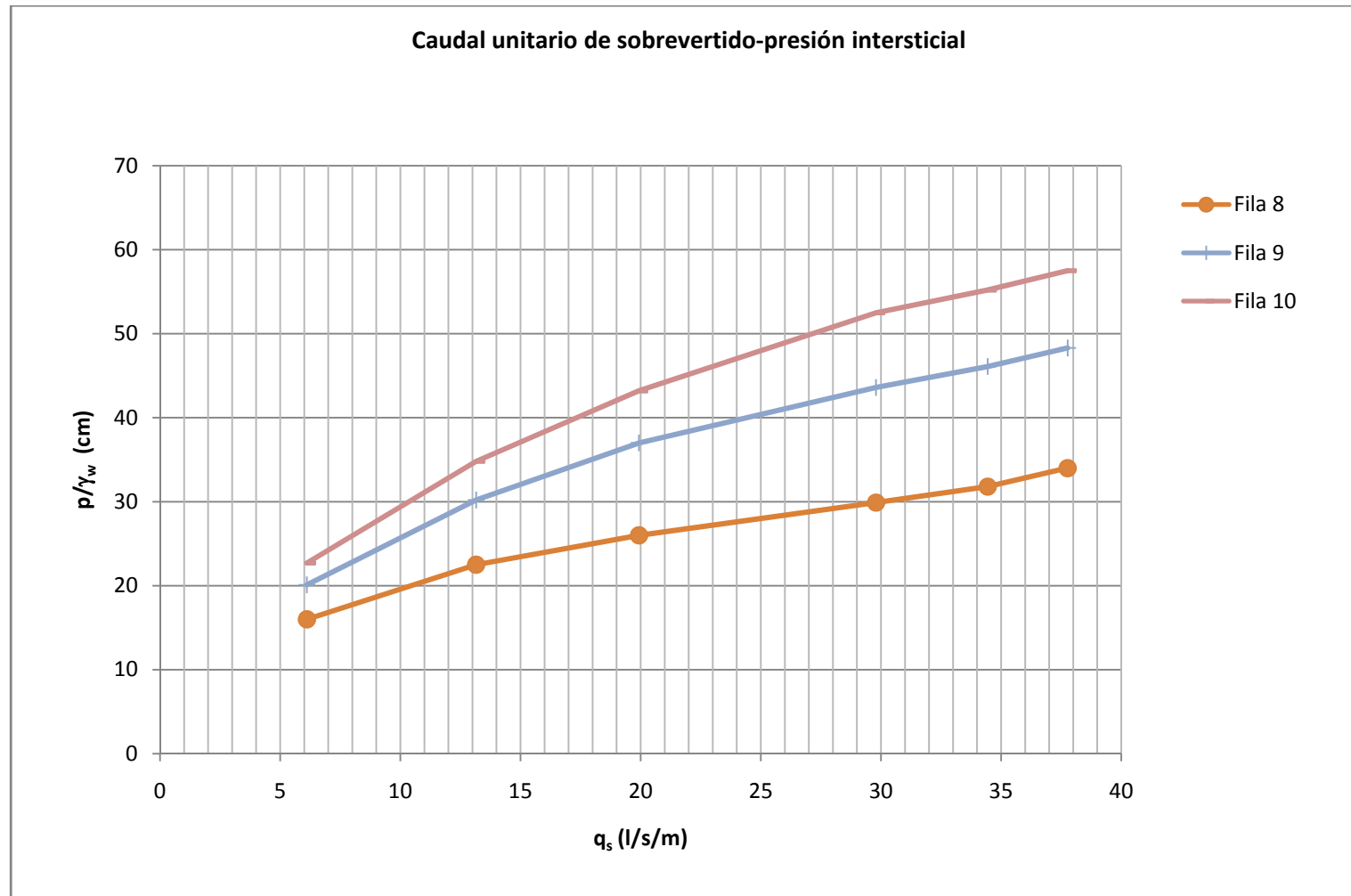
Tiempo-caudal unitario de sobrevertido. $H_b^* = 0$



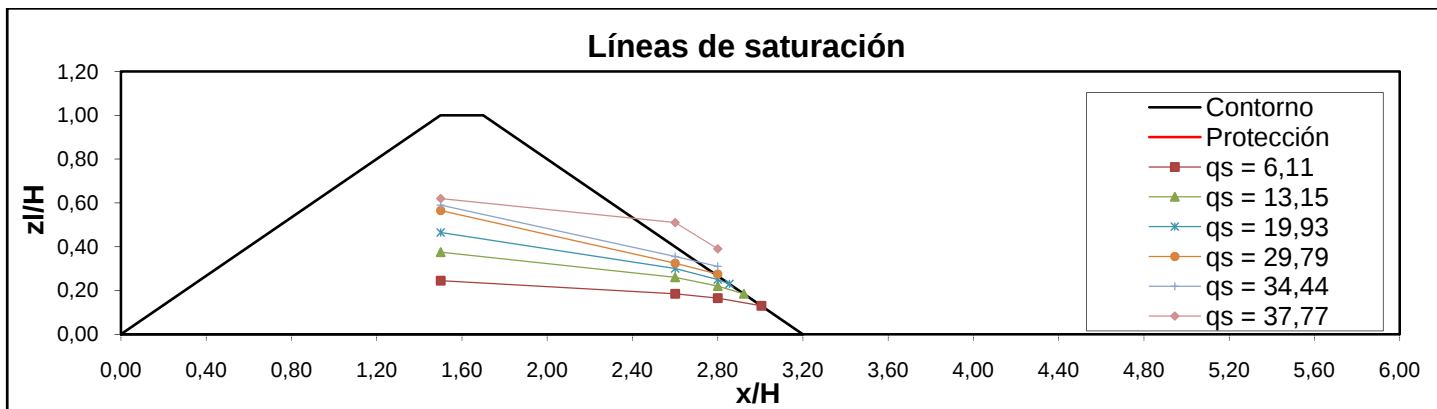
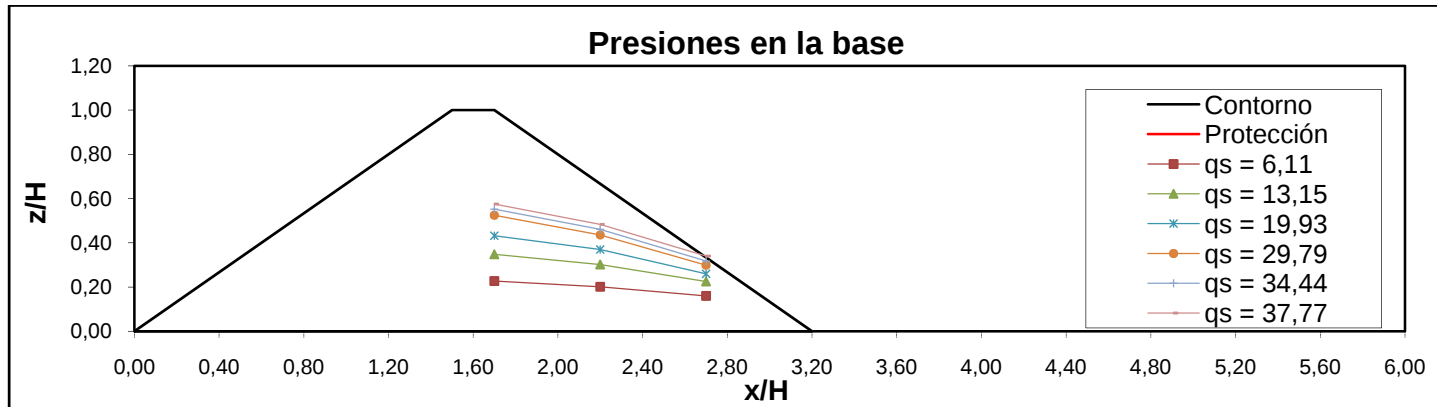
Caudales unitarios-Calados. Caudales unitarios-Alturas línea saturación. $H_b = 0$						
promedio q_s	6,11	13,15	19,93	29,79	34,44	37,77
z1-H	1,00	2,30	3,40	4,60	5,10	5,40
z2	2,10		3,80	4,60	4,90	4,80
zl1	24,50	37,50	46,50	56,50	59,00	62,00
zl2	18,50	26,00	30,00	32,50	35,50	39,00
zl3	16,50	22,00	25,00	27,50	31,00	31,50
zls	13,00	18,50	23,00	41,00	46,00	51,00



Caudales unitarios (l/s/m)- p/γ_w (cm). $H_b^* = 0$						
promedio q_s	6,11	13,15	19,93	29,79	34,44	37,77
Fila 8	16,0	22,5	26,0	29,9	31,8	34,0
Fila 9	20,1	30,2	37,0	43,6	46,1	48,3
Fila 10	22,7	34,8	43,2	52,5	55,2	57,5



Distribución de presiones en la base. $H_b^* = 0$								
	X	x/H	qs = 6,11	qs = 13,15	qs = 19,93	qs = 29,79	qs = 34,44	qs = 37,77
Fila 3	5,25	4,20						
Fila 4	5,00	3,95						
Fila 5	4,75	3,70						
Fila 6	4,50	3,45						
Fila 7	4,25	3,20						
Fila 8	3,75	2,70	0,160	0,225	0,260	0,299	0,318	0,340
Fila 9	3,25	2,20	0,201	0,302	0,370	0,436	0,461	0,483
Fila 10	2,75	1,70	0,227	0,348	0,432	0,525	0,552	0,575



Nivel de fallo. $H_b^* = 0$												
promedio q_s	0,00	6,11	6,11	13,15	13,15	19,93	19,93	29,79	29,79	34,44	34,44	37,77
Fallo	0	0	1	1	2	2	2	2	2	2	3	3
Hd (cm)	0	0	0	0	29	29	46	46	71	71	100	100
Hd/H	0,00	0,00	0,00	0,00	0,29	0,29	0,46	0,46	0,71	0,71	1,00	1,00

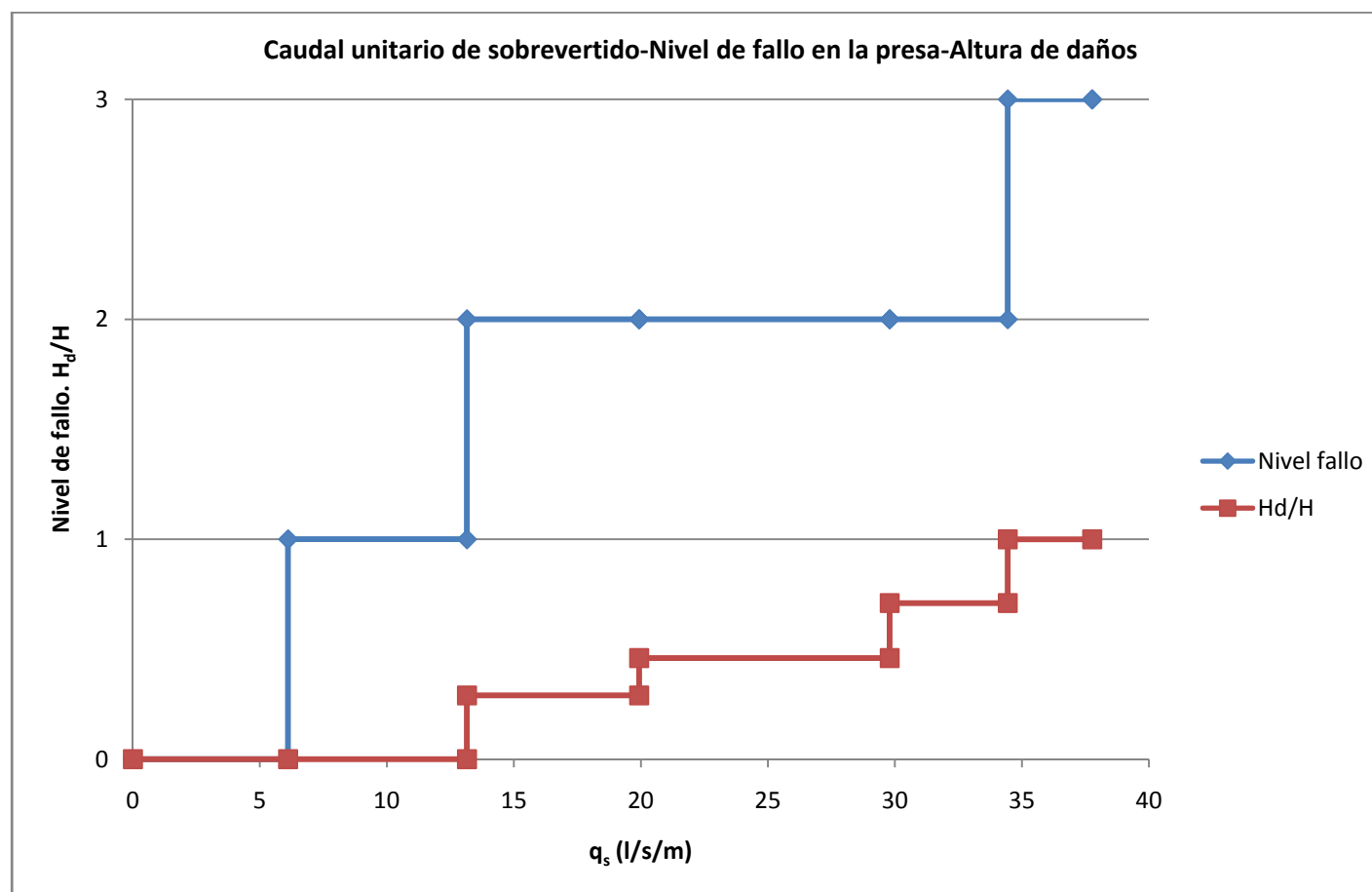




Foto 17. $H_b^*=0$. Presa sin protección. $q_s= 6,11$ l/s/m



Foto 18 $H_b^* = 0$. Presa sin protección. $q_s = 13,15$ l/s/m



Foto 19. $H_b^* = 0$. Presa sin protección. $q_s = 19,93 \text{ l/s/m}$



Foto 20 $H_b^* = 0$. Presa sin protección. $q_s = 29,79 \text{ l/s/m}$



Foto 21 $H_b^* = 0$. Presa sin protección. $q_s = 34,44 \text{ l/s/m}$



Foto 22. $H_b^* = 0$. Presa sin protección. Estado final tras $q_s = 37,77 \text{ l/s/m}$

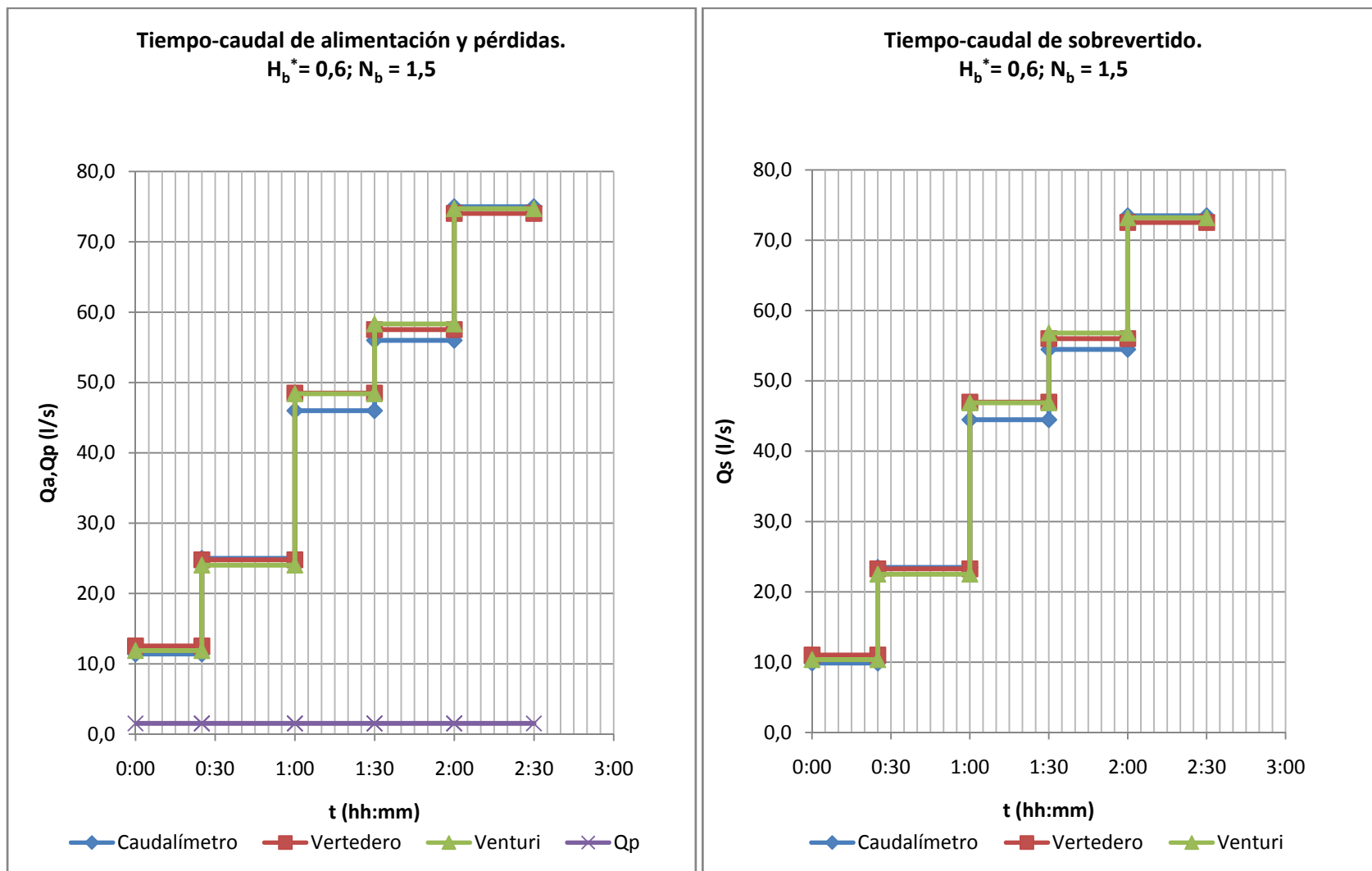
Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 1,5$

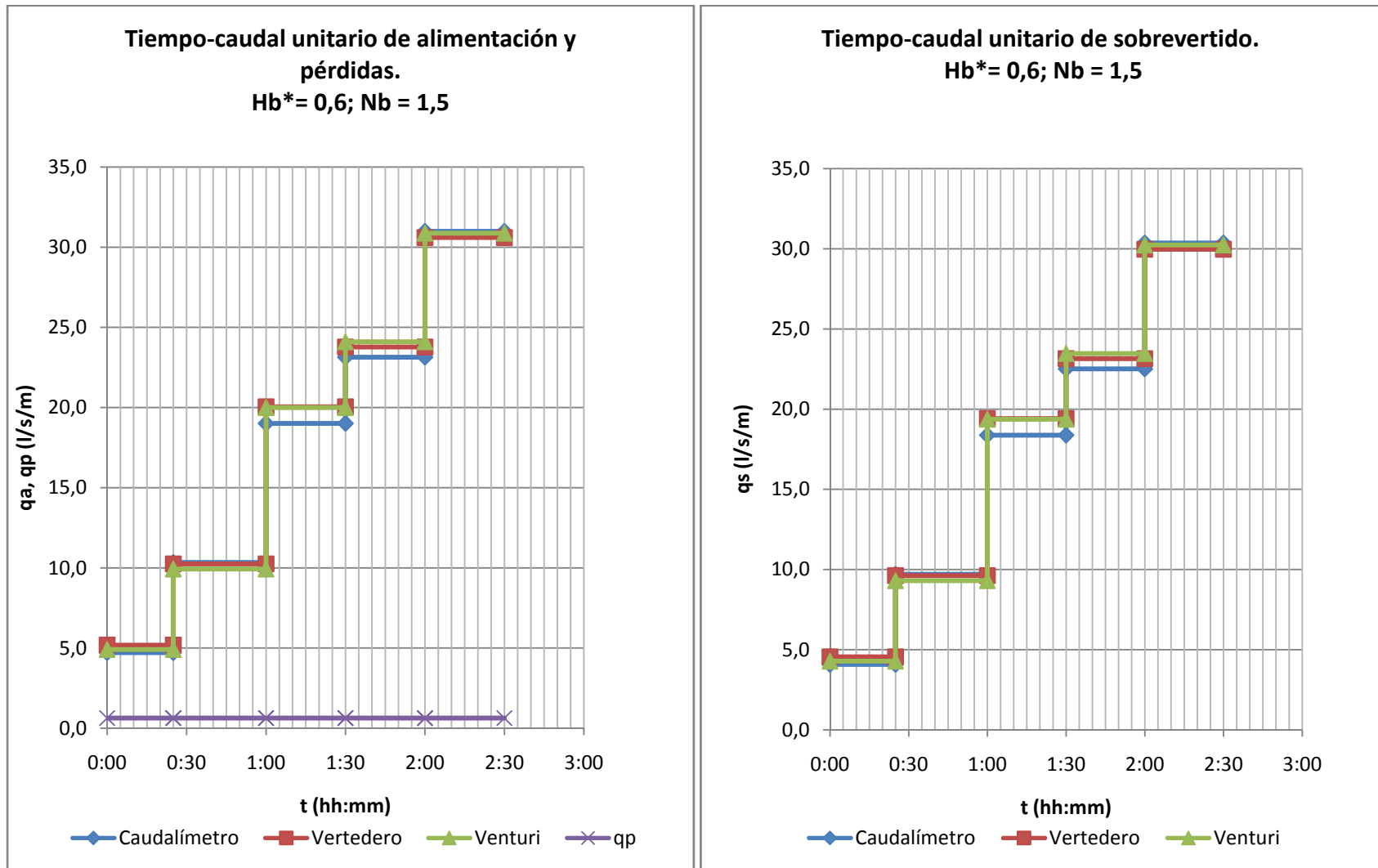
Caso		H _b [*] = 0,6; N _b = 1,5		Fecha		16/07/2008							
		Escalón 1		Escalón 2		Escalón 3		Escalón 4		Escalón 5		Escalón 6	
Hora		10:30		10:55		11:30		12:00		12:30			
Caudal													
Caudalímetro	l/s	11,4		25		46		56		75			
Venturi	cm	2,2		9		36,5		53		87			
Vertedero	424 mm	373		334		274		254		220			
Niveles													
Aguas arriba H	230 mm	224		213		197		193		184			
Aguas abajo h	647 mm	629		621		610		608		604			
Línea de saturación		xi											
zl1	cm	20		32,5		48		53		60			
zl2	cm	17,5		27,3		40,5		44		49,5			
zl3	cm	16,5		26		37		40		44,5			
zls	cm	6		13,5		21,5		29		37			
Piezómetros		nº											
Fila 5	3 cm												
Fila 6	4 cm												
Fila 7	3 cm	9,2		10,9		15		15,7		20			
Fila 8	5 cm	14,1		22		31,9		33,5		36			
Fila 9	7 cm	17		26,8		40,2		44,5		48,3			
Fila 10	4 cm	19		30		45,3		50,5		55,8			
Tipo de fallo													
		0		1		1		1		3			
Foto													
		x		x		x		x		x			
Video													
		x		x		x		x		x			
Observaciones													
		Ceros de los niveles: Ho1=230; ho=647; Hv=440. Caudal filtrado Hv=424,3. Arrastre de piedras pequeñas pie		Pequeño deslizamiento en el pie		Deslizamiento. Hd=17 cm		Deslizamiento en aumento		Rotura completa por la zona del cajero izquierdo. Hd=60 cm		No se realiza al producirse la rotura total de la protección en el escalón anterior	

PRESA. $M = 1,5$. $N = 1,5$. $H_b^+ = 0,6$; $N_b = 1,5$		
Superficie		
$S =$	1,70	m ²
Coord. del centro de gravedad		
Absolutas		
$Xg =$	2,65	m
$Zg =$	0,35	m
Relativas (ejes por el pie de agua arriba)		
$xg =$	1,60	m
$zg =$	0,35	m
Longitud de la base del cimientto		
$L =$	3,20	m
Coord. del punto medio de la base del cimientto		
Absolutas		
$Xm =$	2,65	m
$Zm =$	0,00	m
Relativas (ejes por el pie de agua arriba)		
$xm =$	1,60	m
$zm =$	0,00	m
PROTECCIÓN. $H_b^+ = 0,6$; $N_b = 1,5$		
$Sb =$	0,12	m ²
$Sb/S =$	0,07	

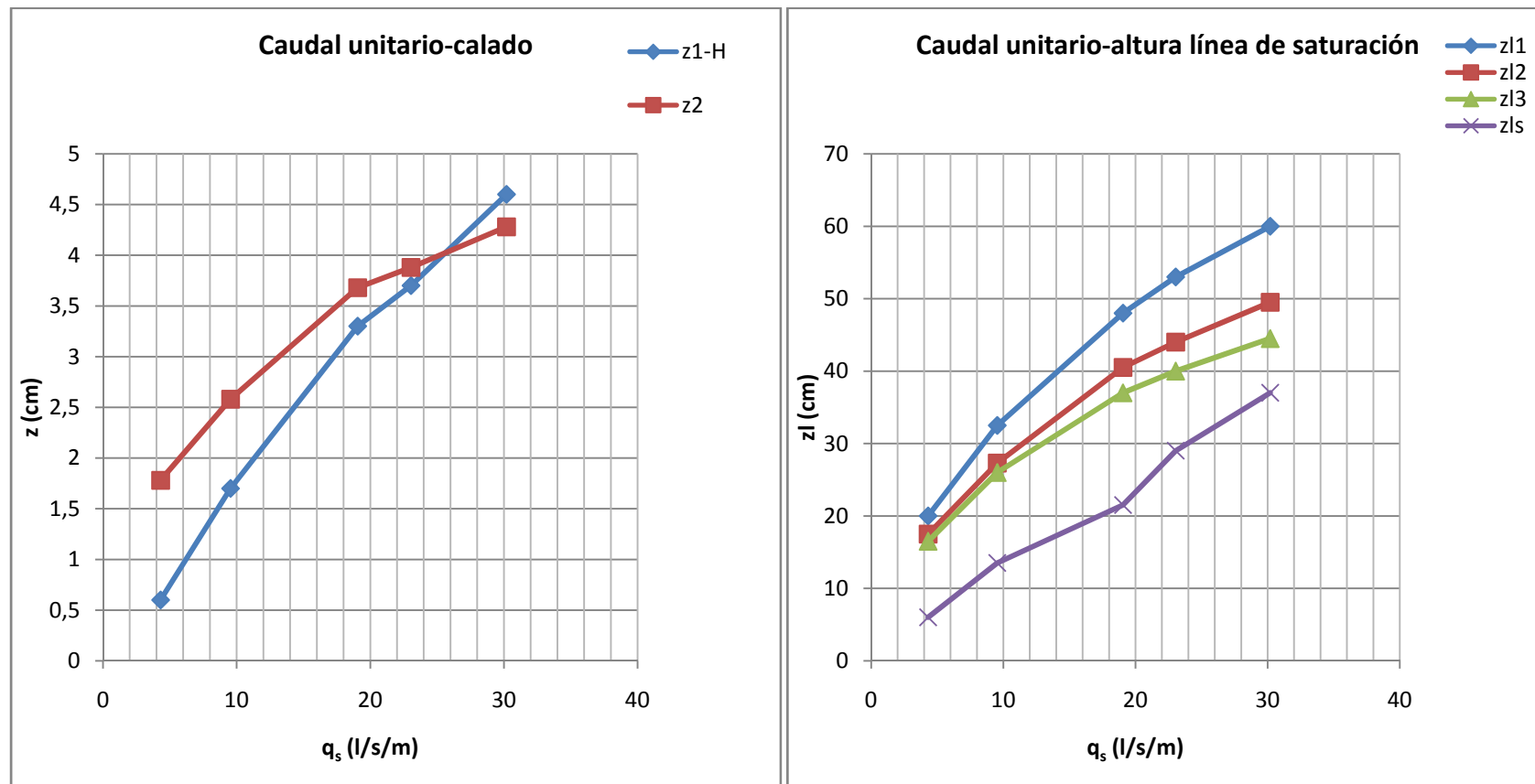


Caudales $H_b = 0,6; N_b = 1,5$											
		10:30	10:55	10:55	11:30	11:30	12:00	12:00	12:30	12:30	13:00
		0:00	0:25	0:25	1:00	1:00	1:30	1:30	2:00	2:00	2:30
Qa	Caudalímetro	11,4	11,4	25,0	25,0	46,0	46,0	56,0	56,0	75,0	75,0
	Venturi	11,9	11,9	24,0	24,0	48,4	48,4	58,3	58,3	74,7	74,7
	Vertedero	12,5	12,5	24,8	24,8	48,5	48,5	57,5	57,5	74,1	74,1
Qp	Filtración	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Qs	Caudalímetro	9,9	9,9	23,5	23,5	44,5	44,5	54,5	54,5	73,5	73,5
	Venturi	10,4	10,4	22,5	22,5	46,9	46,9	56,8	56,8	73,2	73,2
	Vertedero	11,0	11,0	23,3	23,3	47,0	47,0	56,0	56,0	72,5	72,5
qa	Caudalímetro	4,7	4,7	10,3	10,3	19,0	19,0	23,1	23,1	31,0	31,0
	Venturi	4,9	4,9	9,9	9,9	20,0	20,0	24,1	24,1	30,9	30,9
	Vertedero	5,2	5,2	10,2	10,2	20,0	20,0	23,8	23,8	30,6	30,6
qp	Filtración	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
qs	Caudalímetro	4,1	4,1	9,7	9,7	18,4	18,4	22,5	22,5	30,4	30,4
	Venturi	4,3	4,3	9,3	9,3	19,4	19,4	23,5	23,5	30,2	30,2
	Vertedero	4,6	4,6	9,6	9,6	19,4	19,4	23,1	23,1	30,0	30,0
promedio qs		4,31	4,31	9,54	9,54	19,05	19,05	23,04	23,04	30,19	30,19
desv t qs		0,24	0,24	0,21	0,21	0,59	0,59	0,49	0,49	0,20	0,20

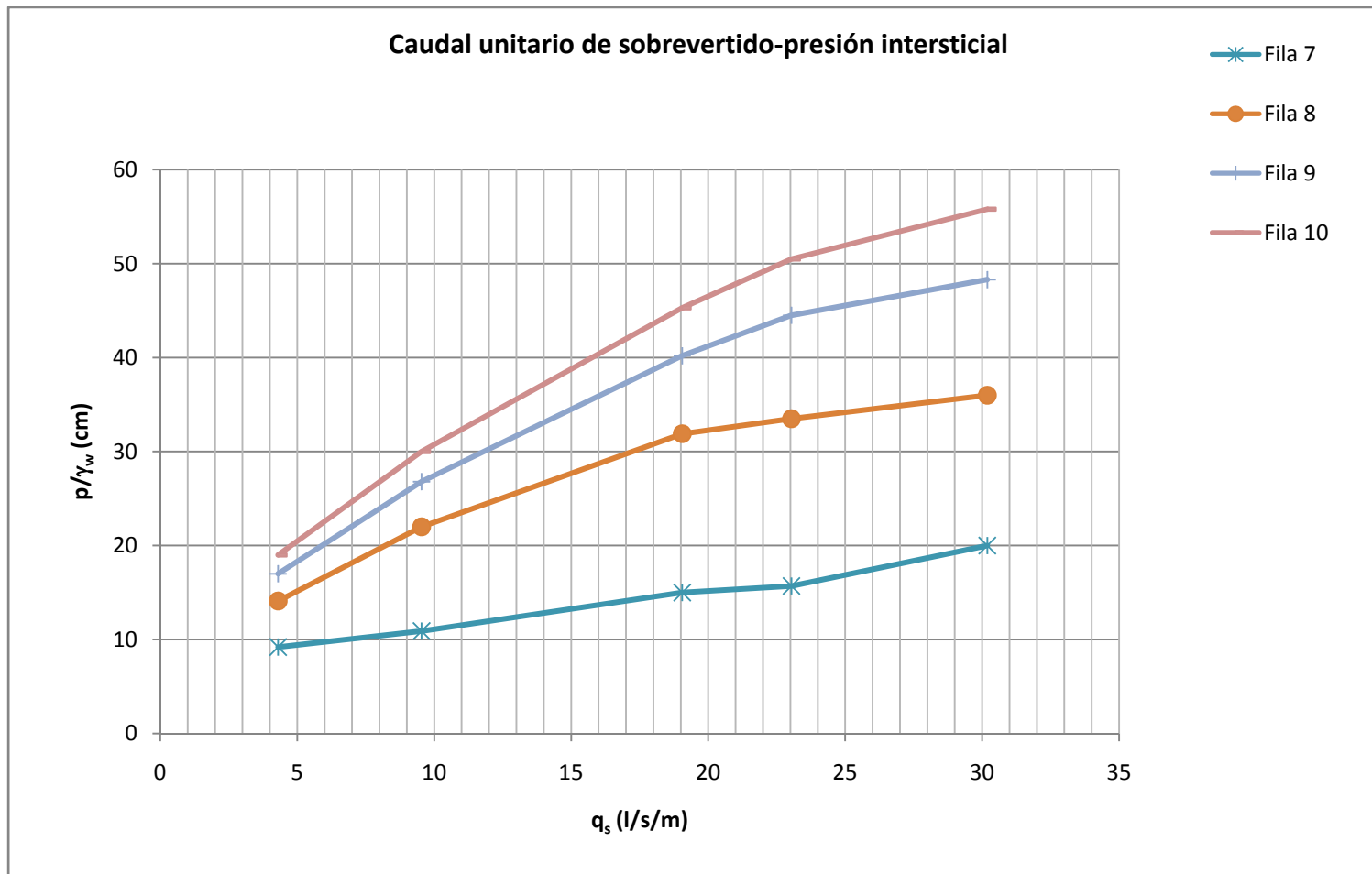




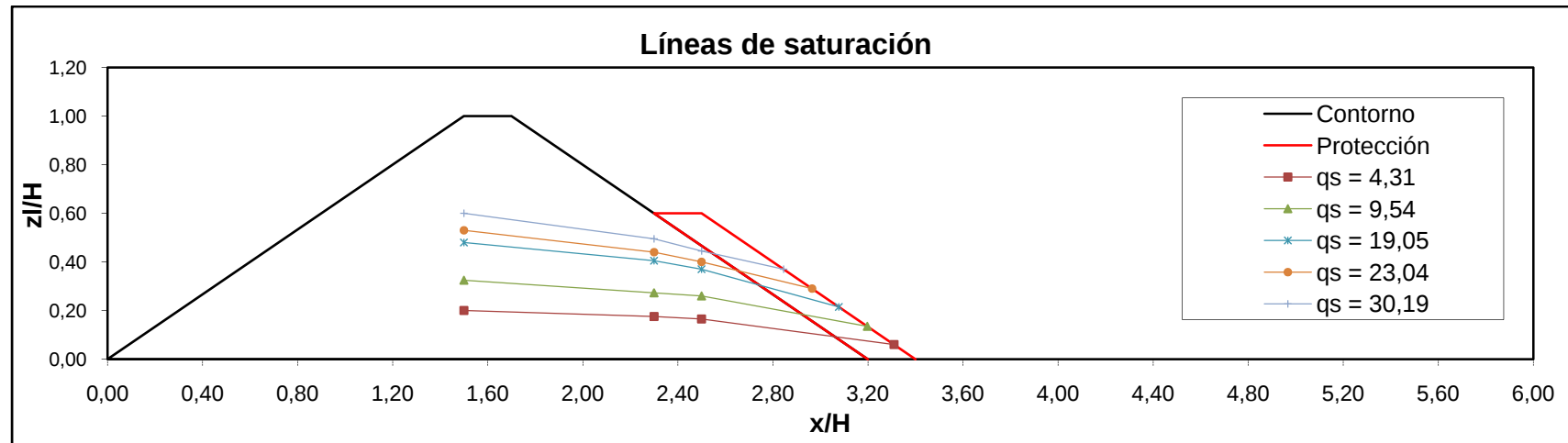
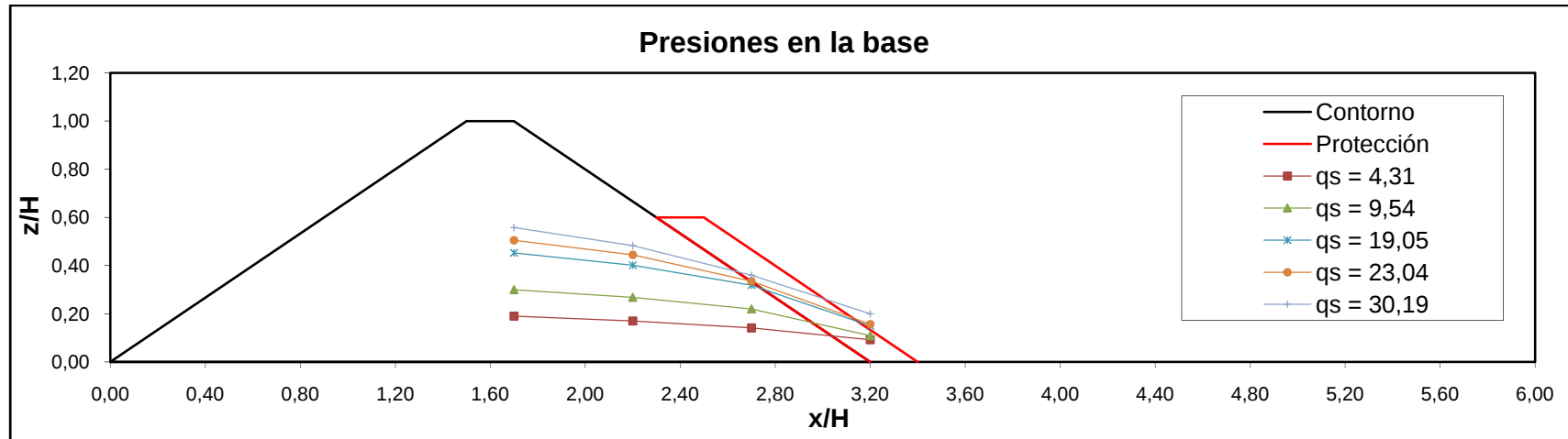
Caudales unitarios-Calados. Caudales unitarios-Alturas línea saturación. $H_b = 0,6$; $N_b = 1,5$					
promedio q_s	4,31	9,54	19,05	23,04	30,19
z1-H	0,60	1,70	3,30	3,70	4,60
z2	1,78	2,58	3,68	3,88	4,28
zl1	20,0	32,5	48	53,0	60,0
zl2	17,5	27,3	40,5	44,0	49,5
zl3	16,5	26,0	37,0	40,0	44,5
zls	6,0	13,5	21,5	29,0	37,0



Caudales unitarios (l/s/m)- p/γ_w (cm). $H_b^* = 0,6$; $N_b = 1,5$					
promedio q_s	4,31	9,54	19,05	23,04	30,19
Fila 7	9,2	10,9	15,0	15,7	20,0
Fila 8	14,1	22,0	31,9	33,5	36,0
Fila 9	17,0	26,8	40,2	44,5	48,3
Fila 10	19,0	30,0	45,3	50,5	55,8



Distribución de presiones en la base $H_b^+ = 0,6$; $N_b = 1,5$							
	X	x/H	qs = 4,31	qs = 9,54	qs = 19,05	qs = 23,04	qs = 30,19
Fila 7	4,25	3,20	0,092	0,109	0,150	0,157	0,200
Fila 8	3,75	2,70	0,141	0,220	0,319	0,335	0,360
Fila 9	3,25	2,20	0,170	0,268	0,402	0,445	0,483
Fila 10	2,75	1,70	0,190	0,300	0,453	0,505	0,558



Nivel de fallo $H_b = 0,6$; $N_b = 1,5$											
promedio qs	0	4,31	4,31	9,54	9,54	19,05	19,05	23,04	23,04	30,19	30,19
Fallo	0	0	0	0	1	1	2	2	2	2	3
Hd (cm)	0	0	0	0	0	0	17	17			60
Hd/H	0	0	0	0	0	0	0,17	0,17			0,60

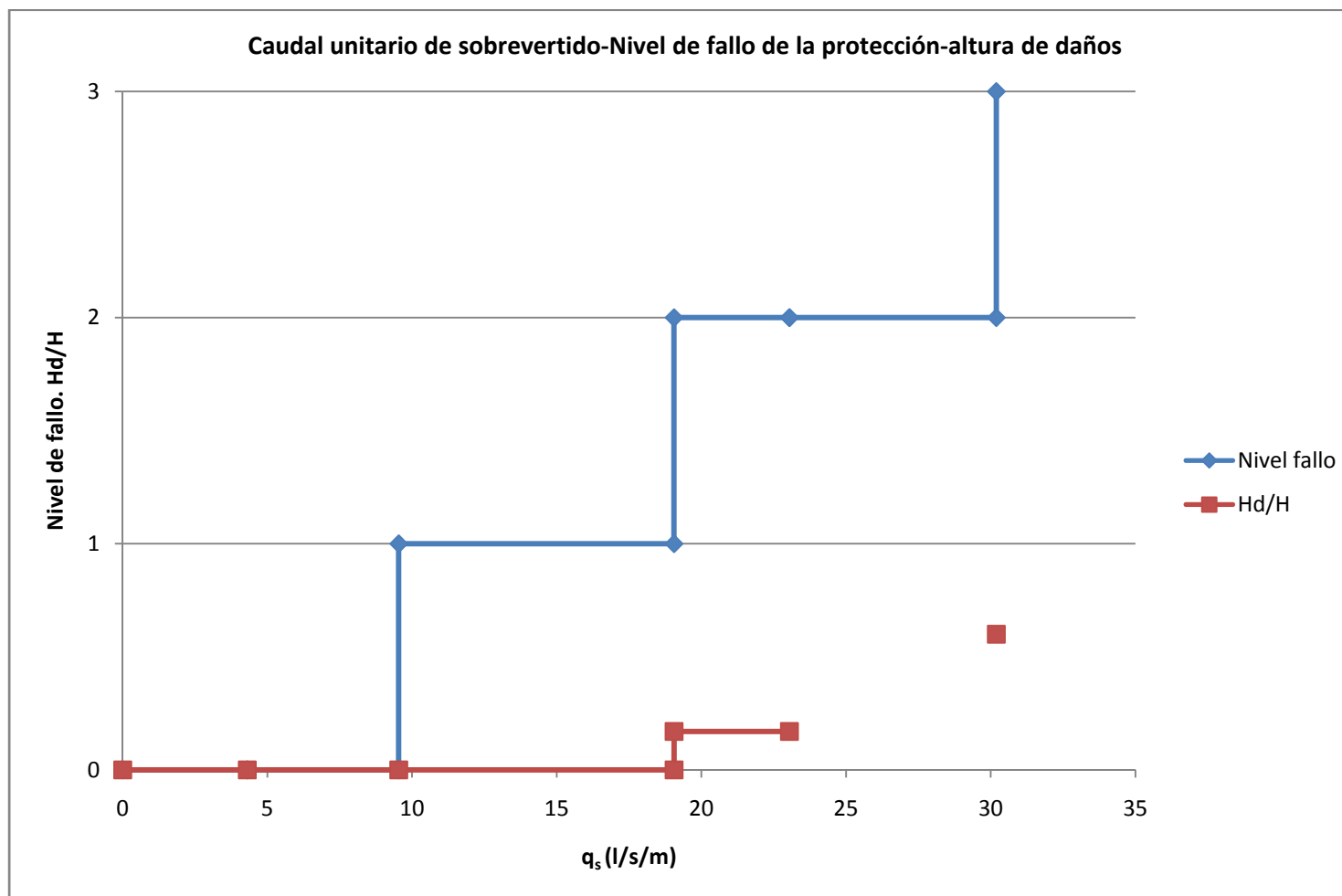




Foto 23. Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 1,5$. $q_s = 4,31$ l/s/m



Foto 24. Caso $H_b^*=0,6$; $N_b=1,5$. $q_s=9,54$ l/s/m



Foto 25. Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 1,5$. $q_s = 19,05$ l/s/m



Foto 26. Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 1,5$. $q_s = 23,04$ l/s/m



Foto 27. Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 1,5$. $q_s = 30,19$ l/s/m

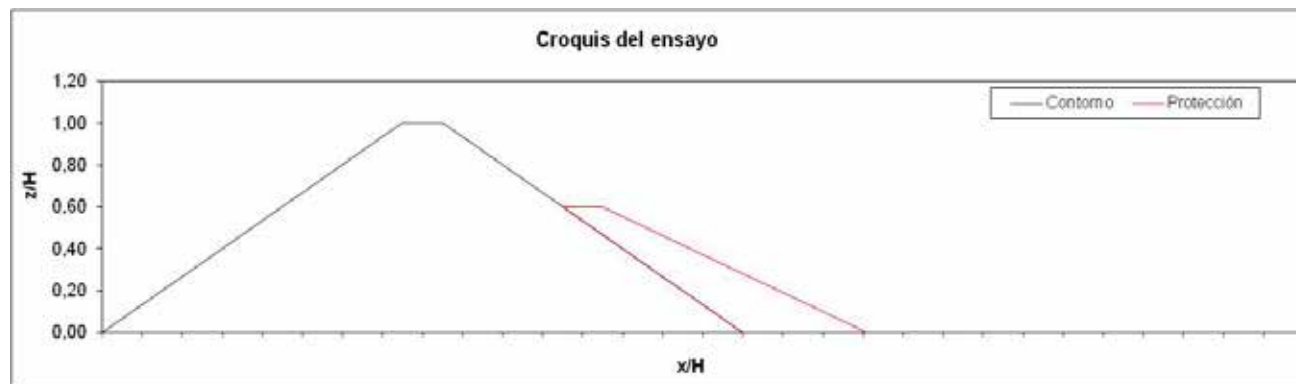
Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 2,2$

Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 2,2$

Fecha 15/7/2008

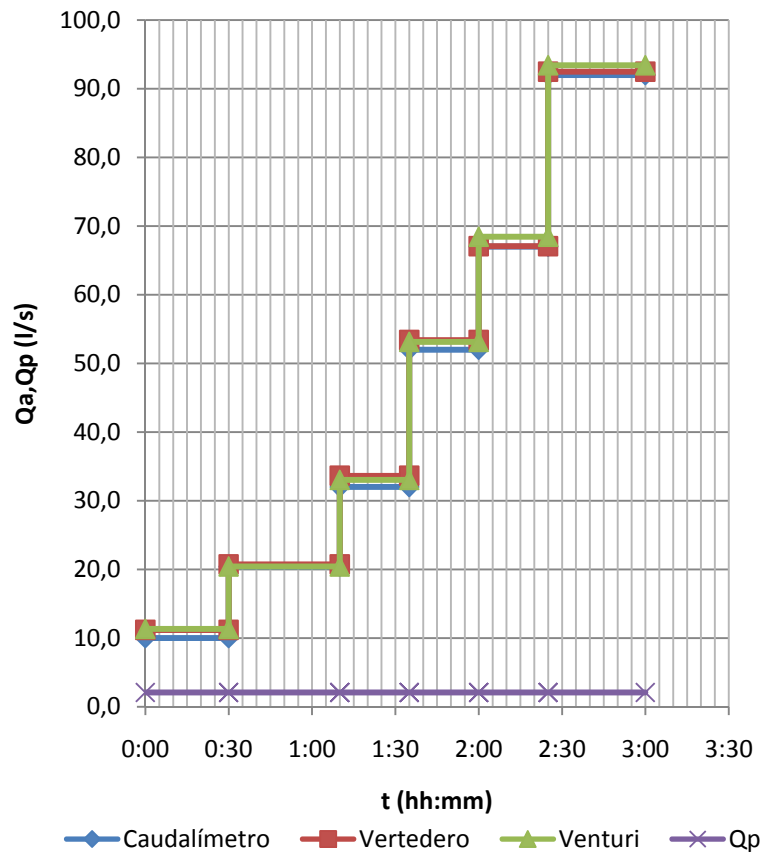
		Escalón 1	Escalón 2	Escalón 3	Escalón 4	Escalón 5	Escalón 6
Hora		15:30	16:00	16:40	17:05	17:30	17:55
Caudal							
Caudalímetro	l/s	10	20,4	32	52	67	92
Venturi	cm	2	6,5	17	44	73	136
Vertedero	421 mm	378	346	310	263	234	185
Niveles							
Aguas arriba H	230 mm	224	215	206	194	186	173
Aguas abajo h	646 mm	631	625	617	608	603	593
Línea de saturación xi							
zl1	cm	20	28,5	36	52	62	71
zl2	cm	17,5	26	35,5	47	53	61
zl3	cm	16,5	25,3	33	44,5	49,5	56,5
zls	cm	7,5	15,5	20	31	39	62,5
Piezómetros n°							
Fila 5	3 cm	5,6	8,3	9,5	10,6	12	13,5
Fila 6	4 cm	11	14,8	18	20,1	19,8	20,8
Fila 7	3 cm	11,6	17,2	23	28,5	29	29,4
Fila 8	5 cm	14,9	21,8	30	39,2	43,4	47,2
Fila 9	7 cm	16,8	25,4	35	46,3	52,2	60
Fila 10	4 cm	17	27,9	38,5	51,2	58	67,1
Tipo de fallo							
		0	0	1	1	2	2
Foto							
		x	x	x	x	x	x
Video							
		x	x	x	x	x	x
Observaciones							
		Ceros de los niveles: Ho1=230; ho=646,6; Hv=440. Caudal filtrado Hv=420,4. Movimiento de 2 piedras	Movimiento de piedras aisladas	Piedras sueltas movidas por arrastre	Pequeño deslizamiento en el pie por arrastres. Hd=10,5 cm	Erosión en 2 canales preferentes. Hd=29,5	Progreso de los 2 canales de erosión. Daños leves en coronación por vertido directo

PRESA. $M=1,5$. $N=1,5$. $H_b^* = 0,6$; $N_b = 2,2$	
Superficie	
$S =$	1,70 m ²
Coord. del centro de gravedad	
Absolutas	
$X_g =$	2,65 m
$Z_g =$	0,35 m
Relativas (ejes por el pie de agua arriba)	
$x_g =$	1,60 m
$z_g =$	0,35 m
Longitud de la base del cimiento	
$L =$	3,20 m
Coord. del punto medio de la base del cimiento	
Absolutas	
$X_m =$	2,65 m
$Z_m =$	0,00 m
Relativas (ejes por el pie de agua arriba)	
$x_m =$	1,60 m
$z_m =$	0,00 m
PROTECCIÓN. $H_b^* = 0,6$; $N_b = 2,2$	
$S_b =$	0,25 m ²
$S_b/S =$	0,14

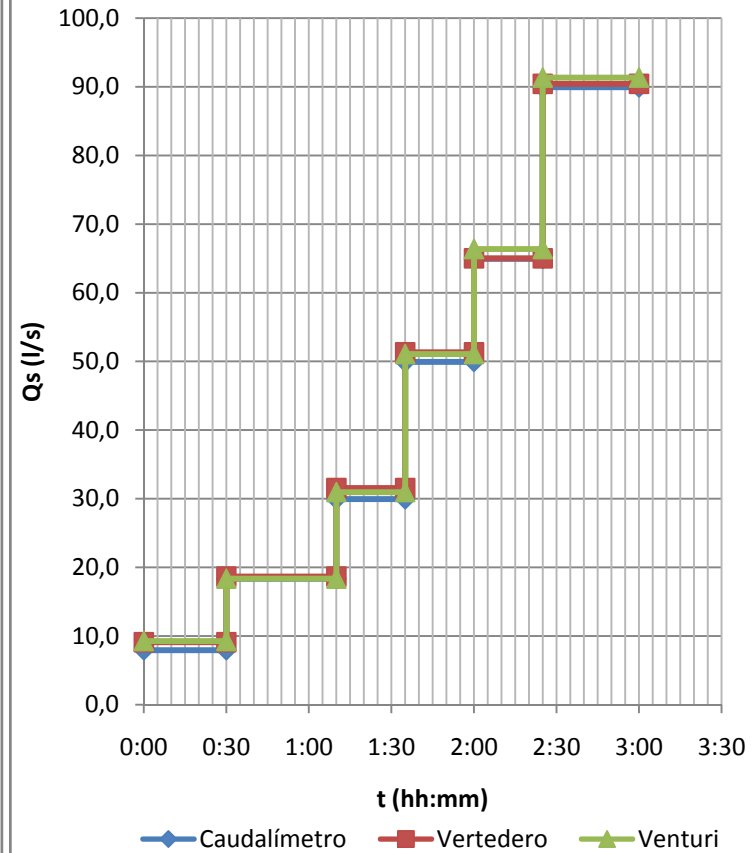


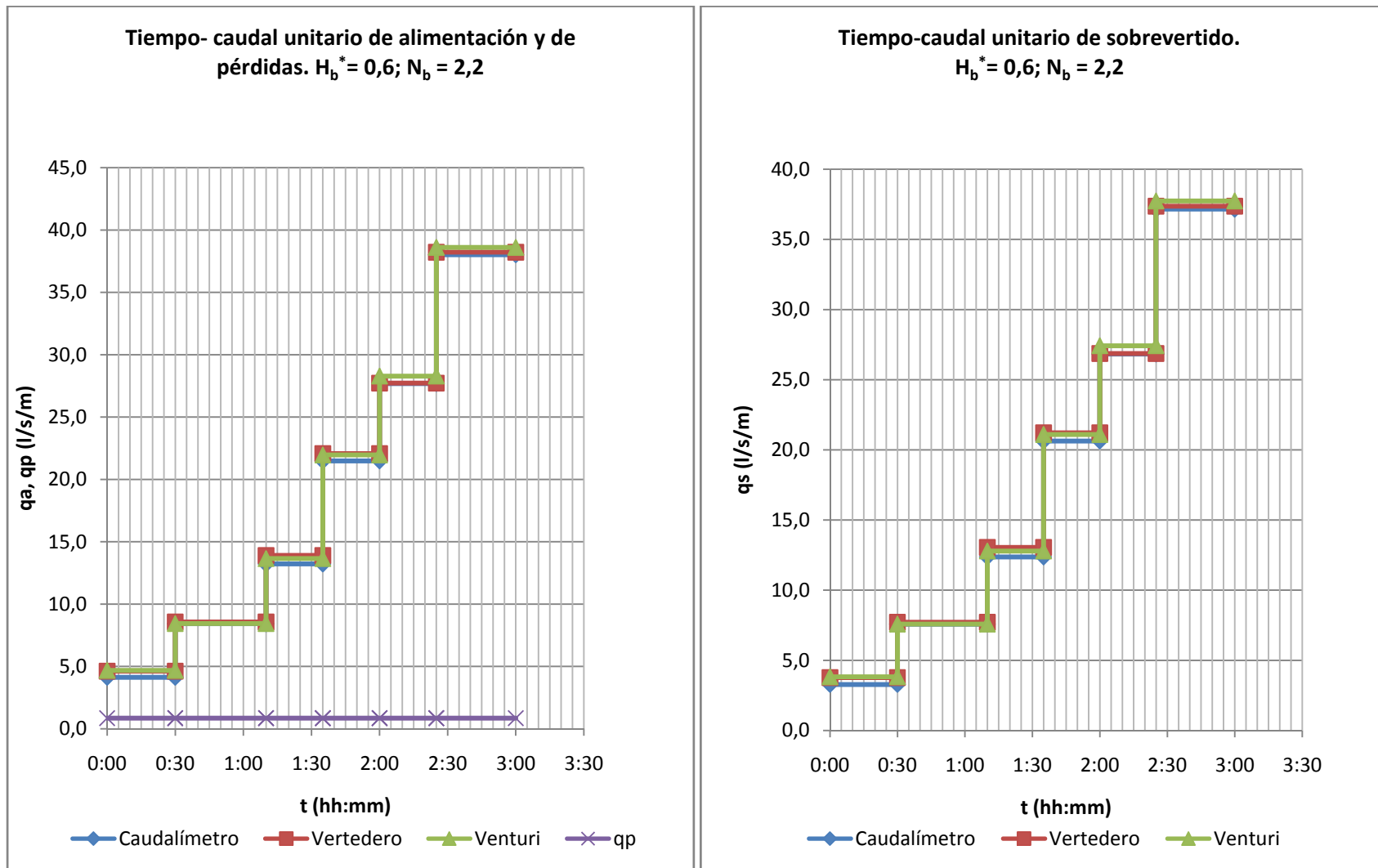
Caudales . $H_b = 0,6$; $N_b = 2,2$												
	15:30	16:00	16:00	16:40	16:40	17:05	17:05	17:30	17:30	17:55	17:55	18:30
	0:00	0:30	0:30	1:10	1:10	1:35	1:35	2:00	2:00	2:25	2:25	3:00
Qa Caudalímetro	10,0	10,0	20,4	20,4	32,0	32,0	52,0	52,0	67,0	67,0	92,0	92,0
Venturi	11,3	11,3	20,4	20,4	33,0	33,0	53,1	53,1	68,4	68,4	93,4	93,4
Vertedero	11,2	11,2	20,7	20,7	33,6	33,6	53,4	53,4	67,1	67,1	92,5	92,5
Qp Filtración	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1
Qs Caudalímetro	7,9	7,9	18,3	18,3	29,9	29,9	49,9	49,9	64,9	64,9	89,9	89,9
Venturi	9,3	9,3	18,4	18,4	31,0	31,0	51,1	51,1	66,4	66,4	91,3	91,3
Vertedero	9,1	9,1	18,7	18,7	31,6	31,6	51,3	51,3	65,0	65,0	90,4	90,4
qa Caudalímetro	4,1	4,1	8,4	8,4	13,2	13,2	21,5	21,5	27,7	27,7	38,0	38,0
Venturi	4,7	4,7	8,4	8,4	13,6	13,6	22,0	22,0	28,3	28,3	38,6	38,6
Vertedero	4,6	4,6	8,6	8,6	13,9	13,9	22,1	22,1	27,7	27,7	38,2	38,2
qp Filtración	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
qs Caudalímetro	3,3	3,3	7,6	7,6	12,4	12,4	20,6	20,6	26,8	26,8	37,2	37,2
Venturi	3,8	3,8	7,6	7,6	12,8	12,8	21,1	21,1	27,4	27,4	37,7	37,7
Vertedero	3,8	3,8	7,7	7,7	13,0	13,0	21,2	21,2	26,9	26,9	37,4	37,4
promedio qs	3,62	3,62	7,62	7,62	12,73	12,73	20,98	20,98	27,04	27,04	37,43	37,43
desv t qs	0,30	0,30	0,08	0,08	0,34	0,34	0,31	0,31	0,33	0,33	0,30	0,30

Tiempo-caudal de alimentación y de pérdidas.
 $H_b^* = 0,6$; $N_b = 2,2$

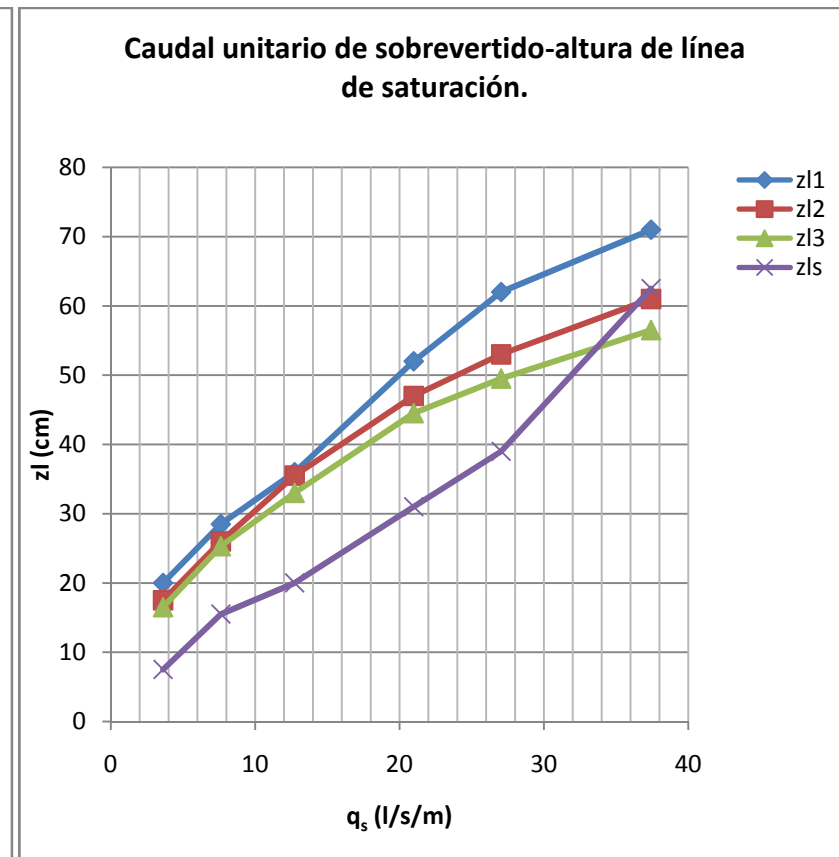
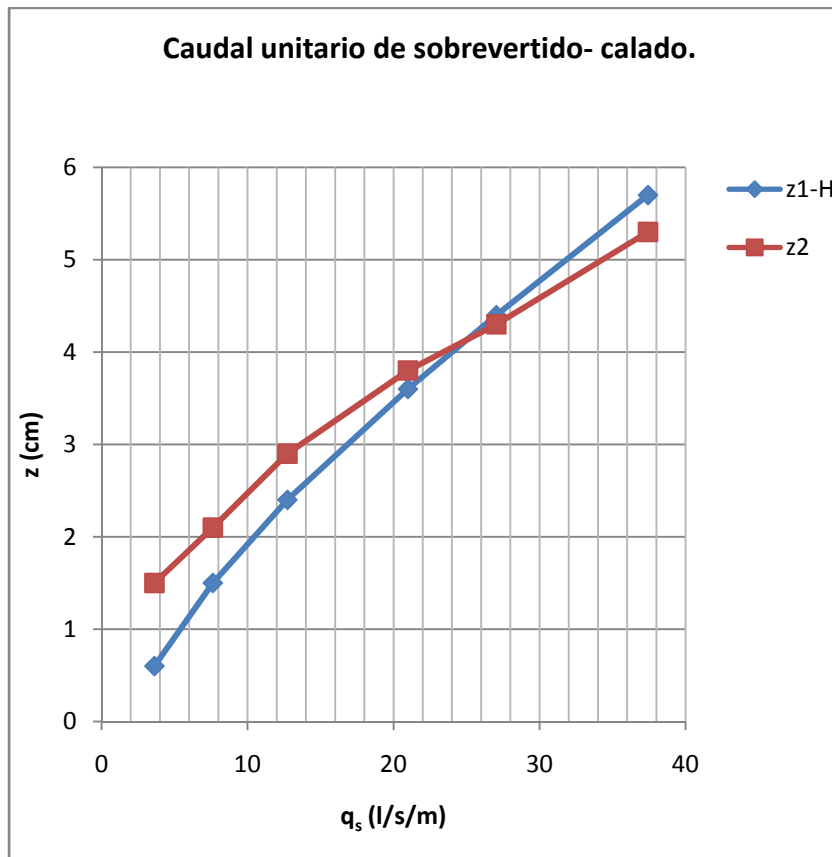


Tiempo-caudal de sobrevertido.
 $H_b^* = 0,6$; $N_b = 2,2$

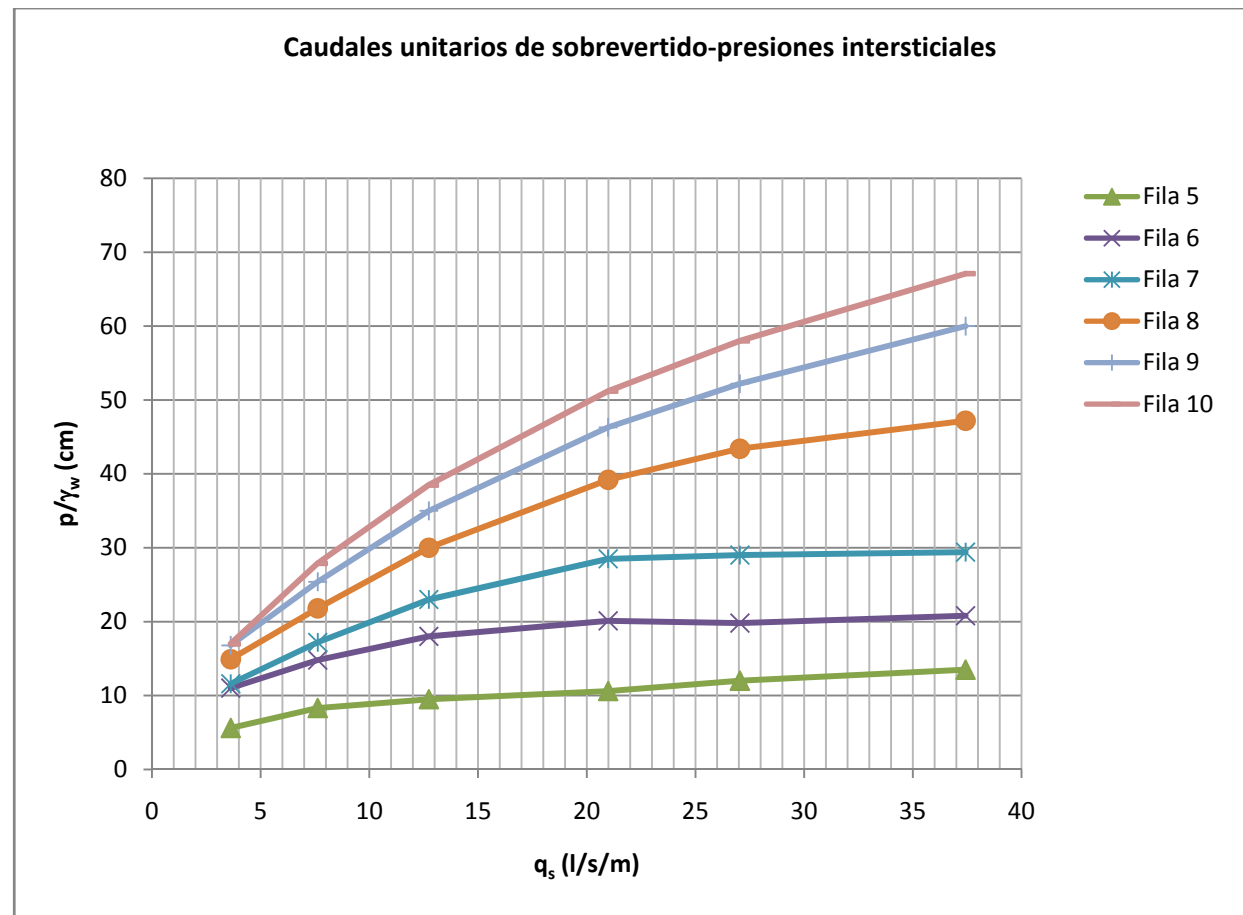




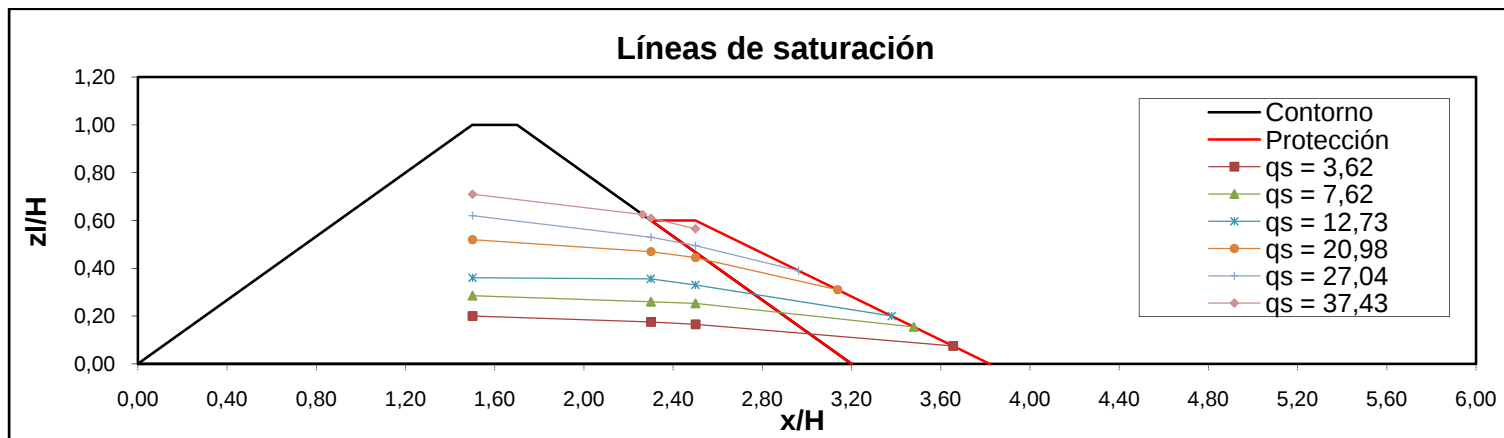
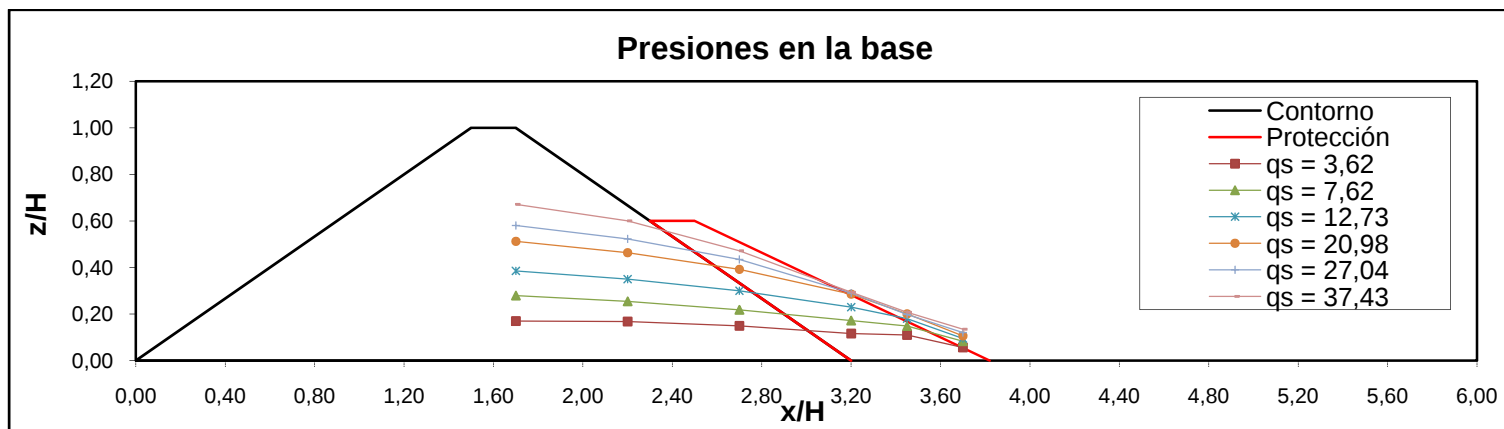
Caudales unitarios-Calados. Caudales unitarios-Alturas línea saturación. $H_b = 0,6$; $N_b = 2,2$						
promedio q_s	3,62	7,62	12,73	20,98	27,04	37,43
$z1-H$	0,6	1,5	2,4	3,6	4,4	5,7
$z2$	1,5	2,1	2,9	3,8	4,3	5,3
$z11$	20,0	28,5	36,0	52,0	62,0	71,0
$z12$	17,5	26	35,5	47,0	53,0	61,0
$z13$	16,5	25,3	33,0	44,5	49,5	56,5
$z1s$	7,5	15,5	20,0	31,0	39,0	62,5



Caudales unitarios- p/γ_w . $H_b^* = 0,6$; $N_b = 2,2$						
promedio q_s	3,62	7,62	12,73	20,98	27,04	37,43
Fila 5	5,6	8,3	9,5	10,6	12,0	13,5
Fila 6	11,0	14,8	18,0	20,1	19,8	20,8
Fila 7	11,6	17,2	23,0	28,5	29,0	29,4
Fila 8	14,9	21,8	30,0	39,2	43,4	47,2
Fila 9	16,8	25,4	35,0	46,3	52,2	60,0
Fila 10	17,0	27,9	38,5	51,2	58,0	67,1



Distribución de presiones en la base. $H_b = 0,6$; $N_b = 2,2$								
	X	x/H	qs = 3,62	qs = 7,62	qs = 12,73	qs = 20,98	qs = 27,04	qs = 37,43
Fila 5	4,75	3,70	0,056	0,083	0,095	0,106	0,120	0,135
Fila 6	4,50	3,45	0,110	0,148	0,180	0,201	0,198	0,208
Fila 7	4,25	3,20	0,116	0,172	0,230	0,285	0,290	0,294
Fila 8	3,75	2,70	0,149	0,218	0,300	0,392	0,434	0,472
Fila 9	3,25	2,20	0,168	0,254	0,350	0,463	0,522	0,600
Fila 10	2,75	1,70	0,170	0,279	0,385	0,512	0,580	0,671



Nivel de fallo. $H_b^* = 0,6$; $N_b = 2,2$													
promedio q_s	0	3,62	3,62	7,62	7,62	12,73	12,73	20,98	20,98	27,04	27,04	37,43	37,43
Fallo	0	0	0	0	1	1	1	1	2	2	2	2	2
Hd (cm)	0	0	0	0	0	0	0	0	10,5	10,5	29,5	29,5	44,0
Hd/H	0	0	0	0	0	0	0	0	0,105	0,105	0,295	0,295	0,440

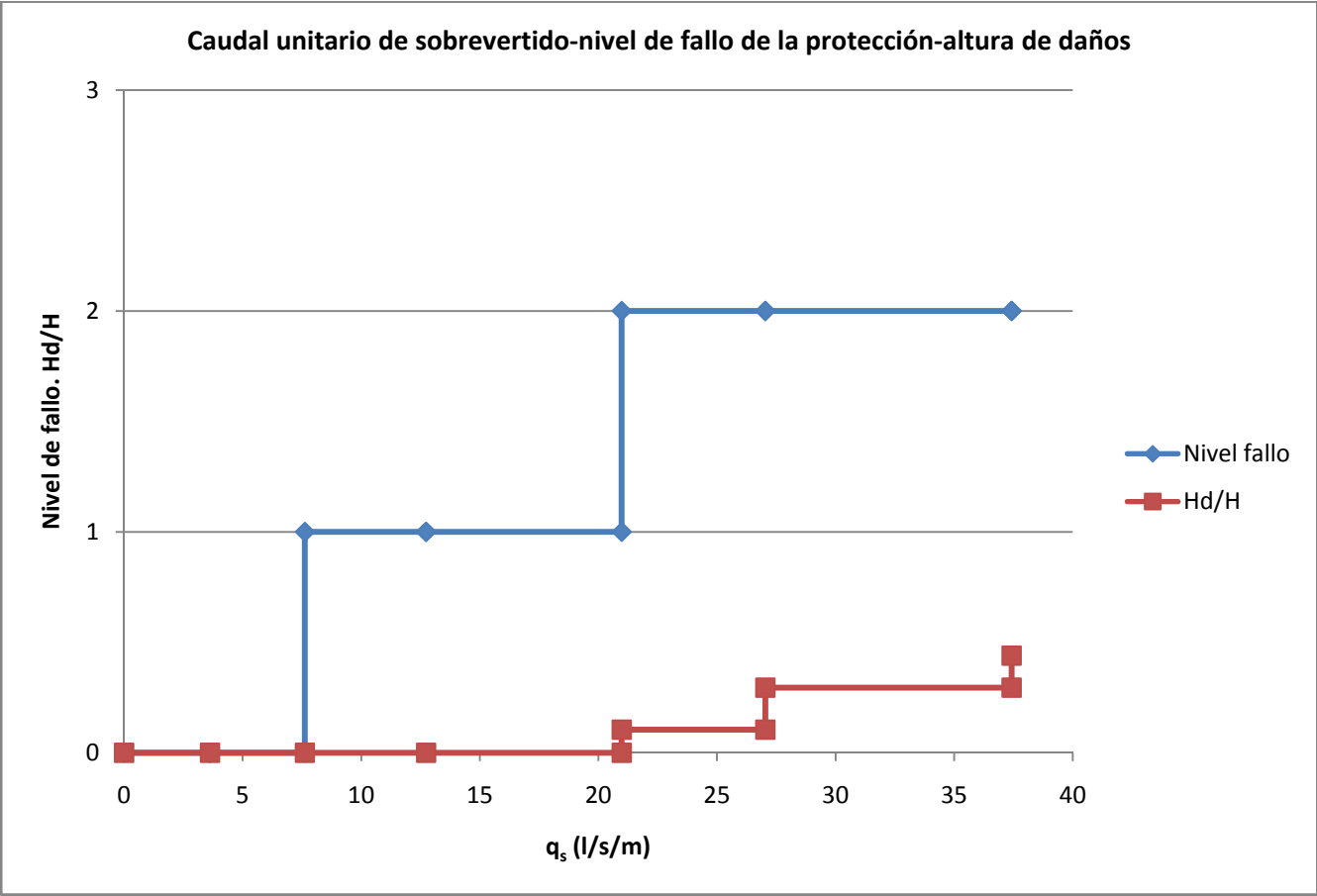




Foto 28. Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 2,2$. $q_b = 3,62$ l/s/m



Foto 29. Caso $H_b^* = 0,6$. $N_b = 2,2$. $q_s = 7,62 \text{ l/s/m}$



Foto 30. Caso $H_b^*=0,6$; $N_b=2,2$. $q_s= 12.73$ l/s/m



Foto 31. Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 2,2$. $q_s = 20,98$ l/s/m



Foto 32. Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 2,2$. $q_s = 37,43 \text{ l/s/m}$

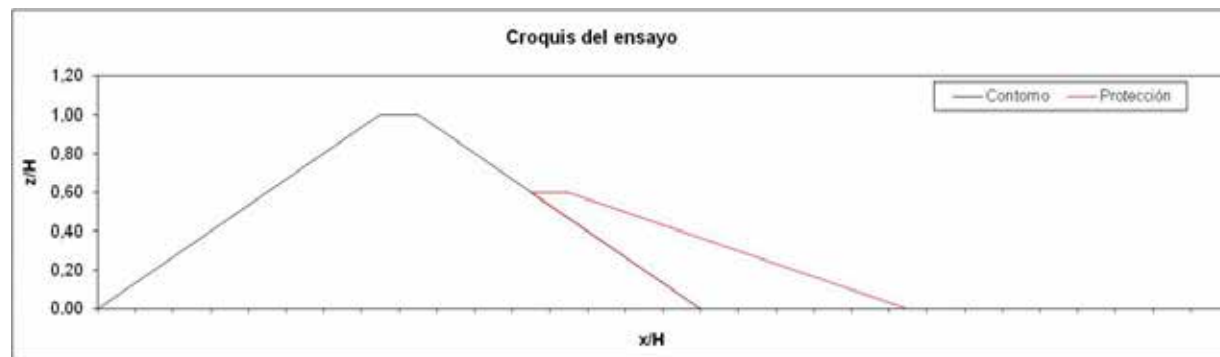
Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$

Caso . $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$

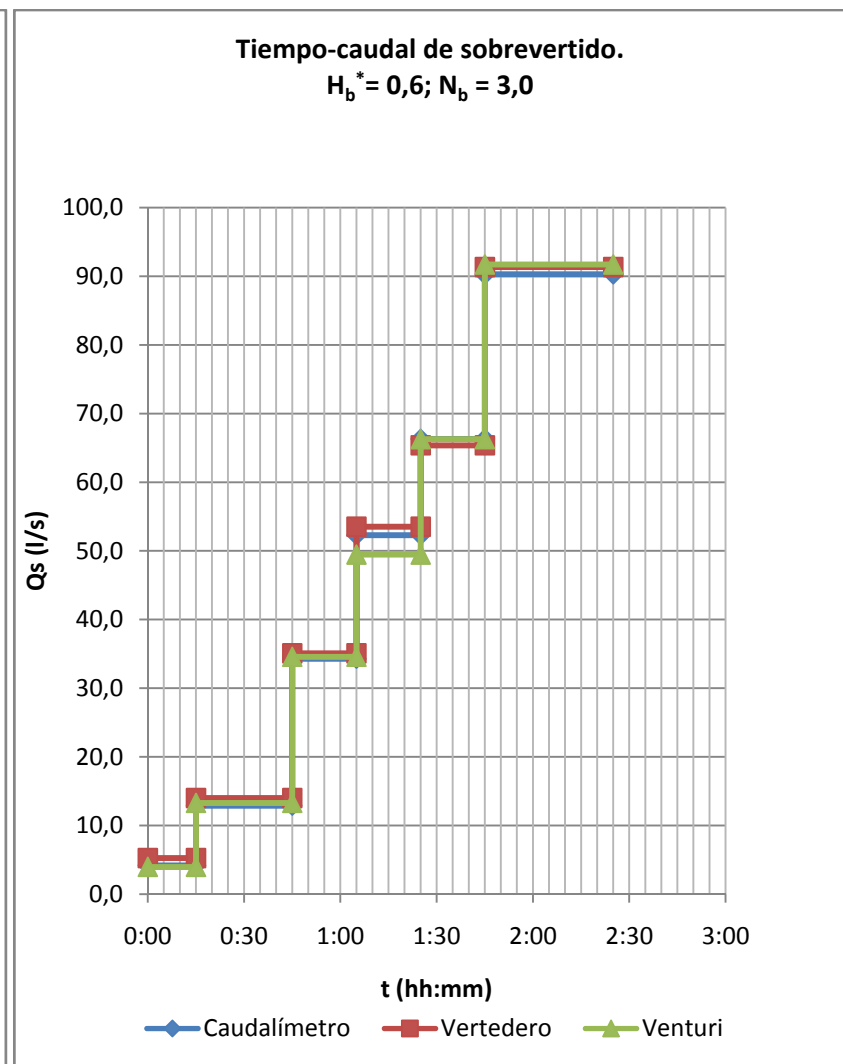
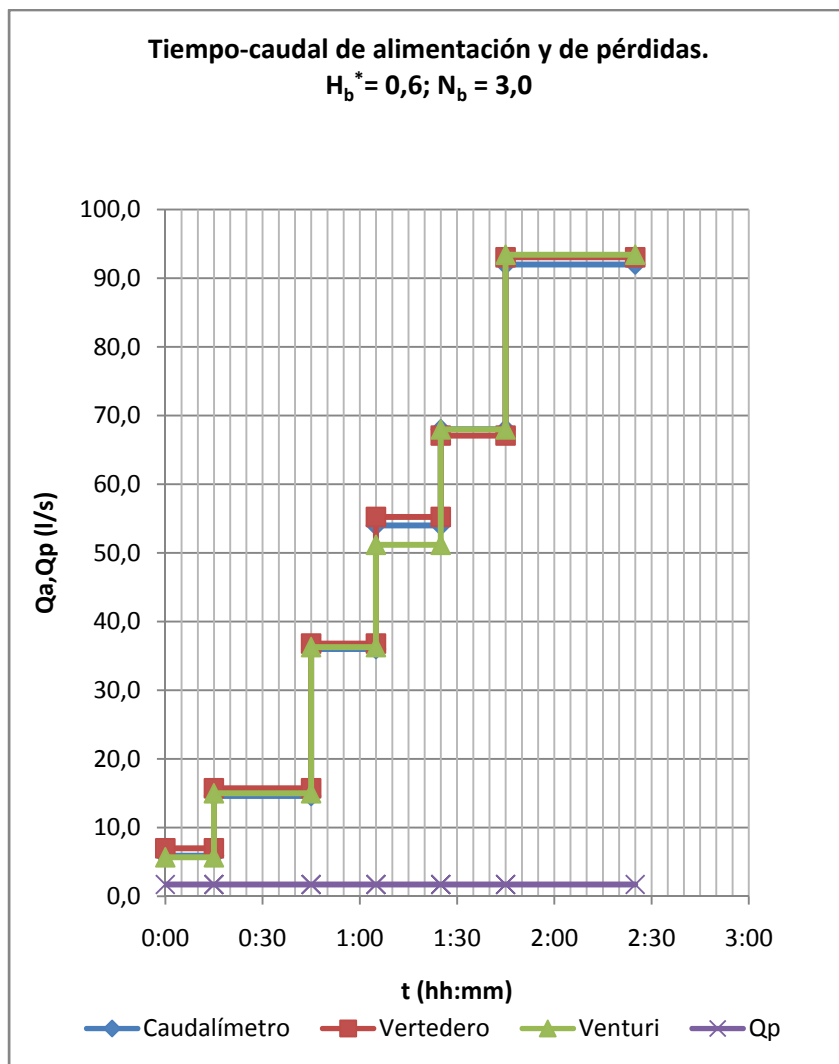
Fecha 15/7/2008

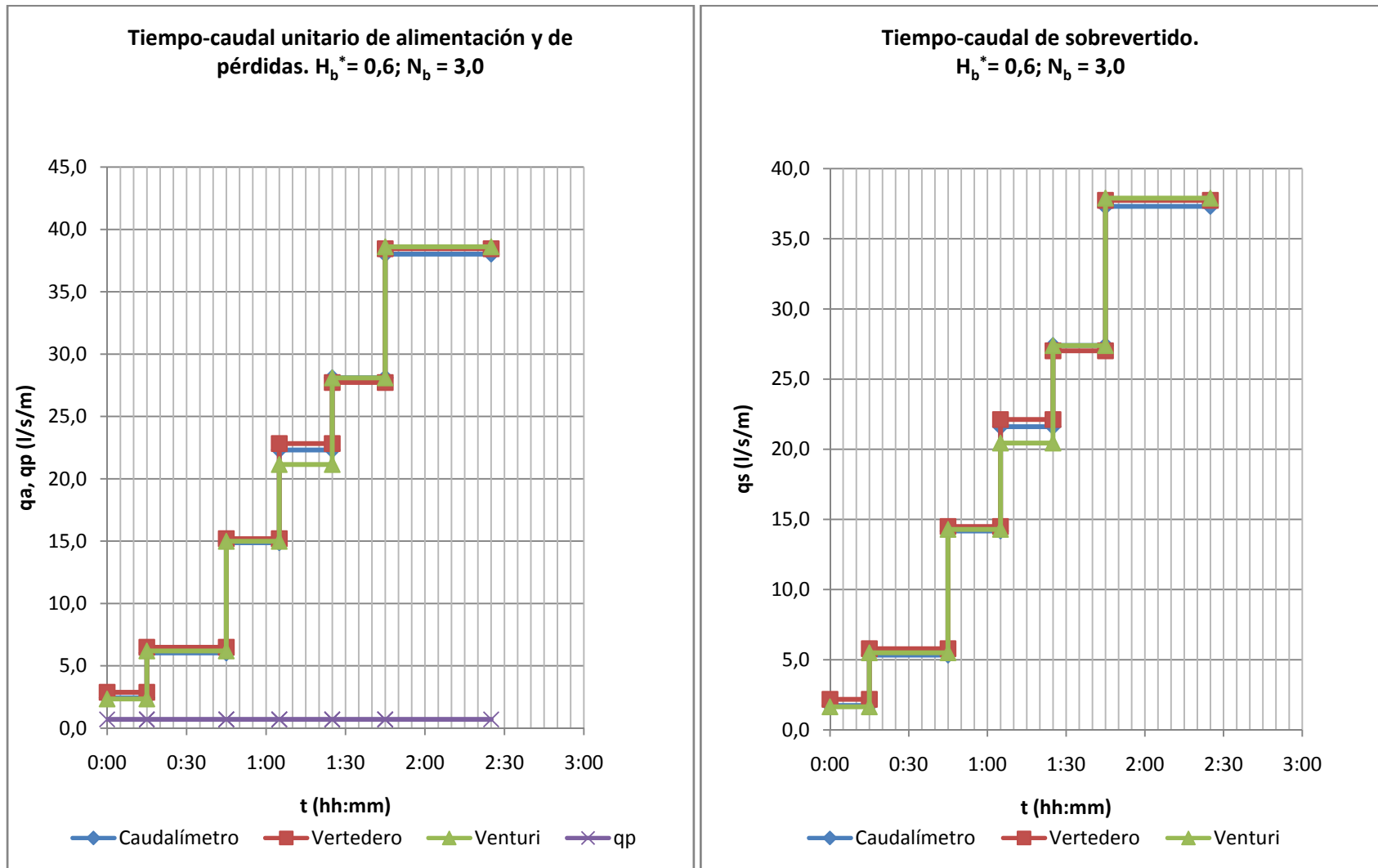
			Escalón 1	Escalón 2	Escalón 3	Escalón 4	Escalón 5	Escalón 6
Hora			10:35	10:50	11:20	11:40	12:00	12:20
Caudal								
Caudalímetro	l/s		5,9	14,6	36	54	68	92
Venturi	cm		0,5	3,5	20,5	40,8	72	136
Vertedero	423 mm		395	362	302	259	234	184
Niveles								
Aguas arriba H	230 mm		229	221	204	193	186	173
Aguas abajo h	647 mm		635	627	614	608	604	599
Línea de saturación xi								
zl1	cm		14,5	24	41,5	55	61	64
zl2	cm		13,4	22	39	49,3	55	62
zl3	cm		13	21,3	36,5	46	51,5	60
zls	cm		6,5	12	22,5	35	40,5	63
Piezómetros n°								
Fila 3	4 cm		5,5	8,5	9,7	10,5	10,5	10,4
Fila 4	4 cm		6,4	11,2	14,1	15,5	15,5	15,3
Fila 5	3 cm		8	14,1	17	17,9	20,5	21,4
Fila 6	4 cm		9	16,9	24,4	28	24,4	24,8
Fila 7	3 cm		9,7	16,7	27,6	33	35	37,3
Fila 8	5 cm		11,4	19,6	33,9	42,2	46,5	52,2
Fila 9	7 cm		12,9	22,6	38,6	48,9	54,3	62,6
Fila 10	4 cm		13,9	23,7	42	53,4	59,5	68,8
Tipo de fallo								
			0	1	1	1	1	1
Foto								
			x	x	x	x	x	x
Video								
			x	x	x	x	x	x
Observaciones								
Ceros de los niveles: Ho1=230; ho=647; Hv=440 Caudal filtrado Hv=423			Arrastre piedras aisladas	Arrastre piedras aisladas	Arrastre piedras del pie	Arrastres de piedras mayores	Arrastre de piedras mayores. Saturación casi completa del espaldón.	

PRESA. $M=1,5$. $N=1,5$. $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$		
Superficie		
$S =$	1,70	m ²
Coord. del centro de gravedad		
Absolutas		
$X_g =$	2,65	m
$Z_g =$	0,35	m
Relativas (ejes por el pie de agua arriba)		
$x_g =$	1,60	m
$z_g =$	0,35	m
Longitud de la base del cimiento		
$L =$	3,20	m
Coord. del punto medio de la base del cimiento		
Absolutas		
$X_m =$	2,65	m
$Z_m =$	0,00	m
Relativas (ejes por el pie de agua arriba)		
$x_m =$	1,60	m
$z_m =$	0,00	m
PROTECCIÓN. $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$		
$S_b =$	0,39	m ²
$S_b/S =$	0,23	

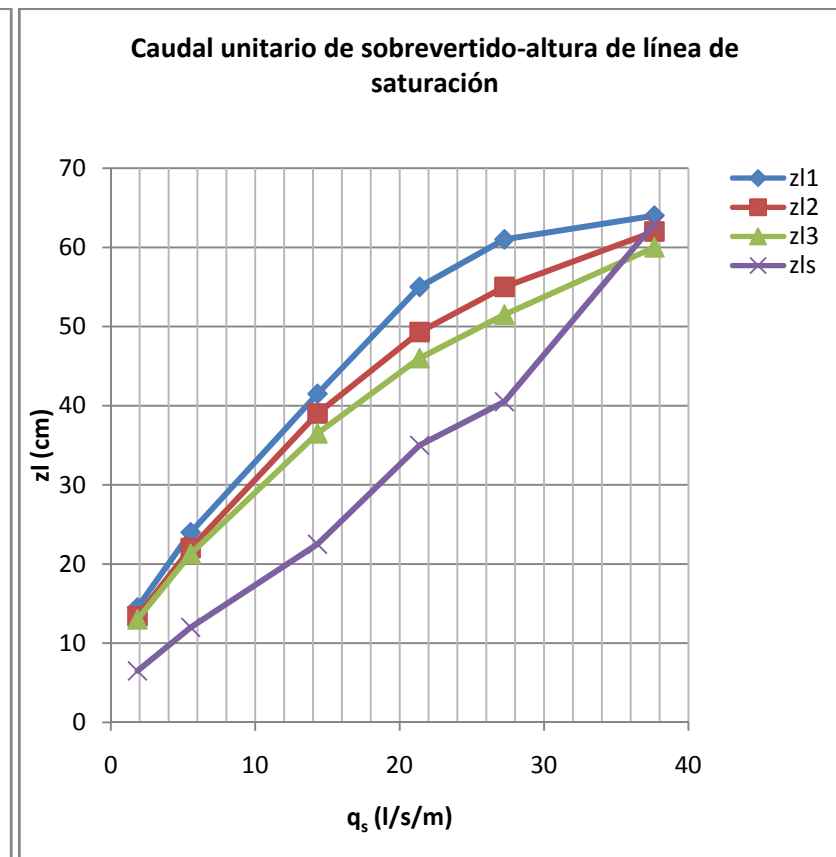
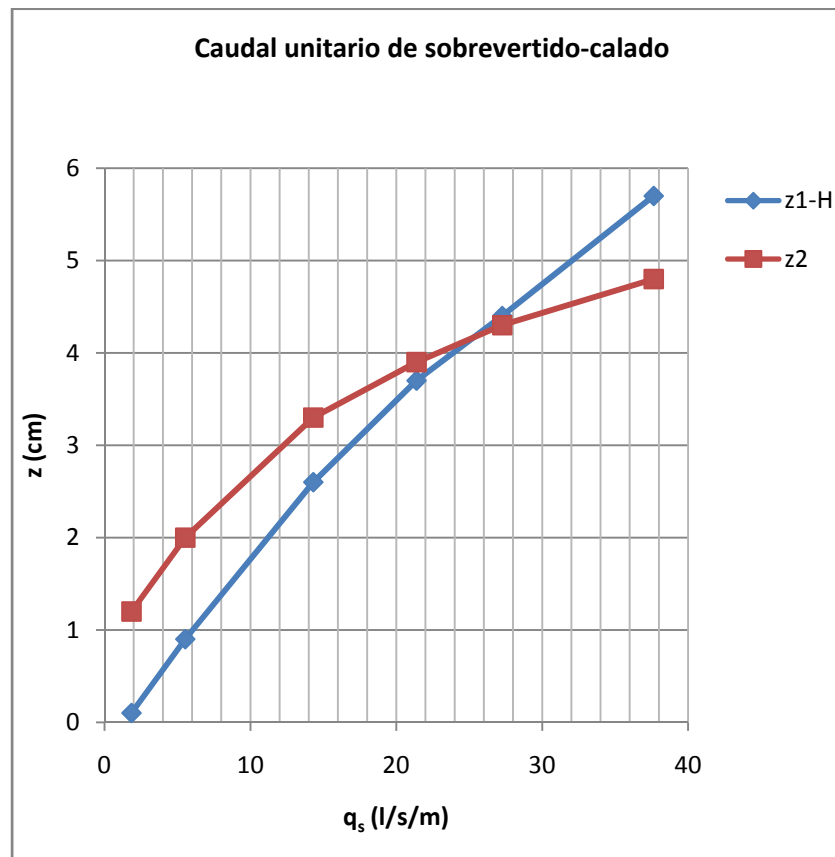


Caudales. $H_b^+ = 0,6$; $N_b = 3,0$													
		10:35	10:50	10:50	11:20	11:20	11:40	11:40	12:00	12:00	12:20	12:20	13:00
		0:00	0:15	0:15	0:45	0:45	1:05	1:05	1:25	1:25	1:45	1:45	2:25
Qa	Caudalímetro	5,9	5,9	14,6	14,6	36,0	36,0	54,0	54,0	68,0	68,0	92,0	92,0
	Venturi	5,7	5,7	15,0	15,0	36,3	36,3	51,2	51,2	68,0	68,0	93,4	93,4
	Vertedero	7,0	7,0	15,7	15,7	36,8	36,8	55,2	55,2	67,1	67,1	93,0	93,0
Qp	Filtración	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7
Qs	Caudalímetro	4,2	4,2	12,9	12,9	34,3	34,3	52,3	52,3	66,3	66,3	90,3	90,3
	Venturi	4,0	4,0	13,3	13,3	34,6	34,6	49,5	49,5	66,3	66,3	91,7	91,7
	Vertedero	5,3	5,3	14,0	14,0	35,1	35,1	53,5	53,5	65,4	65,4	91,3	91,3
qa	Caudalímetro	2,4	2,4	6,0	6,0	14,9	14,9	22,3	22,3	28,1	28,1	38,0	38,0
	Venturi	2,3	2,3	6,2	6,2	15,0	15,0	21,1	21,1	28,1	28,1	38,6	38,6
	Vertedero	2,9	2,9	6,5	6,5	15,2	15,2	22,8	22,8	27,7	27,7	38,4	38,4
qp	Filtración	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
qs	Caudalímetro	1,7	1,7	5,3	5,3	14,2	14,2	21,6	21,6	27,4	27,4	37,3	37,3
	Venturi	1,6	1,6	5,5	5,5	14,3	14,3	20,4	20,4	27,4	27,4	37,9	37,9
	Vertedero	2,2	2,2	5,8	5,8	14,5	14,5	22,1	22,1	27,0	27,0	37,7	37,7
promedio qs		1,85	1,85	5,54	5,54	14,32	14,32	21,39	21,39	27,27	27,27	37,65	37,65
desv t qs		0,29	0,29	0,23	0,23	0,16	0,16	0,86	0,86	0,22	0,22	0,30	0,30

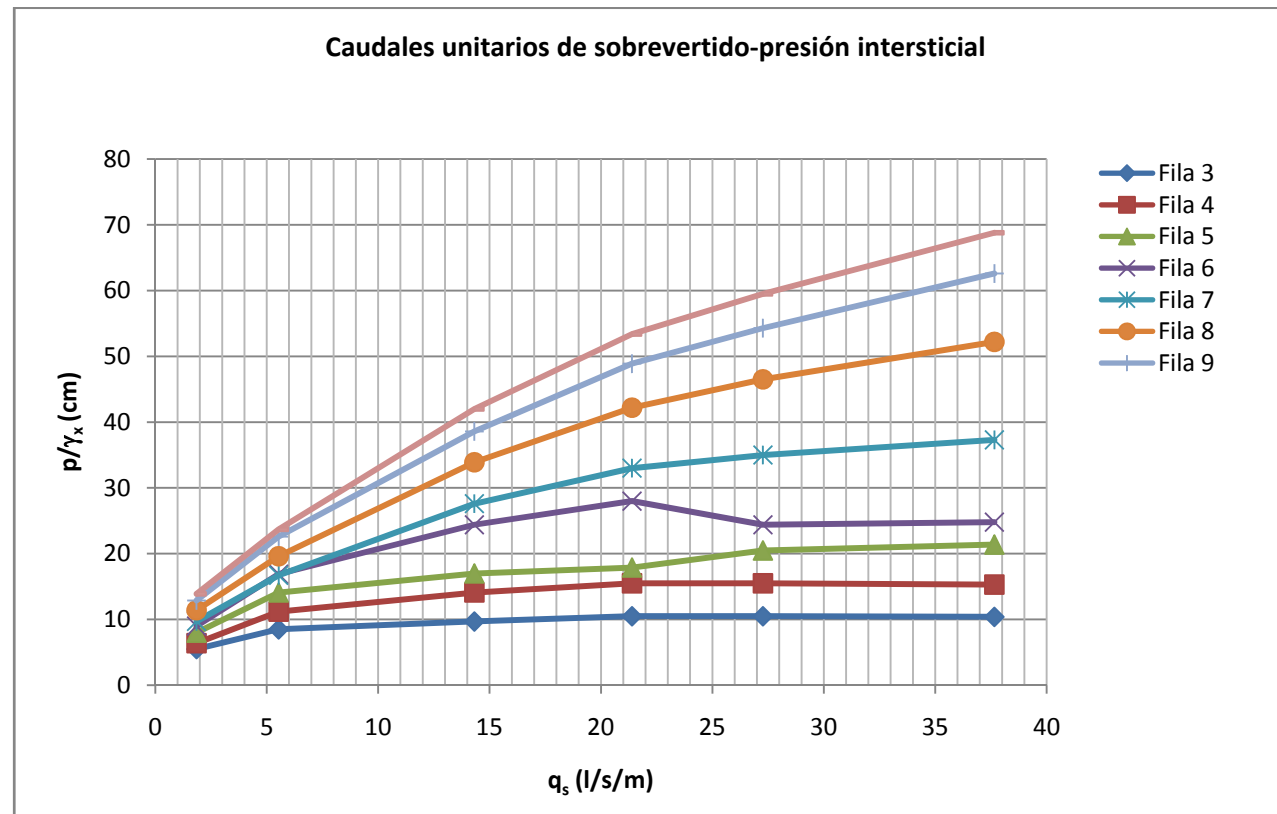




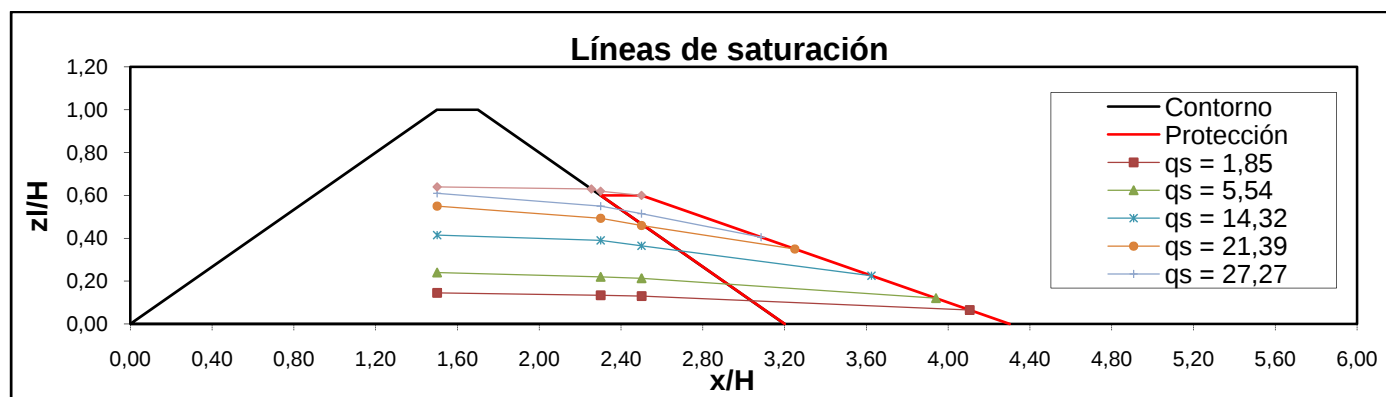
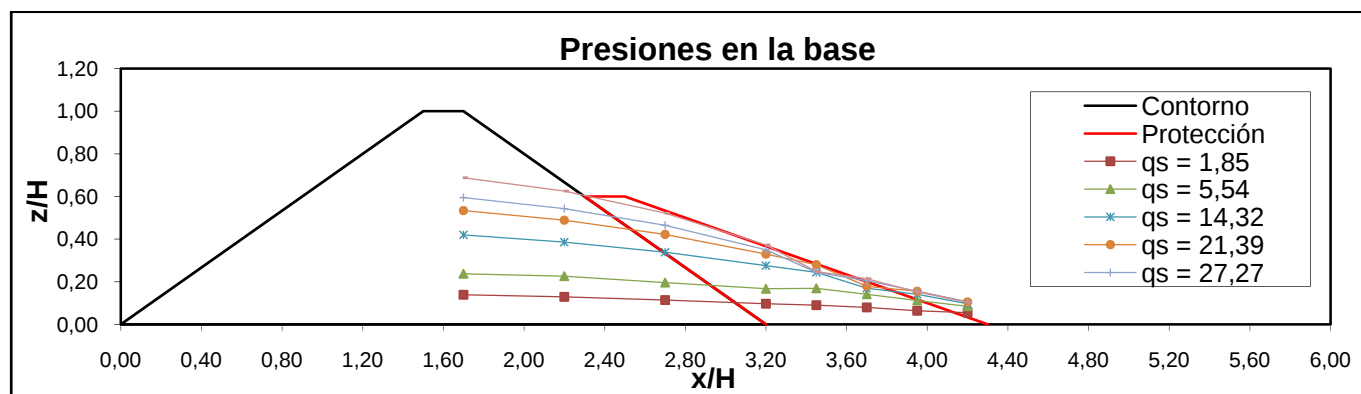
Caudales unitarios-Calados. Caudales unitarios-Alturas línea saturación. $H_b = 0,6$; $N_b = 3,0$						
promedio q_s	1,85	5,54	14,32	21,39	27,27	37,65
z1-H	0,1	0,9	2,6	3,7	4,4	5,7
z2	1,2	2,0	3,3	3,9	4,3	4,8
zl1	14,5	24,0	41,5	55,0	61,0	64,0
zl2	13,4	22,0	39,0	49,3	55,0	62,0
zl3	13,0	21,3	36,5	46,0	51,5	60,0
zls	6,5	12,0	22,5	35,0	40,5	63,0



Caudales unitarios- p/γ_w (cm). $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$						
promedio q_s	1,85	5,54	14,32	21,39	27,27	37,65
Fila 3	5,5	8,5	9,7	10,5	10,5	10,4
Fila 4	6,4	11,2	14,1	15,5	15,5	15,3
Fila 5	8,0	14,1	17,0	17,9	20,5	21,4
Fila 6	9,0	16,9	24,4	28,0	24,4	24,8
Fila 7	9,7	16,7	27,6	33,0	35,0	37,3
Fila 8	11,4	19,6	33,9	42,2	46,5	52,2
Fila 9	12,9	22,6	38,6	48,9	54,3	62,6
Fila 10	13,9	23,7	42,0	53,4	59,5	68,8



Distribución de presiones en la base. $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$								
	X	x/H	qs = 1,85	qs = 5,54	qs = 14,32	qs = 21,39	qs = 27,27	qs = 37,65
Fila 3	5,25	4,20	0,055	0,085	0,097	0,105	0,105	0,104
Fila 4	5,00	3,95	0,064	0,112	0,141	0,155	0,155	0,153
Fila 5	4,75	3,70	0,080	0,141	0,170	0,179	0,205	0,214
Fila 6	4,50	3,45	0,090	0,169	0,244	0,280	0,244	0,248
Fila 7	4,25	3,20	0,097	0,167	0,276	0,330	0,350	0,373
Fila 8	3,75	2,70	0,114	0,196	0,339	0,422	0,465	0,522
Fila 9	3,25	2,20	0,129	0,226	0,386	0,489	0,543	0,626
Fila 10	2,75	1,70	0,139	0,237	0,420	0,534	0,595	0,688



Nivel de fallo. $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$													
promedio q_s	0	1,85	1,85	5,54	5,54	14,32	14,32	21,39	21,39	27,27	27,27	37,65	37,65
Fallo	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Hd	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Hd/H	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

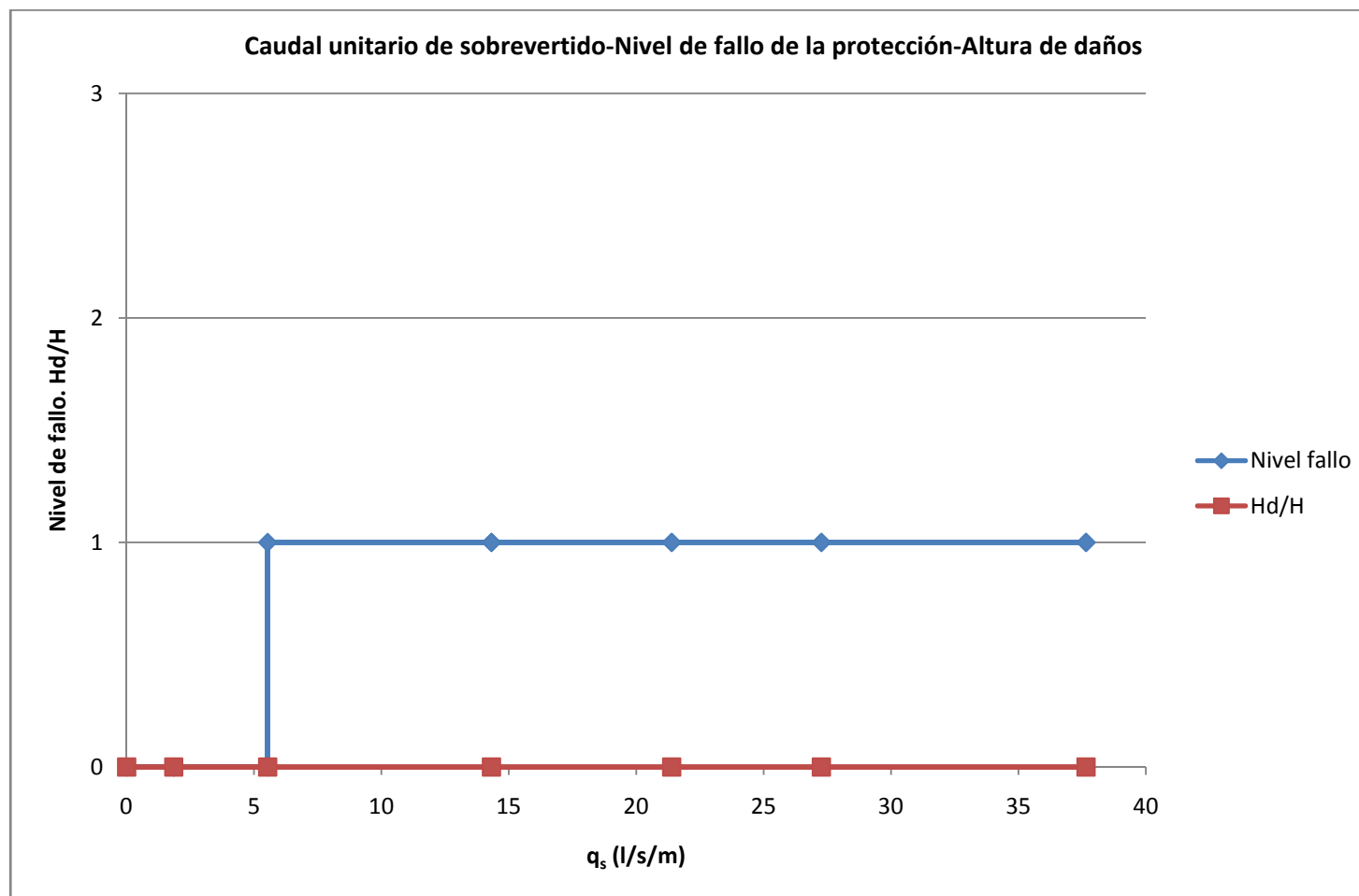




Foto 33. Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$. $q_s = 5,54$ l/s/m



Foto 34. Caso $H_b^*=0,6$; $N_b=3,0$. $q_s= 14,32$ l/s/m



Foto 35. Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$. $q_s = 21,39$ l/s/m



Foto 36. Caso $H_b^*=0,6$; $N_b=3,0$. $q_s= 27,27$ l/s/m

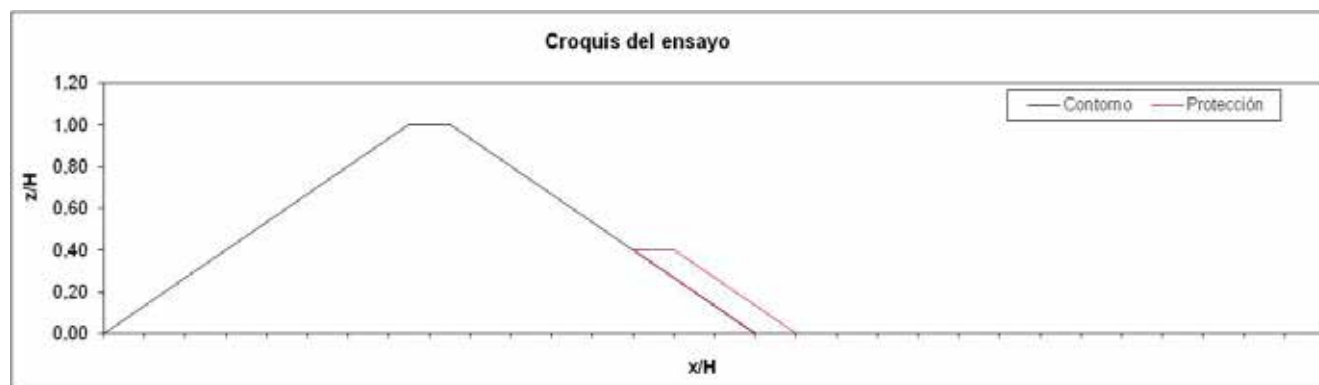


Foto 37. Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$. $q_s = 37,65$ l/s/m. Estado final de la protección

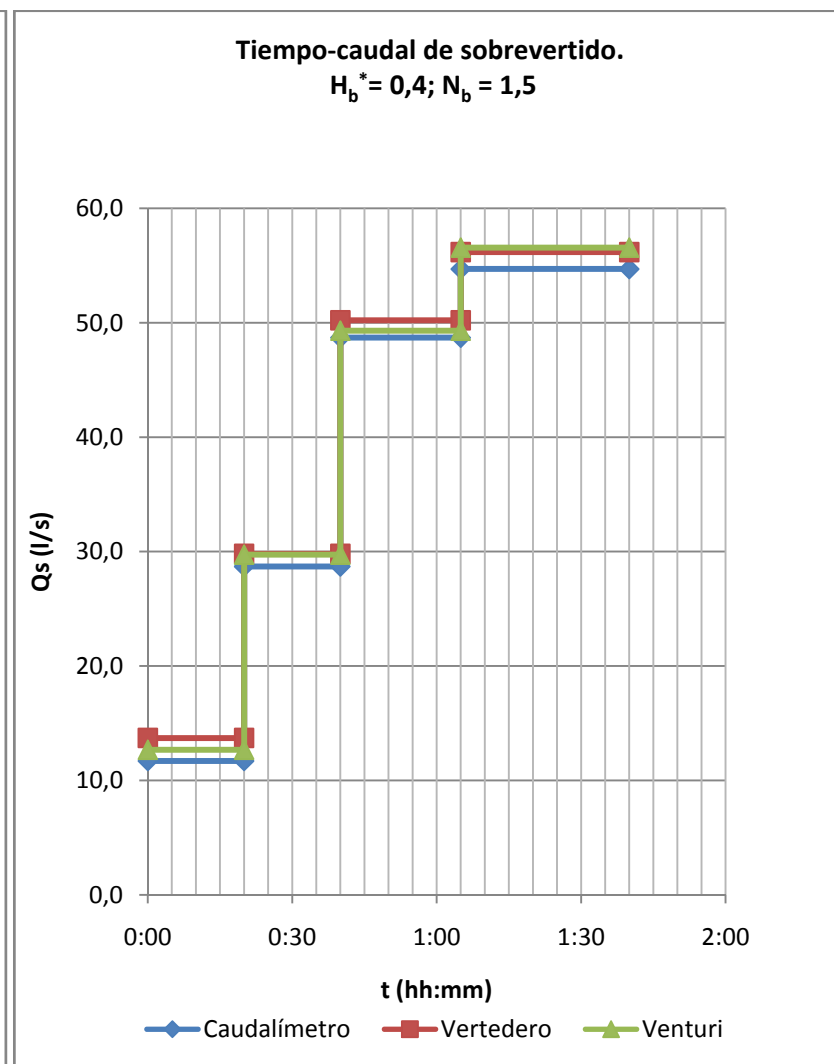
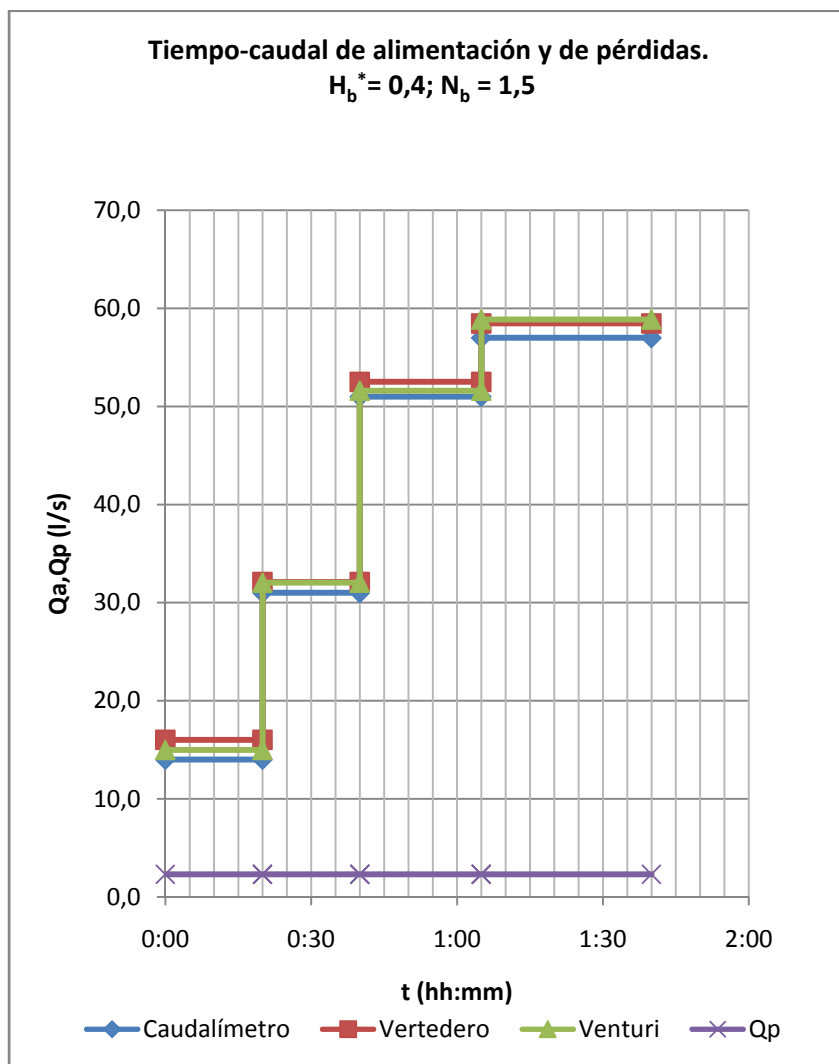
Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 1,5$

Caso		$H_b^* = 0,4; N_b = 1,5$		Fecha		18/07/2008							
		Escalón 1		Escalón 2		Escalón 3		Escalón 4		Escalón 5		Escalón 6	
Hora		9:05		9:25		9:45		10:10					
Caudal													
Caudalímetro	l/s	14		31		51		57					
Venturi	cm	3,5		16		41,5		54					
Vertedero	419 mm	361		314		265		252					
Niveles													
Aguas arriba H	230 mm	220		208		195		192					
Aguas abajo h	645 mm	631		621		612		608					
Línea de saturación xi													
zl1	cm	24,5		38		50,5		53					
zl2	cm	19		28,5		35,5		37					
zl3	cm	17,5		25,5		32		32					
zls	cm	10,5		18		25,5		23,5					
Piezómetros nº													
Fila 6	4 cm												
Fila 7	3 cm	9		11		12,5		14,5					
Fila 8	5 cm	16,8		25,5		32		32,5					
Fila 9	7 cm	20,1		31,8		42		43,6					
Fila 10	4 cm	22,3		35,6		47,5		49,5					
Tipo de fallo													
		0		1		2		3					
Foto													
		x		x		x		x					
Video													
		x		x		x		x					
Observaciones													
		Ceros de los niveles: Ho1=230; ho=645; Hv=440. Caudal filtrado Hv=419. Sin movimiento de piedras		Pequeño delizamiento en el pie Hd=8-10 cm		Deslizamiento. Hd =40 cm en zona de cajero izquierdo y Hd=25 cm en el resto.		Rotura completa de la protección por el cajero izquierdo.					

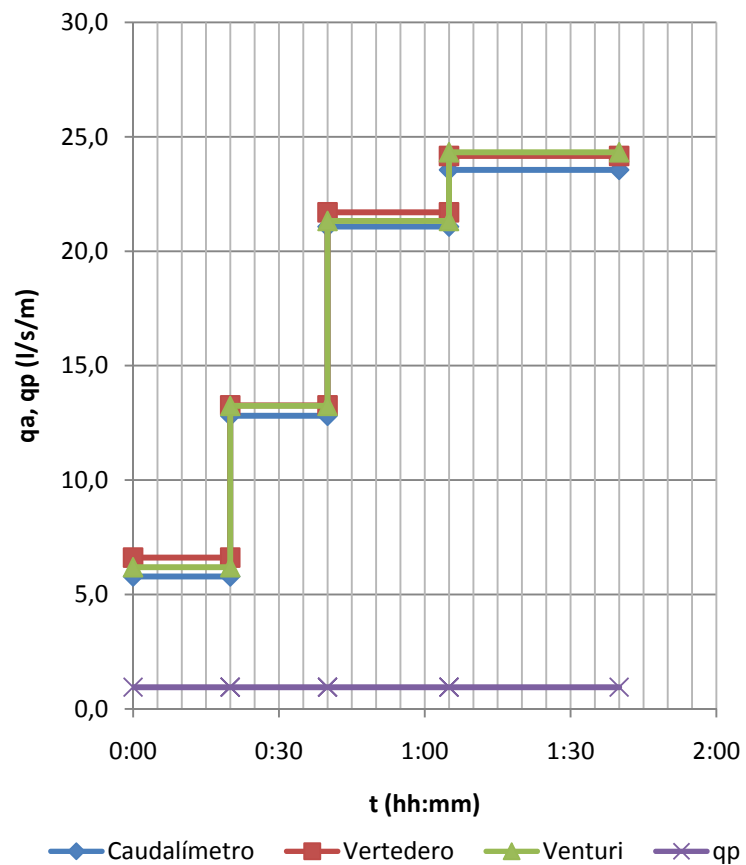
PRESA. $M=1,5$. $N=1,5$. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 1,5$	
Superficie	
$S =$	1,70 m ²
Coord. del centro de gravedad	
Absolutas	
$Xg =$	2,65 m
$Zg =$	0,35 m
Relativas (ejes por el pie de agua arriba)	
$xg =$	1,60 m
$zg =$	0,35 m
Longitud de la base del cimiento	
$L =$	3,20 m
Coord. del punto medio de la base del cimiento	
Absolutas	
$Xm =$	2,65 m
$Zm =$	0,00 m
Relativas (ejes por el pie de agua arriba)	
$xm =$	1,60 m
$zm =$	0,00 m
PROTECCIÓN. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 1,5$	
$Sb =$	0,08 m ²
$Sb/S =$	0,05



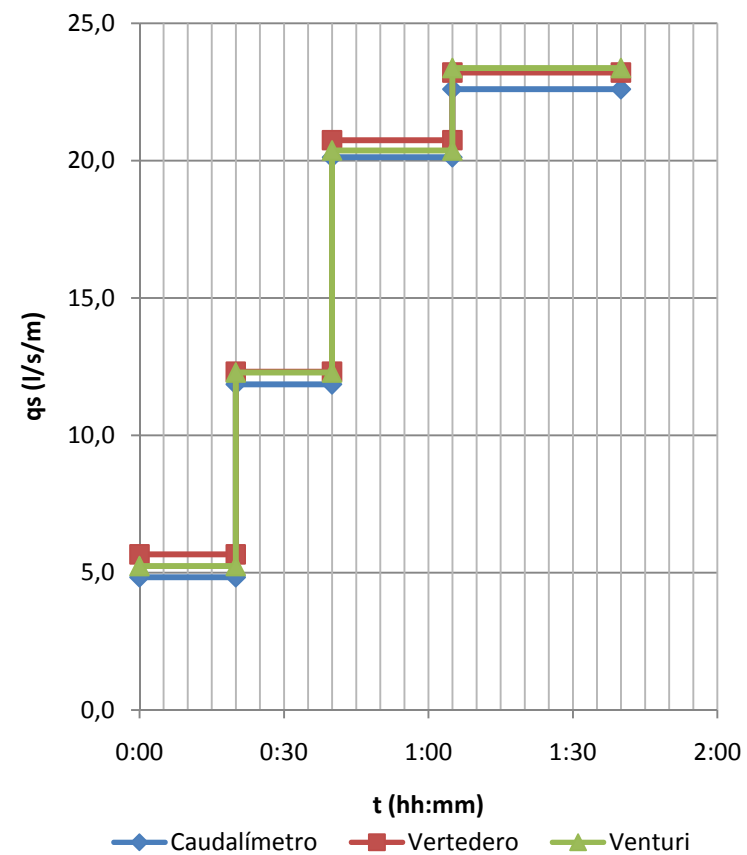
Caudales. H _b = 0,4; N _b = 1,5									
		9:05	9:25	9:25	9:45	9:45	10:10	10:10	10:45
		0:00	0:20	0:20	0:40	0:40	1:05	1:05	1:40
Qa	Caudalímetro	14,0	14,0	31,0	31,0	51,0	51,0	57,0	57,0
	Venturi	15,0	15,0	32,0	32,0	51,6	51,6	58,9	58,9
	Vertedero	16,0	16,0	32,1	32,1	52,5	52,5	58,5	58,5
Qp	Filtración	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3
Qs	Caudalímetro	11,7	11,7	28,7	28,7	48,7	48,7	54,7	54,7
	Venturi	12,7	12,7	29,7	29,7	49,3	49,3	56,6	56,6
	Vertedero	13,7	13,7	29,8	29,8	50,2	50,2	56,2	56,2
qa	Caudalímetro	5,8	5,8	12,8	12,8	21,1	21,1	23,6	23,6
	Venturi	6,2	6,2	13,2	13,2	21,3	21,3	24,3	24,3
	Vertedero	6,6	6,6	13,3	13,3	21,7	21,7	24,2	24,2
qp	Filtración	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
qs	Caudalímetro	4,8	4,8	11,9	11,9	20,1	20,1	22,6	22,6
	Venturi	5,2	5,2	12,3	12,3	20,4	20,4	23,4	23,4
	Vertedero	5,7	5,7	12,3	12,3	20,7	20,7	23,2	23,2
promedio qs		5,25	5,25	12,15	12,15	20,41	20,41	23,06	23,06
desv t qs		0,42	0,42	0,26	0,26	0,31	0,31	0,41	0,41



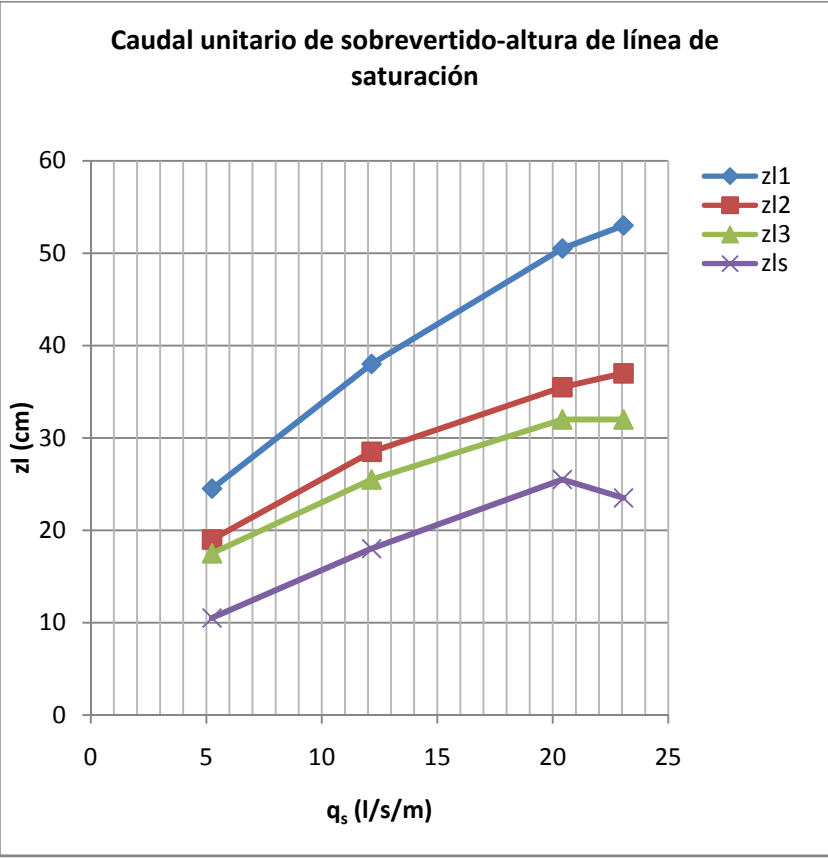
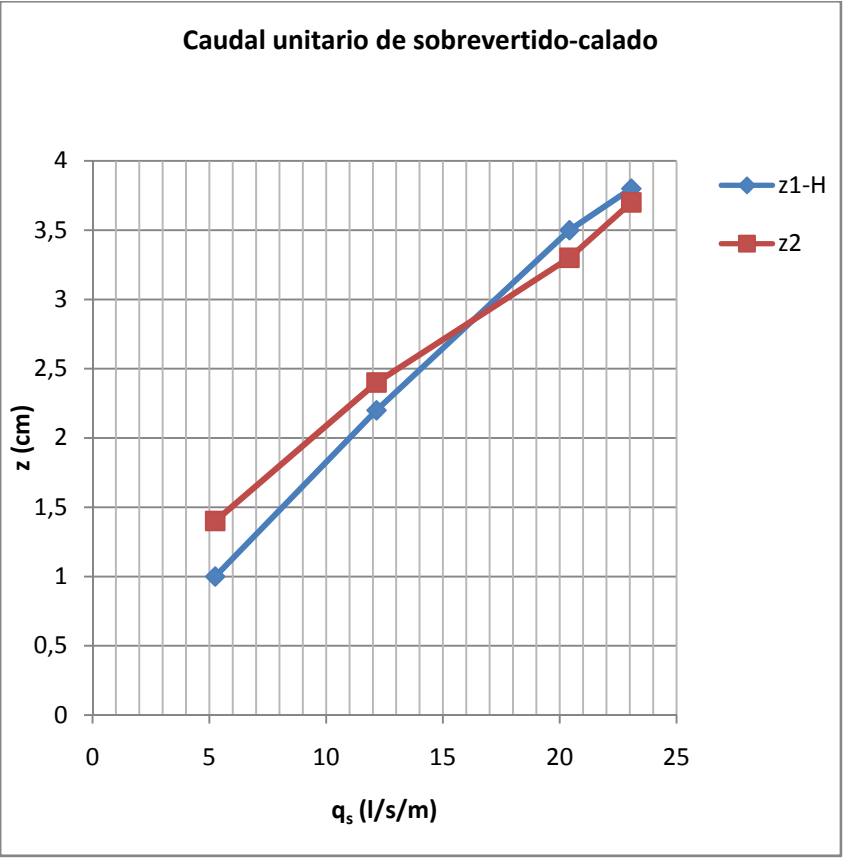
Tiempo-caudal unitario de alimentación y de pérdidas. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 1,5$



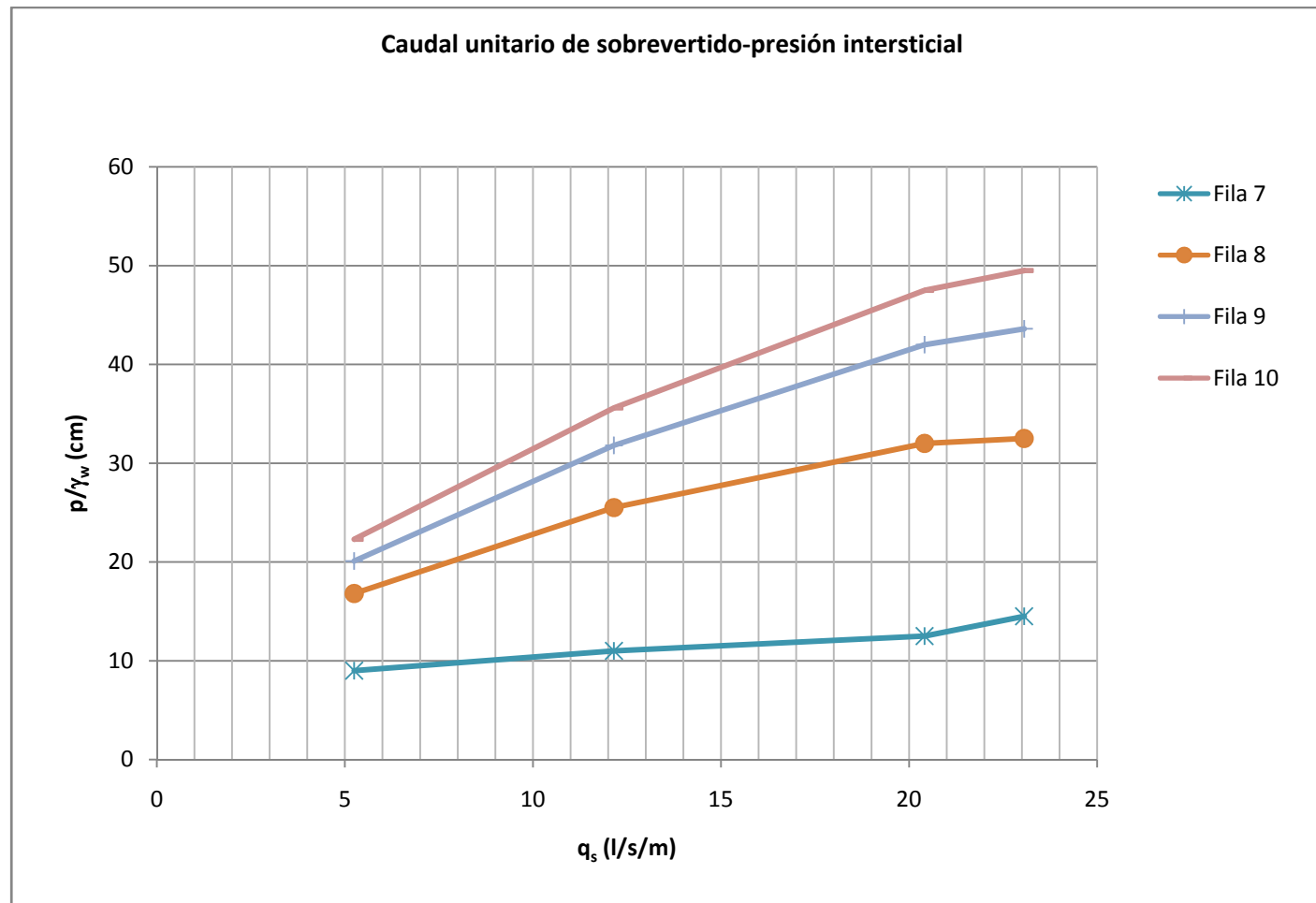
Tiempo-caudal unitario de sobrevuerto. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 1,5$



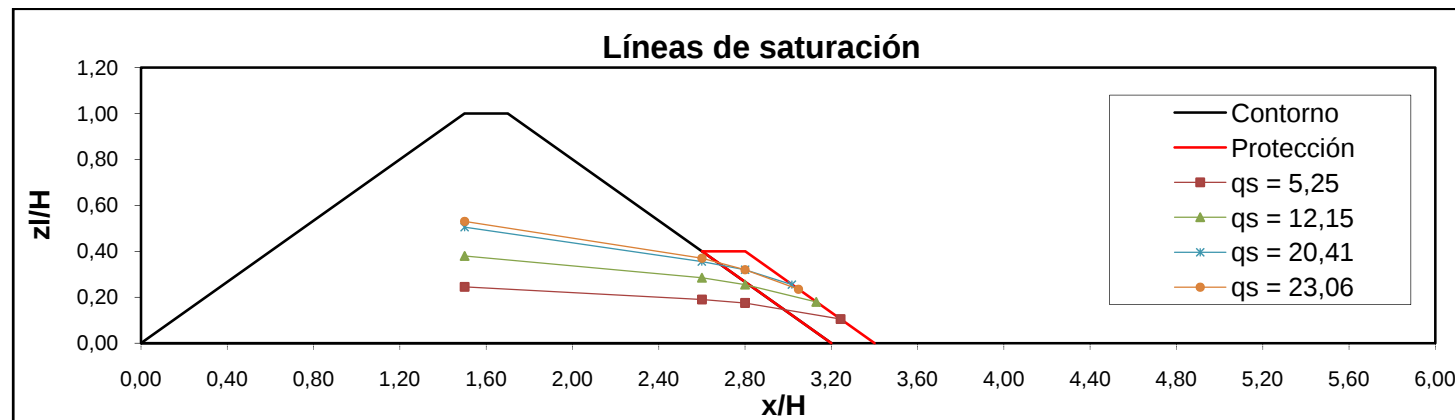
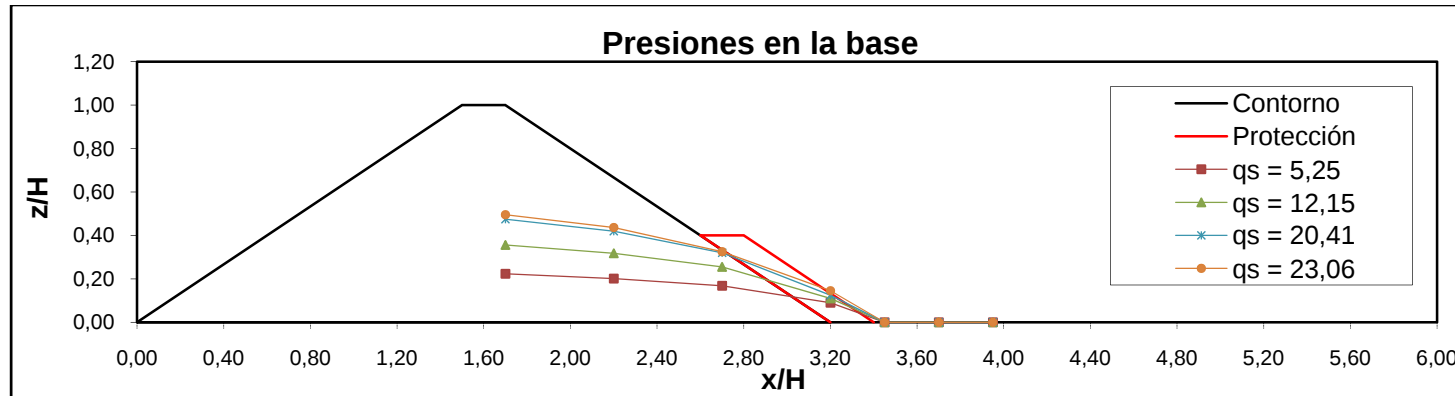
Caudales unitarios-Calados. Caudales unitarios-Alturas línea saturación. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 1,5$				
promedio q_s	5,25	12,15	20,41	23,06
z1-H	1,0	2,2	3,5	3,8
z2	1,4	2,4	3,3	3,7
zl1	24,5	38,0	50,5	53,0
zl2	19,0	28,5	35,5	37,0
zl3	17,5	25,5	32,0	32,0
zls	10,5	18,0	25,5	23,5



Caudales unitarios- p/γ_w (cm). $H_b^* = 0,4$; $N_b = 1,5$				
promedio q_s	5,25	12,15	20,41	23,06
Fila 7	9,0	11,0	12,5	14,5
Fila 8	16,8	25,5	32,0	32,5
Fila 9	20,1	31,8	42,0	43,6
Fila 10	22,3	35,6	47,5	49,5



Distribución de presiones en la base. $H_b = 0,4$; $N_b = 1,5$						
	X	x/H	qs = 5,25	qs = 12,15	qs = 20,41	qs = 23,06
Fila 3	5,25	4,20				
Fila 4	5,00	3,95				
Fila 5	4,75	3,70				
Fila 6	4,50	3,45				
Fila 7	4,25	3,20	0,090	0,110	0,125	0,145
Fila 8	3,75	2,70	0,168	0,255	0,320	0,325
Fila 9	3,25	2,20	0,201	0,318	0,420	0,436
Fila 10	2,75	1,70	0,223	0,356	0,475	0,495



Nivel de fallo. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 1,5$								
promedio qs	0,00	5,25	5,25	12,15	12,15	20,41	20,41	23,06
Fallo	0	0	0	0	1	1	2	3
Hd	0	0	0	0	10	10	40	40
Hd/H	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,4	0,4

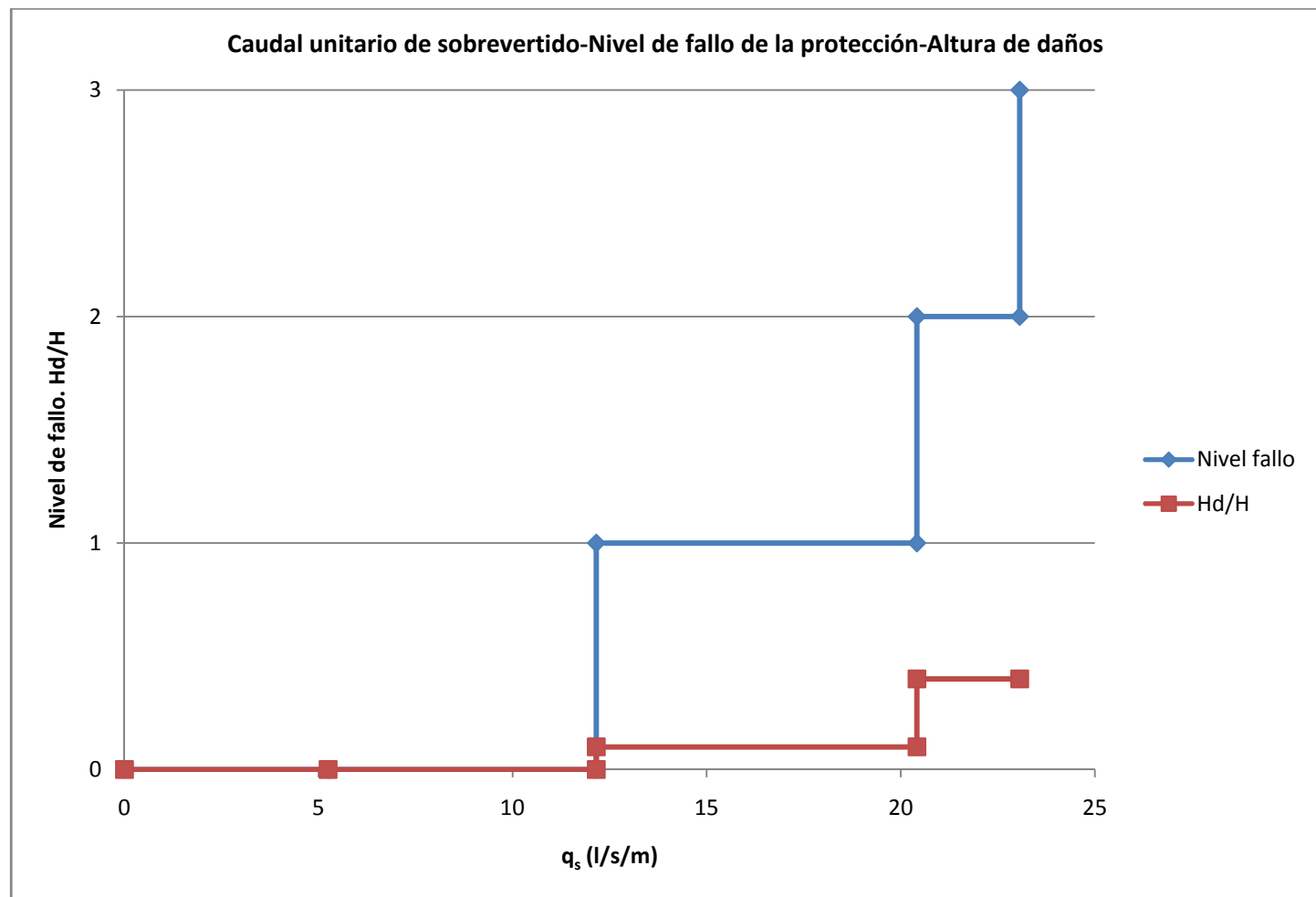




Foto 38. Caso $H_b^*=0,4$; $N_b=1,5$. $q_s= 5,25$ l/s/m.



Foto 39. Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 1,5$. $q_s = 12,15$ l/s/m.



Foto 40. Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 1,5$. $q_s = 20,41$ l/s/m.



Foto 41. Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 1,5$. $q_s = 23,06$ l/s/m.

Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 2,2$

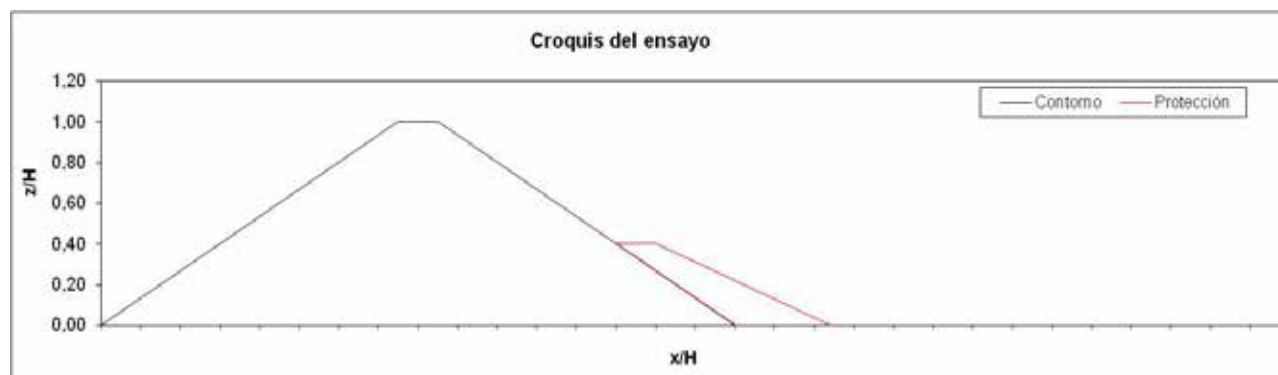
Caso . $H_b^* = 0,4$; $N_b = 2,2$

Fecha

17/07/2008

			Escalón 1	Escalón 2	Escalón 3	Escalón 4	Escalón 5	Escalón 6
Hora			15:20	15:50	16:15	16:45	17:10	17:30
Caudal								
Caudalímetro	l/s		17	31	47	60	78	92
Venturi	cm		4,5	16	39	60	97	
Vertedero	422 mm		356	313	272	246	212	
Niveles								
Aguas arriba H	230 mm		220	207	197	190	181	
Aguas abajo h	644 mm		623	614	606	604	596	
Línea de saturación xi								
zl1	cm		27	40	51	57	63	
zl2	cm		22	31	39	43	44,5	
zl3	cm		20,5	28,5	34,5	37	38,5	
zls	cm		12,5	22	33,5	44	49	
Piezómetros n°								
Fila 5	3 cm		4,2	4,1	5,7	6,8	10	
Fila 6	4 cm		10,4	12,3	12,7	12,7	13	
Fila 7	3 cm		15,3	20,6	23,6	24,8	24	
Fila 8	5 cm		19,7	28,7	35,8	38,6	40,2	
Fila 9	7 cm		22,9	33,8	43,5	47,9	51,8	
Fila 10	4 cm		25,1	37,3	48,1	53,7	59,2	
Tipo de fallo								
			0	1	1	2	2	3
Foto								
			x	x	x	x	x	x
Video								
			x	x	x	x	x	x
Observaciones								
			Ceros de los niveles: Ho1=230; ho=644; Hv=440. Caudal filtrado Hv=422. Movimiento de piedras pequeñas del pie	Recolocación y arrastre de piedras en el pie	Arrastre de piedras y depósito en el pie. Protección casi saturada	Saturación. Deslizamiento. Hd=20 cm	Progreso en dos canales. Deslizamiento casi hasta la berma de protección. Hd=35	Rotura de protección y parte de la presa.Hd=40 cm

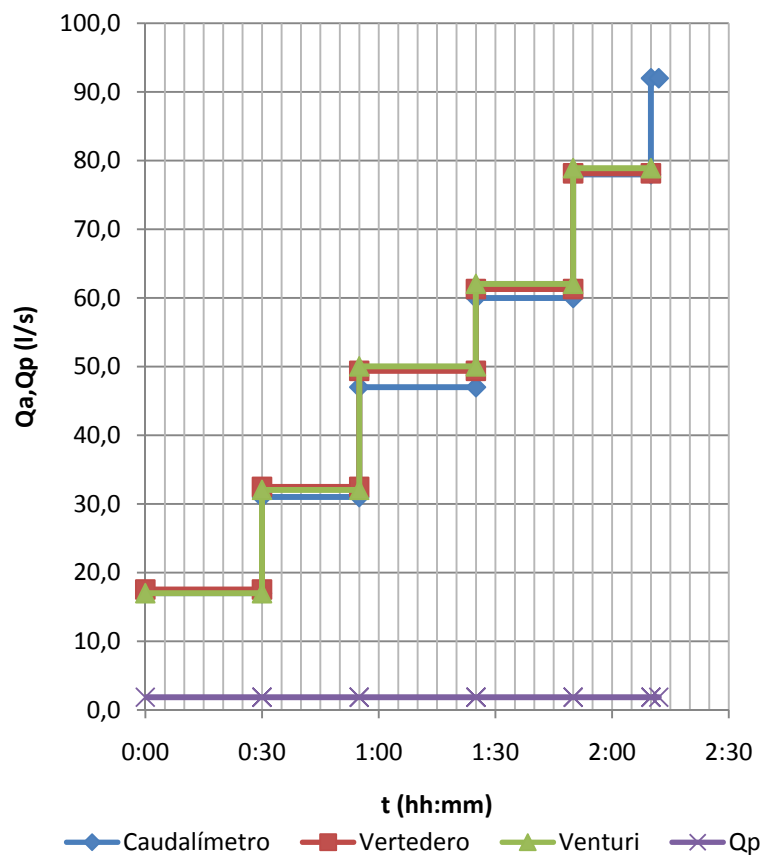
PRESA. $M=1,5$. $N=1,5$. $H_b^+ = 0,4$; $N_b = 2,2$	
Superficie	
$S =$	1,70 m ²
Coord. del centro de gravedad	
Absolutas	
$Xg =$	2,65 m
$Zg =$	0,35 m
Relativas (ejes por el pie de agua arriba)	
$xg =$	1,60 m
$zg =$	0,35 m
Longitud de la base del cimient	
$L =$	3,20 m
Coord. del punto medio de la base del cimient	
Absolutas	
$Xm =$	2,65 m
$Zm =$	0,00 m
Relativas (ejes por el pie de agua arriba)	
$xm =$	1,60 m
$zm =$	0,00 m
PROTECCIÓN. $H_b^+ = 0,4$; $N_b = 2,2$	
$Sb =$	0,14 m ²
$Sb/S =$	0,08



Caudales. H _b = 0,4; N _b = 2,2													
		15:20	15:50	15:50	16:15	16:15	16:45	16:45	17:10	17:10	17:30	17:30	17:32
		0:00	0:30	0:30	0:55	0:55	1:25	1:25	1:50	1:50	2:10	2:10	2:12
Qa	Caudalímetro	17,0	17,0	31,0	31,0	47,0	47,0	60,0	60,0	78,0	78,0	92,0	92,0
	Venturi	17,0	17,0	32,0	32,0	50,0	50,0	62,0	62,0	78,9	78,9		
	Vertedero	17,5	17,5	32,5	32,5	49,4	49,4	61,3	61,3	78,1	78,1		
Qp	Filtración	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
Qs	Caudalímetro	15,2	15,2	29,2	29,2	45,2	45,2	58,2	58,2	76,2	76,2	90,2	90,2
	Venturi	15,1	15,1	30,2	30,2	48,2	48,2	60,2	60,2	77,0	77,0		
	Vertedero	15,7	15,7	30,6	30,6	47,5	47,5	59,4	59,4	76,3	76,3		
qa	Caudalímetro	7,0	7,0	12,8	12,8	19,4	19,4	24,8	24,8	32,2	32,2	38,0	38,0
	Venturi	7,0	7,0	13,2	13,2	20,7	20,7	25,6	25,6	32,6	32,6		
	Vertedero	7,2	7,2	13,4	13,4	20,4	20,4	25,3	25,3	32,3	32,3		
qp	Filtración	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
qs	Caudalímetro	6,3	6,3	12,0	12,0	18,7	18,7	24,0	24,0	31,5	31,5	37,3	37,3
	Venturi	6,3	6,3	12,5	12,5	19,9	19,9	24,9	24,9	31,8	31,8		
	Vertedero	6,5	6,5	12,7	12,7	19,6	19,6	24,6	24,6	31,5	31,5		
promedio qs		6,33	6,33	12,39	12,39	19,40	19,40	24,49	24,49	31,61	31,61	37,25	37,25
desv t qs		0,13	0,13	0,31	0,31	0,66	0,66	0,43	0,43	0,20	0,20	----	----

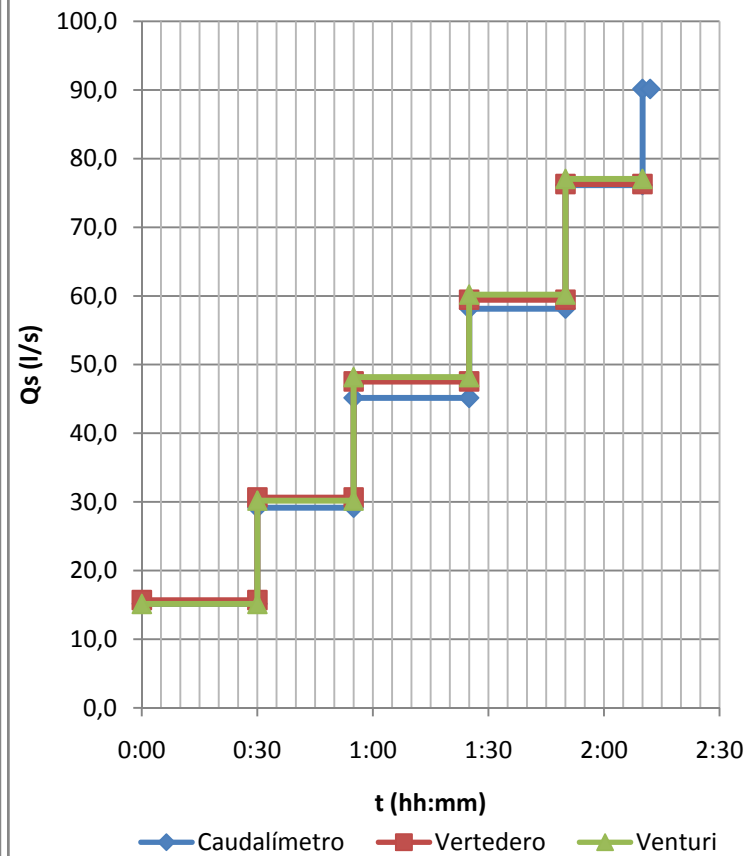
Tiempo-caudal de alimentación y de pérdidas.

$H_b^* = 0,4$; $N_b = 2,2$

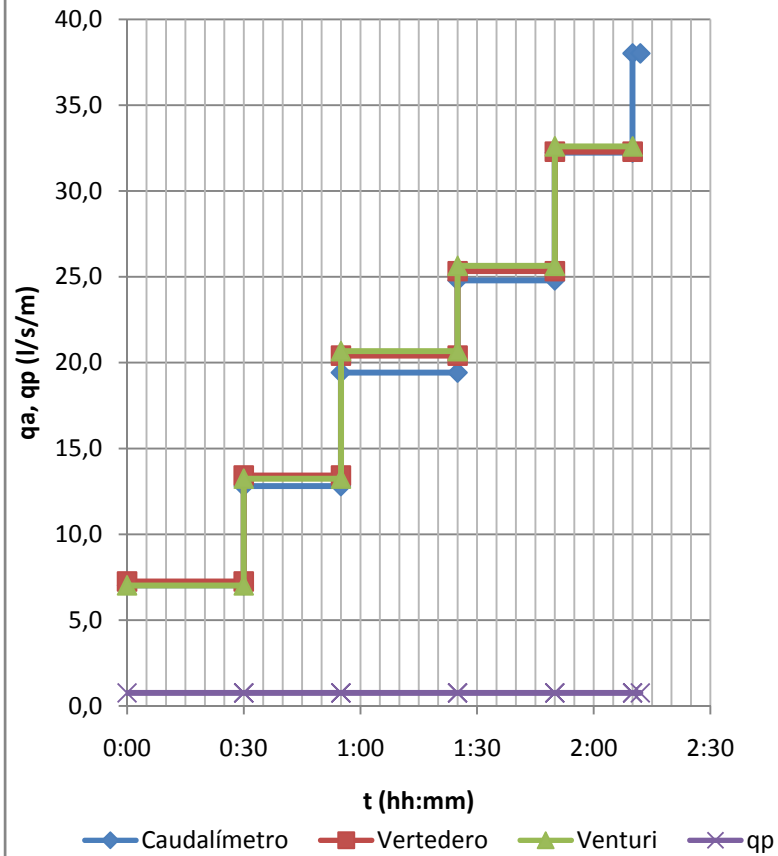


Tiempo-caudal de sobrevuerto.

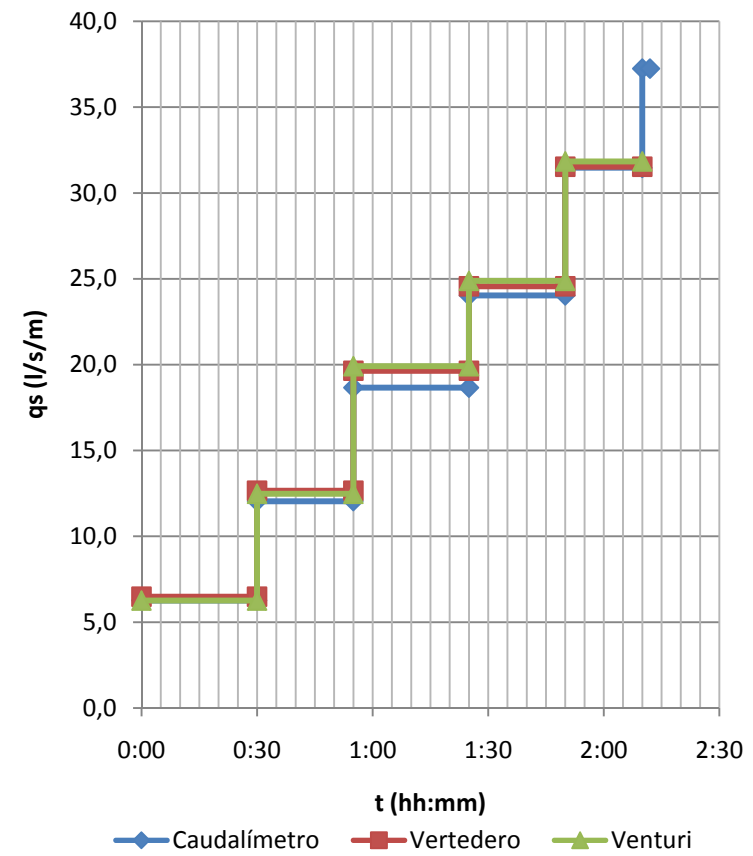
$H_b^* = 0,4$; $N_b = 2,2$



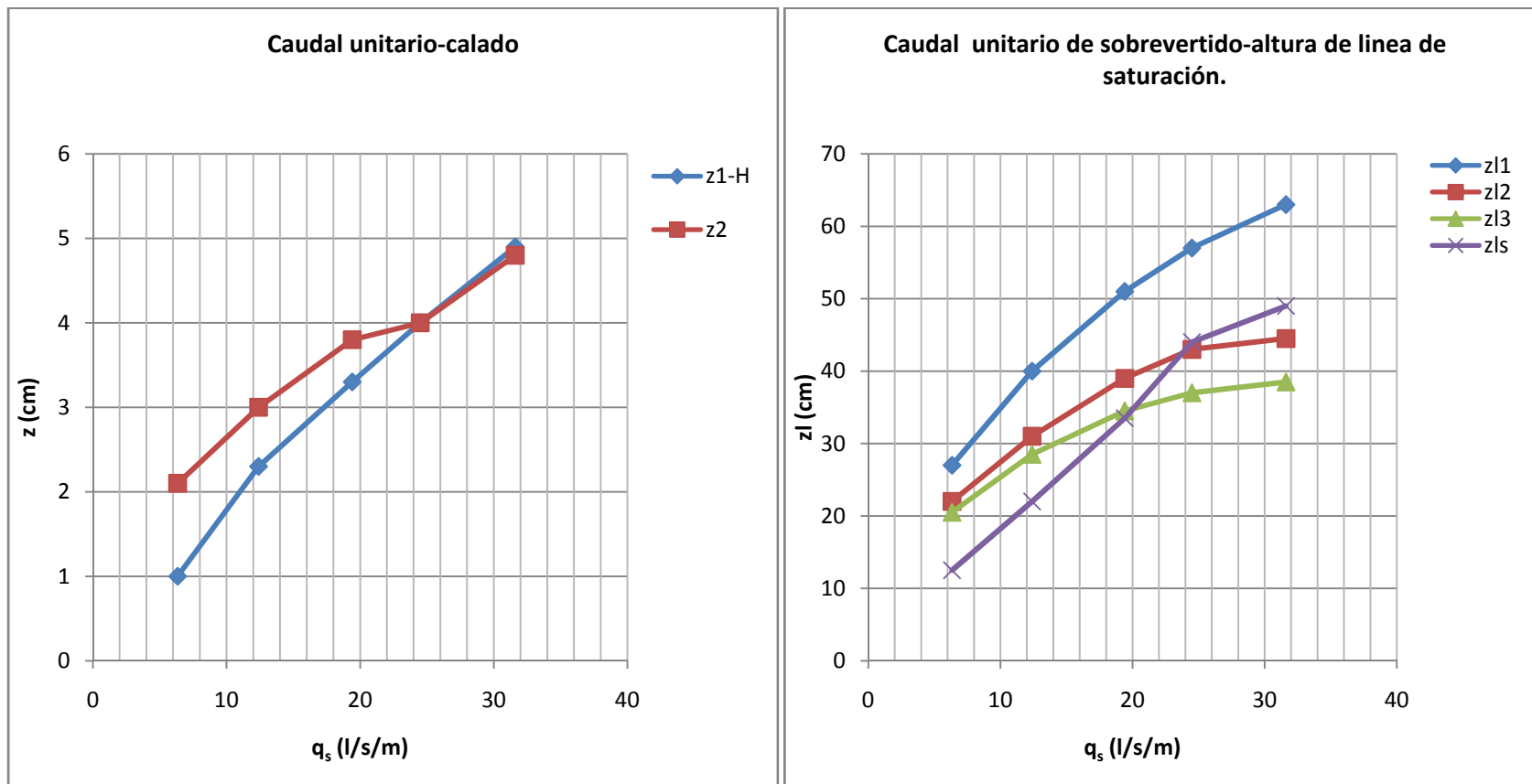
Tiempo-caudal unitario de alimentación y de pérdidas. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 2,2$



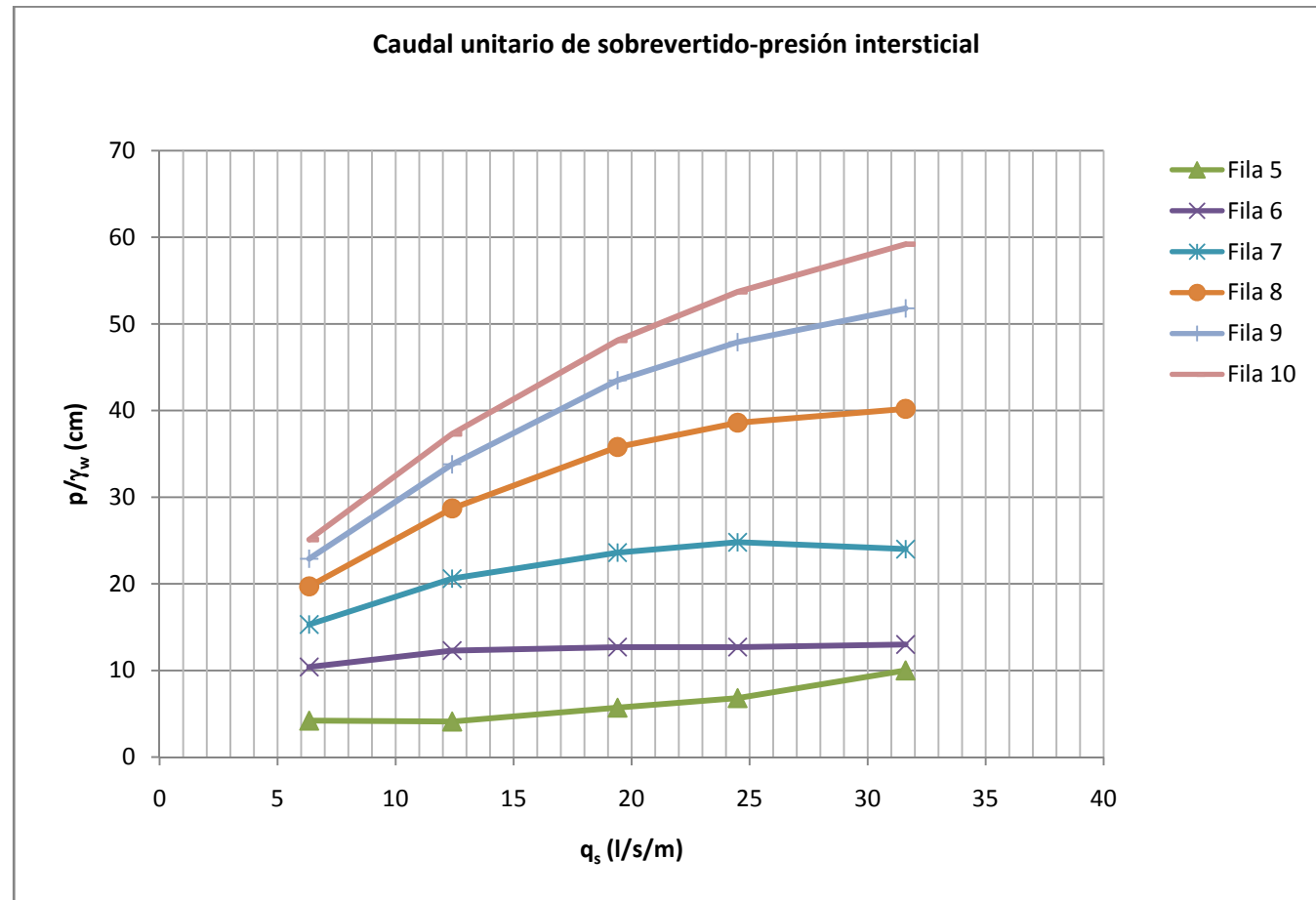
Tiempo-caudal unitario de sobrevertido. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 2,2$



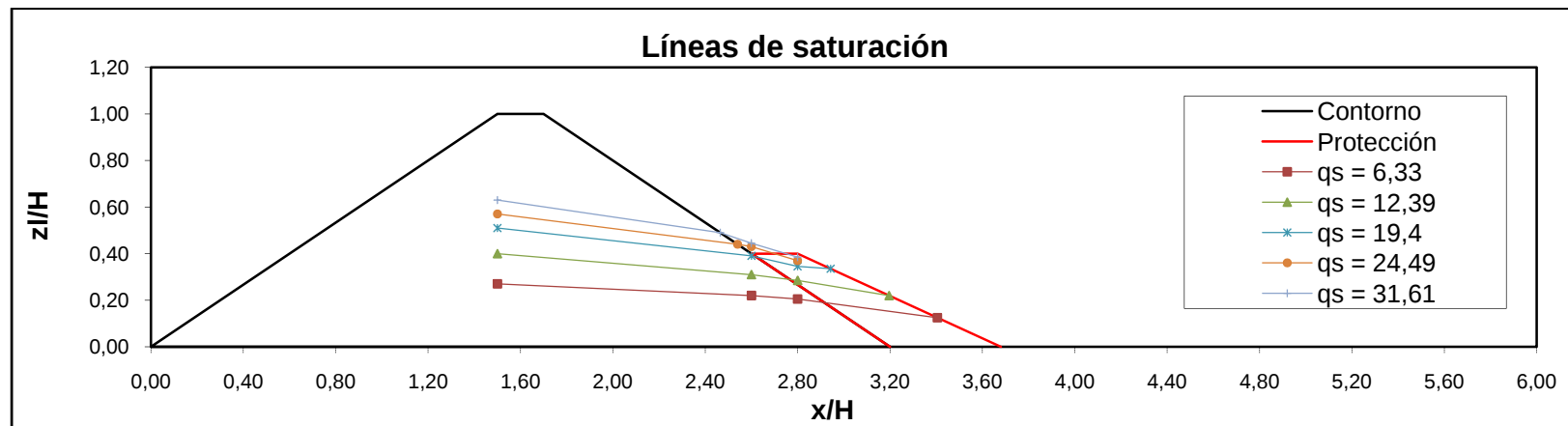
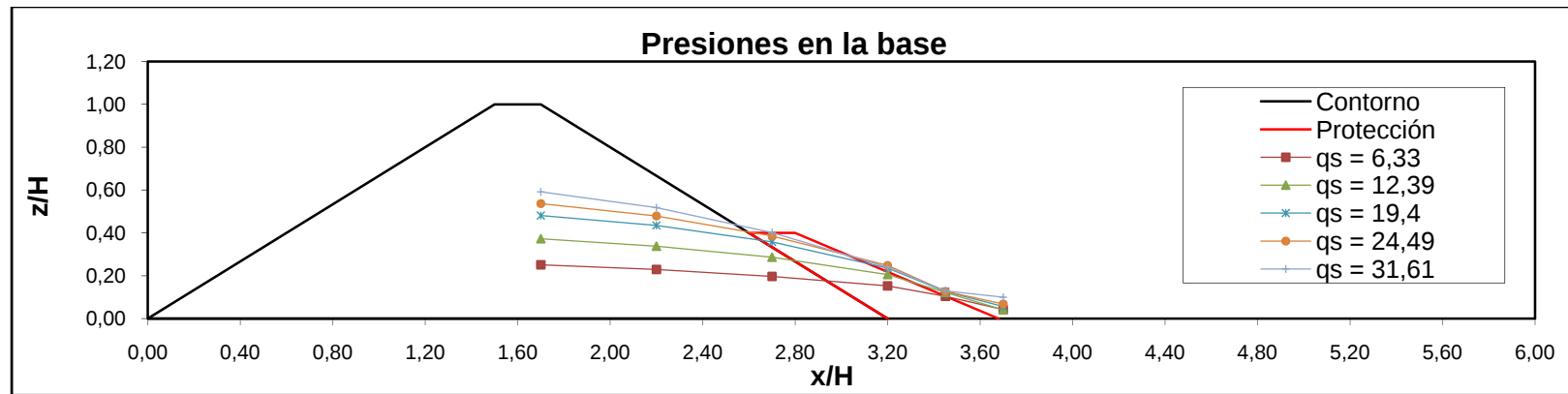
Caudales unitarios-Calados. Caudales unitarios-Alturas línea saturación. $H_b = 0,4$; $N_b = 2,2$						
promedio q_s	6,33	12,39	19,40	24,49	31,61	37,25
z1-H	1,0	2,3	3,3	4,0	4,9	
z2	2,1	3,0	3,8	4,0	4,8	
zl1	27,0	40,0	51,0	57,0	63,0	
zl2	22,0	31,0	39,0	43,0	44,5	
zl3	20,5	28,5	34,5	37,0	38,5	
zls	12,5	22,0	33,5	44,0	49,0	



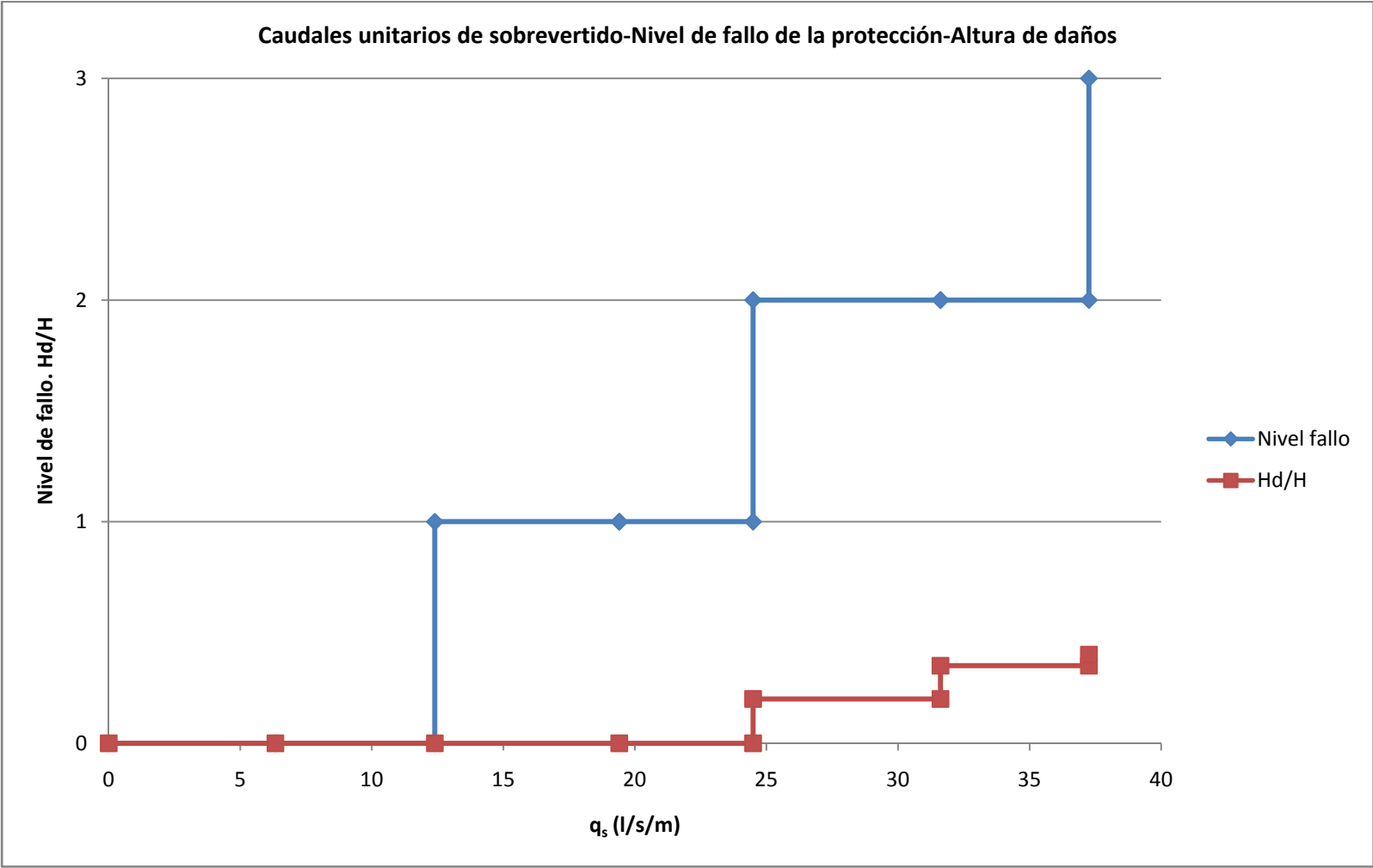
Caudales unitarios- p/γ_w (cm). $H_b^* = 0,4$; $N_b = 2,2$						
promedio q_s	6,33	12,39	19,40	24,49	31,61	37,25
Fila 5	4,2	4,1	5,7	6,8	10,0	
Fila 6	10,4	12,3	12,7	12,7	13,0	
Fila 7	15,3	20,6	23,6	24,8	24,0	
Fila 8	19,7	28,7	35,8	38,6	40,2	
Fila 9	22,9	33,8	43,5	47,9	51,8	
Fila 10	25,1	37,3	48,1	53,7	59,2	



Distribución de presiones en la base. $H_b^+ = 0,4$; $N_b = 2,2$							
	X	x/H	qs = 6,33	qs = 12,39	qs = 19,4	qs = 24,49	qs = 31,61
Fila 5	4,75	3,70	0,04	0,04	0,06	0,07	0,10
Fila 6	4,50	3,45	0,10	0,12	0,13	0,13	0,13
Fila 7	4,25	3,20	0,15	0,21	0,24	0,25	0,24
Fila 8	3,75	2,70	0,20	0,29	0,36	0,39	0,40
Fila 9	3,25	2,20	0,23	0,34	0,44	0,48	0,52
Fila 10	2,75	1,70	0,25	0,37	0,48	0,54	0,59



Nivel de fallo. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 2,2$													
promedio q_s	0	6,33	6,33	12,39	12,39	19,40	19,40	24,49	24,49	31,61	31,61	37,25	37,25
Fallo	0	0	0	0	1	1	1	1	2	2	2	2	3
Hd	0	0	0	0	0	0	0	0	20	20	35	35	40
Hd/H	0	0	0	0	0	0	0	0	0,20	0,20	0,35	0,35	0,40



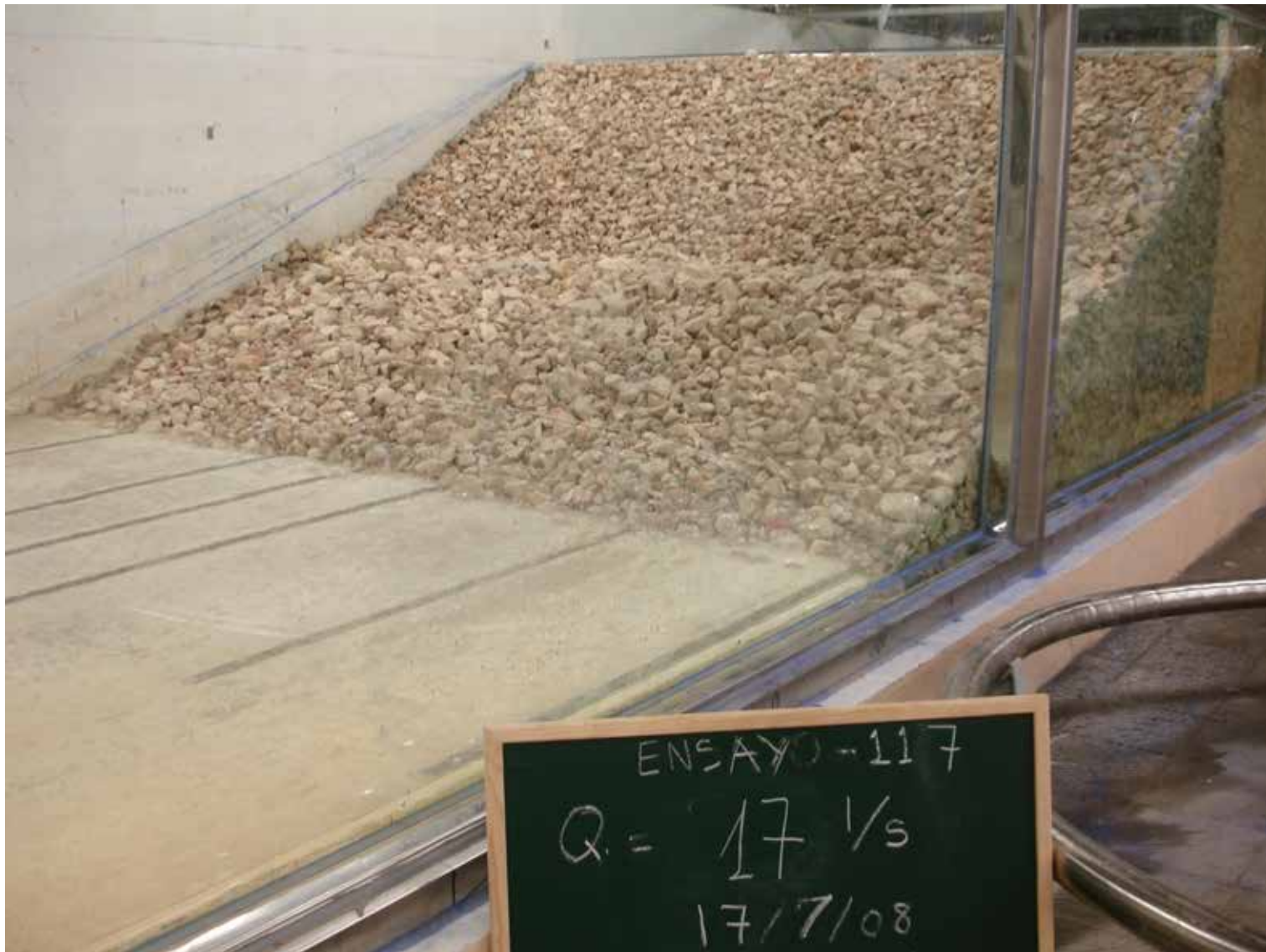


Foto 42. Caso $H_b^*=0,4$; $N_b=2,2$. $q_s= 6,33$ l/s/m.



Foto 43. Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 2,2$. $q_s = 19,40$ l/s/m.



Foto 44. Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 2,2$. $q_s = 24,49$ l/s/m.

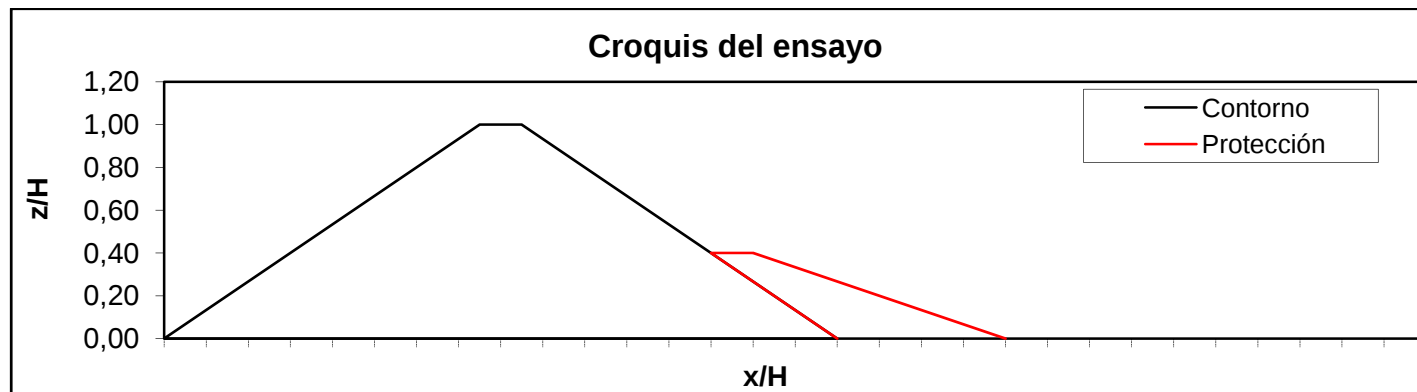


Foto 45. Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 2,2$. $q_s = 31,61$ l/s/m.

Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$

Caso		H _b ⁺ = 0,4; N _b = 3,0		Fecha		17/07/2008							
		Escalón 1		Escalón 2		Escalón 3		Escalón 4		Escalón 5		Escalón 6	
Hora		10:15		10:45		11:15		11:45		12:20		12:55	
Caudal													
Caudalímetro	l/s	16		33		46		58		75		93	
Venturi	cm	4,5		18		38		55		93		136	
Vertedero	422 mm	356		308		273		250		218		184	
Niveles													
Aguas arriba H	230 mm	220		206		197		192		183		173	
Aguas abajo h	645 mm	624		615		608		603		593			
Línea de saturación xi													
zl1	cm	27		41,5		51		56,5		63		67	
zl2	cm	22		33		39,5		43		44,5		44,5	
zl3	cm	20,5		30,5		36		38		40		43	
zls	cm	11,5		21,5		31		44,5		49,5		54	
Piezómetros n°													
Fila 4	4 cm	5,2		5,3		6		6		7		8	
Fila 5	3 cm	9		11		12,1		12,9		13,5		13,2	
Fila 6	4 cm	12,1		16,4		18		18,7		19,2		19,2	
Fila 7	3 cm	16		23,2		27,9		27,8		28,7		28,9	
Fila 8	5 cm	19,7		30,5		36,4		38,9		41		42,2	
Fila 9	7 cm	24		36,6		43,7		47,5		51,9		55,3	
Fila 10	4 cm	26,2		40,2		48,1		53		58,7		63,4	
Tipo de fallo													
		0		1		1		1		1		1	
Foto													
		x		x		x		x		x		x	
Video													
		x		x		x		x		x		x	
Observaciones													
		Ceros de los niveles: Ho1=230; ho=645; Hv=440. Caudal filtrado Hv=422. Movimiento de 4 piedras pequeñas. Se repuso parte del espaldón de presa dañado		Arrastre piedras aisladas		Arrastre piedras aisladas. Circulación sobre el talud de la protección. Protección saturada		Pequeños arrastres de piedras del pie. Salida de caudal por el espaldón de la presa.		Arrastres de piedras mayores en el pie. Poco importante.		Más arrastres en la protección, con daños leves. En la presa se produce algún movimiento de recolocación de las piedras superficiales. Sin daños perceptibles.	

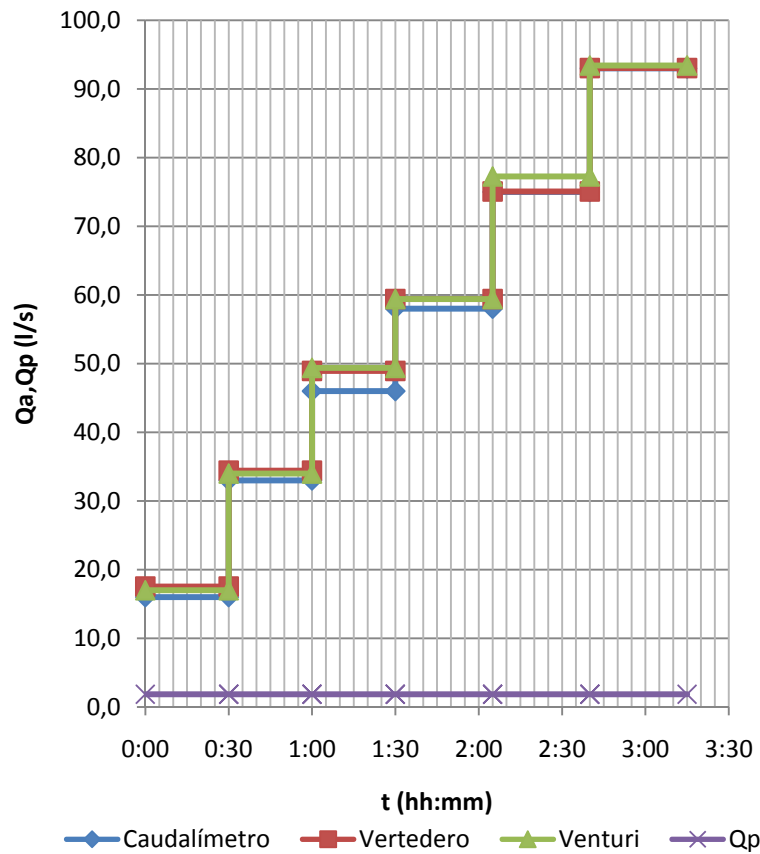
PRESA. $N=1,5$. $M=1,5$. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$	
Superficie	
$S =$	1,70 m ²
Coord. del centro de gravedad	
Absolutas	
$X_g =$	2,65 m
$Z_g =$	0,35 m
Relativas (ejes por el pie de agua arriba)	
$x_g =$	1,60 m
$z_g =$	0,35 m
Longitud de la base del cimiento	
$L =$	3,20 m
Coord. del punto medio de la base del cimiento	
Absolutas	
$X_m =$	2,65 m
$Z_m =$	0,00 m
Relativas (ejes por el pie de agua arriba)	
$x_m =$	1,60 m
$z_m =$	0,00 m
PROTECCIÓN. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$	
$S_b =$	0,20 m ²
$S_b/S =$	0,12



Caudales. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$													
		10:15	10:45	10:45	11:15	11:15	11:45	11:45	12:20	12:20	12:55	12:55	13:30
		0:00	0:30	0:30	1:00	1:00	1:30	1:30	2:05	2:05	2:40	2:40	3:15
Qa	Caudalímetro	16,0	16,0	33,0	33,0	46,0	46,0	58,0	58,0	75,0	75,0	93,0	93,0
	Venturi	17,0	17,0	34,0	34,0	49,4	49,4	59,4	59,4	77,3	77,3	93,4	93,4
	Vertedero	17,5	17,5	34,4	34,4	48,9	48,9	59,4	59,4	75,1	75,1	93,0	93,0
Qp	Filtración	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
Qs	Caudalímetro	14,2	14,2	31,2	31,2	44,2	44,2	56,2	56,2	73,2	73,2	91,2	91,2
	Venturi	15,1	15,1	32,1	32,1	47,5	47,5	57,6	57,6	75,4	75,4	91,6	91,6
	Vertedero	15,7	15,7	32,6	32,6	47,1	47,1	57,6	57,6	73,2	73,2	91,2	91,2
qa	Caudalímetro	6,6	6,6	13,6	13,6	19,0	19,0	24,0	24,0	31,0	31,0	38,4	38,4
	Venturi	7,0	7,0	14,0	14,0	20,4	20,4	24,5	24,5	31,9	31,9	38,6	38,6
	Vertedero	7,2	7,2	14,2	14,2	20,2	20,2	24,5	24,5	31,0	31,0	38,4	38,4
qp	Filtración	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
qs	Caudalímetro	5,8	5,8	12,9	12,9	18,2	18,2	23,2	23,2	30,2	30,2	37,7	37,7
	Venturi	6,3	6,3	13,3	13,3	19,6	19,6	23,8	23,8	31,2	31,2	37,8	37,8
	Vertedero	6,5	6,5	13,5	13,5	19,5	19,5	23,8	23,8	30,3	30,3	37,7	37,7
promedio qs		6,20	6,20	13,20	13,20	19,12	19,12	23,59	23,59	30,55	30,55	37,73	37,73
desv t qs		0,32	0,32	0,30	0,30	0,76	0,76	0,34	0,34	0,53	0,53	0,09	0,09

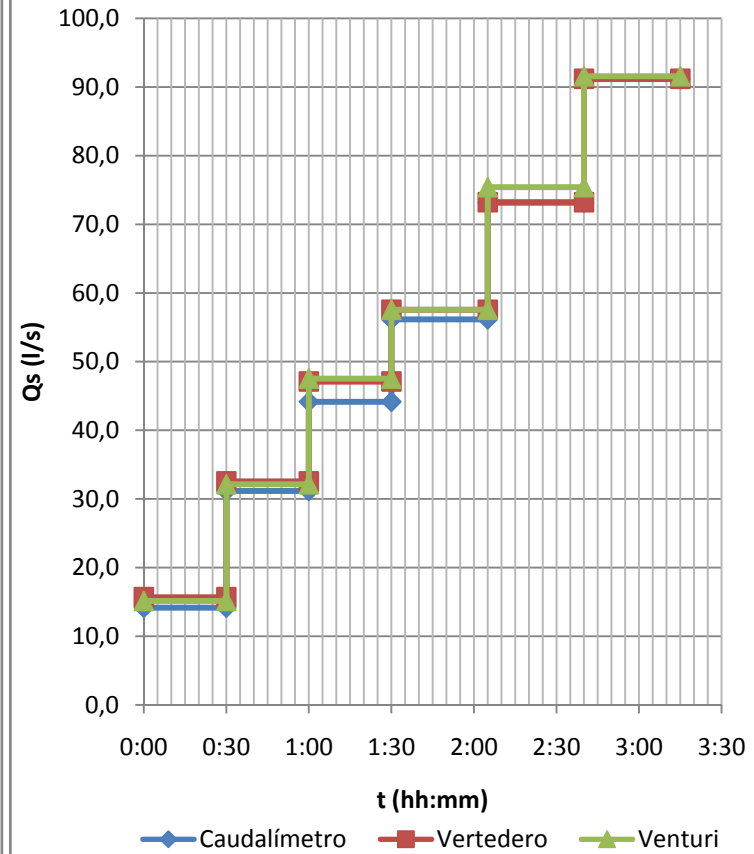
Tiempo-caudal de alimentación y de pérdidas.

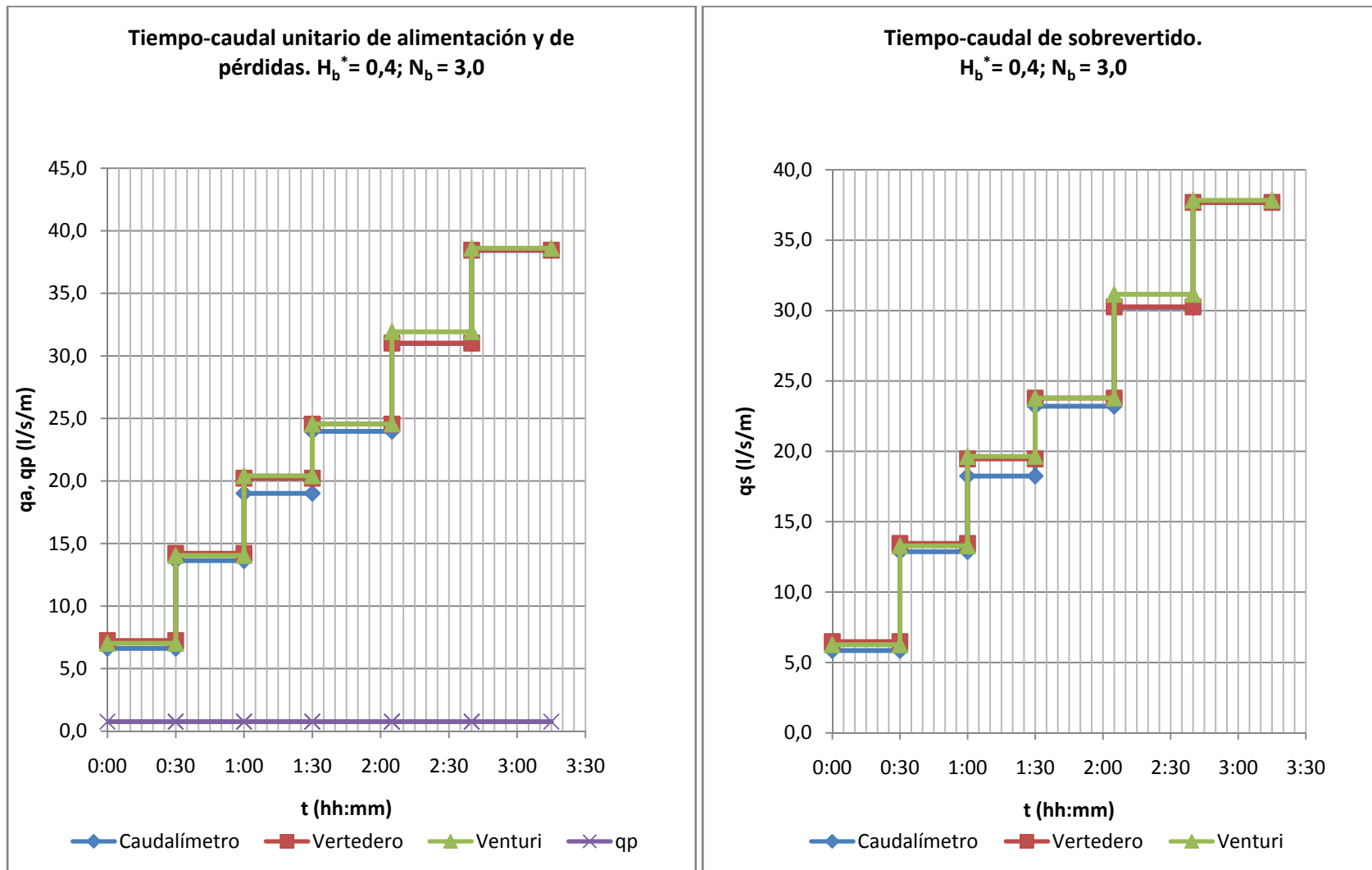
$H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$



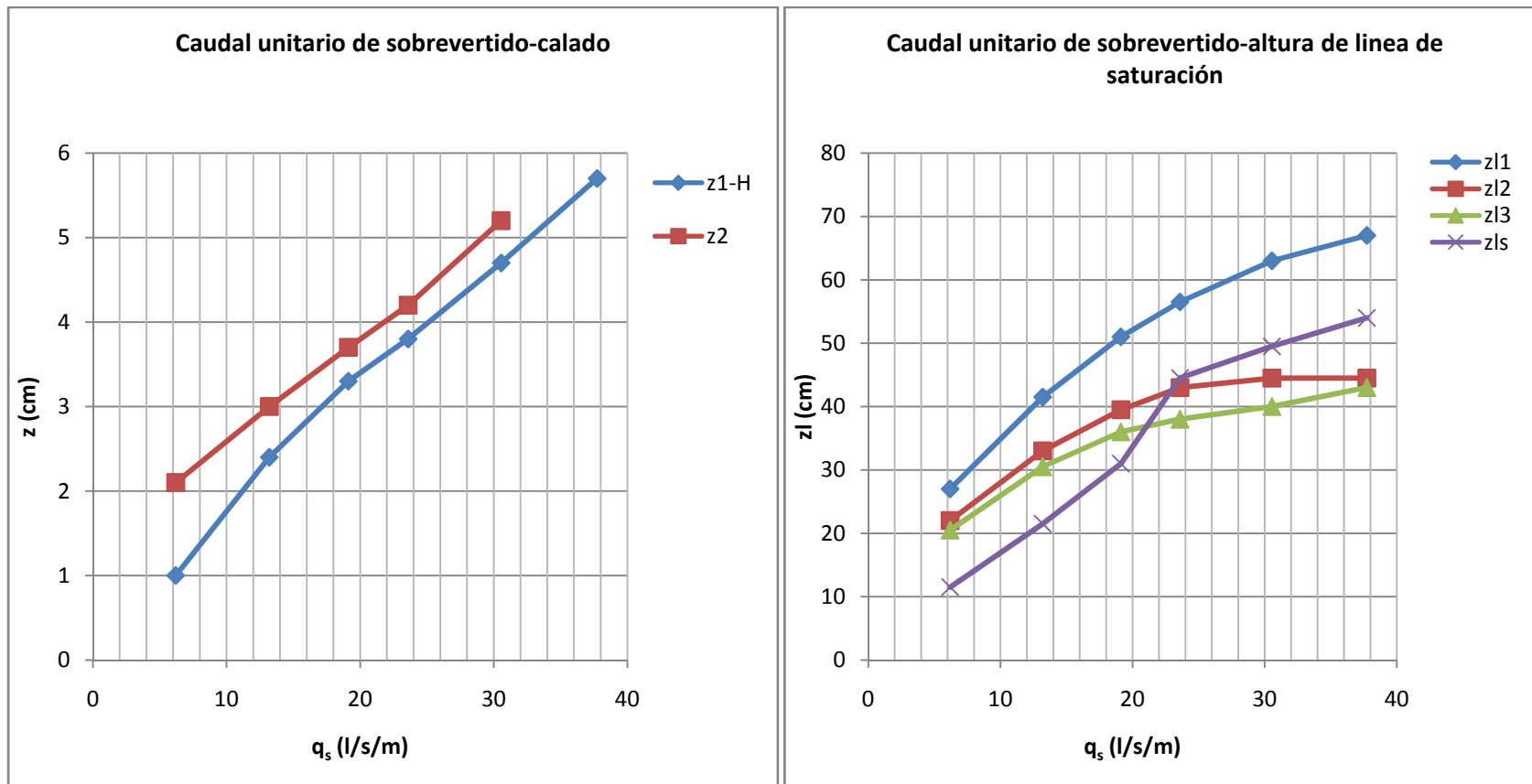
Tiempo-caudal de sobrevertido.

$H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$

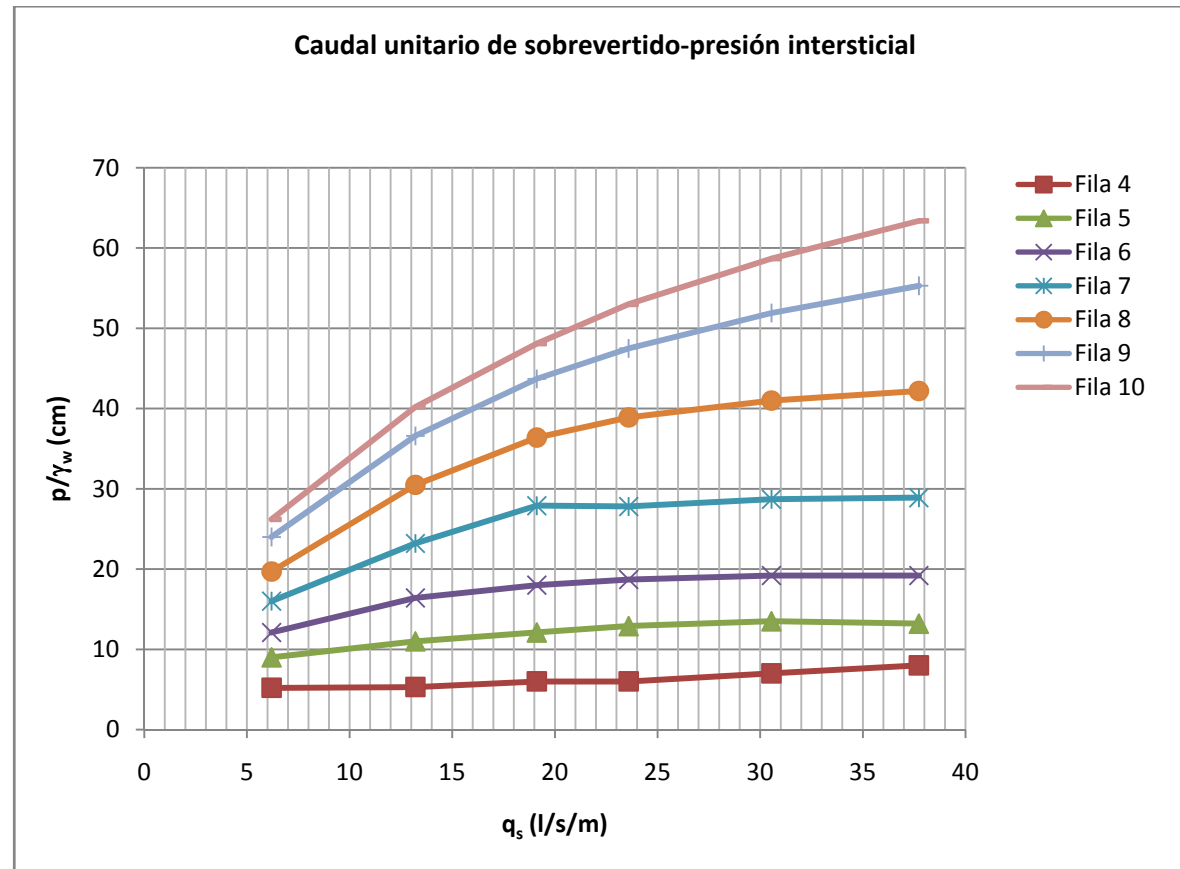




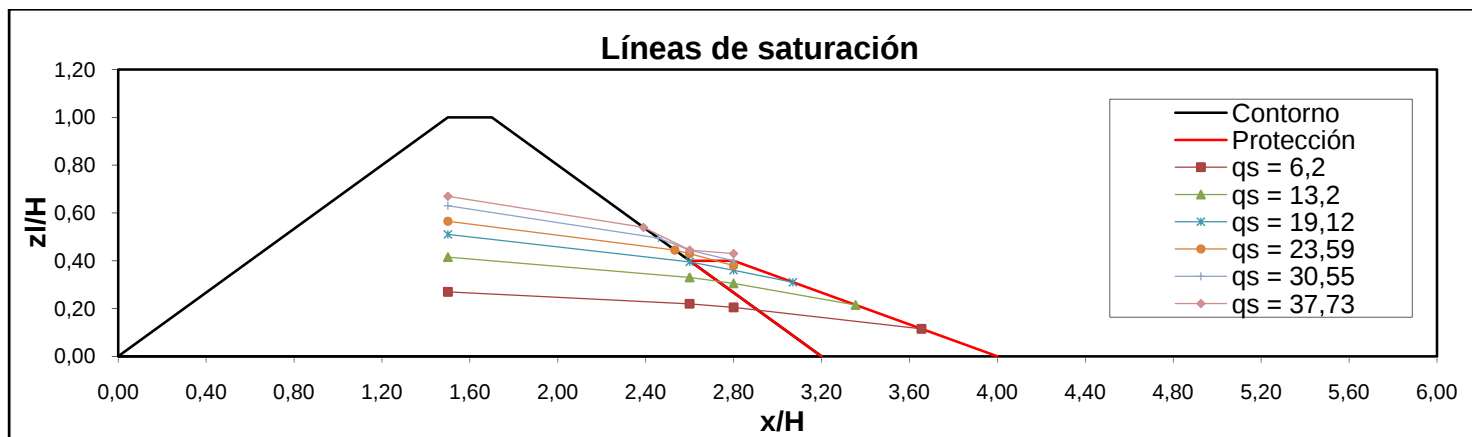
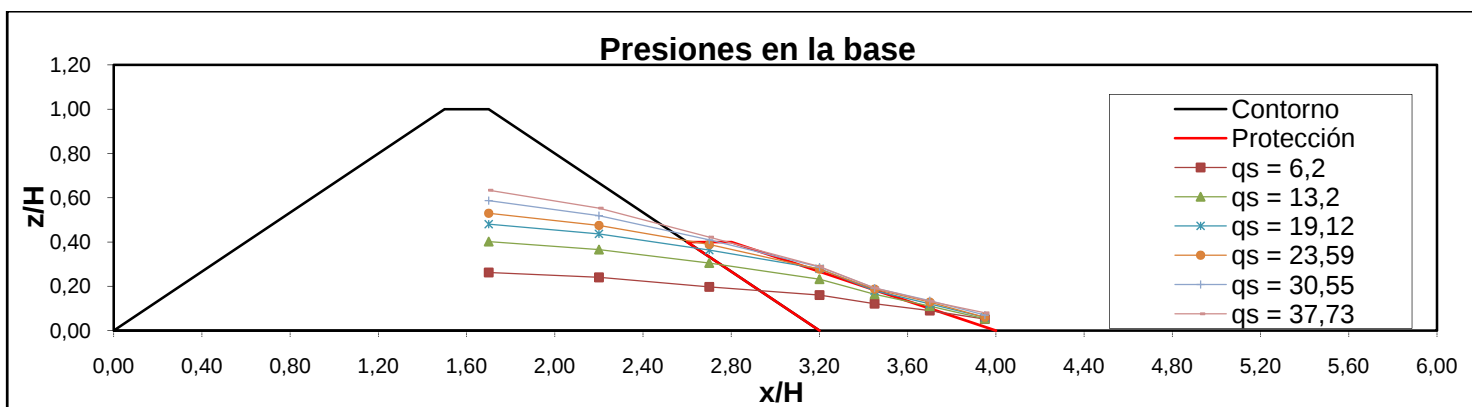
Caudales unitarios-Calados. Caudales unitarios-Alturas línea saturación. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$						
promedio q_s	6,20	13,20	19,12	23,59	30,55	37,73
z1-H	1,0	2,4	3,3	3,8	4,7	5,7
z2	2,1	3,0	3,7	4,2	5,2	
zl1	27,0	41,5	51,0	56,5	63,0	67,0
zl2	22,0	33,0	39,5	43,0	44,5	44,5
zl3	20,5	30,5	36,0	38,0	40,0	43,0
zls	11,5	21,5	31,0	44,5	49,5	54,0



Caudales unitarios- p/γ_w , $H_b^+ = 0,4$; $N_b = 3,0$						
promedio q_s	6,20	13,20	19,12	23,59	30,55	37,73
Fila 4	5,2	5,3	6,0	6,0	7,0	8,0
Fila 5	9,0	11,0	12,1	12,9	13,5	13,2
Fila 6	12,1	16,4	18,0	18,7	19,2	19,2
Fila 7	16,0	23,2	27,9	27,8	28,7	28,9
Fila 8	19,7	30,5	36,4	38,9	41,0	42,2
Fila 9	24,0	36,6	43,7	47,5	51,9	55,3
Fila 10	26,2	40,2	48,1	53,0	58,7	63,4



Distribución de presiones en la base. $H_b^+ = 0,4$; $N_b = 3,0$								
	X	x/H	qs = 6,2	qs = 13,2	qs = 19,12	qs = 23,59	qs = 30,55	qs = 37,73
Fila 4	5,00	3,95	0,052	0,053	0,060	0,060	0,070	0,080
Fila 5	4,75	3,70	0,090	0,110	0,121	0,129	0,135	0,132
Fila 6	4,50	3,45	0,121	0,164	0,180	0,187	0,192	0,192
Fila 7	4,25	3,20	0,160	0,232	0,279	0,278	0,287	0,289
Fila 8	3,75	2,70	0,197	0,305	0,364	0,389	0,410	0,422
Fila 9	3,25	2,20	0,240	0,366	0,437	0,475	0,519	0,553
Fila 10	2,75	1,70	0,262	0,402	0,481	0,530	0,587	0,634



Nivel de fallo. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$													
promedio q_s	0	6,20	6,20	13,20	13,20	19,12	19,12	23,59	23,59	30,55	30,55	37,73	37,73
Fallo	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Hd	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Hd/H	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

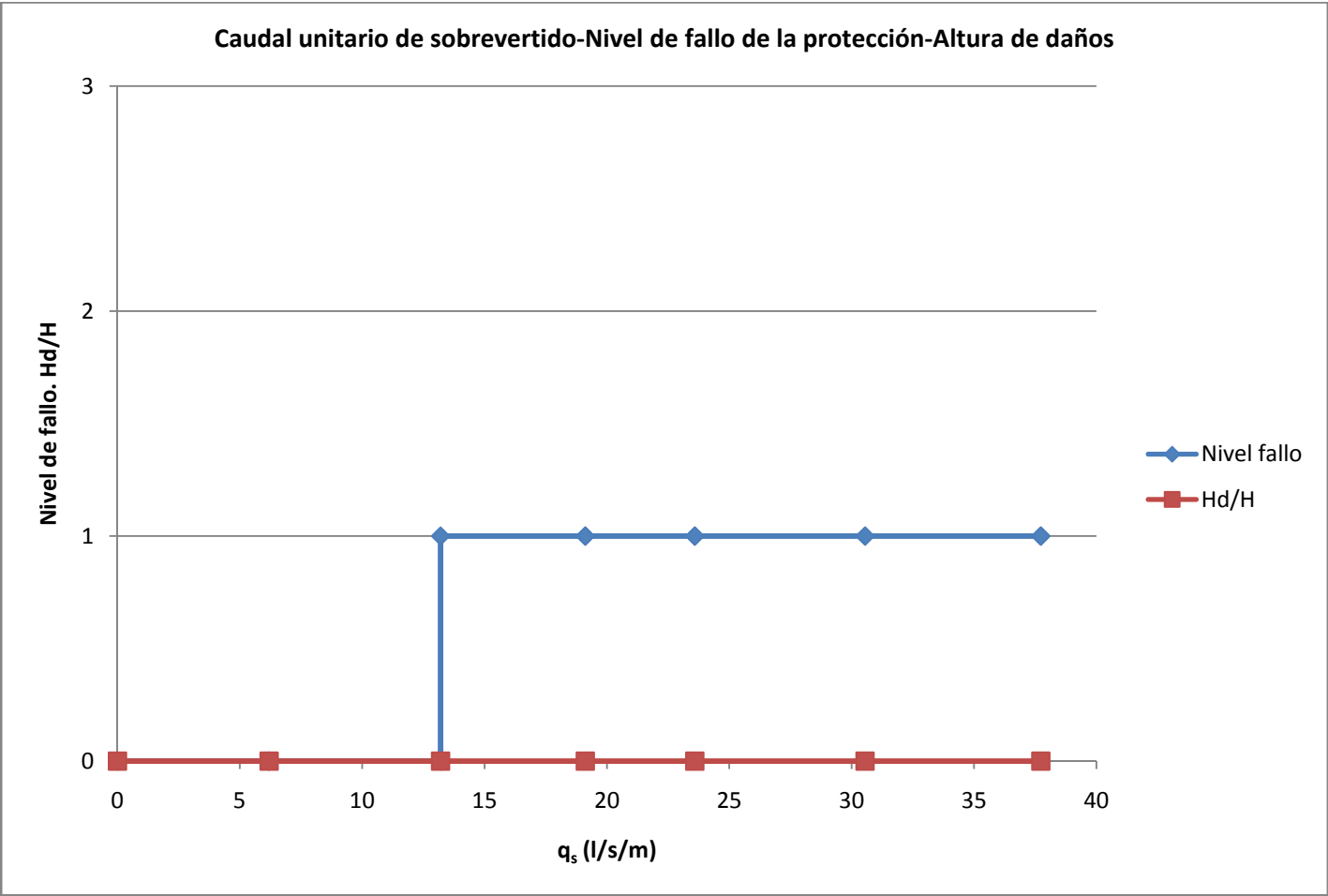




Foto 46. Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$. $q_s = 6,20$ l/s/m.



Foto 47. Caso $H_b^*=0,4$; $N_b=3,0$. $q_s= 13,20$ l/s/m.



Foto 48. Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$. $q_s = 19,12$ l/s/m.



Foto 49. Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$. $q_s = 23,59$ l/s/m.



Foto 50. Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$. $q_s = 30,55$ l/s/m.



Foto 51. Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$. $q_s = 37,73$ l/s/m.

APÉNDICE 2. RESULTADOS DEL MODELO NUMÉRICO

Caso $H_b^* = 0$. Presa sin protección

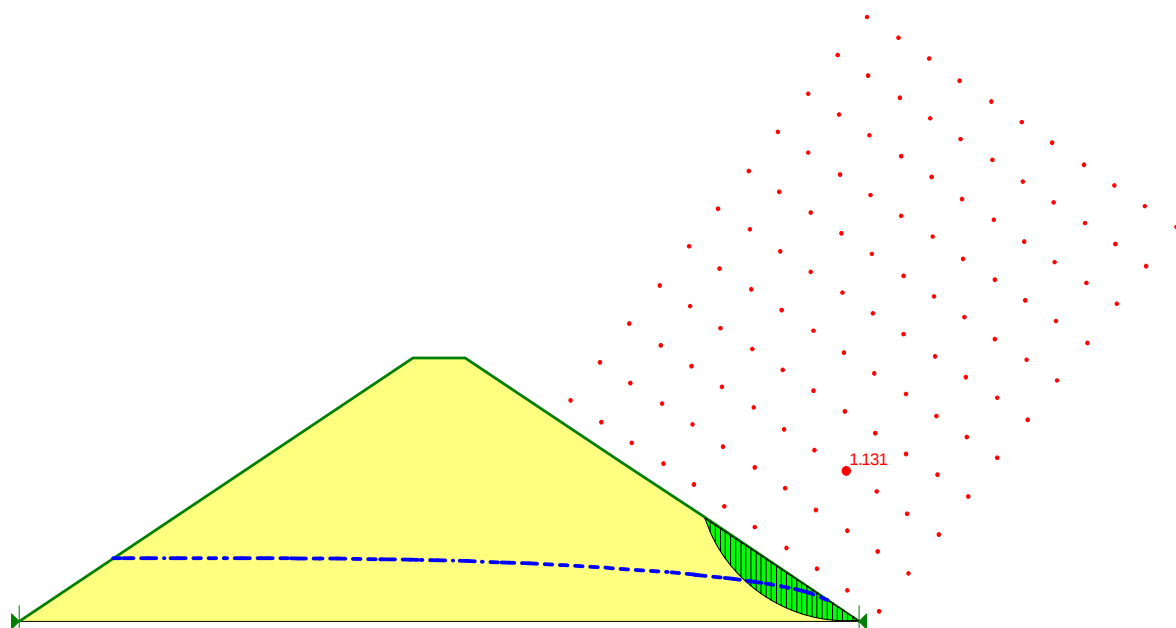


Figura 61. Círculo de rotura. $H_b^*=0$. $q_s=6,11$ l/s/m

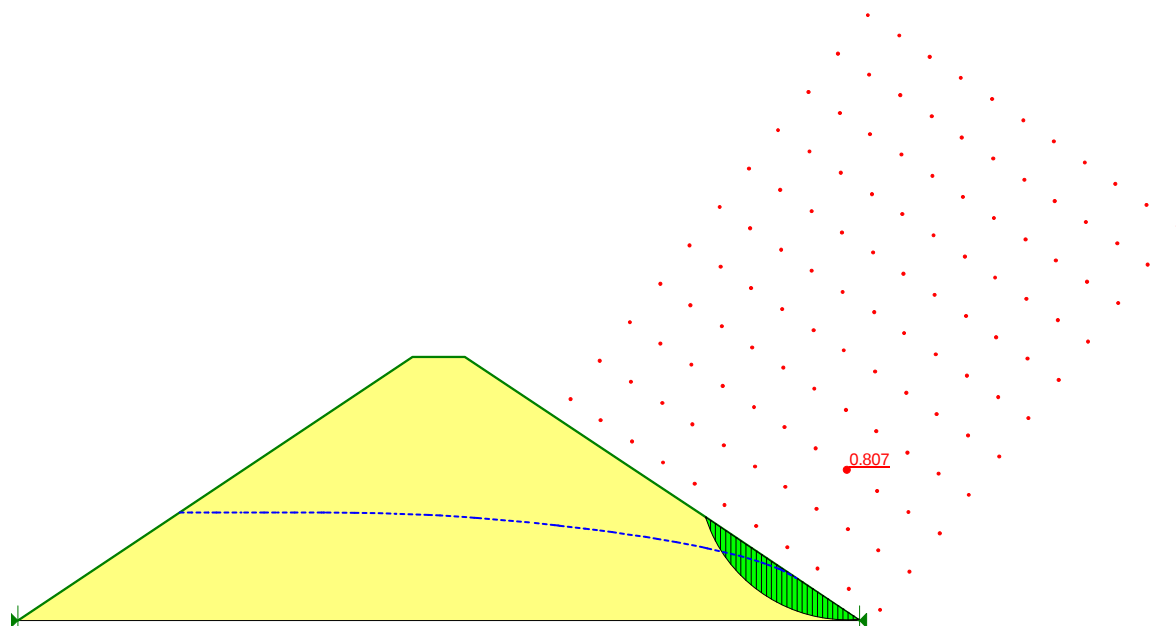


Figura 62. Círculo de rotura. $H_b^*=0$. $q_s=13,15$ l/s/m

Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 1,5$

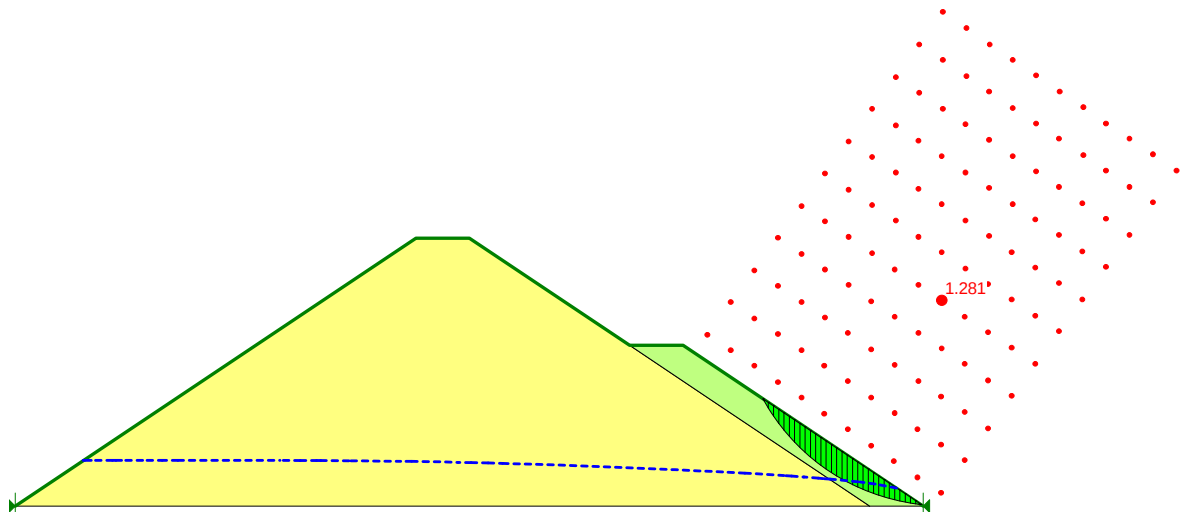


Figura 63. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,6$; $N_b = 1,5$. $q_s = 4,31$ l/s/m

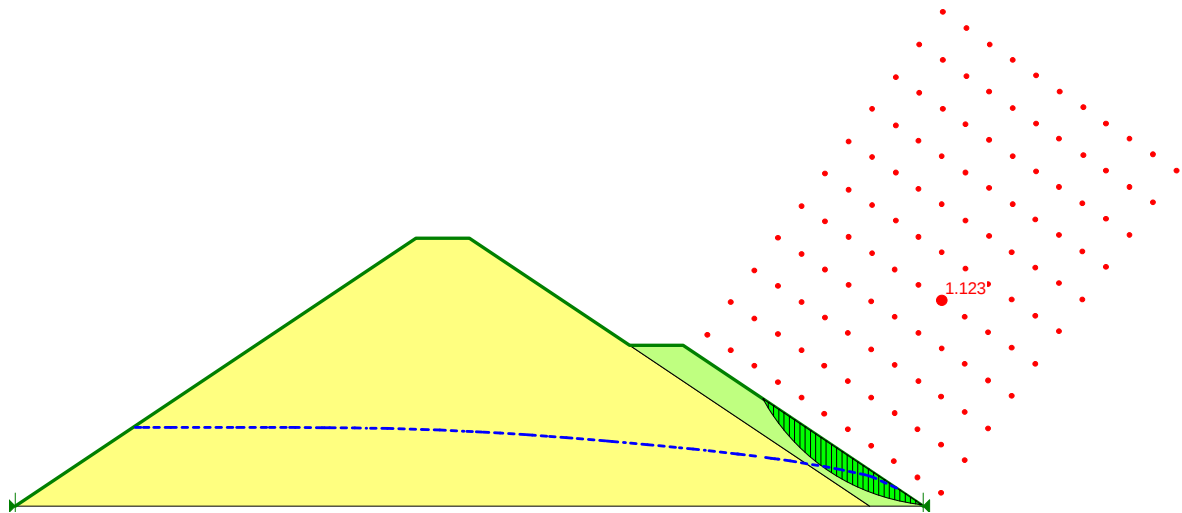


Figura 64. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,6$; $N_b = 1,5$. $q_s = 9,54$ l/s/m

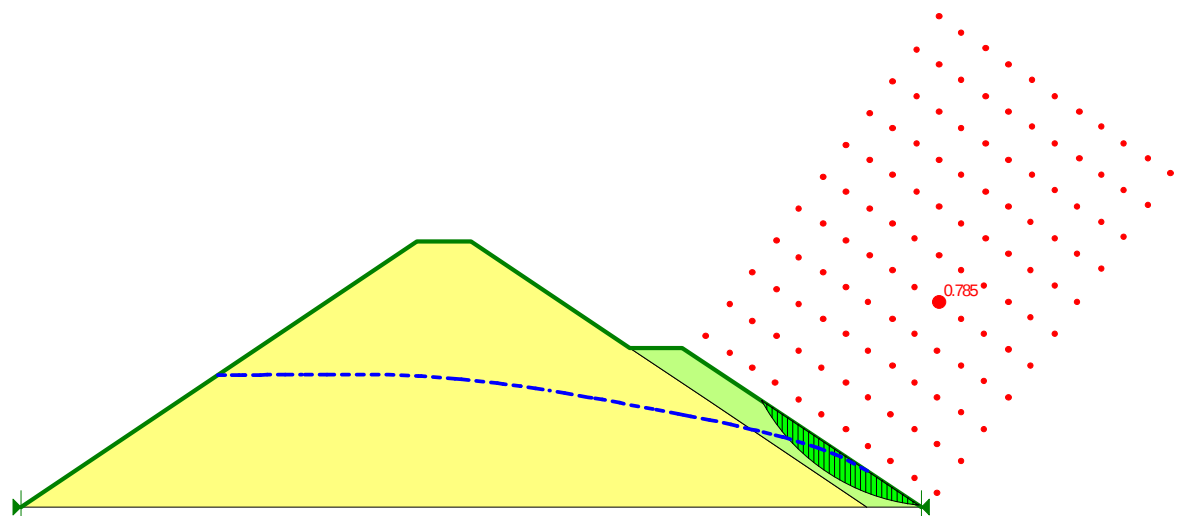


Figura 65. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,6$; $N_b = 1,5$. $q_s = 19,05$ l/s/m

Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 2,2$

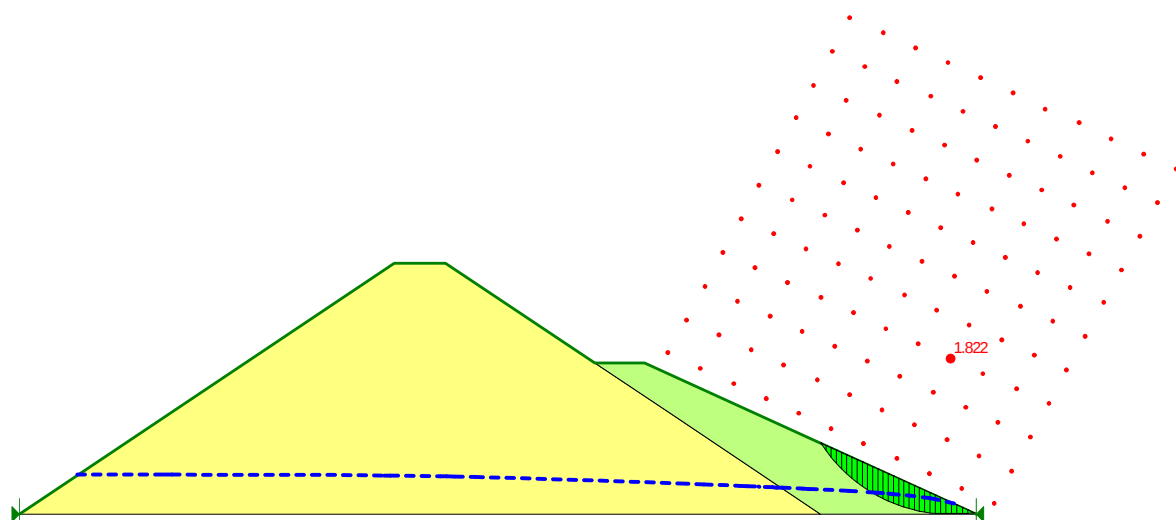


Figura 66. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,6$; $N_b = 2,2$. $q_s = 3,62$ l/s/m

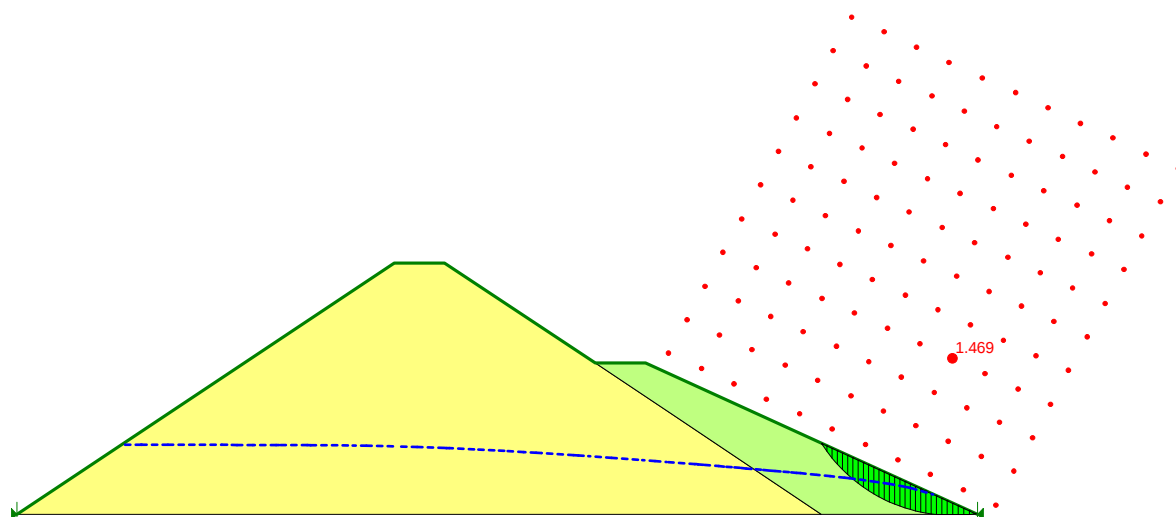


Figura 67. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,6$; $N_b = 2,2$. $q_s = 7,62$ l/s/m

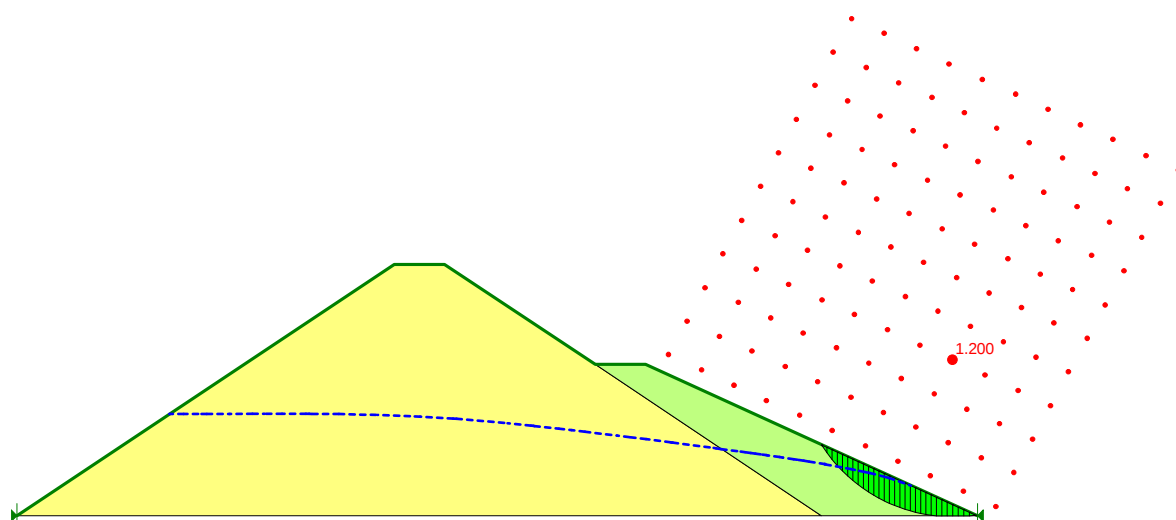


Figura 68. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,6$; $N_b = 2,2$. $q_s = 12,73$ l/s/m

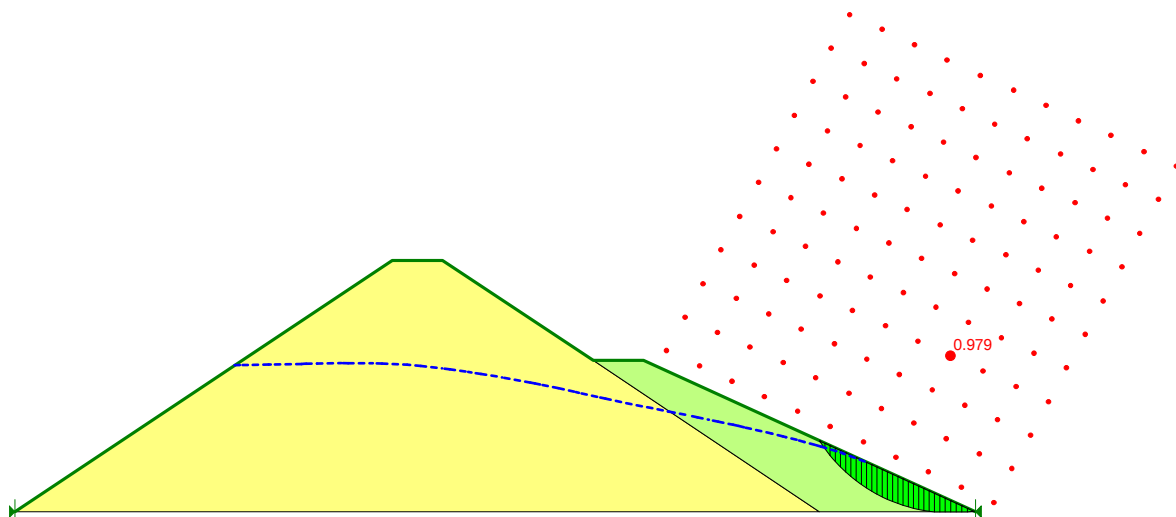


Figura 69. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,6$; $N_b = 2,2$. $q_s = 20,98$ l/s/m

Caso $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$

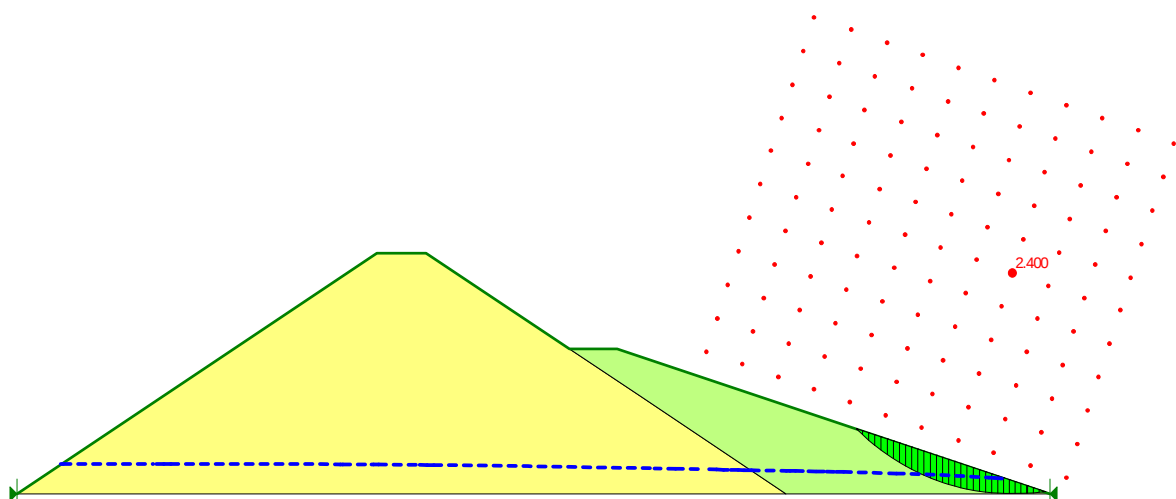


Figura 70. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$. $q_s = 1,85$ l/s/m

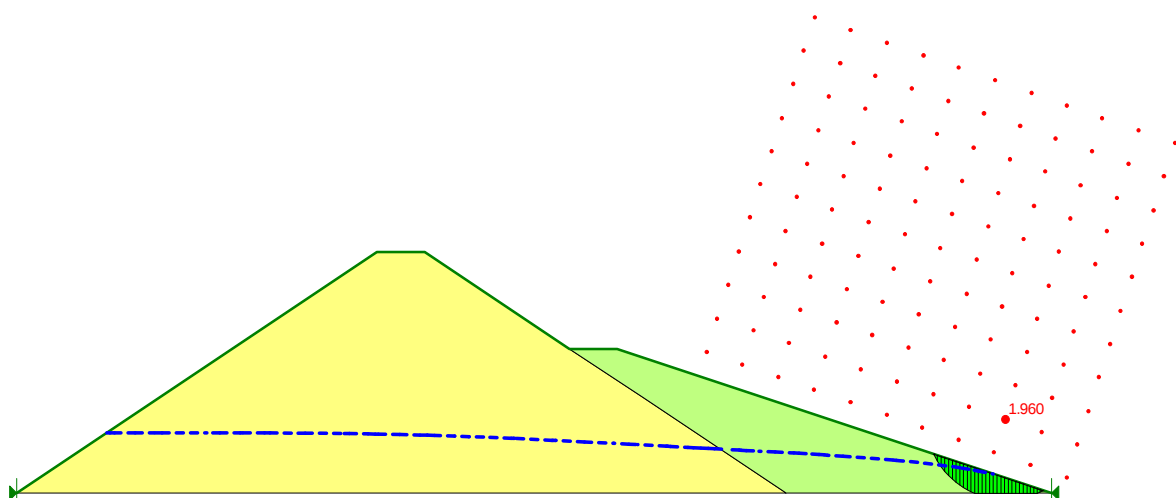


Figura 71. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$. $q_s = 5,54$ l/s/m

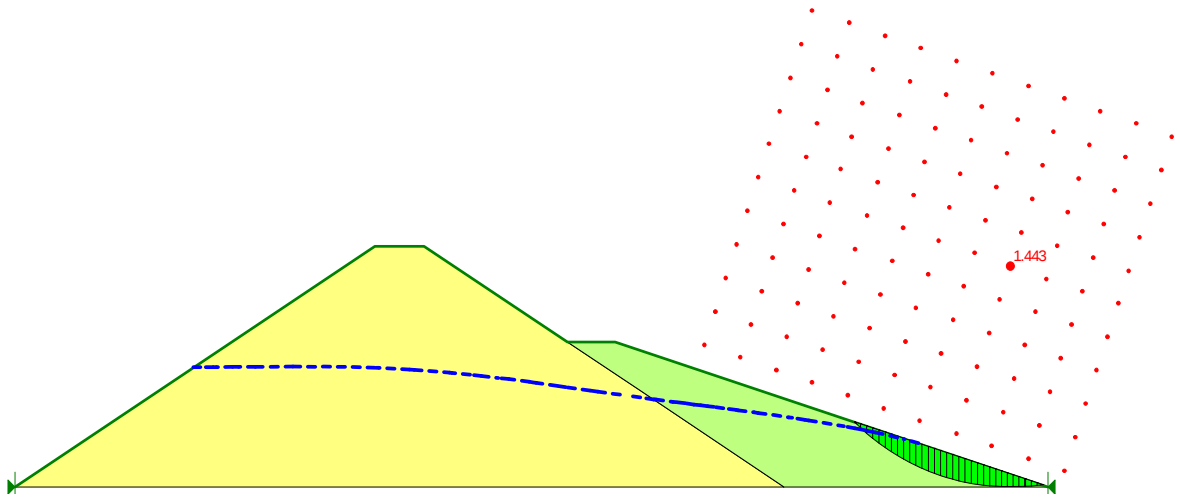


Figura 72. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$. $q_s = 14,32$ l/s/m

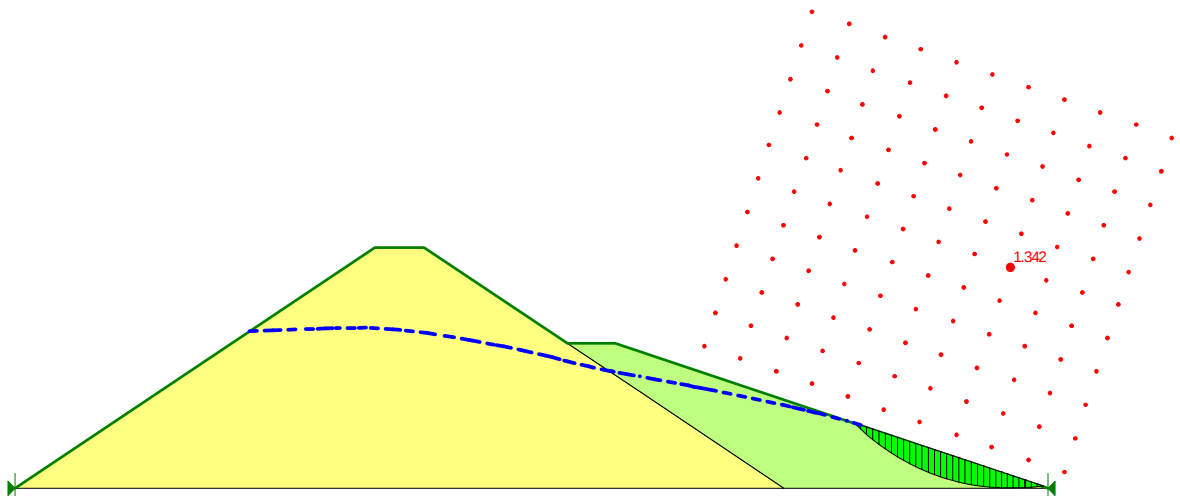


Figura 73. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$. $q_s = 21,39$ l/s/m

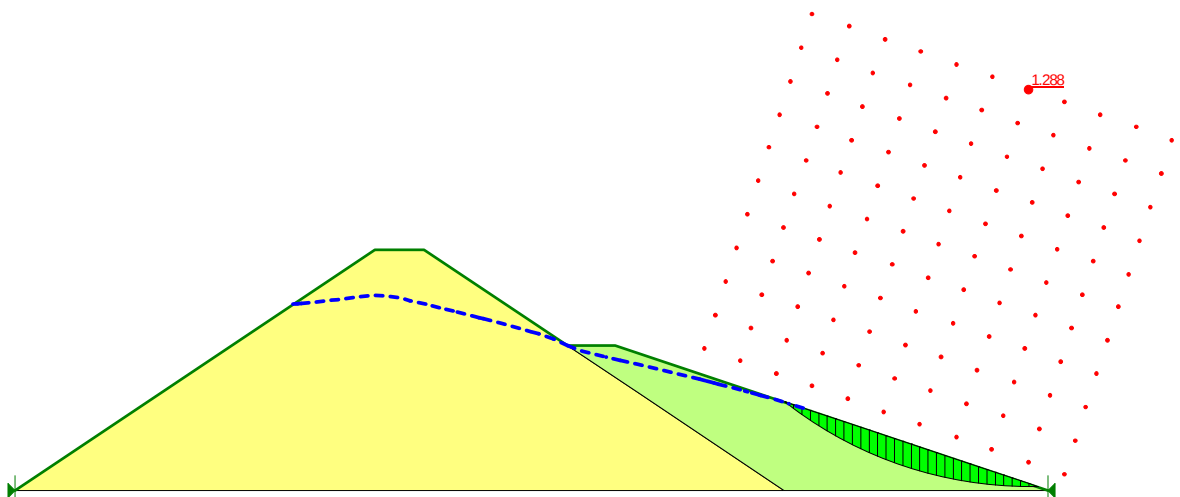


Figura 74. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$. $q_s = 27,27$ l/s/m

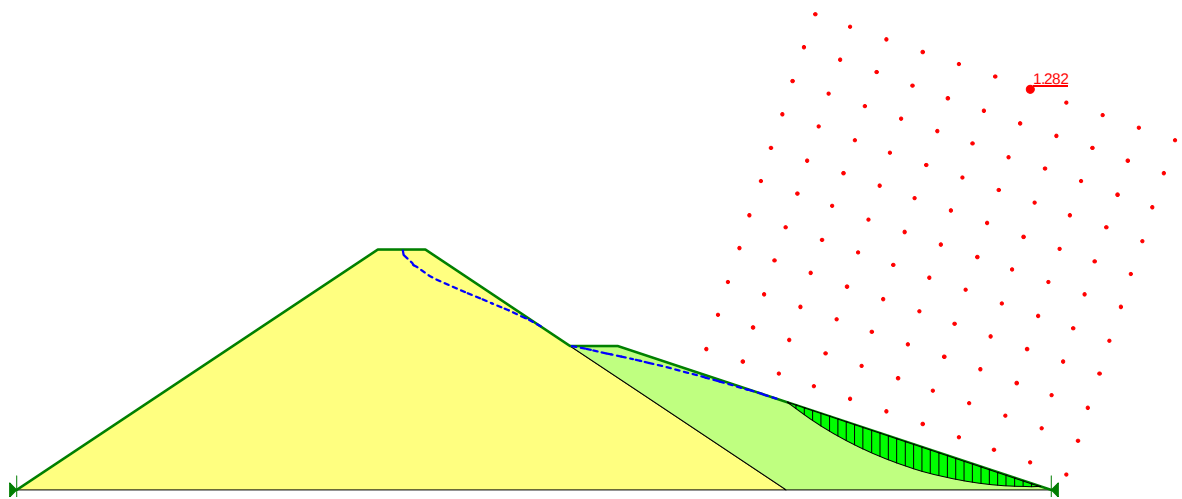


Figura 75. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,6$; $N_b = 3,0$. $q_s = 37,65$ l/s/m

Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 1,5$

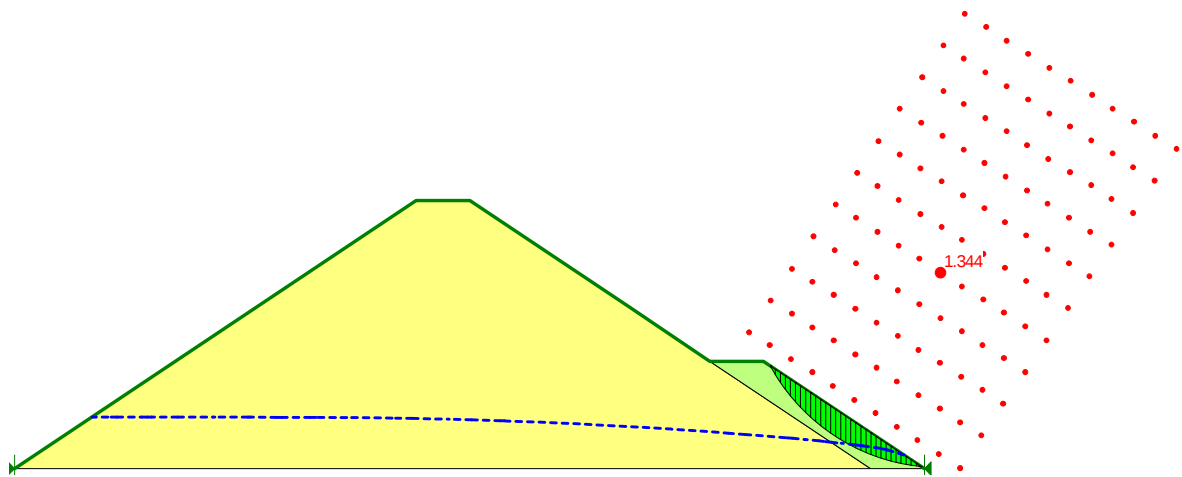


Figura 76. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 1,5$. $q_s = 5,25$ l/s/m

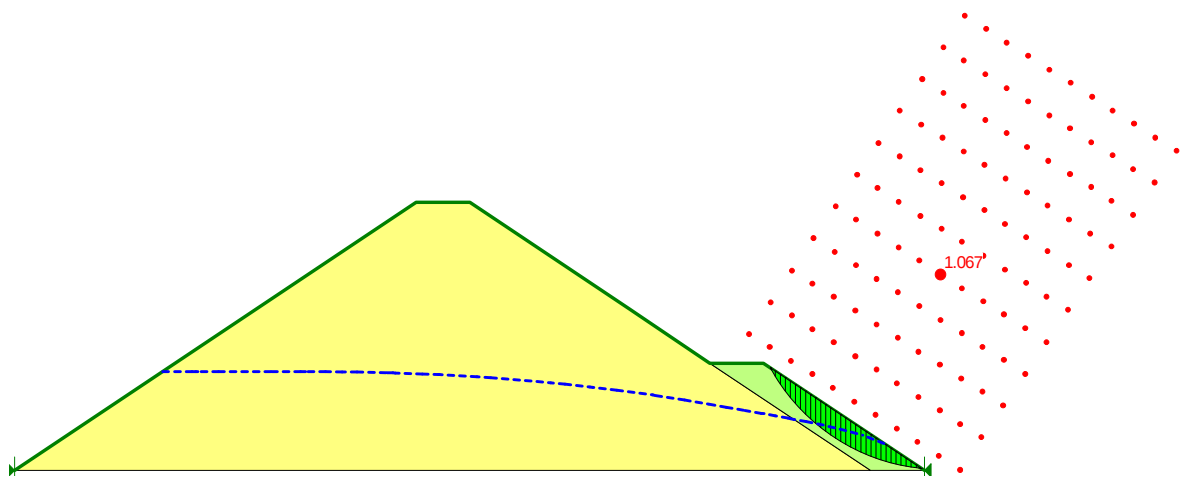


Figura 77. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 1,5$. $q_s = 12,15$ l/s/m

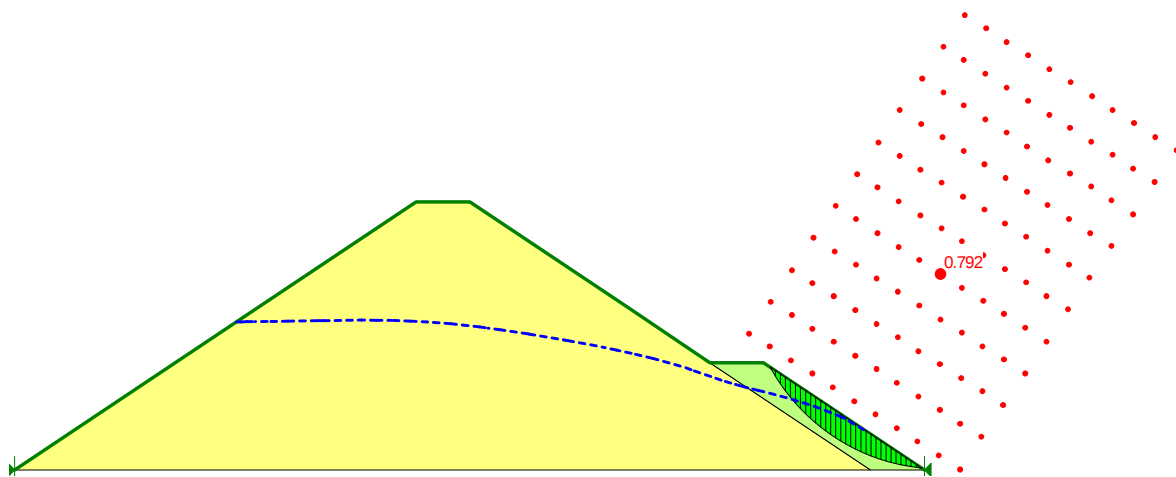


Figura 78. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 1,5$. $q_s = 20,41$ l/s/m

Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 2,2$

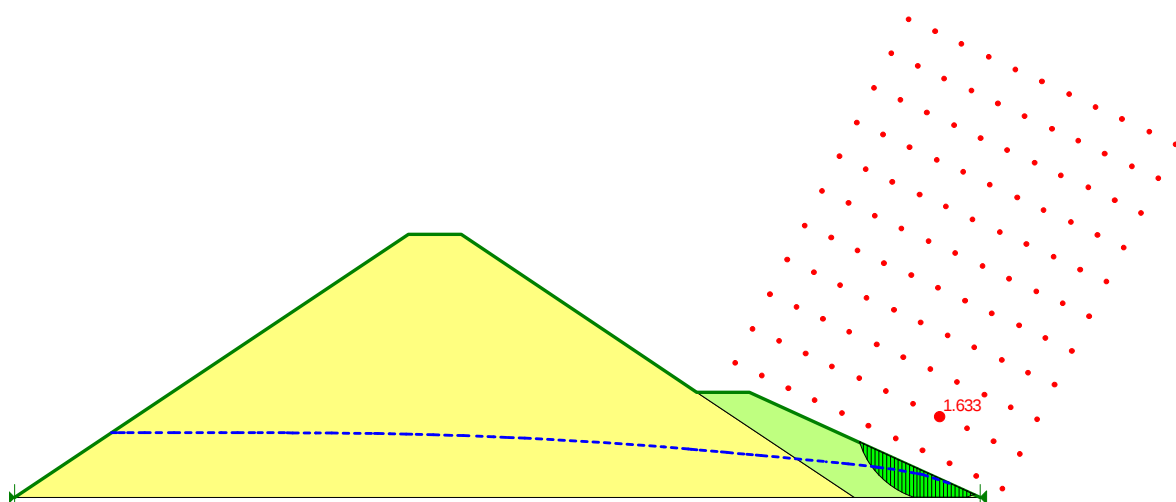


Figura 79. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 2,2$. $q_s = 6,33$ l/s/m

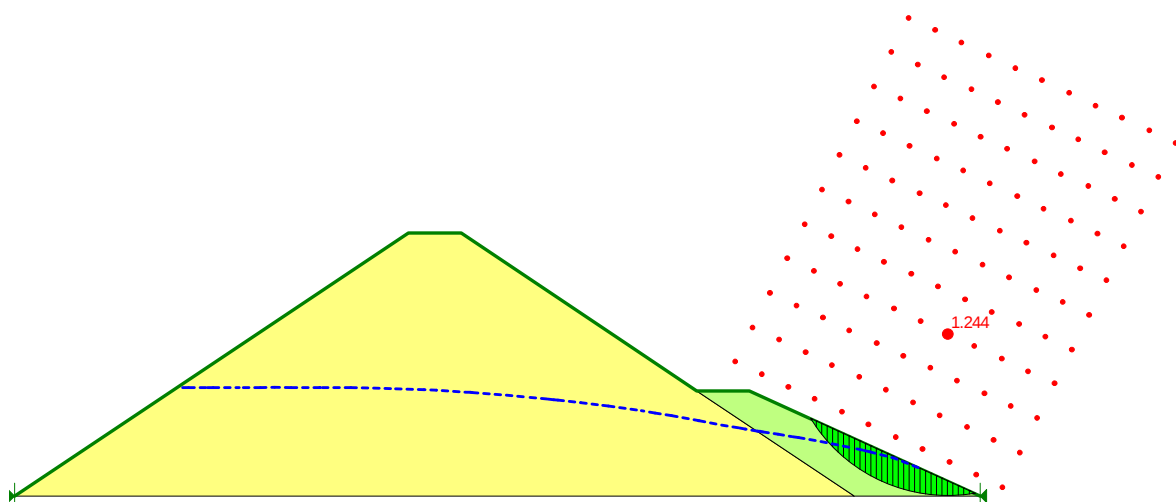


Figura 80. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 2,2$. $q_s = 12,39$ l/s/m

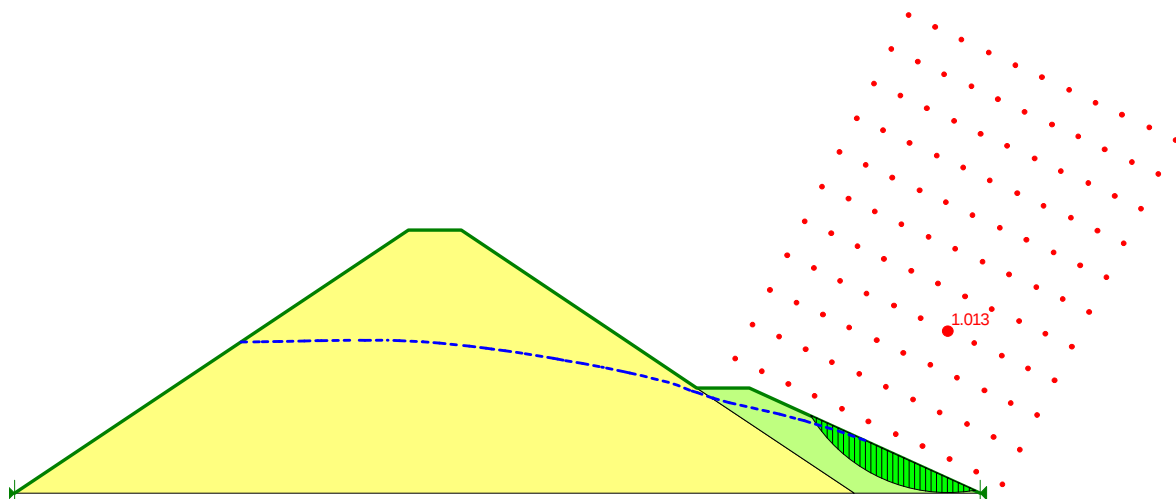


Figura 81. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 2,2$. $q_s = 19,40$ l/s/m

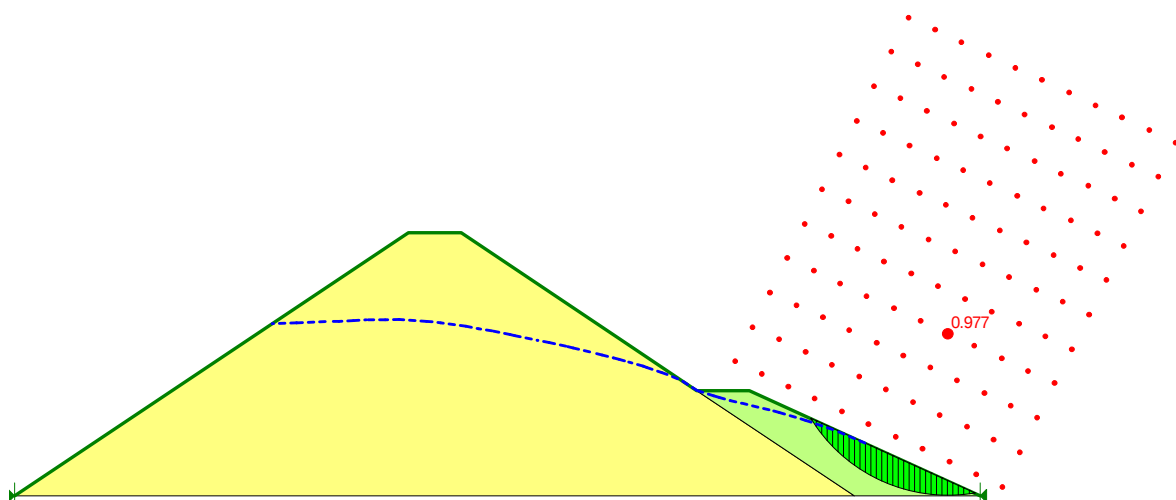


Figura 82. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 2,2$. $q_s = 24,49$ l/s/m

Caso $H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$

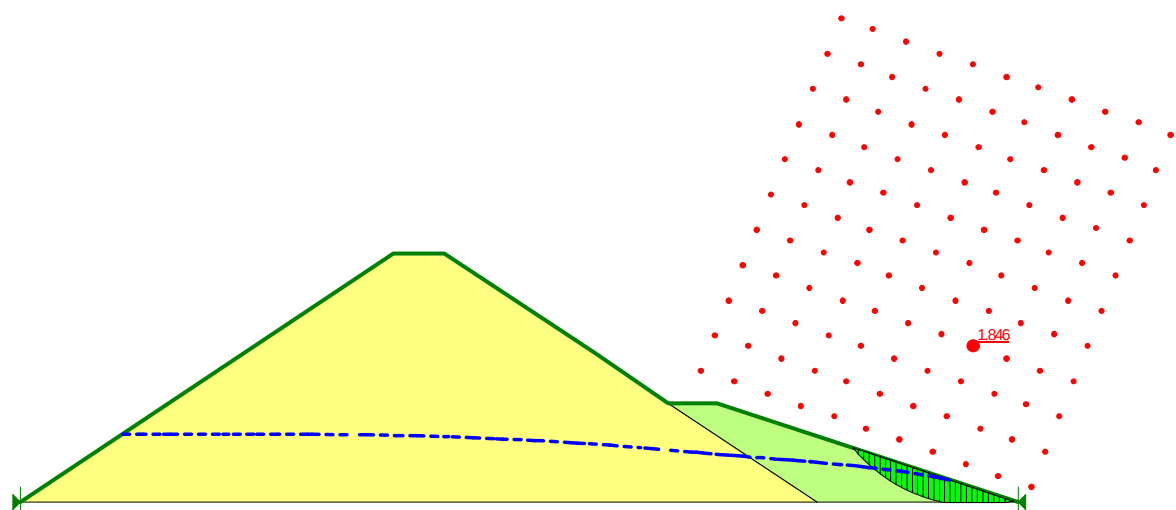


Figura 83. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$. $q_s = 6,20$ l/s/m

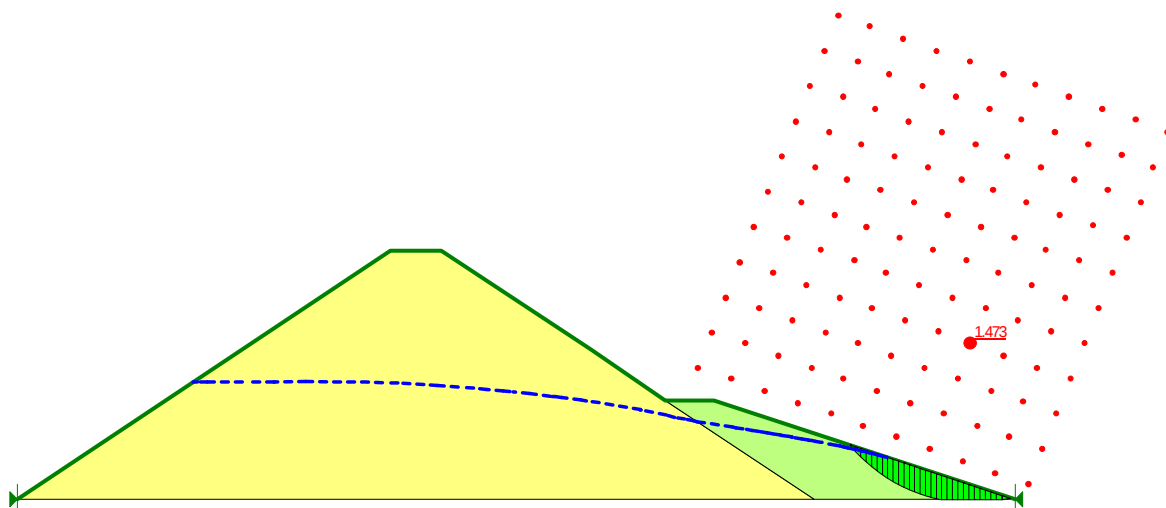


Figura 84. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$. $q_s = 13,20$ l/s/m

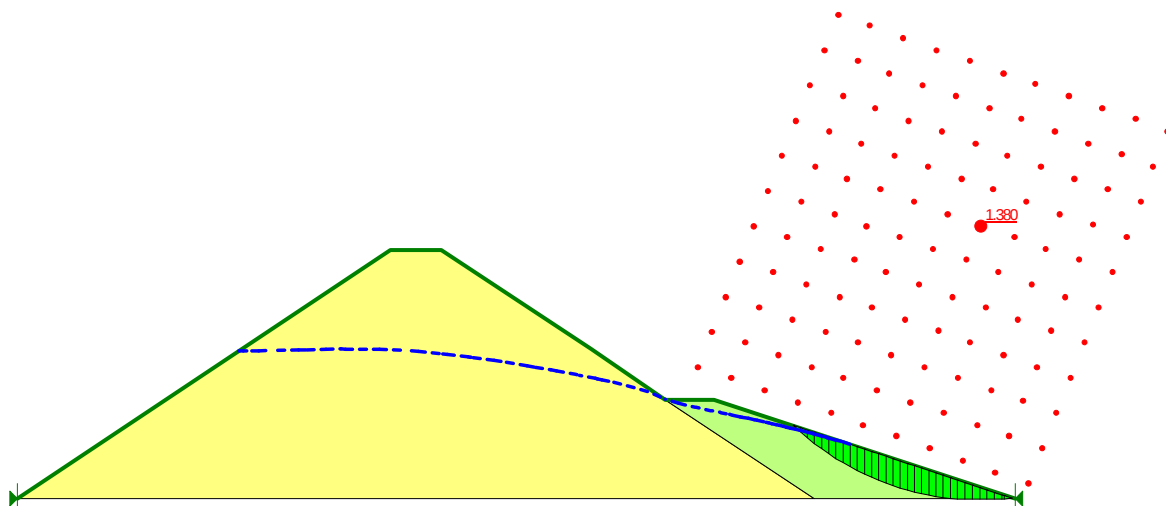


Figura 85. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$. $q_s = 19,12$ l/s/m

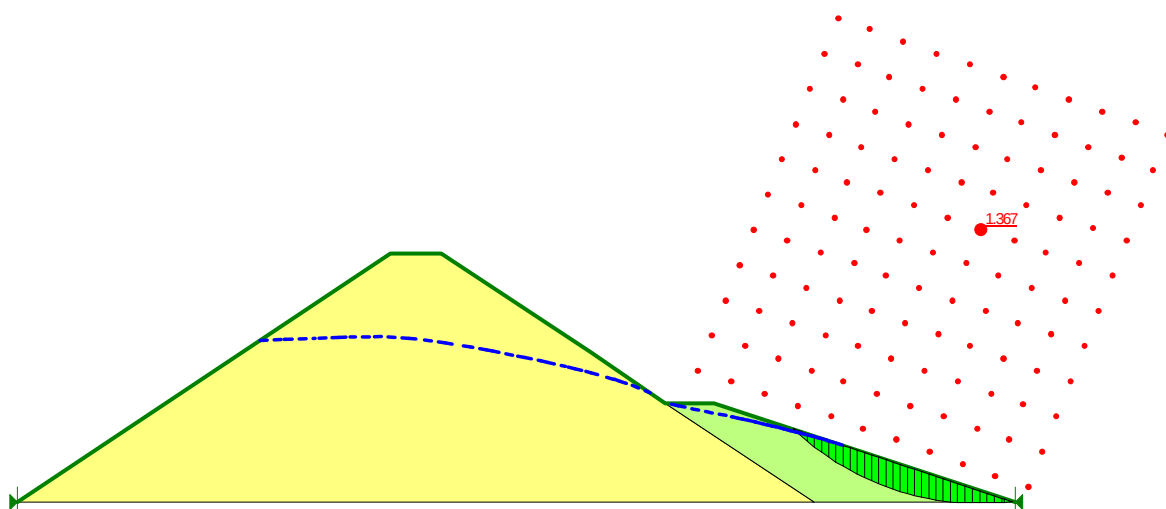


Figura 86. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$. $q_s = 23,59$ l/s/m

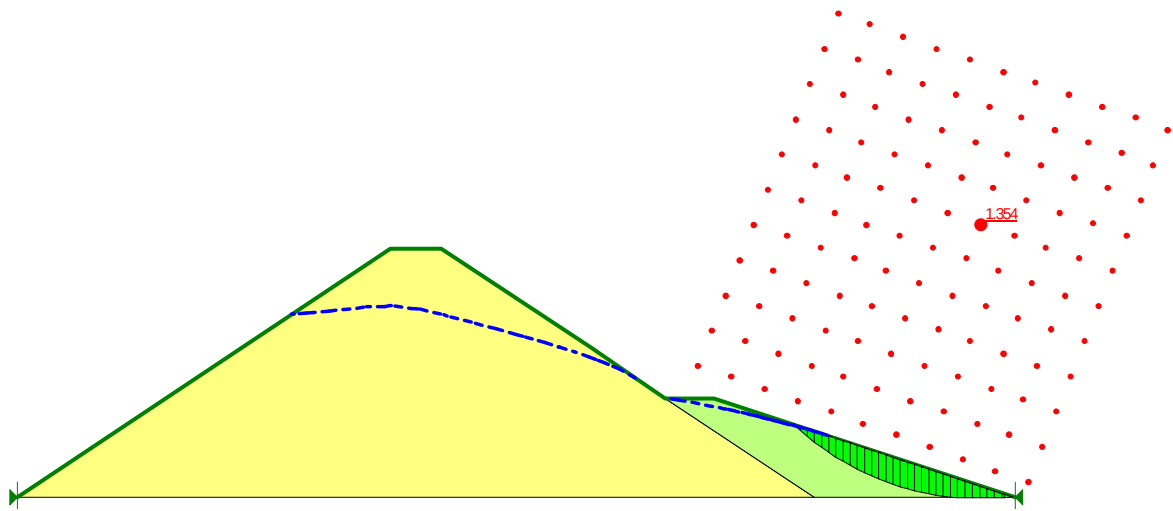


Figura 87. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,4$; $N_b = 3,0$. $q_s = 30,55 \text{ l/s/m}$

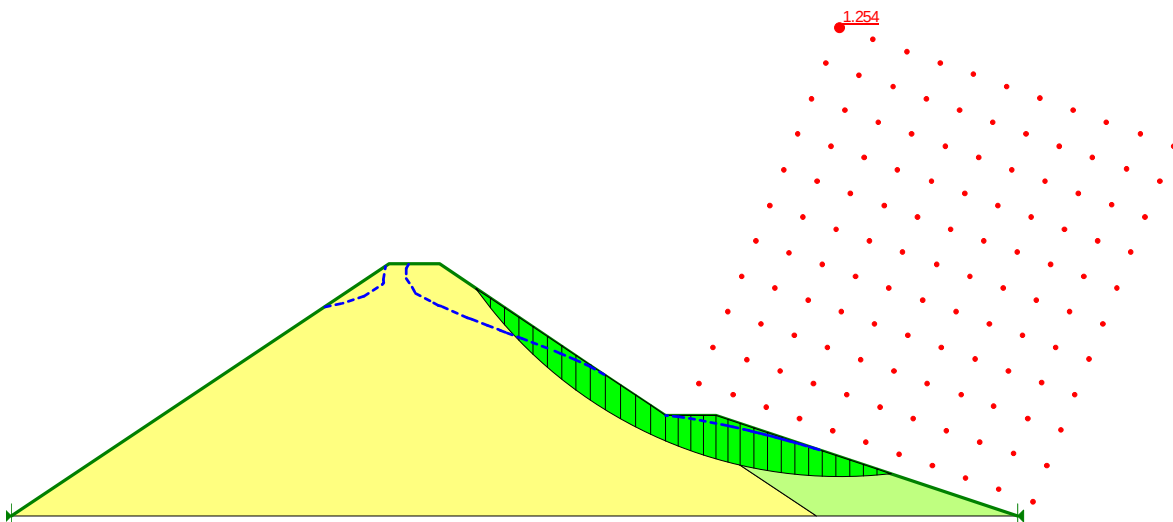


Figura 88. Círculo de rotura. $H_b^* = 0,4$. $N_b = 3,0$. $q_s = 37,73 \text{ l/s/m}$

6. BIBLIOGRAFÍA

AENOR. AN/CTN 146. 2003, *Norma UNE EN 13383. Escolleras*.

Arhippainen, E. 1970, "Submerged dam on Lake Kemi", *Proceedings of ICOLD Montreal Congress*. Q36.R6., pp. 95-111.

Barton, N. & Kjaernsli, B. 1981, "Shear strenght of rockfill", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, vol. 107, no. 7, pp. 873-891.

Bravo, G. 1995, *Teoría y práctica de la filtración y drenaje en presas de materiales sueltos*, Comité Nacional Español de Grandes Presas, Madrid.

de Cea, J.C. & Olalla, C. 1991, *Monografía M 18. Resistencia al corte de escolleras*, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

Dirección General de Carreteras 2006, *Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera*, Ministerio de Fomento.

Duncan, M. 2004, *Friction angles for sand, gravel and rockfill. Kenneth Lee memorial Seminar*, Long Beach, USA.

Gerodetti, M. 1981, "Model studies of an overtopped rockfill dam", *International Water Power and Dam Construction*, vol. 33, no. 9, pp. 25-31.

Hartung, F. & Scheuerlein, H. 1970, "Design of overflow rockfill dams", *Proceedings of ICOLD Montreal Congress*, vol. Q36. R35.

Höeg, K., Løvoll, A. & Vaskinn, K.A. 2004, "Stability and breaching of embankment dams: Field tests on 6 m high dams", *International Journal on Hydropower and Dams*, vol. 11, no. 1, pp. 88-92.

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.

Knauss, J. 1979, "Computation of maximum discharge at overflow rockfill dams. (A comparison of different model test results)", *Proceedings of ICOLD New Delhi Congress.*, vol. 3, pp. 143-160.

Leliavsky, S. 1965, "Percolation of water as a structural design factor" in *Design of dams for percolation and erosion* Chapman & Hall, Gran Bretaña.

Lempérière, F. 1991, "Overspill rockfill dams: Conventional and unconventional designs. Technology-costs-safety", *Proceedings of ICOLD Viena Congress*, pp. 111-127.

Leps, T.M. 1970, "Review of shearing strength of rockfill", *Journal of the soil mechanics and foundations division*, pp. 1159-1170.

Michioku, K., Maeno, S., Furusawa, T. & Haneda, M. 2006, "Closure to "Discharge through a Permeable Rubble Mound Weir"", *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 132, no. 4, pp. 433-434.

Mishra, S.K. 1998, *Riprap design for overtopped embankments*, Ph.D. thesis. Colorado State University.

Olivier, H. 1967, "Through and overflow rockfill dams. New design techniques", *Institution of Civil Engineers*, vol. 36, no. Paper 7012.

Parkin, A. 1971, "Field solutions for turbulent seepage flow", *Journal of the soil mechanics and foundations division*, pp. 209-218.

Parkin, A., Trollope, D. & Lawson, J. 1966, "Rockfill structures subject to water flow", *Journal of the soil mechanics and foundations division*.

Pilarczyk, K.W., Verhey, H.J. & Akkerman, G.J. 1991, "Rockfill design criteria for overflow dams", *Proceedings of ICOLD Viena Congress.*, , no. Q.67 R.28, pp. 465-488.

Ressurreição, J.M. 1988, *Barragens de enrocamento drenante*, Lisboa.

Skoglund, M. & Solvik, O. 1995, "External and internal erosion in rockfill dams", *International Journal on Hydropower and Dams*, vol. 2, no. 3, pp. 44-47.

Solvik, O. 1991, "Throughflow and stability problems in rockfill dams exposed to exceptional loads", *Proceedings of ICOLD Viena Congress.*, , no. Q67. R20, pp. 333-343.

Sparks, A.D. 1967, "The sloughing, overtopping, and reinforcement of rockfill and earth dams", *Proceedings of ICOLD Istambul Congress.*, no. Q35. R9.

Stephenson, D. 1979, "Rockfill and gabions for erosion control" in *Rockfill in hydraulic engineering* Elsevier Publishing Company, Amsterdam, Holand, pp. 203-208.

Task Committee on Overtopping Protection of the Hydraulics Division of the American Society of Civil Engineers 1994, *Alternatives for overtopping protection of dams*, ASCE, New York, USA.

Taylor, E.H. 1991, "The Khasab self spillway embankment dams", *Proceedings of ICOLD Viena Congress.*, no. Q.67 R.12, pp. 225-239.

Toledo, M.A. 1998, *Diseño de presas de escollera resistentes al sobrevertido*, Comité Nacional Español de Grandes Presas, Madrid.

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, E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.

Wittler, R.J. & Abt, S.R. 1990, "Influence of uniformity on riprap stability", *Hydraulic Engineering - Proceedings of the 1990 National Conference*, pp. 251-256.

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, por el tiempo que les he robado. A D. Hibber Campos, por su colaboración en la preparación de los ensayos de laboratorio y al profesor D. Miguel Ángel Toledo por su interés y atinada orientación, que han permitido mejorar el resultado final del trabajo. A la Cátedra de Puertos de la ETSI de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, por la colaboración prestada por su laboratorio a este proyecto.

Al Ministerio de Educación y Ciencia, cuyo proyecto de investigación del Plan Nacional de I+D 2007-2011 denominado *“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”*, con código de identificación BIA2007-68120-C03-021, ha supuesto el marco de actuación para este trabajo de investigación de carácter académico.

Al Centro Internacional de Métodos Numéricos en la Ingeniería (CIMNE), por el apoyo recibido, indispensable para la realización de este trabajo.