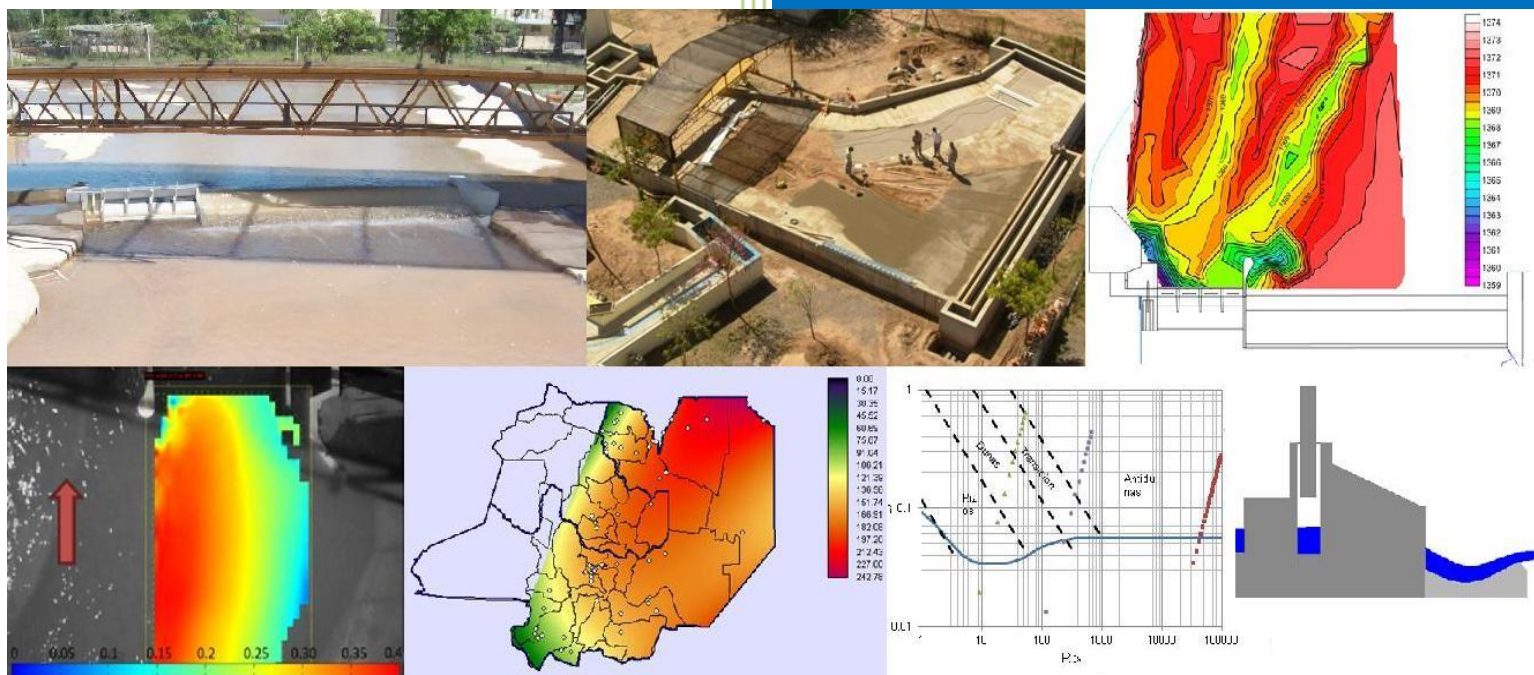




TESIS DE MAESTRÍA
MAESTRÍA EN CIENCIAS DE LA
INGENIERÍA – MENCIÓN RECURSOS
HÍDRICOS

DICIEMBRE
2014

ESTUDIOS AVANZADOS PARA EL DISEÑO HIDROLÓGICO
E HIDRÁULICO DE INFRAESTRUCTURA HÍDRICA



LABORATORIO DE
HIDRÁULICA

CONICET



CETA

CENTRO DE ESTUDIOS
Y TECNOLOGÍA DEL AGUA

AUTOR:

GUILLÉN, NICOLÁS FEDERICO

DIRECTOR:

GARCÍA, CARLOS MARCELO

CODIRECTOR:

HILLMAN, GERARDO

Estudios Avanzados para el Diseño Hidrológico e Hidráulico de Infraestructura Hídrica

Palabras Clave

Diseño Hidrológico: Predicción de lluvias máximas. Diseño Hidráulico: Modelos Físicos.

Resumen

Para el aprovechamiento sustentable del recurso hídrico y para mitigar los efectos de amenazas hídricas se requiere diseñar medidas estructurales y medidas no estructurales. El diseño sustentable requiere de un estudio integral que complemente los siguientes aspectos: a) Diseño hidrológico que consiste en la definición precisa de las variables hidrológicas de diseño (por ejemplo el caudal); b) Diseño hidráulico óptimo que contemple la compleja interacción de los flujos turbulentos con el lecho, márgenes, vegetación, infraestructura hídrica existente y/o nueva, etc.

Generalmente al diseño hidrológico consiste en la estimación y predicción de la crecida de Proyecto. Sin embargo la estimación de esta crecida está afectada por la insuficiencia estadística de los registros históricos de caudales extremos, lo cual lleva a la predicción indirecta de estos caudales mediante el uso de modelos de transformación lluvia – caudal (P-Q), los cuales son alimentados por eventos hipotéticos críticos (lluvias de diseño). La información necesaria para predecir estas lluvias de diseño sólo se pueden extraer de extensos registros de alta frecuencia, normalmente fajas pluviográficas, las cuales también son escasas, aunque menos que las hidrométricas. En la República Argentina es habitual obtener otro dato de lluvia provisto por pluviómetros: la lámina de lluvia diaria. De esta manera, los técnicos y proyectistas pueden proceder a la estimación de la lluvia de diseño mediante un análisis de estadística inferencial de las láminas de lluvias máximas diarias

asociadas a diferentes periodos de retorno, a partir de las series de datos pluviométricos registrados en diversos puntos de la cuenca. En este trabajo se estima la lámina de lluvia diaria de diseño en la región noroeste de Argentina con datos actualizados y técnicas de análisis espacial de la información. A partir del mencionado análisis se elaboran mapas digitales de valores de lámina de lluvia máxima diaria predichos para distintos periodos de retorno utilizando un Sistema de Información Geográfica.

En lo que se refiere al diseño hidráulico de infraestructura hídrica, la metodología generalmente utilizada incluye en una primera etapa un diseño preliminar basado en ábacos y herramientas empíricas disponibles en la bibliografía especializada. Una segunda etapa antes de la construcción consiste en la verificación y optimización de este diseño preliminar basado en el uso de modelos físicos y/o numéricos. En ese marco en la segunda parte de este trabajo se evalúa el diseño hidráulico de una obra de derivación de caudales para riego utilizando un modelo físico, incluyendo además una evaluación experimental de los procedimientos de operación de las estructuras móviles de evacuación de caudales de esa obra durante crecidas considerando o no en la modelación el proceso transporte de sedimentos.

Advanced Studies for Hydrologic and Hydraulic Design of Hydraulic Structures

Key words

Hydrological Design: prediction of maximum rainfall. Hydraulic Design: Physical Models.

Abstract

Structural and non-structural management measures are required for both the sustainable use of water resources and to mitigate the flood risk. These management measures require an integral study that complements the following aspects: (a) Hydrological design that consists on an accurate definition of the hydrological design variables (i.e. flow discharge) (b) Optimum Hydraulic Design that takes into accounts the complex interaction of turbulent flows with the bed, banks, vegetation, existing or new water infrastructure, etc.

Generally the hydrological design is used to estimate the design flow discharge. However the estimation of this flow discharge is affected by the statistical deficiency of historical flow records, which leads to evaluation of these flows indirectly by using rainfall - runoff transformations models (P-Q), feed by critical and hypothetical events (design rainfalls). The required information to predict these rainfalls events can only be obtained from extensive records of high frequency data (recorded by pluviographs), which are also scarce, although less than flow discharge data. Instead, it is usual in Argentina another data provided by rain gauges: the daily rainfall. Thus, technicians and designers can proceed to estimate the design rainfall through statistical analysis of the maximum daily rainfall data associated with different return periods estimated from daily rainfall data recorded in the basin. In this work, design daily rainfall is estimated in the northwestern region of Argentina using updated data and spatial analysis techniques. Digital maps of maximum daily rainfall values

predicted for different return periods were developed using a Geographic Information System.

Regarding the hydraulic design of hydraulic infrastructure, the methodology generally used includes in a first stage a preliminary design based on empirical tools available in the specialized literature. A second stage, before construction, is the verification and optimization of this preliminary design using physical models. This work presents an evaluation, using a physical model, of the hydraulic design of a dam for irrigation purpose, including an experimental evaluation of the procedures for moving gates operation during floods with and without the modeling of the sediment transport process.

Agradecimientos

- A Carlos M. García quien fue mi gran guía a lo largo de estos últimos años en el Laboratorio de Hidráulica. Gracias a él y a su ayuda pude especializarme en el fascinante mundo de la Hidráulica.
- A Gerardo Hillman, quien depositó su plena confianza en mí para poder llevar adelante este proyecto. Sin su buena predisposición esta tesis jamás podría haber sido posible.
- A Néstor Ilvento, quien me permitió visitar la obra del Dique Los Molinos y me transfirió gran cantidad de conocimientos debido a su vasta experiencia como proyectista hidráulico. Gracias por su generosidad y ganas de enseñar y ayudarme.
- A mis compañeros de trabajo en el Laboratorio de Hidráulica (Horacio, Antoine, Pipa, Érica, Matías R., Matías E., Leti, Ceci, Andrés, Gonzalo, Mariana, Mariano, Paolo, Cristian y tantos otros), por su gran dedicación y paciencia a lo largo de todo este tiempo juntos.
- A mis padres, Gabriel y Cecilia, ya que fueron mi principal apoyo a lo largo de toda mi vida. Sin ellos nunca habría podido alcanzar todo lo que logré hasta el día de hoy.
- A mis hermanas, Anita y Lucía: a la primera por aguantarme en el día a día cordobés y a la segunda por la paciencia que me tiene cada vez que estoy en mi querida Salta.
- Finalmente a Karen, mi compañera de vida y esa persona con la que empecé a recorrer un hermoso camino hace ya 3 años y con la que si Dios quiere espero seguir compartiendo mis días por mucho tiempo.

ÍNDICE

1. Capítulo 1: Marco referencial del trabajo	21
1.1. Introducción.....	21
1.2. Diseño Hidrológico.....	22
1.2.1. Lluvias de diseño.....	23
1.2.2. Antecedentes de estudios sobre lluvias máximas diarias para diseño hidrológico en Argentina.....	26
1.3. Diseño hidráulico de infraestructura hídrica	28
1.4. Objetivos de la tesis	30
1.4.1. Objetivos generales	30
1.4.2. Objetivos específicos	30
1.5. Metodología de la tesis.....	30
2. Capítulo 2: Diseño hidrológico de infraestructura hídrica	32
2.1. Introducción.....	32
2.2. Metodología empleada para el cálculo de la lluvia máxima diaria asociada a una recurrencia dada	32
2.2.1. Series históricas de lluvias diarias máximas anuales.....	33
2.2.2. Verificación de hipótesis básicas	34
2.2.3. Análisis de estadística descriptiva	40
2.2.4. Análisis de estadística inferencial.....	41
2.2.5. Determinación de lámina de lluvia diaria para distintos periodos de retorno	43
2.3. Información pluviométrica analizada	45
2.3.1. Localización espacial de las estaciones pluviométricas.	45
2.3.2. Descripción de datos pluviométricos analizados.	55
2.4. Análisis de resultados	56
2.4.1. Longitud de serie de lámina de lluvia máxima anual	56
2.4.2. Datos Atípicos.....	58
2.4.3. Prueba de Independencia.....	59
2.4.4. Prueba de Estacionalidad	59
2.4.5. Prueba de Homogeneidad.....	59
2.4.6. Selección de la función de distribución de probabilidad óptima	61
2.5. Análisis regional	65

2.6. Contraste con valores de diseño estimados en proyectos hidráulicos previos.....	73
2.6.1. Análisis de resultados	75
3. Capítulo 3: Diseño hidráulico de infraestructura hídrica utilizando un modelo físico hidráulico	76
3.1. Introducción.....	76
3.2. Localización y descripción del Dique Los Molinos	76
3.3. Problemática existente en el Dique Los Molinos	79
3.4. Modelo físico del Dique Los Molinos.....	82
3.4.1. Descripción del Modelo Físico	82
3.4.2. Antecedentes.....	84
3.4.3. Objetivos del modelo físico	85
3.5. Verificación de la capacidad hidráulica de evacuación de las estructuras de descarga del Dique Los Molinos	86
3.5.1. Sensibilidad del comportamiento del flujo en el modelo físico a diferentes distribuciones de caudal de ingreso	87
3.5.2. Cuantificación del caudal erogado por las diferentes estructuras de descarga	90
3.6. Caracterización hidrodinámica del flujo de los descargadores de fondo del canal moderador y estimación de curvas de despegue en el trampolín del salto esquí.....	125
3.6.1. Resultados	128
3.7. Análisis y cuantificación de la erosión localizada aguas debajo de la estructura de descarga del canal moderador.....	138
3.7.1. Erosión observada para un caudal de 15 m ³ /s.....	138
3.7.2. Erosión observada para un caudal de 30 m ³ /s.....	139
3.7.3. Erosión observada para un caudal de 50 m ³ /s.....	141
3.7.4. Erosión observada para un caudal de 75 m ³ /s.....	142
3.7.5. Erosión observada para un caudal de 100 m ³ /s.....	143
3.7.6. Erosión observada para un caudal de 150 m ³ /s.....	144
3.7.7. Contraste de las erosiones observadas para distintos caudales.....	145
3.7.8. Resumen de los principales resultados obtenidos	146
3.8. Optimización de los Procedimientos de Operación de las estructuras de control (compuertas) para eventos de crecidas simulando condiciones de flujo sin aporte de sedimentos	148
3.8.1. Área de estudio.....	150
3.8.2. Ensayos de Operación a fondo móvil aguas arriba	151
3.8.3. Síntesis.....	188

3.9. Estudios sobre los Procedimientos de Operación a aplicar durante crecidas simulando condiciones de flujo con aporte de sedimentos.....	190
3.9.1. Tipos de transporte de sedimentos.....	191
3.9.2. Cuantificación del transporte de sedimentos	193
3.9.3. Caracterización de los parámetros de transporte de sedimento en el modelo físico	198
3.9.4. Evaluación y selección de las fórmulas de cuantificación de transporte de sedimentos	204
3.9.5. Validez del Modelo Físico del Dique Los Molinos como modelo de transporte de sedimentos.....	223
4. Capítulo 4: Conclusiones	230
4.1. Sobre los estudios realizados para el diseño hidrológico.....	230
4.2. Sobre los estudios realizados para el diseño hidráulico	231
4.3. Trabajos Futuros	234
5. Capítulo 5: Referencias.....	235
6. ANEXO: Publicaciones relacionadas presentadas en revistas, congresos y reuniones científico – técnicas	240
6.1. Revista de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Volumen 1, Número 2, Año 2014.....	240
6.2. Sexto Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos – Santa Fe, Noviembre de 2013	241
6.3. III Taller sobre Regionalización de Precipitaciones Máximas – Tucumán, Mayo de 2014	243
6.4. 2º Encuentro de Investigadores en Formación en Recursos Hídricos – INA, Ezeiza, Octubre 2014	247
6.5. IV Simposio de Métodos Experimentales en Hidráulica – La Plata, Marzo 2015	249

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Lluvia máxima asociada a diferentes períodos de retorno y su intervalo de confianza en la estación pluviométrica analizada de Bermejo - Pozo Sarmiento (N°107 de la Tabla 4) ubicada en la provincia de Salta. Aplicación de función de distribución de probabilidad Lognormal.	45
Figura 2: Disposición espacial de las estaciones pluviométricas encontradas.	55
Figura 3: Variación de la magnitud relativa del intervalo de confianza con los distintos tiempos de retorno partiendo de longitudes de serie diferentes.....	57
Figura 4: Longitud de registro de las estaciones pluviométricas encontradas.	58
Figura 5: Ubicación de estaciones pluviométricas que pasaron las pruebas estadísticas y cuyos registros fueron analizados en este trabajo.	61
Figura 6: Evolución de la máxima diferencia porcentual entre el valor de lluvia para T=100 años del método Lognormal y el valor proporcionado por el método que más se aleja de esta función a medida que aumenta la longitud de la serie.	64
Figura 7: Máxima diferencia porcentual entre el valor de lluvia del método Lognormal y el valor proporcionado por el método que más se aleja de esta función versus la dispersión porcentual del método Lognormal para T=100 años.....	65
Figura 8: Raster interpolado por el método Kriging para la lluvia máxima diaria estimada para un período de retorno de dos años [en mm].	66
Figura 9: Lluvia máxima diaria para T=2 años.....	68
Figura 10: Lluvia máxima diaria para T=5 años.....	68
Figura 11: Lluvia máxima diaria para T=10 años.....	69
Figura 12: Lluvia máxima diaria para T=20 años.....	69
Figura 13: Lluvia máxima diaria para T=25 años.....	70
Figura 14: Lluvia máxima diaria para T=50 años.....	70
Figura 15: Lluvia máxima diaria para T=100 años.....	71
Figura 16: Lluvia media anual en la República Argentina (INTA, 1990).....	72

Figura 17: Imagen satelital de la zona de emplazamiento del Dique Los Molinos (Google Earth).....	77
Figura 18: Plano en planta del Dique Los Molinos.	78
Figura 19: Imagen aérea tomada durante una crecida el día 22 de Enero de 2013. Terraplén Margen Izquierda (TMI) y Terraplén Margen Derecha (TMD).....	78
Figura 20: Dique Fijo tarquinado observado desde la margen izquierda. (Halcrow, 2009).	79
Figura 21: Imagen satelital obtenida de Google Earth del relieve en la zona del Dique Los Molinos.....	80
Figura 22: Erosión local al pie del canal moderador (Halcrow, 2009).	80
Figura 23: Deterioro en el perfil del Dique Fijo. Las armaduras están expuestas y se observa el crecimiento de vegetación (Halcrow, 2009).	81
Figura 24: Compuertas circulares Dique Móvil. Evidencia de problemas de mantenimiento de las obras electromecánicas (Halcrow, 2009).	81
Figura 25: Modelo Físico del Dique Los Molinos construido en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Nacional de Córdoba.	83
Figura 26: Estructuras de descarga con su respectiva nomenclatura empleada.	83
Figura 27: Porcentajes de erogación de caudal en las estructuras de descarga cuando todo el caudal ingresa por el Río Reyes (Ensayo 1).....	88
Figura 28: Porcentajes de erogación de caudal en las estructuras de descarga cuando todo el caudal ingresa por el Río Grande (Ensayo 3).....	88
Figura 29: Porcentajes de erogación de caudal en las estructuras de descarga cuando el 65% del caudal ingresa por el Río Grande y el 35% por el Río Reyes (Ensayo 2).	89
Figura 30: Esquema de análisis de imágenes digitales.	93
Figura 31: Corte de un Tubo Pitot Estático.....	94
Figura 32: Compuertas con los separadores de flujo instalados.	97
Figura 33: Medición Volumétrica del caudal evacuado en el Dique Móvil 3.....	98

Figura 34: Campo de velocidad superficial [m/s] en modelo físico en la zona de aproximación al DF con un caudal de 4200 m ³ /s.	100
Figura 35: Campo de velocidad superficial [m/s] en modelo físico en la zona de aproximación al DM y CM con un caudal de 4200 m ³ /s. ...	100
Figura 36: Batimetría de una sección transversal completa localizada 0.40m (26m en prototipo) aguas arriba de labio del vertedero fijo. Las cotas indicadas refieren a cotas en prototipo.	101
Figura 37: Planta de Dique Móvil localización de puntos de medición de velocidad con Tubo Pitot.	104
Figura 38: Corte de una Compuerta del Dique Móvil con la localización de los puntos donde se midió velocidad con Tubo Pitot.	104
Figura 39: Velocidades longitudinales de flujo [m/s] en prototipo de cada compuerta del dique móvil.....	105
Figura 40: Evolución vertical de velocidades [m/s] en prototipo de cada compuerta del dique móvil.....	105
Figura 41: Porcentaje de caudal evacuado por las estructuras de descarga – compuertas del DM1, 2 y 3 abiertas.....	110
Figura 42: Porcentaje de caudal evacuado por las estructuras de descarga –compuertas del DM1 y 2 abiertas.....	110
Figura 43: Caudal total evacuado por las estructuras de descarga versus % de evacuación de las compuertas del CM.	111
Figura 44: Caudal total evacuado por las estructuras de descarga versus % de evacuación de las compuertas del DM.	111
Figura 45: Porcentaje de caudal evacuado por las estructuras de descarga cuando las 4 compuertas del DM están abiertas.....	113
Figura 46: Porcentaje de caudal evacuado por las estructuras de descarga cuando las 4 compuertas del DM y las 2 del CM están abiertas.....	113
Figura 47: Localización de las escalas donde se midió la cota del pelo de agua durante el ensayo.	115
Figura 48: Zonas en donde se produce separación del flujo que afecta a las lecturas sobre las escalas.....	116
Figura 49: Dique Fijo: Curvas obtenidas experimentalmente y definidas en el proyecto que relacionan las cotas de superficie libre en la margen derecha del Dique Móvil en prototipo (m) y el caudal evacuado por el Dique móvil Q (m ³ /s).	118

Figura 50: Dique Móvil: Curvas obtenidas experimentalmente y definidas en el proyecto que relacionan las cotas de superficie libre en la margen derecha del Dique Móvil en prototipo (m) y el caudal evacuado por el Dique móvil Q (m ³ /s).	120
Figura 51: Dique Móvil: Capacidad de descarga teórica de orificio simple y orificio de gran altura.	121
Figura 52: Canal Moderador: Curvas obtenidas experimentalmente y definidas en el proyecto (Halcrow, 2009) que relacionan las cotas de superficie libre en la margen derecha del Canal moderador en prototipo (m) y el caudal evacuado por el canal moderador Q (m ³ /s).	123
Figura 53: Canal Moderador: Capacidad de descarga teórica de orificio simple y orificio de gran altura.	124
Figura 54: Esquema de salto esquí.	126
Figura 55: Corte del canal moderador.	128
Figura 56: Curvas H – Q de CM1. H= altura del nivel de agua medida sobre la margen derecha de DM y CM.	128
Figura 57: Curvas H – Q de CM2. H= altura del nivel de agua medida sobre la margen derecha de DM y CM.	129
Figura 58: Curva D – Q de CM1	130
Figura 59: Curva D – Q de CM2.....	131
Figura 60: Curva D – Q de CM.....	131
Figura 61: Variación de la velocidad de aproximación del flujo con el caudal en CM1	133
Figura 62: Variación de la velocidad de aproximación del flujo con el caudal en CM2	133
Figura 63: Variación de la velocidad de despegue del flujo con el caudal en CM1.....	135
Figura 64: Variación de la velocidad de despegue del flujo con el caudal en CM2.....	135
Figura 65: Comparación de la velocidad de aproximación del flujo con la de despegue para los diferentes caudales en CM1	136
Figura 66: Comparación de la velocidad de aproximación del flujo con la de despegue para los diferentes caudales en CM2	136

Figura 67: Velocidades medidas en el salto esquí del CM para un caudal de 70 m ³ /s utilizando PTV.	137
Figura 68: Velocidades medidas en el salto esquí del CM para un caudal de 90 m ³ /s utilizando PTV.	137
Figura 69: Curvas de nivel [m] en la fosa de erosión construida a partir de puntos relevados con nivel óptico - Q=15 m ³ /s.....	139
Figura 70: Niveles de lecho [m] de la fosa de erosión relevada con cámara Kinect - Q=15 m ³ /s	139
Figura 71: Curvas de nivel [m] en la fosa de erosión construida a partir de puntos relevados con nivel óptico - Q=30 m ³ /s.....	140
Figura 72: Niveles de lecho [m] de la fosa de erosión relevada con cámara Kinect - Q=30 m ³ /s	140
Figura 73: Curvas de nivel [m] en la fosa de erosión construida a partir de puntos relevados con nivel óptico - Q=50 m ³ /s.....	141
Figura 74: Niveles de lecho [m] de la fosa de erosión relevada con cámara Kinect - Q=50 m ³ /s	141
Figura 75: Curvas de nivel [m] en la fosa de erosión construida a partir de puntos relevados con nivel óptico - Q=75 m ³ /s.....	142
Figura 76: Niveles de lecho [m] de la fosa de erosión relevada con cámara Kinect - Q=75 m ³ /s	142
Figura 77: Curvas de nivel [m] en la fosa de erosión construida a partir de puntos relevados con nivel óptico - Q=100 m ³ /s.....	143
Figura 78: Niveles de lecho [m] de la fosa de erosión relevada con cámara Kinect - Q=100 m ³ /s	143
Figura 79: Curvas de nivel [m] en la fosa de erosión construida a partir de puntos relevados con nivel óptico - Q=150 m ³ /s.....	144
Figura 80: Niveles de lecho [m] de la fosa de erosión relevada con cámara Kinect - Q=150 m ³ /s	144
Figura 81: Ubicación de los perfiles de la fosa de erosión incluidos en el contraste.	145
Figura 82: Perfil 1 de los diferentes ensayos realizados.....	146
Figura 83: Perfil 2 de los diferentes ensayos realizados.....	146
Figura 84: Perfil 3 de los diferentes ensayos realizados.....	146
Figura 85: Perfil 4 de los diferentes ensayos realizados.....	147

Figura 86: Ubicación de las cotas mínimas relevadas en los diferentes ensayos.....	147
Figura 87: Área de estudio con lecho erosionable (fondo móvil).	150
Figura 88: Perfil longitudinal al inicio de cada ensayo.	151
Figura 89: Diagrama evolutivo del proceso de modelación y aproximación a la política de operación.....	152
Figura 90: Esquema de la fosa de erosión y líneas de corriente principales luego de la apertura de DM3.	155
Figura 91: Evolución de la fosa de erosión en el tiempo al abrir DM3.	155
Figura 92: Esquema de la fosa de erosión y líneas de corriente principales luego de la apertura de CM1.	156
Figura 93: Evolución de la fosa de erosión en el tiempo al abrir CM1.	156
Figura 94: Esquema de la fosa de erosión y líneas de corriente principales luego de la apertura de DM2 y DM3.	157
Figura 95: Evolución de la fosa de erosión en el tiempo al abrir DM2 y DM3.	157
Figura 96: Curvas de nivel del lecho de fondo [m] generadas en el Ensayo 26.	159
Figura 97: Curvas de nivel del lecho de fondo [m] generadas en el Ensayo 27.	160
Figura 98: Variación del caudal en el tiempo en el ensayo 28.....	162
Figura 99: Curvas de nivel del lecho de fondo [m] generadas en el Ensayo 28.	163
Figura 100: Variación del caudal en el tiempo en el ensayo 29.....	164
Figura 101: Punto crítico donde se produce la mayor erosión al abrir CM.....	166
Figura 102: Evolución de la cota de fondo en el punto relevado que se observa en la Figura 101.....	166
Figura 103: Variación del caudal en el tiempo en el ensayo 30.....	169
Figura 104: Imagen del flujo en la primera etapa del Ensayo 31.	171
Figura 105: Imagen del flujo en la tercera etapa del Ensayo 31.	172
Figura 106: Imagen del flujo en la cuarta etapa del Ensayo 31 – Vista desde aguas abajo.	173
Figura 107: Imagen del flujo en la cuarta etapa del Ensayo 31– Vista desde aguas arriba.....	173

Figura 108: Variación del caudal a lo largo del Ensayo 31.	174
Figura 109: Puntos donde se relevó la erosión durante el ensayo.	175
Figura 110: Variación de las cotas del lecho de fondo en 5 puntos característicos durante el Ensayo 33.	175
Figura 111: Secuencia de imágenes de la fosa de erosión tomadas desde un punto fijo. Tiempos en modelo para el Ensayo 31.	176
Figura 112: Curvas de nivel del lecho de fondo [m] generadas en el Ensayo 31.	177
Figura 113: Variación del caudal a lo largo del Ensayo 32.	179
Figura 114: Imagen del flujo en la primera etapa del Ensayo 33.	180
Figura 115: Imagen del flujo en la segunda etapa del Ensayo 33.	181
Figura 116: Imagen del flujo en la tercera etapa del Ensayo 33.	181
Figura 117: Imagen del flujo en la cuarta etapa del Ensayo 33.	182
Figura 118: Imagen del flujo en la quinta etapa del Ensayo 33.	183
Figura 119: Imagen del flujo en la sexta etapa del Ensayo 33.	183
Figura 120: Variación del caudal a lo largo del Ensayo 33.	185
Figura 121: Variación de las cotas del lecho de fondo en 5 puntos característicos durante el Ensayo 33.	185
Figura 122: Secuencia de imágenes de la fosa de erosión tomadas desde un punto fijo. Tiempos en modelo para el Ensayo 33.	186
Figura 123: Curvas de nivel del lecho de fondo [m] generadas en el Ensayo 33.	187
Figura 124: Tipos de transporte de sedimentos según el modo de transporte.	192
Figura 125: Clasificación del transporte de sedimentos.	192
Figura 126: Caudal sólido efectivo transportado.	194
Figura 127: Modelo Físico en planta.	199
Figura 128: Perfil del cauce para diversos caudales en el Río Reyes.	200
Figura 129: Perfil del cauce para diversos caudales en el Río Grande.	200
Figura 130: Relación entre el caudal en prototipo y el Radio Hidráulico en prototipo.	200
Figura 131: Variación del ancho del cauce con respecto al caudal en el Río Reyes.	201

Figura 132: Variación del ancho del cauce con respecto al caudal en el Río Grande.....	202
Figura 133: Curva granulométrica del sedimento utilizado en el modelo.	203
Figura 134: Comparación de las fórmulas de transporte para el Río Reyes. ...	205
Figura 135: Comparación de las fórmulas de transporte para el Río Grande.	205
Figura 136: Hidrograma medio anual si se espera la crecida con compuertas cerradas.....	209
Figura 137: Flujograma para el hidrograma si se espera la crecida con compuertas cerradas.....	209
Figura 138: Hidrograma medio anual si se espera la crecida con compuertas abiertas.....	210
Figura 139: Flujograma para el hidrograma si se espera la crecida con compuertas abiertas.....	210
Figura 140: Etapas comparativas. Ensayos sin aporte, con aporte manual, con aporte continuo. Ensayo en que se espera la crecida con compuertas cerradas. Los tiempos de ensayo están medidos en modelo.	212
Figura 141: Superficie digital del modelo cuando se espera la crecida con las compuertas cerradas sin aporte de sedimentos.....	213
Figura 142: Superficie digital del modelo cuando se espera la crecida con las compuertas cerradas con aporte de sedimentos manual.....	213
Figura 143: Superficie digital del modelo cuando se espera la crecida con las compuertas abiertas con aporte de sedimentos continuo.	214
Figura 144: Ubicación de perfiles analizados.....	215
Figura 145: Perfil 1. Ensayos en los que se espera la crecida con compuertas cerradas.....	215
Figura 146: Perfil 2. Ensayos en los que se espera la crecida con compuertas cerradas.....	216
Figura 147: Perfil 3. Ensayos en los que se espera la crecida con compuertas cerradas.....	216
Figura 148: Perfil 4. Ensayos en los que se espera la crecida con compuertas cerradas.....	217
Figura 149: Etapas comparativas. Ensayos sin aporte, con aporte manual, con aporte continuo. Ensayo en que se espera la crecida con	

compuertas abiertas. Los tiempos de ensayo están medidos en modelo.	218
Figura 150: Superficie digital del modelo cuando se espera la crecida con las compuertas abiertas sin aporte de sedimentos	219
Figura 151: Superficie digital del modelo cuando se espera la crecida con las compuertas abiertas con aporte de sedimentos manual	219
Figura 152: Superficie digital del modelo cuando se espera la crecida con las compuertas abiertas con aporte de sedimentos continuo	220
Figura 153: Perfil 1. Ensayos en los que se espera la crecida con compuertas abiertas	221
Figura 154: Perfil 2. Ensayos en los que se espera la crecida con compuertas abiertas	221
Figura 155: Perfil 3. Ensayos en los que se espera la crecida con compuertas abiertas	222
Figura 156: Perfil 4. Ensayos en los que se espera la crecida con compuertas abiertas	222
Figura 157: Variación del diámetro del sedimento respecto a la escala.	225
Figura 158: Variación del peso específico saturado del sedimento respecto a la escala.....	226
Figura 159: Valores de τ y Re^* del Río Reyes para el Modelo, Prototipo y posible solución.....	227
Figura 160: Valores de τ y Re^* del Río Reyes para el Modelo, Prototipo y posible solución.....	228

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Valores K_n para la prueba de datos atípicos (Chow, 1959).....	35
Tabla 2: Valores I_{cri} para el Test Mann – Kendall (Kendall, 1938).	39
Tabla 3: Criterios de diseño generalizados para estructuras de control de agua (Chow, 1959)	44
Tabla 4: Localizaciones con registro de lámina de lluvia diaria abarcados en este trabajo.....	53
Tabla 5: Frecuencias de las estaciones pluviométricas en función de su longitud de serie.	58

Tabla 6: Precipitaciones asociadas a diferentes tiempos de retorno aplicando diferentes distribuciones de probabilidad en la estación pluviométrica analizada de Bermejo - Pozo Sarmiento ubicada en la provincia de Salta.	63
Tabla 7: Diferencia porcentual entre aplicar Lognormal y otra distribución de probabilidad para cada periodo de retorno en la estación pluviométrica analizada de Bermejo - Pozo Sarmiento ubicada en la provincia de Salta.	63
Tabla 8: Valores de lluvia máxima diaria [mm]. Comparación entre lluvia de diseño calculada con la herramienta generada y la obtenida producto del análisis hidrológico realizado por diferentes proyectistas. Con asterisco (*) se indican los proyectos donde se utilizaron valores de diseño disponibles en localidades cercanas.....	74
Tabla 9: Porcentajes de caudal evacuado por cada estructura de descarga con respecto al caudal total bajo diferentes condiciones de ingreso de caudal.....	87
Tabla 10: Resumen de los ensayos realizados donde se aplicó PTV.....	99
Tabla 11: Caudales evacuados por cada estructura y porcentajes de evacuación respecto al total.	101
Tabla 12: Contraste entre caudales medidos en vertedero y caudales aforados con PTV en las estructuras de descarga.	102
Tabla 13: Resumen de los ensayos realizados donde se aplicó Tubo Pitot.....	103
Tabla 14: Caudales evacuados por cada estructura y porcentajes de evacuación respecto al total.	106
Tabla 15: Contraste entre caudales medidos en vertedero y caudales aforados con Tubo Pitot en las estructuras de descarga.	107
Tabla 16: Resumen de los ensayos realizados donde se aplicó medición volumétrica.....	108
Tabla 17: Caudales evacuados por cada estructura y porcentajes de evacuación respecto al total.	109
Tabla 18: Contraste entre caudales medidos en vertedero y caudales aforados con medición volumétrica en las estructuras de descarga.	112

Tabla 19: Contraste entre caudales estimados con la curva de proyecto (Halcrow, 2009) y con la curva obtenida a partir de datos experimentales en el dique fijo.	117
Tabla 20: Contraste entre caudales estimados con la curva de proyecto (Halcrow, 2009) y con la curva obtenida a partir de datos experimentales en el dique móvil.....	119
Tabla 21: Contraste entre caudales estimados con la curva de proyecto (Halcrow, 2009) y con la curva obtenida a partir de datos experimentales en el canal moderador.....	122
Tabla 22: Resumen de los ensayos realizados.	147
Tabla 23: Ensayos realizados a fondo móvil con caudal constante de 600 m ³ /s.....	154
Tabla 24: Resumen del ensayo 28.....	163
Tabla 25: Resumen del ensayo 29.....	165
Tabla 26: Resumen del ensayo 30.....	169
Tabla 27: Resumen del procedimiento con compuertas cerradas – Ensayo 31.....	174
Tabla 28: Resumen del procedimiento con compuertas cerradas – Ensayo 32.....	178
Tabla 29: Resumen del procedimiento con compuertas abiertas – Ensayo 33.....	184
Tabla 30: Tabla resumen transporte de sedimentos al aplicar la política de operación de esperar la crecida con las compuertas cerradas.	207
Tabla 31: Tabla resumen transporte de sedimentos al aplicar la política de operación de esperar la crecida con las compuertas abiertas.	208

1. Capítulo 1: Marco referencial del trabajo

1.1. Introducción

Desde el punto de vista humano, el agua tiene un impacto positivo si se la considera como un recurso natural que puede ser utilizado con fines domésticos, industriales, agrícolas, mineros, recreativos, entre otros. Mientras que, también se puede tener un impacto negativo si se habla de los fenómenos naturales que pueden convertirse en amenazas hídricas (por ejemplo inundaciones) para seres vivos, suelos, infraestructura, etc.

Para el aprovechamiento sustentable del recurso hídrico (problema de regulación de aportes continuos a largo plazo) y para mitigar los efectos de amenazas hídricas (problema de control de eventos extremos) se debe proceder a desarrollar medidas estructurales (infraestructura) y medidas no estructurales (medidas de gestión, disposiciones legales y reglamentarias, normas de operación, etc.).

El diseño sustentable de estas medidas estructurales y no estructurales se define como el diseño consistente con los principios del desarrollo global sustentable, el cual prevé un desarrollo que satisface las necesidades presentes sin comprometer la capacidad de futuras generaciones de satisfacer sus propias necesidades (World Commission on Environment and Development, 1987). Un sobredimensionamiento de las medidas genera un impacto innecesario sobre el medio ambiente y resulta antieconómico, en tanto que si se subestiman estas medidas pueden fallar con resultados catastróficos con un impacto aun mayor para la sociedad y el medio ambiente, tanto por la pérdida de vidas humanas como de bienes públicos y privados. En este marco, el diseño sustentable de las medidas estructurales y no estructurales requiere de un estudio integral que complemente los siguientes aspectos: (a) Diseño hidrológico que consiste en la definición precisa de las variables hidrológicas de diseño (por ejemplo: caudal) (b) Diseño hidráulico óptimo que contemple la compleja interacción de los flujos turbulentos con el lecho, márgenes, vegetación, infraestructura hídrica existente y/o nueva, etc.

En este trabajo se decidió profundizar en dos líneas de trabajo realizando estudios avanzados en los dos aspectos mencionados, es decir en el Diseño Hidrológico e Hidráulico de Infraestructura Hídrica. En primer lugar se desarrolla una herramienta para diseño hidrológico con el fin de predecir la lluvia de diseño y a partir de ella poder obtener caudales de proyecto, parámetro fundamental de diseño hidrológico de cualquier obra hidráulica. En segundo lugar se evalúa el diseño hidráulico de una obra de derivación de caudales para riego utilizando un modelo físico.

1.2. Diseño Hidrológico

El diseño hidrológico se define como la evaluación del impacto de los procesos hidrológicos y la estimación de valores de las variables relevantes para modificarlo (Caamaño y Daaso, 2003). La predicción de eventos extremos para diseño constituye un paradigma de este último tipo, puesto que su objeto es la prevención de desastres. El término desastre hace referencia a un evento o suceso que ocurre, en la mayoría de los casos, en forma repentina e inesperada, causando perjuicios severos a una colectividad, una región o un país, sea por muerte o enfermedad en la población, destrucción o pérdida de sus bienes, desorganización de la estructura socioeconómica y/o daños marcados sobre el ambiente.

La mención de desastres lleva a considerar la idea de riesgo, que admite diferentes acepciones. Para los ingenieros se refiere a una función matemática, dependiente de la probabilidad de ocurrencia de fenómenos peligrosos. En cambio, quienes se dedican a las ciencias naturales (los geomorfólogos, por ejemplo) le asignan un significado más amplio, al interpretarlo como el resultado de relacionar la amenaza que entraña el fenómeno (equivalente al riesgo ingenieril) con la vulnerabilidad de los elementos expuestos (sensibilidad intrínseca a los efectos) (Caamaño y Daaso, 2003). Al margen de la cuestión semántica, y aun cuando el interés se reduzca a la evaluación de la amenaza, se utilizará aquí esta última concepción, ya que permite identificar las medidas de mitigación más adecuadas, estructurales (obras de protección e intervención sobre la vulnerabilidad) y no estructurales (planificación, difusión, mapas de

riesgo, sistemas de alerta, regulación de uso del suelo, costos preventivos en presupuestos de inversión, entrenamiento para emergencias).

Evaluar la amenaza es pronosticar o predecir la ocurrencia y magnitud del fenómeno, con base en el estudio de su mecanismo generador, el monitoreo del sistema perturbador y/o el registro de eventos en el tiempo. Se pronostica si se asigna al suceso una magnitud y un tiempo de ocurrencia (o un lapso breve, a causa de la incertidumbre del proceso y/o de su estimación). El pronóstico es un anticipo a corto plazo (basado en interpretación de señales o eventos premonitorios), cuyo objetivo es informar a la población amenazada acerca del acontecimiento o inminencia de un fenómeno peligroso real. Por su parte, una predicción no especifica cuándo se producirá, sino que indica cuál será la magnitud de un evento hipotético crítico, dada su duración y su recurrencia (según la información probabilística de parámetros indicadores), o bien, en el más largo plazo, cuál será el evento máximo probable. La magnitud de las medidas estructurales y no estructurales diseñadas para el aprovechamiento sustentable del recurso hídrico y para mitigar los efectos de amenazas hídricas guarda relación directa con el valor predicho del caudal o el nivel a que estarán expuestas en el futuro, los cuales, por su carácter aleatorio, solo se pueden estimar en forma probabilística. Las principales pautas para predecir un valor de caudal de diseño son el costo y la seguridad.

1.2.1. Lluvias de diseño

Generalmente al diseño hidrológico se lo utiliza para la estimación de la Creciente de Proyecto. Sin embargo la estimación de los caudales escurridos en la creciente de proyecto está afectada por la insuficiencia estadística de los registros históricos de caudales, lo cual lleva a evaluar indirectamente estos caudales mediante el uso modelos de transformación lluvia – caudal (P-Q), los cuales son alimentados por eventos hipotéticos críticos (lluvias de diseño).

La caracterización de las lluvias de diseño involucra un conjunto de rasgos de índole diversa, algunos de los cuales se traducen en variables

concretas interrelacionadas. Esos rasgos o componentes, que son estudiados a lo largo de esta obra, se presentan a continuación (Caamaño y Daaso, 2003):

- **Magnitud:** Valor que alcanzaría la intensidad o la altura precipitada en un punto. La intensidad, i , se define como el cociente entre la altura de la lámina de lluvia, h , y la duración del intervalo que demandó su acumulación, d . Es, entonces, un promedio temporal en ese lapso, estimado para un punto específico del espacio. La magnitud se plantea para intervalo fijo (vínculo altura-recurrencia) si proviene de una serie pluviométrica, con paso de medición diario, o puede depender de la duración.
- **Persistencia:** Duración del intervalo de lluvia para el cual se predice. Este es un dato que el proyectista establece, dependiendo de las características físicas de la cuenca en cuyo cierre quiere estimar el pico de la creciente de proyecto.
- **Probabilidad:** Frecuencia futura estimada o período de retorno anual del evento. Es el otro dato a definir de antemano, en función de la amenaza o del riesgo asumido. El monto de lluvia se asocia habitualmente a la probabilidad de ocurrencia, a la frecuencia relativa histórica f (función i - d - f) o a su recurrencia anual, T , (función i - d - T). Pero también se puede referir al evento de mayor magnitud esperable en una región, denominado Valor Límite Estimado, VLE (en el caso de lluvia, la Precipitación Máxima Probable, PMP), al que no se le puede asignar una probabilidad de ocurrencia
- **Ubicación:** Posición donde interesa predecir, en relación con la red de medición. Las ternas de valores para calibrar un modelo i - d - T provienen de registros continuos o de alta frecuencia; por lo tanto, sólo es posible la estimación directa en un pluviógrafo. Si, como es común, no existe una serie pluviográfica local apta, se necesita transponer la función, con técnicas específicas que se asumen parte integral del tema. En tal caso, un pluviómetro próximo al punto de interés brindaría información valiosa para la transposición. Cuando no lo haya, la única opción es interpolar entre puestos con datos, siempre que la densidad de la red y la orografía lo permiten. El

valor local de PMP suele surgir de estimadores regionales. No se transpone dentro de la misma unidad espacial, sino de una región a otra, lo cual es altamente desaconsejable.

- **Distribución:** Patrón de variación temporal interna de la intensidad de lluvia. Es costumbre deducir los patrones temporales, denominados hietogramas tipo, de la función $i-d-T$, pero las distribuciones no resultan verosímiles, porque se mezclan datos de fenómenos de características diferentes. También se los suele definir por síntesis de tormentas históricas, pero una tormenta es un fenómeno hidrometeorológico completo, no el suceso requerido para predicción.
- **Atenuación:** Reducción de lluvia local a escala de cuenca, para predecir descargas. La disminución del valor de la lámina precipitada depende del área de la cuenca, A , y de la duración de la lluvia. La forma usual de representarla es mediante curvas $h-d-A$. En lugar de la altura de lámina, se utiliza a veces el coeficiente de reducción areal. Estas funciones son propias de cada región y están afectadas en especial por su topografía, razón por la cual no es recomendable su transposición. Un modo elaborado de reflejar la estructura de la lluvia es un mapa de isohietas sintéticas, adaptable a la orientación geográfica dominante de las precipitaciones. Esto sólo tiene sentido para utilizar modelos de transformación espacialmente distribuidos, sea por el tamaño del sistema o por el grado de detalle requerido.

Las relaciones $i-d-T$ y el patrón de distribución temporal de las lluvias, requeridos para estimar Crecientes de Proyecto, solo se pueden extraer de extensos registros de alta frecuencia, normalmente fajas pluviográficas. Aun reemplazando caudal por intensidad de lluvia se continúa teniendo un problema, ya que las series pluviográficas largas también son escasas, aunque menos que las hidrométricas. En cambio, es habitual otro dato de lluvia provisto por pluviómetros: la lámina de lluvia diaria. De esta manera, los técnicos y proyectistas pueden proceder a la estimación mediante un análisis de estadística inferencial de las láminas de lluvias máximas diarias asociadas a

diferentes periodos de retorno, a partir de las series de datos pluviométricos registrados en diversos puntos de la cuenca.

1.2.2. Antecedentes de estudios sobre lluvias máximas diarias para diseño hidrológico en Argentina

En primer lugar y dado su carácter precursor en la temática se cita el trabajo elaborado por el Ing. Ruhle (1967), el cual ha sido desde su publicación ampliamente utilizado por los profesionales viales del país para determinar el caudal de diseño para infraestructura hídrica basándose en una serie de ábacos o gráficos. Entre los ábacos utilizados se encuentra la predicción de la lluvia de diseño utilizando cartografía elaborada para toda la República Argentina.

García (1994), presentó la “Regionalización de Precipitaciones Máximas Diarias en la provincia de Córdoba”. Los objetivos del mismo fueron la regionalización de las lluvias máximas diarias para la provincia Córdoba, desarrollando tecnologías para la estimación de lluvias máximas con alcance regional, diseñando un procedimiento expeditivo de estimación para uso ingenieril que aporta herramientas de cálculo particulares para el territorio Provincial. En ese trabajo, cada serie de valores máximos de precipitación fue ordenado por año hidrológico sobre 141 puestos pluviométricos seleccionados en la Provincia, a los cuales se le ajustaron seis distribuciones teóricas de probabilidad: Gumbel, Lognormal, Gamma, Pearson, Normal y Weibull. Se adoptó la Distribución Lognormal como aquella capaz de caracteriza la pluviometría de todo el territorio Provincial. El análisis probabilístico realizado por el autor, determinó los índices estadísticos, la curva de frecuencia muestral y la frecuencia esperada. Mediante el trazado de isohietas por el método de mínima curvatura se obtuvieron coberturas continuas y dichos campos de precipitación fueron plasmados en sendos mapas para 20 períodos de retorno predefinidos (entre 2 a 200 años).

Maidah (2010) retomó el trabajo de García (1994) y bajo el título de “Análisis Espacial de Datos Hidrológicos utilizando Sistemas de Información Geográfica. Aplicación al Estudio de Lluvias Diarias”, desarrolló una herramienta técnica actualizada de similares características a la desarrollada en el trabajo de origen, con la ventaja de obtener en forma rápida y expeditiva, mediante las coordenadas geográficas de un punto de interés, las máximas precipitaciones diarias con recurrencia asociada. Los resultados de éste trabajo incluyen los valores mínimos, medios y máximos (definidos por los intervalos de confianza) de los valores predichos de la lámina de lluvia máxima diaria para recurrencias de 2, 5, 10, 20, 25, 30, 50, 100 y 200 años en cualquier punto de la Provincia de Córdoba a un nivel de significancia del 95%. Empleando un Sistema de Información Geográfica (SIG), a través del programa IDRISI Andes, Maidah (2010) presentó raster de isohietas con recurrencias asociadas a partir de información de base que comprendió el periodo 1941-1996, así como un resumen de las principales características del SIG empleado.

Lérida y Sánchez (2011), elaboraron un estudio Metodológico para la determinación de una Grilla i-d-T consistente en la provincia de Córdoba. Este trabajo continuó los lineamientos de Maidah (2009) implementando el Modelo predictor DIT (Caamaño et al., 2003) en toda la provincia de Córdoba, regionalizando las variables hidrometeorológicas que permiten la regionalización de las funciones i-d-T.

Por su parte Bianchiotti (2012) realizó un análisis de la Precipitación Máxima Probable en la provincia de Córdoba a través de un Sistema de Información Geográfica, en el cual se actualizaron datos de estaciones pluviométricas de la base de datos original utilizadas en García (1994) y Maidah (2009) y agregaron nuevas estaciones.

Las publicaciones realizadas por Caamaño, Dasso (2003), y Catalini, Caamaño y Dasso (2011), sintetizan todos los antecedentes mencionados de estudios realizados para la provincia de Córdoba por el grupo de hidrología del Instituto Nacional del Agua y su Centro de Investigación de la Región Semiárida (INA-CIRSA) y el Grupo de Estudios Hidrológicos en Cuencas Pobremente Aforadas de la Universidad Católica de Córdoba (UCC-EHCPA) en

lo referente a la predicción de lluvias causales de crecientes de proyecto, comprendiendo su magnitud, su validez a futuro, su transposición y su variación en el tiempo y el espacio e incluye ejemplos de aplicación.

En la provincia de Entre Ríos, Zamanillo et al. (2009) a partir de información pluviométrica existente combinada a nivel regional con registros pluviográficos disponibles generó una herramienta para la determinación de tormentas de proyecto. Estos resultados permiten calcular tormentas de diseño para recurrencias de 2, 5, 10, 20, 25 y 50 años en cualquier punto de la provincia incluyendo la estimación de una relación intensidad-duración-recurrencia (i-d-T) y la distribución temporal de la tormenta.

Recientemente, entre los años 2012 y 2013 se realizó un análisis análogo al realizado previamente en la provincia de Córdoba en las provincias de Santa Fe y San Luis (Catalini et al., 2011), lográndose la regionalización de las precipitaciones máximas diarias en estas dos provincias del centro de la Argentina.

En el Noroeste de Argentina no existen antecedentes de estudios similares relacionados a la predicción de lluvias máximas diarias. Solo hay estudios puntuales realizados para una determinada obra hídrica. En este trabajo se avanza en esta área de vacancia y se presenta una herramienta para poder predecir la lluvia máxima diaria asociada a un tiempo de retorno dado en las provincias de Salta, Jujuy, Tucumán, Catamarca y Santiago del Estero.

1.3. Diseño hidráulico de infraestructura hídrica

El diseño hidráulico óptimo de infraestructura hídrica incluye en primer lugar el diseño geométrico de la infraestructura que optimice su comportamiento hidráulico y que tenga en cuenta la compleja interacción de esta infraestructura con los flujos de agua turbulentos, lecho y márgenes (considerando los procesos de transporte de sedimentos), vegetación, etc. Además el diseño hidráulico óptimo debe incluir consignas de operación de esta infraestructura.

La metodología generalmente utilizada en el diseño de infraestructura hídrica incluye en una primera etapa un diseño preliminar basado en ábacos y herramientas empíricas disponibles en la bibliografía especializada. Una segunda etapa antes de la construcción consiste en la verificación y optimización de este diseño preliminar basado en el uso de modelos. La iteración de la infraestructura hídrica diseñada con el ambiente es tan compleja que para poder estudiarla se requiere un modelo, es decir una representación simplificada del sistema real. En hidráulica, el término modelo corresponde a un sistema que simula un objeto real llamado prototipo, mediante la entrada de cierta información que se procesa y presenta en forma adecuada para emplearse en el diseño y operación de obras de ingeniería civil. Por su naturaleza, estos modelos pueden ser matemáticos, analógicos o físicos. Los métodos matemáticos plantean soluciones con modelos casi siempre idealizados, lo que permite simplificaciones importantes, que a su vez causan efectos que deben ser valorados mediante ensayos experimentales a través de modelos físicos a escala reducida o de tipo analógicos. La aplicación de cualquier tipo de modelo tiene sus limitaciones, las que van a depender de la complejidad del problema. Es por ello que se aconseja utilizar en forma combinada distintos tipos de modelos ya que uno proporciona mejor información que el otro en zonas específicas de la región a estudiar.

Un modelo físico a escala reducida representa a escala al objeto real o prototipo, tal como un fenómeno, una estructura o una máquina, y cumple ciertas condiciones matemáticas definidas.

En la actualidad se dispone de técnicas avanzadas en la modelación física de fenómenos hidráulicos que, aunadas al desarrollo de instrumentos de medición y equipos generadores de fenómenos a escala, permiten predecir con alto grado de certidumbre lo que pueda ocurrir en el prototipo y, por tanto, se obtienen óptimos resultados en los aspectos de funcionalidad, estabilidad y economía de las estructuras por construir. Esto justifica ampliamente la utilización de los modelos hidráulicos (Vergara Sánchez, 1995).

1.4. Objetivos de la tesis

1.4.1. Objetivos generales

En este trabajo se presentan estudios avanzados para el Diseño Hidrológico e Hidráulico de Infraestructura Hídrica. Los estudios que se presentan están relacionados al desarrollo de una herramienta para la estimación de la tormenta de proyecto y al uso de modelos físicos para caracterizar la interacción fluido – estructura en el Dique Los Molinos, en la provincia de Jujuy.

1.4.2. Objetivos específicos

- Diseño hidrológico:
 - ✓ Estimar la lámina de lluvia diaria de diseño en la región noroeste de Argentina con datos actualizados y técnicas de regionalización.
 - ✓ Elaborar mapas digitales de valores de lámina de lluvia máxima diaria utilizando un Sistema de Información Geográfica.

- Diseño hidráulico:
 - ✓ Evaluar el diseño hidráulico de una obra de derivación de caudales para riego utilizando un modelo físico.
 - ✓ Evaluar experimentalmente los procedimientos de operación de las obras de evacuación de caudales de esa obra durante crecidas sin y con la modelación del proceso de transporte de sedimentos.

1.5. Metodología de la tesis

En el **Capítulo 2** se buscó a través de un análisis regionalizado obtener las precipitaciones máximas diarias asociadas a diferentes periodos de retorno en la región noroeste de la Argentina. Se procedió a ubicar espacialmente

distintas estaciones pluviométricas recopiladas y regionalizar los parámetros estadísticos, para luego, mediante el empleo de técnicas de análisis espacial poder interpolar la información puntual con el objeto de generar grillas de información estadística y finalmente obtener mapas tendenciales de isohietas asociados a diferentes recurrencias. En este capítulo se muestran además ejemplos de aplicación de la herramienta hidrológica generada. Se comparan además las láminas de lluvia máxima diaria para un periodo de retorno determinado obtenidas de los mapas digitales realizados con las obtenidas en diferentes proyectos realizados en el pasado.

En el **Capítulo 3** se presenta en primera instancia la obra para la cual se realizó la verificación del diseño hidráulico y se describe el modelo físico construido a tal fin. Luego se detalla la evaluación experimental realizada en ese modelo de la capacidad de evacuación de las obras de descarga para distintos escenarios hidráulicos incluyendo un contraste con las curvas determinadas previamente en el proyecto. Al final de este capítulo se verifica y optimiza las consignas de operación de las estructuras de control, a los fines de regular los procesos hidrosedimentológicos presentes en las proximidades de obra aguas arriba.

En el **Capítulo 4** se resumen las principales conclusiones obtenidas en los Estudios realizados en relación al Diseño Hidrológico e Hidráulico de Infraestructura Hídrica.

Durante el desarrollo de este trabajo se publicaron resultados parciales en distintos congresos y reuniones científico-técnicas. En el Anexo de esta tesis se detalla el listado y el contenido de las publicaciones mencionadas.

2. Capítulo 2: Diseño hidrológico de infraestructura hídrica

2.1. Introducción

En este capítulo, se procedió a través de un análisis regionalizado a calcular la lluvia máxima diaria asociada a diferentes periodos de retorno en el Noroeste Argentino.

Se partió del análisis de 349 estaciones pluviométricas existentes en las provincias de Salta, Jujuy, Catamarca, Tucumán y Santiago del Estero. Dichas estaciones se ubicaron espacialmente y mediante el empleo de técnicas de análisis espacial se interpoló la información puntual con el objeto de generar grillas de información estadística mediante el uso de un Sistema de Información Geográfica (SIG).

El SIG permitió generar un archivo de tipo raster georreferenciado, que contiene, además de otra información relevante, los valores de láminas de lluvia para los distintos periodos de retorno analizados para cada punto del espacio analizado.

2.2. Metodología empleada para el cálculo de la lluvia máxima diaria asociada a una recurrencia dada

A continuación se detalla la metodología empleada con la finalidad de obtener el valor de la lluvia máxima diaria asociada a diferentes recurrencias (tiempos de retorno) mediante un análisis regional de variables hidrometeorológicas.

2.2.1. Series históricas de lluvias diarias máximas anuales

2.2.1.1. Recopilación de la información meteorológica histórica.

Se recopiló información histórica de la lámina de lluvia diaria en estaciones pluviométricas instaladas en las provincias de Jujuy, Tucumán, Catamarca, Santiago del Estero y Salta. Para la obtención de datos se recurrió a diferentes fuentes, tales como:

- Páginas web, en su mayoría pertenecientes a entidades gubernamentales, donde se encuentran datos históricos de lluvia diaria:

<http://bdhi.hidricosargentina.gov.ar/sitioweb/frmFiltro.aspx>

<http://dev.siiia.gov.ar/series>

<http://sig2.inta.gov.ar/en/datoshistoricos/>

<http://www.tutiempo.net/clima/Argentina/AR.html>

- Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA).
- Secretaria de Recursos Hídricos de diferentes provincias.

2.2.1.2. Determinación del año hidrológico

Para el análisis estadístico propuesto en este trabajo son requeridos valores máximos anuales de lluvia diaria. Para asegurar que los valores máximos sean independientes; se determinó como período de análisis al año hidrológico. Este concepto, se define como el período anual que no fracciona el ciclo estacional de lluvia, pudiendo ser distinto al año calendario. En este trabajo se definió a priori el año hidrológico como el período que transcurre desde el 1 de Julio de un año al 30 de Junio del año siguiente. Luego se verificó que el período de máximos se encuentra centrado en el año hidrológico definido en todas las estaciones pluviométricas analizadas.

2.2.1.3. Generación de la serie hidrológica de máximas lluvias diarias

Luego de definir el año hidrológico se procedió a elaborar las series de máximos anuales. Ante la ausencia de registros en un determinado período del año se adoptó que si entre los meses de Octubre y Abril inclusive, no se contaba con algún dato se prescindiría de ese año hidrológico en la confección de las series de máximos anuales, dado que en esos meses podría hallarse la lluvia máxima anual.

2.2.2. Verificación de hipótesis básicas

2.2.2.1. Longitud de serie mínima

En primera instancia, el criterio de Longitud de Serie se definió en veinte años como longitud mínima de las series anuales de lluvias máximas. Este condicionante, implicó rechazar 202 de los 349 puestos pluviométricos disponibles, lo que equivale a un 58% de la información. Por esta razón, se adoptó un criterio menos restrictivo sobre la base de otros estudios realizados a nivel nacional a los cuales será integrado este trabajo (Caamaño y Daaso, 2003 y Catalini et al., 2011). Se decidió la aceptación de todas las estaciones con una longitud de serie mayor o igual a catorce años. Los efectos de adoptar este criterio se analiza en la sección 2.4.1.

2.2.2.2. Presencia de Datos Atípicos

La prueba de datos atípicos detecta datos que se alejan significativamente de la tendencia que se observa en el resto de la serie. Se supone que los datos se encuentran normalmente distribuidos. La retención o eliminación de estos datos puede afectar significativamente la magnitud de los parámetros estadísticos, especialmente en muestras pequeñas.

La metodología para la detección de los datos atípicos se basa en el análisis de las series históricas de datos correspondientes a las lluvias

máximas anuales de las distintas estaciones emplazadas en el territorio analizado.

Los procedimientos para tratar estos datos requieren un criterio que involucra consideraciones matemáticas e hidrológicas. En el presente trabajo se optó por el empleo de la metodología propuesta por Chow (1959), la cual considera una ecuación de frecuencia que puede utilizarse para detectar la presencia de datos atípicos, a saber:

$$Y = \bar{y} \pm K_n s_y \quad [1]$$

Donde Y es el umbral de dato atípico alto o bajo, en unidades logarítmicas, K_n es un valor que depende del tamaño de la muestra, el cuál proviene de la distribución normal (Tabla 1), \bar{y} es la media de la muestra y s_y es el desvío estándar de la misma.

Para detectar los datos atípicos, se calculan umbrales superiores e inferiores para cada serie de datos de precipitaciones máximos de las estaciones analizadas. Si los logaritmos de los valores en una muestra son mayores que Y entonces se consideran como datos atípicos altos, análogamente en el caso de ser menores que Y serán tomados como datos atípicos bajos.

Tamaño de muestra n	K_n	Tamaño de muestra n	K_n	Tamaño de muestra n	K_n	Tamaño de muestra n	K_n
10	2,036	24	2,467	38	2,661	60	2,837
11	2,088	25	2,486	39	2,671	65	2,866
12	2,134	26	2,502	40	2,682	70	2,893
13	2,175	27	2,519	41	2,692	75	2,917
14	2,213	28	2,534	42	2,7	80	2,94
15	2,247	29	2,549	43	2,71	85	2,961
16	2,279	30	2,563	44	2,719	90	2,981
17	2,309	31	2,577	45	2,727	95	3
18	2,335	32	2,591	46	2,736	100	3,017
19	2,361	33	2,604	47	2,744	110	3,049
20	2,385	34	2,616	48	2,753	120	3,078
21	2,408	35	2,628	49	2,76	130	3,104
22	2,429	36	2,639	50	2,768	140	3,129
23	2,448	37	2,65	55	2,804		

Tabla 1: Valores K_n para la prueba de datos atípicos (Chow, 1959)

En síntesis, la metodología para la detección de los datos atípicos consiste en el análisis de las series históricas correspondientes a las lluvias máximas diarias anuales de las distintas estaciones emplazadas en el territorio en estudio. A dichas series se les aplicó el logaritmo neperiano procediendo a la determinación de la media μ y el desvío estándar σ . Aplicando sobre ella la metodología propuesta por Chow (1959).

El procedimiento consiste en depurar los datos atípicos en caso que existan y volver a realizar el análisis; en caso de no encontrar datos atípicos nuevamente la prueba verifica y se continúa. En caso contrario, la prueba no verifica y se descarta los registros de esta estación.

2.2.2.3. Prueba de Independencia (Wald-Wolfowitz)

Uno de los requisitos para analizar estadísticamente las series de datos es que los mismos sean aleatorios. Se busca que la probabilidad de ocurrencia de uno cualquiera de ellos no dependa de la ocurrencia de los datos que le preceden y que tampoco este influya a los datos que le siguen o datos futuros. Es decir que para el análisis estadístico se requiere que la muestra esté compuesta por datos independientes de los demás.

Una de las pruebas estadísticas de independencia que se conoce es la de Wald-Wolfowitz, que permite verificar la existencia de una auto-correlación significativa de primer orden entre las observaciones. Esta prueba contrasta si dos muestras con datos independientes proceden de poblaciones de la misma distribución. Si esto es así los parámetros poblacionales de ambas muestras son los mismos.

En esta prueba, las hipótesis a contrastar son las siguientes:

H_0 : El proceso que genera el conjunto de datos numéricos es aleatorio.

H_1 : El proceso que genera el conjunto de datos numéricos no es aleatorio.

En esta prueba se compara cada valor con la media de la muestra. Se le asigna a cada dato un término E o F (éxito o fracaso) según si el valor es mayor o menor que la media.

Para evaluar la aleatoriedad de la muestra, se considera como estadístico de prueba al número de corridas presente en los datos. Una corrida se define como una serie éxitos o fracasos consecutivos. Luego en la muestra completa se puede distinguir:

R: número de corridas;

n_1 : número de éxitos, o de valores superiores a la media;

n_2 : número de fracasos, o de valores inferiores a la media;

n: número de datos en la muestra

En la prueba se utiliza el valor estadístico Z para una prueba de dos extremos. Si Z es mayor o igual al valor crítico superior, o menor o igual al valor crítico inferior, la hipótesis nula de aleatoriedad puede ser rechazada al nivel de significancia α . Sin embargo, si Z se encuentra entre estos límites, la hipótesis nula de aleatoriedad puede aceptarse.

El valor estadístico Z se determina de la siguiente manera:

$$Z = \frac{R - \mu_r}{\sigma_r} \quad [2]$$

Dónde:

$$\mu_r = \frac{2 * n_1 * n_2}{n} + 1 \quad [3]$$

$$\sigma_r = \sqrt{\frac{(\mu_r - 1) * (\mu_r - 2)}{n - 1}} \quad [4]$$

Donde el valor del estadístico Z, se contrasta con el valor de tabla de la distribución normal para un cierto nivel de significancia establecido.

En el caso que una serie histórica de datos correspondientes a las precipitaciones máximas anuales no verifique esta prueba, se descarta esa estación pluviométrica.

2.2.2.4. Prueba de Estacionalidad (Kendall)

Mediante la prueba estadística de estacionalidad de Kendall se busca que la serie de datos no presente tendencias temporales significativas. En el caso que una serie histórica de datos correspondientes a las precipitaciones máximas anuales no verifique esta prueba, se descarta esa estación pluviométrica.

En este trabajo se utilizó la prueba de Kendall. En la misma, para cada dato de la serie, la cual se encuentra ordenada cronológicamente, se calcula cuantos datos posteriores son superiores. De esta forma:

$$S = \sum_{i=1}^{n-1} s(i) \quad [5]$$

En donde $s(i)$ es el número de los valores de $X_j > X_i$, siendo $i < j \leq n$.

Por otro lado se determinan cuantos valores posteriores son menores. Los mismos se determinan de la siguiente manera:

$$T = \sum_{i=1}^{n-1} t(i) \quad [6]$$

En donde $t(i)$ es el número de valores $X_j < X_i$, siendo $i < j \leq n$.

Con los valores de S y T calculados, se define el índice $I = S - T$, que debe ser próximo a cero si la hipótesis nula es verdadera.

Por lo tanto se deben verificar las siguientes condiciones:

- $I < I_{cri}(\alpha)$, o sea que el I calculado sea menor que un valor de I crítico tabulado en función del tamaño de la muestra y según diferentes niveles de significación.
- Para tamaños de muestra (n) mayores a 10, el valor del estadístico se aproxima a una distribución normal. Por lo que se debe utilizar una forma estandarizada del estadístico en donde se transforma el índice I en el índice K, definido como:

$$K = \frac{I_{cri} - 1}{\left(\frac{n(n-1)(2n+5)}{18}\right)^{0.5}} \quad \text{si } I > 0$$
$$K = 0 \quad \text{si } I = 0 \quad [7]$$

$$K = \frac{I_{cri} + 1}{\left(\frac{n(n-1)(2n+5)}{18}\right)^{0.5}} \quad \text{si } I < 0$$

Los valores de I_{cri} son obtenidos de una distribución Normal, los cuales son presentados en la Tabla 2.

α	0,01	0,05	0,1
I_{cri}	2,33	1,64	1,28

Tabla 2: Valores I_{cri} para el Test Mann – Kendall (Kendall, 1938).

2.2.2.5. Prueba de Homogeneidad a Escala Anual (Wilcoxon)

La prueba de homogeneidad a escala anual de Wilcoxon permite comprobar si el promedio de un primer subconjunto de la muestra difiere significativamente del promedio de un segundo subconjunto de la muestra.

En el caso que una serie histórica de datos correspondientes a las precipitaciones máximas anuales no verifique esta prueba, se descarta esa estación pluviométrica.

Para efectuar esta prueba se debe sustituir las observaciones de las dos muestras de tamaños n_1 y n_2 , por sus rangos combinados. Los rangos son asignados de tal manera que el rango 1 se asigna a la más pequeña de las $n = n_1 + n_2$ observaciones combinadas, el rango 2 se le asigna a la siguiente más alta y así sucesivamente, de modo que el rango n queda asignado a la observación más grande. Si varias observaciones tienen el mismo valor, se asigna a cada una de estas el promedio de los rangos que, en otra circunstancia, se les habría asignado.

La estadística de la prueba de Wilcoxon T_1 , es simplemente la suma de los rangos asignados a las n_1 observaciones de la muestra más pequeña. Para cualquier valor entero n , la suma de los n primeros enteros consecutivos pueden calcularse fácilmente como $n(n+1)/2$. La estadística de prueba T_1 , más la suma de los rangos asignados a los n_2 elementos de la segunda muestra, T_2 , por consiguiente, debe ser igual a este valor, es decir;

$$T_1 + T_2 = \frac{n(n+1)}{2} \quad [8]$$

De modo que esta ecuación puede ser empleada como verificación del procedimiento de asignación de rangos.

La prueba de la hipótesis nula puede ser de dos extremos o de un extremo, dependiendo de si se está probando si las dos medianas de población son exclusivamente diferentes o si una es mayor que la otra.

La estadística de prueba, T_1 , está distribuida de manera aproximadamente normal. Se puede emplear la siguiente fórmula de aproximación de muestra grande para probar la hipótesis nula:

$$|Z| = \frac{T_1 - \mu_{T_1}}{\sigma_{T_1}} \quad [9]$$

El valor medio de la estadística de prueba T_1 , puede calcularse con:

$$\mu_{T_1} = \frac{n_1(n+1)}{2} \quad [10]$$

y la desviación estándar de la estadística de prueba T_1 , se puede calcular con:

$$\sigma_{T_1} = \sqrt{\frac{n_1 n_2 (n+1)}{12}} \quad [11]$$

Basándose en el nivel de significación seleccionado α , la hipótesis nula puede ser rechazada si el valor Z calculado cae en la región de rechazo apropiada.

2.2.3. Análisis de estadística descriptiva

El objetivo de la estadística descriptiva es extraer la información esencial de un conjunto de datos, describiendo una muestra de datos con un conjunto pequeño de parámetros.

Los parámetros estadísticos calculados en este trabajo para cada serie histórica de láminas de lluvia máximas anuales fueron el máximo, el mínimo, la media, el desvío, la varianza, el coeficiente de asimetría y curtosis.

2.2.4. Análisis de estadística inferencial

En la naturaleza, la mayoría de los fenómenos hidrológicos constituyen procesos aleatorios y dado que la planificación y el diseño están basados en eventos futuros, cuya magnitud y tiempo de ocurrencia no pueden predecirse, se debe recurrir al estudio de las probabilidades o frecuencias con que un determinado evento puede ser igualado o excedido.

La estadística inferencial estima las características estadísticas de una población a partir del análisis estadístico de una muestra. La estimación de las características de la población se realiza a partir de la determinación o ajuste de la función de distribución de probabilidad por métodos empíricos y/o teóricos.

Una distribución de probabilidad es una función que representa la probabilidad de ocurrencia de una variable aleatoria. Mediante un ajuste de una distribución de un conjunto de datos hidrológicos, una gran cantidad de información estadística de la muestra puede resumirse en forma compacta en la función y en sus parámetros asociados.

Una vez definida la función de distribución de probabilidad óptima para caracterizar la población de lámina de lluvia diaria máxima anual, se estiman los valores de las variables para distintas probabilidades de ocurrencia o períodos de retorno.

2.2.4.1. Función de distribución de probabilidad empírica.

Los valores extremos son independientes entre sí, y es necesario asignar un valor de probabilidad empírica a cada dato. Para ello se ordenan los N registros históricos de forma decreciente sin importar la fecha de ocurrencia, y a cada uno de estos registros se le asigna una probabilidad en función del orden m en la lista ordenada.

Existen varias funciones de distribución de probabilidad empíricas históricamente utilizadas; y una de ellas es la de Weibull (1951), que estableció

una función de distribución de probabilidad empírica en el que la probabilidad de ocurrencia (porcentaje de veces durante el cual un determinado evento es igual o mayor a la cantidad indicada) de un evento dado se corresponde con la siguiente expresión:

$$p = \frac{m}{(N+1)} \quad [12]$$

Donde N corresponde al número total de datos de una serie (años de registro) y m representa el número de orden de la serie ordenada en forma creciente. Si analizamos la ecuación anteriormente mostrada, se observa que la función empírica de Weibull asigna una probabilidad de ocurrencia igual a $1/(N+1)$ al mayor de los datos históricos y $N/(N+1)$ al menor. Por otra parte se llama probabilidad de no excedencia o no ocurrencia a $1-p$.

2.2.4.2. Ajuste de los datos a una función de distribución de probabilidad teórica

En este trabajo se ajustó cada serie histórica de datos correspondientes a las lluvias máximas anuales a 6 funciones de distribución de probabilidad diferentes y luego se evaluó cuál es la más adecuada para que represente a la población de las láminas de lluvia máxima diaria de cada estación pluviométrica.

Las funciones utilizadas fueron: Valores extremos generalizada -GEV- (aplicando el método de momentos y de máxima verosimilitud), Gumbel (aplicando el método de momentos y de máxima verosimilitud), Lognormal (método de máxima verosimilitud) y Log Pearson III (método de momentos).

En este estudio, finalmente se adoptó el método de ajuste “Lognormal”, luego de haber realizado las verificaciones correspondientes. Esto concuerda con varios estudios y trabajos anteriormente realizados (García, 1994; Zamanillo, 2009; Maidah, 2010; Lérica y Sánchez, 2011; Catalini et al., 2011; Bianchotti, 2012), en los cuales se demostró que en la República Argentina este es el método que mejor ajusta al tipo de variable analizada. Sin embargo, se realizaron cinco estudios adicionales de ajuste de probabilidad para analizar la variación del valor de lámina de lluvia para distintos periodos de retorno.

Posteriormente se compararon estos valores con los dados por el método “Lognormal”.

2.2.5. Determinación de lámina de lluvia diaria para distintos periodos de retorno

El periodo de retorno T de un evento puede definirse como el intervalo de recurrencia promedio entre eventos que igualan o exceden una magnitud especificada. El mismo, puede considerarse como la inversa de la probabilidad de ocurrencia p de un evento de igual o mayor magnitud que un evento crítico.

$$p = \frac{1}{T} \quad [13]$$

Este concepto es muy utilizado en el diseño hidrológico. En el mismo existen tres enfoques para decidir el periodo de retorno óptimo: una aproximación empírica, un análisis del riesgo o un análisis hidroeconómico. Los dos primeros evalúan la amenaza en sí mientras que el último tiene en cuenta también la vulnerabilidad del sistema y considera el riesgo en su conjunto.

En la Tabla 3 se presentan rangos de valores de periodos de retorno utilizados para el diseño de infraestructura hídrica.

Tipo de Estructuras	Periodo de Retorno (años)
Alcantarillas de Carreteras	
Volúmenes de tráfico bajos	5 -10
Volúmenes de tráfico intermedios	10 – 25
Volúmenes de tráfico altos	50 – 100
Puentes de carreteras	
Sistema secundario	5 – 50
Sistema primario	50 – 100
Drenaje agrícola	
Alcantarillas	5 – 50
Surcos	5 – 50
Drenaje urbano	
Alcantarillas en ciudades pequeñas	2 – 25
Alcantarillas en ciudades grandes	25 – 50
Aeropuertos	
Volúmenes de tráfico bajos	5 – 10
Volúmenes de tráfico intermedios	10 – 25
Volúmenes de tráfico altos	50 – 100

Diques	
En fincas	2 – 50
Alrededor de ciudades	50 – 200
Presas con poca probabilidad de pérdidas de vidas	
Presas pequeñas	50 – 100
Presas intermedias	100 +
Presas grandes	-

Tabla 3: Criterios de diseño generalizados para estructuras de control de agua (Chow, 1959)

En el presente trabajo se determinaron las láminas de lluvia máximas, a través de los 6 ajustes de distribución de probabilidad antes mencionados, para los periodos de retorno $T= 2, 5, 10, 20, 25, 50$ y 100 años. No se realiza el análisis para un periodo de retorno mayor ya que al haber tomado el criterio que la longitud de la serie mínima sea igual a 14 años, el valor de incertidumbre arrojado por el intervalo de confianza para un tiempo de retorno de 100 años es del orden de 25% y para recurrencias mayores, la incertidumbre en los valores estimados por los distintos métodos de ajuste es significativa.

La importancia relativa de la amplitud de los intervalos de confianza para los valores de la variable analizada se muestra en la Figura 1. Se puede demostrar que, a medida que aumenta la probabilidad de no excedencia o el período de retorno, aumenta de forma considerable la amplitud de ese intervalo. Este aumento de la incertidumbre del valor extrapolado es debido a la reducida longitud de registro con los que se cuenta para cada estación.

En diseño hidrológico se recomienda realizar el diseño de la infraestructura para el periodo de retorno que se considere conveniente (según Tabla 3) y verificar el mismo (una vez que se tienen en cuenta las revanchas o coeficientes de diseño) para el valor máximo del intervalo de confianza que se encuentra por encima de la media.

En la Figura 1, se muestra la relación existente entre la lámina de lluvia máxima diaria y la probabilidad de no excedencia (que está relacionada al tiempo de retorno) al aplicar la función de distribución de probabilidad Lognormal. En la misma puede observarse que para una probabilidad de no excedencia dada (o sea para un período de retorno determinado), hay un valor medio de lámina (se observa en color rojo) y un valor máximo y mínimo asociado a un intervalo de confianza de 95% (líneas de color azul). Además se

observa con puntos con forma de cruz los valores de lámina versus tiempo de retorno obtenidos a partir de la fórmula empírica de Weibull anteriormente mencionada.

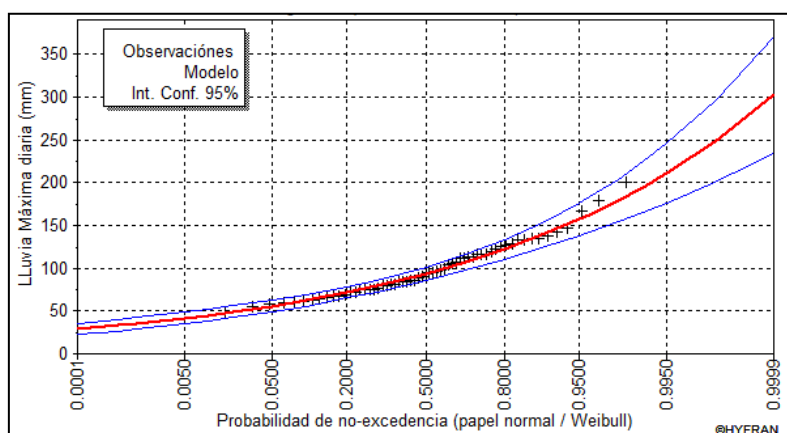


Figura 1: Lluvia máxima asociada a diferentes períodos de retorno y su intervalo de confianza en la estación pluviométrica analizada de Bermejo - Pozo Sarmiento (Nº107 de la **Tabla 4**) ubicada en la provincia de Salta. Aplicación de función de distribución de probabilidad Lognormal.

2.3. Información pluviométrica analizada

2.3.1. Localización espacial de las estaciones pluviométricas.

En la Tabla 4 se muestran todas las localizaciones con registros de lluvia diaria abarcados en este trabajo y en la Figura 2 puede apreciarse la disposición espacial de las estaciones seleccionadas en primera instancia en las provincias de Jujuy, Tucumán, Catamarca, Santiago del Estero y Salta. En esta instancia del desarrollo del trabajo no se incluyeron estaciones en el sector oeste de Salta, Jujuy y Catamarca.

Estación Nº	Estación	Provincia	Longitud	Latitud
1	INTA - Ampascachi	Salta	-65.53	-25.36
2	INTA - Cerrillos	Salta	-65.48	-24.90
4	INTA - Quebrachal	Salta	-64.07	-25.28
5	INTA - Strella	Salta	-63.81	-22.72
6	Del Valle - El Ceibal	Salta	-64.32	-24.73
7	Del Valle - El Piquete	Salta	-64.42	-24.77
8	Dorado - San Felipe - Sombrero	Salta	-64.22	-24.53
9	Seco - San Fernando	Salta	-64.48	-24.63
12	San Isidro	Salta	-65.24	-22.76

Estación N°	Estación	Provincia	Longitud	Latitud
13	Bermejo - Trigo Huayco	Salta	-65.04	-22.38
14	Blanco o Zenta Vado Hondo	Salta	-64.50	-23.12
15	Cañas Las Bateas	Salta	-64.68	-22.92
16	Iruya - Las Higueras	Salta	-65.10	-22.75
17	VAQUEROS	Salta	-65.41	-24.69
18	Iruya - San José	Salta	-64.72	-22.90
19	Iruya - Tuc tuca	Salta	-65.26	-22.42
20	Iruya - Colanzuli - Salta	Salta	-65.22	-22.89
21	Iruya - El Angosto	Salta	-64.55	-22.90
22	Iruya - El Molino - Salta	Salta	-65.15	-22.60
23	Iruya - El Pabellón - Salta	Salta	-65.29	-22.53
24	Iruya - Iruya - Salta	Salta	-65.22	-22.79
25	Iruya - Nazareno	Salta	-65.10	-22.51
26	Iruya - Paltorco - Salta	Salta	-65.09	-22.41
27	Iruya - Poscaya - Salta	Salta	-65.08	-22.46
28	Iruya - San Antonio - Salta	Salta	-64.97	-22.82
29	Pescado - Colonia Colpana	Salta	-64.40	-22.90
30	Pescado - Cuatro Cedros	Salta	-64.48	-22.80
31	Piedra San Antonio	Salta	-64.62	-22.92
32	Tarija - Astilleros	Salta	-64.10	-22.37
33	Tarija - San Telmo	Salta	-64.24	-22.57
34	Arias - Desvío	Salta	-65.43	-24.81
35	Arias - Filtro	Salta	-65.52	-24.73
36	Arias - Oficina	Salta	-65.42	-24.78
37	Arias - San Gabriel	Salta	-65.38	-25.28
38	TALAVERA	Salta	-63.80	-25.43
39	Calchaquí - Dique Los Sauces	Salta	-65.97	-25.78
41	Juramento - El Tunal	Salta	-64.48	-25.23
42	Juramento - Miraflores	Salta	-64.83	-25.37
43	Medina - Desembocadura Pasaje	Salta	-64.50	-25.33
44	Pasaje o Salado - Cabra Corral	Salta	-65.39	-25.27
64	San Carlos	Salta	-65.95	-25.88
67	Pilcomayo - La Paz	Salta	-62.52	-22.38
68	Candelaria - Arrayanal	Jujuy	-65.03	-23.90
69	Grande - San Juancito	Jujuy	-65.00	-24.35
70	Lavallen - Bajada del Pinto	Jujuy	-64.85	-24.44
71	San Francisco - Caimancito	Jujuy	-64.47	-23.73
72	Valle Grande - Peña Alta	Jujuy	-65.00	-23.65
73	Las Nieves - El Volcán	Salta	-65.55	-24.58
74	Mojotoro - El Angosto	Salta	-65.31	-24.71
75	Mojotoro - Güemes	Salta	-65.04	-24.69
76	San Alejo - San Alejo	Salta	-65.43	-24.59
77	Santa Rufina - Santa Rufina	Salta	-65.42	-24.55

Estación N°	Estación	Provincia	Longitud	Latitud
78	Orán	Salta	-64.32	-23.32
79	Rivadavia	Salta	-62.88	-24.18
80	Salta Capital	Salta	-65.48	-24.84
81	Tartagal	Salta	-63.83	-22.50
84	Jujuy - Santa Bárbara	Jujuy	-64.48	-24.12
85	La Quiaca - Yavi - Jujuy	Jujuy	-65.60	-22.11
86	La Candelaria	Salta	-65.10	-26.10
87	La Viña	Salta	-65.57	-25.47
88	El Prado- El Bordo	Salta	-65.08	-24.62
89	Alto Valle	Salta	-65.40	-24.96
93	La Merced	Salta	-65.49	-24.97
94	Colonia Santa Rosa	Salta	-64.37	-25.45
95	Cachi	Salta	-66.20	-25.12
96	Las Costas- salta capital	Salta	-65.48	-24.75
97	PUCARA, PUCARA	Salta	-66.43	-25.75
98	PUCARA-EL ANGOSTO	Salta	-66.33	-25.85
99	PUCARA-GUASAMAYO	Salta	-66.45	-25.83
100	PUCARA-VALLECITO	Salta	-66.40	-25.90
101	DE LAS CONCHAS - LA PUNILLA	Salta	-65.82	-26.11
102	ARENALES-POTRERO DE DIAZ	Salta	-65.58	-24.82
103	BERMEJO - AGUAS BLANCAS	Salta	-64.36	-22.73
104	BERMEJO-ALARACHE	Salta	-64.58	-22.27
105	BERMEJO-ARRASAYAL	Salta	-64.42	-22.70
106	BERMEJO - BALAPUCA	Salta	-64.43	-22.52
107	BERMEJO POZO SARMIENTO	Salta	-64.20	-23.22
108	BERMEJO - SANTA VICTORIA OESTE	Salta	-64.97	-22.25
109	CALCHAQUI-CACHI bdhi	Salta	-66.16	-25.12
110	CALCHAQUI-LOS MOLINOS	Salta	-66.29	-25.42
111	CHUSCHA-SAN LUIS	Salta	-66.00	-26.08
112	PEÑAS BAYAS	Salta	-65.75	-24.97
113	TORO Y BLANCO-CAMPO QUIJANO	Salta	-65.60	-24.83
117	METÁN (municipalidad)	Salta	-64.97	-25.50
118	Rosario de la Frontera	Salta	-64.97	-25.80
119	El Carmen -Rosario de Lerma	Salta	-65.57	-24.94
120	DESDE EL SUR	Salta	-63.50	-22.53
121	OLLEROS	Salta	-64.22	-25.10
122	PIQUETE CABADO	Salta	-64.17	-24.83
123	SARAVIA	Salta	-63.99	-24.43
124	GALPÓN	Salta	-64.63	-25.38
125	EMBARCACIÓN	Salta	-64.07	-23.18
126	J.V.GONZÁLEZ	Salta	-64.18	-25.08
127	LAJITAS	Salta	-64.25	-24.68
128	PICHANAL	Salta	-64.22	-23.32

Estación N°	Estación	Provincia	Longitud	Latitud
283	Campamento Vespucio Salta	Salta	-63.50	-22.37
1000	Rincón PL	Salta	-67.04	-24.02
1001	Río Grande	Salta	-68.14	-25.09
129	Jujuy Aeródromo	Jujuy	-63.50	-22.37
387	Volcán	Jujuy	-65.47	-23.92
388	León	Jujuy	-65.42	-24.03
389	Yala	Jujuy	-65.38	-24.12
48	Santa María - Pie de Médano	Catamarca	-66.25	-26.95
82	Tinogasta-Catamarca	Catamarca	-58.98	-27.46
115	BELÉN - PLAYA LARGA	Catamarca	-67.00	-27.58
142	Catamarca Aeródromo	Catamarca	-65.75	-28.59
144	El Rodeo - Ambato	Catamarca	-65.87	-28.22
145	Humaya - Ambato	Catamarca	-65.97	-27.91
146	Las Juntas Meteorológica - Ambato	Catamarca	-65.87	-28.22
147	Las Piedras Blancas - Ambato	Catamarca	-65.87	-28.22
148	Los Castillos - Ambato	Catamarca	-65.97	-27.91
149	Los Varelas - Ambato	Catamarca	-65.97	-27.91
150	Singuil - Ambato	Catamarca	-65.85	-27.83
151	Aconquija - Ambato	Catamarca	-66.00	-27.58
152	Colpes - Ambato	Catamarca	-66.22	-28.05
153	Huaycama - Ambato	Catamarca	-65.67	-28.51
154	La Puerta - Ambato	Catamarca	-65.97	-27.91
155	La Rinconada - Ambato	Catamarca	-65.80	-28.02
156	Las Juntas - Ambato	Catamarca	-65.87	-28.22
157	Anquincila - Ancasti	Catamarca	-65.55	-28.75
158	Bella Vista - Ancasti	Catamarca	-65.42	-28.47
159	Candelaria - Ancasti	Catamarca	-65.44	-28.70
160	Cda. De Ipizca - Ancasti	Catamarca	-65.56	-28.82
161	Dique de Ipizca - Ancasti	Catamarca	-65.54	-28.81
162	El Taco - Ancasti	Catamarca	-65.60	-28.69
163	Las Ruditás - Ancasti	Catamarca	-65.51	-28.78
165	Rincón de Ipizca - Ancasti	Catamarca	-65.55	-28.88
166	San Francisco - Ancasti	Catamarca	-65.42	-29.97
167	San José - Ancasti	Catamarca	-65.47	-28.68
168	Tacana - Ancasti	Catamarca	-65.58	-28.65
169	Yerba Buena - Ancasti	Catamarca	-65.48	-28.98
170	Casa Armada - Ancasti	Catamarca	-65.52	-28.67
171	El Corralito - Ancasti	Catamarca	-65.56	-28.80
172	La Estancia - Ancasti	Catamarca	-65.54	-28.64
173	La Majada - Ancasti	Catamarca	-65.56	-28.80
174	Las Ensenadas - Ancasti	Catamarca	-65.12	-28.78
175	Ancasti - Ancasti	Catamarca	-65.50	-28.81
176	Agua Salada - Andalgalá	Catamarca	-66.60	-27.64

Estación N°	Estación	Provincia	Longitud	Latitud
177	Amanao - Andalgala	Catamarca	-66.32	-27.50
178	El Potrero - Andalgala	Catamarca	-66.50	-27.54
179	Villa Villa - Andalgala	Catamarca	-66.31	-27.57
180	Pte. Roque Sáenz Peña Aeródromo	Catamarca	-60.45	-26.81
181	Capital - Capital	Catamarca	-65.78	-28.47
182	El Jumeal- Capital	Catamarca	-65.82	-28.45
184	El Portezuelo - Valle Viejo	Catamarca	-65.63	-28.47
185	Huaycama - Valle Viejo	Catamarca	-65.68	-28.53
186	Nana Huasi - Valle Viejo	Catamarca	-65.67	-28.78
188	El cajón - Santa María	Catamarca	-66.08	-26.22
189	La Hoyada - Santa María	Catamarca	-66.37	-26.55
190	Pie del Médano - Santa María	Catamarca	-66.25	-27.00
191	Toroyaco - Santa María	Catamarca	-66.28	-26.52
192	Dique la Cañada - Santa Rosa	Catamarca	-65.71	-28.45
193	Guasayan - Santa Rosa	Catamarca	-64.27	-27.10
194	Ovanta - Santa Rosa	Catamarca	-65.32	-28.10
195	Lavalle- Santa Rosa	Catamarca	-65.13	-28.20
197	Corral Quemado - Belén	Catamarca	-66.95	-27.13
198	Culampaja - Belén	Catamarca	-66.95	-26.95
199	Jacipunco - Belén	Catamarca	-66.84	-27.19
200	La Ciénaga - Belén	Catamarca	-67.65	-27.13
201	La Toma - Belén	Catamarca	-67.65	-27.98
202	Los Nacimientos - Belén	Catamarca	-67.63	-27.47
203	Papa Chacra - Belén	Catamarca	-66.84	-27.19
204	Pozo de Piedra - Belén	Catamarca	-65.42	-28.82
206	Laguna Blanca - Belén	Catamarca	-66.95	-26.62
207	Las Barrancas - Belén	Catamarca	-67.12	-27.53
208	Villa Vil-Belén	Catamarca	-66.81	-27.10
209	Chumbicha - Capayan	Catamarca	-66.23	-28.87
210	Concepción - Capayan	Catamarca	-66.07	-28.69
211	La Mesada - Capayan	Catamarca	-66.03	-27.43
212	Las Palmas - Capayan	Catamarca	-66.18	-28.75
213	Los Ángeles - Capayan	Catamarca	-65.98	-28.48
214	Los Nacimientos - Capayan	Catamarca	-67.63	-27.46
215	San Martin - Capayan	Catamarca	-65.77	-29.23
216	Sisi Huasi - Capayan	Catamarca	-65.83	-28.72
217	Trampasacha - Capayan	Catamarca	-66.23	-28.87
218	Villa Los Ángeles - Capayan	Catamarca	-65.95	-28.51
219	Los Divisaderos - Capayan	Catamarca	-65.45	-29.22
220	Puesto Nuevo - Capayan	Catamarca	-65.57	-29.38
222	Carranza - Capayan	Catamarca	-66.02	-29.03
224	El Lindero - El Alto	Catamarca	-65.42	-28.47
225	El Rosario - El Alto	Catamarca	-66.17	-28.37

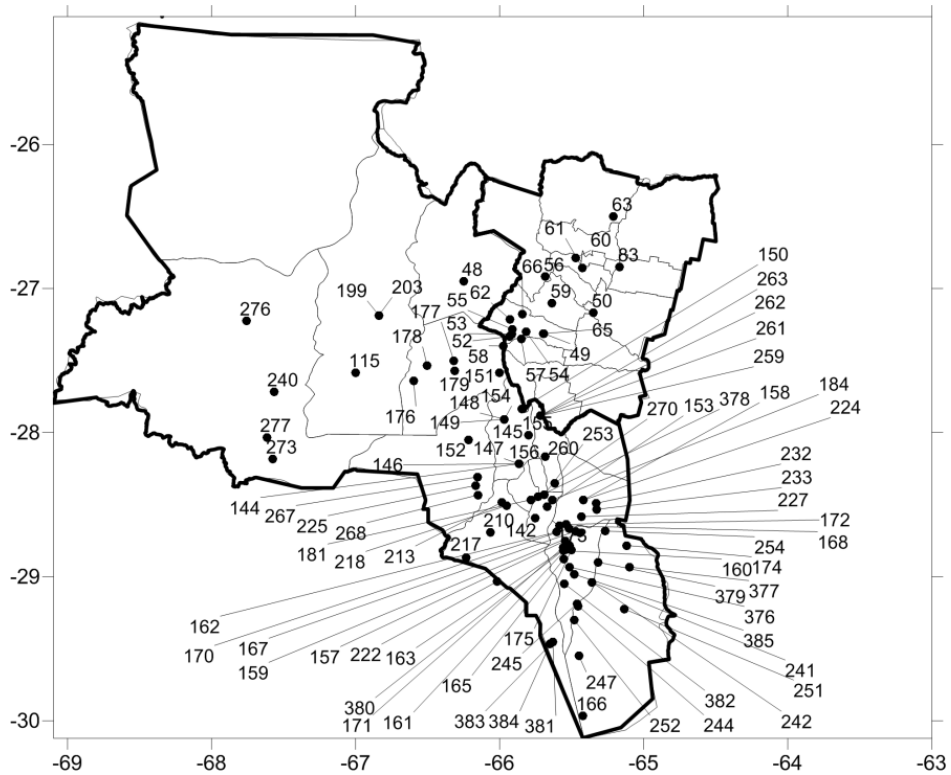
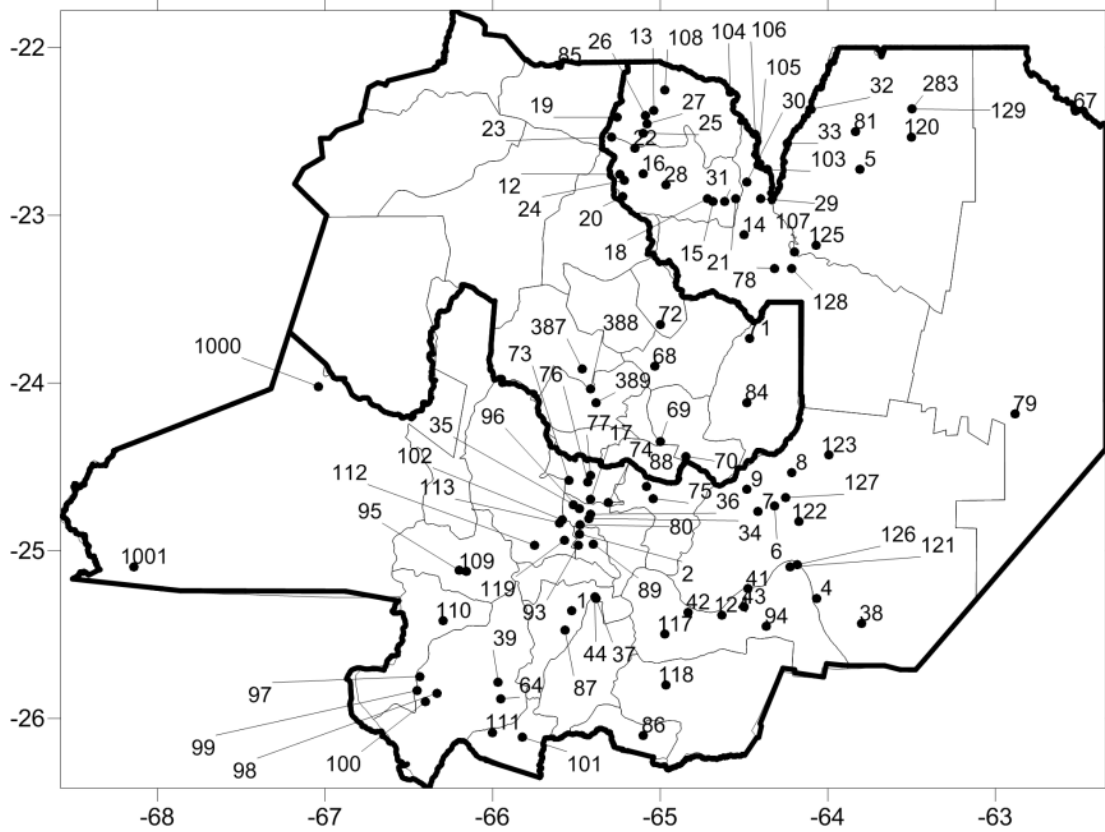
Estación N°	Estación	Provincia	Longitud	Latitud
227	Infanson - El Alto	Catamarca	-65.43	-28.58
228	La Chacrita - El Alto	Catamarca	-65.85	-28.45
229	La Estancia - El Alto	Catamarca	-67.52	-27.52
230	La Estanzuela - El Alto	Catamarca	-65.42	-28.47
231	Los Cisternas - El Alto	Catamarca	-65.51	-28.78
232	Los Corrales - El Alto	Catamarca	-65.33	-28.49
233	Molle Pampa - El Alto	Catamarca	-65.33	-28.53
235	San Vicente - El Alto	Catamarca	-65.52	-28.61
236	Vilisman - El Alto	Catamarca	-65.45	-28.48
237	Albigasta OSC - El Alto	Catamarca	-65.23	-28.58
239	Dique Collagasta - El Alto	Catamarca	-65.73	-28.37
240	La Aguadita - El Alto	Catamarca	-67.57	-27.72
241	Loma Sola - El Alto	Catamarca	-65.36	-29.04
242	Dique Montegasta - La Paz	Catamarca	-65.36	-29.04
243	El Aybal - La Paz	Catamarca	-65.35	-29.11
244	El Divisadero - La Paz	Catamarca	-65.46	-29.20
245	El Talar - La Paz	Catamarca	-65.46	-29.19
246	Esquiú - La Paz	Catamarca	-65.35	-29.38
247	La Guarida - La Paz	Catamarca	-65.45	-29.55
248	Las Peñas - La Paz	Catamarca	-65.50	-29.48
249	Los Puestos - La Paz	Catamarca	-65.83	-28.05
250	Ramblones - La Paz	Catamarca	-65.42	-29.17
251	Recreo - La Paz	Catamarca	-65.13	-29.23
252	Río La Dorada - La Paz	Catamarca	-65.48	-29.30
253	San Antonio - La Paz	Catamarca	-65.69	-28.43
254	Anjuli - La Paz	Catamarca	-65.27	-28.68
256	Estancia Albigasta - La Paz	Catamarca	-65.23	-28.58
257	Icaño - La Paz	Catamarca	-65.03	-29.27
258	Amadores - Paclín	Catamarca	-65.65	-28.28
259	Balcozna - Paclín	Catamarca	-65.72	-27.88
260	La Merced - Paclín	Catamarca	-65.68	-28.17
261	La Higuera - Paclín	Catamarca	-65.72	-27.88
262	Las Lajas - Paclín	Catamarca	-65.72	-27.88
263	San Antonio - Paclín	Catamarca	-65.72	-27.88
265	La Viña - Paclín	Catamarca	-65.57	-28.03
266	Joyango - Poman	Catamarca	-66.15	-28.08
267	Michango - Poman	Catamarca	-66.15	-28.31
268	Mutquin - Poman	Catamarca	-66.15	-28.43
269	Rincón - Poman	Catamarca	-66.13	-28.25
270	Palo Labrado - Paclín	Catamarca	-65.62	-28.35
272	Antinaco - Tinogasta	Catamarca	-67.60	-27.20
273	Banda de Lucero - Tinogasta	Catamarca	-67.58	-28.18
274	El Vallecito - Tinogasta	Catamarca	-67.47	-27.23

Estación N°	Estación	Provincia	Longitud	Latitud
275	Medanitos - Tinogasta	Catamarca	-67.60	-27.53
276	Punta del Agua - Tinogasta	Catamarca	-67.76	-27.23
277	Santa Rosa - Tinogasta	Catamarca	-67.62	-28.03
278	Taton - Tinogasta	Catamarca	-67.57	-27.33
279	Aguas Negras - Tinogasta	Catamarca	-67.85	-27.05
280	Cerro Negro - Tinogasta	Catamarca	-66.08	-27.10
281	El Durazno - Tinogasta	Catamarca	-65.58	-28.06
282	Palo Blanco - Tinogasta	Catamarca	-66.93	-27.36
376	Amana	Catamarca	-65.52	-28.93
377	S. Antonio de la Paz	Catamarca	-65.10	-28.93
378	Esquiú	Catamarca	-65.73	-28.44
379	Icaño	Catamarca	-65.32	-28.90
380	Ipizca	Catamarca	-65.52	-28.78
381	Las Peñas	Catamarca	-65.63	-29.45
382	Majada	Catamarca	-65.55	-29.05
383	San Martín	Catamarca	-65.63	-29.45
384	Telarltos	Catamarca	-65.65	-29.47
385	Yerba Buena	Catamarca	-65.48	-28.98
49	Membrillo - Las Higueras	Tucumán	-65.70	-27.31
50	Balderrama - Puente FFCC	Tucumán	-65.35	-27.17
52	Cochuna - La Banderita	Tucumán	-65.93	-27.33
53	Cochuna - Los Hornitos	Tucumán	-65.91	-27.32
54	Jaya - Piedra Grande	Tucumán	-65.82	-27.30
55	Jaya - Casa de Piedra	Tucumán	-65.91	-27.28
56	La Angostura - Ruta Pcial. 307 km. 52	Tucumán	-65.68	-26.92
57	Las Cañas - Las Hachas	Tucumán	-65.85	-27.35
58	Las Cañas - Potrero del Clavillo	Tucumán	-65.97	-27.40
59	Los Sosos - Ruta Pcial. 307 km. 19	Tucumán	-65.64	-27.10
60	Lules - El nogalito	Tucumán	-65.47	-26.79
61	Lules - Potrero de Las Tablas	Tucumán	-65.43	-26.86
62	Pavas - Las mesadas	Tucumán	-65.93	-27.22
63	Salí - San Vicente	Tucumán	-65.21	-26.50
65	Solco - Las Higueras	Tucumán	-65.69	-27.31
66	Solco - Yampa 2	Tucumán	-65.84	-27.18
83	San Miguel de Tucumán	Tucumán	-65.17	-26.85
285	El Oso	Sgo. del Estero	-62.52	-29.55
286	Pinto	Sgo. del Estero	-62.52	-29.16
287	Colonia Dora	Sgo. del Estero	-62.86	-28.62
288	Herrera	Sgo. del Estero	-62.97	-28.50
289	Icaño	Sgo. del Estero	-62.78	-28.70
290	Lugones	Sgo. del Estero	-63.25	-28.37
291	Toropan	Sgo. del Estero	-63.59	-28.54
292	Villa Mailin	Sgo. del Estero	-63.17	-28.50

Estación N°	Estación	Provincia	Longitud	Latitud
293	Campo Gallo	Sgo. del Estero	-62.82	-26.62
294	El Porvenir	Sgo. del Estero	-62.69	-26.29
295	Huachana	Sgo. del Estero	-63.47	-26.45
296	Monte Rico	Sgo. del Estero	-61.80	-26.40
297	Santos Lugares	Sgo. del Estero	-63.51	-26.74
298	Sachajoy	Sgo. del Estero	-61.79	-26.68
299	Ancocha	Sgo. del Estero	-62.72	-28.83
300	Villa Atamisqui	Sgo. del Estero	-63.83	-28.54
301	La Banda	Sgo. del Estero	-64.16	-27.79
302	Clodomira	Sgo. del Estero	-64.06	-27.63
303	Bandera	Sgo. del Estero	-62.13	-28.89
304	Cuatro Bocas	Sgo. del Estero	-61.76	-28.85
305	Fortín Inca	Sgo. del Estero	-61.82	-29.10
306	Santiago del Estero	Sgo. del Estero	-64.19	-27.85
307	Los Pirpintos	Sgo. del Estero	-62.05	-26.15
308	Monte Quemado	Sgo. del Estero	-62.87	-25.83
309	Pampa de los Guanacos	Sgo. del Estero	-61.83	-26.24
310	San José de Boquerón	Sgo. del Estero	-63.66	-26.19
311	Urutaú	Sgo. del Estero	-63.03	-25.76
312	Villa Matoque	Sgo. del Estero	-63.78	-25.89
313	Frías	Sgo. del Estero	-65.04	-28.72
314	Laprida	Sgo. del Estero	-64.43	-28.43
315	La Vuelta	Sgo. del Estero	-64.74	-29.58
316	Villa la Punta	Sgo. del Estero	-64.68	-28.45
317	Bandera Bajada	Sgo. del Estero	-62.13	-28.89
318	La Cañada	Sgo. del Estero	-63.69	-27.75
319	Villa Figueroa	Sgo. del Estero	-63.41	-27.75
320	Doña Luisa	Sgo. del Estero	-64.67	-27.77
321	Guampacha	Sgo. del Estero	-64.69	-28.13
322	Lavalle	Sgo. del Estero	-65.01	-28.29
323	San Pedro	Sgo. del Estero	-65.07	-28.04
324	Santa Catalina	Sgo. del Estero	-64.68	-28.21
325	Villa Guasayan	Sgo. del Estero	-64.76	-27.96
326	El Arenal	Sgo. del Estero	-64.58	-26.79
327	El Bobadal	Sgo. del Estero	-64.35	-26.79
328	El Charco	Sgo. del Estero	-64.64	-27.31
329	Pozo Hondo	Sgo. del Estero	-64.40	-27.22
330	Suncho Corral	Sgo. del Estero	-63.33	-27.98
331	Yuchan	Sgo. del Estero	-62.89	-27.80
332	Campo del Cielo	Sgo. del Estero	-61.72	-27.85
333	Loreto	Sgo. del Estero	-64.06	-28.36
334	Las Tinajas	Sgo. del Estero	-62.85	-27.50
335	Libertad	Sgo. del Estero	-63.02	-27.11

Estación N°	Estación	Provincia	Longitud	Latitud
336	Lilo Viejo	Sgo. del Estero	-62.91	-26.97
337	Otumpa	Sgo. del Estero	-62.17	-27.33
338	Quimili	Sgo. del Estero	-62.35	-27.67
339	Roversi	Sgo. del Estero	-61.88	-27.59
340	Tintina	Sgo. del Estero	-62.66	-27.06
341	Weisburd	Sgo. del Estero	-62.54	-27.33
342	Km. 49	Sgo. del Estero	-63.62	-29.41
343	La Isla	Sgo. del Estero	-64.13	-29.44
344	Ojo de Agua	Sgo. del Estero	-63.55	-29.53
345	Sol de Julio	Sgo. del Estero	-63.30	-29.59
346	Villa Unión	Sgo. del Estero	-62.67	-29.42
347	Agua Amarga	Sgo. del Estero	-64.70	-25.93
348	Ahí Veremos	Sgo. del Estero	-63.88	-25.95
349	La Fragua	Sgo. del Estero	-64.31	-26.12
350	Las Delicias	Sgo. del Estero	-63.97	-26.77
351	Nueva Esperanza	Sgo. del Estero	-64.21	-26.28
352	Rapelli	Sgo. del Estero	-64.46	-26.47
353	Santo Domingo	Sgo. del Estero	-63.75	-26.27
354	San Francisco	Sgo. del Estero	-63.17	-29.44
355	Sumampa	Sgo. del Estero	-63.33	-29.41
356	Taco Pozo	Sgo. del Estero	-62.90	-29.76
357	Colonia Alpina	Sgo. del Estero	-61.89	-29.97
358	Palo Negro	Sgo. del Estero	-62.00	-29.66
359	Termas	Sgo. del Estero	-61.91	-29.74
360	Selva	Sgo. del Estero	-64.79	-27.58
361	Fernández	Sgo. del Estero	-63.79	-27.99
362	Barrancas	Sgo. del Estero	-63.41	-28.73
363	Chilca Juliana	Sgo. del Estero	-63.45	-28.82
364	Los Telares	Sgo. del Estero	-63.33	-29.02
365	Rubia Paso	Sgo. del Estero	-63.43	-28.98
366	Varas Cuchuna	Sgo. del Estero	-63.15	-29.67
367	Villa Salavina	Sgo. del Estero	-63.32	-28.83
368	Brea Pozo	Sgo. del Estero	-63.84	-28.29
369	Garza	Sgo. del Estero	-63.40	-28.19
370	Arraga	Sgo. del Estero	-64.11	-28.09
371	Añatuya	Sgo. del Estero	-62.74	-28.47
372	La Nena	Sgo. del Estero	-61.76	-28.45
373	Los Juries	Sgo. del Estero	-62.00	-28.46
374	Tomas Young	Sgo. del Estero	-62.08	-28.60
375	Tacañitas	Sgo. del Estero	-62.50	-28.63

Tabla 4: Localizaciones con registro de lámina de lluvia diaria abarcados en este trabajo.



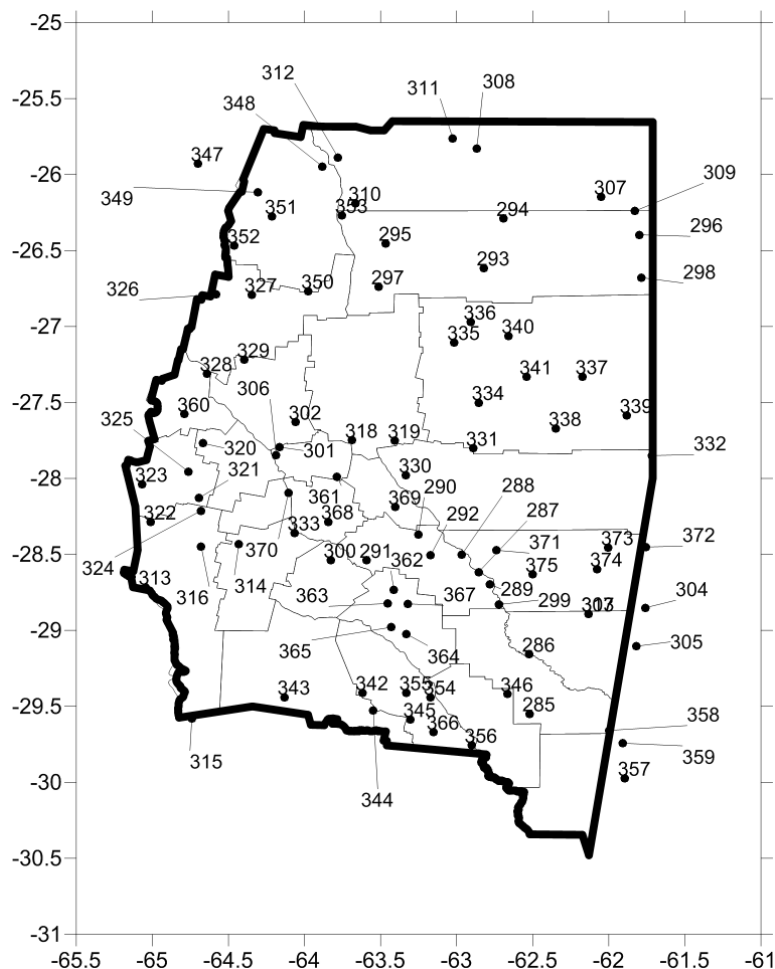


Figura 2: Disposición espacial de las estaciones pluviométricas encontradas.

2.3.2. Descripción de datos pluviométricos analizados.

La mayor cantidad de las estaciones pluviométricas se encuentran en la faja central de la zona de estudio.

La escasa disponibilidad de datos con que se cuenta en la zona del oeste de Salta, Catamarca y Jujuy es debido a que en esa zona son muy escasas las precipitaciones. La escasez de lluvia se debe a que los vientos procedentes del Atlántico cargados de humedad pasan por encima de la llanura chaqueña (este de Salta) hasta encontrar las primeras elevaciones de las sierras subandinas. Al contacto con ellas, se produce la descarga de las nubes con abundantes precipitaciones, lo cual genera en las laderas orientales el crecimiento de una vegetación selvática. Sin embargo, la humedad no pasa al otro lado de las sierras, es decir, a las laderas occidentales, donde el clima, por el contrario, es

muy seco. La escasez de lluvias justifica la baja disposición de estaciones pluviométricas en la zona de Puna del Noroeste Argentino.

2.4. Análisis de resultados

2.4.1. Longitud de serie de lámina de lluvia máxima anual

En esta sección se incorpora un análisis complementario al realizado por Catalini et al. (2011) para definir el criterio de longitud mínima de serie adoptado (ver sección 2.2.2.1). En primer lugar se analizó cuánto varía el intervalo de confianza de los valores de lámina de lluvia estimados para los diferentes períodos de retorno a medida que se incrementan la cantidad de datos (y por ende la longitud de la serie). Para este análisis se tomaron 4 series de precipitaciones diarias máximas anuales con longitudes de registro de 10 años (que no fue finalmente seleccionada), 14, 20 y con 68 años de registro (estaciones 9, 35 y 107, respectivamente, en la Tabla 4); y a todas se les ajustó la función de distribución de probabilidad Lognormal (a todos la misma para que los resultados sean comparables). Para cuantificar la magnitud relativa del intervalo de confianza se define:

$$\mathbf{Magnitud\ relativa\ del\ Intervalo\ de\ confianza}_T = \left(\frac{\mathbf{Máx.en\ intervalo\ de\ confianza} - \mathbf{Lámina\ media}}{\mathbf{Lámina\ media}} \right)_T \quad [14]$$

A continuación, en la Figura 3 se muestra como varía el intervalo de confianza con los diferentes tiempos de retorno para los casos analizados con diferentes longitudes de serie:

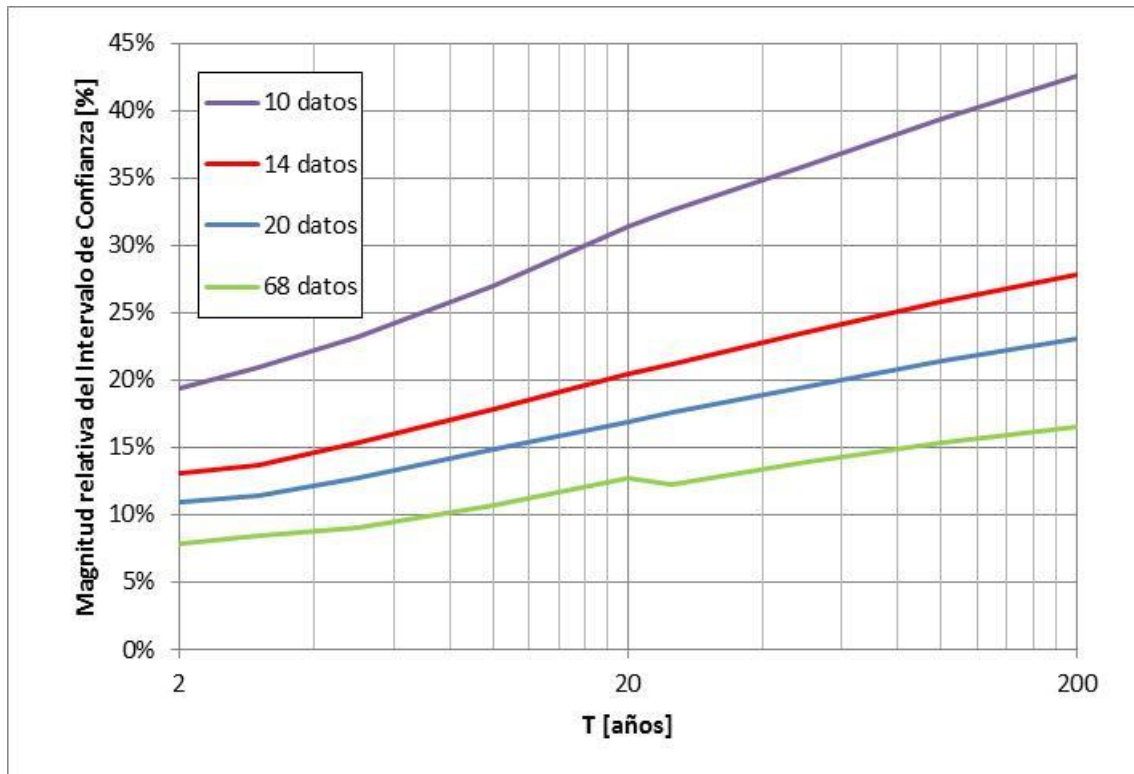


Figura 3: Variación de la magnitud relativa del intervalo de confianza con los distintos tiempos de retorno partiendo de longitudes de serie diferentes.

De esta última figura se demuestra que a medida que aumenta la longitud de la serie (y la cantidad de datos), el intervalo de confianza disminuye y por el contrario, mientras menor sea la longitud de la serie, el intervalo de confianza es mayor. Se decidió la aceptación de todas las estaciones con una longitud de serie mayor o igual a catorce años (en acuerdo con lo adoptado por Catalini et al., 2011) ya que si bien genera grandes incertidumbres debido a un mayor intervalo de confianza, los valores de incertidumbres asociados a la predicción de lluvias de diseño son del orden de 25% para recurrencias menores a 100 años y por lo tanto son aceptables.

La

Tabla 5 y la Figura 4 muestran la cantidad de localizaciones con registros que pertenecen a cada intervalo de longitud de serie, es decir, entre uno y catorce años, mayores o igual a catorce años y mayor o igual de veinte. En este trabajo se cuenta con 186 estaciones con más de catorce años de registro, conformando el 53% del total. Las estaciones de este porcentaje son las que continuaron las verificaciones subsiguientes.

Longitud de serie		
Estaciones con datos	349	Porcentaje
1 < Longitud de serie < 14	163	47%
Longitud de serie ≥ 14	186	53%
Longitud de serie ≥ 20	147	42%

Tabla 5: Frecuencias de las estaciones pluviométricas en función de su longitud de serie.

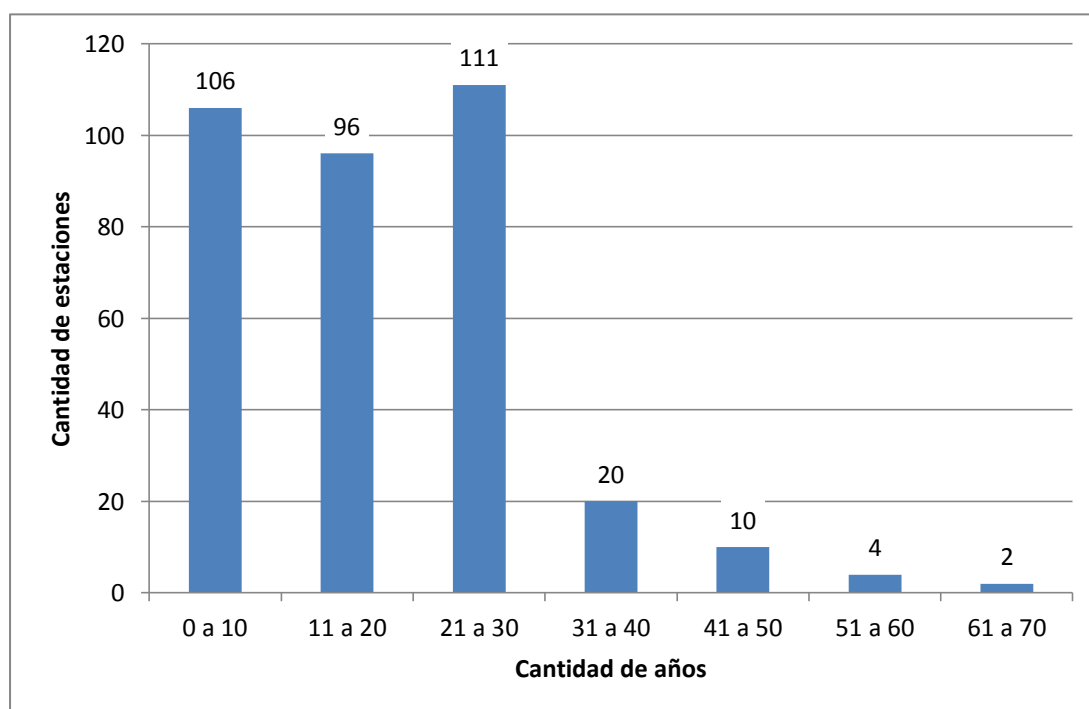


Figura 4: Longitud de registro de las estaciones pluviométricas encontradas.

2.4.2. Datos Atípicos.

Las series de datos de las 186 estaciones pluviométricas que tenían una longitud de serie acorde, fueron sometidas a la prueba de datos atípicos. Del total de las estaciones que fueron sometidas a la prueba de datos atípicos 12 no pasaron por esta prueba, por lo que fueron desechadas. Dicha eliminación representa el 6% de las estaciones disponibles.

2.4.3. Prueba de Independencia.

Las series de datos de las 174 estaciones en las que verificaron la presencia de datos atípicos fueron sometidas a la prueba de Independencia de Wald-Wolfowitz. Del total de registros analizados 6 no pasaron la prueba, lo cual constituye el 3% del total de estaciones en las que se verificaron la presencia de datos atípicos.

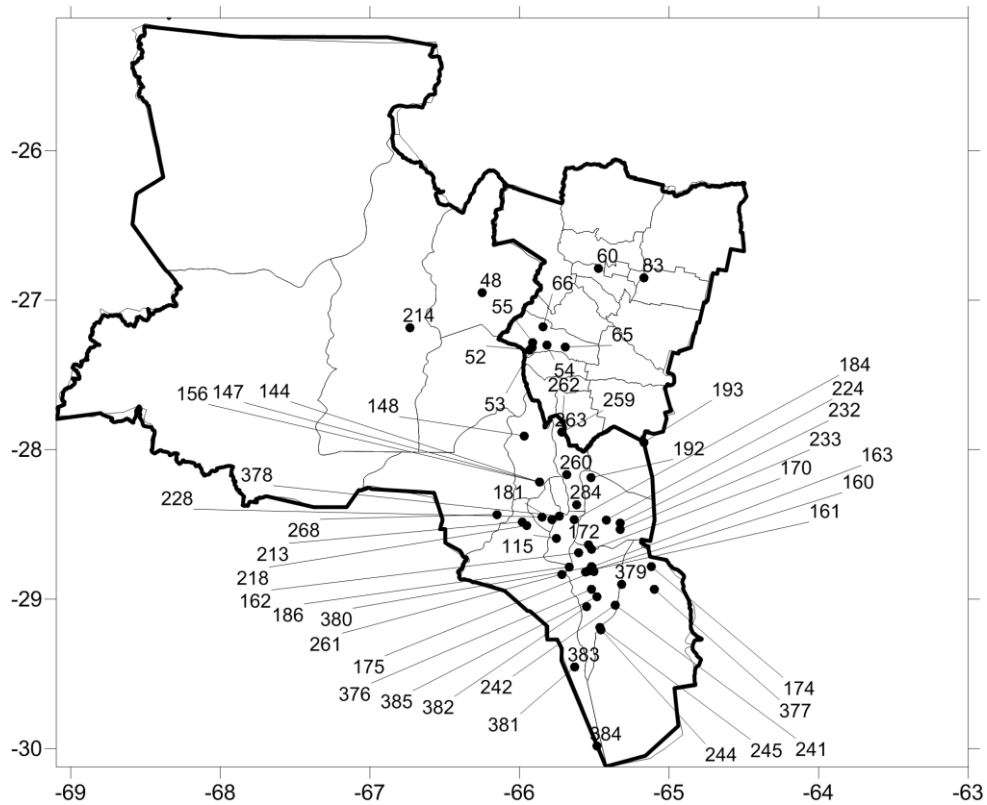
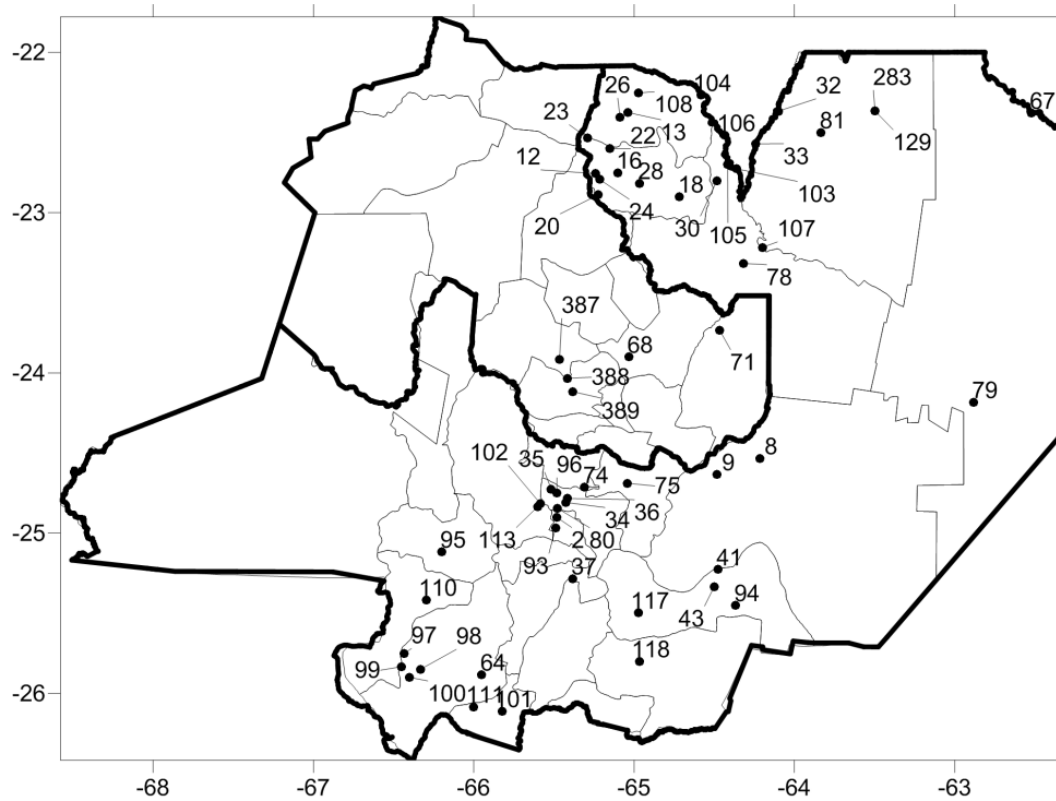
2.4.4. Prueba de Estacionalidad

Las estaciones que verificaron las pruebas anteriores fueron sometidas a la Prueba de Estacionalidad de Kendall. Nueve estaciones son las que fueron depuradas al realizar esta prueba, lo cual representa el 5% del total de estaciones que verificaron independencia.

2.4.5. Prueba de Homogeneidad.

Las estaciones restantes fueron sometidas a la Prueba de Homogeneidad de Wilcoxon. Una sola estación no pasó esta prueba por lo que fue removida, siendo el 1% del total de estaciones que pasaron estacionalidad. Finalmente se decidió descartar la estación del Aeródromo de Jujuy debido a que presentaba problemas en los registros de lluvia, como ser 6 datos de lluvias que superan los 350 mm, lo cual se considera un registro excesivo. Debido a esta anomalía (no detectada por las pruebas estadísticas ya que existían varios datos dudosos por lo que implica que no son atípicos) se decidió prescindir de la estación en cuestión.

Luego de las pruebas realizadas, se seleccionaron finalmente registros de 158 estaciones pluviométricas para ser ajustadas con las funciones de distribución de probabilidad. En la Figura 5 se puede observar la distribución espacial de las localizaciones con registros que superaron las pruebas en la región de estudio.



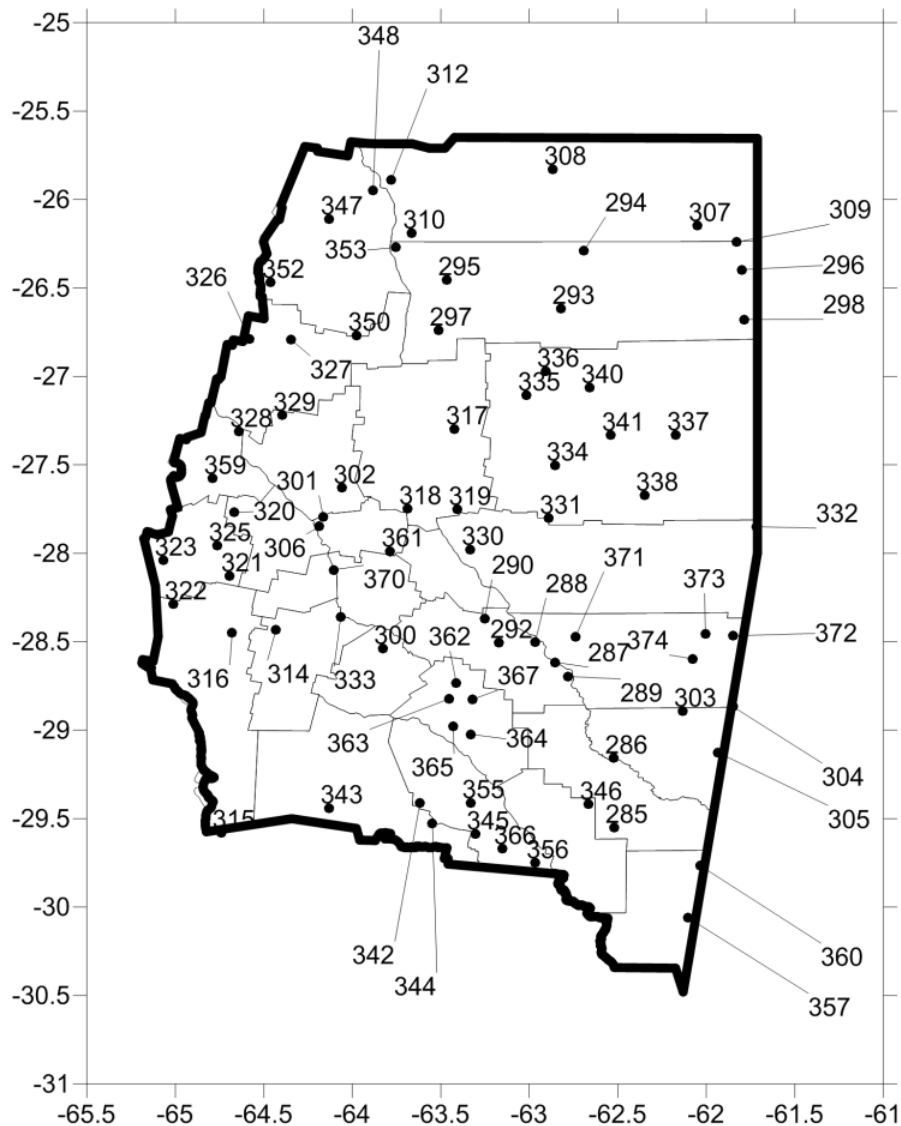


Figura 5: Ubicación de estaciones pluviométricas que pasaron las pruebas estadísticas y cuyos registros fueron analizados en este trabajo.

2.4.6. Selección de la función de distribución de probabilidad óptima

Luego de haber ajustado cada serie histórica de datos correspondientes a lluvias máximas anuales a las 6 funciones de distribución de probabilidad con las que se trabajó; a cada una de ellas se le realizó la prueba de adecuación Chi Cuadrado. Esta prueba consiste en determinar si los datos de la muestra analizada corresponden a cierta distribución poblacional y finalmente nos sirve para evaluar si estas funciones de distribución de probabilidad representaban a la población o no.

Vale aclarar que en todos los casos de las localizaciones con registros que pasaron las pruebas estadísticas analizados en este trabajo se cumplió la hipótesis de que las 6 funciones de distribución de probabilidad verificaron esta prueba de adecuación, por lo que fue necesario seleccionar una función de distribución de probabilidad óptima para la región de estudio.

En este trabajo, se adopta a priori el método de ajuste “Lognormal” de 2 parámetros ya que esta fue la opción utilizada en otros estudios de regionalización realizados a nivel nacional con los cuales se intentará luego integrar este trabajo. Para analizar la validez de utilizar esta función de distribución de probabilidad se realizó un análisis de incertidumbre de la variable PMDA (lluvia máxima diaria anual) para una recurrencia T de 100 años. Se elige este valor (y no los asociados a otros periodos de retorno) por ser el que más incertidumbre (mayor intervalo de confianza) muestra en relación a los demás y se calcula como:

$$\text{Incertidumbre relativa LogNormal}_{T=100} = \left(\frac{\text{Máx.en intervalo de confianza} - \text{Lluvia media}}{\text{Lluvia media}} \right)_{T=100} \quad [15]$$

En el caso de la estación ejemplo (Figura 1), el valor de incertidumbre relativa a estimar los valores de lámina con la función de distribución Lognormal vale 15.4%.

Se comparó este parámetro con la máxima diferencia porcentual entre el valor de lluvia para T=100 años utilizando la función de distribución de probabilidad Lognormal y el valor proporcionado por otra función de distribución de probabilidad que más se aleja de la función Lognormal. A modo de ejemplo, en la Tabla 6 se muestran los valores de lluvia asociados a los distintos T y en la Tabla 7 se muestra la diferencia porcentual que surge entre aplicar Lognormal u otra función. De esta última tabla, para calcular la diferencia entre las funciones de distribución se toma el mayor porcentaje para T=100 años por ser el más desfavorable.

Lluvia Máxima Diaria Esperada para T(mm)						
T	GEV		Gumbel		Lognormal	Log Pearson III
	(M verosimilitud)	(Momentos)	(M verosimilitud)	(Momentos)	(M verosimilitud)	(Momentos)
100	203	193	199	198	195	191
50	184	178	182	181	179	177
25	165	163	164	164	163	161
20	159	157	158	158	157	156
10	140	141	140	140	140	140
5	121	123	121	121	122	123

Tabla 6: Precipitaciones asociadas a diferentes tiempos de retorno aplicando diferentes distribuciones de probabilidad en la estación pluviométrica analizada de Bermejo - Pozo Sarmiento ubicada en la provincia de Salta.

Porcentaje de variación % respecto a Lognormal						
T	GEV		Gumbel		Lognormal	Log Pearson III
	(M verosimilitud)	(Momentos)	(M verosimilitud)	(Momentos)	(M verosimilitud)	(Momentos)
100	96.1%	99.0%	98.0%	98.5%	100.0%	97.9%
50	97.3%	99.4%	98.4%	98.9%	100.0%	98.9%
25	98.8%	100.0%	99.4%	99.4%	100.0%	98.8%
20	98.7%	100.0%	99.4%	99.4%	100.0%	99.4%
10	100.0%	99.3%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%
5	99.2%	99.2%	99.2%	99.2%	100.0%	99.2%

Tabla 7: Diferencia porcentual entre aplicar Lognormal y otra distribución de probabilidad para cada periodo de retorno en la estación pluviométrica analizada de Bermejo - Pozo Sarmiento ubicada en la provincia de Salta.

En el caso de la serie Bermejo – Pozo Sarmiento, la máxima diferencia porcentual es 3.9% (surge de restar 100% menos 96.1% que es el mínimo valor que surge de aplicar GEV – Máxima Verosimilitud).

Siempre que el valor de incertidumbre relativa esperada al estimar los valores de lámina con la función de distribución Lognormal (que está relacionado al concepto de intervalo de confianza y a la amplitud del mismo) sea mayor que la máxima diferencia porcentual entre Lognormal y la función de distribución que más se aleja de esta; el intervalo de confianza de Lognormal incluirá dentro de él a todas las demás funciones de distribución de probabilidad con un 95% de certeza (que es el nivel de significancia usado). Así la función Lognormal puede ser seleccionada y es apropiada para representar a la población.

A continuación se analiza la evolución con la longitud de la serie de la máxima diferencia porcentual entre la función Lognormal y la función de distribución que más se aleja de esta para T=100 años. Se puede observar en la Figura 6 que para longitudes de serie que oscilan entre 14 y 30 años se ve que la máxima diferencia de algunos valores estimados con otras funciones de distribución con respecto a la Lognormal disminuye a medida que aumenta la longitud de registro.

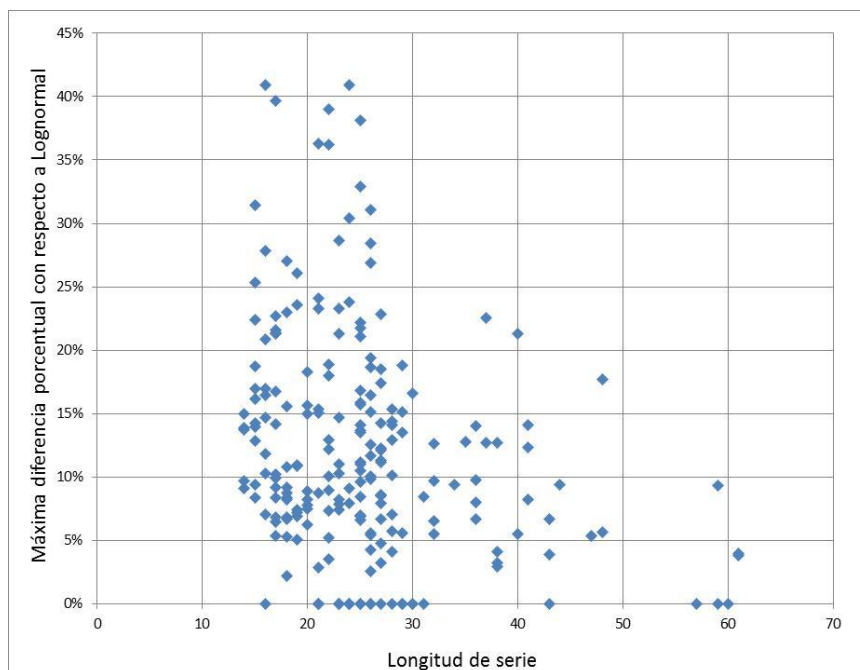


Figura 6: Evolución de la máxima diferencia porcentual entre el valor de lluvia para T=100 años del método Lognormal y el valor proporcionado por el método que más se aleja de esta función a medida que aumenta la longitud de la serie.

Para analizar la importancia relativa de la selección de la función de distribución óptima se grafica la máxima diferencia porcentual entre el valor de lluvia del método Lognormal y el valor proporcionado por el método que más se aleja de esta función versus la dispersión porcentual del método Lognormal; ambas variables para T=100 años (caso más desfavorable). En este análisis se compara la diferencia porcentual mostrada en la Figura 6 con los intervalos de confianza. En la Figura 7 se puede ver el análisis realizado.

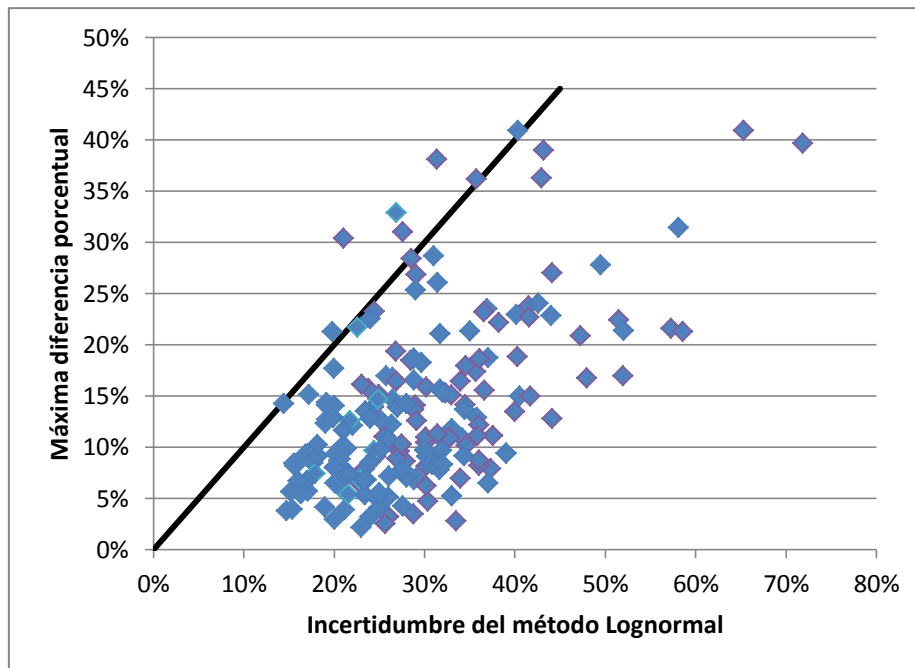


Figura 7: Máxima diferencia porcentual entre el valor de lluvia del método Lognormal y el valor proporcionado por el método que más se aleja de esta función versus la dispersión porcentual del método Lognormal para T=100 años

Visualizando esta última figura se observa que casi en la totalidad de los casos la incertidumbre relativa a estimar los valores de lámina con la función de distribución Lognormal es mayor que la máxima diferencia porcentual entre Lognormal y la función de distribución que más se aleja de esta; por lo que es correcto seleccionar a la función Lognormal como la que define la relación entre la lámina de lluvia precipitada y el tiempo de retorno.

Luego de definir la función de distribución de probabilidad Lognormal, se estimaron las láminas de lluvia para los periodos de retorno T= 2, 5, 10, 20, 25, 50 y 100 años cuyos resultados se presentan a continuación.

2.5. Análisis regional

En esta sección se utilizan técnicas de análisis espacial para interpolar los valores puntuales de lámina de lluvia máxima diaria asociada a diferentes recurrencias con el objeto de generar grillas de información estadística.

En este proceso se utilizó un Sistema de Información Geográfica (SIG), el cual es definido como un sistema asistido por computadora para la adquisición, almacenamiento, procesamiento, análisis y visualización de datos geográficos. En la actualidad, se encuentran disponibles una gran variedad de herramientas y paquetes computacionales (software para su traducción en Inglés) para asistir estas tareas. El paquete computacional elegido fue el Idrisi Selva (Versión 17.00, Clark Labs, Clark University), el cual permite generar un archivo vectorial o de tipo raster georreferenciado.

Utilizando esta herramienta se realizó la interpolación espacial de los valores de lámina de lluvia estimados para los distintos periodos de retorno a través del método de Kriging. Específicamente este método permite generar archivos raster a partir de la totalidad de los archivos vectoriales anteriormente creados con la información de lluvia máxima diaria estimada para cada localización. La Figura 8 muestra el raster interpolado por el método Kriging para la lluvia máxima diaria media máxima anual estimada para un período de retorno de dos años [en mm].

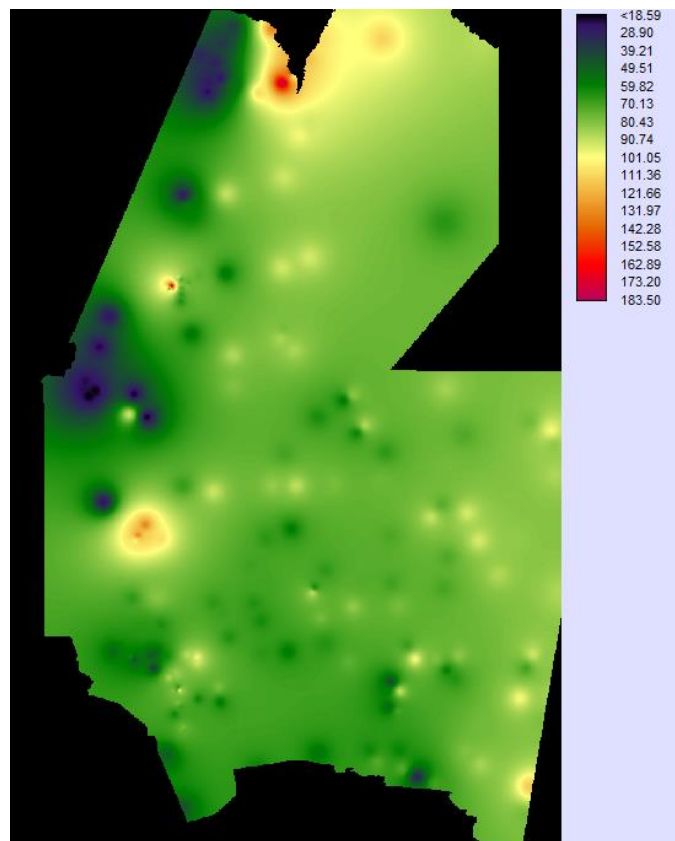


Figura 8: Raster interpolado por el método Kriging para la lluvia máxima diaria estimada para un período de retorno de dos años [en mm].

Utilizando el método de Kriging se interpoló espacialmente las láminas de lluvia máxima diaria para diferentes recurrencias en la región de estudio. Este método es un interpolador inteligente que genera la superficie deseada pasando por todos los puntos de los cuales se parte; por lo que tiene en cuenta las particularidades locales, formando así singularidades que son las que se muestran similares a granos en la Figura 8.

Una de las causas de la presencia de las singularidades en las estructuras espaciales se podrán generar al no haber tenido en cuenta el criterio de igual ventana de tiempo en la información histórica (sino que para evitar depurar excesiva cantidad espacial de datos se puso el criterio que si se tenía más de 14 años de longitud de serie se podía analizar dicha localización con registros sin tener en cuenta el periodo de dichos datos). Así puede ocurrir que en 2 localizaciones muy próximas haya registros históricos de lluvia ocurridos en diferentes épocas, es decir en uno en épocas húmedas y otro en épocas de sequía que podrían generar diferencias significativas en los valores estimados de lluvia máxima que se muestran como singularidades al utilizar el método de Kriging.

Como la lluvia es una variable continua en el espacio; no es real la existencia de estas singularidades locales mostradas en los rasters interpolados; y es por ello que en base a las interpolaciones obtenidas por el método de Kriging de los valores medios de lluvia máxima diaria para distintas recurrencias, se aplica un ajuste para producir una imagen de superficie tendencial. Lo que aquí se hace es ajustar a la superficie interpolada por Kriging un ajuste utilizando un polinomio cuyo grado es especificado; y en este trabajo se decidió ajustar una función de tercer grado.

En la Figura 9, Figura 10, Figura 11, Figura 12, Figura 13, Figura 14 y Figura 15 se muestran los mapas tendenciales de lámina máxima diaria asociados a los diferentes períodos de retorno analizados.

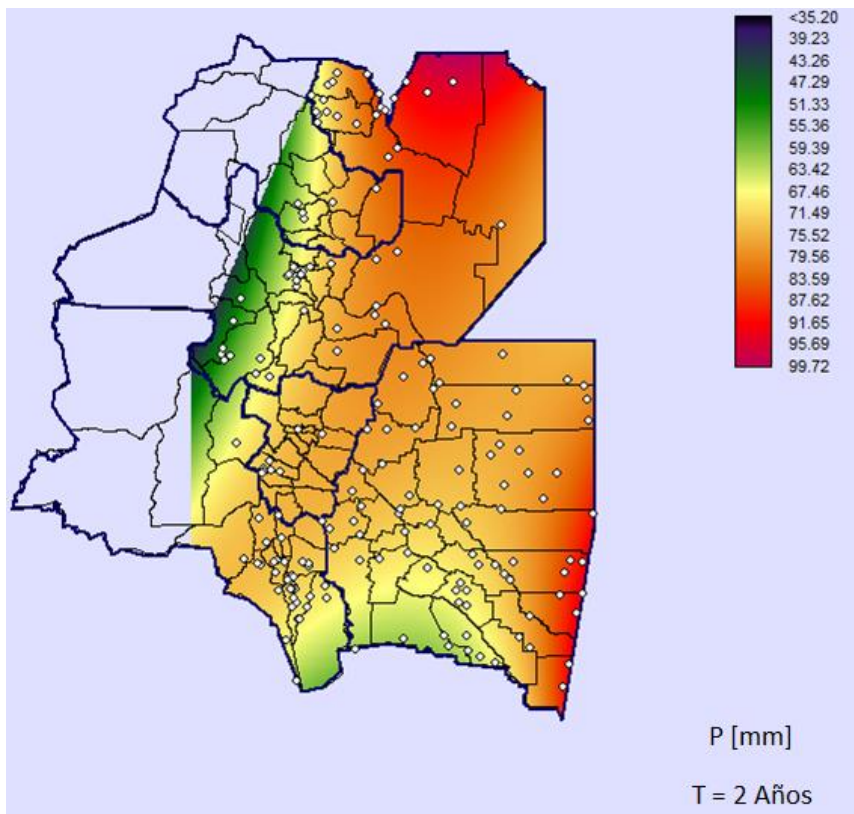


Figura 9: Lluvia máxima diaria para T=2 años.

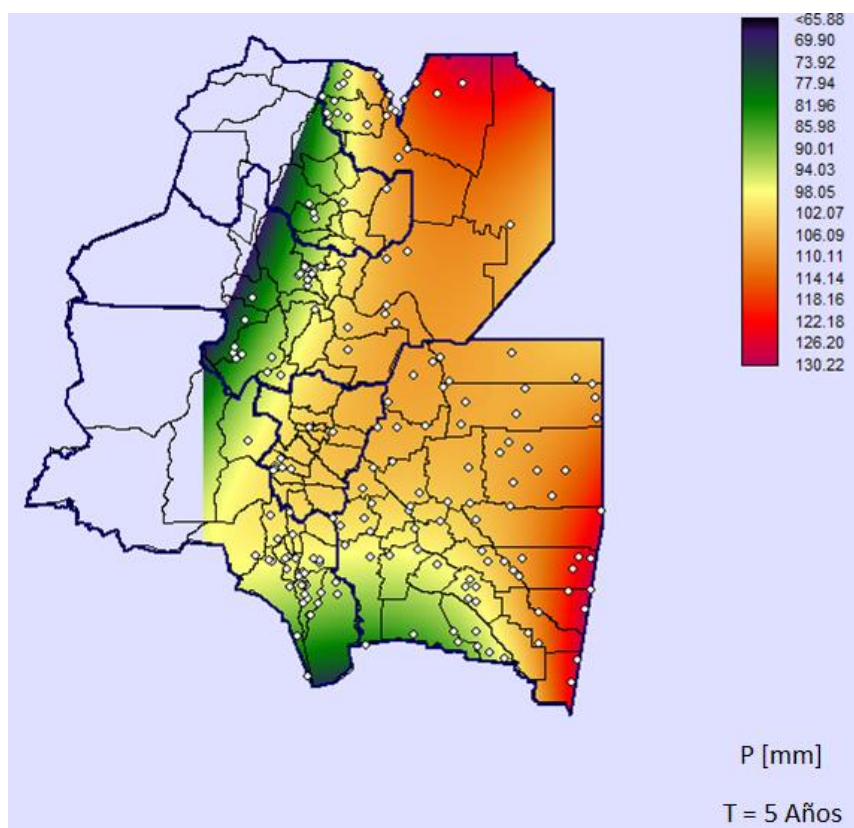


Figura 10: Lluvia máxima diaria para T=5 años.

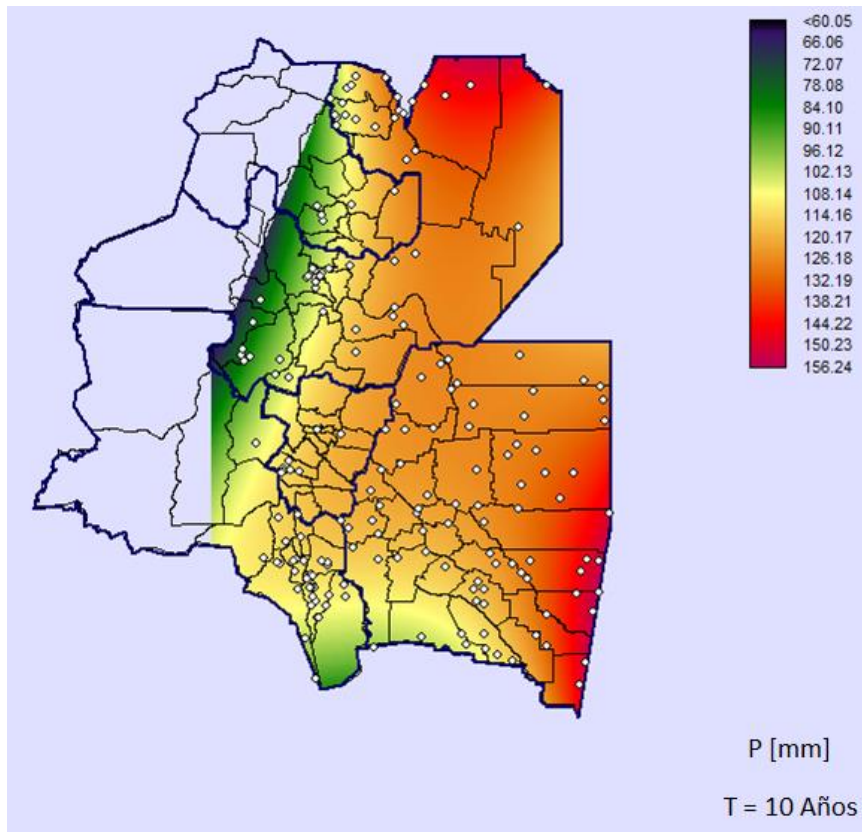


Figura 11: Lluvia máxima diaria para T=10 años.

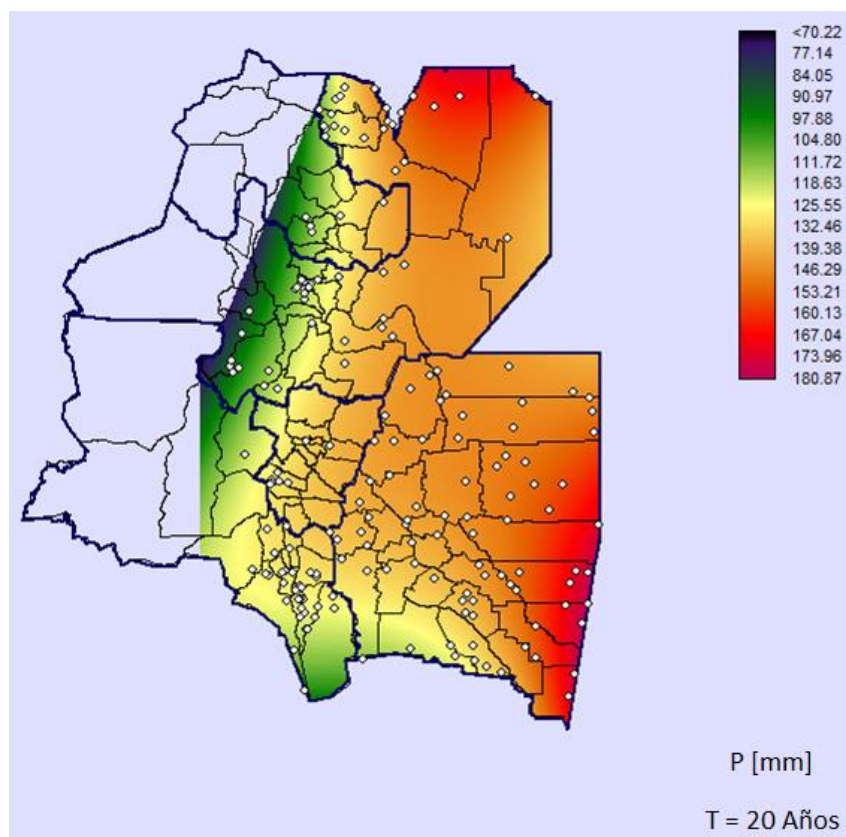


Figura 12: Lluvia máxima diaria para T=20 años.

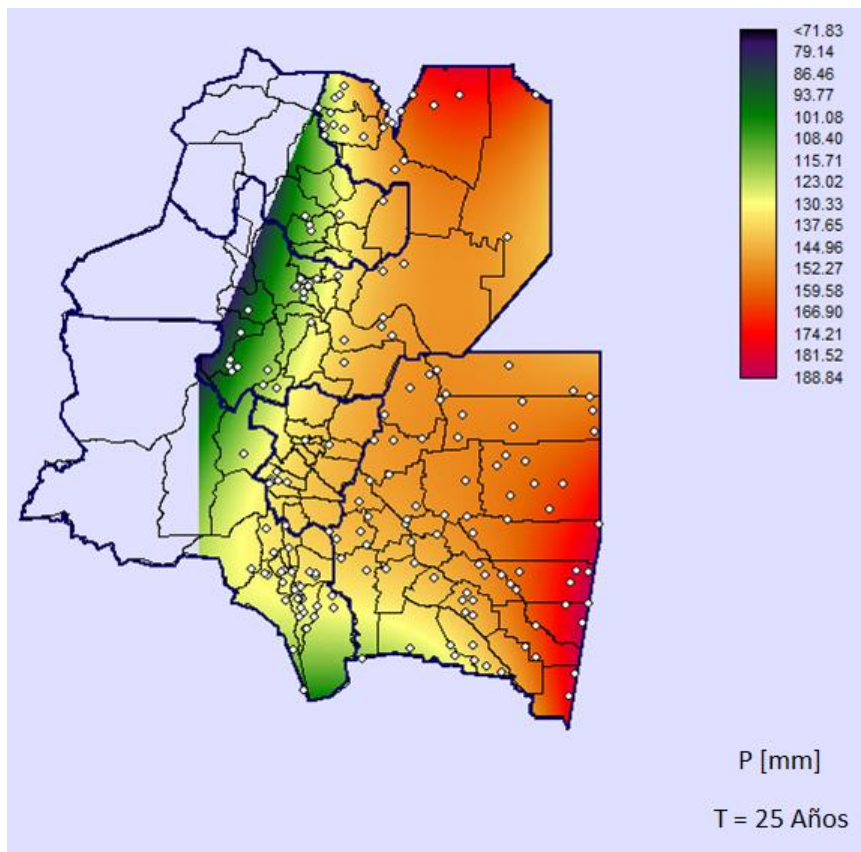


Figura 13: Lluvia máxima diaria para T=25 años.

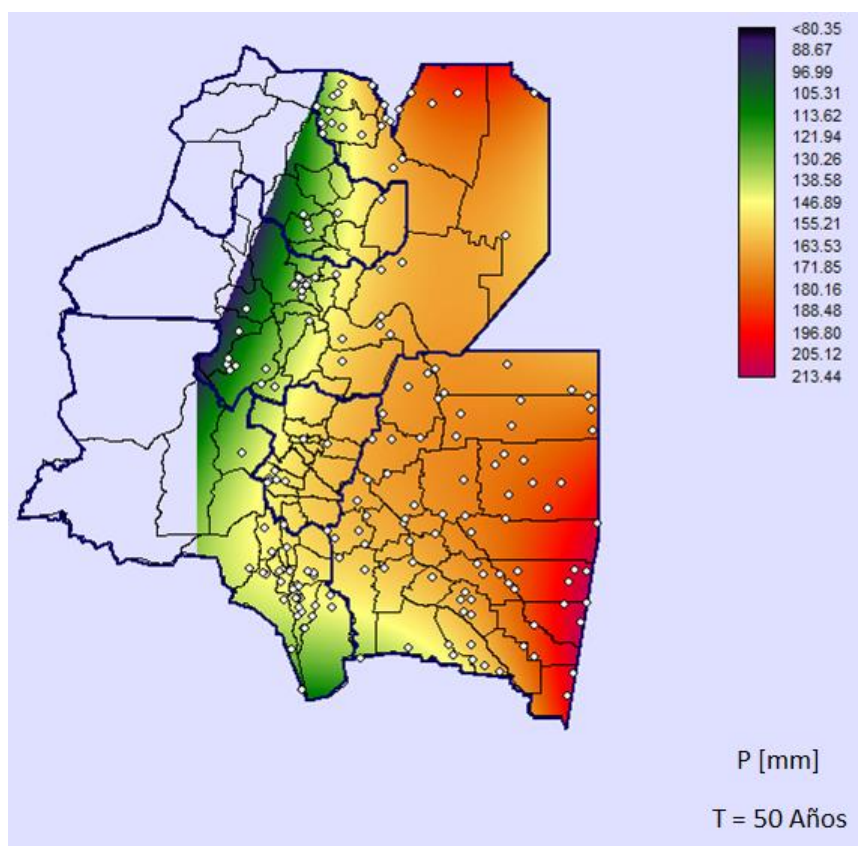


Figura 14: Lluvia máxima diaria para T=50 años.

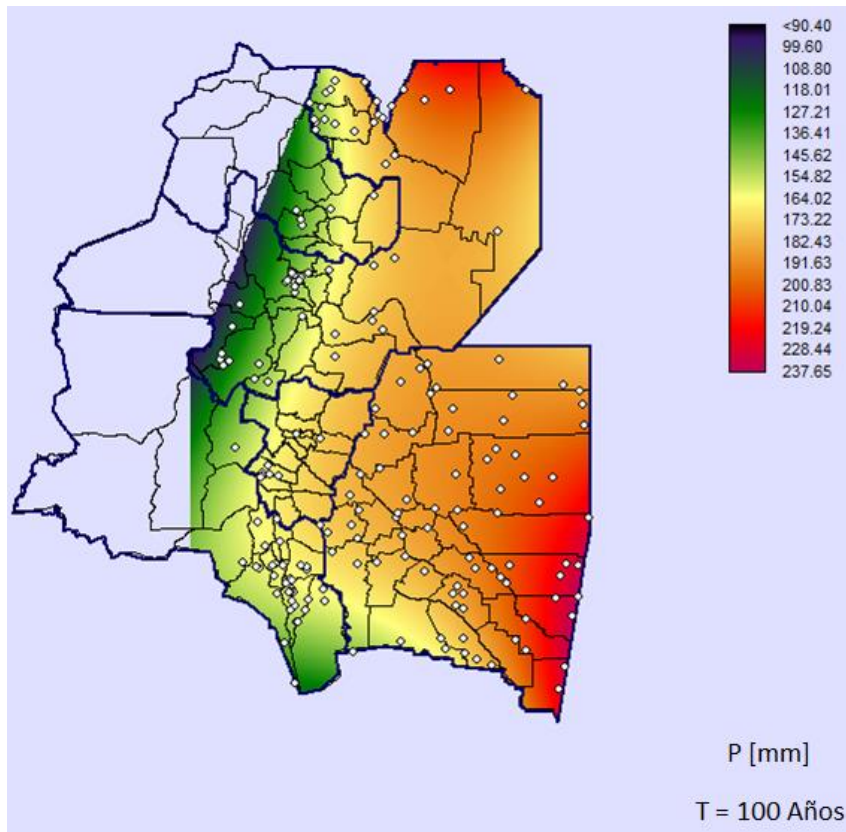


Figura 15: Lluvia máxima diaria para T=100 años.

Al visualizar los mapas tendenciales obtenidos se observa que para todos los casos la máxima lluvia diaria se da en el sureste de Santiago del Estero mientras que las mínimas ocurren en el centro oeste de Salta y Jujuy.

A continuación, en la Figura 16 se muestra un mapa de isohietas de lluvia total media anual en la República Argentina provisto por el INTA:

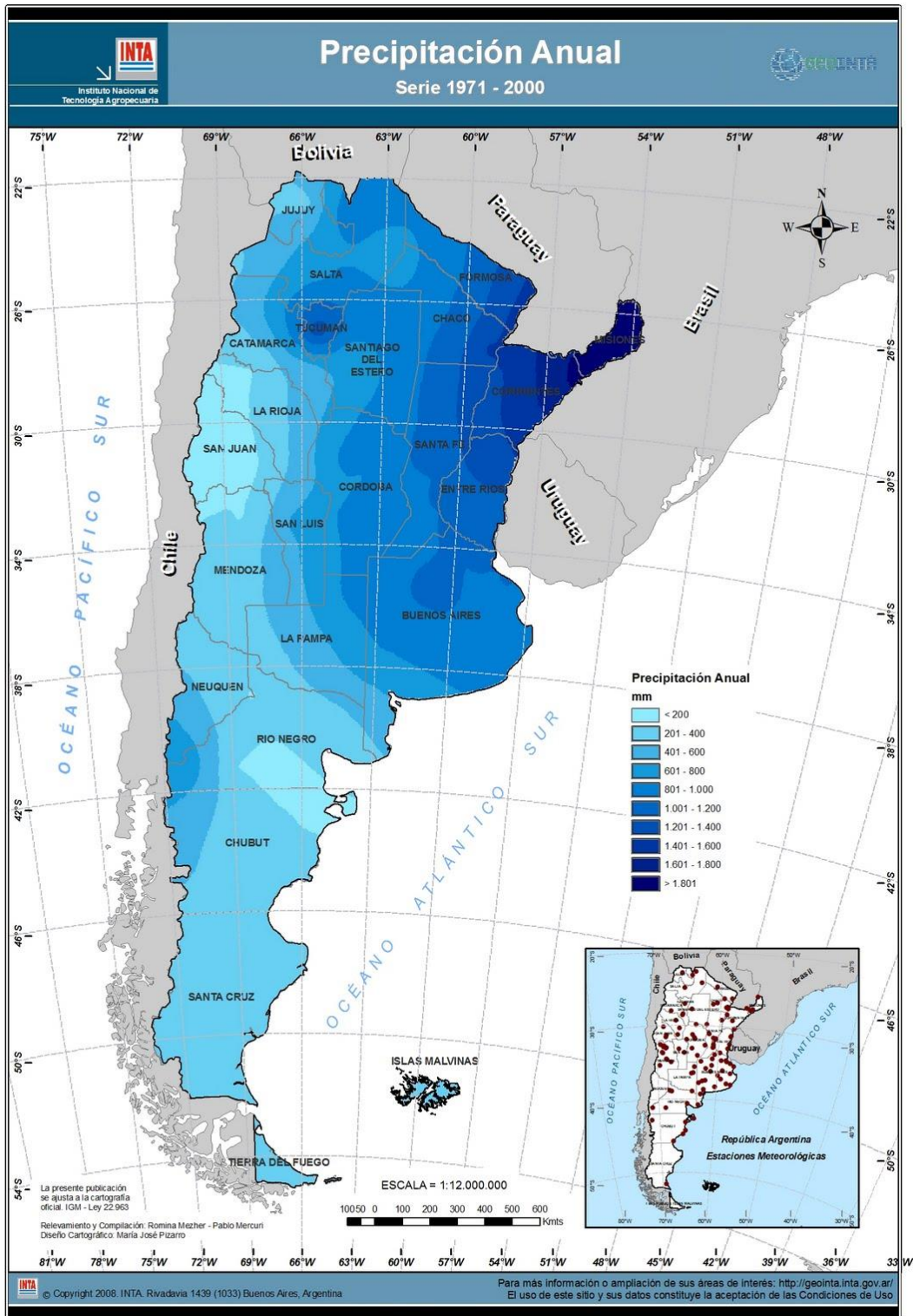


Figura 16: Lluvia media anual en la República Argentina (INTA, 1990).

Si bien esta última figura no muestra la misma variable que la analizada en este trabajo (sino una que está relacionada); se observa que de la misma manera que con los resultados obtenidos; las mínimas lluvias se dan en el

oeste de Salta, Jujuy y Catamarca y las máximas en el centro de Tucumán y el este de Santiago del Estero (límite con la provincia de Santa Fe). Debido a que no se cuenta con una densa red de datos en la provincia de Tucumán es que no se puede observar claramente con los resultados obtenidos en este trabajo la zona de mayor cantidad de lluvia en dicha provincia.

2.6. Contraste con valores de diseño estimados en proyectos hidráulicos previos

A partir de los mapas digitales generados, se procedió a comparar los valores de lluvia máxima diaria asociados a diferentes tiempos de retorno obtenidos a partir de esta herramienta con los valores utilizados en el análisis hidrológico realizado para diferentes proyectos. Vale aclarar que en la estimación de las láminas de lluvia calculadas por los diferentes proyectos se siguieron diferentes metodologías a las aplicadas en el desarrollo de la herramienta mostrada en este trabajo.

A continuación en la Tabla 8 se presenta el contraste entre las lluvias de diseño estimadas:

		Valores de lluvia máxima diaria [mm]						
		T [años]						
		2	5	10	20	25	50	100
Proyecto Ejecutivo Desagües pluviales Ciudad de Embarcación - Salta	Lámina usada por el proyectista	-	-	136	-	159	176	193
	Mapa tendencial de PMD	-	-	143	-	167	180	201
	<i>Diferencia</i>	-	-	5%	-	5%	2%	4%
Proyecto Ejecutivo Loteo El Aybal - Salta	Lámina usada por el proyectista	-	-	110	-	140	167	-
	Mapa tendencial de PMD	-	-	112	-	131	145	-
	<i>Diferencia</i>	-	-	1%	-	7%	15%	-
Desagües pluviales de Rosario de la Frontera - Salta	Lámina usada por el proyectista	-	-	117	125	-	-	-
	Mapa tendencial de PMD	-	-	105	118	-	-	-
	<i>Diferencia</i>	-	-	11%	6%	-	-	-
Determinación de línea de ribera margen izquierda de Arroyo Los Nogales - Salta (*)	Lámina usada por el proyectista	-	-	-	-	181	-	-
	Mapa tendencial de PMD	-	-	-	-	162	-	-
	<i>Diferencia</i>	-	-	-	-	12%	-	-
Estudio integral de las condiciones de avenimiento que afectan a Villa Güemes y Santa Rita - Tartagal - Salta	Lámina usada por el proyectista	-	-	185	-	221	248	274
	Mapa tendencial de PMD	-	-	151	-	176	190	212
	<i>Diferencia</i>	-	-	22%	-	26%	30%	29%
Ingeniería Erosiones en cruces de Ríos y Arroyos Gasoducto Norte - Río Zora - Jujuy (*)	Lámina usada por el proyectista	92	121	141	-	165	183	-
	Mapa tendencial de PMD	88	115	133	-	156	169	-
	<i>Diferencia</i>	4%	5%	6%	-	6%	8%	-
Análisis de Precipitaciones en Chacra Experimental Colonia Santa Rosa - Salta	Lámina usada por el proyectista	101	133	154	173	-	198	217
	Mapa tendencial de PMD	91	118	137	155	-	173	194
	<i>Diferencia</i>	11%	13%	12%	12%	-	15%	12%
Ingeniería para reparación de erosión en picada Gasoducto Norte entre progresivas 2000 y 13000 - Salta (*)	Lámina usada por el proyectista	-	143	170	-	203	228	-
	Mapa tendencial de PMD	-	123	142	-	165	178	-
	<i>Diferencia</i>	-	16%	20%	-	23%	28%	-
Dique Los Molinos - Jujuy (*)	Lámina usada por el proyectista	51	-	80	-	-	112	127
	Mapa tendencial de PMD	57	-	87	-	-	112	126
	<i>Diferencia</i>	11%	-	8%	-	-	0%	1%

Tabla 8: Valores de lluvia máxima diaria [mm]. Comparación entre lluvia de diseño calculada con la herramienta generada y la obtenida producto del análisis hidrológico realizado por diferentes proyectistas. Con asterisco (*) se indican los proyectos donde se utilizaron valores de diseño disponibles en localidades cercanas.

2.6.1. Análisis de resultados

Al comparar los resultados obtenidos se observa que en la mayoría de los casos la diferencia entre las láminas de lluvia es menor al 15%, por lo cual se concluye que la herramienta generada puede ser utilizada sin ningún problema de ahora en adelante para el cálculo de la lluvia de diseño en diferentes proyectos.

En los casos que se observan diferencias mayores al 15%, esto se debe ya que a la hora de realizar el estudio hidrológico en ese proyecto, el proyectista no utilizó datos locales sino que utilizó datos de una estación pluviométrica cercana y a esos datos de lámina de lluvia asociados a diferentes recurrencias los extrapola hasta la zona de emplazamiento de la obra a proyectar. En cambio, los valores de lámina de lluvia que se obtiene en el estudio realizado en este trabajo es la que corresponde al mismo lugar de la obra. Esta es una gran ventaja de la herramienta que se ha desarrollado, ya que en el pasado esto no era posible.

Por otra parte, en todos los casos comparados la lámina de lluvia usada por el proyectista se encuentra dentro del intervalo de confianza de los valores de lámina de lluvia estimados en este trabajo. El hecho de que se encuentran disponibles estos intervalos de confianza es otra ventaja de la herramienta desarrollada.

3. Capítulo 3: Diseño hidráulico de infraestructura hídrica utilizando un modelo físico hidráulico

3.1. Introducción

El diseño hidráulico óptimo de infraestructura hídrica incluye en primer lugar el diseño geométrico de la infraestructura que optimice su comportamiento hidráulico y que tenga en cuenta la compleja interacción de esta infraestructura con los flujos de agua turbulentos, lecho y márgenes (considerando los procesos de transporte de sedimentos), vegetación, etc. Además el diseño hidráulico óptimo debe incluir consignas de operación de esta infraestructura.

La metodología generalmente utilizada en el diseño de infraestructura hídrica incluye en una primera etapa un diseño preliminar basado en ábacos y herramientas empíricas disponibles en la bibliografía especializada. Una segunda etapa antes de la construcción consiste en la verificación y optimización de este diseño preliminar basado en el uso de modelos.

En este capítulo se detallan las actividades experimentales realizadas sobre un modelo físico para verificar y optimizar el proyecto de refuncionalización del Dique Los Molinos existente en la actualidad en la provincia de Jujuy.

3.2. Localización y descripción del Dique Los Molinos

El dique Los Molinos, construido en el año 1972, está ubicado sobre el Río Grande, a pocos kilómetros al oeste de la ciudad de San Salvador de Jujuy, ciudad capital de la provincia de Jujuy, y aproximadamente 1 km aguas abajo de la confluencia del Río Reyes con el Río Grande (Figura 17).

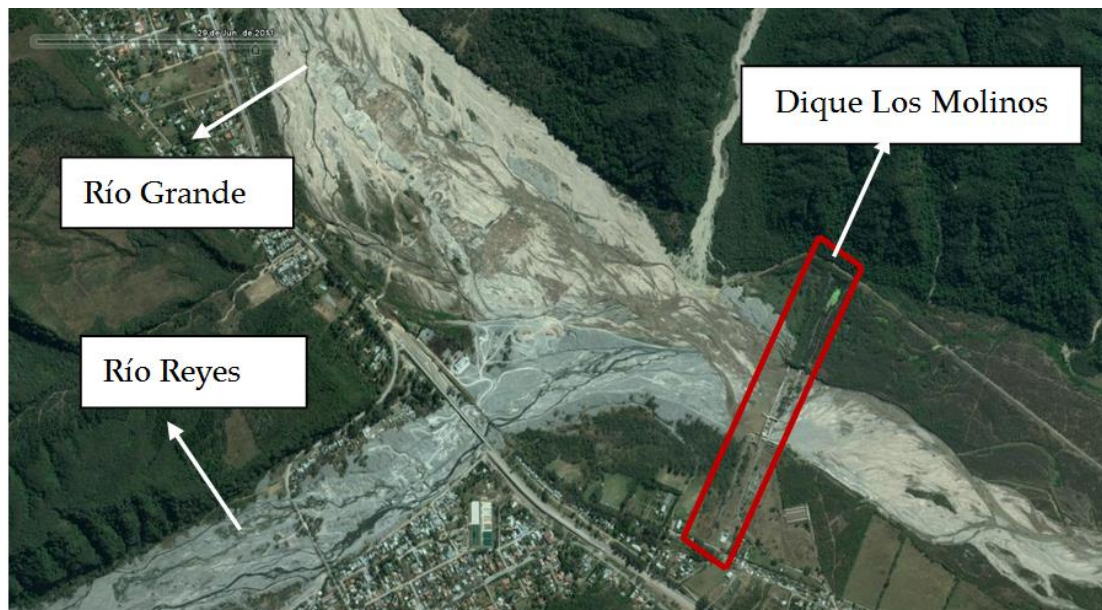


Figura 17: Imagen satelital de la zona de emplazamiento del Dique Los Molinos (Google Earth).

El objetivo de la obra existente es la derivación de agua para riego. Para ello se pueden derivar hasta un máximo de $25 \text{ m}^3/\text{s}$ a través de una toma de agua ubicada sobre la margen derecha de la obra (Figura 17).

El conjunto de la obra de presa está constituido, desde margen izquierda a margen derecha (Figura 18 y Figura 19), por:

- Terraplén de materiales sueltos sobre margen izquierda de 340 metros de longitud y 13 metros de altura (Figura 19).
- Una obra principal de 280 metros de longitud, formada por tres partes:
 - ✓ Un Dique Fijo (DF), de perfil a lámina adherente, de 200 metros de longitud, con una cota de umbral de 1373 msnm.
 - ✓ Un dique Móvil (DM) de 70 metros de longitud, integrado por cuatro vanos de 15 metros de longitud cada uno, con umbrales a cota 1369 msnm. Los vanos pueden ser cerrados por compuertas de sector de 3 metros de radio.
 - ✓ Un Canal Moderador (CM) de 10 metros de ancho, cuya cota de umbral es 1365,4 msnm.

Todas las obras de descarga cuentan aguas abajo con cuencos disipadores de energía.

- Una obra de toma, ubicada sobre la margen derecha de la presa, unos pocos metros antes de la entrada del Canal Moderador (CM).
- Un terraplén de materiales sueltos sobre margen derecha, de 440 metros de longitud y 12 metros de altura (Figura 19).

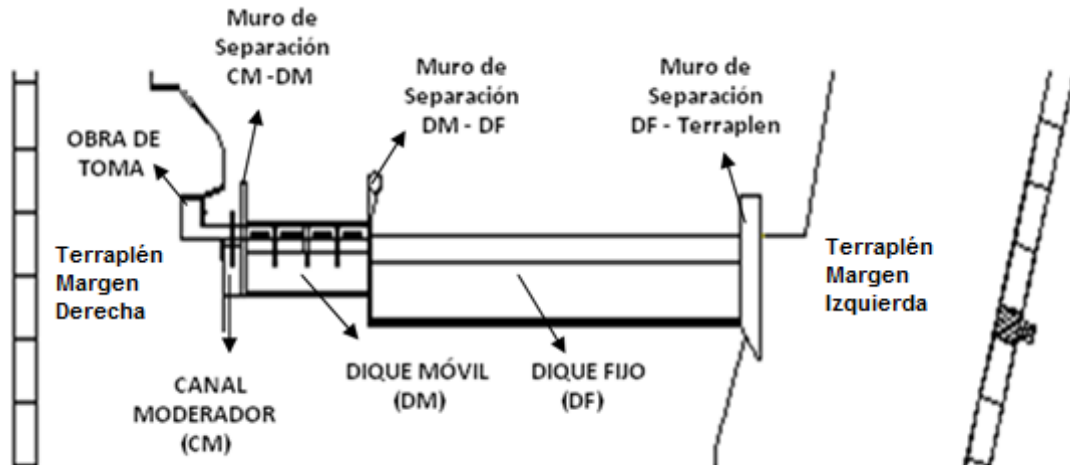


Figura 18: Plano en planta del Dique Los Molinos.



Figura 19: Imagen aérea tomada durante una crecida el día 22 de Enero de 2013. Terraplén Margen Izquierda (TMI) y Terraplén Margen Derecha (TMD)

3.3. Problemática existente en el Dique Los Molinos

Se distinguen cuatros problemas principales en el dique:

1. Debido al gran aporte de sedimentos provenientes de la cuenca y del cauce de los ríos Reyes y Grande el dique comenzó un proceso de tarquinamiento y colmatación de sedimentos. En la Figura 20 se puede observar como el sedimento se fue depositando aguas arriba de las estructuras de descarga hasta llegar a la cota del labio del vertedero.



Figura 20: Dique Fijo tarquinado observado desde la margen izquierda. (Halcrow, 2009).

Este proceso de tarquinamiento se debe a que el dique se encuentra al pie de montaña por lo que los tributarios de ambos ríos acarrearán una gran cantidad de sedimentos debido a las grandes pendientes. Estos sedimentos son transportados por los ríos y al encontrarse con la obra de cierre reducen su velocidad produciendo la sedimentación de los mismos. En la Figura 21 se muestra una imagen satelital caracterizando el relieve en inmediaciones al dique “Los Molinos”. En ella se puede observar los cambios de pendiente del terreno.



Figura 21: Imagen satelital obtenida de Google Earth del relieve en la zona del Dique Los Molinos.

2. Se puede observar una erosión generalizada aguas abajo del dique además de una importante erosión local al pie de las estructuras de descarga. En la Figura 22 se puede observar un ejemplo de erosión local al pie del canal moderador debido a la gran velocidad de salida del agua por dicha estructura y a la falta de una protección adecuada.



Figura 22: Erosión local al pie del canal moderador (Halcrow, 2009).

3. Debido al problema de colmatación del dique muchos sedimentos de gran diámetro atraviesan el mismo, pasando por los vertederos y produciendo la degradación de la estructura. En la Figura 23 se puede observar que el desgaste del dique fijo es de tal magnitud que llego a dejar expuestas las armaduras del mismo.



Figura 23: Deterioro en el perfil del Dique Fijo. Las armaduras están expuestas y se observa el crecimiento de vegetación (Halcrow, 2009).

4. La falta de mantenimiento en las compuertas del Dique Móvil y en los descargadores de fondo del genera que funcionen inadecuadamente produciendo un mal manejo en el funcionamiento del dique en su conjunto. Esta problemática genera que el sedimento se acumule y a tener que realizar intervenciones sobre el cauce del Río mediante retroexcavadoras para poder mantener la funcionalidad de las obras de toma de agua hacia el canal derivador. En la Figura 24 se puede ver evidencias de la falta de mantenimiento en las compuertas del Dique Móvil.



Figura 24: Compuertas circulares Dique Móvil. Evidencia de problemas de mantenimiento de las obras electromecánicas (Halcrow, 2009).

3.4. Modelo físico del Dique Los Molinos

Para mitigar las problemáticas descritas anteriormente se propuso la reparación y refuncionalización de la obra a cargo de la empresa Benito Roggio e Hijos S.A. y se le encargó al Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba la construcción de un modelo físico tridimensional a escala para evaluar experimentalmente el proyecto de refuncionalización.

3.4.1. Descripción del Modelo Físico

El modelo construido en el Laboratorio de Hidráulica es un modelo físico tridimensional no distorsionado, con similitud de Froude. Se seleccionó esta similitud ya que las fuerzas que gobiernan el flujo a pelo libre son las gravitacionales, siendo preponderantes por sobre las viscosas, las de capilaridad, las elásticas, etc.

El modelo se construyó en escala 1:65, seleccionada en función del espacio disponible en el predio del Laboratorio de Hidráulica, de las instalaciones de bombeo y de los efectos de escala. El modelo se encuentra emplazado en la parte posterior del Laboratorio de Hidráulica, y ocupa una superficie modelada de 258 m², que en prototipo representa un área total de 1,10 km². En la Figura 25 se puede observar el modelo físico.

El modelo físico representa todas las estructuras presentes en el cuerpo de la presa, incluyendo entre otras, los cierres y las tres estructuras de control (presa móvil, presa fija, y canal moderador), conjuntamente con sus respectivos órganos de regulación (compuerta radial, compuerta plana, etc.)

Agua arriba, el dominio de análisis del modelo físico se extiende a través de un desarrollo longitudinal, tanto sobre el río Grande como sobre el río Reyes, representando el cauce hasta unos 1000 m aguas arriba de la presa, de modo tal que asegure la correcta representación de los parámetros

hidrodinámicos, hidráulicos y sedimentológicos que afectan al comportamiento y desempeño de las estructuras a analizar.

La longitud representada aguas abajo del cuerpo de la presa (500 m en prototipo) se ha definido de tal forma que las condiciones de borde no afecten los procesos hidráulicos y sedimentológicos bajo estudio.



Figura 25: Modelo Físico del Dique Los Molinos construido en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Nacional de Córdoba.

Se presenta en la Figura 26 un esquema de la estructuras de descarga del dique, con la nomenclatura adoptada de ahora en adelante para el desarrollo de los distintos ensayos:

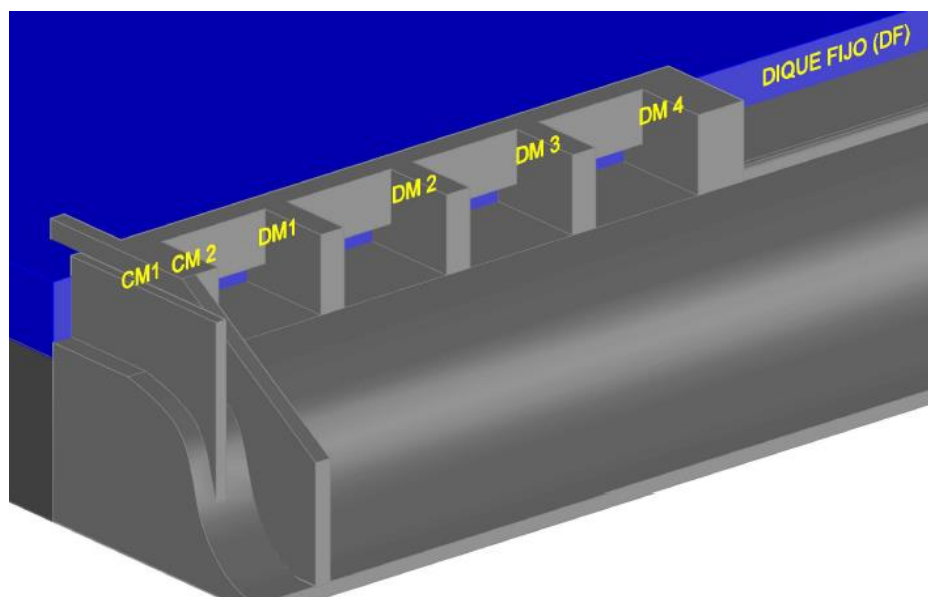


Figura 26: Estructuras de descarga con su respectiva nomenclatura empleada.

3.4.2. Antecedentes

A continuación se detallan dos antecedentes existentes en relación a la construcción y operación de modelos físicos del Dique Los Molinos:

- En el año 1971, la Universidad De La Plata se encargó de hacer dos modelos físicos con lecho móvil y distintas escalas cada uno, para verificar el diseño original de la presa existente y sus obras hidráulicas.
 - ✓ Primer Modelo: La escala de longitudes utilizada fue 1:75. Con los ensayos realizados se estudió:
 - Modificación de los cauces de los ríos Reyes y Grande aguas arriba de la obra como consecuencia de la implementación del Dique e influencia sobre la formación de cauces y zonas de arrastres preferenciales en las cercanías de la presa móvil y la toma;
 - Funcionamiento general de la obra en la eventualidad del pasaje de la creciente máxima posible y de la creciente media anual sobre el embalse sin colmatar y colmatado;
 - Socavaciones aguas debajo de la presa, especialmente en las márgenes.
 - ✓ Segundo Modelo: La escala de longitudes utilizada fue 1:50. Aquí los aspectos estudiados fueron los siguientes:
 - Funcionamiento de la obra móvil;
 - Eficiencia del conjunto obra de toma y canal de derivación;
 - Efectividad de la limpieza de fondo aguas arriba de la obra;
 - Socavación aguas debajo de la presa especialmente en la zona contigua a los disipadores de la obra móvil.
- En el año 1986, se llevó a cabo un estudio complementario de la presa, utilizando un modelo físico bidimensional de fondo móvil en la Universidad Nacional de Tucumán. El objetivo era el diseño de un nuevo lanzador de descargas del dique móvil, con lo cual se ensayó este componente de la

presa con un caudal de 864 m³/s en prototipo para la totalidad del dique móvil (máximo erogable por esta estructura). La escala de longitudes utilizada fue 1:50.

3.4.3. Objetivos del modelo físico

Los objetivos que se plantearon para la construcción y operación del modelo físico fueron:

- **Verificación de la capacidad hidráulica de evacuación de las estructuras de descarga:** conformadas por el Dique Fijo, el Dique Móvil y Canal Moderador, definiendo sus límites operativos de descarga. En esta verificación se incluye una caracterización hidrodinámica del flujo. Este objetivo se desarrolla para diferentes condiciones hidráulicas, y las técnicas y métodos experimentales utilizados como así también los resultados alcanzados serán presentados en este documento.
- **Verificar las condiciones de disipación de energía** de las estructuras de evacuación dispuestas en los distintos sectores de la obra para las distintas condiciones hidrológicas y de evacuación ensayadas.
- **Analizar y cuantificar las erosiones** localizadas aguas abajo de las estructuras de descarga a los fines de constatar el funcionamiento de las obras proyectadas. Esta evaluación se llevará a cabo para diferentes escenarios hidrológicos de diseño. Este objetivo se desarrolla para diferentes condiciones hidráulicas, y las técnicas y métodos experimentales utilizados como así también los resultados alcanzados serán presentados en este documento.
- **Optimizar las consignas de operación de las estructuras de control (compuertas)**, a los fines de regular los procesos hidrosedimentológicos presentes en las proximidades de la presa y disminuir la sedimentación aguas arriba y permitir el paso de los sedimentos a través de las estructuras de control. Este objetivo se desarrolla para diferentes condiciones hidráulicas, y las técnicas y métodos experimentales utilizados como así también los resultados alcanzados serán presentados en este documento.

En las secciones 3.5 y 3.6 se desarrollan las actividades realizadas en relación al primer objetivo. Esta tesis no incluye contenidos relacionados al segundo objetivo. En la sección 3.7 se analizan y cuantifican las erosiones localizadas aguas abajo del canal moderador. Finalmente en la sección 3.7 y 3.8 se detallan las actividades realizadas para optimizar las consignas de operación de las estructuras de control sin tener en cuenta (sección 3.7) y teniendo en cuenta (sección 3.8) el aporte de sedimentos.

3.5. Verificación de la capacidad hidráulica de evacuación de las estructuras de descarga del Dique Los Molinos

En esta sección se verifica experimentalmente en el modelo físico, la capacidad de evacuación de las obras de descarga para distintos escenarios hidráulicos que componen la presa Los Molinos con las modificaciones de proyecto. Para ello se utilizó el modelo físico construido en el laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales.

Se analiza la sensibilidad del comportamiento del flujo en el modelo bajo diferentes condiciones de ingreso de caudal (100 % por el Río Grande, 100% por el Reyes o combinación de ambos flujos como dicta la hidrología de la cuenca) y se mide como varían los caudales erogados por las diferentes estructuras para los diferentes casos.

Se determinan para cada estructura de descarga los porcentajes de evacuación de caudal para distintas configuraciones hidráulicas (diferentes combinaciones de compuertas abiertas en cada caso) y se comparan resultados de 3 técnicas experimentales aplicadas.

Además, se calcularon las curvas que relacionan el nivel o cota de la superficie libre de flujo (o la carga ΔH calculada como la diferencia entre esta cota y la cota del labio de cada estructura) con el caudal evacuado (Q) de cada una de las estructuras. Estos resultados se contrastan finalmente con las curvas determinadas previamente en el proyecto realizado por la empresa Halcrow (Halcrow, 2009).

3.5.1. Sensibilidad del comportamiento del flujo en el modelo físico a diferentes distribuciones de caudal de ingreso

Esta etapa permitió evaluar las distribuciones de caudal evacuado por las diferentes estructuras de descarga bajo diferentes condiciones de ingreso de caudal. El objetivo de este ensayo fue caracterizar la sensibilidad del Dique Móvil y sus estructuras componentes ante distintas distribuciones de caudal de aporte.

Los ensayos se realizaron teniendo en cuenta la crecida media anual, definida por la Universidad Nacional de la Plata en el estudio realizado previo a la construcción de la obra (UNLP, 1972), con un caudal pico de 600 m³/s en prototipo.

Particularmente, los ensayos realizados fueron los siguientes:

- Ensayo 1: El caudal fue ingresado totalmente por el Río Reyes (ver Figura 17).
- Ensayo 2: El caudal fue ingresado tanto por el Río Grande (el 65% del total) como por el Río Reyes (el 35% restante).
- Ensayo 3: El Caudal ingresado totalmente por el Río Grande (ver Figura 17).

En la Tabla 9 se presentan los porcentajes de caudal evacuados por cada estructura en cada ensayo realizado. Los caudales se midieron aplicando la técnica volumétrica que se detalla en la sección 0 de este trabajo.

Ensayo	% de caudal evacuado					
	CM1	CM2	DM1	DM2	DM3	DM4
1	15%	15%	16%	17%	18%	18%
2	15%	15%	17%	17%	18%	18%
3	15%	14%	17%	18%	19%	17%

Tabla 9: Porcentajes de caudal evacuado por cada estructura de descarga con respecto al caudal total bajo diferentes condiciones de ingreso de caudal.

A partir de los resultados obtenidos se puede destacar lo siguiente:

1. Al hacer ingresar toda el agua por el Río Reyes (Ensayo 1), las compuertas que más evacúan son las más cercanas al DF. En términos de capacidad de evacuación de caudal, se pueden ordenar de la siguiente

forma de mayor a menor: DM4, DM3, DM2 y DM1 (ver Figura 27). El flujo se concentra en la margen izquierda del DM.

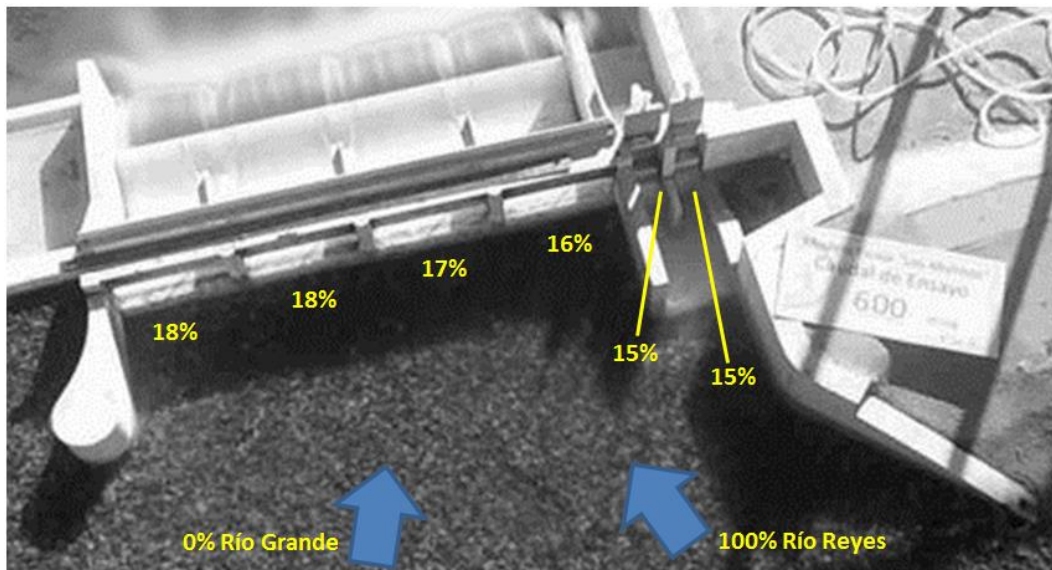


Figura 27: Porcentajes de erogación de caudal en las estructuras de descarga cuando todo el caudal ingresa por el Río Reyes (Ensayo 1).

2. Por otro lado, al hacer ingresar toda el agua por el Río Grande (Ensayo 3), son las compuertas centrales las que más descargan. En términos de capacidad de evacuación de caudal, se pueden ordenar de la siguiente manera de mayor a menor: DM3, luego DM2, DM4 y finalmente DM1 (Figura 28). Además, CM1 evacua mayor caudal que CM2.

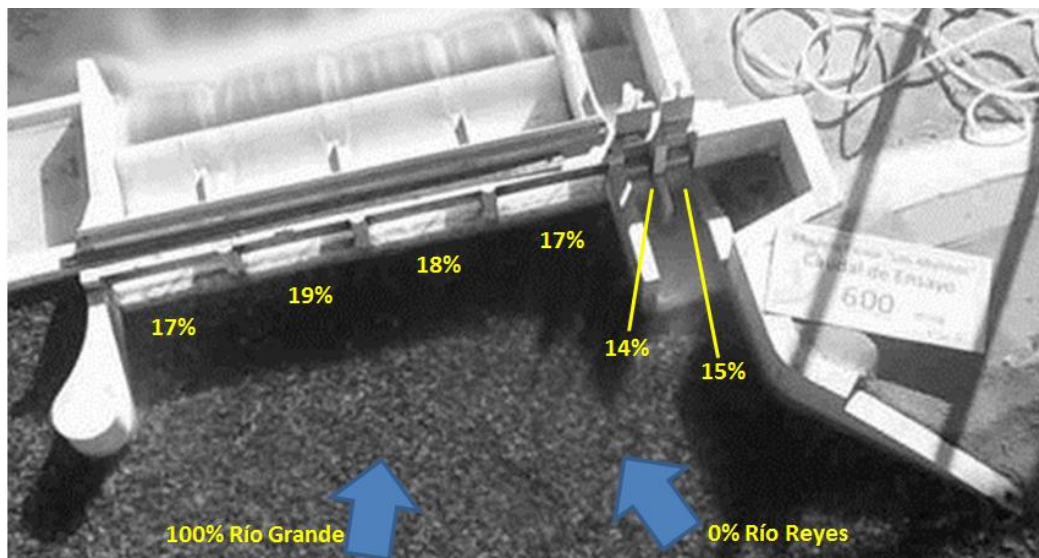


Figura 28: Porcentajes de erogación de caudal en las estructuras de descarga cuando todo el caudal ingresa por el Río Grande (Ensayo 3).

3. En el ensayo 2, en el que se hace ingresar al modelo un 65% del caudal por el Río Grande y un 35% por el Río Reyes (tal como lo dicta el estudio hidrológico realizado en la cuenca) se obtiene un resultado similar al Ensayo 1 aunque la diferencia con el Ensayo 3 es del 1% (Ver Figura 29).

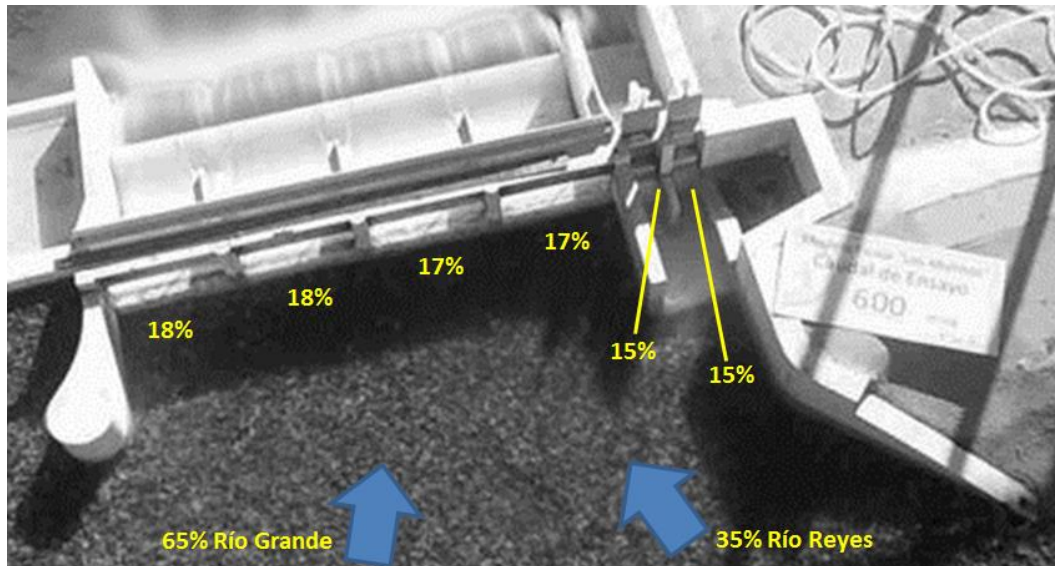


Figura 29: Porcentajes de erogación de caudal en las estructuras de descarga cuando el 65% del caudal ingresa por el Río Grande y el 35% por el Río Reyes (Ensayo 2).

4. Para distintas combinaciones de distribución de caudales y por ende distintas condiciones de ingreso al modelo, el caudal evacuado por las diferentes obras de descarga presenta una diferencia máxima del 1%, entre una condición y otra.

Los resultados obtenidos permiten advertir la baja sensibilidad en la capacidad de evacuación de caudales por los órganos de operación de la obra, para distintas configuraciones de aporte.

3.5.2. Cuantificación del caudal erogado por las diferentes estructuras de descarga

3.5.2.1. Técnicas experimentales utilizadas

Para evaluar los caudales erogados por las diferentes estructuras de descarga se utilizaron 3 técnicas experimentales distintas: velocimetría por imágenes de partículas (PTV), Tubo Pitot y Medición Volumétrica de caudales.

Vale aclarar que tanto para PTV como para Tubo Pitot el lecho aguas arriba del dique era fijo; mientras que en los ensayos donde se realizó medición volumétrica se contaba con lecho móvil (el cual se detalla en la sección 3.8.1).

Velocimetría por seguimiento de partículas (PTV)

La primera técnica utilizada fue velocimetría por seguimiento de partículas (PTV -particle tracking velocimetry por sus siglas en inglés-). La idea conceptual de la técnica es simple. La localización de cada partícula sembrada en el flujo se detecta en dos imágenes digitales secuenciales para determinar su desplazamiento, y con el tiempo entre las imágenes se determina el vector velocidad de cada partícula que se asume que se mueve con el flujo. Esta técnica permite caracterizar el campo de velocidades en una región del flujo, en función de la cantidad de partículas detectadas, sin embargo su desventaja radica en que solo se pueden conocer las velocidades en un plano que se puede materializar con un láser o sembrando partículas, con densidad menor al fluido, en la superficie.

La dificultad de la técnica del PTV se circunscribe en la identificación de cada partícula individualmente entre imágenes consecutivas cuando hay muchas partículas sembradas en el flujo y se produce su aglomeración. Para ello se han propuesto una variedad de algoritmos, basados en los métodos de relajación y el tensor del gradiente de la velocidad.

Instrumental requerido

A continuación se detallan los elementos necesarios para llevar a cabo la técnica PTV:

- Soporte: Es necesaria una estructura para instalar la cámara desde donde se toman las imágenes del área de flujo en estudio. Es importante que esté correctamente nivelado para que el ángulo entre la vertical de la lente y el plano de la superficie a filmar sea 90° . Esto evita que se distorsione el valor de desplazamiento de la partícula.
- Cámara: Para obtener las imágenes para realizar el procesamiento se debe utilizar una cámara digital con una resolución de video y una frecuencia de captación acorde con la velocidad del fluido, área a analizar y tamaño de la partícula. En los ensayos realizados, se utilizó una cámara cuya resolución de video es de 640×480 píxeles y frecuencia de captación de imágenes de 30 Hz (30 fps).
- Iluminación: El área debe estar suficientemente iluminada para lograr una buena visualización de las partículas. Es conveniente que la iluminación sea uniforme y difusa para evitar sombras y reflejos, y así garantizar una identificación adecuada de las partículas.
- Grilla: Es fundamental disponer de una placa graduada o grilla para obtener una correspondencia entre el tamaño del pixel en la imagen y la distancia real. Este es un elemento auxiliar indispensable para obtener el desplazamiento real de la partícula, y luego la velocidad. En el Modelo Físico se utilizó una mira topográfica, debido a la claridad que esta presenta en las filmaciones, lo cual permite realizar una buena correspondencia entre el pixel de la imagen y la distancia real.
- Partículas: La elección de las partículas es una parte importante de la técnica ya que éstas deben tener características muy específicas:
 - a) Densidad: las partículas deben flotar en el agua pero, tener la densidad suficiente para no ser arrastradas por agentes externos como el viento. Para los experimentos, se utilizó una partícula de poliestireno expandido de 1 cm de diámetro con un tornillo incrustado en su interior.

- b) Color: deben ser perfectamente visibles, con color uniforme, contrastantes con el fondo y fluorescentes o refractivas.
- c) Tamaño: tiene relación con la resolución de la cámara digital, con el área de flujo que se desea muestrear, y con la distancia entre la cámara y la superficie del flujo. Para reconocer las partículas en cada imagen, la técnica requiere que su tamaño sea el adecuado para ser detectada por el programa de procesamiento. En nuestros ensayos el tamaño del pixel es de aproximadamente 1 cm., por lo tanto son requeridas partículas con un diámetro mayor o igual a 1 cm.
- d) Forma: Es conveniente una forma uniforme para el fácil reconocimiento de las partículas. La forma aproximadamente esférica es ideal.
- e) Material: Un problema que presentan las partículas sembradas es la tendencia a formar aglomeraciones debido a tensión superficial. Debemos buscar un material que evite la aglomeración de partículas.

Programa para el análisis digital de imágenes

Para el análisis de las imágenes se utilizó el software desarrollado en Matlab denominado PTVLab (Patalano et al., 2013), este programa fue desarrollado por el grupo de trabajo del Laboratorio de Hidráulica de la FCEFyN - UNC. Mediante este software se realiza el procesamiento de las imágenes digitales de una manera muy sencilla gracias a su interfaz gráfica.

La forma en que este programa procesa las imágenes se basa en la aplicación de un algoritmo dinámico, binario y espacial, basado en la correlación cruzada entre dos imágenes secuenciales.

El algoritmo se divide en 4 etapas principales (ver Figura 30):

1. Datos de entrada (imágenes, coeficientes de correlación mínimos permitidos, tamaños de las ventanas de interrogación, etc.)
2. Proceso principal: se realiza el preprocesamiento de la imagen (eliminación ruido, mejoramiento, etc.), la detección de las partículas y la aplicación de una técnica de correlación a los fines de encontrar el vector de velocidad correspondiente a cada partícula.

3. Aplicación de distintos filtros y salida de datos.
4. Postprocesamiento de los datos de salida, los cuales pueden ser utilizados para generar gráficos que contengan campo de velocidad media, vorticidad, secuencias de imágenes, etc.

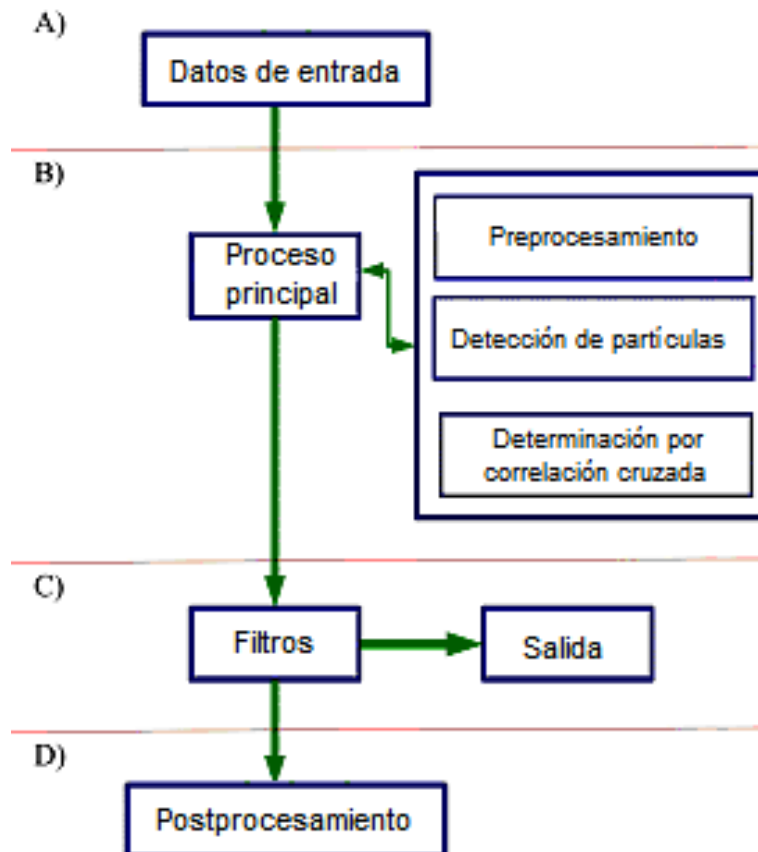


Figura 30: Esquema de análisis de imágenes digitales.

Tubo Pitot

El tubo Pitot estático es un instrumento que permite medir velocidades de un fluido, a través de la determinación de las presiones estáticas y totales. Para ello consta de un tubo Pitot y un tubo piezométrico.

En el primero su orificio de entrada se ubica en dirección opuesta al sentido de la circulación del flujo. La velocidad del fluido se anula en el interior del tubo, al ser un punto de estancamiento, transformando la energía cinética en energía de presiones.

Mientras que el tubo piezométrico, consta de varias entradas laterales interconectadas entre sí, que no perturban la corriente; con él se mide la presión estática o piezométrica (altura topográfica más la altura de presiones).

En la Figura 31 se muestra un esquema del Tubo Pitot estático usado en los ensayos realizados.

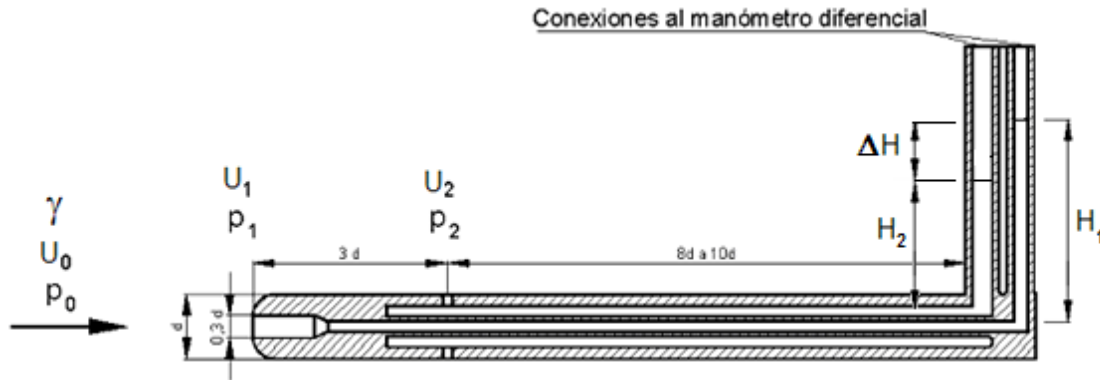


Figura 31: Corte de un Tubo Pitot Estático

Como en el punto 1 se anula la velocidad podemos escribir:

$$U_1 = 0 \quad [16]$$

En el punto 0 de la Figura 31, la corriente no se encuentra perturbada, y se tiene una presión P_0 , para una velocidad U_0 .

Despreciando las diferencias de altura de velocidad y geodésica entre los puntos 0 y 2 que es muy pequeña por ser el tubo muy fino, y estar la corriente en 2 prácticamente normalizada después de la perturbación en 1, además de relegar las pérdidas, tenemos:

$$P_2 = P_0 \quad [17]$$

$$U_2 = 0 \quad [18]$$

Por lo tanto, según la ecuación de Bernoulli en los tubos 0 y 1, sin considerar las pérdidas, tenemos:

$$\text{Energía Punto}_0 = \text{Energía Punto}_1 \quad [19]$$

$$z_0 + \frac{U_0^2}{2g} + \frac{P_0}{\gamma_{agua}} = z_1 + \frac{U_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma_{agua}} \quad [20]$$

Donde U_{0t} es la velocidad teórica en el punto 0, g es la fuerza de gravedad; γ_{agua} es el peso específico del agua; z_0 y z_1 son las alturas topográficas de los puntos 0 y 1 respectivamente, a los fines prácticos $z_0 = z_1$, referenciado a un plano. U_{0t} y U_1 son las velocidades del fluido en los puntos 0 y 1. P_0 y P_1 son las presiones en los respectivos puntos.

Reescribiendo, obtenemos las siguientes ecuaciones:

$$\frac{U_{0t}^2}{2g} + \frac{P_0}{\gamma_{agua}} = \frac{P_1}{\gamma_{agua}} \quad [21]$$

Despejando U_{0t} , tenemos:

$$U_{0t} = \sqrt{2g \frac{(P_1 - P_0)}{\gamma_{agua}}} \quad [22]$$

Se sabe que:

$$P_0 = P_2 = \gamma_{agua} H_2 \quad [23]$$

$$P_1 = \gamma_{agua} H_1 \quad [24]$$

donde H_1 es la altura de presiones totales y H_2 es la altura de presiones estáticas, sustituyendo, tenemos:

$$U_{0t} = \sqrt{2g \frac{(\gamma_{agua} H_1 - \gamma_{agua} H_2)}{\gamma_{agua}}} = \sqrt{2g \frac{\gamma_{agua}(H_1 - H_2)}{\gamma_{agua}}} = \sqrt{2g(H_1 - H_2)} \quad [25]$$

$$U_{0t} = \sqrt{2g \Delta H} \quad [26]$$

Para calcular la velocidad real, se debe introducir un coeficiente de corrección C_v (que vale aproximadamente 0.94 según Savid y Wierzbicky, 2008), llamado coeficiente de velocidad del tubo Pitot, que relaciona esta velocidad con la teórica:

$$C_v = \frac{U_0}{U_{0t}} \quad [27]$$

$$U_0 = C_v \sqrt{2g \Delta H} \quad [28]$$

Ventajas de la aplicación de esta técnica:

- Construcción simple.
- Bajo costo.
- Perdidas de cargas relativamente bajas.
- Se requiere un pequeño espacio para su utilización.
- Se puede emplear cuando los tirantes son pequeños.

Limitaciones de la aplicación de esta técnica:

- Resolución espacial insuficiente para algunas aplicaciones.
- Caracterización de una sola componente del vector velocidad.
- Precisión insuficiente para velocidades bajas (menores a 0,4 m/s.) (Savid y Wierzbicki, 2008).
- El tubo debe estar perfectamente alineado con la dirección del flujo.
- Desalineamiento máximo de construcción $\pm 5^\circ$ para tener resultados fiables.
- En la configuración adoptada, no caracteriza las fluctuaciones turbulentas.

Medición volumétrica de caudal

La tercera técnica utilizada consistió en cuantificar un volumen de agua escurrido en una unidad de tiempo también medida. Los elementos que se requirieron para poder realizar la medición con dicha técnica fueron los siguientes:

- Recipiente: Balde de 20 lts. de sección circular conocida.
- Regla Graduada: Para medir altura que el agua alcanza en el recipiente.
- Cronómetro: Para medir el tiempo de llenado del recipiente.

A diferencia de las dos técnicas anteriores (donde se tenía fondo fijo en la zona de aproximación del flujo); en este caso se dispuso de un fondo móvil. En la sección 3.8.1 de este trabajo se define el área de estudio donde se colocó el fondo móvil en el modelo físico.

Para realizar la medición volumétrica de los caudales evacuados por cada estructura de descarga se desarrolló la siguiente metodología:

1. Separación de flujos de las diferentes estructuras de descarga: Con el modelo en funcionamiento, se procede a la colocación de los separadores de flujo según las compuertas en las que se quiera cuantificar el caudal evacuado.

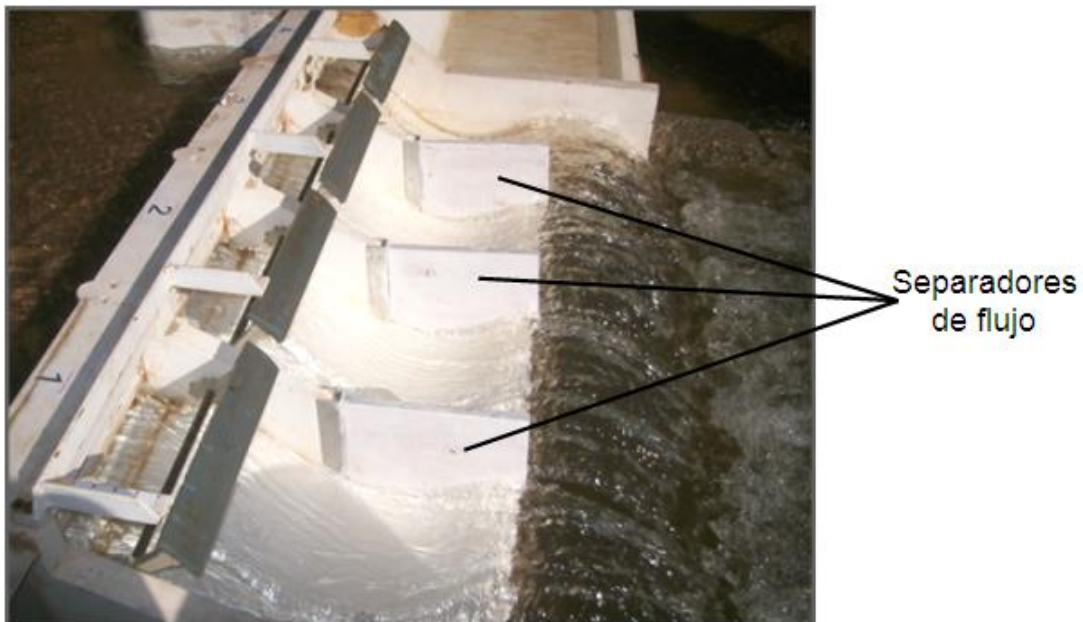


Figura 32: Compuertas con los separadores de flujo instalados.

2. Medición Volumétrica del caudal: Al mismo tiempo que se inicia el cronómetro, se introduce el recipiente para que le ingrese líquido. Antes que el recipiente se llene, en forma simultánea se retira el recipiente y se detiene el cronómetro. Se registra tanto el tiempo como la altura del líquido alcanzada en el recipiente.



Figura 33: Medición Volumétrica del caudal evacuado en el Dique Móvil 3.

3. Cálculo del caudal: A partir de la altura del líquido y conociendo la sección del recipiente, se calcula el volumen de agua evacuado. Conociendo dicho volumen y tiempo, se calcula el caudal evacuado por una determinada estructura de descarga.

3.5.2.2. Resultados

A continuación se muestran los resultados obtenidos al aplicar las diferentes técnicas experimentales anteriormente explicitadas para cuantificar el caudal escurrido por cada estructura de evacuación.

Estimación de caudales utilizando PTV

Para la realización de los experimentos se escogieron diferentes condiciones hidrológicas, las cuales fueron seleccionadas en virtud de los efectos que estas puedan llegar a producir en la presa. El caudal máximo que se ensayó es de $4200\text{m}^3/\text{s}$ que corresponde a un periodo de retorno de diez mil años (UNLP, 1972).

En la Tabla 10, se describen las características de los ensayos realizados. En esta tabla se especifica el caudal erogado si las estructuras estaban abiertas y su funcionamiento hidráulico (a pelo libre o a presión), y la forma de ingreso del caudal al modelo.

N°	Forma Ingreso Q [%]		Q vertedero [m³/s]	Estructura de descarga						Obs.	
	Grande	Reyes		CM1	CM2	DM1	DM2	DM3	DM4		
1	65%	35%	4200	P	P	P	P	P	P	Vierte por DF	Fondo fijo en la zona de aproximación del flujo
2	65%	35%	3200	/	/	P	P	P	P		
3	65%	35%	1800	/	/	P	P	P	P		
4	100%	0%	1400	/	/	P	P	P	P		
5	100%	0%	600	/	/	L	L	L	L	No vierte por DF	
6	100%	0%	400	/	/	L	L	L	L		

Tabla 10: Resumen de los ensayos realizados donde se aplicó PTV.

Referencias:

/ = Estructura cerrada

L = la estructura trabaja con superficie libre

P = la estructura trabaja a presión.

La distribución de caudales adoptada para realizar los experimentos fue la siguiente: para los mayores caudales (4200, 3200, 2600m³/s) el 65% del caudal total fue aportado por el Río Grande y el 35% restante por el Río Reyes. Para los caudales menores (1600, 1200 y 600m³/s), el 100% de los aportes provenían del Río Grande.

En primera instancia se obtuvieron los campos de velocidad de superficial para los distintos ensayos realizados. A modo de ejemplo, en la Figura 34 y Figura 35 se muestra el campo de velocidad superficial para la zona de aproximación al Dique Fijo y al Dique Móvil respectivamente obtenido para el máximo caudal ensayado (4200 m³/s).

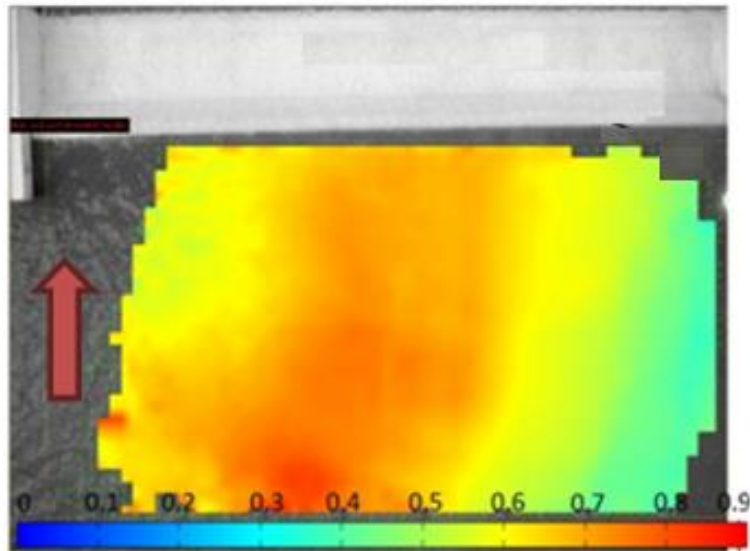


Figura 34: Campo de velocidad superficial [m/s] en modelo físico en la zona de aproximación al DF con un caudal de 4200 m³/s.

En la Figura 34 se observa que los valores máximos de velocidad se ubican aproximadamente en el centro del dique fijo y valen 0.7 m/s (5.65 m/s en prototipo). En la Figura 35 se observa que las máximas velocidades en la zona de aproximación al DM se dan alejadas de la margen derecha y no superan el valor de 0.4 m/s (3.22 m/s en prototipo).

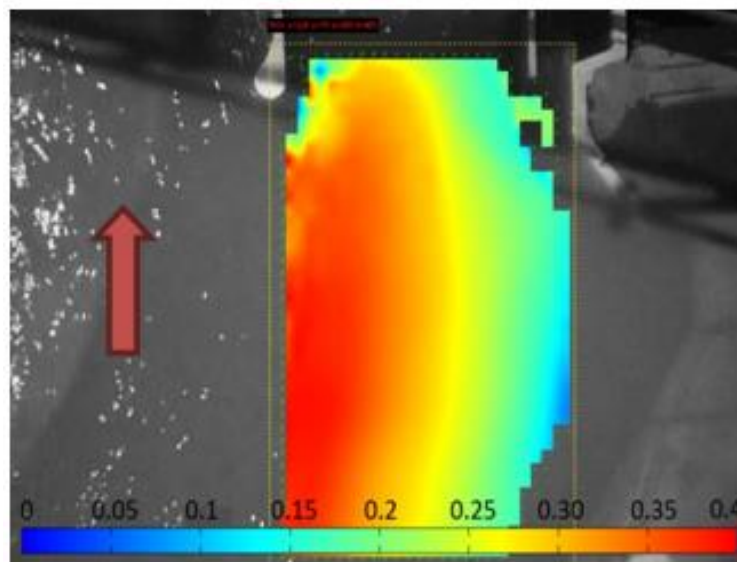


Figura 35: Campo de velocidad superficial [m/s] en modelo físico en la zona de aproximación al DM y CM con un caudal de 4200 m³/s.

Utilizando los campos de velocidades obtenidos para los distintos escenarios analizados, se procedió a estimar la distribución de los caudales

que atraviesan la obra de descarga. Para ello se realizó una batimetría del lecho del modelo a 40 cm de las obras de descarga (26m en prototipo) para así obtener valores de la sección transversal (ver Figura 36). A esta superficie se la dividió en secciones de 10 cm de longitud en el modelo (6.5 m en prototipo). Con estas secciones parciales y las velocidades medias en cada una de estas se procedió a calcular los caudales parciales. Sumando los caudales parciales obtenemos el caudal total que fluye por cada estructura de descarga de la obra (este debe ser similar al caudal medido en los aforadores). Posteriormente se calcula la distribución porcentual del caudal. Los resultados de caudal evacuados en cada estructura de descarga y el porcentaje erogado respecto al total evacuado por los 4 DM y los 2 CM medidos con esta técnica son los que se muestran en la Tabla 11.

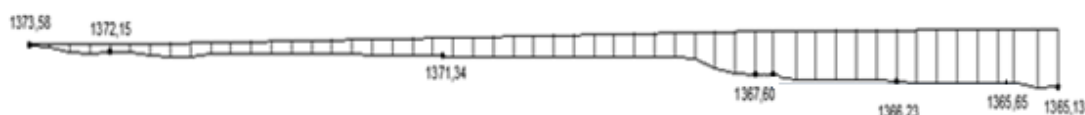


Figura 36: Batimetría de una sección transversal completa localizada 0.40m (26m en prototipo) aguas arriba de labio del vertedero fijo. Las cotas indicadas refieren a cotas en prototipo.

N°	Q vertedero [m³/s]	Q [m³/s] – Porcentaje evacuado respecto a Q aforado[%]												Q Aforado con PTV en estructuras móviles [m³/s]
		CM1		CM2		DM1		DM2		DM3		DM4		
1	4200	144	12%	75	6%	170	14%	314	26%	241	20%	275	23%	1219
2	3200	0	0%	0	0%	296	20%	427	29%	409	27%	365	24%	1497
3	1800	0	0%	0	0%	248	22%	392	34%	322	28%	180	16%	1143
4	1400	0	0%	0	0%	268	25%	286	26%	307	28%	231	21%	1091
5	600	0	0%	0	0%	143	22%	148	23%	176	28%	170	27%	637
6	400	0	0%	0	0%	128	26%	114	23%	123	25%	125	25%	490

Tabla 11: Caudales evacuados por cada estructura y porcentajes de evacuación respecto al total.

Estos resultados se contrastan con las otras técnicas experimentales utilizadas en la sección 3.5.2.3. Salvo para los últimos 2 ensayos (600 m³/s y 400 m³/s, donde no vierte agua por DF), el dique fijo evacua caudal, por lo que si restamos el caudal ensayado del aforado con la técnica obtendremos el caudal evacuado por dicha estructura.

Se observa, que cuando todas las estructuras trabajan abiertas (4200 m³/s), solo 1219 m³/s pasan a través de las obras móviles, por lo que se infiere que lo restante (casi 3000 m³/s) pasan a través de dique fijo. En este ensayo también se ve que debido a la apertura de CM, se resiente el funcionamiento de DM1, haciendo que descargue mucho menos (14% del total) que las demás compuertas del dique móvil. CM2 evacua mucho menos que CM1 ya que hay gran vorticidad aguas arriba del mismo debido a la separación del flujo que allí ocurre debido al muro que divide CM de DM.

Para todos los demás ensayos (3200, 1800, 1400, 600 y 400 m³/s), al estar cerrados los CM, los caudales evacuados por las compuertas del DM son similares (entre un 20 y un 30% del total), evacuándose un poco más de flujo por las compuertas centrales (DM2 y DM3).

Si comparamos el caudal medido en los vertederos de ingreso al modelo, con el aforado con esta técnica en los ensayos donde no vierte agua por DF (Ensayos 5 y 6), se observa lo siguiente (Tabla 12):

N°	Q vertedero [m ³ /s]	Q Aforado con PTV [m ³ /s]	Δ [m ³ /s]	Error [%]
5	600	637	37	6%
6	400	490	90	18%

Tabla 12: Contraste entre caudales medidos en vertedero y caudales aforados con PTV en las estructuras de descarga.

De la comparación de los caudales aforados con la técnica y los medidos con las cámaras de aforo se encuentra un error menor al 18%, el cual es aceptable.

Estimación de caudales utilizando Tubo Pitot

En este caso, para la realización de los ensayos también se escogieron diferentes condiciones hidrológicas. Mientras que algunos ensayos se hicieron con el caudal ingresando totalmente por el Río Grande, otros se hicieron tal como dicta la hidrología (65% por el Grande y 35% por el Reyes).

El caudal máximo que se ensayó es de $900\text{m}^3/\text{s}$ (máximo caudal que puede ser erogado sin que vierta agua por DF) y el mínimo fue $300\text{ m}^3/\text{s}$ (máximo caudal que evacua CM sin que vierta agua por DF).

En algunos ensayos el DF evacuó agua mientras que en otros no.

En la Tabla 13, se muestra un resumen de los ensayos realizados con esta técnica. Se muestra la forma de ingreso de caudal al modelo, el caudal ensayado y cuáles fueron las estructuras abiertas y su funcionamiento hidráulico (a pelo libre o a presión). Además se explica si el DF eroga o no caudal.

N°	Forma Ingreso Q [%]		Q vertedero [m^3/s]	Estructura de descarga						Obs
	Grande	Reyes		CM1	CM2	DM1	DM2	DM3	DM4	
1	100%	0%	540	/	/	P	P	P	P	No vierte por DF Fondo fijo en la zona de aproximación del flujo
2	100%	0%	582	/	/	P	P	P	P	
3	100%	0%	886	P	P	P	P	P	P	
4	100%	0%	751	P	P	P	P	P	/	
5	100%	0%	546	P	P	P	P	/	/	
6	100%	0%	385	P	P	P	/	/	/	
7	100%	0%	306	P	P	/	/	/	/	
8	0%	100%	525	P	P	L	L	L	L	
9	65%	35%	528	P	P	L	L	L	L	
10	100%	0%	643	P	P	L	L	L	L	
11	100%	0%	588	/	/	P	P	P	P	
12	100%	0%	588	/	/	P	/	/	/	Vierte por DF
13	100%	0%	588	/	/	/	P	/	/	
14	100%	0%	588	/	/	/	/	P	/	
15	100%	0%	588	/	/	/	/	/	P	

Tabla 13: Resumen de los ensayos realizados donde se aplicó Tubo Pitot.

Referencias:

/ = Estructura cerrada

L = la estructura trabaja con superficie libre

P = la estructura trabaja a presión.

En cuanto a la medición de velocidades con tubo Pitot, en primer lugar se ensayó la variación de la velocidad en cada vano y para ello se realizaron múltiples mediciones en cada compuerta para un caudal de $600\text{ m}^3/\text{s}$:

- a) Transversalmente, para cada compuerta se realizó la toma de velocidades en cinco puntos diferentes, ubicados simétricamente respecto al centro de cada compuerta. Se colocó el tubo Pitot a 3 cm. respecto al fondo, esto se debe a que la estructura de cierre posee una viga que se extiende entre las pilas, que impedían realizar las mediciones en puntos más elevados, y condicionan al flujo. En la Figura 37 se muestran los puntos relevados en una vista en planta.

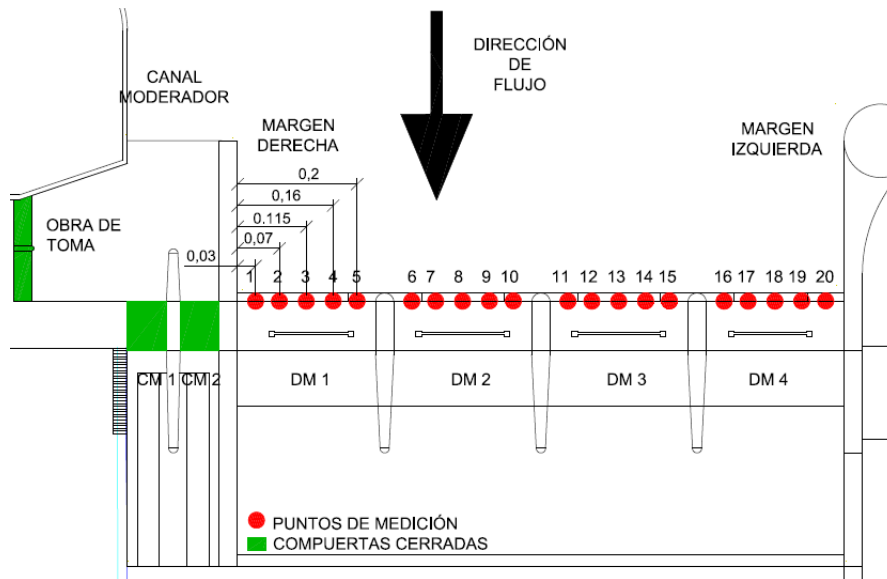


Figura 37: Planta de Dique Móvil localización de puntos de medición de velocidad con Tubo Pitot.

- b) A su vez, en la vertical central de cada vano se relevaron 3 puntos, el punto 1 que se encuentra a 0,5 cm del fondo, el punto 2 a 1,75 cm y el punto 3 a 3 cm del fondo, como se observa en la Figura 38.

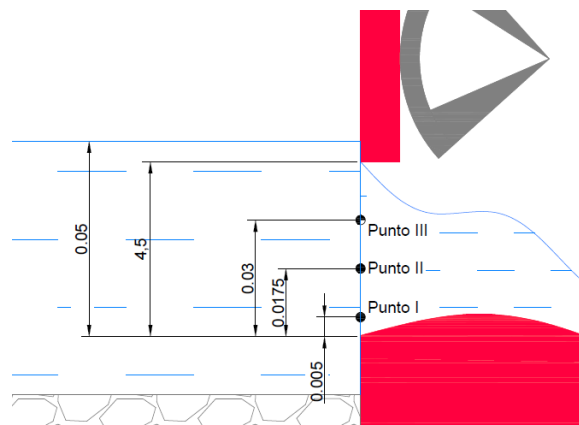


Figura 38: Corte de una Compuerta del Dique Móvil con la localización de los puntos donde se midió velocidad con Tubo Pitot.

Luego de haber realizado estas mediciones de velocidad en las compuertas del dique móvil, se procedió a caracterizar el flujo en cada una de ellas. En la Figura 39 y Figura 40 se presentan los valores de velocidad longitudinal medidos en cada compuerta del dique móvil tanto en la transversal como en la vertical central.

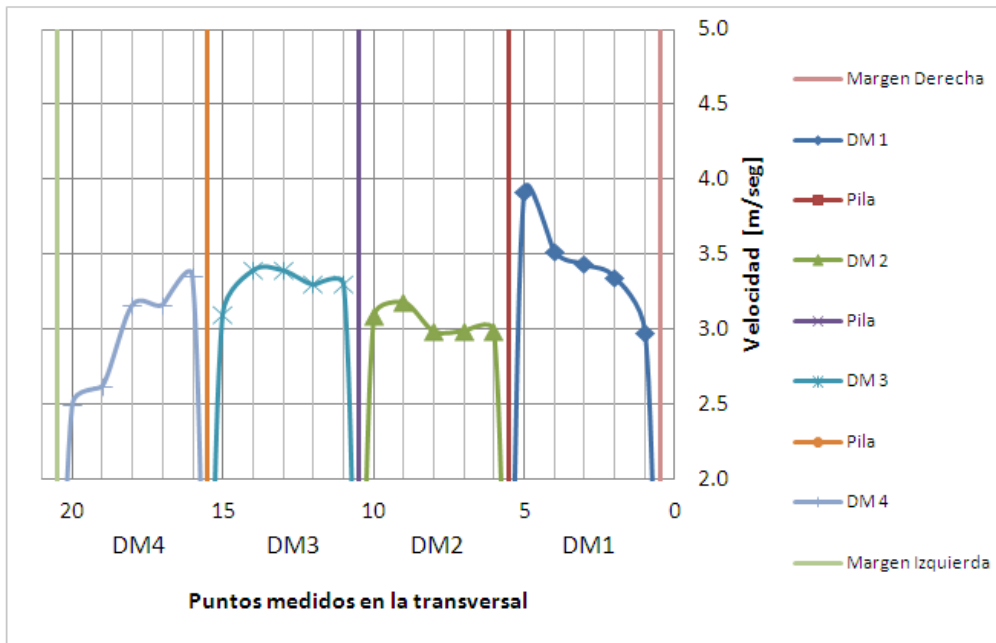


Figura 39: Velocidades longitudinales de flujo [m/s] en prototipo de cada compuerta del dique móvil.

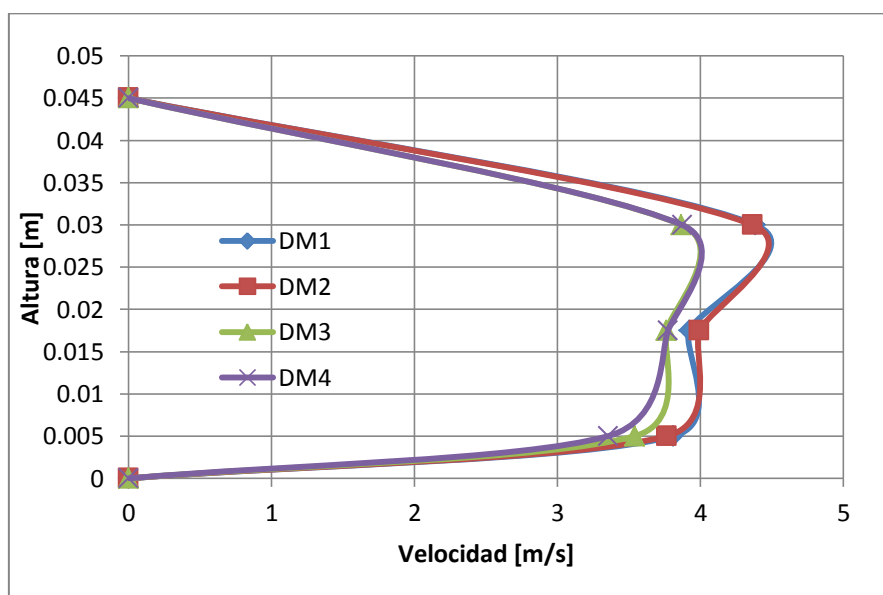


Figura 40: Evolución vertical de velocidades [m/s] en prototipo de cada compuerta del dique móvil.

Con los valores de velocidades registradas se determinó un factor K que permite calcular las velocidades medias de flujo en la compuerta a partir de la velocidad registrada en la línea central de cada compuerta a 3 cm de altura desde el labio de la misma. Cabe aclarar que para los canales moderadores se utilizó $K = 1$, ya que se realizó un ensayo donde solo se abrió CM y se calibró dicho valor hasta obtener el valor que mejor se ajustaba. Finalmente, con los valores de velocidad media y conociendo la sección por donde pasa el flujo, se pudo estimar el caudal erogado por cada estructura de descarga.

Los resultados de caudal evacuados en cada estructura de descarga y el porcentaje erogado respecto al total medidos con esta técnica son los siguientes (Tabla 14):

N°	Q verdadero [m ³ /s]	Q [m ³ /s] – Porcentaje evacuado respecto a Q aforado[%]												Q Aforado con Pitot [m ³ /s]
		CM1		CM2		DM1		DM2		DM3		DM4		
1	540	0	0%	0	0%	131	27%	116	24%	126	26%	113	23%	485
2	582	0	0%	0	0%	139	26%	139	26%	127	24%	126	24%	531
3	886	138	14%	130	13%	173	17%	192	19%	192	19%	177	18%	1002
4	751	143	17%	132	16%	178	21%	190	23%	190	23%	0	0%	834
5	546	143	23%	131	21%	173	28%	178	28%	0	0%	0	0%	626
6	385	135	32%	127	30%	165	39%	0	0%	0	0%	0	0%	427
7	306	139	52%	130	48%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	269
8	525	88	15%	88	15%	94	16%	102	17%	109	18%	109	18%	590
9	528	95	15%	93	15%	108	17%	104	17%	112	18%	111	18%	622
10	643	104	15%	95	14%	122	17%	127	18%	132	19%	117	17%	699
11	588	0	0%	0	0%	134	28%	116	24%	126	27%	98	21%	474
12	588	0	0%	0	0%	182	100%	0	0%	0	0%	0	0%	182
13	588	0	0%	0	0%	0	0%	177	100%	0	0%	0	0%	177
14	588	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	183	100%	0	0%	183
15	588	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	169	100%	169

Tabla 14: Caudales evacuados por cada estructura y porcentajes de evacuación respecto al total.

Estos resultados se contrastan con las otras técnicas experimentales utilizadas en la sección 3.5.2.3. Con estas mediciones se observa que si CM permanece cerrado, la eficiencia de las compuertas del DM es similar (entre 20 y 30% del total); mientras que al abrir CM los porcentajes de evacuación de caudal de DM disminuyen (pasan a ser entre 17 y 19% del total). En ambos

casos, no hay diferencias significativas entre los caudales erogados por las diferentes compuertas del DM.

A pesar de que los dos descargadores de fondo del canal moderador (CM1 y 2) tienen las mismas dimensiones, no tienen el mismo comportamiento hidráulico. Debido a las distintas condiciones de borde que tienen (que perturban el flujo e impiden que evacúen el máximo caudal teórico). **El descargador CM1 es el más eficiente, ya que la velocidad medida con el Tubo Pitot es mayor que la obtenida en CM2 (al igual que su caudal).**

Igual que en el canal moderador, a pesar de que todas las compuertas del dique móvil tienen las mismas dimensiones, no todas tienen el mismo comportamiento hidráulico. Esto se debe a las distintas condiciones de borde que tienen (efecto obstáculo, pilas laterales, entre otras estructuras que perturban el flujo e impiden que las compuertas evacúen el máximo caudal teórico). **La compuerta DM3 es la más eficiente, ya que evacúa el mayor caudal (y las velocidades medidas con el Tubo Pitot son las máximas). Si seguimos este criterio, le sigue DM2, luego DM4 y finalmente DM1 (la compuerta menos eficiente).**

Si comparamos el caudal medido en los vertederos de ingreso al modelo, con el aforado con la técnica del Tubo Pitot de los ensayos donde no vierte agua por DF (Ensayos 1 al 11), se observa lo siguiente (Tabla 15):

N°	Q vertedero [m ³ /s]	Q Aforado con Pitot [m ³ /s]	Δ [m ³ /s]	Error [%]
1	540	485	-56	-10%
2	582	531	-51	-9%
3	886	1002	117	12%
4	751	834	82	10%
5	546	626	80	13%
6	385	427	42	10%
7	306	269	-37	-12%
8	525	590	65	11%
9	528	622	94	15%
10	643	699	56	8%
11	588	474	-114	-19%

Tabla 15: Contraste entre caudales medidos en vertedero y caudales aforados con Tubo Pitot en las estructuras de descarga.

De la comparación de los caudales aforados con la técnica y los medidos con las cámaras de aforo se encuentra un error menor al 15%, el cual es aceptable dadas las suposiciones utilizadas, como fue la de adoptar un mismo factor K para todas las condiciones hidráulicas ensayadas (cantidad y combinación de compuertas abiertas, trabajo a pelo libre o a presión de cada estructura, etc.).

Estimación de caudales utilizando Mediciones volumétricas

En este caso, para la realización de los ensayos también se escogieron diferentes condiciones hidrológicas. En esta etapa también se hicieron ensayos con el caudal ingresando totalmente por el Río Grande y otros se hicieron tal como dicta la hidrología (65% por el Grande y 35% por el Reyes). En todos los ensayos el DF no evacuó agua ya que el objeto de esta etapa de trabajo fue evaluar las descargas evacuadas por las estructuras móviles.

En la Tabla 16, se muestra un resumen de los ensayos realizados con esta técnica, y se indica la forma de ingreso de caudal al modelo, el caudal ensayado y cuáles fueron las estructuras abiertas y su funcionamiento hidráulico (a pelo libre o a presión).

Nº	Forma ingreso Q [%]		Q vertedero [m ³ /s]	Estructura de descarga						Obs
	Grande	Reyes		CM1	CM2	DM1	DM2	DM3	DM4	
1	65%	35%	598	/	/	P	P	P	P	No vierte por Dique Fijo. Fondo móvil en la zona de aproximación del flujo
2	65%	35%	598	P	P	L	L	L	L	
3	65%	35%	665	P	P	L	L	L	L	
4	65%	35%	691	P	P	L	L	L	L	
5	65%	35%	756	P	P	L	L	L	L	
6	65%	35%	761	P	P	L	L	L	L	
7	100%	0%	599	/	/	P	P	P	P	
8	100%	0%	414	/	/	L	L	L	/	
9	100%	0%	302	/	/	P	L	/	/	

Tabla 16: Resumen de los ensayos realizados donde se aplicó medición volumétrica.

Referencias:

/ = Estructura cerrada

L = la estructura trabaja con superficie libre

P = la estructura trabaja a presión.

En cada uno de estos ensayos se midió el caudal erogado por cada estructura de descarga que se encontraba abierta. Los resultados obtenidos son los siguientes:

Nº	Q vertedero [m ³ /s]	Q [m ³ /s] – Porcentaje evacuado respecto a Q aforado[%]												Q Aforado con med. Vol. [m ³ /s]
		CM1		CM2		DM1		DM2		DM3		DM4		
1	598	0	0%	0	0%	170	28%	158	26%	151	25%	137	22%	616
2	598	92	16%	77	13%	101	17%	114	19%	102	17%	101	17%	587
3	665	97	15%	67	10%	117	18%	125	19%	118	18%	127	20%	651
4	691	111	17%	56	8%	127	19%	120	18%	117	18%	127	19%	658
5	756	111	16%	76	11%	137	19%	135	19%	118	17%	131	18%	708
6	761	106	15%	76	11%	128	18%	132	19%	121	17%	132	19%	695
7	599	0	0%	0	0%	160	26%	170	28%	155	25%	130	21%	615
8	414	0	0%	0	0%	143	37%	147	37%	101	26%	0	0%	391
9	302	0	0%	0	0%	135	49%	144	51%	0	0%	0	0%	279

Tabla 17: Caudales evacuados por cada estructura y porcentajes de evacuación respecto al total.

Estos resultados se contrastan con las otras técnicas experimentales utilizadas en la sección 3.5.2.3. Con estas mediciones se observa que si CM permanece cerrado, la eficiencia de las compuertas del DM es similar (entre 20 y 30% del total), evacuando mayor flujo las compuertas más cercanas a la margen derecha (y por ende a CM).

Cuando además de cerrar CM, se cierra también DM4 (la compuerta más cercana a DF), siguen descargando mayor caudal las compuertas más cercanas a margen derecha (ver Figura 41); y al cerrar DM3 y DM4, las 2 compuertas que permanecen abiertas evacuan la mitad del caudal total ingresante al modelo cada una (ver Figura 42).

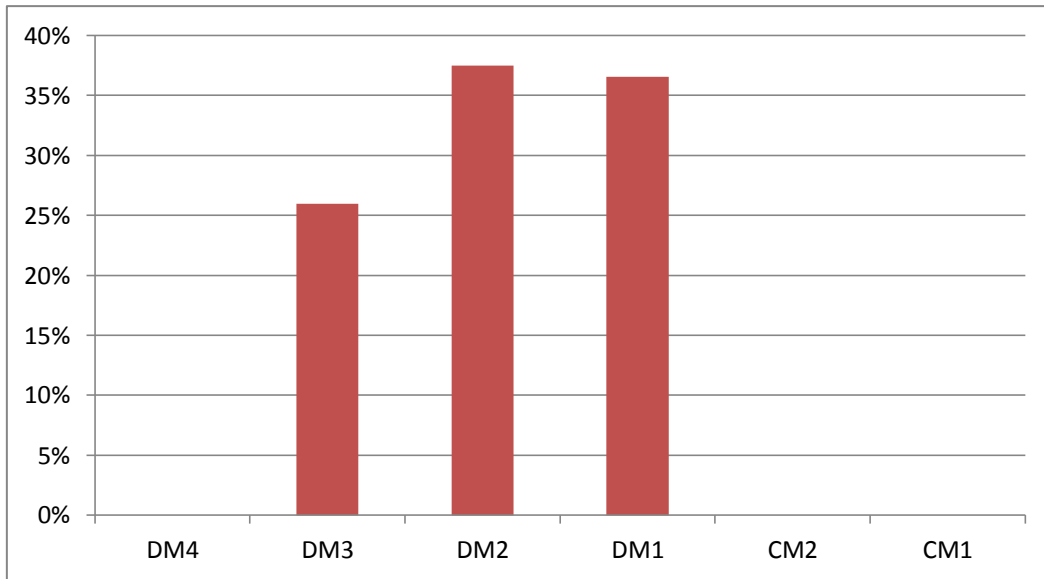


Figura 41: Porcentaje de caudal evacuado por las estructuras de descarga – compuertas del DM1, 2 y 3 abiertas

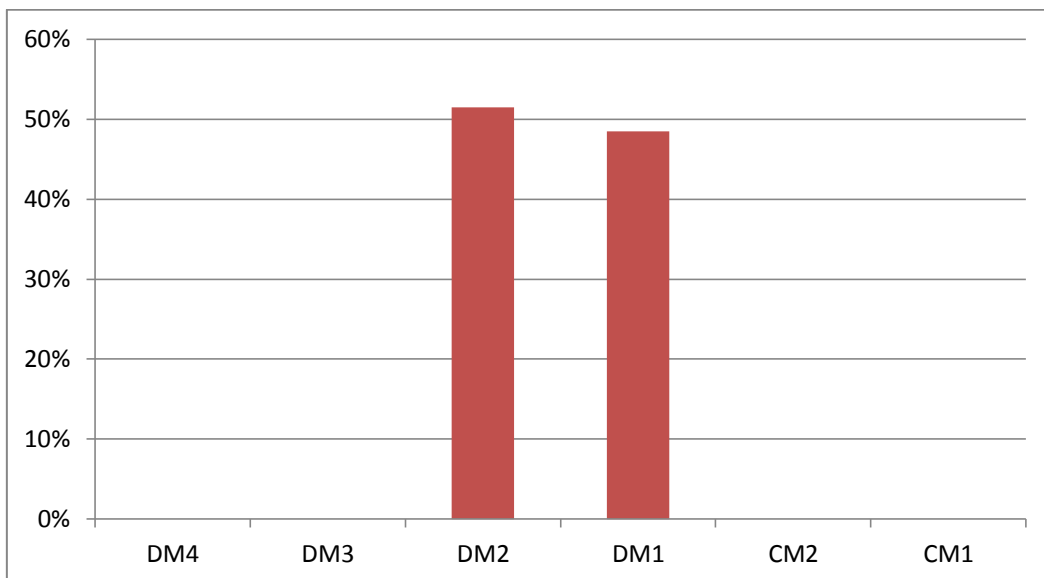


Figura 42: Porcentaje de caudal evacuado por las estructuras de descarga –compuertas del DM1 y 2 abiertas

Por otra parte, al abrir CM los porcentajes de evacuación de caudal de DM disminuyen (pasan a ser entre 17 y 19% del total) pero no hay diferencias significativas entre los caudales erogados por las diferentes compuertas del DM. La Figura 43 muestra el porcentaje de evacuación de cada CM versus el caudal total aforado por las diferentes estructuras de descarga en los ensayos en que las 6 compuertas permanecieron abiertas:

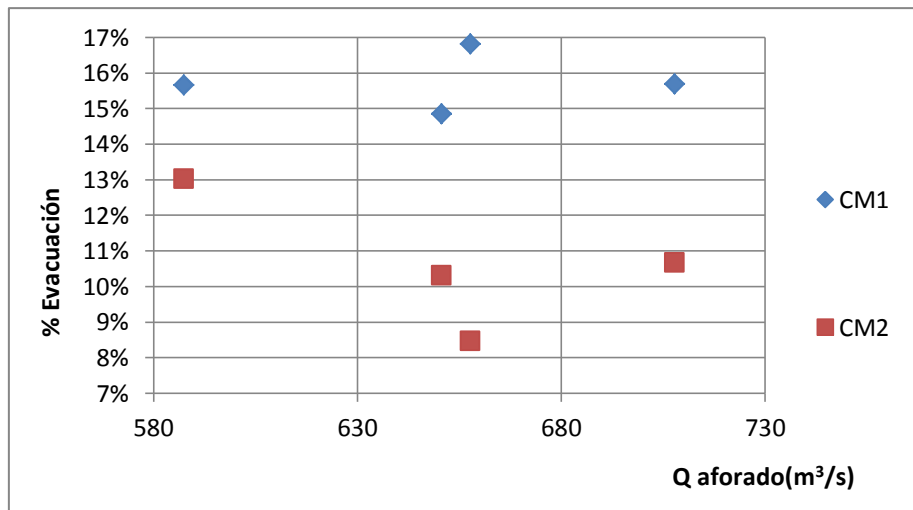


Figura 43: Caudal total evacuado por las estructuras de descarga versus % de evacuación de las compuertas del CM.

De este análisis se observa que al ir aumentando el caudal, CM1 evacúa aproximadamente el mismo caudal relativo (entre un 15 y un 17%).

Por el contrario, al ir aumentando el caudal total, el caudal relativo erogado por CM2 va disminuyendo y esto es debido a la gran vorticidad aguas arriba del mismo debido a la separación del flujo que allí ocurre por la presencia del muro que divide CM de DM.

A continuación, se realiza un análisis similar pero con las compuertas del DM:

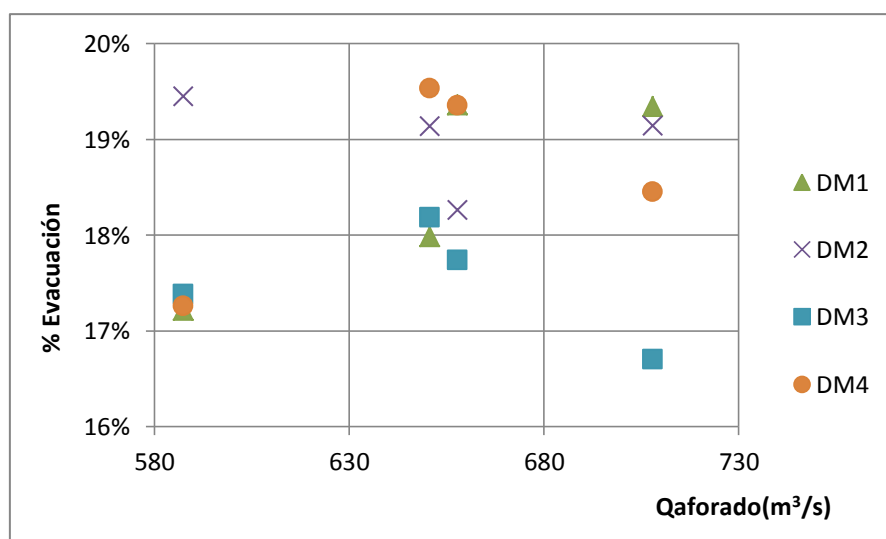


Figura 44: Caudal total evacuado por las estructuras de descarga versus % de evacuación de las compuertas del DM.

De este análisis se observa que al ir aumentando el caudal, prácticamente el porcentaje de evacuación de cada compuerta permanece constante (entre un 17 y un 20% del total), lo que implica que el caudal evacuado por el DM crece.

En la Tabla 18 se compara el caudal medido en los vertederos de ingreso al modelo, con el aforado con esta técnica en todas las estructuras móviles:

Nº	Q vertedero [m ³ /s]	Q aforado con med. vol. [m ³ /s]	Δ [m ³ /s]	Error [%]
1	598	616	18	3%
2	598	587	-11	-2%
3	665	651	-14	-2%
4	691	658	-33	-5%
5	756	708	-48	-6%
6	761	695	-66	-9%
7	599	615	16	3%
8	414	391	-24	-6%
9	302	279	-23	-8%

Tabla 18: Contraste entre caudales medidos en vertedero y caudales aforados con medición volumétrica en las estructuras de descarga.

De la comparación de los caudales aforados con la técnica y los medidos con las cámaras de aforo se encuentra un error máximo del 9% (y en la mayoría de los casos menor al 5%), con lo que se demuestra que esta técnica es la más precisa para medir el caudal evacuado por cada estructura.

3.5.2.3. Contraste y análisis de resultados obtenidos con las distintas técnicas

En esta sección se comparan los resultados obtenidos al aplicar las diferentes técnicas experimentales para poder cuantificar el caudal erogado por las diferentes estructuras de descarga bajo diferentes condiciones hidráulicas.

En primer lugar, se analiza la situación cuando se hallan las 4 compuertas del DM abiertas y CM cerrado para un caudal total evacuado de entre 400 y 600 m³/s y se grafica el porcentaje de caudal evacuado por cada compuerta (Figura 45):

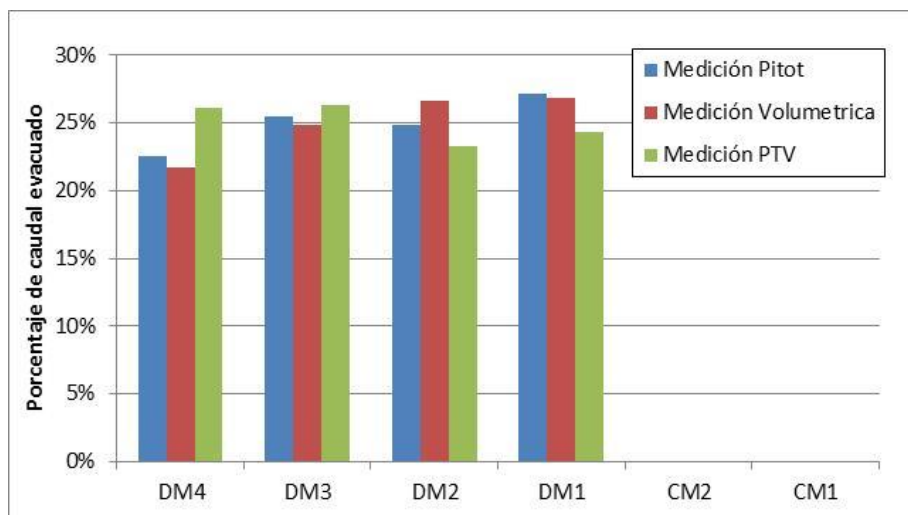


Figura 45: Porcentaje de caudal evacuado por las estructuras de descarga cuando las 4 compuertas del DM están abiertas.

En esta figura se muestra que no hay diferencias significativas en los resultados obtenidos con las distintas técnicas, y que cada compuerta del DM bajo esta condición hidráulica evacúa entre un 20 y un 27% del caudal total aforado. Si bien la medición volumétrica es la más precisa, no hay grandes diferencias obtenidas al aplicar PTV y Pitot por lo que los resultados obtenidos con las 3 técnicas son aceptables.

La Figura 46 muestra los porcentajes de los caudales evacuados para as 6 compuertas abiertas (los 4 DM y los 2 CM) para un caudal total evacuado de entre 500 y 1200 m³/s:

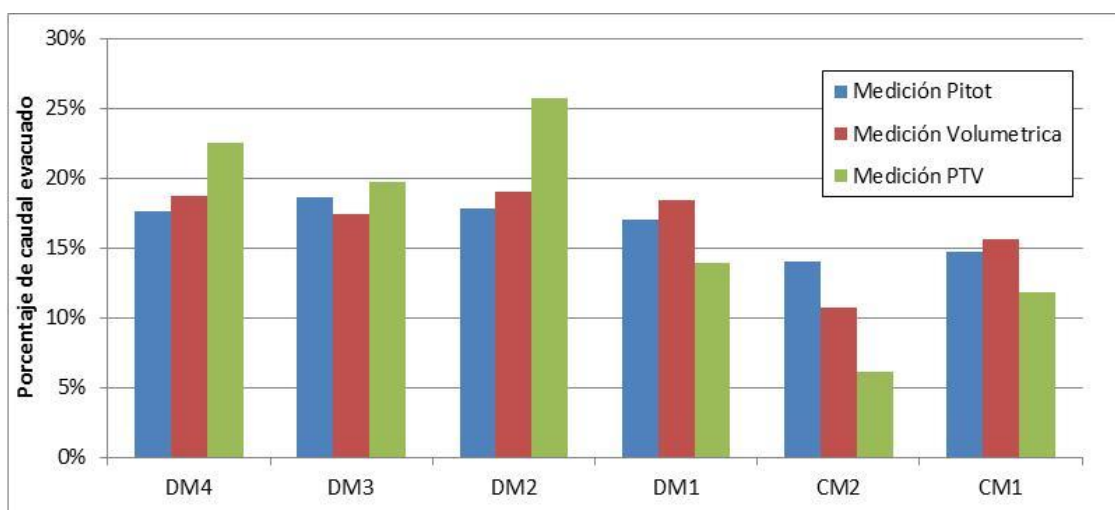


Figura 46: Porcentaje de caudal evacuado por las estructuras de descarga cuando las 4 compuertas del DM y las 2 del CM están abiertas

La Figura 46 muestra que al abrirse el CM, el caudal evacuado por DM disminuye (pasa a ser entre un 15 y un 25% del total). Al aplicar PTV, se obtuvo que DM2 es la compuerta que mayor caudal eroga (26% del total), seguida por DM4, luego DM3 y finalmente DM2 (14%). Sin embargo, al aplicar Pitot se obtuvo que las 4 compuertas del DM evacúan aproximadamente el mismo caudal. Debido a esta diferencia, fue que se decidió aplicar la medición volumétrica para poder contrastar dichos resultados con una medición más precisa; y lo que se obtuvo fue que los resultados de Pitot se hallan mucho más cercanos a esta técnica que lo obtenido con PTV (esto ocurre debido a que PTV mide velocidad superficial); por lo que puede concluirse que el caudal que evacúa cada DM es similar (entre un 17 y un 19% del total).

Además esta figura confirma que CM2 eroga menos caudal que CM1 (independientemente de la técnica utilizada) y esto es debido a la separación del flujo inmediatamente aguas arriba de CM2.

Otra conclusión importante que surge de este análisis es que no hay diferencia significativa entre los resultados obtenidos con el lecho aguas arriba del dique a fondo móvil (medición volumétrica) y con fondo fijo (PTV y Tubo Pitot). Con esto se concluye que una vez que se ha deformado el lecho aguas arriba de la obra (se han formado los canales de llamada y se ha estabilizado la erosión), no se altera significativamente la eficiencia de evacuación de las estructuras de descarga. Las diferencias si existiesen son menores a la incertidumbre de las técnicas utilizadas.

3.5.2.4. Curvas H (nivel de superficie libre) – Q (caudal) de las diferentes estructuras de descarga

Para complementar el análisis hidráulico realizado sobre las estructuras de descarga, se procedió a analizar las curvas que relacionan el nivel o cota de la superficie libre de flujo (o la carga ΔH calculada como la diferencia entre esta cota y la cota del labio de cada estructura) con el caudal evacuado (Q) de cada una de las estructuras.

Para la determinación experimental de las curvas ΔH -Q de cada una de las obras de descarga se cuantificaron los caudales erogados por cada estructura para distintas alturas de carga. Los caudales erogados se cuantificaron utilizando el método de medición volumétrica anteriormente presentado. Las cotas de la superficie libre del flujo en cada obra se midieron a partir de lecturas en escalas graduadas y de tomas limnimétricas ubicados en distintas zonas del modelo (Ver Figura 47).

El modelo físico cuenta con escalas graduadas al milímetro, ubicadas en las márgenes derecha e izquierda de cada obra de descarga (Figura 47). De esta manera, se cuenta con dos escalas en el canal moderador CM (una sobre margen izquierda -MI- y otra sobre margen derecha -MD-) y dos escalas en el dique móvil DM (MI y MD).



Figura 47: Localización de las escalas donde se midió la cota del pelo de agua durante el ensayo.

Durante los ensayos se pudo observar, que para algunas condiciones de flujo ensayadas se produjeron separaciones del flujo en las zonas donde están emplazadas las escalas, por lo que las lecturas realizadas en las escalas estaban afectadas por esta separación. Este efecto (más importante a medida que crece el caudal) produce que las lecturas de las escalas afectadas no sean representativas de la carga sobre la estructura de descarga. Las separaciones más significativas se observaron principalmente en la margen derecha e izquierda del dique fijo, y en la margen izquierda del canal moderador. Un esquema de la situación observada se presenta en la Figura 48.

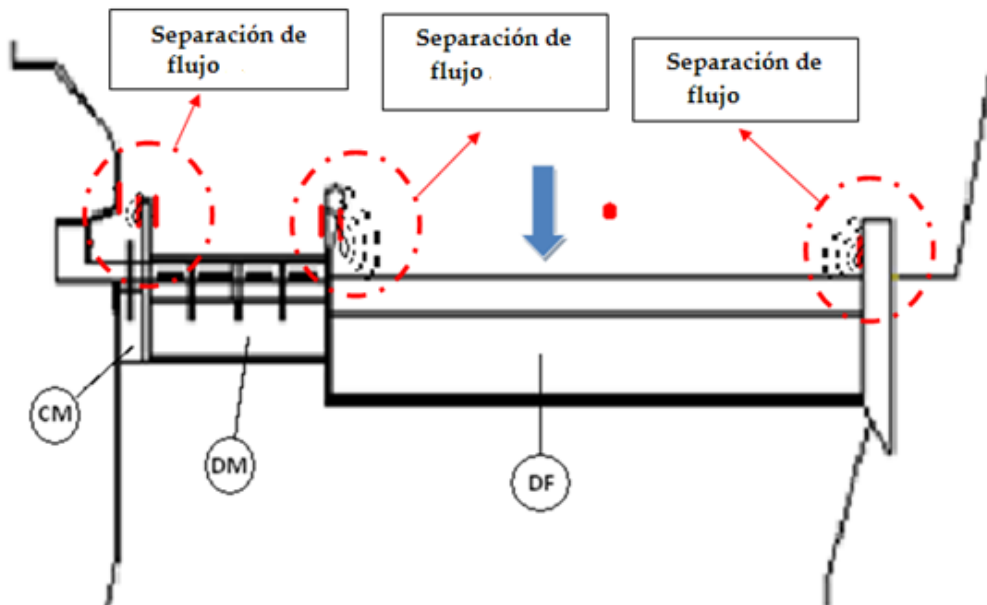


Figura 48: Zonas en donde se produce separación del flujo que afecta a las lecturas sobre las escalas.

Curva H – Q del Dique Fijo

El dique fijo está conformado por un vertedero sin control de perfil normal y paramento vertical aguas arriba, con una longitud definida en el proyecto de las obras de 200 m. La cota de coronamiento superior estuvo prevista en 1373,00 m. El cuadrante aguas abajo de la obra se empalma con un tramo recto de pendiente 1:1 hasta alcanzar la losa que conforma la estructura de disipación.

El proyecto original de la obra contaba con la existencia de un paramento vertical aguas arriba, cuya altura promedio (p) resultaba del orden de los 6,00 m. Esta condición se encuentra, en la actualidad, totalmente alterada por el proceso de sedimentación del embalse antes señalado (por lo que ahora $p=0$).

En efecto, la capacidad de descarga de un vertedero de este tipo se encuentra definida por una expresión del tipo:

$$Q = C_d \cdot L \cdot H_e^{1,5} \quad [29]$$

Dónde:

Q: caudal erogado por el azud

L: Longitud del azud

C_d : Coeficiente de descarga

H_e : Carga sobre la cresta

El valor de la carga de diseño (H_d), según los antecedentes consultados era de 3,65, es decir que el proyectista consideró un nivel de embalse de diseño de N.E = 1376,65 m.

Del mismo modo, cabe consignar que el coeficiente de descarga resulta función de diversos parámetros, pero básicamente depende de las relaciones p/H_d y H_e/H_d , siendo p la altura del paramento vertical aguas arriba y H_d la carga de diseño. Precisamente, el proceso de colmatación progresiva del embalse fue reduciendo significativamente el valor de p hasta transformarlo en nulo en la actualidad. Esta condición alteró la capacidad de descarga disminuyéndola. Para la condición de diseño impuesta por un nivel de embalse de 1376,65 m, el coeficiente de descarga se reduce desde un valor de 2,24 a un valor de 2,047, es decir que se registra una disminución del valor original de aproximadamente un 10 %.

En la Figura 49 y la Tabla 19 se presenta la curva H – Q de proyecto obtenida teniendo en cuenta un valor de $p=0$ (situación actual) y sobre ella se plotean los valores experimentales medidos en modelo físico. La variable ΔH_{TL} para el Dique Fijo se obtiene de hacer la diferencia entre la lectura tomada en la escala de la toma limnimétrica y la cota del labio del dique móvil en su entrada (H_{ODF}):

$$\Delta H_{DF} = H_{TL}(m) - H_{ODF} \quad [30]$$

Siendo: $H_{ODF} = 1373 \text{ m (Prototipo)}$

H_{TL} [m]	Q [m^3/s]	
	Halcrow, 2009	Valores Experimentales
1374.30	550	250
1375.00	1100	600
1375.40	1500	1250
1375.60	1700	1600
1376.00	2100	1850
1376.70	2900	2600
1377.20	3500	3200

Tabla 19: Contraste entre caudales estimados con la curva de proyecto (Halcrow, 2009) y con la curva obtenida a partir de datos experimentales en el dique fijo.

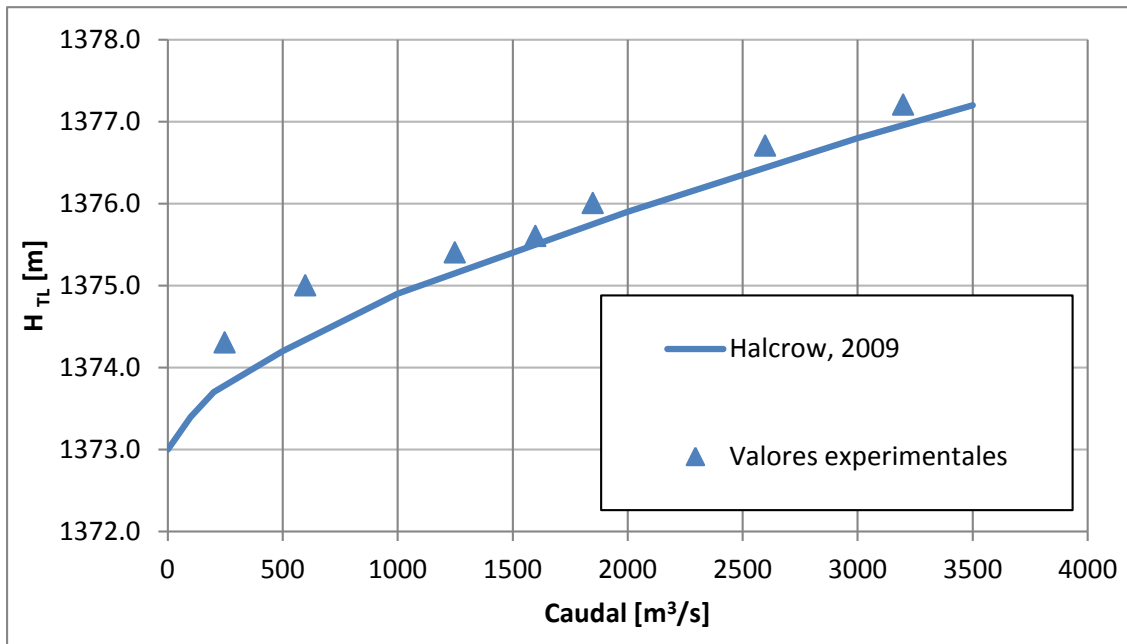


Figura 49: Dique Fijo: Curvas obtenidas experimentalmente y definidas en el proyecto que relacionan las cotas de superficie libre en la margen derecha del Dique Móvil en prototipo (m) y el caudal evacuado por el Dique móvil Q (m³/s).

Se observa un buen acuerdo entre los dos grupos de datos (experimental y proyecto). Las mayores diferencias se observan para caudales bajos (donde se ve una menor eficiencia que la proyectada, ya que para igual descarga se requieren mayores alturas de carga). Estas diferencias se explican por la marcada tridimensionalidad del flujo en la aproximación a las distintas estructuras en contraste con la bidimensionalidad asumida en el proyecto. También se debe mencionar que existen algunos errores en los datos de las mediciones propios de la metodología empleada para medir en el modelo; pero así y todo con este análisis realizado se puede mostrar la importancia de realizar mediciones en modelos físicos ya que permitieron analizar la variación de la eficiencia de las estructuras de descarga desde la condición original de diseño hasta la condición actual.

Curva H – Q del Dique Móvil

El dique móvil es una estructura controlada por compuertas de sector y mediante el cual, según las consignas del proyecto original, resulta factible efectuar el manejo de crecidas ordinarias y garantizar la aducción de caudales hacia el canal derivador.

La estructura de pasaje, para una condición de compuertas totalmente abiertas, está conformada por cuatro orificios rectangulares de 15,00 m de ancho y 2,50 m de altura, siendo su cota inferior de 1369,00 m y la cota del dintel de 1371,50 m.

En el proyecto se ha calculado la capacidad de descarga bajo la hipótesis que se mantiene libre de obstrucciones la sección libre de pasaje de los orificios. En ese caso, la capacidad genérica de la estructura estará dada por:

$$Q = \mu \cdot N \cdot \Omega \cdot \sqrt{2gH} \quad [31]$$

Dónde: μ es el coeficiente de descarga, N el número de orificios, Ω la sección transversal y H la carga media.

En la Figura 50 y la Tabla 20 se presenta las curva H – Q de proyecto obtenida a partir de la lectura en las escala emplazada en la margen derecha (MD) del Dique Móvil (H_{MD-DM}) y sobre ella se plotean los valores experimentales medidos en modelo físico. La variable ΔH_{DM} para el Dique Móvil se obtiene de hacer la diferencia entre la lectura tomada en la escala de la margen derecha del Dique Móvil y la cota del labio del dique móvil en su entrada (H_{ODM}):

$$\Delta H_{DM} = H_{MD-DM}(m) - H_{ODM} \quad [32]$$

Siendo: $H_{ODM} = 1369 \text{ m (Prototipo)}$

H_{MD-DM} [m]	Q [m ³ /s]	
	Halcrow, 2009	Valores Experimentales
1371.50	500	311
1372.10	600	422
1372.70	700	543
1373.00	746	607
1373.40	800	695
1374.20	900	882
1375.20	1000	1132
1376.20	1100	1401
1376.60	1138	1513

Tabla 20: Contraste entre caudales estimados con la curva de proyecto (Halcrow, 2009) y con la curva obtenida a partir de datos experimentales en el dique móvil.

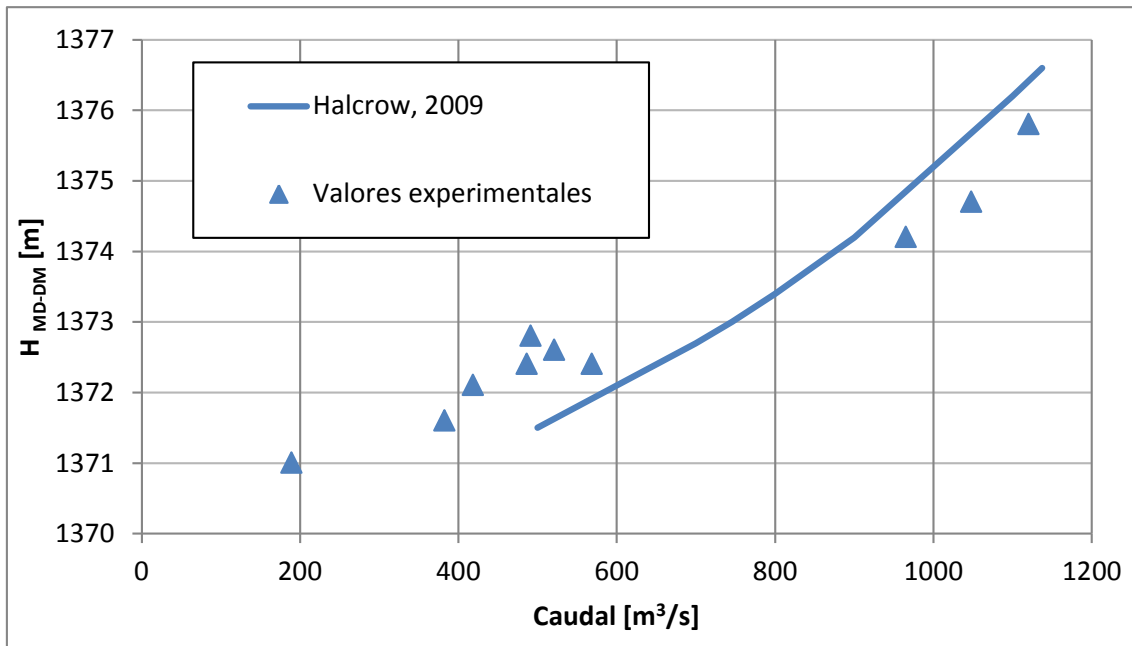


Figura 50: Dique Móvil: Curvas obtenidas experimentalmente y definidas en el proyecto que relacionan las cotas de superficie libre en la margen derecha del Dique Móvil en prototipo (m) y el caudal evacuado por el Dique móvil Q (m^3/s).

Las diferencias entre la curva de proyecto y los valores experimentales se deben principalmente a:

- Para la curva de proyecto se dimensionó la estructura del dique móvil como si esta fuese un orificio y esto solo se da para las alturas de carga mayores a 1.371,5 m. Para alturas menores a dicho valor la estructura trabaja como un vertedero y esto no se tuvo en cuenta a la hora del proyecto.
- Cuando la estructura trabaja como orificio, existe una gran asimetría en el ingreso del flujo entre la parte superior e inferior del mismo. Esta es otra razón por la cual aparecen diferencias entre la capacidad de descarga básica estimada en proyecto y la medida en modelo físico.
- Para caudales bajos se observa una menor eficiencia que la proyectada, ya que para igual descarga se requieren mayores alturas de carga. Estas diferencias se explican por la marcada tridimensionalidad del flujo en la aproximación a las distintas estructuras en contraste con la bidimensionalidad asumida en el proyecto.

- Para caudales altos, ocurre lo contrario es decir que se observa una mayor eficiencia que la proyectada, ya que para igual descarga se requieren menores alturas de carga. Estas diferencias se explican ya que para mayores alturas de carga la estructura en lugar de funcionar como orificio puro, y debido a las bajas cargas existentes sobre el dintel de los orificios, entraríamos en la categoría de orificio de gran altura. En efecto, en caso de considerarse los efectos asimétricos entre el dintel y el fondo de cada orificio para niveles crecientes, la capacidad de descarga se encontrará regida por:

$$Q = \mu \cdot N \cdot b \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2g} \cdot (h_2^{1,5} - h_1^{1,5}) \quad [33]$$

Donde h_2 y h_1 son las respectivas cargas sobre el dintel y la solera de la estructura. Aun manteniendo similares coeficientes de descarga, para niveles de embalse entre 1371,5 m y el nivel de embalse máximo sería esperable un comportamiento como el antes indicado y con descargas superiores a las anteriores, tal como lo demuestra el siguiente gráfico (Figura 51):

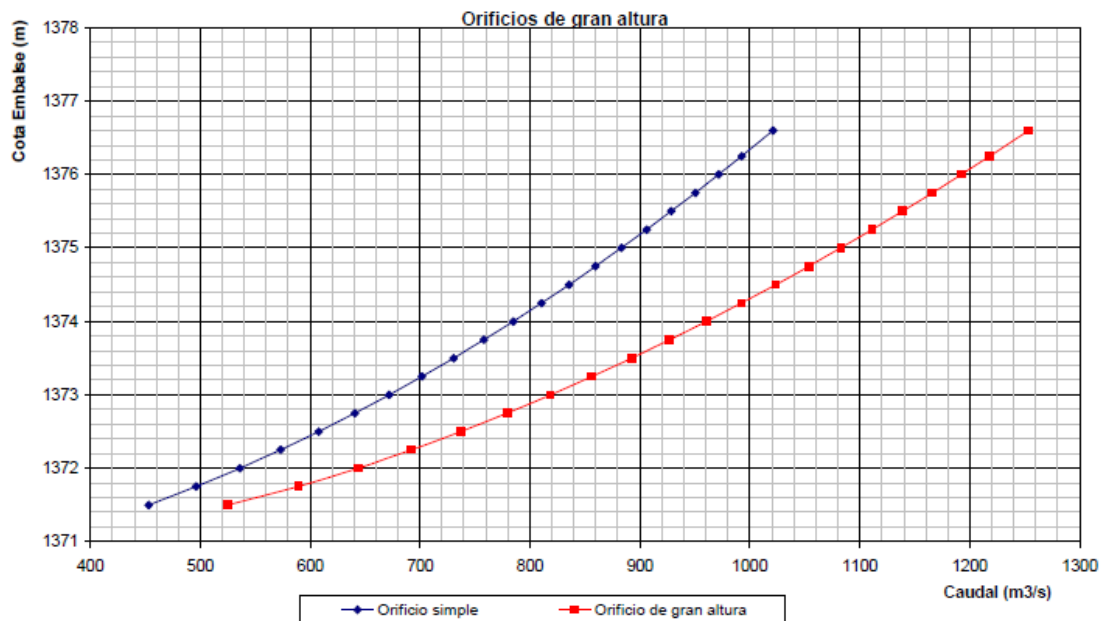


Figura 51: Dique Móvil: Capacidad de descarga teórica de orificio simple y orificio de gran altura.

- También se debe mencionar que existen algunos errores en los datos de las mediciones propios de la metodología empleada para medir en el modelo; pero así y todo con este análisis realizado se puede mostrar

la importancia de realizar mediciones en modelos físicos ya que permitieron analizar la variación de la eficiencia de las estructuras de descarga desde la condición original de diseño hasta la condición actual.

Curva H – Q del Canal Moderador

El canal moderador está conformado por una estructura de control compuesta por dos compuertas planas y una sección de pasaje libre que integran dos orificios rectangulares de 4,25 m de ancho y 3,00 m de altura.

En condiciones de máxima erogación, en el proyecto se asumieron hipótesis similares a las adoptadas para el caso del dique móvil. Es decir, en se asumió un comportamiento semejante al de un orificio convencional, con las compuertas completamente abiertas.

En la Figura 52 y la Tabla 21 se presenta las curva H – Q de proyecto obtenida y sobre ella se plotean los valores experimentales medidos en modelo físico. La variable ΔH_{CM} para el canal moderador se obtiene de hacer la diferencia entre la lectura tomada en la escala de la margen derecha del CM (H_{MD-CM}) y la cota del fondo del Canal Moderador en su entrada (H_{OCM}):

$$\Delta H_{CM} = H_{MD-CM}(m) - H_{OCM} \quad [34]$$

Siendo: $H_{OCM} = 1365,4 \text{ m (Prototipo)}$

H_{MD-CM} [m]	Q [m ³ /s]	
	Halcrow, 2009	Valores Experimentales
1368.50	100	66
1369.00	117	87
1369.30	125	102
1370.40	150	162
1371.70	175	249
1373.00	198	354
1374.80	225	527

Tabla 21: Contraste entre caudales estimados con la curva de proyecto (Halcrow, 2009) y con la curva obtenida a partir de datos experimentales en el canal moderador.

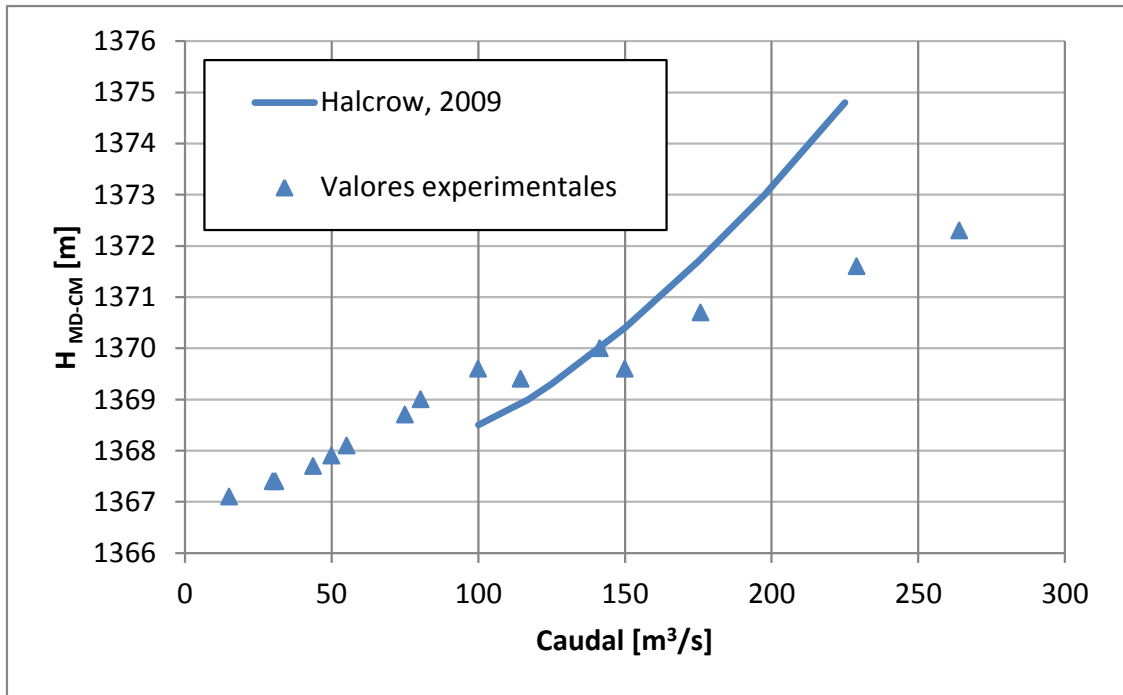


Figura 52: Canal Moderador: Curvas obtenidas experimentalmente y definidas en el proyecto (Halcrow, 2009) que relacionan las cotas de superficie libre en la margen derecha del Canal moderador en prototipo (m) y el caudal evacuado por el canal moderador Q (m^3/s).

Las diferencias entre la curva de proyecto y los valores experimentales se deben principalmente a:

- Para la curva de proyecto se dimensionó la estructura del canal moderador como si esta fuese un orificio y esto solo se da para las alturas de carga mayores a 1.368,4 m. Para alturas menores a dicho valor la estructura trabaja como un vertedero y esto no se tuvo en cuenta a la hora del proyecto.
- Cuando la estructura trabaja como orificio, existe una gran asimetría en el ingreso del flujo entre la parte superior e inferior del mismo. Esta es otra razón por la cual aparecen diferencias entre la capacidad de descarga básica estimada en proyecto y la medida en modelo físico.
- Para caudales bajos se observa una menor eficiencia que la proyectada, ya que para igual descarga se requieren mayores alturas de carga. Estas diferencias se explican por la marcada tridimensionalidad del flujo en la aproximación a las distintas

estructuras en contraste con la bidimensionalidad asumida en el proyecto.

- Para caudales altos, ocurre lo contrario es decir que se observa una mayor eficiencia que la proyectada, ya que para igual descarga se requieren menores alturas de carga. Al igual que en el caso anterior, estas diferencias se explican ya que para mayores alturas de carga la estructura en lugar de funcionar como orificio puro, y debido a las bajas cargas existentes sobre el dintel de los orificios, entraríamos en la categoría de orificio de gran altura. Aun manteniendo similares coeficientes de descarga, para niveles de embalse entre 1.368,4 m y el nivel de embalse máximo sería esperable un comportamiento como el antes indicado y con descargas superiores a las anteriores, tal como lo demuestra el siguiente gráfico (Figura 53):

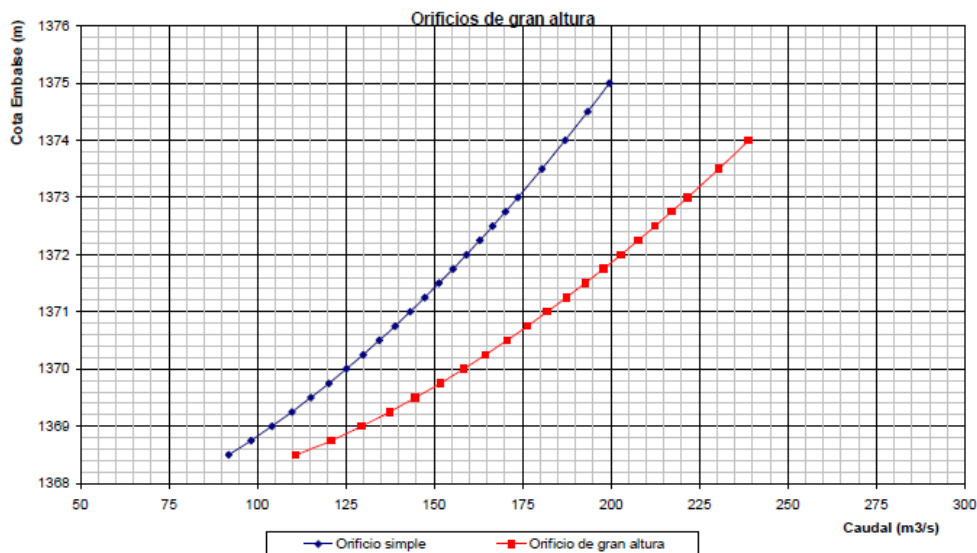


Figura 53: Canal Moderador: Capacidad de descarga teórica de orificio simple y orificio de gran altura.

- También se debe mencionar que existen algunos errores en los datos de las mediciones propios de la metodología empleada para medir en el modelo; pero así y todo con este análisis realizado se puede mostrar la importancia de realizar mediciones en modelos físicos ya que permitieron analizar la variación de la eficiencia de las estructuras de descarga desde la condición original de diseño hasta la condición actual.

3.6. Caracterización hidrodinámica del flujo de los descargadores de fondo del canal moderador y estimación de curvas de despegue en el trampolín del salto esquí

Uno de los aspectos que generalmente merece especial atención en el diseño de obras hidráulicas es la disipación de la energía cinética que adquiere el flujo en su descenso. Esta situación se presenta en vertederos de excedencias, estructuras de caída, descargadores de fondo, bocatomas, salidas de alcantarillas, etc.

La estructura disipadora de energía es una parte importante de la obra de excedencia que tiene por objeto disipar la energía cinética que el agua adquiere en su caída desde el vaso hasta un sitio adecuado en el fondo del cauce, donde no genere problemas de erosión o socavación. Estas estructuras se diseñarán para que el agua, que sale del canal de descarga, se aleje lo máximo posible, dentro de lo económico, de la cortina o de alguna estructura complementaria. La falla en el diseño, instalación u operación de los disipadores puede llevar a problemas como socavación, erosión o retención de material, que pueden terminar produciendo la falla del vertedero y posteriormente la falla de la presa.

La disipación de la energía cinética puede lograrse aplicando diferentes medidas, a saber: generación de resalto hidráulico, impacto o incremento de la rugosidad, entre otras. Algunas de las estructuras de disipación que se pueden nombrar son:

- Resalto Hidráulico
- Canal dentado
- Cuenco amortiguador
- Salto esquí

En el caso de la obra de estudio, en esta tesis el dique cuenta aguas abajo tanto del DM como del CM con saltos esquí que permiten la disipación de la energía del flujo circulante a través de ellos.

El salto esquí se utiliza para grandes descargas, principalmente en los vertederos y se hace directamente sobre el río. Se utilizan unos trampolines para hacer saltar el flujo hacia un punto aguas abajo reduciendo así la erosión en el cauce y el pie de la presa (ver esquema de la Figura 54).

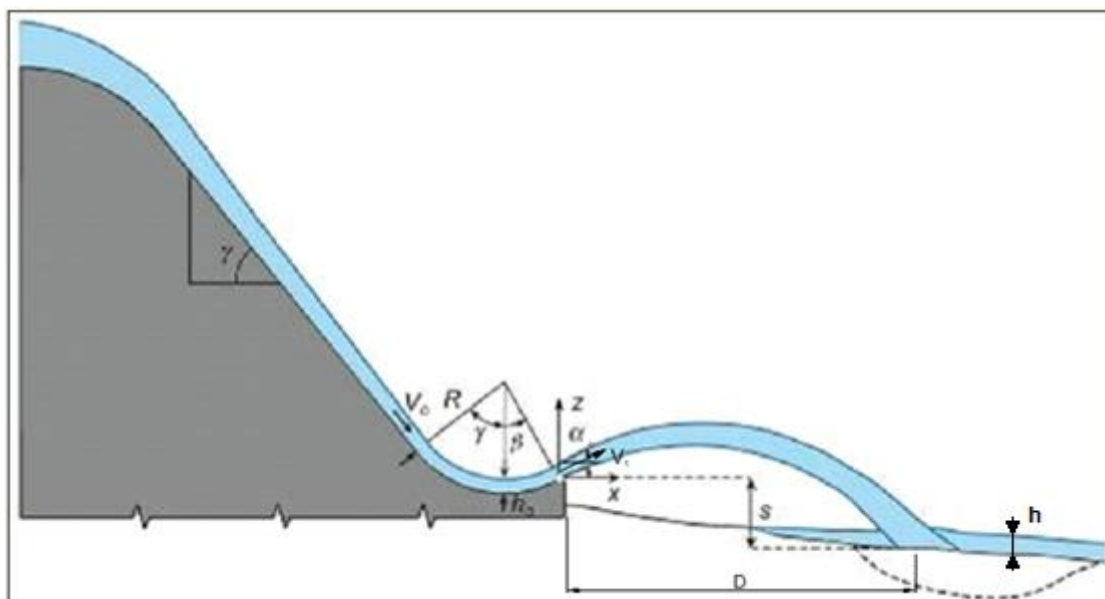


Figura 54: Esquema de salto esquí.

La trayectoria del chorro depende de la descarga, de su energía en el extremo y del ángulo con el que sale del trampolín. La trayectoria del chorro de descarga puede calcularse con la ecuación (Chow, 1959):

$$z = x \cdot \tan \alpha - \frac{g \times x^2}{2 \times v_0^2 \times (\cos \alpha)^2} \quad [35]$$

Donde (ver Figura 54):

x, z = Coordenadas de un sistema cartesiano con origen en el labio del salto esquí.

α = ángulo que forma el labio del salto esquí con la horizontal o ángulo de despegue. Se recomienda que no sea mayor de 30° .

v_0 = Velocidad de aproximación del flujo.

Además, con objeto de evitar presiones en el fondo, los radios de curvatura del canal R (ver Figura 54) deben ser grandes; por lo general se sugieren las siguientes condiciones:

$$R \geq 5h \quad [36]$$

$$R \geq 0.043hv^2 \quad [37]$$

Dónde:

R = Radio de curvatura del canal

h = Tirante a la salida

Es importante señalar la importancia de la caracterización hidráulica del flujo de del salto esquí del CM en la obra objeto de este estudio. Tal como se mencionó en el capítulo 1 de este trabajo, una de las principales problemáticas del Dique Los Molinos es la erosión local al pie del canal moderador. Debido a esto, es fundamental un correcto diseño del dissipador de energía de esta estructura para evitar socavaciones excesivas aguas abajo que puedan incluso llegar a poner en riesgo la obra y de los muros colados aguas abajo que protejan tanto la obra como la margen derecha del cauce.

Para realizar la caracterización hidráulica del flujo en los saltos esquí de los canales moderadores existentes en el modelo físico, se confeccionaron las curvas H (cota de superficie libre de agua aguas arriba del labio del descargador) – Q (caudal erogado) y Q – D (distancia a la cual cae el flujo de agua luego de atravesar el salto esquí) (ver Figura 55) tanto de CM1 como de CM2 en forma separada. Las curvas H – Q incluidas en la Figura 52 describe el funcionamiento del CM en su conjunto.

Para la realización de estas curvas características, durante el ensayo se fue haciendo variar el caudal y se midieron tanto H (en margen izquierda y derecha de CM, en los lugares mostrados en la Figura 47) como D (ver Figura 55). Vale aclarar que se evaluaron los dos descargadores de fondo del CM por separado. En la Figura 55 se presenta un corte del canal moderador:

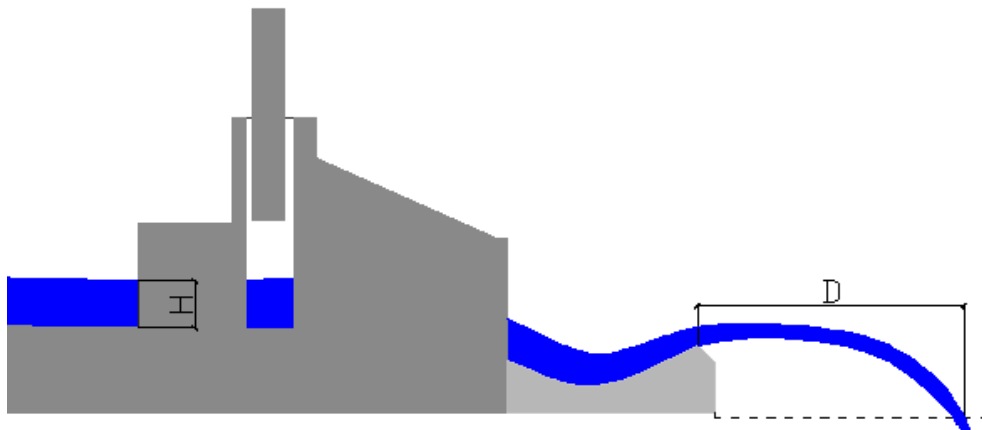


Figura 55: Corte del canal moderador.

3.6.1. Resultados

3.6.1.1. Curvas H – Q y D – Q para cada uno de los componentes del CM

Al realizar el ensayo para caracterizar hidráulicamente el flujo de cada uno de los descargadores de fondo del CM, el máximo caudal evaluado fue 200 m³/s mientras que el mínimo fue 25 m³/s, ya que por debajo de dicho valor se comprobó que el flujo no despega del salto esquí.

Al medir H tanto en la margen derecha del dique móvil (H_{MD-DM}) como del canal moderador (H_{MD-CM}), se obtuvieron las siguientes curvas H – Q de CM1:

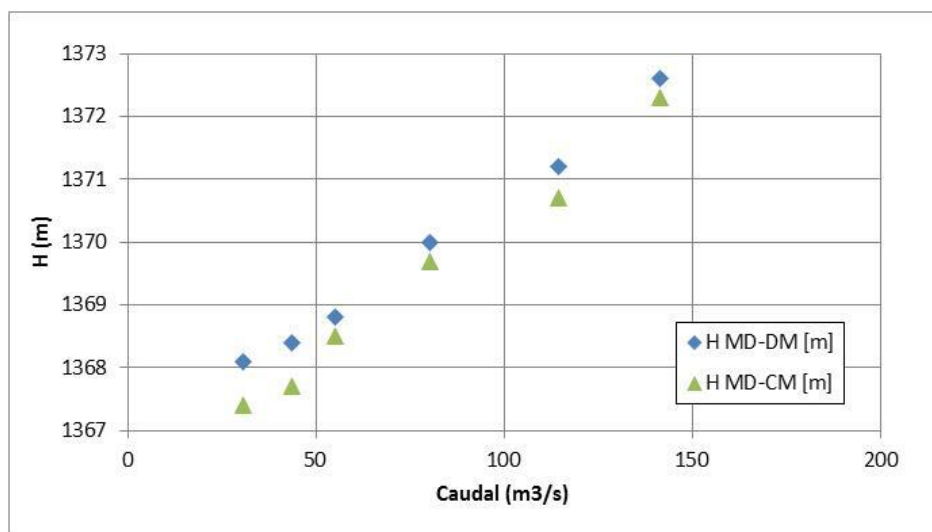


Figura 56: Curvas H – Q de CM1. H= altura del nivel de agua medida sobre la margen derecha de DM y CM.

Las funciones ajustadas a los datos obtenidos son:

$$Q_{CM1} = 8,5971 \cdot \Delta H_{MD-CM}^{1,5} \quad [38]$$

$$Q_{CM1} = 7,7607 \cdot \Delta H_{MD-DM}^{1,5}$$

Donde Q_{CM1} está representado en $[m^3/s]$ y tanto $\Delta H_{MD-CM} = H_{MD-CM} - 1365.4$ como $\Delta H_{MD-DM} = H_{MD-DM} - 1365.4$ en $[m]$.

Si tenemos en cuenta que la curva teórica de un vertedero rectangular de pared delgada es del tipo:

$$Q = C_d \cdot L \cdot H^{1,5} \quad [39]$$

Donde L es la longitud del vertedero y es igual a 4,25 metros; se obtiene un coeficiente de descarga C_d igual a 2,02 si tomamos como referencia H_{MD-CM} e igual a 1,82 si tomamos como referencia H_{MD-DM} .

Análogamente, lo obtenido para CM2 es lo siguiente:

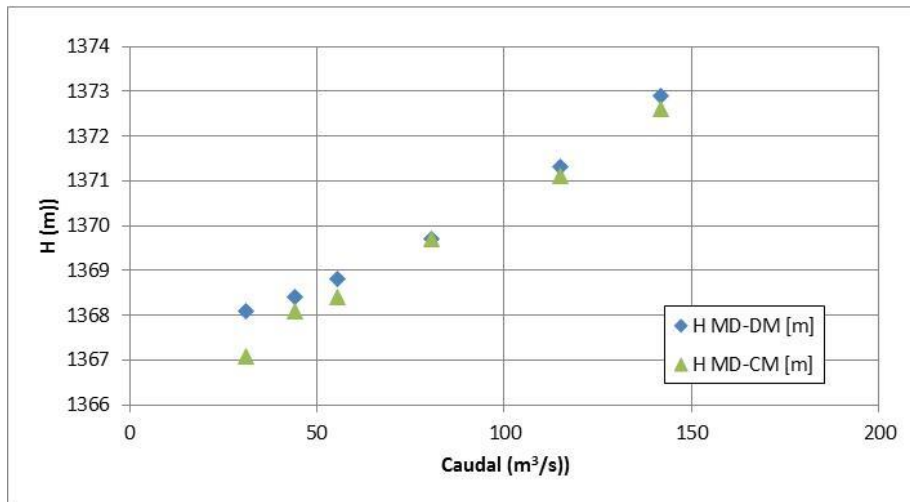


Figura 57: Curvas H – Q de CM2. H= altura del nivel de agua medida sobre la margen derecha de DM y CM.

Las funciones ajustadas a los datos obtenidos son:

$$Q_{CM2} = 8,0566 \cdot \Delta H_{MD-CM}^{1,5} \quad [40]$$

$$Q_{CM2} = 7,5326 \cdot \Delta H_{MD-DM}^{1,5}$$

Donde Q_{CM2} está representado en $[m^3/s]$ y tanto $\Delta H_{MD-CM} = H_{MD-CM} - 1365.4$ como $\Delta H_{MD-DM} = H_{MD-DM} - 1365.4$ en $[m]$.

Si tenemos en cuenta que la curva teórica de un vertedero rectangular de pared delgada es del tipo:

$$Q = C_d \cdot L \cdot H^{1,5} \quad [41]$$

Donde L es la longitud del vertedero y es igual a 4,25 metros; se obtiene un coeficiente de descarga C_d igual a 1,89 si tomamos como referencia H_{MD-CM} e igual a 1,77 si tomamos como referencia H_{MD-DM} .

No se midió la altura del flujo en la margen izquierda del CM ya que como se mencionó anteriormente se produjeron separaciones del flujo en la zona donde está emplazada la escala, con lo cual las lecturas tomadas allí estaban afectadas por este efecto.

En las figuras siguientes se muestran las curvas D – Q de CM1 (Figura 58), de CM2 (Figura 59) y de los dos canales moderadores (CM) trabajando en conjunto (Figura 60) y a cada una de ellas se les ajustó una función que represente correctamente la relación entre esos parámetros. En los gráficos se indican con puntos azules los valores de caudal para los cual el flujo ya no despega del salto esquí (que es igual a 40 m³/s en el caso que trabaje un solo descargador de fondo e igual a 45 m³/s si trabajan los dos en conjunto).

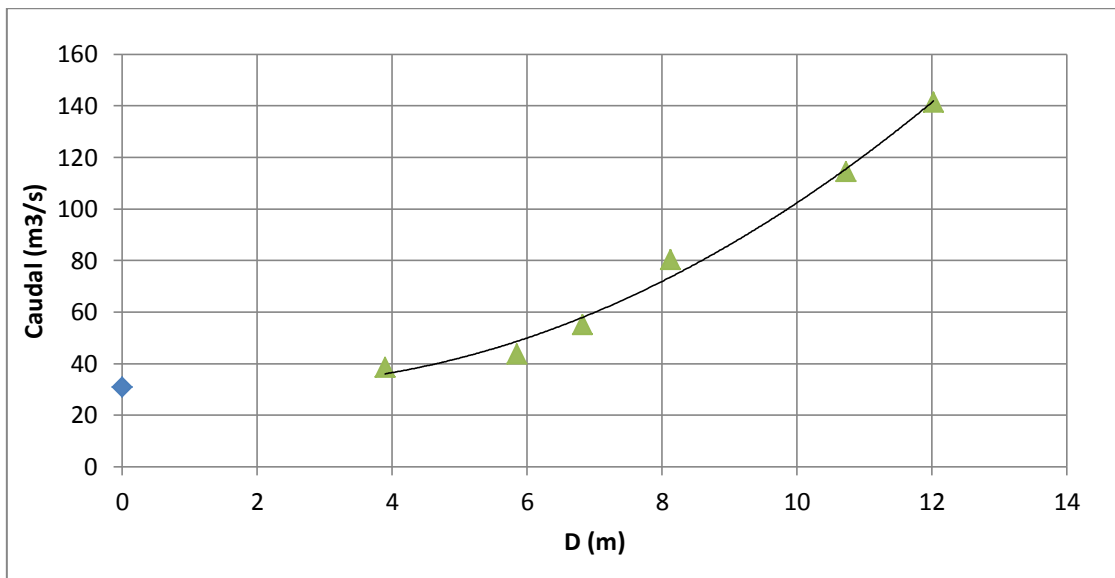


Figura 58: Curva D – Q de CM1

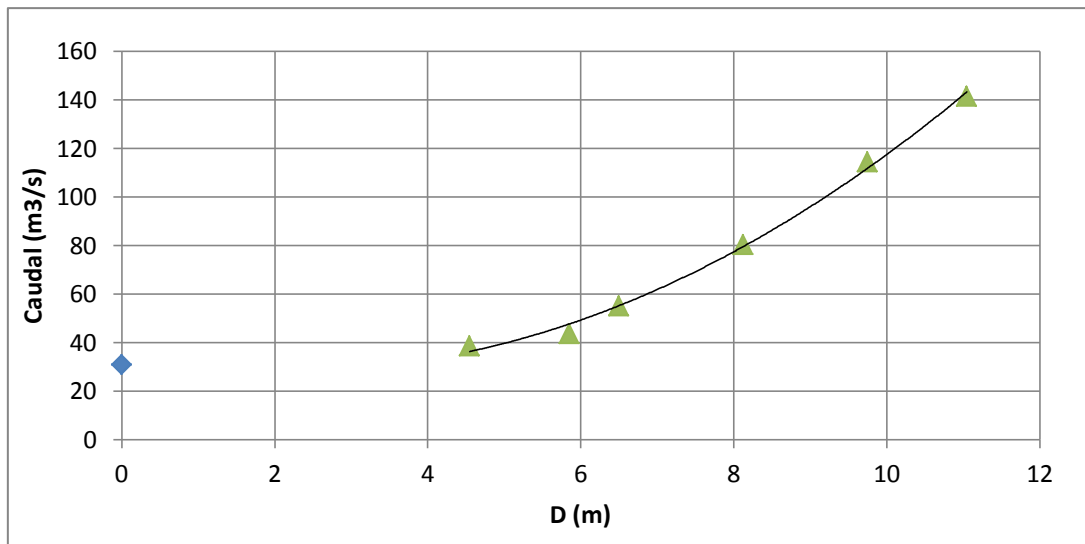


Figura 59: Curva D – Q de CM2

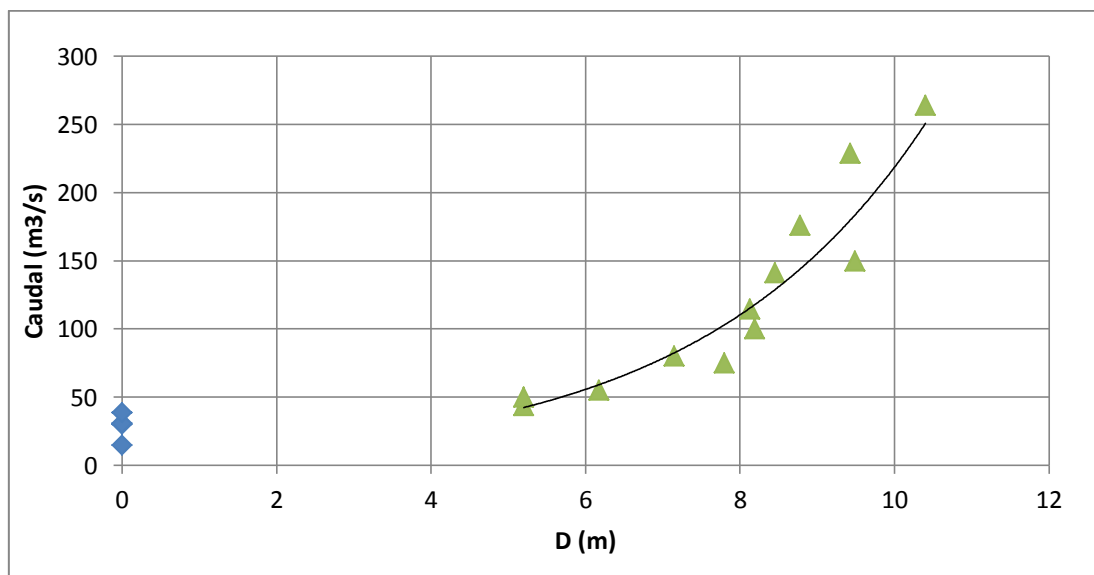


Figura 60: Curva D – Q de CM

Las funciones ajustadas a los datos obtenidos son:

$$Q_{CM1} = 1,0652 \cdot D^2 - 3,939 \cdot D + 35,228 \quad [42]$$

$$Q_{CM2} = 1,4913 \cdot D^2 - 6,8106 \cdot D + 36,415$$

$$Q_{CM} = 8,5371 \cdot D^2 - 90,864 \cdot D + 288,16$$

Se ajustan curvas polinómicas de segundo orden (cuadráticas) ya que la relación existente entre la velocidad de despegue (y por ende el caudal) y la

distancia de despegue del chorro (D) se rige por la ecuación de la trayectoria (que sigue una ecuación cuadrática).

Además de la importancia de estas curvas para determinar D para distintas condiciones de escurrimiento (Q), a partir de observaciones de D se puede estimar una variable como Q (a través de la curva presentada) sino también puedo calcular la velocidad de aproximación del flujo, la velocidad de despegue, entre otros parámetros fundamentales tanto para el diseño del salto esquí como de las estructuras de protección de erosión aguas abajo del mismo.

3.6.1.2. Cálculo de la velocidad de aproximación al salto esquí

Para calcular la velocidad de aproximación del flujo V_0 (ver Figura 54), se utiliza la siguiente expresión:

$$V_0 = \sqrt{\frac{1}{2 \times \cos^2 \alpha} \times \frac{g \times x^2}{x \times \tan \alpha - z}} \quad [43]$$

Siendo:

z = distancia vertical entre el trampolín y la superficie del agua aguas abajo = -0.05 m.

x = igual a D (se calcula para cada CM según las ecuaciones presentadas en la Figura 58 y Figura 59 según corresponda).

α = ángulo de despegue del chorro = 26°

g = aceleración de la gravedad = $9,806 \text{ m/s}^2$

A continuación se muestra la variación de V_0 con el caudal erogado por cada canal moderador:

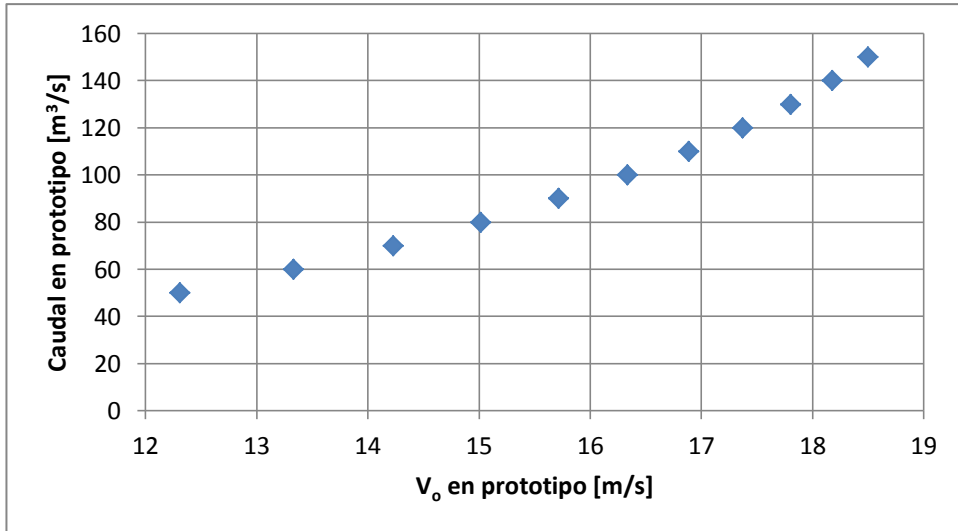


Figura 61: Variación de la velocidad de aproximación del flujo con el caudal en CM1

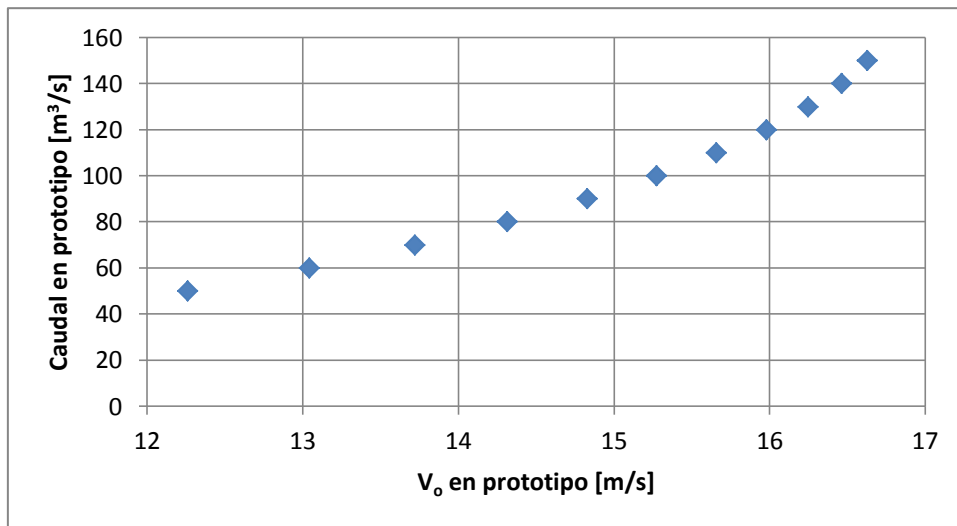


Figura 62: Variación de la velocidad de aproximación del flujo con el caudal en CM2

Las funciones ajustadas a los datos obtenidos son:

$$Q_{CM1} = 0,8315V_0^2 - 9,7244V_0 + 40 \quad [44]$$

$$Q_{CM2} = 1,3162V_0^2 - 15,834V_0 + 40$$

Vale aclarar que estos ajustes valen para caudales de entre 30 y 150 m³/s (que son para los cuales se calcularon las velocidades de despegue). Se ajustan funciones de este tipo ya que el caudal Q es función cuadrática de la distancia de despegue D mientras que la velocidad V₀ es inversamente proporcional al cuadrado de D (ver ecuación 46). Es por ello que se decidió ajustar una curva polinómica de segundo orden a esta relación.

3.6.1.3. Cálculo de la velocidad de despegue en el labio del salto esquí

Un parámetro hidráulico importante para poder calcular la fosa de erosión que se forma aguas debajo de cualquier salto esquí es la velocidad de despegue en el labio del salto esquí V_1 (ver Figura 54). Para calcularla, utilizamos la siguiente expresión (Pardo, 2008):

$$D = \left[\frac{V_1^2 \times \sin \alpha \times \cos \alpha}{g} + V_1 \times \cos \alpha \sqrt{\frac{V_1^2 \times \sin^2 \alpha}{g^2} + \frac{2 \times s + h_0}{g}} \right] \quad [45]$$

Siendo:

s = distancia vertical entre el trampolín y la superficie del agua aguas abajo (ver Figura 55) = -0.067 m

D = se calcula para cada CM según las ecuaciones presentadas en la Figura 58 y Figura 59 según corresponda

h_0 = tirante del chorro en el trampolín. Se calcula como el caudal dividido el ancho de cada CM (ver Figura 55) = 4.25 m.

α = ángulo de despegue del chorro = 11°

g = aceleración de la gravedad = 9.806 m/s²

De la última ecuación, se conocen todos los parámetros excepto v_1 :

- s, α, g : variables constantes para todos los caudales;
- D y h_0 : variables que varían con el caudal.

Por lo tanto, se puede calcular el valor de la velocidad V_1 . A continuación se muestran los valores de dicho parámetro en función del caudal erogado por cada CM:

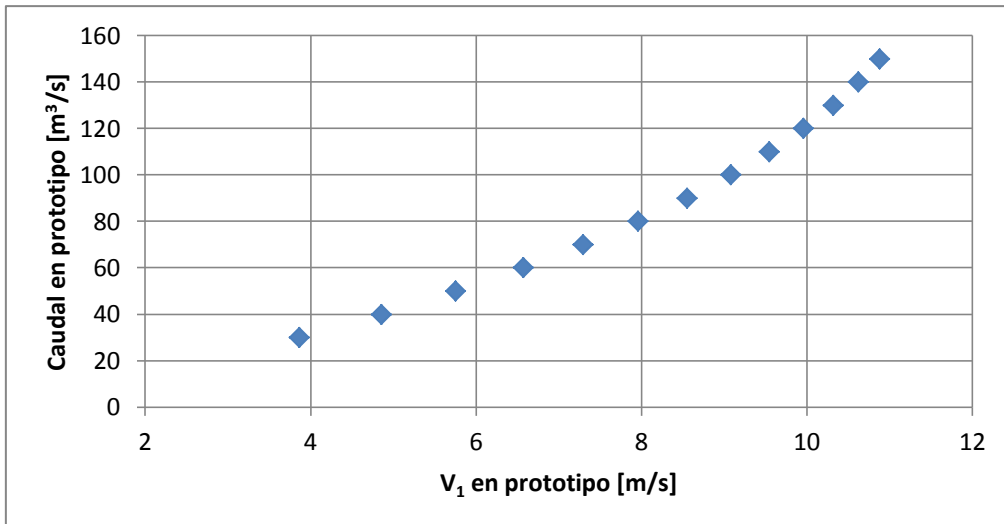


Figura 63: Variación de la velocidad de despegue del flujo con el caudal en CM1

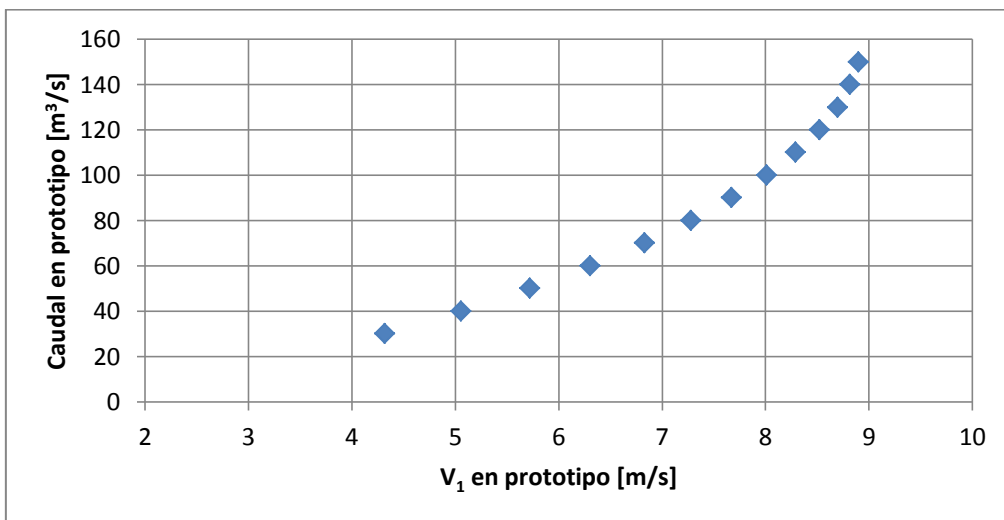


Figura 64: Variación de la velocidad de despegue del flujo con el caudal en CM2

Las funciones ajustadas a los datos obtenidos son:

$$Q_{CM1} = 1,6381V_1^2 - 8,0681V_1 + 40 \quad [46]$$

$$Q_{CM2} = 3,0586V_1^2 - 16,241V_1 + 40$$

Vale aclarar que estos ajustes valen para caudales de entre 30 y 150 m³/s (que son para los cuales se calcularon las velocidades de despegue). Se ajustan funciones de este tipo ya que el caudal Q es función cuadrática de la distancia de despegue D mientras que la velocidad V₀ es inversamente proporcional al cuadrado de D (ver ecuación 48). Es por ello que se decidió ajustar una curva polinómica de segundo orden a esta relación.

Finalmente, si se compara V_0 con V_1 obtenido para cada caudal en cada CM se obtiene lo siguiente:

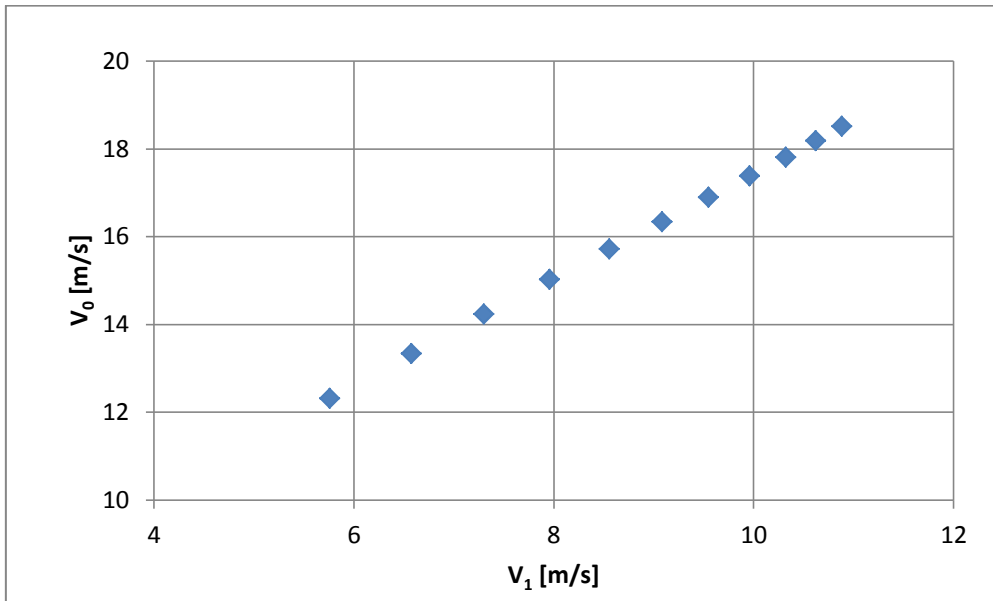


Figura 65: Comparación de la velocidad de aproximación del flujo con la de despegue para los diferentes caudales en CM1

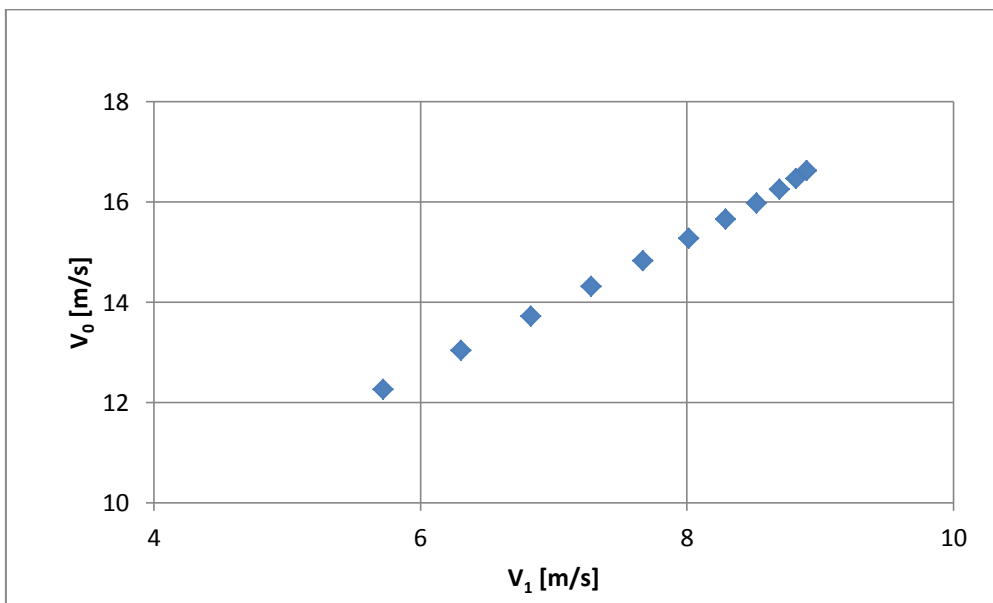


Figura 66: Comparación de la velocidad de aproximación del flujo con la de despegue para los diferentes caudales en CM2

Las funciones ajustadas a los datos obtenidos son:

$$\text{Para CM1: } V_0 = 1,1993 \cdot V_1 + 5,4416 \quad [47]$$

$$\text{Para CM2: } V_0 = 1,3525 \cdot V_1 + 4,491$$

Lo que surge de este último análisis es que la velocidad de aproximación del flujo es siempre mayor a la velocidad de despegue y la relación entre ambas es lineal.

Finalmente, para contrastar las velocidades V_0 y V_1 obtenidas empíricamente, se midió experimentalmente con PTV las velocidades de despegue para dos caudales distintos (70 y 90 m³/s) en el CM. En la Figura 67 y Figura 68 se muestran los resultados obtenidos:

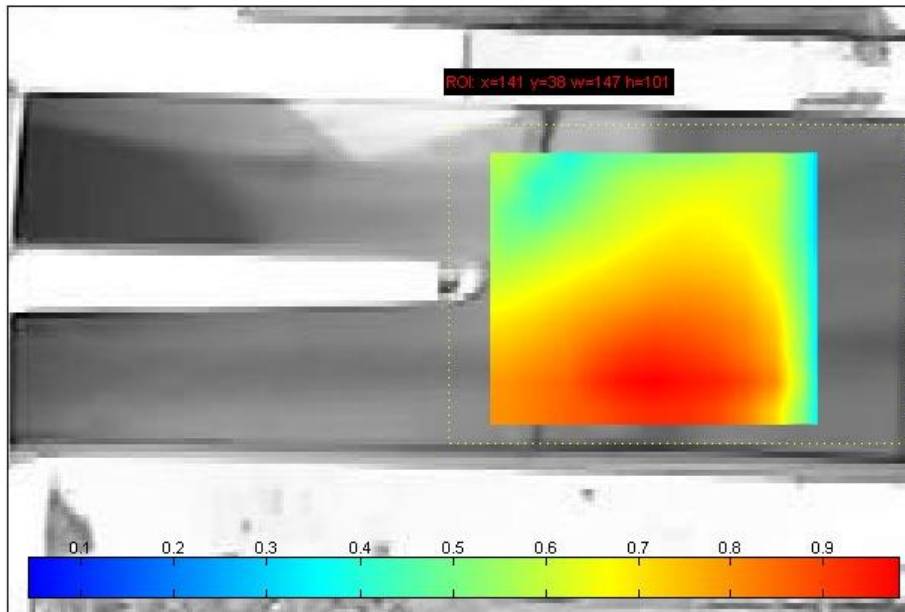


Figura 67: Velocidades medidas en el salto esquí del CM para un caudal de 70 m³/s utilizando PTV.

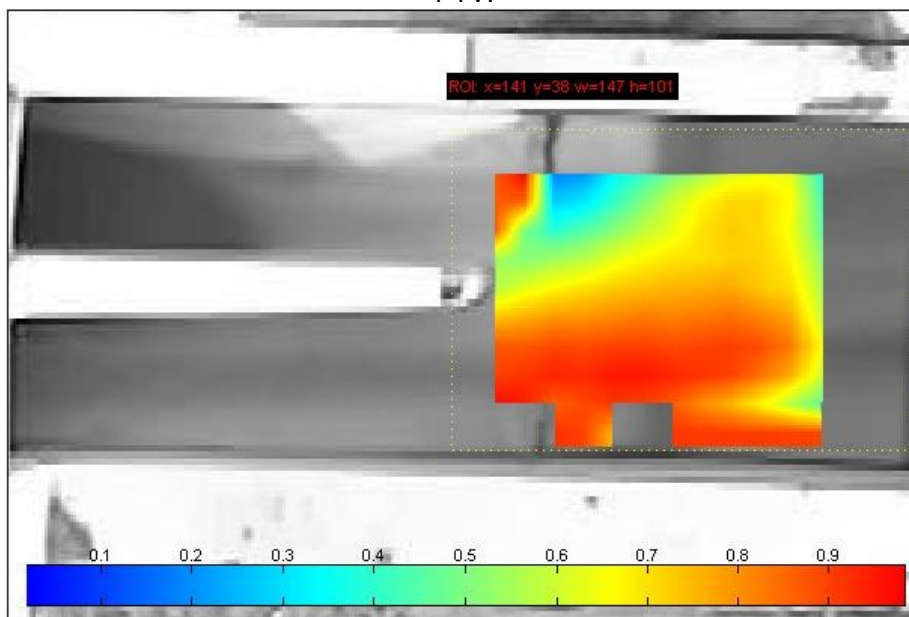


Figura 68: Velocidades medidas en el salto esquí del CM para un caudal de 90 m³/s utilizando PTV.

Para el caso del caudal de $70 \text{ m}^3/\text{s}$, se midió aplicando PTV en una sección cercana a la zona de despegue una velocidad media de $5,1 \text{ m/s}$ y una velocidad máxima de $7,1 \text{ m/s}$ (valores muy cercanos a los $6,7 \text{ m/s}$ obtenidos al calcular V_1). De la misma manera, para el caso del caudal de $90 \text{ m}^3/\text{s}$, se midió con PTV una velocidad media de $5,6 \text{ m/s}$ y una velocidad máxima de $7,4 \text{ m/s}$ (valores muy cercanos a los $7,2 \text{ m/s}$ obtenidos al calcular V_1). Con esto se puede mostrar la buena precisión de la fórmula empírica utilizada.

3.7. Análisis y cuantificación de la erosión localizada aguas debajo de la estructura de descarga del canal moderador

Para poder proteger con muros colados tanto la obra (con un muro transversal al cauce) como la margen derecha del cauce (con un muro longitudinal) se procedió a ensayar el perfil del canal moderador y las fosas resultantes bajo una serie de caudales que van desde los 15 a los $150 \text{ m}^3/\text{s}$ ($15, 30, 50, 75, 100$ y $150 \text{ m}^3/\text{s}$). Vale aclarar que todos los ensayos se realizaron estando los 2 canales moderadores abiertos simultáneamente.

A continuación se presentan las fosas obtenidas para los diferentes ensayos realizados. En primer lugar se relevaron puntos de esa zona con nivel óptico, y luego se generó a partir de ellos la superficie digital del terreno; y además, utilizando la cámara Kinect (Vaca, 2014) se relevó la batimetría completa aguas debajo del CM.

3.7.1. Erosión observada para un caudal de $15 \text{ m}^3/\text{s}$

En la Figura 69 se presentan las curvas de nivel generadas en la fosa de erosión a partir de los puntos relevados con nivel óptico para este caudal ensayado. Se observa que la cota mínima ($H_{\text{mín}}: 1358,6 \text{ msnm}$ en prototipo) se da al pie del CM al no existir despegue del flujo. En la Figura 70 se presenta la superficie 3D generada con cámara Kinect.

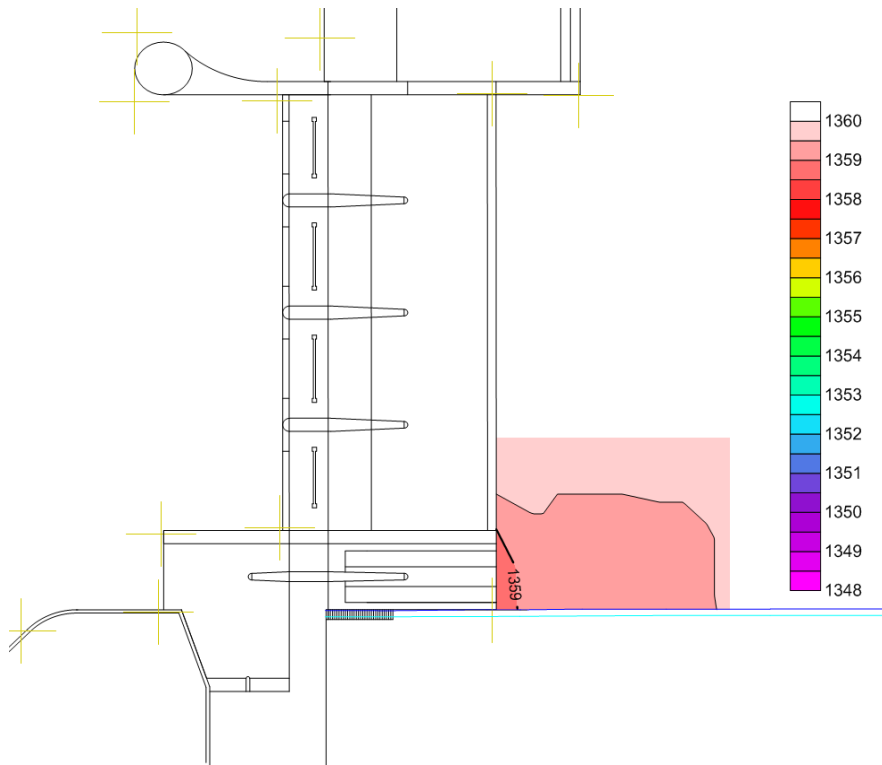


Figura 69: Curvas de nivel [m] en la fosa de erosión construida a partir de puntos relevados con nivel óptico - $Q=15 \text{ m}^3/\text{s}$

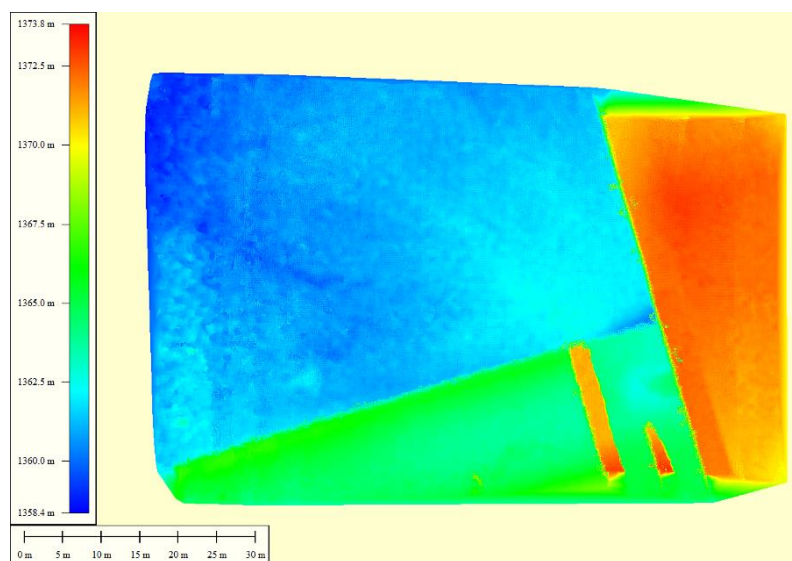


Figura 70: Niveles de lecho [m] de la fosa de erosión relevada con cámara Kinect - $Q=15 \text{ m}^3/\text{s}$

3.7.2. Erosión observada para un caudal de $30 \text{ m}^3/\text{s}$

En la Figura 71 se presentan las curvas de nivel generadas en la fosa de erosión a partir de los puntos relevados con nivel óptico para este caudal ensayado. Al igual que en el caso anterior, aquí también la cota mínima se

encuentra al pie del CM (H_{\min} : 1357,8 msnm en prototipo) ya que al no despegar el flujo la mayor socavación se produce inmediatamente aguas debajo de la estructura del CM. En la Figura 72 se presenta la superficie 3D generada con cámara Kinect.

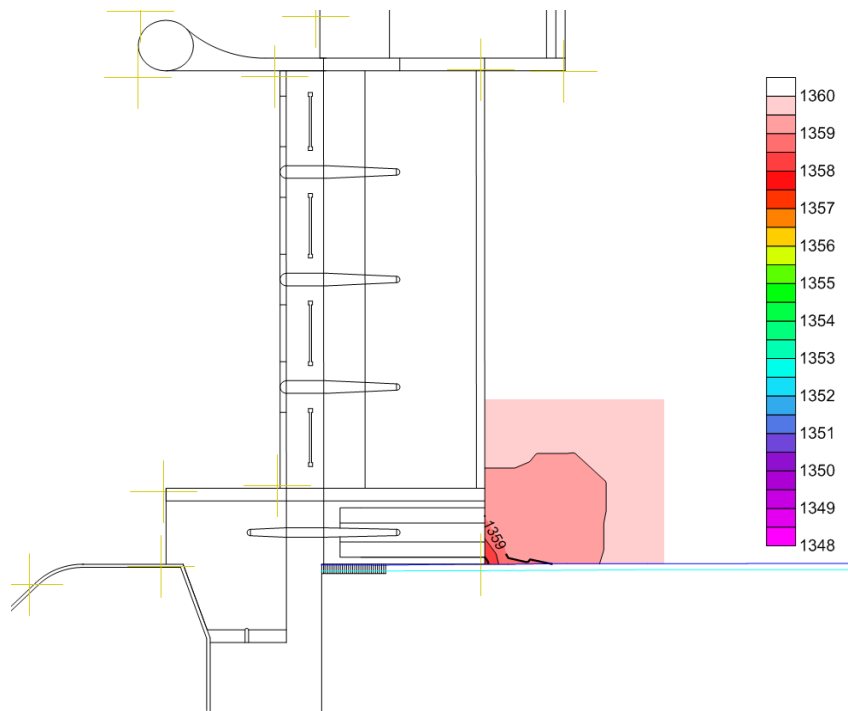


Figura 71: Curvas de nivel [m] en la fosa de erosión construida a partir de puntos relevados con nivel óptico - $Q=30 \text{ m}^3/\text{s}$

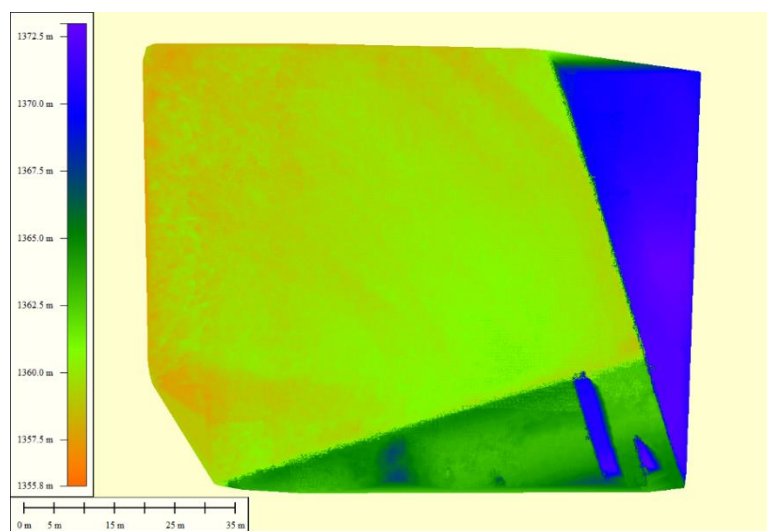


Figura 72: Niveles de lecho [m] de la fosa de erosión relevada con cámara Kinect - $Q=30 \text{ m}^3/\text{s}$

3.7.3. Erosión observada para un caudal de 50 m³/s

En la Figura 73 se presentan las curvas de nivel generadas en la fosa de erosión a partir de los puntos relevados con nivel óptico para este caudal ensayado. Al producirse el despegue del flujo del salto esquí del CM, en este caso la cota mínima ocurre aguas abajo del pie del CM y no inmediatamente al pie de esta estructura (H_{\min} : 1356,55 msnm en prototipo). En la Figura 74 se presenta la superficie 3D generada con cámara Kinect.

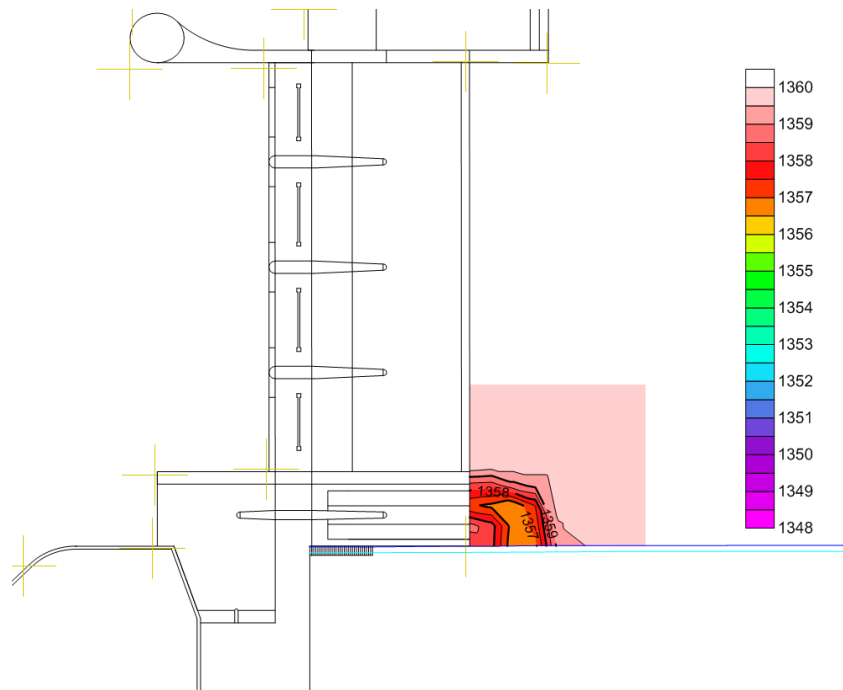


Figura 73: Curvas de nivel [m] en la fosa de erosión construida a partir de puntos relevados con nivel óptico - $Q=50 \text{ m}^3/\text{s}$

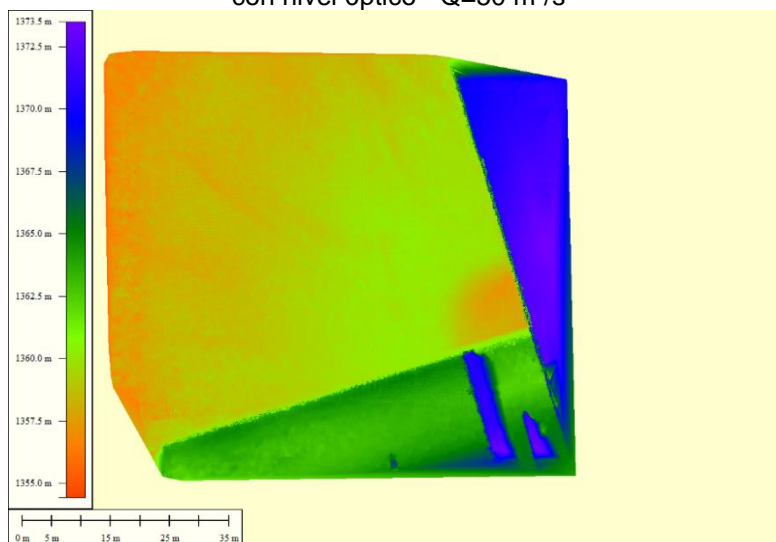


Figura 74: Niveles de lecho [m] de la fosa de erosión relevada con cámara Kinect - $Q=50 \text{ m}^3/\text{s}$

3.7.4. Erosión observada para un caudal de $75 \text{ m}^3/\text{s}$

En la Figura 75 se presentan las curvas de nivel generadas en la fosa de erosión a partir de los puntos relevados con nivel óptico para este caudal ensayado. En este caso, al igual que en el anterior, al producirse el despegue del flujo del salto esquí del CM, la cota mínima ocurre aguas abajo del pie del CM y no inmediatamente al pie de esta estructura ($H_{\text{mín}}$: 1352,91 msnm en prototipo). En la Figura 76 se presenta la superficie 3D generada con cámara Kinect.

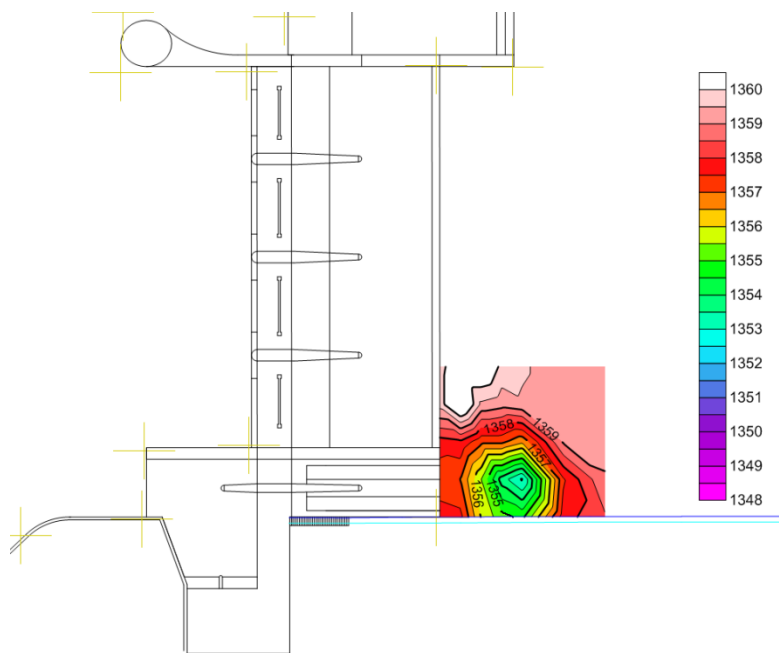


Figura 75: Curvas de nivel [m] en la fosa de erosión construida a partir de puntos relevados con nivel óptico - $Q=75 \text{ m}^3/\text{s}$

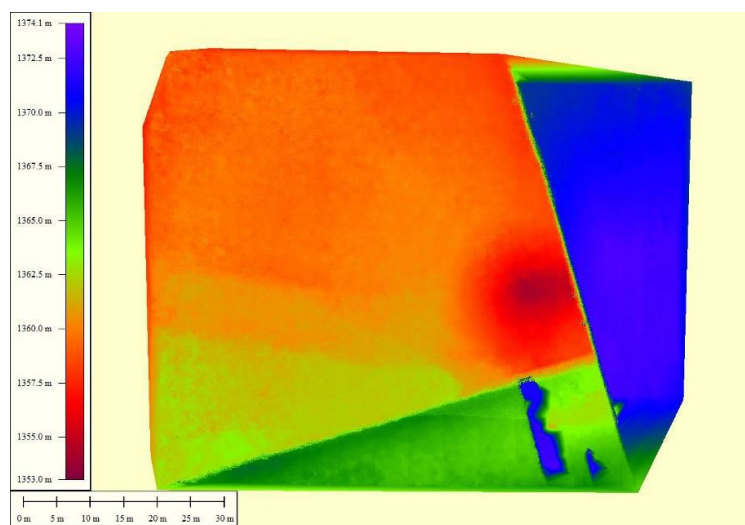


Figura 76: Niveles de lecho [m] de la fosa de erosión relevada con cámara Kinect - $Q=75 \text{ m}^3/\text{s}$

3.7.5. Erosión observada para un caudal de $100 \text{ m}^3/\text{s}$

En la Figura 77 se presentan las curvas de nivel generadas en la fosa de erosión a partir de los puntos relevados con nivel óptico para este caudal ensayado. Aquí también se produce el despegue del flujo del salto esquí del CM, por lo que la cota mínima ocurre aguas abajo del CM ($H_{\text{mín}}$: 1350,96 msnm en prototipo) y no inmediatamente al pie de esta estructura. En la Figura 78 se presenta la superficie 3D generada con cámara Kinect.

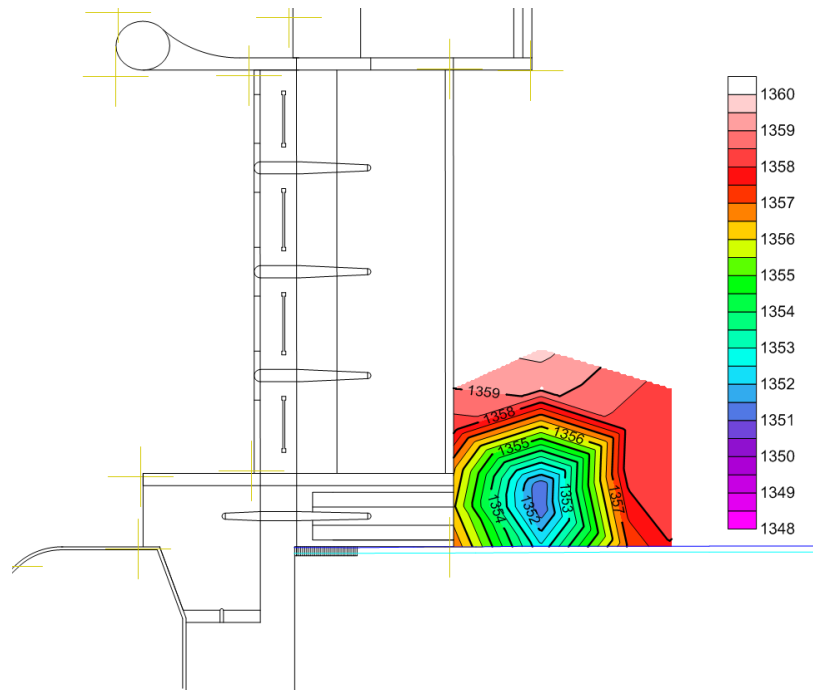


Figura 77: Curvas de nivel [m] en la fosa de erosión construida a partir de puntos relevados con nivel óptico - $Q=100 \text{ m}^3/\text{s}$

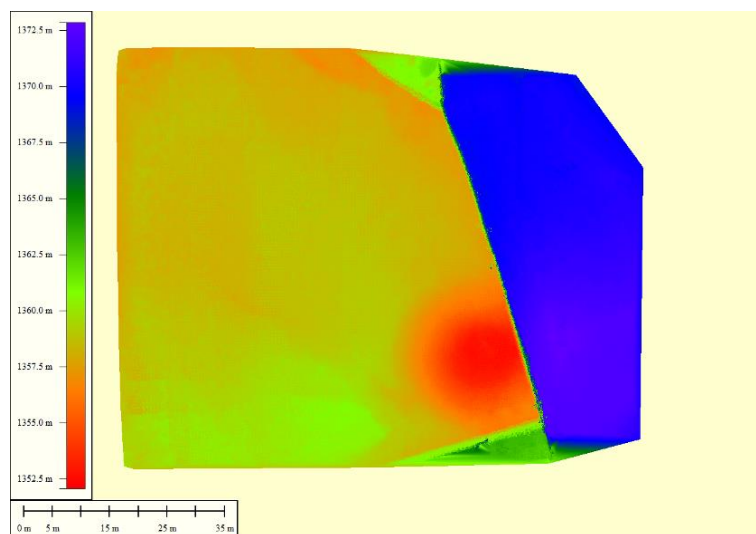


Figura 78: Niveles de lecho [m] de la fosa de erosión relevada con cámara Kinect - $Q=100 \text{ m}^3/\text{s}$

3.7.6. Erosión observada para un caudal de $150 \text{ m}^3/\text{s}$

En la Figura 79 se presentan las curvas de nivel generadas en la fosa de erosión a partir de los puntos relevados con nivel óptico para este caudal ensayado. Aquí también la fosa ocurre aguas abajo del CM (y no inmediatamente al pie de la estructura) ($H_{\text{mín}}$: 1348,49 msnm en prototipo). En la Figura 80 se presenta la superficie 3D generada con cámara Kinect.

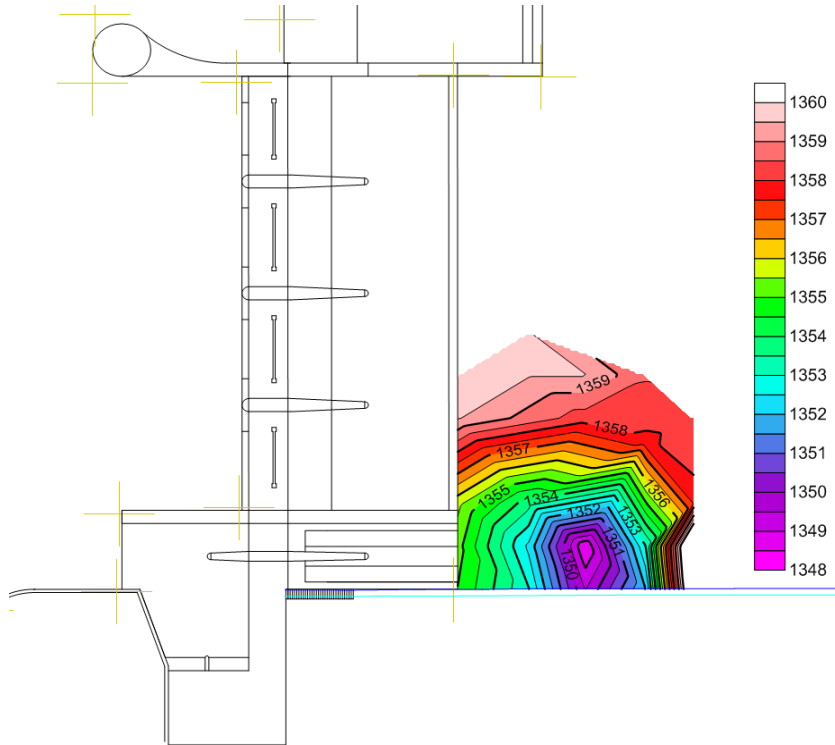


Figura 79: Curvas de nivel [m] en la fosa de erosión construida a partir de puntos relevados con nivel óptico - $Q=150 \text{ m}^3/\text{s}$

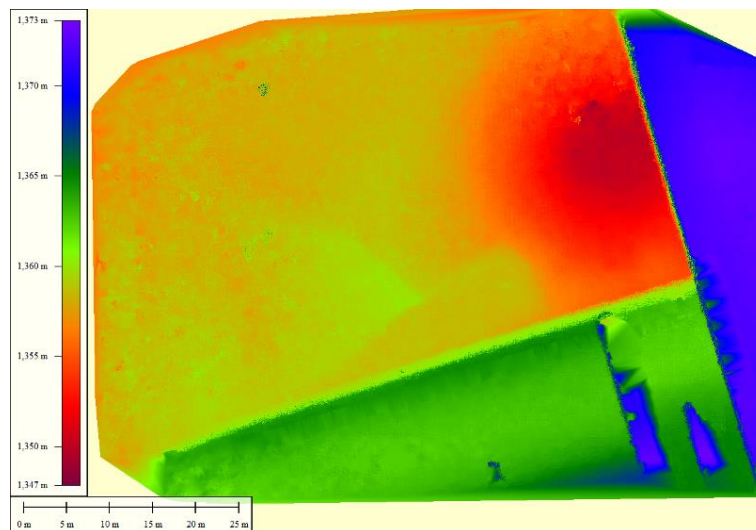


Figura 80: Niveles de lecho [m] de la fosa de erosión relevada con cámara Kinect - $Q=150 \text{ m}^3/\text{s}$

3.7.7. Contraste de las erosiones observadas para distintos caudales

En la Figura 81 se presenta un plano de planta del Dique Los Molinos donde se muestra la ubicación de los perfiles donde se realizara el contraste para los distintos ensayos.

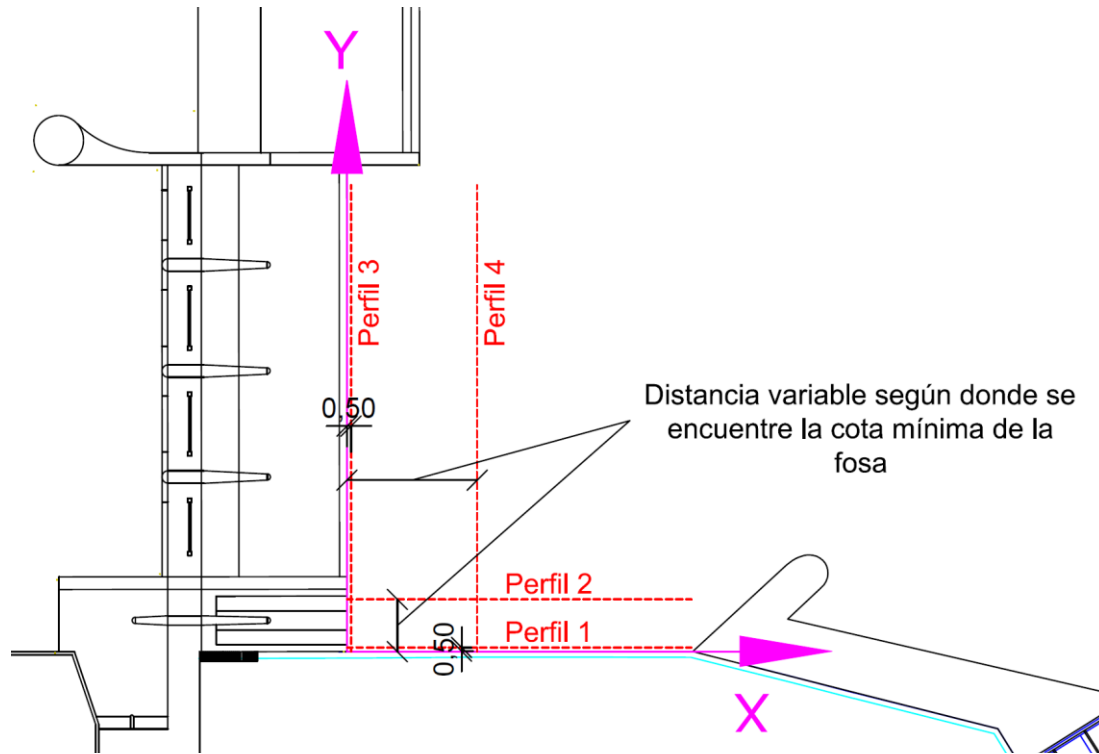


Figura 81: Ubicación de los perfiles de la fosa de erosión incluidos en el contraste.

El Perfil 1 se realizó sobre la margen derecha del río. El Perfil 2 se realizó en coincidencia con la cota mínima de cada ensayo, entonces permite representar la envolvente de erosión de las diferentes fosas relevadas. Para los casos de 15 y 30 m³/s, el punto mínimo se desarrolló inmediatamente aguas abajo del CM (y se muestra en el Perfil 1); y es por ello que para ambos caudales no se realizó el Perfil 2. El Perfil 3 se realizó en forma transversal al flujo inmediatamente aguas abajo de la obra. El Perfil 4 se realizó transversalmente al flujo por donde pasa la cota mínima de cada ensayo, entonces al igual que para el caso del Perfil 2 no se realizó para los 2 caudales menores (15 y 30 m³/s) donde no despega el flujo pero si para los demás.

3.7.8. Resumen de los principales resultados obtenidos

A continuación, en las Figura 82, Figura 83, Figura 84, Figura 85, Figura 86 y la Tabla 22 se presentan los principales resultados obtenidos durante el desarrollo de esta etapa de trabajo.

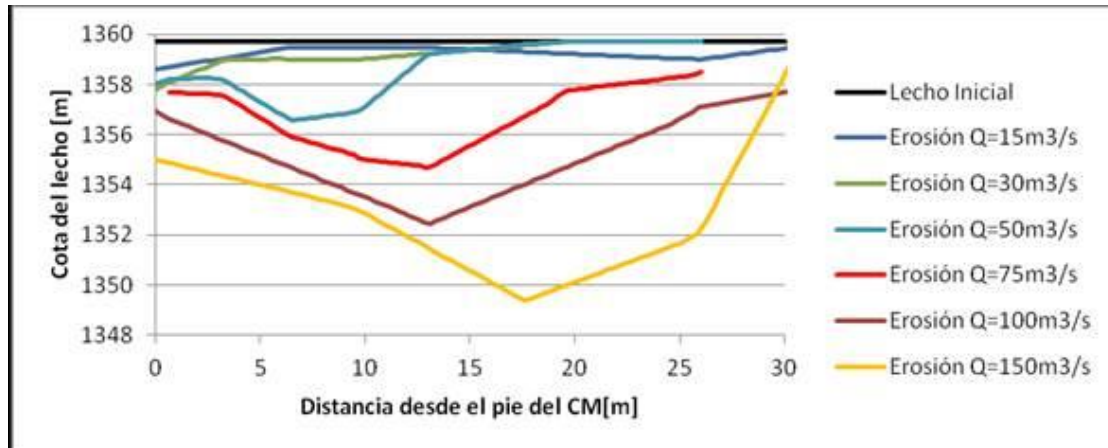


Figura 82: Perfil 1 de los diferentes ensayos realizados.

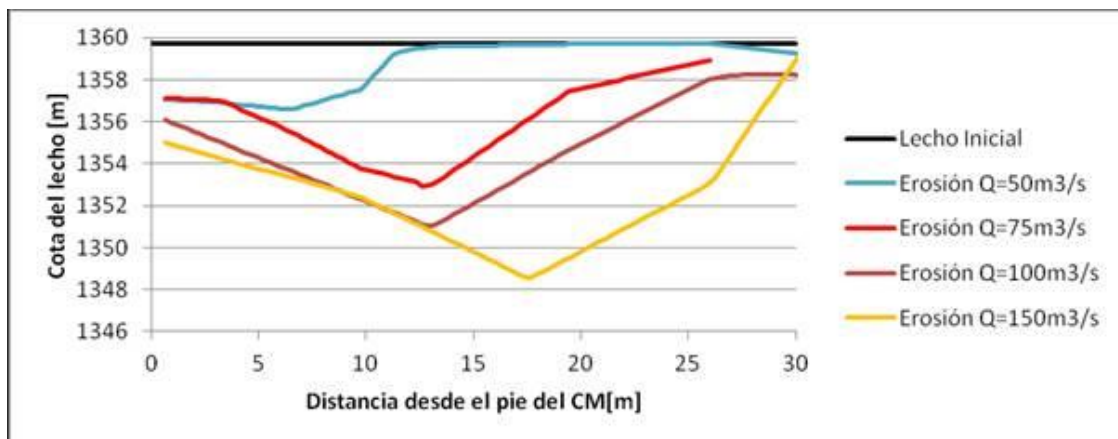


Figura 83: Perfil 2 de los diferentes ensayos realizados.

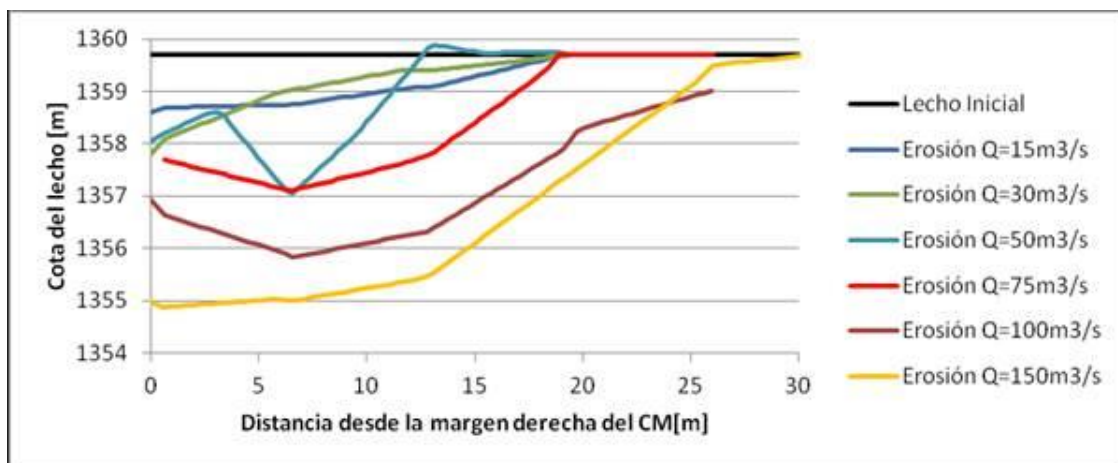


Figura 84: Perfil 3 de los diferentes ensayos realizados.

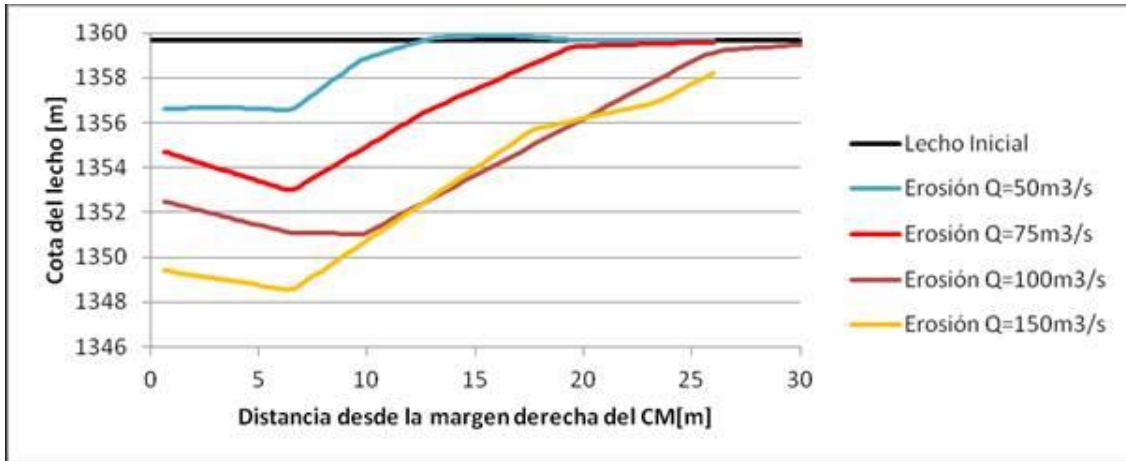


Figura 85: Perfil 4 de los diferentes ensayos realizados.

Caudal [m ³ /s]	Cota mínima de erosión aguas debajo de CM [m]	Profundidad de erosión respecto al nivel de lecho inicial [m]	Distancia donde ocurre la cota mín. desde el pie del CM [m]
15	1358,6	1,14	0,0
30	1357,8	1,94	0,0
50	1356,55	3,20	6,5
75	1352,91	6,83	12,0
100	1350,96	8,78	13,0
150	1348,49	11,25	17,6

Tabla 22: Resumen de los ensayos realizados.

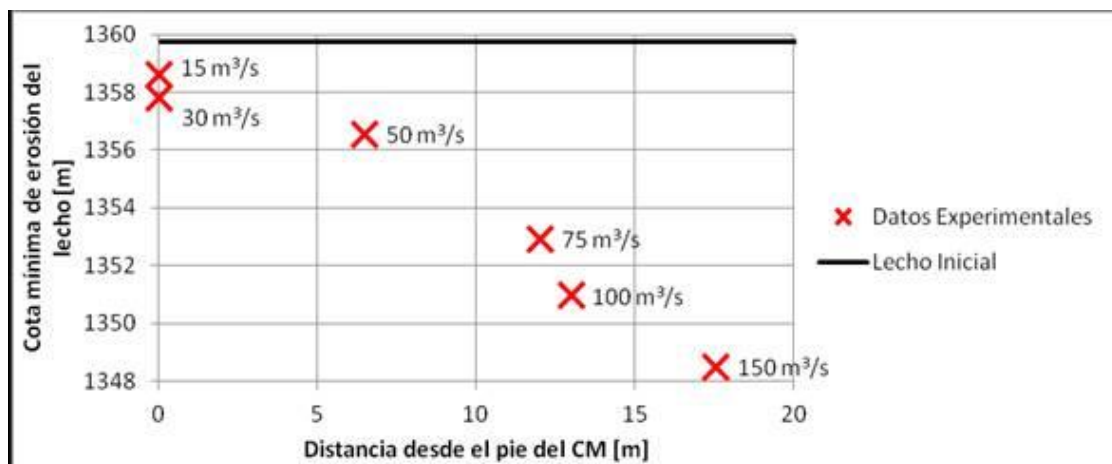


Figura 86: Ubicación de las cotas mínimas relevadas en los diferentes ensayos.

De los resultados obtenidos se concluye que el muro colado transversal se construirá a 2,5 metros de distancia del pie del CM con una cota de

fundación de 1345 m. Además, el muro colado longitudinal se construirá con la misma cota de fundación y tendrá una longitud de 30 m. medidos desde donde nace el muro transversal.

3.8. Optimización de los Procedimientos de Operación de las estructuras de control (compuertas) para eventos de crecidas simulando condiciones de flujo sin aporte de sedimentos

En esta sección se detallan las actividades experimentales y resultados alcanzados en el modelo Físico del Dique Los Molinos y que se menciona en la sección 3.4.3, es decir:

“Verificar y optimizar las consignas de operación de las estructuras de control, a los fines de regular los procesos hidrosedimentológicos presentes en las proximidades de la presa aguas arriba.”

Se ha definido como caudal de referencia para esta sección $600 \text{ m}^3/\text{s}$, considerado un evento de recurrencia ordinaria y compatible con las posibilidades reales de operación de los órganos de evacuación móviles (según los criterios de operación actuales). Se advierte que la totalidad de este caudal seleccionado puede ser evacuado por la estructura del dique móvil y canal moderador.

Partiendo de este caudal de referencia se planificaron dos conjuntos de ensayos a fondo móvil: sin aporte de material (cuyos resultados se muestran en esta sección) y con aporte de material (en la sección siguiente) aguas arriba de la zona de estudio.

Los ensayos sin aportes, permiten analizar, aspectos hidrodinámicos del flujo en las inmediaciones de la obra y el impacto morfológico en el cauce aguas arriba, resultante de distintas combinaciones o alternativas de apertura

de compuertas. Se busca obtener una metodología de apertura de compuertas para los hidrogramas de crecida anuales.

Las múltiples combinaciones posibles fueron evaluadas sobre la perspectiva de tres aspectos funcionales fundamentales:

- 1. La capacidad de remoción de sedimentos aguas arriba de la obra,** estimando la capacidad hidráulica y sedimentológica de evacuación de cada órgano de descarga y del conjunto.
- 2. La configuración del cauce aguas arriba de la obra una vez finalizado el evento.** Con los ensayos se estimará de forma cualitativa la zona de influencia hidráulica y sedimentológica debido al efecto “llamada” que producen la apertura de los órganos de descarga (vertedero móvil y descargador de fondo) del dique Los Molinos.
- 3. La configuración del cauce en las inmediaciones de la obra de toma,** caracterizando espacialmente los patrones hidrodinámicos del flujo en el entorno de las compuertas, así como también la evolución temporal de la batimetría aguas arriba de las obras.

En virtud de la respuesta observada para las distintas alternativas de operación, se propondrán criterios generales de operación y manejo, los cuales quedarán plasmados a modo de política de operación.

Las premisas adoptadas en la definición de las políticas de operación de las estructuras móviles del dique, están asociadas a los siguientes objetivos:

- 1. Minimizar la erosión aguas abajo del canal moderador.**
- 2. Minimizar la remoción de material al pie del muro insumergible (aguas arriba de la obra y que separa al dique móvil del canal moderador y que se muestra en la Figura 101).**
- 3. Formación de un canal de llamada hacia la obra de toma una vez pasada la creciente.**

3.8.1. Área de estudio

A partir de la observación temporal de imágenes satelitales se ha inferido que la máxima zona activa por la llamada de las obras de descarga se desarrolla en un dominio próximo de 200m x 200m en el prototipo, por lo que se ha dispuesto en el modelo, de un fondo móvil respetando el área mencionada (ver Figura 87). En el sector identificado se reemplazó el fondo fijo por arena de granulometría cuasi uniforme en el rango 0,6 -1 mm de diámetro.



Figura 87: Área de estudio con lecho erosionable (fondo móvil).

La zona de ingreso de flujo al modelo permanece con lecho fijo y entre la zona inmediatamente adyacente al dique y el lecho fijo, se colocó material de transición de tamaño 1 – 5mm para evitar un cambio abrupto de la rugosidad y la aparición de efectos parásitos indeseados.

Aguas abajo del dique móvil se construyó una tolva que permitió retener sedimentos y medir el volumen sólido que haya pasado por las estructuras móviles. En cuanto al perfil longitudinal inicial, previo a cada ensayo, se niveló el fondo móvil de arena a la cota de descarga de cada estructura, manteniendo

hacia aguas arriba el ángulo de reposo del material hasta alcanzar la cota del dique fijo (1373 msnm) (Figura 88).

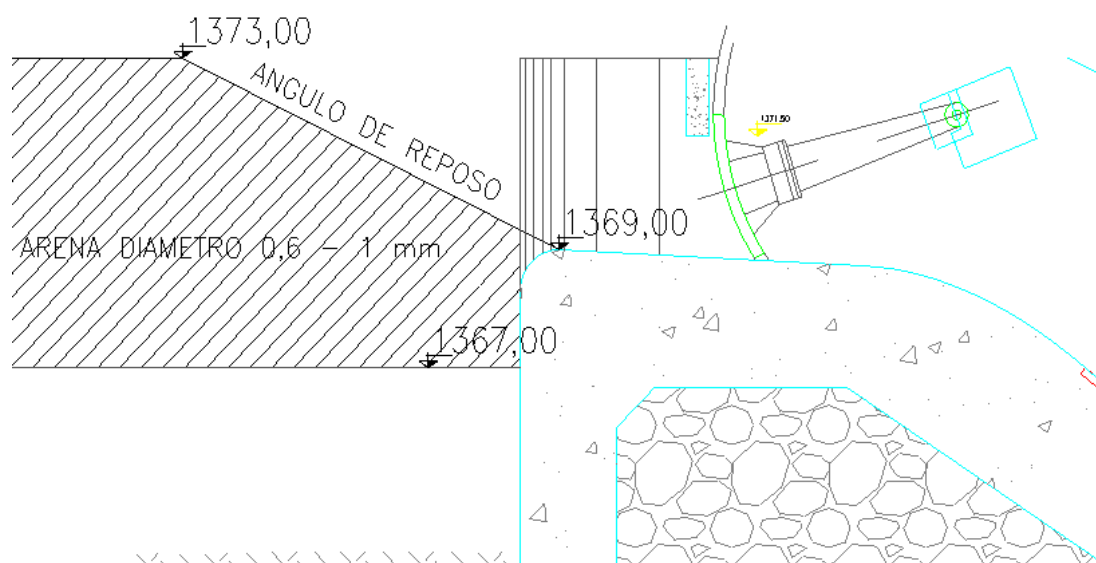


Figura 88: Perfil longitudinal al inicio de cada ensayo.

3.8.2. Ensayos de Operación a fondo móvil aguas arriba

Se realizaron 10 ensayos con fondo móvil aguas arriba del dique, los primeros ensayos fueron definidos con un caudal de $600 \text{ m}^3/\text{s}$ en régimen permanente (ensayos 24 al 27). En los ensayos 28 y 29, se realizaron mediciones a caudal variable, mientras que en los ensayos del 30 al 33 se analizaron distintas Alternativas de Políticas de Operación, considerando las mismas junto a representantes de la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Provincia de Jujuy (Ing. Quintana) y representantes de la Inspección de Obra y personal de la empresa (UTE: Benito Roggio e Hijos S.A. – José Cartellone Construcciones Civiles S.A.).

3.8.2.1. Resumen de los ensayos realizados

Como se expresó previamente, se pueden distinguir tres etapas de modelación:

1. Ensayos a Caudal Constante: Ensayos 24 al 27.

2. Ensayos a Caudal Variable: Ensayos 28 y 29.

3. Ensayos de Política de Operación a Caudal Variable: Ensayos del 30 al 33.

A modo introductorio, en la Figura 89 se presenta un diagrama evolutivo del proceso de modelación y aproximación a la política de operación. Posteriormente se describe brevemente la configuración de cada ensayo.

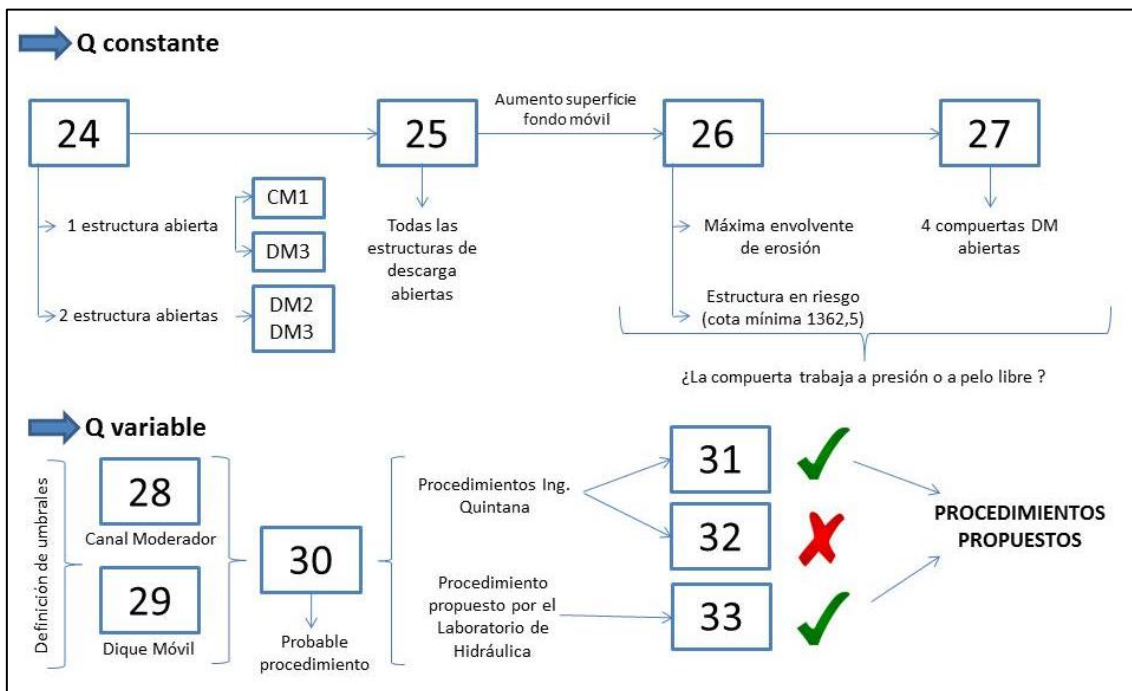


Figura 89: Diagrama evolutivo del proceso de modelación y aproximación a la política de operación.

En el **ensayo 24**, dividido en tres partes, se evaluó la efectividad de la metodología propuesta para los ensayos a fondo móvil en la zona aguas arriba del Dique Los Molinos. El caudal ensayado fue $600 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo y este fue ingresado con una distribución 65% - 35%, por el Río Grande y Río Reyes respectivamente. En la primer parte (**parte A**) de este ensayo, la única estructura que permaneció abierta fue la compuerta DM3. El objetivo del ensayo fue verificar el comportamiento hidráulico de esta estructura ante la condición de la presencia del fondo móvil aguas arriba de la misma y cuantificar el volumen de sedimento evacuado a lo largo del tiempo. Se seleccionó en primer instancia esta compuerta (DM3) ya que la experiencia previa indica que

es la de mayor eficiencia en la descarga de caudal líquido. En la segunda parte del ensayo (**parte B**), la única estructura que permaneció abierta fue una compuerta del canal moderador (descargador CM1). Todas las demás (tanto del DM como del CM) estuvieron cerradas. El objetivo buscado fue el mismo que en la primera parte del ensayo. Finalmente, en la tercer parte del ensayo, (**parte C**); se mantuvieron abiertas las dos compuertas del DM de mayor eficiencia hidráulica (DM2 y DM3). Todas las demás (tanto del DM como del CM) estuvieron cerradas.

Los **ensayos 25 y 26** tuvieron como objetivo evaluar ante la total apertura de las estructuras móviles de la presa el área de influencia máxima hacia aguas arriba, en cuanto a la remoción de sedimentos. Para ello se fueron abriendo sucesivamente las 6 estructuras existentes: las 4 compuertas del dique móvil (DM) y los 2 descargadores de fondo del canal moderador (CM).

En el **ensayo 27**, a diferencia de los ensayos anteriores, no incluyó la apertura de las compuertas del CM, con lo cual se observó el efecto resultante en las inmediaciones de la obra de toma.

Los **ensayos 28 y 29**, permitieron evaluar los umbrales de caudal para los cuales las estructuras trabajan bajo diferentes configuraciones de flujo (es decir a **pelo libre o a presión**). Estos efectos se observaron durante los ensayos previos y permitieron advertir consecuencias directas en la eficiencia de evacuación de sedimentos según cada condición de flujo.

Los **ensayos 30 al 33**, permitieron representar y aproximar políticas operativas, arribando a dos criterios bien definidos, **Esperar el Evento con el Dique Móvil Cerrado** y **Esperar el Evento con el Dique Móvil Abierto**.

A continuación se describirá con mayor detalle cada conjunto de ensayos, los principales resultados y conclusiones particulares.

3.8.2.2. Ensayos a Caudal Constante: Ensayos 24 al 27

En la siguiente tabla (Tabla 23), se resumen los ensayos realizados a caudal constante:

Ensayo Nº	Q Río Grande (m ³ /s)	Q Río Reyes (m ³ /s)	Q Total (m ³ /s)	Estructuras de descarga						Obs.
				CM1	CM2	DM1	DM2	DM3	DM4	
24a	390	210	600	/	/	/	/	P	/	DF Vierte
24b	390	210	600	P	/	/	/	/	/	
24c	390	210	600	/	/	/	P	P	/	
25	390	210	600	P	P	L	L	L	L	DF no Vierte
26	390	210	600	P	P	L	L	L	L	
27	390	210	600	/	/	L	L	P	L	

Tabla 23: Ensayos realizados a fondo móvil con caudal constante de 600 m³/s.

Referencias:

/ = Estructura cerrada

L = la estructura trabaja con superficie libre

P = la estructura trabaja a presión.

Ensayo 24: Funcionamiento hidráulico – sedimentológico ocasionado por la apertura de una y dos estructuras de descarga

Los primeros ensayos realizados con la condición de fondo móvil aguas arriba de la presa consistieron en la operación de una única estructura de descarga por etapa (ver Figura 89 y Tabla 23). En primer lugar se procedió a la apertura de la compuerta con mayor eficiencia hidráulica, es decir DM3. En la Figura 90 se incluye un esquema de la fosa de erosión y las líneas de corriente generadas al abrir esta compuerta; mientras que en la Figura 91 puede visualizarse la evolución de la fosa en el tiempo.

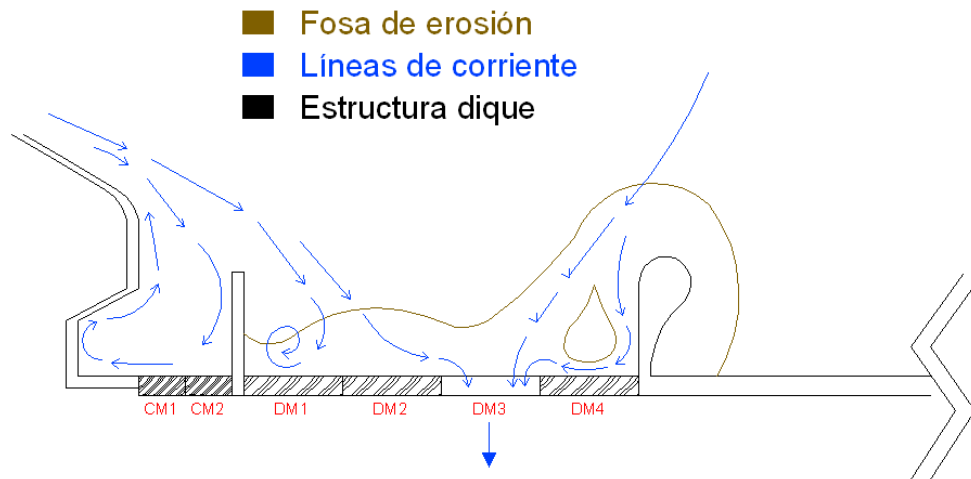


Figura 90: Esquema de la fosa de erosión y líneas de corriente principales luego de la apertura de DM3.

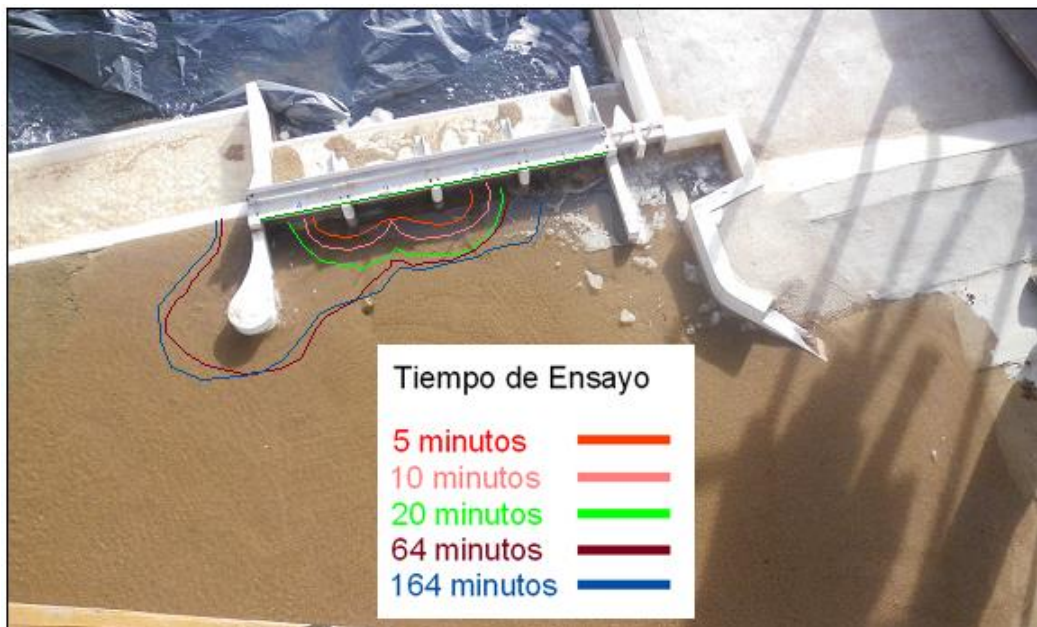


Figura 91: Evolución de la fosa de erosión en el tiempo al abrir DM3.

De la misma manera, para evaluar el comportamiento del fondo móvil se analizó la situación al abrir el CM de mayor eficiencia hidráulica, es decir CM1. En la Figura 92 se incluye un esquema de la fosa de erosión y las líneas de corriente generadas al abrir esta compuerta. En la Figura 93 puede visualizarse la evolución de la fosa en el tiempo.

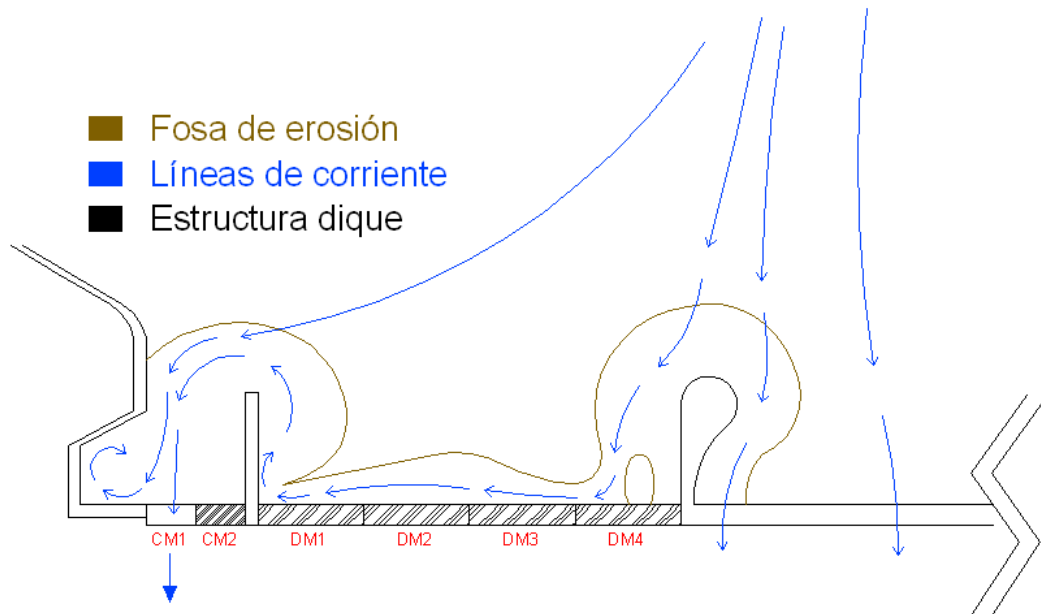


Figura 92: Esquema de la fosa de erosión y líneas de corriente principales luego de la apertura de CM1.

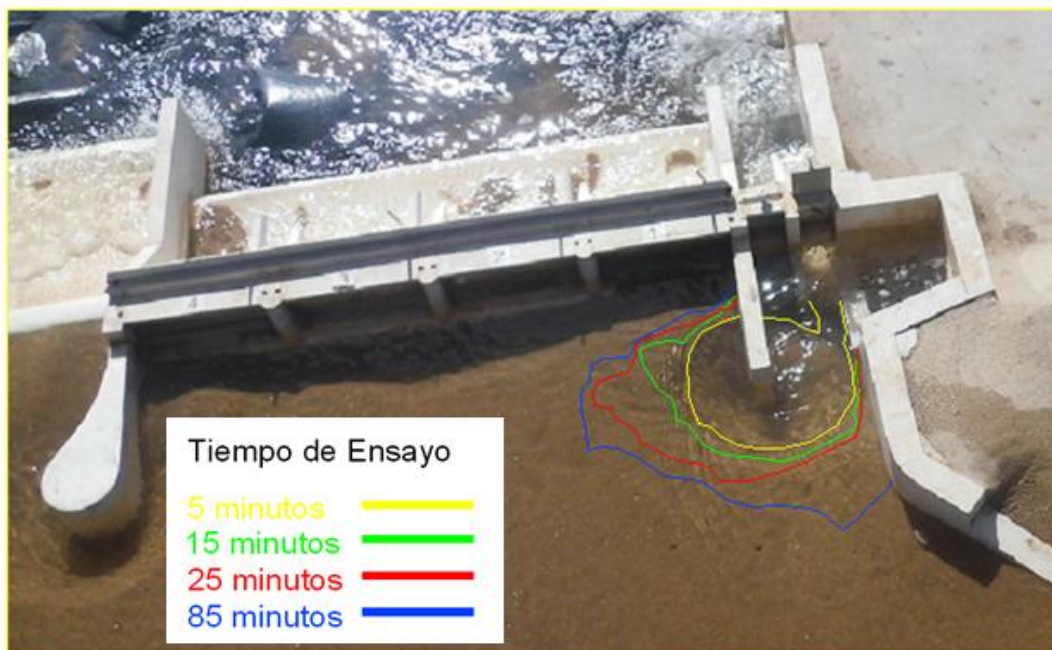


Figura 93: Evolución de la fosa de erosión en el tiempo al abrir CM1.

Para complementar los resultados obtenidos, finalmente se abrieron las dos compuertas que mayor caudal erogaron al mismo tiempo, es decir DM2 y DM3. En la Figura 94 se incluye un esquema de la fosa de erosión y las líneas de corriente generadas al abrir esta compuerta. En la Figura 95 puede visualizarse la evolución de la fosa en el tiempo.

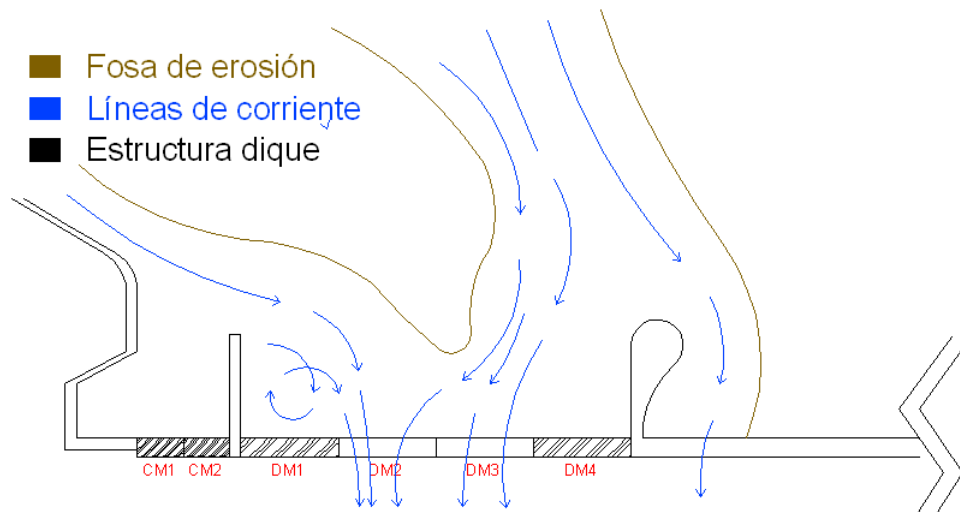


Figura 94: Esquema de la fosa de erosión y líneas de corriente principales luego de la apertura de DM2 y DM3.

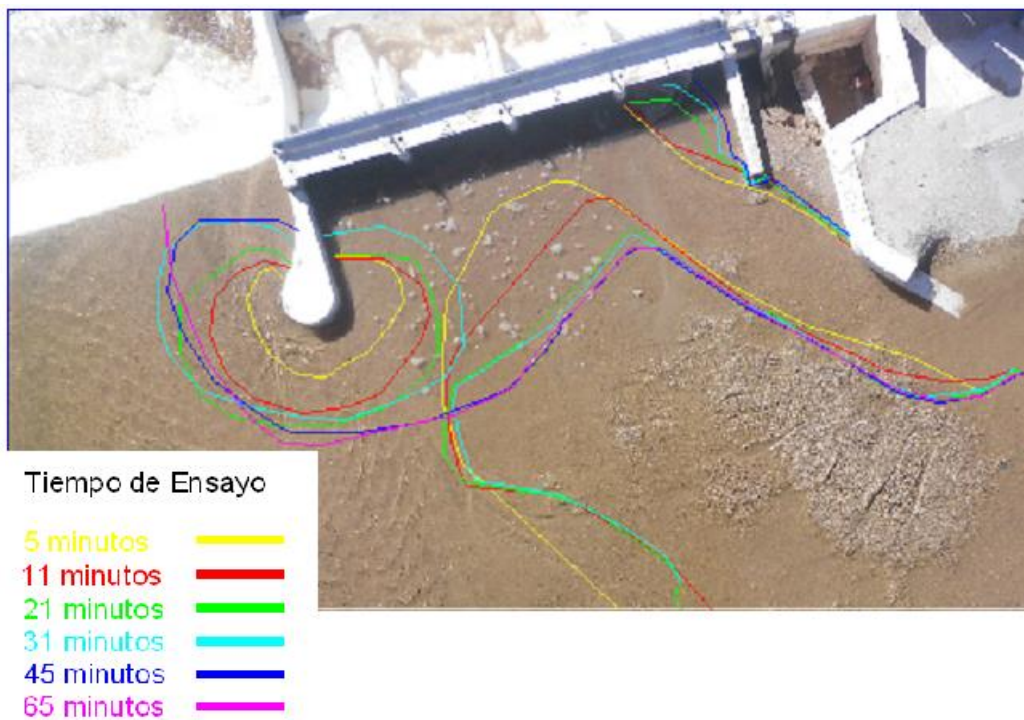


Figura 95: Evolución de la fosa de erosión en el tiempo al abrir DM2 y DM3.

En todas las condiciones analizadas en este ensayo se observó que no hay linealidad en el comportamiento hidráulico/sedimentológico al permitir la evacuación de caudal por una serie de compuertas en forma conjunta y en forma separada; es decir, la fosa de erosión obtenida al abrir una determinada cantidad de compuertas no es igual a la suma de las fosas ocasionadas al abrir por separado cada una de ellas.

Ensayo 25: Evaluación de la máxima influencia aguas arriba en el transporte de sedimentos. Apertura de todas las estructuras de descarga

Luego de realizar la apertura de alguna/s estructuras de descarga del dique, se procedió a evaluar el área de influencia máxima hacia aguas arriba, provocada por la apertura total de las estructuras móviles de la presa (ver Figura 89 y Tabla 23).

Al desarrollar este ensayo, se observó que el área de influencia del mismo superaba los límites definidos originalmente con lecho móvil. Esta conclusión motivó la modificación del lecho hacia aguas arriba, dejando disponible una zona móvil mucho más extensa (de aproximadamente 300 m x 300 m en prototipo), conformando el Ensayo 26.

Ensayo 26: Reevaluación de la envolvente máxima de transporte aguas arriba de la presa (Ajuste del Ensayo 25)

Como se mencionó anteriormente, en este ensayo se reeditó el ensayo 25, previendo una zona de influencia con fondo móvil aguas arriba del dique más extensa (ver Figura 89 y Tabla 23). A partir de este ensayo se comenzó a cuantificar el sedimento evacuado para diferentes condiciones de operación de las compuertas, también se caracterizó la configuración del lecho una vez finalizado el ensayo. Este último aspecto constituye un indicador cualitativo de gran interés al momento de valorar la eficacia de la política de operación aplicada.

La metodología seleccionada para exponer estos resultados fue la reconstrucción de la superficie final aguas arriba de la presa a través de la representación de curvas de nivel (Figura 96) y la cuantificación del volumen de sedimento evacuado en cada caso.

Para cuantificar el volumen de sedimento removido, se utilizaron dos métodos:

1. Finalizado el ensayo, se releva la superficie resultante, luego se digitaliza y finalmente es posible cuantificar a partir de ella, el volumen de arena que se transportó hacia aguas abajo del dique, haciendo la diferencia entre la instancia inicial del ensayo (lecho enrasado) y la final.
2. Por otro lado, para verificar este valor, se construyó una tolva de retención de sedimentos de superficie igual a $0,9 \text{ m}^2$, aguas debajo del dique móvil, la cual permite cuantificar con precisión la cantidad de sedimento depositado y transportado por las estructuras móviles del dique hacia aguas abajo. Para este ensayo el volumen fue de $0,37 \text{ m}^3$ (107777 m^3 en prototipo) con una diferencia de 5% con el otro método utilizado (medición con la tolva).

Se pudo observar en los distintos ensayos realizados que las diferencias obtenidas entre un método de medición y otro, a los sumo resultan del 10%, valor considerado aceptable para la caracterización del fenómeno bajo estudio.

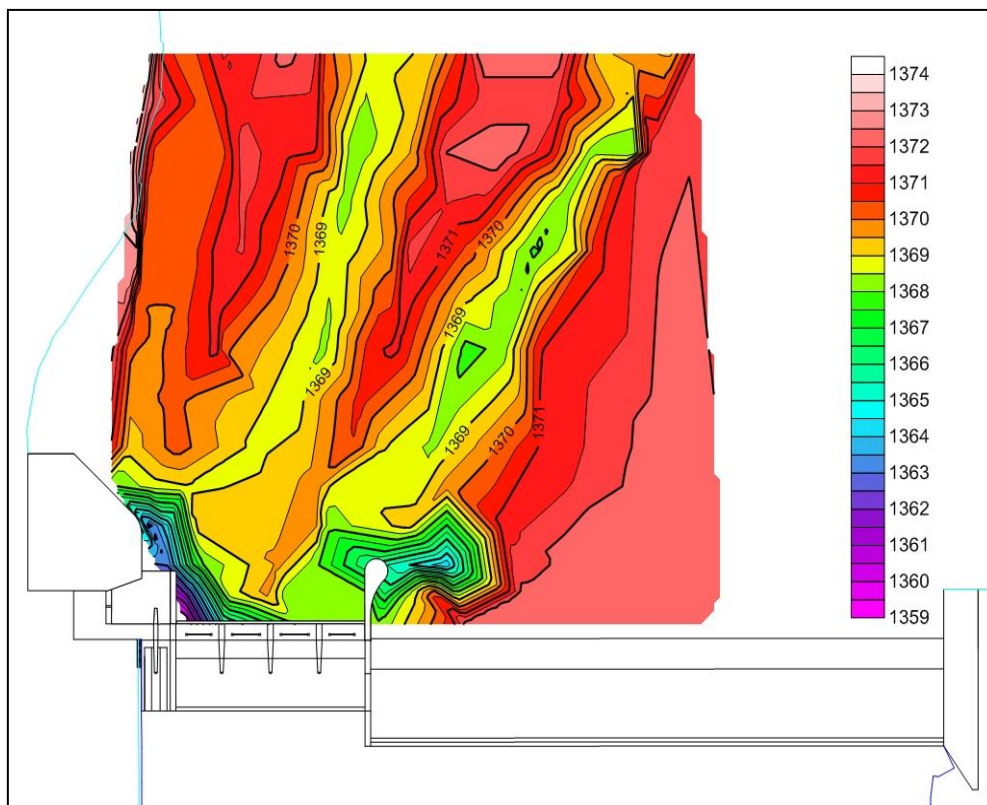


Figura 96: Curvas de nivel del lecho de fondo [m] generadas en el Ensayo 26.

Como principal conclusión de este ensayo, en el que todas las estructuras estuvieron abiertas es que al utilizar el CM como estructura de descarga

(operando el mismo con apertura total durante todo el ensayo), se propicia un descenso del cauce aguas arriba sobre la margen derecha de DM1, que puede ser riesgoso para la estabilidad estructural del CM. A partir de ello, se reprodujo el Ensayo 27 manteniendo cerrados CM durante toda su duración, es decir solo con las 4 compuertas del DM abiertas.

Ensayo 27: Utilización únicamente de DM como estructura de descarga

Tal como se comentó en la descripción del ensayo 26, aquí se realizó la apertura de DM, permaneciendo cerrados los descargadores del CM (ver Figura 89 y Tabla 23).

Para poder comparar los resultados obtenidos en el Ensayo 26, se generó a partir de los datos experimentales la superficie digital del terreno (Figura 97) y se cuantificó el volumen de arena removido durante el ensayo que fue de 0,22 m³ (61468 m³ en prototipo) con una diferencia de 10% con el otro método utilizado (medición con la tolva).

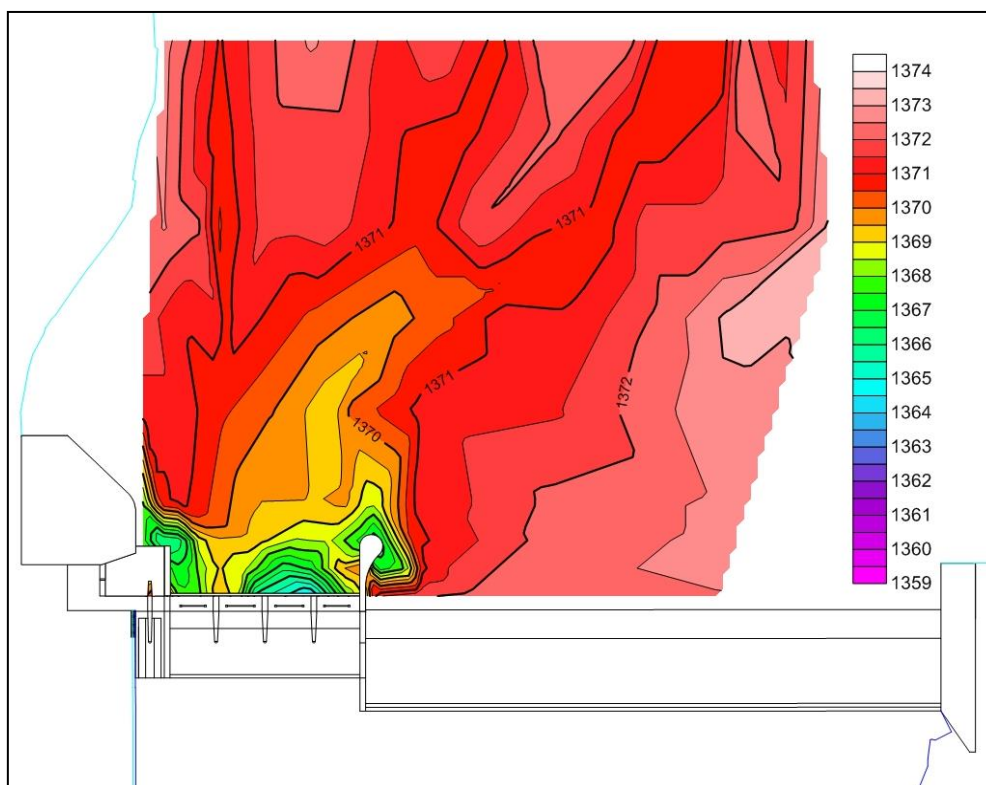


Figura 97: Curvas de nivel del lecho de fondo [m] generadas en el Ensayo 27.

Al realizar este ensayo, y comparándolo con el anterior (Ensayo 26) se concluyó que los descargadores de fondo del CM no deberían ser utilizados como estructura de descarga; sino más bien como estructura de limpieza. Al comparar estos últimos 2 ensayos, se observa claramente el efecto de remoción de sedimentos ocasionado por CM al dejar estas estructuras abiertas durante todo el ensayo.

3.8.2.3. Ensayos a Caudal Variable: 28 y 29

Esta etapa, permitió determinación la evolución del comportamiento hidráulico de las estructuras de descarga a medida que cambian las condiciones de caudal y operación. Durante la realización de los ensayos previos, dos condiciones hidráulicas bien definidas:

- Estructuras de descarga trabajando a **PELO LIBRE**.
- Estructuras de descarga trabajando a **PRESIÓN**.

Cada una de estas conformaciones de flujo en las inmediaciones de la estructura genera efectos locales, en las proximidades y en un entorno más alejado, totalmente distintos. La claridad de estos conceptos, por parte de quien opere los órganos de evacuación, será la clave para garantizar combinaciones exitosas en cuanto al efecto deseado.

Cuando el sistema funciona a **pelo libre** el transporte de sedimentos se generaliza afectando un área de influencia que supera los 200m en prototipo. En esta condición, se produce la máxima eficiencia de evacuación, el arrastre proviene desde zonas más alejadas a la presa.

Por otro lado, si los órganos de evacuación trabajan a **presión**, el fenómeno de remoción se localiza en las inmediaciones de la obra donde se produce la aceleración del flujo. Las velocidades en zonas más alejadas disminuye (efecto de embalse) favoreciendo la deposición de sedimentos lejos de la zona de toma.

Ensayo 28: Umbrales de operación para el Canal Moderador (CM)

En este ensayo, las únicas estructuras que permanecieron abiertas durante todo el ensayo fueron los 2 descargadores de fondo del canal moderador; es decir CM1 y CM2. El objetivo primario del ensayo, fue caracterizar el comportamiento del flujo en la estructura a medida que cambian las condiciones de caudal y la definición de umbrales (o límites) para los cuales las condiciones de flujo cambian, por ejemplo, dejan de trabajar a Pelo Libre y trabajan a Presión.

La variación del caudal representado en este ensayo se presenta en la Figura 98:

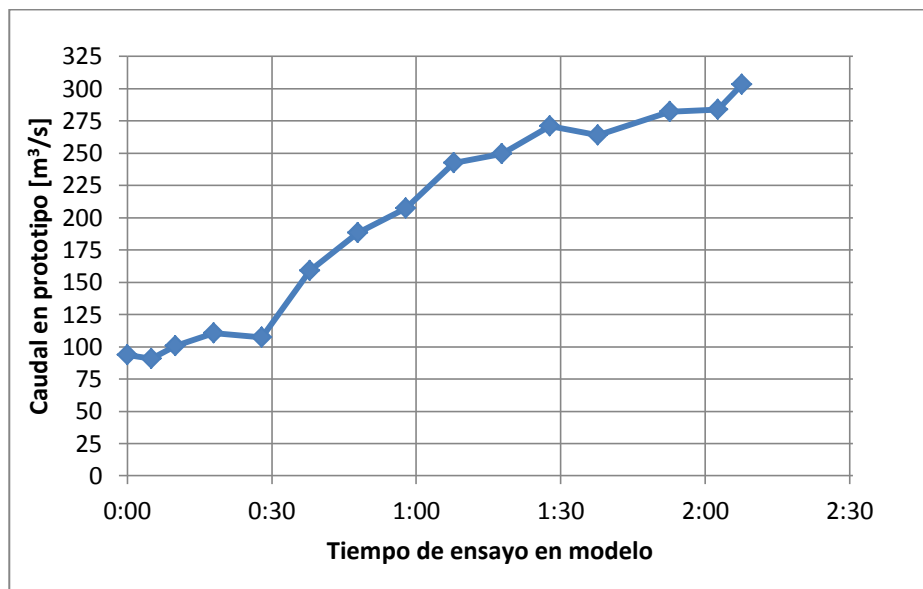


Figura 98: Variación del caudal en el tiempo en el ensayo 28.

A partir de las observaciones realizadas, los umbrales detectados fueron (Ver Tabla 24):

- **160 m³/s:** Máximo caudal con el que 2 descargadores de fondo CM1 y CM2 trabajan a pelo libre.
- **175 m³/s:** caudal con el que se ahoga la primera estructura, en este caso CM1.
- **190 m³/s:** Mínimo caudal con el que las los 2 descargadores de fondo CM1 y CM2 trabajan a presión:

- **300 m³/s:** Máximo caudal que pueden erogar CM1 y CM2 sin que pase agua por el DF (cota del labio vertedor 1373)

Q [m ³ /s]	Comportamiento Hidráulico						¿Vierte agua por DF?
	DM4	DM3	DM2	DM1	CM2	CM1	
160	/	/	/	/	L	L	NO
175	/	/	/	/	L	P	NO
190	/	/	/	/	P	P	NO
300	/	/	/	/	P	P	SI

Tabla 24: Resumen del ensayo 28

Referencias:

/ = Estructura cerrada

L = la estructura trabaja con superficie libre

P = la estructura trabaja a presión.

Además de calcular estos umbrales, también se cuantificó el sedimento removido durante el ensayo. En la figura siguiente puede observarse la superficie digital del terreno generada (Figura 99). La cuantificación del volumen de arena removido durante el ensayo fue de 0,10 m³ (26637 m³ en prototipo) con una diferencia de 6% con el otro método utilizado (medición con la tolva).

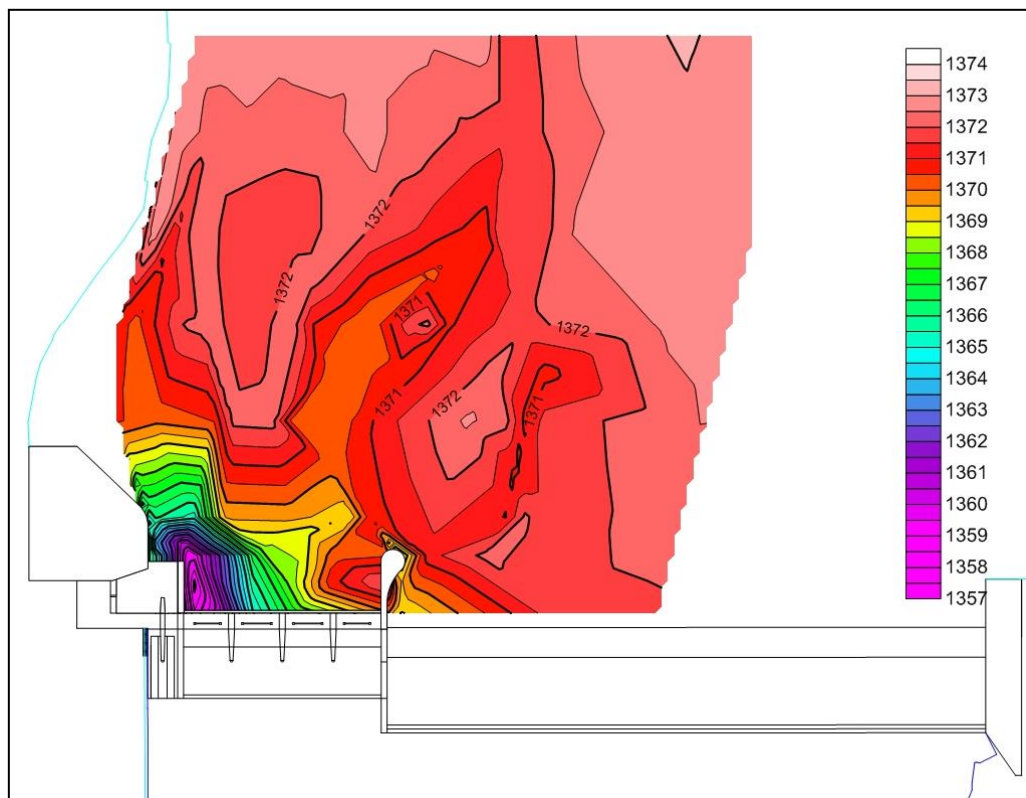


Figura 99: Curvas de nivel del lecho de fondo [m] generadas en el Ensayo 28.

Vale aclarar que en este ensayo se alcanzó la cota mínima aguas arriba de DM1 (sobre su margen derecha), por lo que se confirmó lo que se enunció anteriormente de que los descargadores de fondo del canal moderador solo deben ser utilizados como estructura de limpieza de la zona de toma y no como estructura de descarga ya que pone en riesgo la obra, pudiendo incluso llegar a producir su descalce y posterior colapso.

Ensayo 29: Umbrales de operación para las compuertas del Dique Móvil (DM)

En este ensayo las estructuras que permanecieron abiertas fueron las 4 compuertas del dique móvil; es decir DM1, DM2, DM3 y DM4. Además, se evaluó la máxima capacidad de descarga de todas las estructuras del dique; por lo que también se abrieron CM1 y CM2. La variación del caudal a lo largo del ensayo se presenta en la Figura 100:

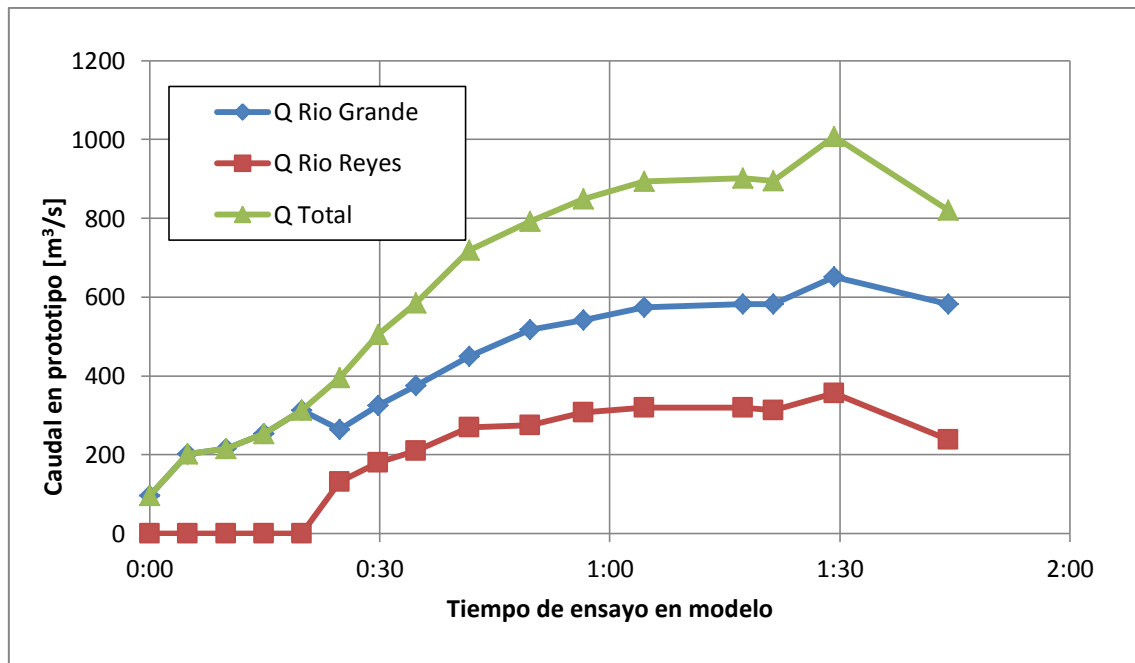


Figura 100: Variación del caudal en el tiempo en el ensayo 29.

Los umbrales de caudal para los cuales las estructuras de descarga poseen un comportamiento hidráulico diferente, son los siguientes (ver Tabla 25):

- **500 m³/s**: Máximo caudal con el que las 4 compuertas del DM trabajan a pelo libre. Al alcanzar este último caudal, se ahoga la primera estructura, en este caso DM4.
- **800 m³/s**: se ahoga DM3 y empieza a verter agua por el DF.
- **820 m³/s**: Máximo caudal que pueden erogar las 4 compuertas del DM y los 2 CM sin superar la cresta del DF (es decir cota en dique fijo 1373).

* *Luego se redujo el caudal a 600 m³/s, se cerraron CM1 y CM2 y en este caso las 4 compuertas del DM trabajaban a presión.*

Q Río Grande [m ³ /s]	Q Río Reyes [m ³ /s]	Q Total [m ³ /s]	Comportamiento Hidráulico						¿Vierte agua por DF?
			DM4	DM3	DM2	DM1	CM2	CM1	
325	180	505	L	L	L	L	/	/	NO
375	210	585	P	L	L	L	/	/	NO
517	275	792	P	P	L	L	/	/	SI
582	319	901	P	P	L	L	P	/	NO
582	313	896	L	P	L	L	P	P	SI
582	239	821	L	L	L	L	P	P	NO
390	210	600	P	P	P	P	/	/	NO

Tabla 25: Resumen del ensayo 29.

Referencias:

/ = Estructura cerrada

L = la estructura trabaja con superficie libre

P = la estructura trabaja a presión.

Una conclusión importante que se obtiene luego de realizar este ensayo, es que se observa que el comportamiento hidráulico de las estructuras de descarga (a pelo libre o a presión) no solo depende del caudal que evacua sino también de la condición del fondo cercano a la misma.

Cuando el sistema funciona a pelo libre la erosión es más generalizada y no se estabiliza con el tiempo, mientras que si trabajan a presión la erosión es local y se estabiliza en un intervalo más breve de tiempo.

Análisis de la evolución de la fosa de erosión aguas arriba de DM1 al abrir CM

Para cuantificar la fosa que se forma aguas arriba de DM1 al abrir el canal moderador, se procedió a evaluar la variación de la cota de fondo en el punto más crítico de esa zona. Se analizó la evolución de la erosión en el punto que se observa en la Figura 101.

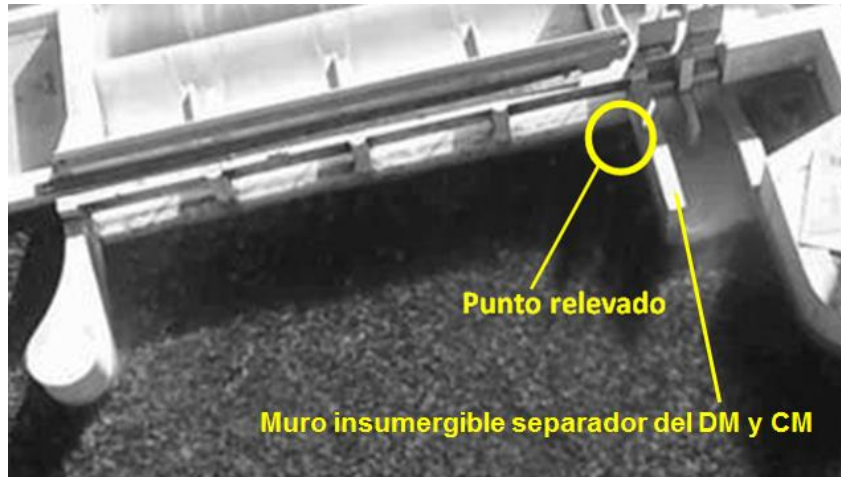


Figura 101: Punto crítico donde se produce la mayor erosión al abrir CM.

El caudal de ensayo para el cual se evaluó dicha evolución fue de $160 \text{ m}^3/\text{s}$, ya que según los resultados obtenidos en el ensayo 28, ese es el máximo caudal con el que 2 descargadores de fondo CM1 y CM2 trabajan a pelo libre (y esta es la condición hidráulica más desfavorable, es decir la que más sedimento transporta). La variación de la cota de fondo en el punto relevado (Figura 101) es la que se observa en la Figura 102.

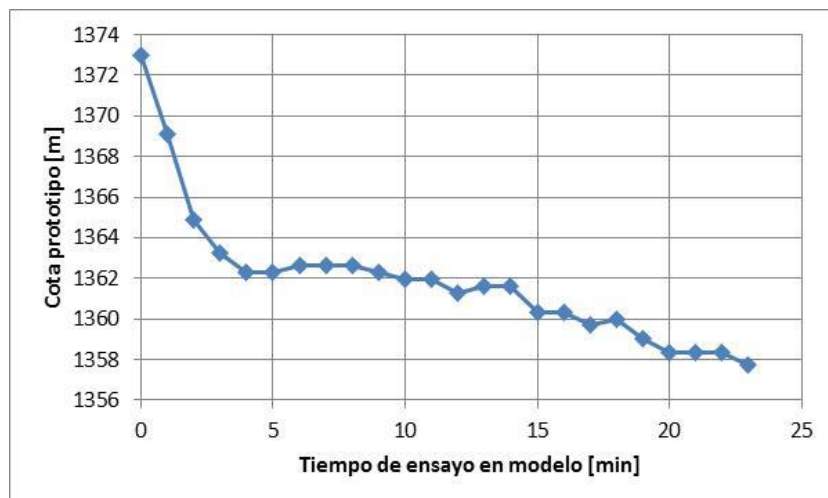


Figura 102: Evolución de la cota de fondo en el punto relevado que se observa en la Figura 101

Ante los resultados observados, se concluyó sobre el cuidado y atención que merece la operación del CM. Se estableció que el tiempo máximo para el cual se puede abrir el canal moderador es de 5 minutos en modelo (que equivale a 40 minutos en prototipo), y de esta forma se evita poner en riesgo la obra.

3.8.2.4. Ensayos a Caudal Variable – POLÍTICAS DE OPERACIÓN: 30 al 33

Como se presentó anteriormente (Figura 89), en primera instancia (sección 3.8.2.2 de este trabajo) se realizaron ensayos a caudal constante, los cuales permitieron caracterizar el funcionamiento hidráulico de las estructuras de descarga del dique durante el pico del hidrograma (ver Tabla 23).

En segunda instancia (sección 3.8.2.3 de este trabajo) y para evaluar al efecto deseado en cuanto a la remoción de sedimentos y conformación final del cauce aguas arriba de la presa, se estudiaron los umbrales (caudales y niveles) de las diferentes estructuras de descarga, para los cuales se manifiestan distintos comportamientos hidráulicos (a Presión y a Superficie Libre).

Al realizarse estos ensayos a caudal variable, se fueron aproximando algunos criterios de operación, los cuales fueron contrastados con otros Criterios Sugeridos por la SSRH de Jujuy (Ing. Quintana). Este proceso, permitió proponer y arribar de una manera más formal y taxativa dos políticas de operación, las cuales se ensayaron y discutieron junto a Proyectistas, Operadores e Inspectores de la obra. A continuación se presentan los resultados obtenidos y la configuración sugerida como Política de Manejo.

Ensayo 30: Evaluación de los efectos de operación alternada durante la variación de caudal.

A partir de los umbrales determinados en el ensayo 28 y 29, se evaluaron distintas alternativas de combinación de operación de los componentes (DM y CM) con el objeto de analizar el efecto que dicha operación tiene en el

transporte de sedimentos aguas arriba de la presa y en las proximidades de la obra de toma.

El ensayo se dividió en etapas para evaluar no solo el máximo caudal de crecida sino también caudales inferiores que podrían considerarse parte del receso de la misma:

1. **Primera etapa** (600 m³/s en prototipo - cota 1374 msnm de superficie libre en Margen Izquierda Dique Móvil).

Se espera la crecida con las 4(cuatro) compuertas del Dique Móvil abiertas. Esto es DM1, DM2, DM3 y DM4. Se mantienen cerradas las del Canal Moderador. Esto genera un transporte adecuado de sedimentos, liberando la zona inmediata a la obra aguas arriba en profundidades compatibles con las fundaciones de las estructuras.

2. **Segunda etapa** (400 m³/s - cota 1371,3 msnm de superficie libre en Margen Izquierda Dique Móvil).

Una vez alcanzada la cota de agua 1371,3 msnm, se cierra la compuerta DM1 del Dique Móvil, dejándose abiertas DM2, DM3 y DM4. Se abre el Canal Moderador (CM1 y CM2) para evacuar los sedimentos presentes en las inmediaciones de la obra de toma y luego se cierra. Resulta necesario cerrar DM1, con el objeto de favorecer la capacidad de descarga de sedimentos con DM2, DM3 y DM4.

3. **Tercera etapa** (200 m³/s - cota 1371 msnm de superficie libre en Margen Izquierda Dique Móvil).

Similar al procedimiento para 400 m³/s. En este caso, se cierra, además de DM1, también DM2, dejando abiertas DM3 y DM4 solamente. Para evacuar sedimentos, se abre el Canal Moderador (CM1 y CM2) durante el tiempo necesario, luego se lo cierra y se conservan solo 2 compuertas (DM3 y DM4) abiertas para la evacuación de todo el caudal.

Lo ensayado y descrito se presenta en la Tabla 26:

:

Q prototipo [m ³ /s]	Q Río Grande [m ³ /s]	Q Río Reyes [m ³ /s]	% de apertura					
			DM4	DM3	DM2	DM1	CM2	CM1
600	380	220	100%	100%	100%	100%	0%	0%
400	260	140	100%	100%	100%	0%	*	*
200	200	0	100%	100%	0%	0%	*	*

Tabla 26: Resumen del ensayo 30.

Referencias:

* = Se abre solo un tiempo de 5 minutos en modelo.

La variación del caudal a lo largo de este ensayo se presenta en la Figura 103. En este caso, el caudal fue una combinación de los Ríos Grande y Reyes (65% y 35% del total respectivamente) para caudales totales mayores a 400 m³/s y para caudales menores a este valor se hizo ingresar al modelo la totalidad del flujo por el Río Grande.

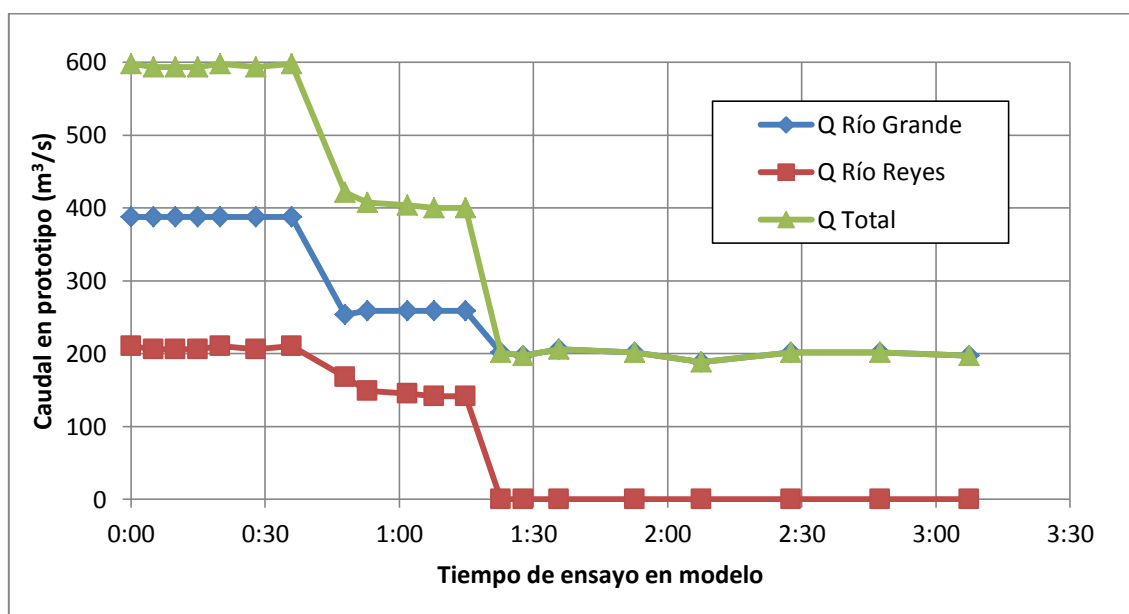


Figura 103: Variación del caudal en el tiempo en el ensayo 30.

En este ensayo, se intentó definir un probable procedimiento de operación a aplicar durante la crecida. Se observó que los 600 m³/s pueden ser erogados a través de las 4 compuertas del DM sin ocasionar una erosión excesiva aguas arriba de la obra.

Además, se verificó la imposibilidad de utilizar el CM como estructura de descarga, ya que al permanecer abierta esta estructura durante un tiempo prolongado, la erosión aguas arriba puede ser riesgosa para el dique.

También se determinó la no conveniencia de ir cerrando paulatinamente las compuertas del DM desde margen derecha a izquierda (es decir desde DM1 hacia DM4), ya que esa operación lo que genera es que se empiece a colmatar sedimento sobre la margen derecha, que es la zona cercana a la obra de toma. Por esto, se empieza a dificultar el paso de flujo hacia la zona de derivación, lo que es una gran desventaja. Para evitar este fenómeno, lo que se propone entonces es ir cerrando las compuertas del DM paulatinamente pero en forma opuesta (desde margen izquierda a derecha).

Políticas de operación sugeridas por el Ing. Quintana (SSRH Jujuy). Ensayos 31 y 32

El Ing. Quintana, quien fue operador por muchos años de la presa, propuso la aplicación de dos procedimientos de operación bien diferenciados:

1. Esperando la crecida con compuertas cerradas (Ensayo 31)
2. Esperando con compuertas abiertas (Ensayo 32).

Ensayo 31: Esperar la crecida con compuertas cerradas.

El ensayo brindó resultados muy aceptables, en cuanto a la conformación final del cauce en las proximidades de la Obra de Toma y Dique Móvil en general. Las etapas involucradas en este ensayo se resumen de la siguiente manera:

1. **Primera etapa** ($Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1374,6 msnm de superficie libre en Margen Derecha Dique Fijo).
 - Se espera el pico de la crecida con todas las compuertas del Dique Móvil y del Canal Moderador cerradas.

- Esto no genera transporte de sedimentos en la zona aguas arriba del dique.



Figura 104: Imagen del flujo en la primera etapa del Ensayo 31.

- 2. Segunda etapa** ($Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1374,6 msnm de superficie libre en Margen Derecha Dique Fijo).

 - Una vez alcanzada esta cota, se procede a la apertura del 10% de cada una de las compuertas del DM en el siguiente orden: DM3 – DM2 – DM4 – DM1 (ver Figura 26).
 - Esto solo genera transporte de sedimentos en la zona inmediatamente aguas arriba del DM (erosión local).
 - Todas las compuertas trabajan a presión
- 3. Tercera etapa** ($Q = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1373,6 msnm de superficie libre en Margen Derecha Dique Fijo)

 - Una vez alcanzada esta cota, se procede a la apertura de otro 10% de cada una de las compuertas del DM, respetando el siguiente orden: DM3 – DM2 – DM4 – DM1. Todas las compuertas quedan abiertas en un 20%.
 - Esto solo genera transporte de sedimentos en la zona inmediatamente aguas arriba del DM (erosión local).
 - Todas las compuertas trabajan a presión.



Figura 105: Imagen del flujo en la tercera etapa del Ensayo 31.

- 4. Cuarta etapa** ($Q = 225 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1373,2 msnm de superficie libre en Margen Derecha Dique Fijo)
- Una vez alcanzada esta cota, se procede a la apertura de las compuertas del DM hasta llegar al 50% de la apertura total de las mismas respetando el mismo orden del paso precedente (DM3 – DM2 – DM4 – DM1).
 - Además se abren las 2 compuertas del CM en un 100% (primero CM1 y luego CM2).
 - En esta etapa comienza la evacuación de sedimentos en la zona aguas arriba del dique provocando la llamada desde un entorno más alejado al dique móvil (100m).
 - Todas las compuertas tanto del DM como del CM trabajan a pelo libre.



Figura 106: Imagen del flujo en la cuarta etapa del Ensayo 31 – Vista desde aguas abajo.



Figura 107: Imagen del flujo en la cuarta etapa del Ensayo 31– Vista desde aguas arriba.

5. **Quinta etapa** (cota 1369 msnm de superficie libre en Margen Derecha Dique Móvil)
- Se cierra CM y los DM y se procede a la apertura de la obra de toma.
 - Una vez colmado el desripador se procede a la apertura del CM2 hasta evacuar el canal aductor.
 - Se cierra CM y se repiten los pasos anteriormente mencionados.
- **ESTA ÚLTIMA ETAPA NO PUDO REALIZARSE EN EL MODELO FÍSICO YA QUE NO CUENTA CON LA OBRA DE TOMA.**

En síntesis, las etapas ensayadas se presentan en la Tabla 27:

Etapa	% de apertura							Q en prototipo (m ³ /s)	Cota sup. agua MD - DF (m)	Cota sup. agua MI - DM (m)	Cota sup. agua MD - DM (m)	Observaciones
	DM1	DM2	DM3	DM4	CM 1	CM2	Toma					
1	-	-	-	-	-	-	-	600	1374,2	1374,6	1374,6	Se hace pasar el agua totalmente por el DF
2	10%	10%	10%	10%	-	-	-	600	1374,2	1374,6	1374,6	Orden de apertura: DM 3,2,4,1
3	20%	20%	20%	20%	-	-	-	250	1373,1	1373,9	1373,6	Orden de apertura: DM 3,2,4,1
4	50%	50%	50%	50%	100%	100%	-	225	1373	1372,6	1372,2	Orden de apertura: DM 3,2,4,1 - CM1,2
5	-	-	-	-	-	-	100%	-	-	-	1369	Cierro CM. Abro toma hasta cargar desripiador. Abro CM hasta evacuar flujo. Repito pasos.

Tabla 27: Resumen del procedimiento con compuertas cerradas – Ensayo 31.

En la Figura 108 se presenta la variación de caudales (en prototipo) a lo largo del ensayo realizado.

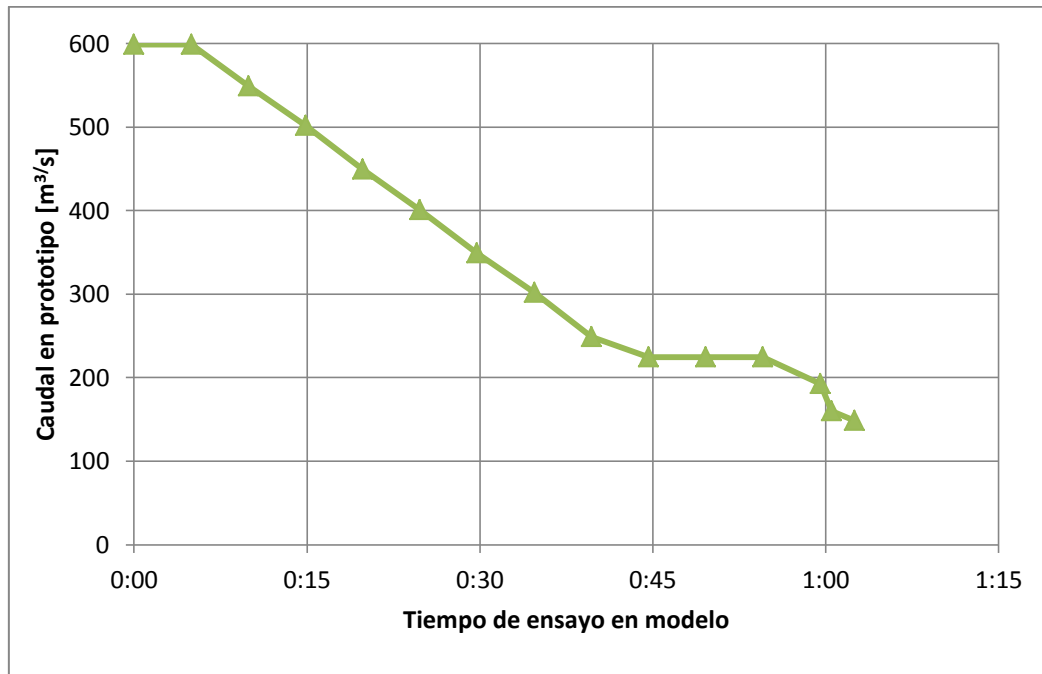


Figura 108: Variación del caudal a lo largo del Ensayo 31.

Al mismo tiempo, durante la realización del ensayo, se tomaron 5 puntos de referencia aguas arriba del dique (ver Figura 109).

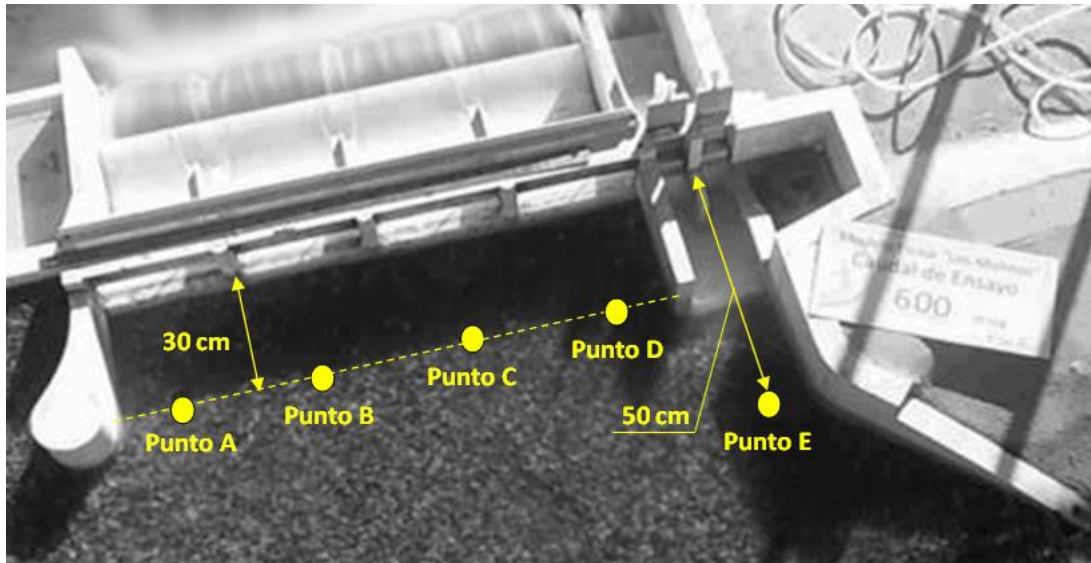


Figura 109: Puntos donde se relevó la erosión durante el ensayo.

Dichos puntos se seleccionaron sobre el centro de cada compuerta y el centro del CM y fueron utilizados para evaluar la variación de cota de fondo y la consecuente evolución y descenso del lecho a lo largo del tiempo (Figura 110).

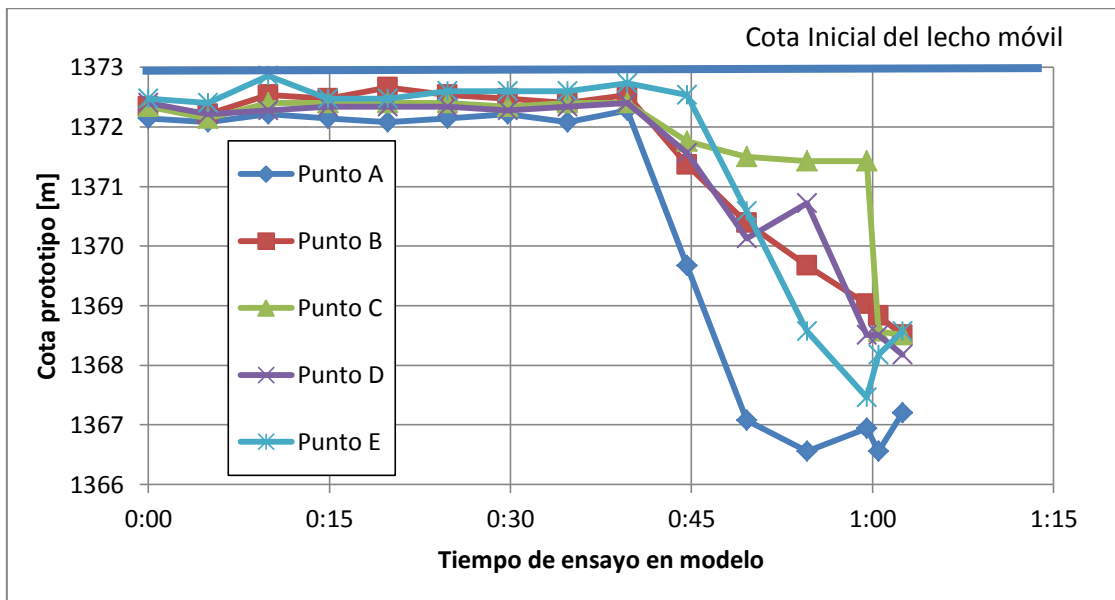


Figura 110: Variación de las cotas del lecho de fondo en 5 puntos característicos durante el Ensayo 33.

Se observa claramente que antes de la etapa 4 (primera hora de ensayo) prácticamente no hay transporte de sedimentos ni erosión en la zona aguas arriba de la presa. Mientras que después de la apertura de los 2 CM y los 4 DM en un 50%, se observa gran variación del lecho de fondo en el tiempo.

Al igual que en otros ensayos realizados, se procedió a capturar la evolución temporal del lecho, durante el desarrollo del ensayo. El resultado se presenta en la secuencia fotográfica de la Figura 111:



Figura 111: Secuencia de imágenes de la fosa de erosión tomadas desde un punto fijo. Tiempos en modelo para el Ensayo 31.

En la Figura 112 se presenta las curvas de nivel de la superficie generada y se cuantificó el volumen de arena removido durante el ensayo que fue de $0,14 \text{ m}^3$ (38660 m^3 en prototipo) con una diferencia de 5% con el otro método utilizado (medición con la tolva).

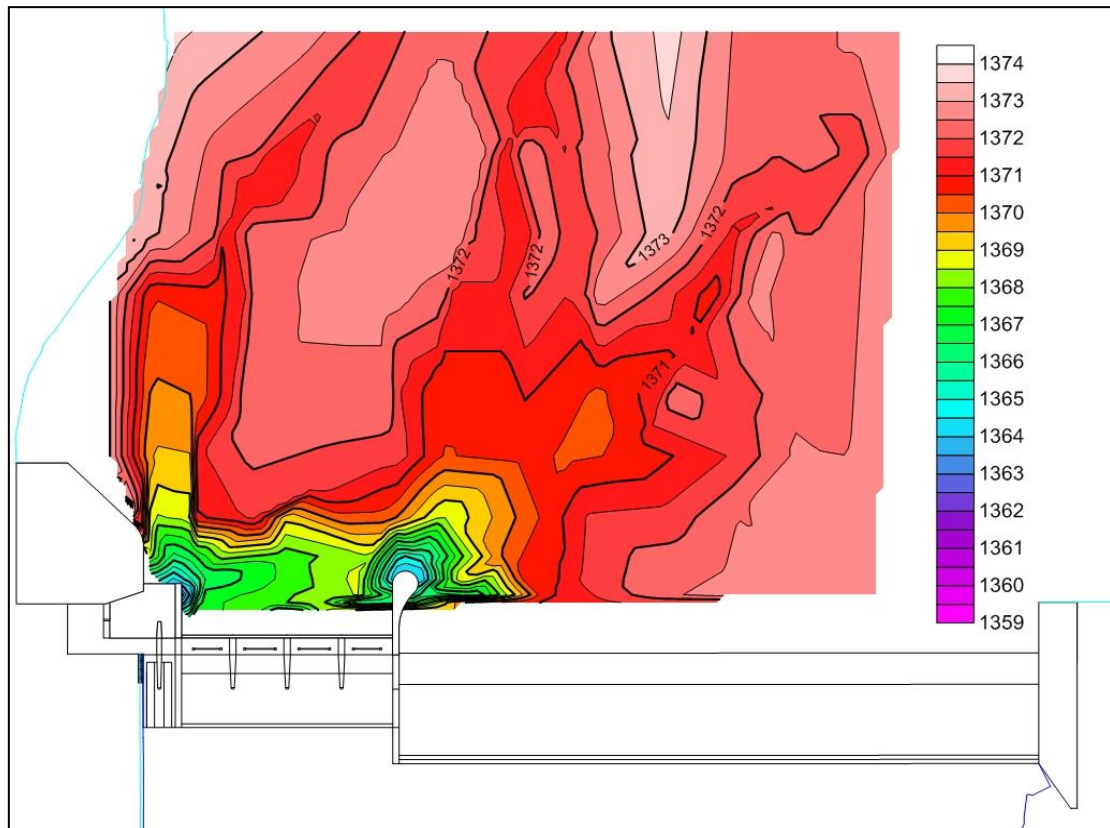


Figura 112: Curvas de nivel del lecho de fondo [m] generadas en el Ensayo 31.

Al realizar este ensayo se comprobó que **la política utilizada en la obra por el Ing. Quintana es aceptable y muy válida**. Por ello, fue considerada como una alternativa de procedimiento de operación de compuertas durante la creciente.

Ensayo 32: Esperar la crecida con compuertas abiertas

Esta etapa contempla la segunda metodología propuesta por el Ing. Quintana. El ensayo se dividió en las siguientes etapas:

- 1. Primera etapa** ($Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1373,6 msnm de superficie libre en Margen Derecha Dique Fijo).
 - Se espera el pico de la crecida con todas las compuertas del Dique Móvil y del Canal Moderador abiertas.
 - Esto provoca un efecto de llamada, favoreciendo el transporte de sedimentos en la zona más alejada aguas arriba del dique.

- CM1 y CM2 trabajan a presión, mientras que las compuertas del DM trabajan a pelo libre.
2. **Segunda etapa** ($Q = 550 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1373 msnm de superficie libre en Margen Derecha Dique Fijo).
 - Una vez alcanzada esta cota (ya no vierte más agua por DF), se procede a cerrar DM4.
 3. **Tercera etapa** ($Q = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1370,25 msnm de superficie libre en Margen Derecha Dique Móvil)
 - Una vez alcanzada esta cota, se procede a cerrar DM3.
 - Todas las estructuras de descarga abiertas trabajan a pelo libre.
 4. **Cuarta etapa** (cota 1369 msnm de superficie libre en Margen Derecha Dique Móvil)
 - Se cierra CM y se abre la obra de toma.
 - Cuando se llene el desripiador se procede a la apertura de CM2 hasta evacuar el canal aductor.
 - Cierro CM y repito los pasos anteriormente mencionados.
- **ESTA ÚLTIMA ETAPA NO PUDO REALIZARSE EN EL MODELO FÍSICO YA QUE NO CUENTA CON LA OBRA DE TOMA.**

En la Tabla 28 se presenta una síntesis de las etapas ensayadas:

Etapa	% de apertura							Q [m ³ /s]	Cota sup. agua MD - DF [m]	Observaciones
	DM4	DM3	DM2	DM1	CM2	CM1	Toma			
1	100%	100%	100%	100%	100%	100%	-	600	1374,6	Se hace pasar el agua totalmente por el DF
2	-	100%	100%	100%	100%	100%	-	550	1373	Orden de apertura: DM 3,2,1,4
3	-	-	100%	100%	100%	100%	-	250	1370,25	Orden de apertura: DM 3,2,1,5
4	-	-	100%	100%	-	-	100%		1369 (Cota MD-DM)	Cierro CM. Abro toma hasta cargar desripiador. Abro CM hasta evacuar flujo. Repito pasos.

Tabla 28: Resumen del procedimiento con compuertas cerradas – Ensayo 32.

En la Figura 113 se presenta la evolución de caudales a lo largo del ensayo realizado.

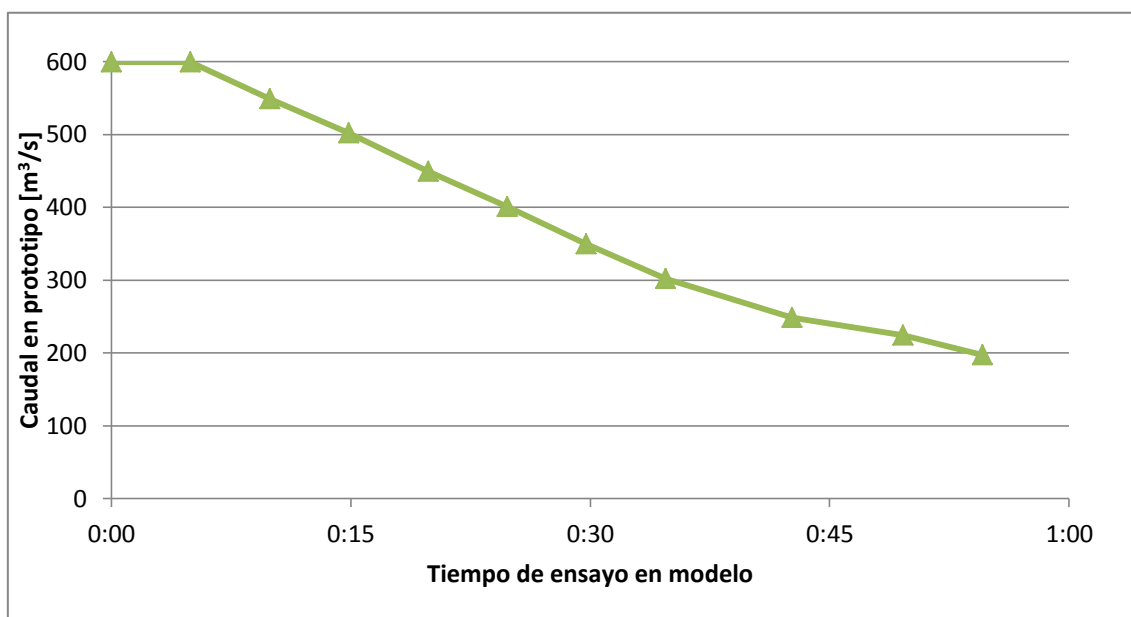


Figura 113: Variación del caudal a lo largo del Ensayo 32.

Al realizar este ensayo se observó una fosa de erosión aguas arriba de la obra similar a lo que se había obtenido en el Ensayo 26 (donde todas las estructuras permanecieron abiertas y el caudal fue constante e igual a $600 \text{ m}^3/\text{s}$ durante todo el ensayo).

Con este ensayo, se confirma que los descargadores de fondo del CM deberían ser utilizados como estructuras de remoción o liberación de sedimentos de las proximidades de la obra de toma. Una vez logrado el efecto deseado, deberían dejar de operar, ya que las concentraciones de flujo en las inmediaciones de la estructura podrían producir efectos indeseados aguas arriba de la misma.

Política de operación sugerida por el Laboratorio de Hidráulica de la UNC (Ensayo 33)

Luego de haber realizado gran cantidad de ensayos que permitieron caracterizar el comportamiento hidráulico de las estructuras (definición de umbrales) y evaluar también los efectos locales en cuanto al transporte de sedimentos aguas arriba de las obras de descarga, se arribó a un

procedimiento de operación que permite maximizar el efecto hacia aguas arriba considerando los siguientes aspectos:

1. La capacidad de remoción de sedimentos aguas arriba de la obra.
2. La configuración del cauce aguas arriba de la obra una vez finalizado el evento.
3. La configuración del cauce en las inmediaciones de la obra de toma.

El procedimiento resultante se divide en las siguientes etapas:

1. **Primera etapa** ($Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1372,5 msnm de superficie libre en Margen Izquierda Dique Móvil).
 - Se espera el pico de la crecida con todas las compuertas del Dique Móvil abiertas y del Canal Moderador cerradas.
 - Esto genera transporte de sedimentos en la zona aguas arriba del dique.
 - Todas las compuertas del DM trabajan a pelo libre.



Figura 114: Imagen del flujo en la primera etapa del Ensayo 33.

2. **Segunda etapa** ($Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1372,5 msnm de superficie libre en Margen Izquierda Dique Móvil).
 - Una vez alcanzada esta cota, se procede a la apertura de los canales moderadores en el siguiente orden: CM1 – CM2.
 - Esto genera transporte de sedimentos en la zona aguas arriba del dique.

- Todas las compuertas (tanto del DM como del CM) trabajan a pelo libre.
- **Los descargadores del CM no deben abrirse por un lapso mayor a 5 minutos (en modelo, lo que equivale a 40 minutos en prototipo), caso contrario se produce una socavación importante aguas arriba sobre la margen derecha de DM1.**



Figura 115: Imagen del flujo en la segunda etapa del Ensayo 33.

- 3. Tercera etapa** ($Q = 450 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1372 msnm de superficie libre en Margen Izquierda Dique Móvil)
- Una vez alcanzada esta cota, se procede a cerrar DM4. Por lo tanto, quedan abiertas DM1, DM2 y DM3 (las que trabajan semiahogadas, es decir mitad a presión y mitad a superficie libre).
 - Esto no genera transporte de sedimentos en la zona aguas arriba del dique.



Figura 116: Imagen del flujo en la tercera etapa del Ensayo 33.

4. Cuarta etapa ($Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1372 msnm de superficie libre en Margen Izquierda Dique Móvil)

- Una vez alcanzada esta cota, se procede a cerrar DM3. Por lo tanto, quedan abiertas DM1 y DM2.
- DM1 comienza a trabajar a presión, mientras que DM2 trabaja semiahogada.
- Esto no genera transporte de sedimentos en la zona aguas arriba del dique.



Figura 117: Imagen del flujo en la cuarta etapa del Ensayo 33.

5. Quinta etapa ($Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1372 msnm de superficie libre en Margen Izquierda Dique Móvil).

- Una vez alcanzada esta cota, se procede a abrir los canales moderadores en el siguiente orden: CM1 – CM2.
- Esto genera transporte de sedimentos en la zona aguas arriba del dique.
- Todas las compuertas (tanto del DM como del CM) trabajan a pelo libre.
- **Los descargadores del CM no deben abrirse por un lapso mayor a 5 minutos (en modelo, lo que equivale a 40 minutos en prototipo), caso contrario se produce una socavación importante aguas arriba sobre la margen derecha de DM1.**



Figura 118: Imagen del flujo en la quinta etapa del Ensayo 33.

6. Sexta etapa ($Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo - cota 1371,5 msnm de superficie libre en Margen Izquierda Dique Móvil)

- Una vez alcanzada esta cota, se cierra DM2. Por lo tanto, solo queda abierta DM1.
- DM1 trabaja a presión.
- Esto no genera transporte de sedimentos en la zona aguas arriba del dique.



Figura 119: Imagen del flujo en la sexta etapa del Ensayo 33.

7. Séptima y octava etapa (cota 1369 msnm de superficie libre en Margen Derecha Dique Móvil)

- Cierro DM1.
- Se procede a la apertura de CM en el siguiente orden: CM1 – CM2.
- Luego se cierra CM y se abre la obra de toma.
- Cuando se colmata el desripiador se procede a la apertura de CM2 hasta evacuar el canal aductor.
- Se cierra CM y se repiten los pasos anteriormente mencionados.

• ESTA ÚLTIMA ETAPA NO PUDO REALIZARSE EN EL MODELO FÍSICO YA QUE NO CUENTA CON LA OBRA DE TOMA.

En síntesis, las etapas ensayadas se presentan en la Tabla 29:

Etapa	% de apertura							Q prototipo (m ³ /s)	Cota sup. agua margen izquierda DM (m)	Observaciones
	DM4	DM3	DM2	DM1	CM2	CM1	Toma			
1	100%	100%	100%	100%	-	-	-	600	1372,5	Orden de apertura: DM 3,2,4,1
2	100%	100%	100%	100%	100%	100%	-	600	1372,5	Orden de apertura: CM1,2 - Abro solo para la limpieza de la zona de toma y luego cierro nuevamente
3	-	100%	100%	100%	-	-	-	450	1372	Cierro DM4. No vierte agua por DF
4	-	-	100%	100%	-	-	-	300	1372	Cierro DM3. No vierte agua por DF
5	-	-	100%	100%	100%	100%	-	300	1372	Orden de apertura: CM1,2 - Abro solo para la limpieza de la zona de toma y luego cierro nuevamente
6	-	-	-	100%	-	-	-	150	1371,5	Cierro DM2. No vierte agua por DF
7	-	-	-	-	100%	100%	-	100	1369	Cierro DM1. Orden de apertura: CM1,2
8	-	-	-	-	-	-	100%			Cierro CM. Abro toma hasta cargar desripiador. Abro CM hasta evacuar flujo. Repito pasos.

Tabla 29: Resumen del procedimiento con compuertas abiertas – Ensayo 33.

En la Figura 120 se puede observar la variación de caudales en el tiempo.

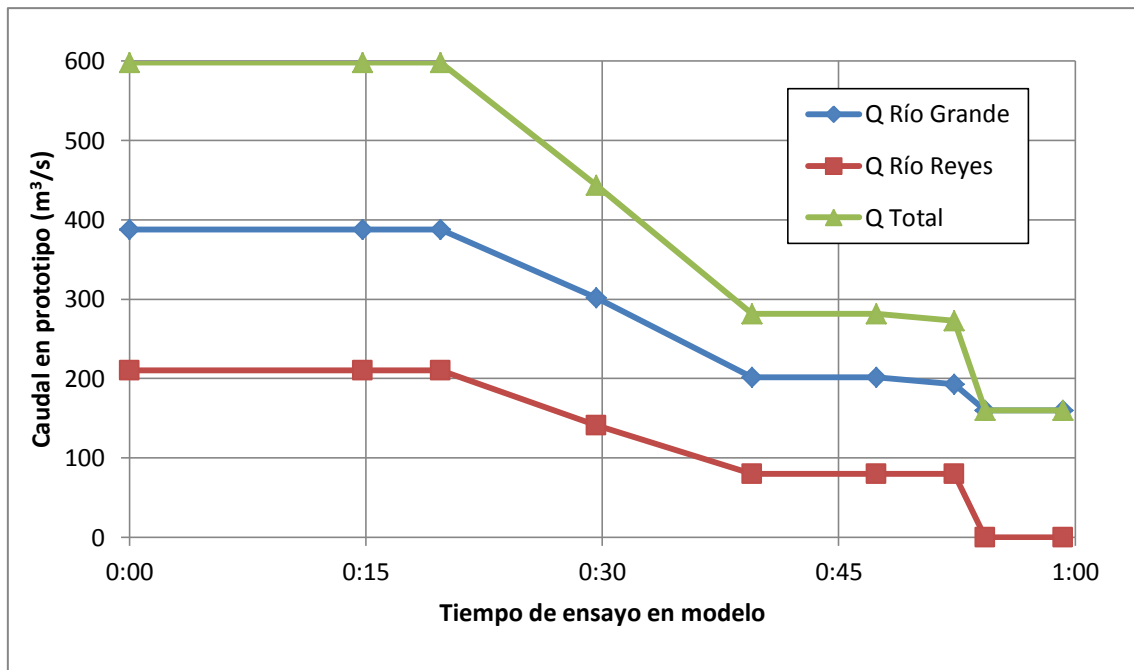


Figura 120: Variación del caudal a lo largo del Ensayo 33.

Durante el desarrollo del ensayo, se observaron 5 puntos de referencia aguas arriba del dique (Ver Figura 109). Dichos puntos se ubicaron sobre el centro de cada compuerta y en el centro del CM y se evaluó la variación de cota para ver la evolución de la erosión en el tiempo (Figura 121).

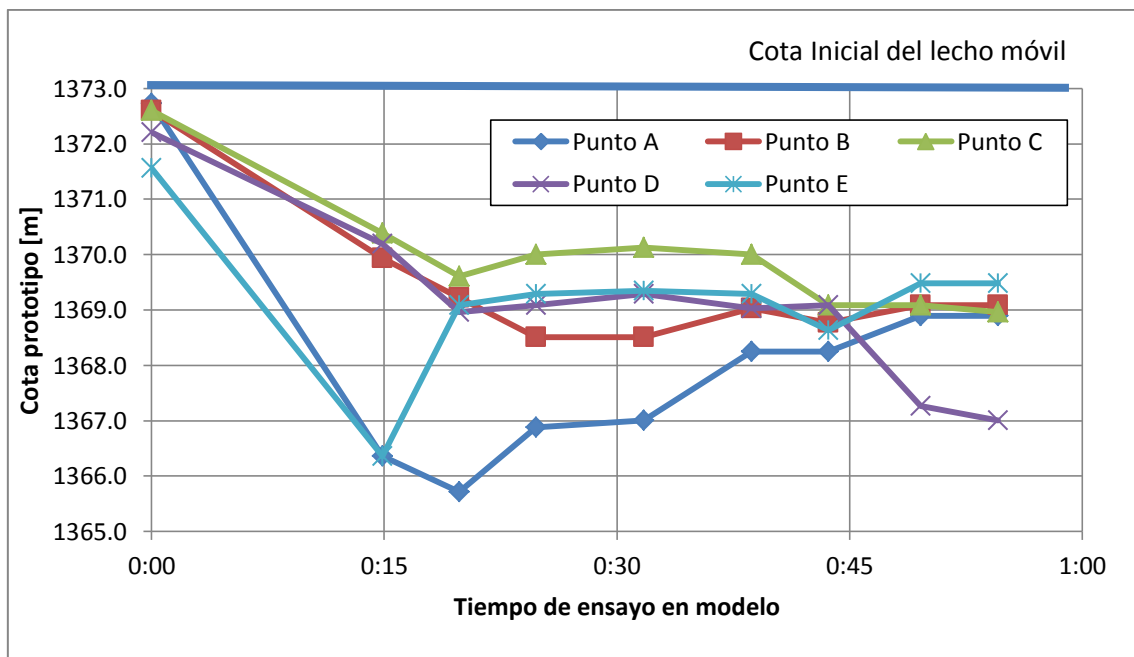


Figura 121: Variación de las cotas del lecho de fondo en 5 puntos característicos durante el Ensayo 33.

Se observa claramente que la mayor parte de la erosión aguas arriba de la obra ocurre en los primeros 20 minutos de ensayo (corresponde a un caudal de $600 \text{ m}^3/\text{s}$). Luego de esto prácticamente no hay transporte de sedimentos ni erosión en la zona próxima aguas arriba de la presa. La evolución temporal del lecho, durante el ensayo se presenta en la Figura 122.

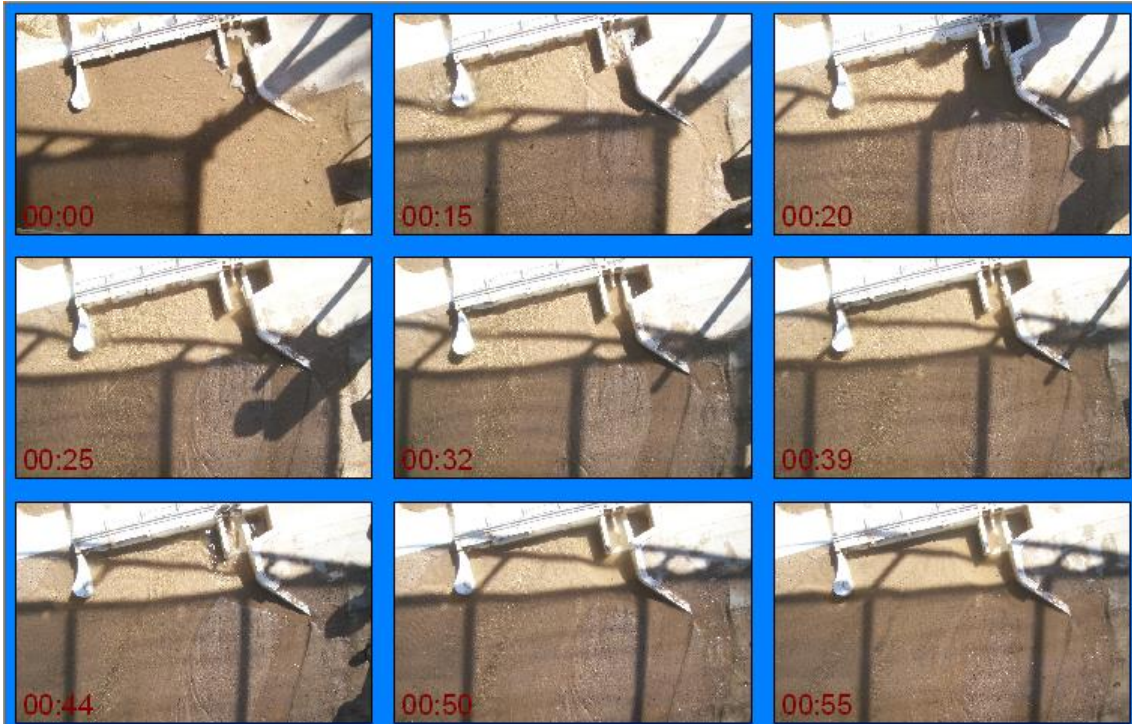


Figura 122: Secuencia de imágenes de la fosa de erosión tomadas desde un punto fijo. Tiempos en modelo para el Ensayo 33.

Previo a la finalización del ensayo se relevaron más de 100 puntos en la zona influenciada por la operación con el objeto de valorar el volumen de arena removido. En la Figura 123 se presentan las curvas de nivel de la superficie generada y se cuantificó el volumen de arena removido durante el ensayo que fue de $0,11 \text{ m}^3$ (29065 m^3 en prototipo) con una diferencia de 13% con el otro método utilizado (medición con la tolva).

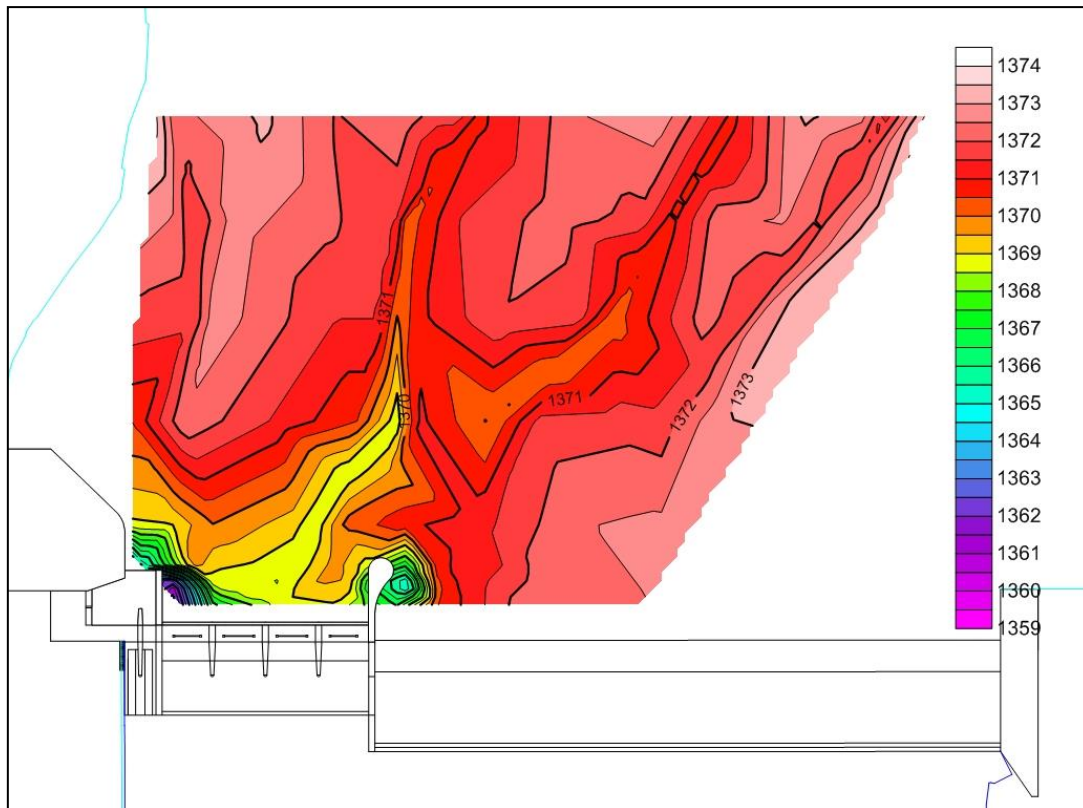


Figura 123: Curvas de nivel del lecho de fondo [m] generadas en el Ensayo 33.

Políticas de operación propuestas

En función de los ensayos realizados se propusieron las siguientes políticas de operación:

- 1. Política de operación sugeridas por el Ing. Quintana de esperar la crecida con compuertas cerradas (Ensayo 31)***
- 2. Política de operación sugerida por el Laboratorio de Hidráulica de la UNC (Ensayo 33)***

Luego de realizar los ensayos donde se evaluaron las probables metodologías de operación que se podrían aplicar durante el paso de una crecida, se definieron las ventajas y desventajas de aplicar cada uno de los distintos procedimientos:

Ventajas de esperar la crecida con Compuertas Cerradas

- No se deteriora el Hormigón de los saltos esquí de los DM ya que se evita el paso de grandes caudales con sedimentos a través de ellos.

Desventajas de esperar la crecida con Compuertas Cerradas

- La apertura parcial de compuertas del DM ocasiona el deterioro de los sellos inferiores y de los labios metálicos de las compuertas por el choque de las rocas sobre la estructura.
- Los canales de llamada aguas arriba de la obra, que se conforman al realizar la apertura de una estructura de descarga, son de menor magnitud.

Ventajas de esperar la crecida con Compuertas Abiertas

- La apertura total de compuertas del DM evita el deterioro de los sellos inferiores y de los labios metálicos de las compuertas.
- Los canales de llamada aguas arriba de la obra que se forman al realizar la apertura de una estructura de descarga son de mayor magnitud y favorecen la operación de la obra de toma una vez transcurrido el evento hidrológico.

Desventajas de esperar la crecida con Compuertas Abiertas

- Se deteriora el Hormigón de los saltos esquí de los DM ya que al pasar grandes caudales con sedimentos a través de ellos, altas velocidades de flujo y sedimento actúan sobre la estructura lo que es nocivo para la misma.

3.8.3. Síntesis

A continuación se destacan los principales resultados obtenidos en esta Etapa de trabajo:

- **Comportamiento de las estructuras de descarga:** Se observa que el comportamiento hidráulico de las estructuras de descarga (trabajo a pelo libre o a presión) no sólo depende del caudal que evacúa la estructura sino también de la condición del fondo cercano a la misma.

Cuando el sistema funciona a **pelo libre** el transporte de sedimentos se generaliza afectando un área de influencia que supera los 200m en prototipo. En esta condición, se produce la máxima eficiencia de evacuación, el arrastre proviene desde zonas más alejadas a la presa.

Por otro lado, si los órganos de evacuación trabajan **a presión**, el fenómeno de remoción se localiza en las inmediaciones de la obra donde se produce la aceleración del flujo. Las velocidades en zonas más alejadas disminuye (efecto de embalse) favoreciendo la deposición de sedimentos lejos de la zona de toma.

- **Operación de las compuertas:** Como se indicó previamente, la operación de compuertas provoca el funcionamiento de la obra bajo los dos escenarios distinguidos: a **Pelo Libre** y a **Presión**. Como premisa básica, se propone esperar la crecida con las compuertas abiertas, trabajando a **Pelo Libre**, para favorecer el transporte y remoción desde zonas alejadas a la obra, una vez observado el pico del hidrograma o caudal máximo, resulta recomendable favorecer que todas las estructuras de descarga trabajen **a presión**, combinando las aperturas y cierres, provocando efectos locales de remoción de sedimentos en las proximidades de la obra y fenómenos de deposición en la zona más lejana.

Los descargadores de fondo del CM deberían ser utilizados como estructuras de remoción o liberación de sedimentos de las proximidades de la obra de toma. Una vez logrado el efecto deseado deberían dejar de operar, ya que las concentraciones de flujo en las inmediaciones de la estructura podrían producir efectos indeseados aguas arriba de la misma. Esta estructura no tendría una funcionalidad de regulación de caudal. Se ha observado que una buena configuración de espera, para un caudal de $600 \text{ m}^3/\text{s}$, resulta con las cuatro compuertas del Dique Móvil (DM1, DM2, DM3 y DM4) abiertas y los descargadores de fondo del Canal Moderador cerrados. Luego, para lograr que las cuatro compuertas del DM trabajen a presión bajo este caudal y favorecer la limpieza de sedimentos de la zona de toma, resulta necesario combinar la apertura y cierre del CM.

- **Políticas de Operación:** Se caracterizaron dos políticas bien definidas:
 - **Esperar el evento con el DM cerrado:**
 - **Esperar el evento con el DM abierto:**

Ambas políticas poseen aspectos positivos y negativos, los cuales fueron descriptos oportunamente. Sin embargo, es importante destacar que los resultados son Cualitativos, Orientativos y permiten inferir un efecto en el cauce aguas arriba de la obra, el cual, en prototipo estará condicionado seguramente por la configuración inicial del lecho previo al arribo del evento, la magnitud y duración del evento, el estado de conservación de las estructuras de control y la posibilidad real de valorar las instancias de cambios operativos durante la creciente.

Las recomendaciones propuestas, han surgido de la evaluación de los efectos manifestados en el modelo, con el objeto principal de maximizar los objetivos planteados, que son: 1- Favorecer la conformación de un cauce activo cercano a la obra de toma una vez transcurrido el evento, 2- Maximizar la remoción de sedimentos de la zona de embalse y 3- liberar la zona de Toma de sedimentos.

3.9. Estudios sobre los Procedimientos de Operación a aplicar durante crecidas simulando condiciones de flujo con aporte de sedimentos

Luego de haber definido las probables políticas de operación a aplicar durante las crecidas en el Dique Los Molinos, en la presente sección se modelarán las mismas políticas pero ahora teniendo en cuenta el aporte de sedimentos de la cuenca.

Los objetivos que se buscan en esta sección son:

1. Definición de criterios experimentales y de modelación con aportes de sedimentos.
2. Reproducción de las políticas de operación sugeridas en la sección 3.8 teniendo en cuenta el aporte de sedimentos al modelo.

Específicamente, en esta sección se buscan validar los procedimientos de operación obtenidos anteriormente pero teniendo en cuenta el transporte de sedimentos. Aguas arriba del dique el Río acarrea un cierto volumen sólido producto de su acción erosiva, el cual produce efectos que son los que se buscan cuantificar.

3.9.1. Tipos de transporte de sedimentos

El transporte de sedimentos en un río puede clasificarse conforme a dos criterios:

1. Según el modo de transporte:

El sedimento puede ser transportado en suspensión sostenido en el seno del flujo por la turbulencia, o bien por el fondo rodando, deslizando o saltando (en correspondencia con el tamaño del grano: de grueso a fino respectivamente).

Al estudiar un tramo de río, el material de fondo es aquel que forma el fondo del cauce y el de suspensión es el que no se encuentra dentro de ese material, sino que está formado por partículas muy finas como limos y arcillas que el agua transporta en suspensión.

La diferencia principal en el comportamiento entre ambos materiales consiste en que el transporte de fondo depende de las características hidráulicas de la corriente y de las características físicas del material, por tanto si dos ríos tienen tramos semejantes, con idéntico material en el fondo, transportan las mismas cantidades de material del fondo bajo condiciones hidráulicas semejantes. Lo anterior no ocurre con el material en suspensión; en forma general, un río puede transportar tanto material de lavado como llegue a él, casi independientemente de las características hidráulicas de la corriente.

El transporte en suspensión siempre tiene lugar en suspensión, mientras que el transporte del material del fondo puede tener lugar dentro de la capa del fondo (la que se encuentra inmediatamente arriba del lecho del cauce) o en suspensión.

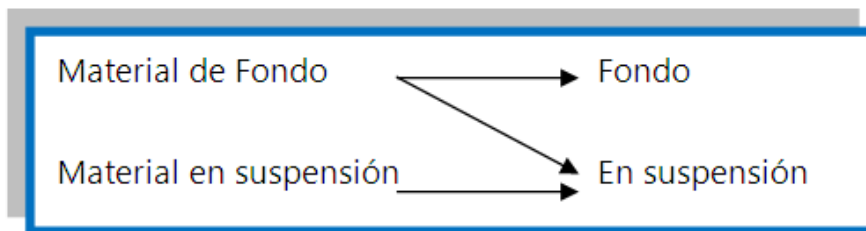


Figura 124: Tipos de transporte de sedimentos según el modo de transporte.

Entonces, tal como se esquematiza en la Figura 124, una partícula inicialmente en reposo en el fondo puede ser transportada rodando o saltando cuando se supera el umbral del movimiento, pero si la corriente sigue creciendo, puede ser luego transportada en suspensión. Cuanto más intensa es la corriente mayor es el tamaño del material que puede ser puesto en suspensión y transportado de ese modo.

2. Según el origen del material:

El origen del sedimento puede ser la cuenca o el mismo cauce.

El sedimento cuyo origen es el cauce puede ser transportado de ambos modos: en suspensión y por el fondo.

Si el origen del material transportado es la cuenca hidrográfica; estamos en presencia de partículas muy finas (limos y arcillas con diámetros menores a 0.0625 mm), las cuales son transportadas siempre en suspensión y se denomina carga de lavado (de la cuenca) o foránea (al cauce).

La clasificación del transporte de sedimentos se resume en la Figura 125:

Origen del Material	Modo de Transporte	
LECHO (q_s)	q_{sf} → DE FONDO q_{ss} → EN SUSPENSIÓN	<ul style="list-style-type: none"> • Rodamiento • Deslizamiento • Saltación (debido a las Formas de Fondo) <div style="display: flex; align-items: center; margin-top: 10px;"> <div style="border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; height: 20px; width: 10px; margin-right: 5px;"></div> <div style="margin-right: 5px;">Material grueso</div> </div> <div style="display: flex; align-items: center; margin-top: 5px;"> <div style="border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; height: 20px; width: 10px; margin-right: 5px;"></div> <div style="margin-right: 5px;">Material fino</div> </div>
CUENCA (q_w)		

Figura 125: Clasificación del transporte de sedimentos.

El transporte de sedimentos total será entonces:

$$q_t = q_{sf} + q_{ss} + q_w, [48]$$

Dónde:

q_t : Caudal sólido total.

q_{sf} : Caudal de material del lecho que se transporta por el fondo.

q_{ss} : Caudal de material del lecho que se transporta en suspensión.

q_w : Caudal de material proveniente de la cuenca (de lavado).

El transporte en suspensión puede representar el 90% o más de todo el transporte sólido de un río y dentro de éste la carga de lavado o foránea puede ser la más importante.

La carga de lavado está relacionada a las características hidrológicas de la cuenca: tipo de suelos y cobertura, topografía, precipitaciones, etc. el material transportado en suspensión tiene gran repercusión en la desembocadura de un sistema fluvial: formación de deltas y colmatación de embalses.

El transporte de fondo en cambio, tiene la mayor repercusión sobre el río mismo ya que causa sus modificaciones y es por ello el interés en la hidráulica fluvial. El transporte de fondo (material del cauce) está relacionado a las características del cauce: ancho, pendiente, granulometría, caudal, etc.

3.9.2. Cuantificación del transporte de sedimentos

La cuantificación del caudal sólido de un río puede hacerse mediante mediciones (ya sean directas o indirectas) o con el empleo de fórmulas de transporte.

Las ecuaciones o fórmulas de transporte tratan de cuantificar el caudal sólido de una corriente en función de sus características hidráulicas y de las propiedades geométricas y granulométricas del cauce.

La complejidad de la mecánica de transporte de sedimentos es tal que todavía **no existe una verdadera ecuación dinámica del transporte de la fase sólida de un flujo de agua y sólidos.**

En su lugar, se han desarrollado numerosas **ecuaciones empíricas, semiempíricas o basadas en distintas teorías y que responden a ciertas observaciones, en general, de laboratorio.** Estas ecuaciones son aproximadas, no exactas, y por lo tanto presentan algunas limitaciones.

- Son sólo válidas dentro del rango en que fueron obtenidas cada una de las variables y sus relaciones.
- Dan como resultado la capacidad de arrastre de sedimento del río que solo será la que el río transporte si hay disponibilidad de sedimento. Se puede dar el caso que la corriente tenga gran capacidad de arrastre pero el cauce carezca de sedimento para transportar o que el Río tenga una gran cantidad de sedimento pero la corriente tenga una baja capacidad de arrastre. En cualquiera de los dos casos el arrastre efectivo de la corriente será el menor de los dos (capacidad, disponibilidad). Lo dicho anteriormente se puede observar en la Figura 126.

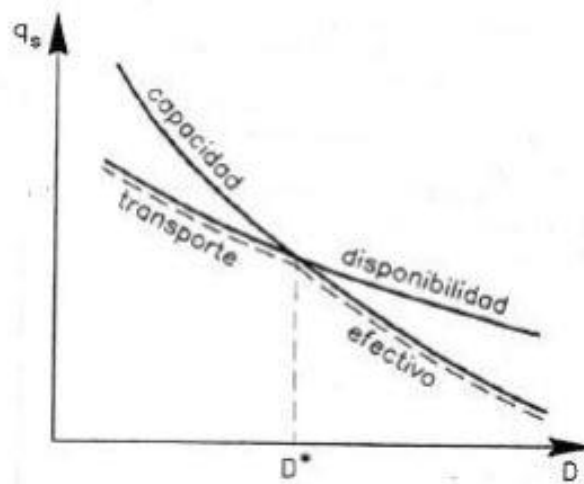


Figura 126: Caudal sólido efectivo transportado.

En el presente trabajo se decidió trabajar con fórmulas empíricas debido a que la aplicación de fórmulas analíticas derivadas de las ecuaciones de la mecánica de fluidos es de mayor dificultad y no siempre proporcionan un resultado adecuado.

En el trabajo que aquí se presenta solo se modeló la fracción de transporte de fondo y no de lavado ya que esta última es de difícil cuantificación y depende de las características de la cuenca.

En esta sección, se estudiaron tres fórmulas empíricas que se detallan a continuación para luego compararlas y seleccionar la que más se adecue al comportamiento real de nuestro modelo. Vale aclarar que estas ecuaciones son válidas para el transporte de sedimento de fondo (que es el estudiado en nuestro caso)

Las fórmulas de transporte de fondo estudiadas fueron:

- Ecuación de Meyer – Peter y Müller.
- Ecuación de Du Boys – Straub.
- Ecuación de Einstein – Brown.

No se aplicó la fórmula de Shields debido a las limitaciones que presenta con respecto al diámetro mínimo del sedimento (no es acorde a nuestro caso de estudio).

A continuación se explican las formulas evaluadas:

3.9.2.1. Ecuación de Meyer –Peter y Müller.

La ecuación de Meyer – Peter y Müller para calcular el arrastre de la capa de fondo, fue obtenida a partir de experiencias realizadas de 1932 a 1948 en el Instituto Tecnológico Federal de Zúrich (Meyer - Peter y Müller, 1948).

Es válida para sedimentos con los siguientes límites:

$$0.4 \text{ mm} < d_{50} < 30 \text{ mm}$$
$$1250 \text{ kg/m}^3 < \gamma_s < 4200 \text{ kg/m}^3$$

La expresión final es:

$$g_b = b \times \phi \times \gamma_s \times \sqrt{g \times \Delta \times d_{50}^3} \quad [49]$$

Dónde:

g_b = caudal sólido transportado en el fondo

b = Ancho del cauce

γ_s = peso específico saturado del suelo

g = aceleración de la gravedad

$\gamma' = \gamma_s - \gamma$ = peso específico sumergido

$\Delta = \frac{\gamma'}{\gamma} = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$ = peso específico sumergido relativo del sedimento.

d_{50} = diámetro característico del sedimento. Diámetro del tamiz en el cual queda retenido el 50% del material.

ϕ = parámetro de intensidad de transporte, que vale:

$$\phi = 8 \times (\bar{\tau}' - 0.047)^{3/2} \quad [50]$$

$\bar{\tau}'$ = tensión de corte adimensional debida únicamente a la fricción (rugosidad del grano). Se determina a partir del procedimiento de Engelund – Hansen. Las expresiones son:

$$\bar{\tau}' = 0.06 + 0.4 \times \bar{\tau}^2 \quad \text{para arenas} \quad [51]$$

$$\bar{\tau}' = 0.06 + 0.3 \times \bar{\tau}^{3/2} \quad \text{para gravas} \quad [52]$$

En nuestro caso se utilizó la fórmula para arenas dada la granulometría del sedimento con que se contaba.

3.9.2.2. Ecuación de Du Boys –Straub.

Du Boys en 1879, establece por primera vez una fórmula para estimar el arrastre de material sólido en el fondo de un río o canal. Straub, en 1935 introdujo mejoras a la ecuación, llegando a la siguiente expresión:

$$g_b = b \times \frac{0.01003}{d_{50}^{3/4}} \times \tau_0 \times (\tau_0 - \tau_c) \quad [53]$$

Esta fórmula es válida para sedimentos con el siguiente tamaño:

$$0.0001 \text{ mm} < d_{50} < 0.004 \text{ mm}$$

dónde:

τ_0 = tensión media de corte en el fondo

τ_c = tensión de corte crítica en el fondo. Según Maza Álvarez y García Flores (1996), esta es:

$$\tau_c = 41.8 \times d_{50}^{0.82} - 0.017 \times \ln(454 \times d_{50}) \quad [54]$$

El resto de las variables tienen el mismo significado explicado anteriormente.

3.9.2.3. Ecuación de Einstein – Brown

A partir de los resultados experimentales obtenidos por Meyer –Peter y Müller, Einstein propuso en 1942, una fórmula para evaluar el arrastre en la capa de fondo, la que en 1950 fue publicada por Brown.

La fórmula propuesta es:

$$g_b = b \times \emptyset \times \gamma_s \times \sqrt{g \times \Delta \times d_{50}^3} \quad [55]$$

Donde \emptyset es un parámetro de intensidad de transporte, que se obtiene de la siguiente manera:

1) Se calcula el valor de ψ (intensidad de flujo) como:

$$\psi = \frac{1}{\tau} \quad [56]$$

2) Se calcula el valor de \emptyset' :

$$\emptyset' = \frac{e^{-0.391\psi}}{0.465}, \text{ Para valores de } 5.5 < \psi < 22 \quad [57]$$

$$\emptyset' = 40 \left(\frac{1}{\psi}\right)^3, \text{ Para valores de } \psi < 5.5 \quad [58]$$

La fórmula está limitada a una máxima intensidad de flujo ψ de flujo de 22.

3) Se obtiene el valor de F_1 que solo depende del tipo de sedimento y de la viscosidad cinemática del fluido ν :

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 \times \nu^2}{g \times \Delta \times d_{50}^3}} - \sqrt{\frac{36 \times \nu^2}{g \times \Delta \times d_{50}^3}} \quad [59]$$

4) Se obtiene el valor de ϕ :

$$\phi = \phi' \times F_1 \quad [60]$$

A partir de los valores de ϕ para cada caudal se determina el valor de g_b .

3.9.3. Caracterización de los parámetros de transporte de sedimento en el modelo físico

Para la aplicación de las formulas empíricas que cuantifican el transporte de sedimento es necesario determinar tanto parámetros del cauce como parámetros del sedimento. Los mismos se relevaron en el modelo físico y se detallan a continuación.

3.9.3.1. Parámetros del cauce

Se determinó el radio hidráulico R y el ancho del cauce b para diversos caudales para luego obtener una fórmula que relacione el caudal líquido con los parámetros anteriores.

Ambos parámetros se tomaron en las secciones delimitadas con rojo en la Figura 127. Se tomó una única sección como representativa de cada Río suponiendo que esa sección se mantiene más o menos constante aguas arriba.

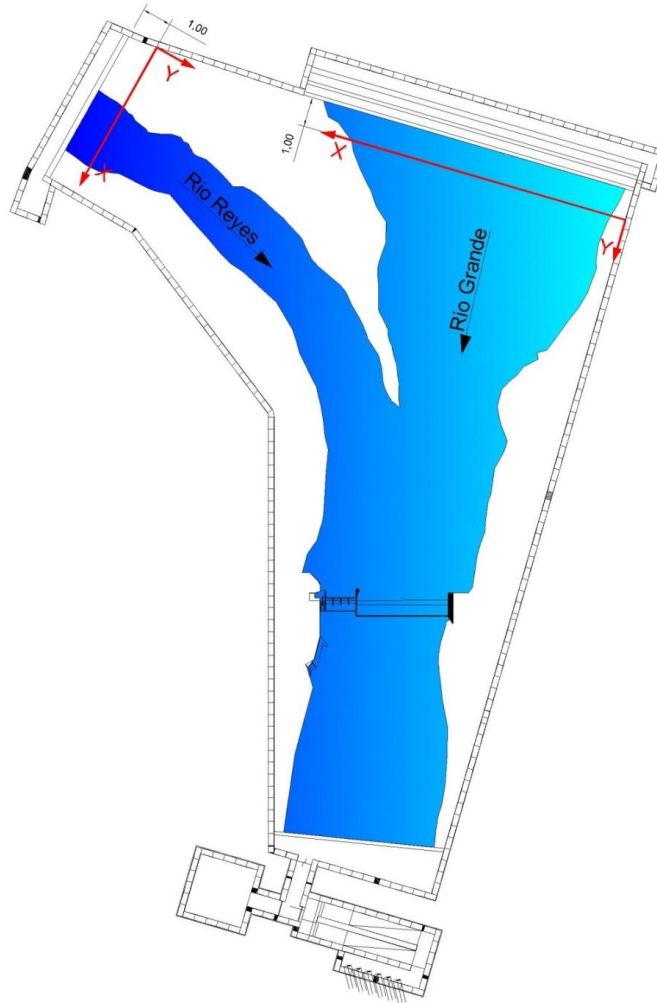


Figura 127: Modelo Físico en planta.

Radio Hidráulico (R)

Para la determinación del Radio Hidráulico se calculó el área de la sección del cauce (A) y el perímetro mojado en la sección (P) para diversos caudales.

Sabiendo que: $R = \frac{A}{P}$

Para ello se relevó la batimetría del cauce y luego para diversos caudales se tomó el tirante de agua en diversos puntos. Con esos datos, luego se calculó el área de la sección del cauce y el perímetro mojado del cauce.

En la Figura 128 y en la Figura 129 se graficaron las secciones transversales relevadas en los 2 ríos con la variación del tirante de agua para los diversos caudales ensayados:

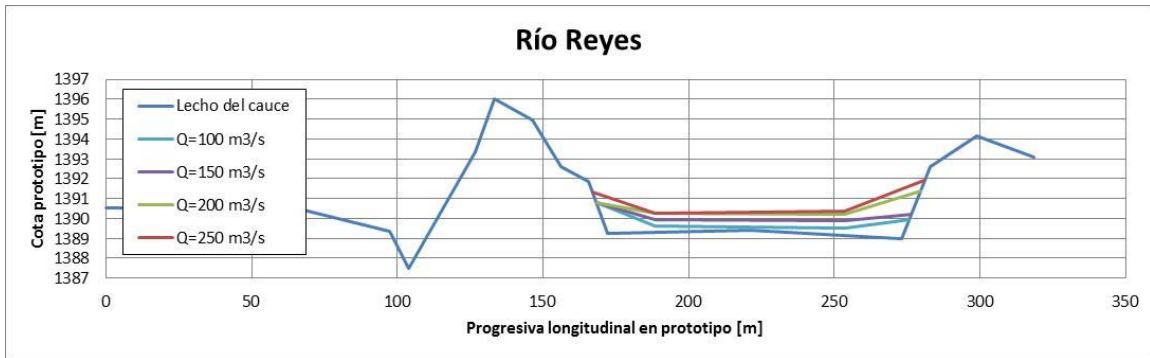


Figura 128: Perfil del cauce para diversos caudales en el Río Reyes.

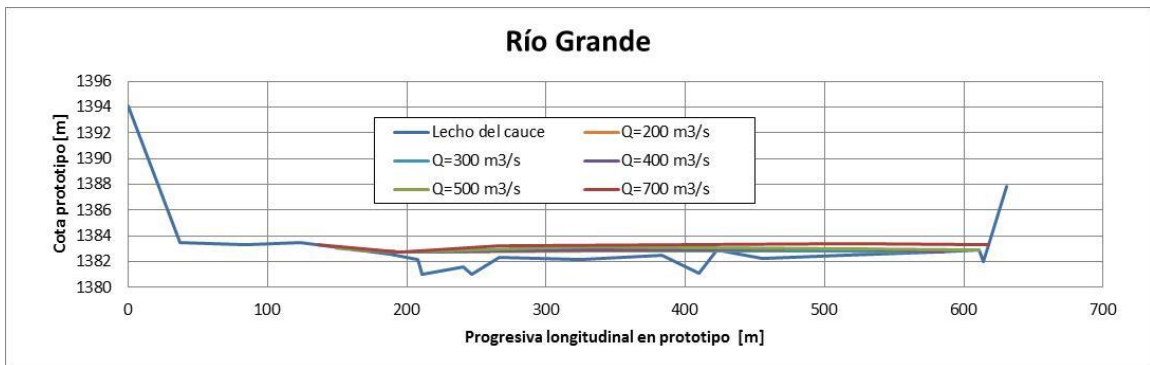


Figura 129: Perfil del cauce para diversos caudales en el Río Grande.

Con los datos relevados en campo, se procedió a calcular el radio hidráulico asociado a diferentes caudales líquidos erogados en cada río (Figura 130).

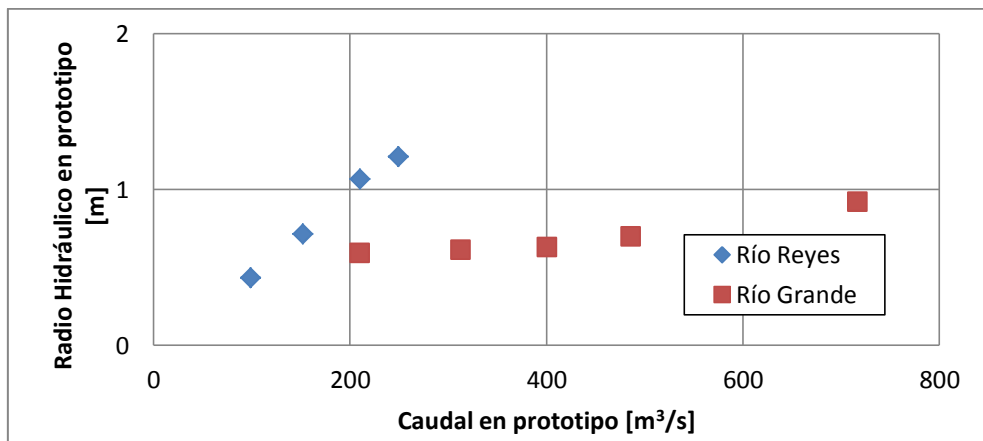


Figura 130: Relación entre el caudal en prototipo y el Radio Hidráulico en prototipo.

Las funciones ajustadas a los datos obtenidos son:

$$R_{Río\ Reyes} = 0,0082 \cdot Q - 0,1345 \quad [61]$$

$$R_{Río\ Grande} = 0,000005Q^2 - 0,0026Q + 1,2687$$

donde $R_{Río\ Reyes}$ y $R_{Río\ Grande}$ son radios hidráulicos en modelo y están representados en [cm] y Q en [m³/s].

Luego de obtener los valores del radio hidráulico asociados a los diferentes caudales ensayados se correlacionaron las variables graficadas en las 2 figuras anteriores para posteriormente poder cuantificar el transporte de sedimento en cada curso fluvial.

Ancho del cauce (b)

Como las fórmulas que cuantifican el transporte de sedimento dan el caudal sólido transportado por metro de ancho del cauce, es necesario conocer el ancho del mismo. Los resultados relevados en el modelo para diferentes caudales se muestran en la Figura 131 y Figura 132

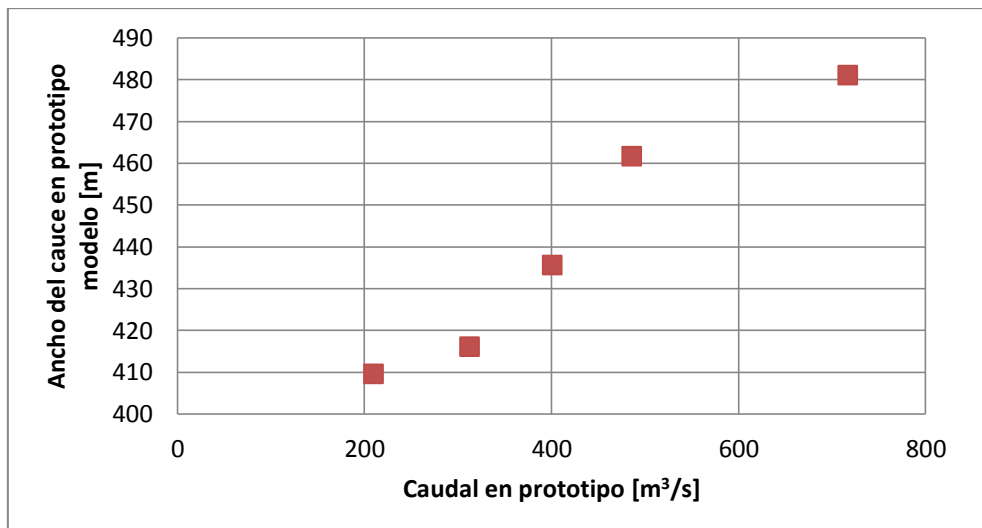


Figura 131: Variación del ancho del cauce con respecto al caudal en el Río Reyes.

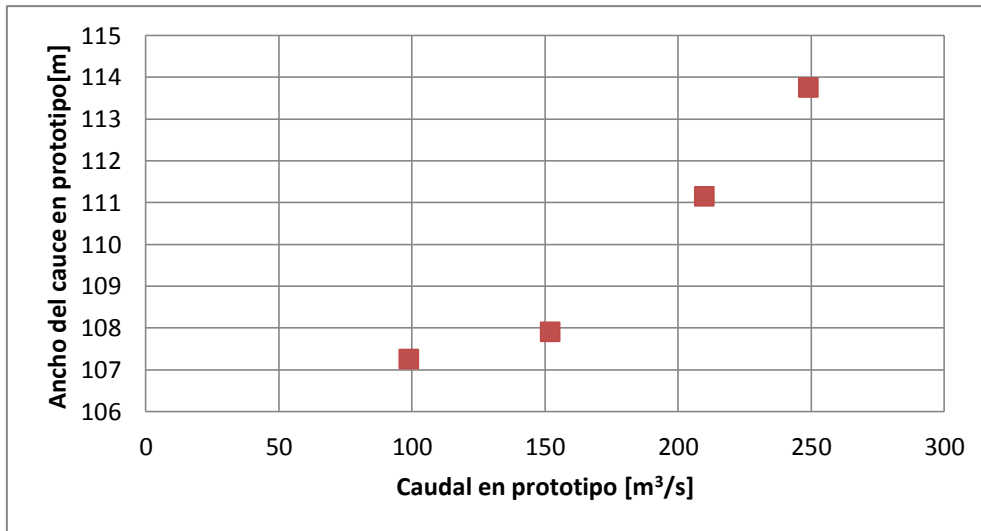


Figura 132: Variación del ancho del cauce con respecto al caudal en el Río Grande.

Las funciones ajustadas a los datos obtenidos son:

$$b_{Río Reyes} = 0,0007 \cdot Q + 1,5716 \quad [62]$$

$$b_{Río Grande} = 0,0023Q + 5,7813$$

donde $b_{Río Reyes}$ y $b_{Río Grande}$ son anchos del cauce en modelo y están representados en [cm] y Q en [m³/s].

Pendiente longitudinal del cauce (S)

Un parámetro muy importante y sensible en las fórmulas es la pendiente de fondo ya que como se vio anteriormente influye directamente en la tensión de corte sobre el lecho. A medida que aumenta la pendiente a igualdad de las otras condiciones la tensión de corte en el lecho aumenta y aumenta la erosión sobre el cauce.

En el modelo, se realizó la medición de este parámetro en ambos ríos y los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Las funciones ajustadas a los datos obtenidos son:

$$S_{Río Reyes} = 0,019 \quad [63]$$

$$S_{Río Grande} = 0,013$$

Donde $S_{Río Reyes}$ y $S_{Río Grande}$ son pendientes medias del cauce.

3.9.3.2. Parámetros del sedimento

Granulometría

Se realizó la curva granulométrica del sedimento utilizado, obteniéndose la siguiente curva granulométrica:

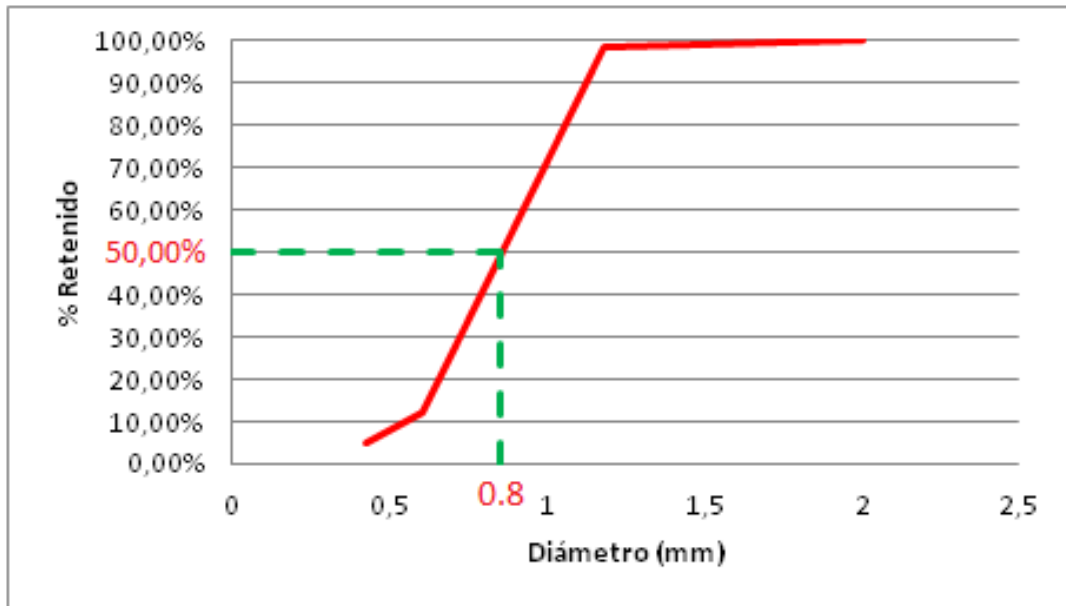


Figura 133: Curva granulométrica del sedimento utilizado en el modelo.

Tal como se mencionó anteriormente, el parámetro representativo de la granulometría y del diámetro del sedimento es el d_{50} , necesario para poder cuantificar el transporte. En nuestro caso vale:

$$d_{50} = 0.8 \text{ mm}$$

Peso específico del sedimento

El peso propio de la partícula es la única fuerza estabilizante que mantiene a la misma en reposo. Como el sedimento es arena su principal componente es el cuarzo y el peso específico del mismo es:

$$\gamma_s = 2650 \text{ kg/m}^3$$

3.9.4. Evaluación y selección de las fórmulas de cuantificación de transporte de sedimentos

3.9.4.1. Comparación de las formulas propuestas

Como se analizó anteriormente, cada una de las formulaciones empíricas que cuantifican el caudal de sedimento transportado por un curso fluvial son función de la tensión de corte en el lecho τ_0 ; y por lo tanto son función de γ, R y S . Además, tal como se mostró en la sección 0, el radio hidráulico R varía con el caudal líquido erogado por cada cauce; por lo que **el caudal sólido de sedimento es función del caudal líquido.**

Para cada uno de los ríos analizados (el Río Grande y el Reyes), se calculó el caudal sólido transportado asociado a diversos caudales líquidos con las 3 formulaciones explicadas en la sección 3.9.2 (Du Boys Straub, Meyer Peter Müller y Einstein Brown). Para poder aplicar dichas ecuaciones empíricas, se utilizaron los parámetros medidos en modelo y que se mencionaron en la sección 3.9.3.

Los parámetros del sedimento y de los cauces utilizados fueron:

$$\gamma = 1000kg/m^3$$

$$\gamma_s = 2650kg/m^3$$

$$g = 9.81m/s^2$$

$$d_{50} = 0.8 \text{ mm}$$

$$S_{Río \textit{Reyes}} = 0.019 \text{ m/m}$$

$$S_{Río \textit{Grande}} = 0.013 \text{ m/m}$$

En la Figura 134 y la Figura 135 se graficó el caudal sólido calculado con cada fórmula para diferentes caudales líquidos asociados.

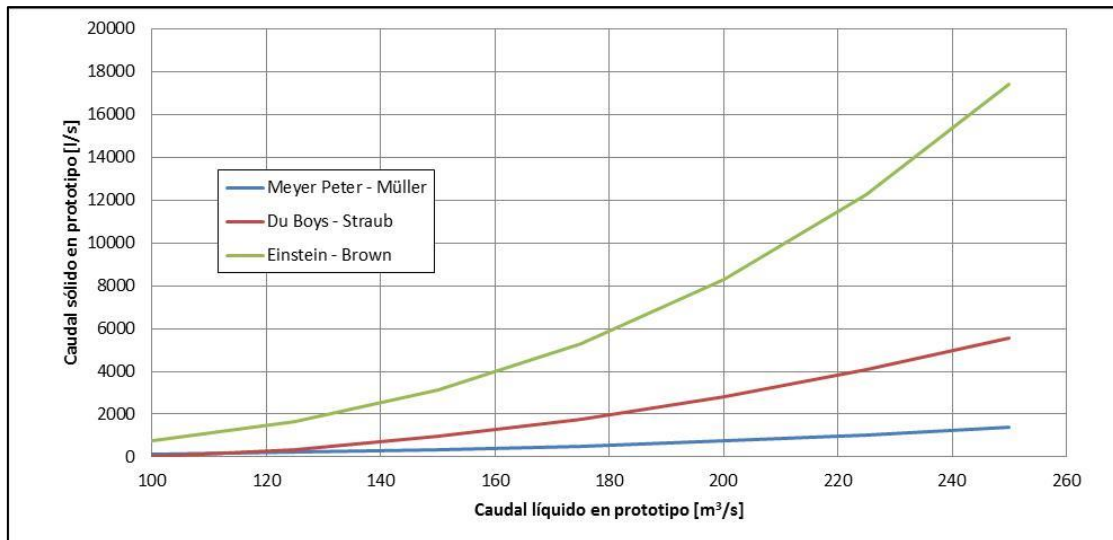


Figura 134: Comparación de las fórmulas de transporte para el Río Reyes.

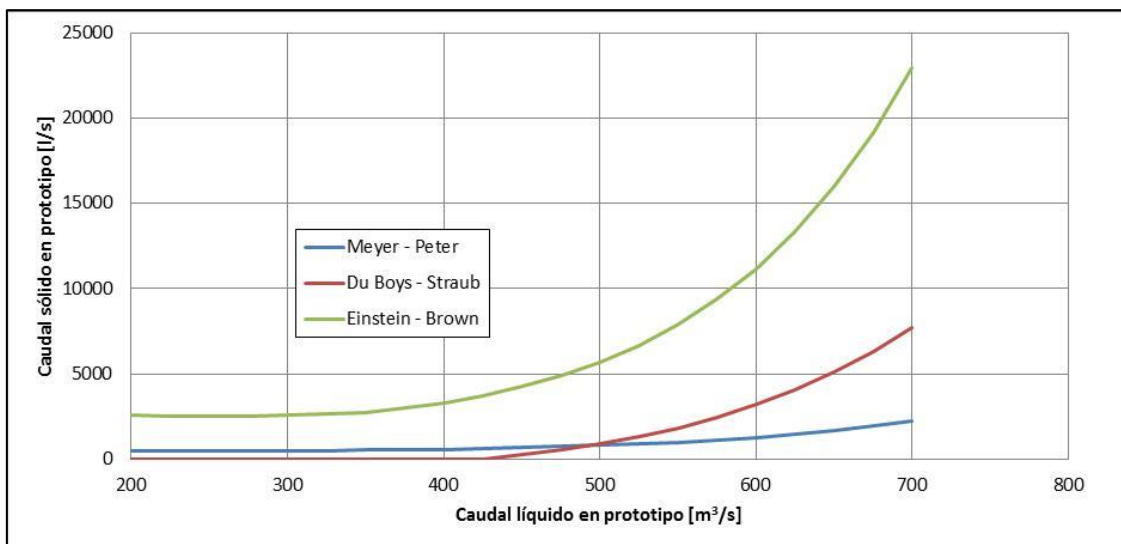


Figura 135: Comparación de las fórmulas de transporte para el Río Grande.

Como se dijo anteriormente cualquiera de las tres fórmulas propuestas son igualmente válidas ya que tanto para los valores de los parámetros del cauce como del sedimento estos entran dentro de los límites de aplicación de las mismas.

A la hora de seleccionar una fórmula para ser aplicada, se debe elegir la que más se ajuste al caso de estudio, ya sea por experiencia profesional o por la comparación de algún parámetro conocido.

Por otra parte, a partir del análisis anterior se pueden observar discrepancias significativas entre las formulas (diferencia de órdenes de magnitud), por lo que se debe buscar un criterio para poder elegir la que más se adecue a nuestro modelo.

El criterio usado para seleccionar la ecuación empírica que cuantifique el sedimento transportado resultó de la comparación de los volúmenes de sedimento calculados con las formulaciones antes presentadas con el volumen erosionado durante los procedimientos de operación de compuertas en los ensayos sin aporte de sedimentos (resultados anteriormente presentados).

Para saber el orden de magnitud en la capacidad de transporte de sedimento de nuestros ríos, se utilizó el volumen transportado durante los ensayos sin aportes de sedimentos.

3.9.4.2. Selección de la fórmula de transporte a aplicar

En base a las dos políticas propuestas sin aporte de sedimentos, lo que se hizo fue calcular el transporte de sedimento que existiría si se cumplieran las 3 formulaciones empíricas estudiadas. Luego, esos 3 valores fueron comparados con el volumen de sedimento atrapado en la tolva aguas debajo de las estructuras de descarga del dique al simular esa misma política de operación pero sin aporte de sedimentos.

Finalmente, se selecciona la fórmula cuyo orden de magnitud se ajuste más a lo que se observa en el modelo en los ensayos sin aporte de sedimentos.

Política de operación sugeridas por el Ing. Quintana de esperar la crecida con compuertas cerradas (Ensayo 33)

Ensayo sin aporte de sedimentos.

Este ensayo es el que se explicitó en la sección 0. En el mismo se modeló la crecida asociada a un hidrograma medio anual sin aporte de

sedimento y tal como allí se mencionó, el volumen de sedimento medido en la tolva aguas debajo de la obra luego de la finalización del ensayo es aproximadamente $0.145 \text{ m}^3 = 145 \text{ lt}$.

Calculo del volumen de sedimentos con las formulaciones empíricas

A continuación (Tabla 30) se calculó el volumen de sedimentos transportado por cada río utilizando las diferentes fórmulas al aplicar la misma política de operación (se ensayó igual hidrograma) y los resultados obtenidos fueron los siguientes:

	Meyer Peter – Müller [Its]	Du Boys - Straub [Its]	Einstein - Brown [Its]
Río Reyes	30	58	171,7
Río Grande	52,5	0	287,4
TOTAL	82,5	58	459,1

Tabla 30: Tabla resumen transporte de sedimentos al aplicar la política de operación de esperar la crecida con las compuertas cerradas.

A partir de los resultados obtenidos, se puede ver que las dos fórmulas que menos discrepancias tienen con el volumen de sedimentos transportado en el caso sin aportes son las de Meyer Peter – Müller y Du Boys – Straub. Con la fórmula de Einstein – Brown se obtienen valores de aportes muy superiores a los que se obtuvieron sin aportes por lo que se la descarta.

En la fórmula de Du Boys – Straub se puede ver que el caudal sólido transportado por el Río Grande es nulo; y esto es porque la tensión de corte en el fondo (τ_0) es menor que la tensión crítica para comenzar el movimiento de las partículas (τ_c). Esto no es real en el prototipo por lo que también se descartó dicha fórmula.

Por todo lo anteriormente comentado se seleccionó la fórmula de Meyer Peter –Müller para ser aplicada en el modelo ya que es la que mejor se ajusta a nuestro caso de estudio.

Política de operación sugerida por el por el Laboratorio de Hidráulica de la UNC de esperar la crecida con compuertas abiertas (Ensayo 36 y 38)

Análogamente a lo realizado para la política de operación de esperar la crecida con compuertas cerradas, aquí se realizó un análisis del mismo tipo.

Ensayo sin aporte de sedimentos.

Este ensayo es el que se explicitó en la sección 0. En el mismo se modeló la crecida asociada a un período de retorno de 1 año sin aporte de sedimento y tal como se muestra en la Tabla 31, el volumen de sedimento medido en la tolva aguas debajo de la obra luego de la finalización del ensayo es aproximadamente $0.115 \text{ m}^3 = 115 \text{ lt}$.

Calculo del volumen de sedimentos con las formulaciones empíricas

	Meyer Peter - Müller [Its]	Du Boys - Straub [Its]	Einstein - Brown [Its]
Río Reyes	38,4	129,5	408
Río Grande	53,6	0	291,4
TOTAL	92	129,5	699,4

Tabla 31: Tabla resumen transporte de sedimentos al aplicar la política de operación de esperar la crecida con las compuertas abiertas.

En este caso, a partir de los resultados obtenidos y debido a las mismas causas que las explicadas en el caso de la otra política de operación, **también aquí se seleccionó la fórmula de Meyer Peter –Müller para ser aplicada en el modelo ya que es la que mejor se ajusta a nuestro caso de estudio.**

3.9.4.3. Cálculo de los caudales sólidos necesarios

Partiendo de los hidrogramas de ensayo (Figura 136 y Figura 138), se calcularon los flujogramas asociados a cada uno (Figura 137 y Figura 139).

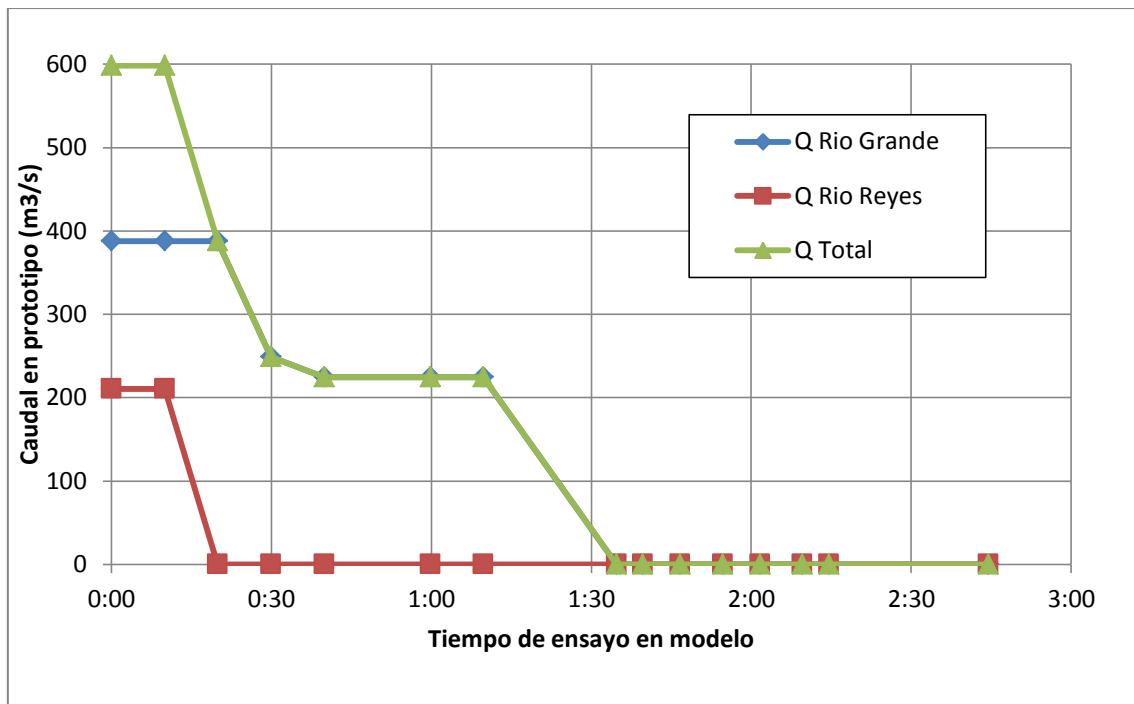


Figura 136: Hidrograma medio anual si se espera la crecida con compuertas cerradas

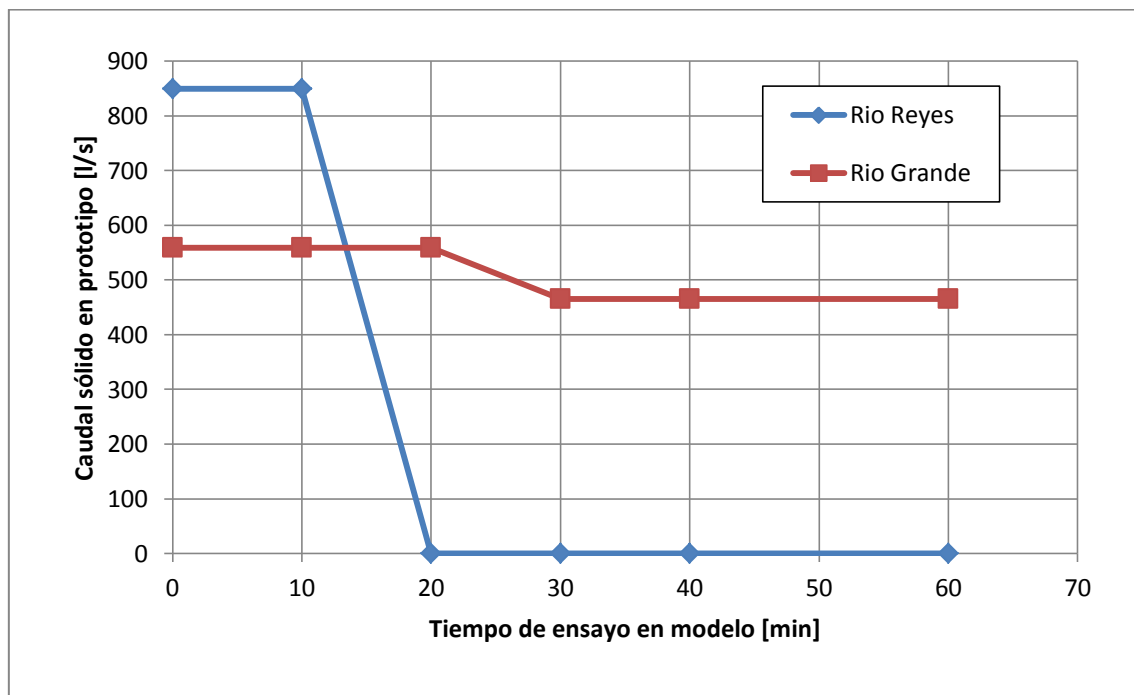


Figura 137: Flujograma para el hidrograma si se espera la crecida con compuertas cerradas

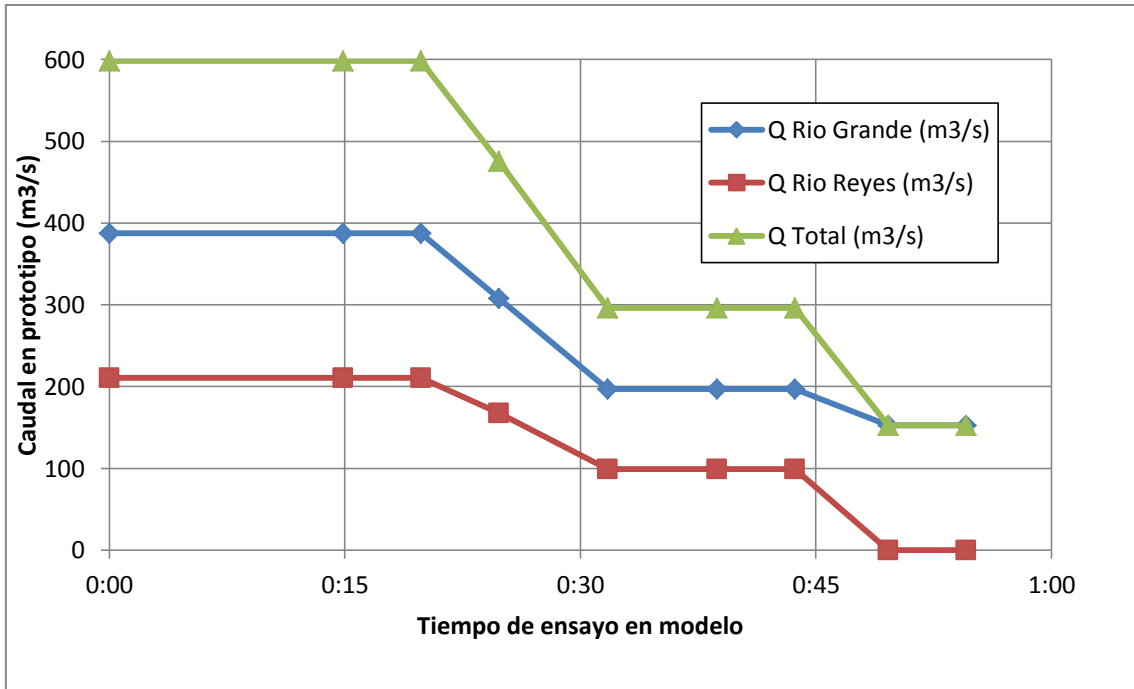


Figura 138: Hidrograma medio anual si se espera la crecida con compuertas abiertas

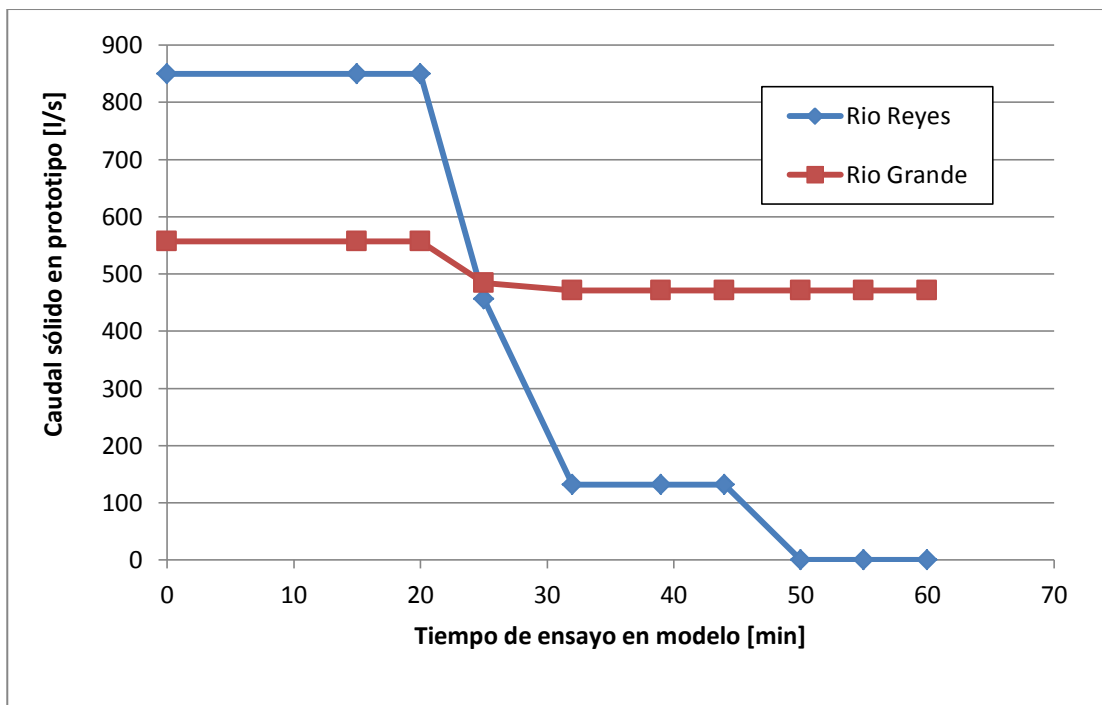


Figura 139: Flujograma para el hidrograma si se espera la crecida con compuertas abiertas

Se puede observar que en ambos casos el río Reyes tiene un transporte de sedimento mayor que el del río Grande, por más que el caudal de agua

aportado sea mayor en este último. Esta particularidad es debido a que la tensión de corte crítica τ_0 que genera el flujo de fondo es proporcional a la pendiente longitudinal del cauce, siendo la del río Reyes (pendiente de 1,90%) mayor que la del río Grande (pendiente de 1,30%).

3.9.4.4. Resultados

Se presentan a continuación los resultados obtenidos para las dos políticas de operación planteadas para la espera de la crecida: con las compuertas cerradas y con las compuertas abiertas. A su vez, cada ensayo se realizó para los siguientes casos:

1. Sin aporte de sedimentos;
2. Con aporte de sedimentos de forma manual y semidiscreta;
3. Con aporte de sedimentos de forma continua (mediante el empleo de las tolvas).

Política de Operación 1: Esperar la crecida con las compuertas cerradas

En primer lugar, se compara visualmente la variación del lecho, registrada durante los tres ensayos realizados para un mismo procedimiento de operación. En la Figura 140 se muestran las fotografías tomadas en el mismo instante de tiempo en cada ensayo. Las imágenes de izquierda a derecha son el caso sin aporte de sedimentos, con aporte manual y con aporte continuo mediante las tolvas, respectivamente.

Etapa 1 - Tiempo 0min: Agua pasa por DF, Q = 600m³/s



Etapa 2 - Tiempo 20min: DM 10% abierto, Q = 400m³/s



Etapa 3 - Tiempo 30min: DM 20% abierto, Q = 250m³/s



Etapa 4 - Tiempo 40min: DM 50% abierto, CM 100% abierto, Q = 225m³/s



Figura 140: Etapas comparativas. Ensayos sin aporte, con aporte manual, con aporte continuo. Ensayo en que se espera la crecida con compuertas cerradas. Los tiempos de ensayo están medidos en modelo.

Tal como se comentó anteriormente, antes de realizar la etapa 4 del ensayo (donde se abren al 100% los canales moderadores y al 50% los diques móviles) no se aprecian grandes erosiones en la zona aguas arriba de la obra; mientras que luego de esta etapa la erosión del lecho cambia significativamente con respecto a la configuración inicial del ensayo. En las figuras de las etapas 1, 2 y 3 no se observan grandes diferencias entre lo obtenido para los tres ensayos; mientras que en las imágenes de la etapa 4 se observa que si bien los canales de llamada se forman en todos los casos hacia la zona de las estructuras de descarga, sí hay variaciones de las formas de fondo finales.

Para los 3 ensayos se relevaron los puntos y se digitalizó la superficie obtenida (Figura 141, Figura 142 y Figura 143).

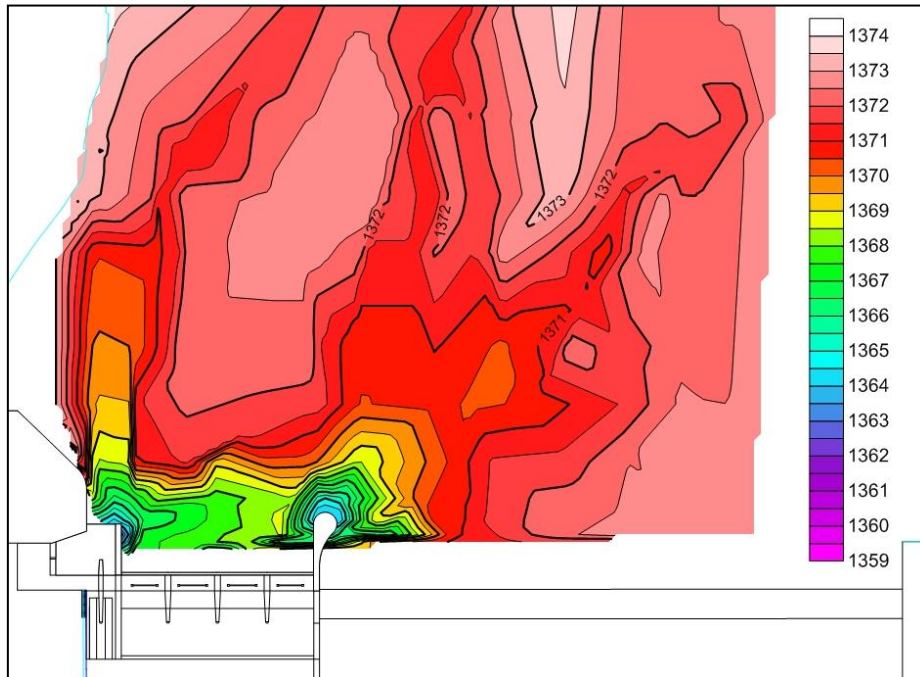


Figura 141: Superficie digital del modelo cuando se espera la crecida con las compuertas cerradas sin aporte de sedimentos

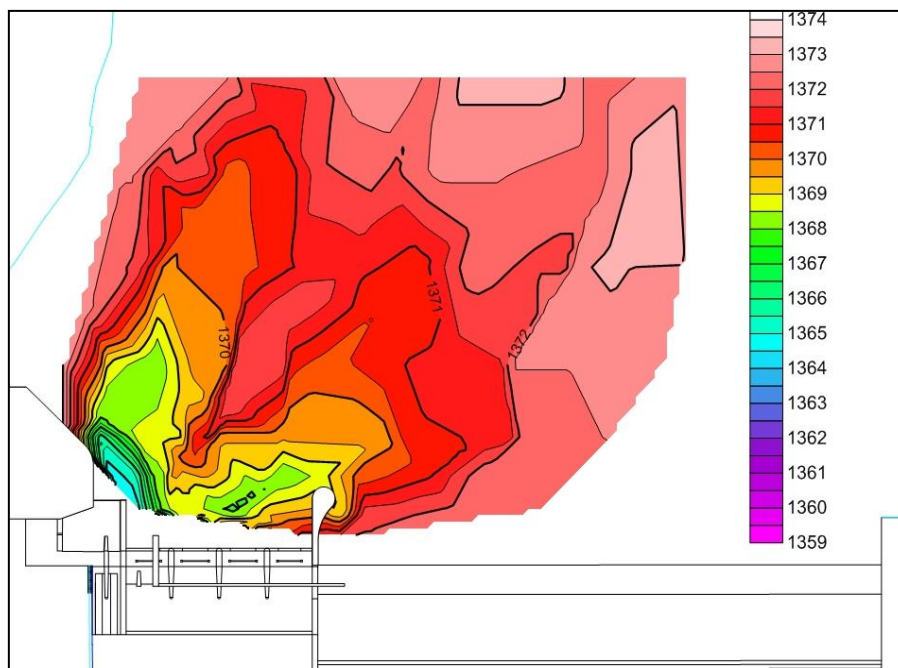


Figura 142: Superficie digital del modelo cuando se espera la crecida con las compuertas cerradas con aporte de sedimentos manual

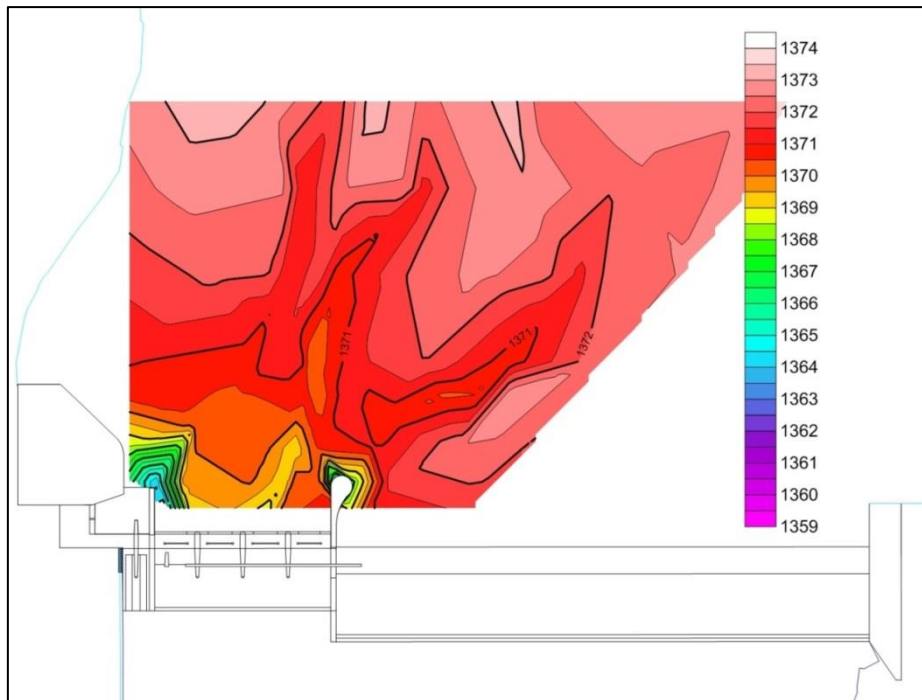


Figura 143: Superficie digital del modelo cuando se espera la crecida con las compuertas abiertas con aporte de sedimentos continuo.

Las superficies generadas en los tres ensayos muestran formas de fondo similares. En el caso sin aporte los tres canales de llamada se notan claramente, mientras que con aporte están menos acentuados, pero la cota de fondo es de 1371 m aproximadamente. Al aproximarse a la zona del canal moderador su cota disminuye a 1364 m. Además, se puede apreciar la formación de un canal de cota 1367 m (color verde en las imágenes) que se encuentra paralelo a la obra en la zona del dique móvil. Por otro lado, se observa en la imagen del ensayo sin aporte de sedimentos (Figura 141) la gran erosión local en la zona entre el dique fijo y dique móvil generada por la presencia de la guitarra.

A partir de las superficies digitales presentadas, se obtuvieron 4 perfiles (Figura 144), con el fin de poder comparar los resultados obtenidos en los tres casos analizados. Se realizaron dos perfiles longitudinales al curso fluvial (uno donde se separa el canal moderador del dique móvil y el otro donde se divide el dique móvil del dique fijo) y dos transversales (uno a 20 metros en prototipo del labio del dique móvil y el otro a 60 metros).

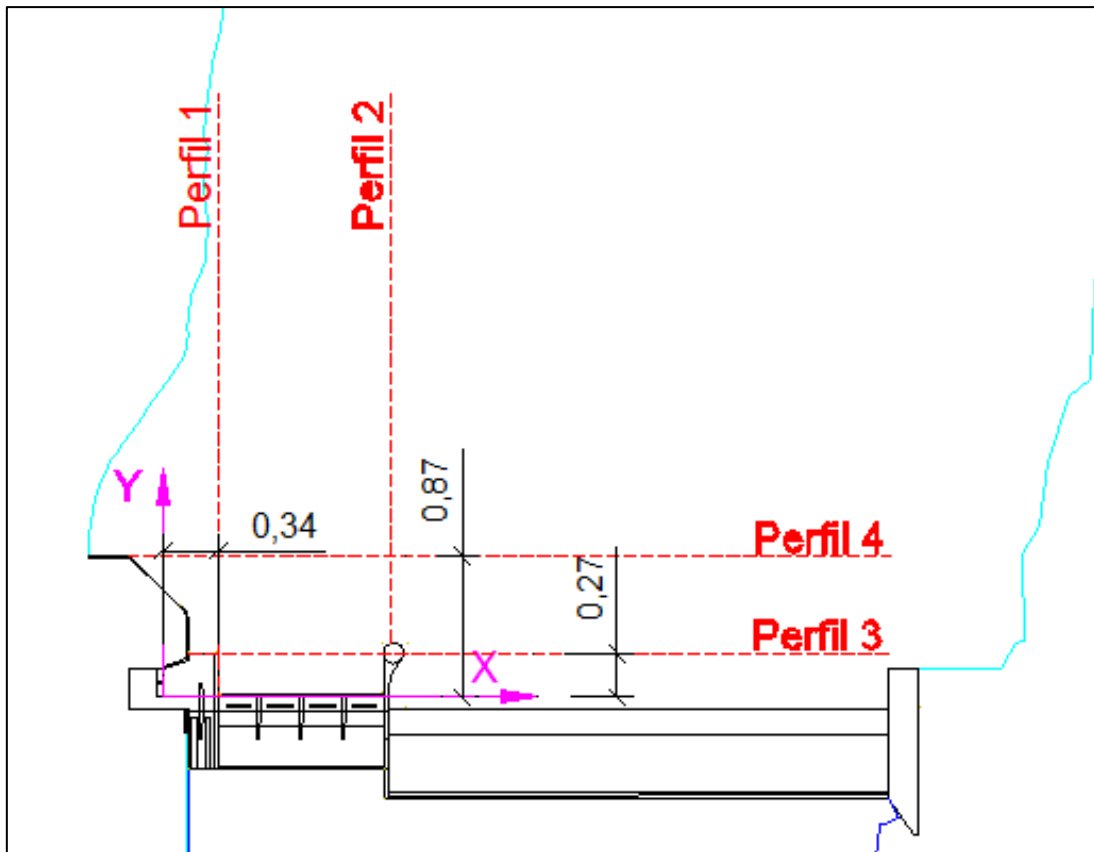


Figura 144: Ubicación de perfiles analizados

Los perfiles obtenidos para los tres casos analizados se presentan a continuación. En color celeste se distingue la cota al iniciar cada ensayo (1373 m), en color azul se puede ver el lecho del ensayo sin aporte de sedimentos, en color rojo el del ensayo con aporte manual y en verde el del ensayo con aporte continuo de sedimentos.

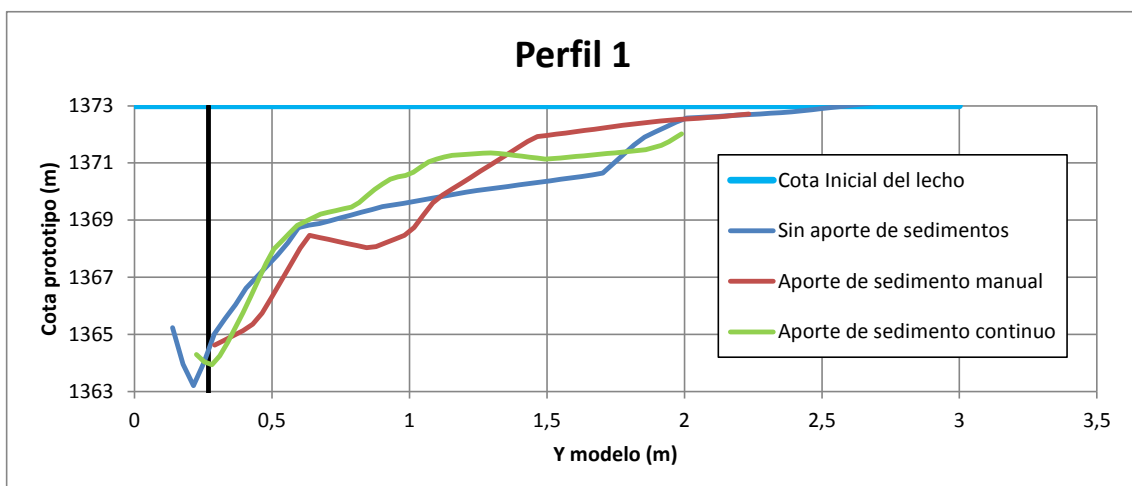


Figura 145: Perfil 1. Ensayos en los que se espera la crecida con compuertas cerradas

Se puede notar que en el perfil 1 no se observan cambios significativos entre los tres casos analizados. En este perfil se distingue la cota mínima observada, en correspondencia con la ubicación del muro que separa el canal moderador del dique móvil y en los tres casos es aproximadamente 1365 m.

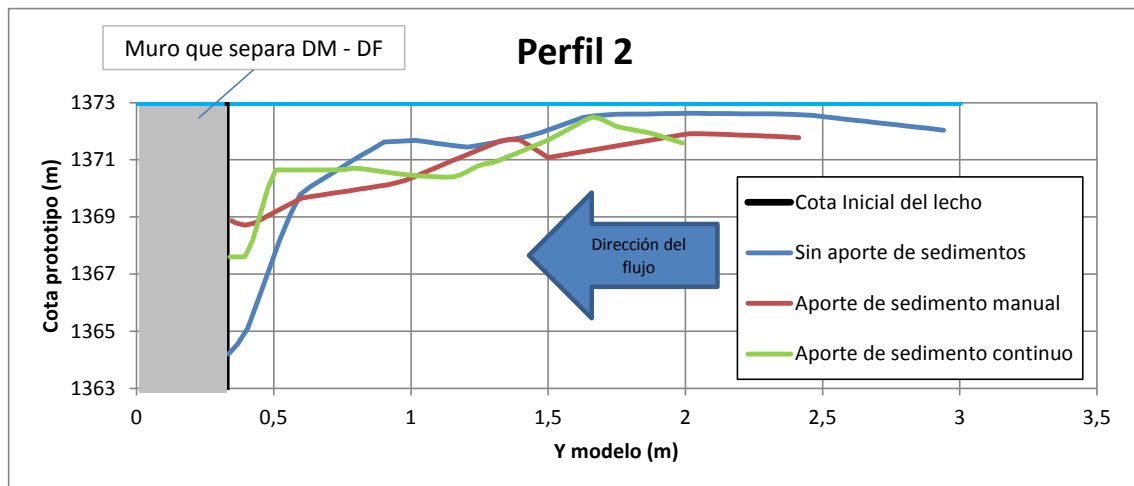


Figura 146: Perfil 2. Ensayos en los que se espera la crecida con compuertas cerradas

El perfil 2 muestra que en el ensayo sin aporte de sedimentos, se observa mayor remoción, inmediatamente aguas arriba de la guitarra que separa el dique fijo del dique móvil. La cota observada en el caso sin aporte es de 1364m, mientras que con aporte, varía entre 1368m y 1369m; por lo que la diferencia entre las cotas observadas ronda los 3 y 4 metros. Si bien cerca de la guitarra se observó esta diferencia, la erosión generalizada aguas arriba de esta estructura, es similar en los tres casos.

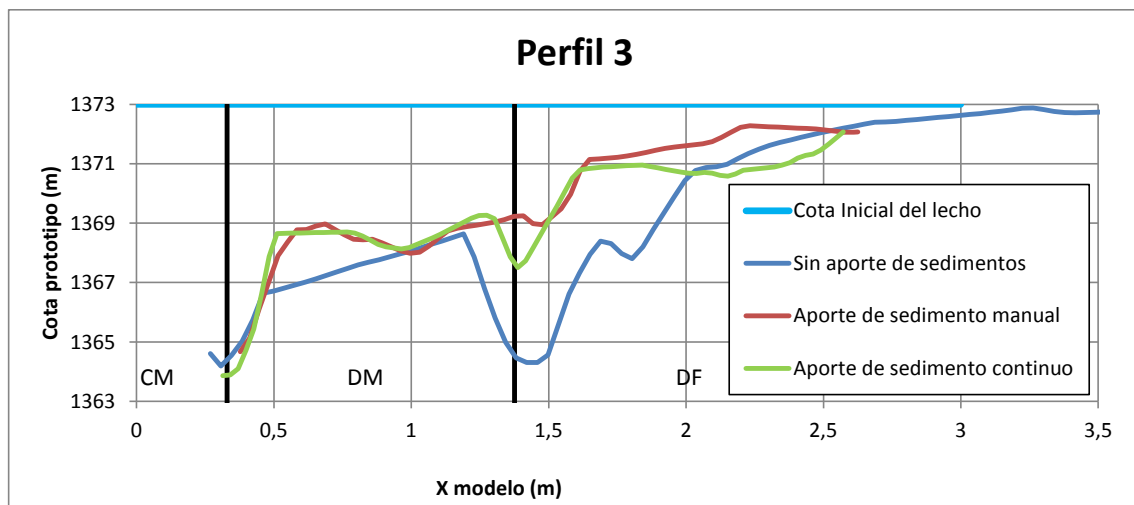


Figura 147: Perfil 3. Ensayos en los que se espera la crecida con compuertas cerradas

Analizando el perfil 3 se vuelve a observar un comportamiento similar al del perfil 2. En el caso sin aporte, la magnitud de la erosión es mayor que en los casos con aporte; pero en los tres casos se presenta un patrón similar en la forma de fondo. Lo interesante en este perfil es que se manifiesta, para todos los casos, las cotas mínimas observadas; muestra la erosión local que ocurre en la guitarra que separa el dique fijo del dique móvil (cuya diferencia de resultado se explicó en el perfil 2) y la que ocurre en el muro que separa el canal moderador del dique móvil (que para los tres casos fue muy similar). También permite distinguir e inferir que las formas y fondos de los canales que se forman, son similares en todos los casos. Resaltando que en el ensayo sin aporte de sedimentos las cotas son menores, generando canales de llamada más marcados (con diferencia de hasta 3 y 4m entre los ensayos sin y con aporte).

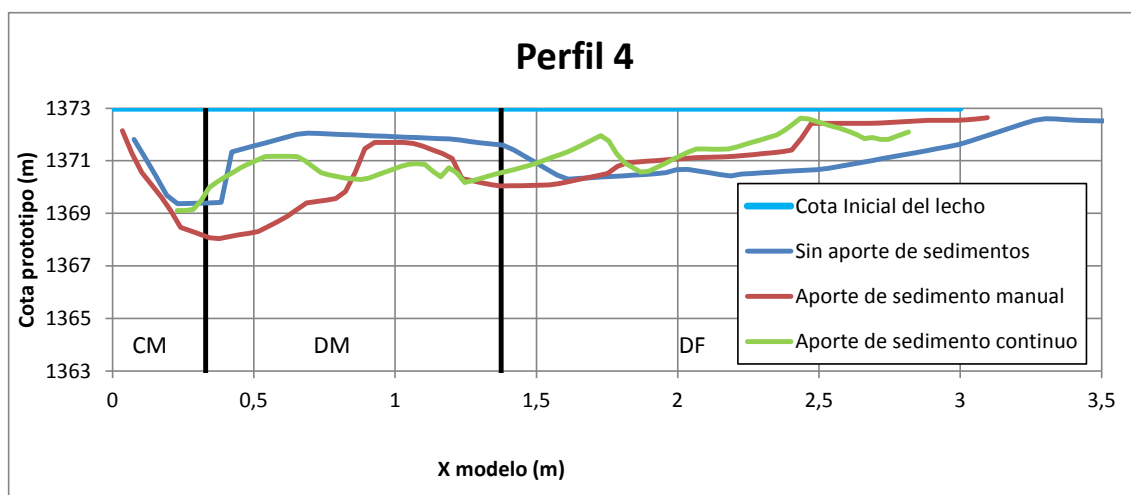


Figura 148: Perfil 4. Ensayos en los que se espera la crecida con compuertas cerradas

En el perfil 4 se pueden observar los canales de llamada hacia la obra, conformados a unos 60m de la misma. En este caso no existe una gran diferencia de las formas del lecho entre los tres casos.

Política de operación 2: Esperar la crecida con las compuertas abiertas

Como se desarrolló anteriormente, se comparó visualmente la variación del lecho observada durante los tres ensayos realizados del mismo

procedimiento de operación. Las imágenes de la Figura 149 son del caso sin aporte de sedimentos, con aporte manual y con aporte continuo respectivamente en cada instante de tiempo.

Etapa 1 - Tiempo 0min: DM abierto, CM abierto, $Q = 600\text{m}^3/\text{s}$



Etapa 2 - Tiempo 20min: DM 1,2,3 abierto, DM 4 cerrado, CM cerrado, $Q = 450\text{m}^3/\text{s}$



Etapa 3 - Tiempo 40min: DM 1,2 abierto, DM 3,4 cerrado, CM abierto, $Q = 300\text{m}^3/\text{s}$



Etapa 4 - Tiempo 60min: DM 1 abierto, DM 2,3,4 cerrado, CM cerrado, $Q = 150\text{m}^3/\text{s}$



Figura 149: Etapas comparativas. Ensayos sin aporte, con aporte manual, con aporte continuo. Ensayo en que se espera la crecida con compuertas abiertas. Los tiempos de ensayo están medidos en modelo.

Como se observa en las fotografías tomadas durante el transcurso de los ensayos, en las inmediaciones del dique fijo no hay acumulación de sedimentos debido a que la política de operación empleada en estos ensayos se basa en esperar la crecida con compuertas abiertas. Sin embargo, antes de proceder a la apertura del canal moderador (etapa 3), en sus proximidades, se observa sedimento acumulado que, después de la apertura de estas compuertas, es arrastrado de manera eficaz y rápida. Al realizar un análisis

visual de las fotografías tomadas durante los ensayos se observa que en los tres casos se tienen superficies del lecho muy parecidas.

Análogamente a lo realizado para la política anterior, en este caso también se procedió a digitalizar las superficies obtenidas al final de cada ensayo. En la Figura 150, Figura 151 y Figura 152 se presentan los resultados de los ensayos sin aporte, con aporte manual y continuo respectivamente.

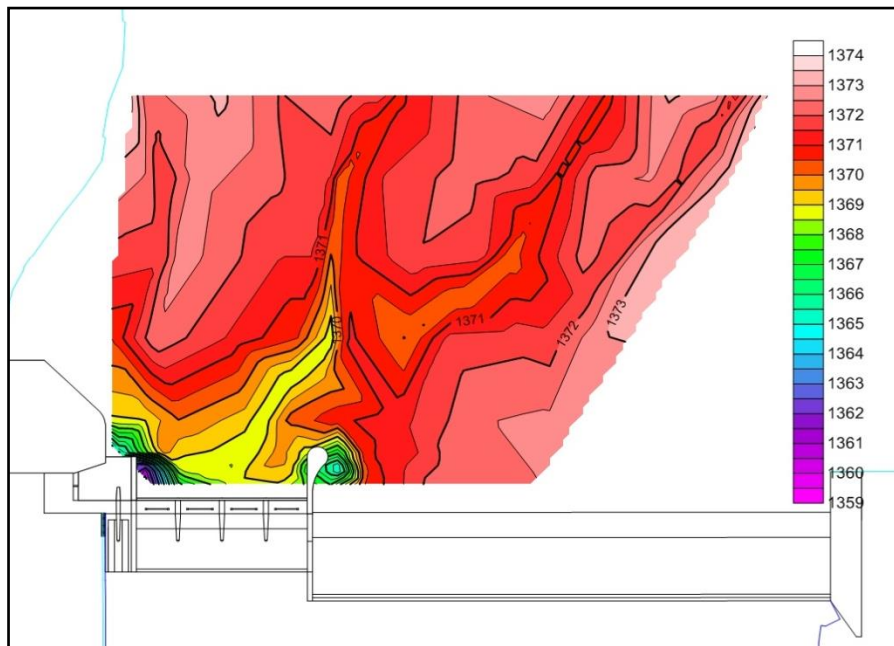


Figura 150: Superficie digital del modelo cuando se espera la crecida con las compuertas abiertas sin aporte de sedimentos

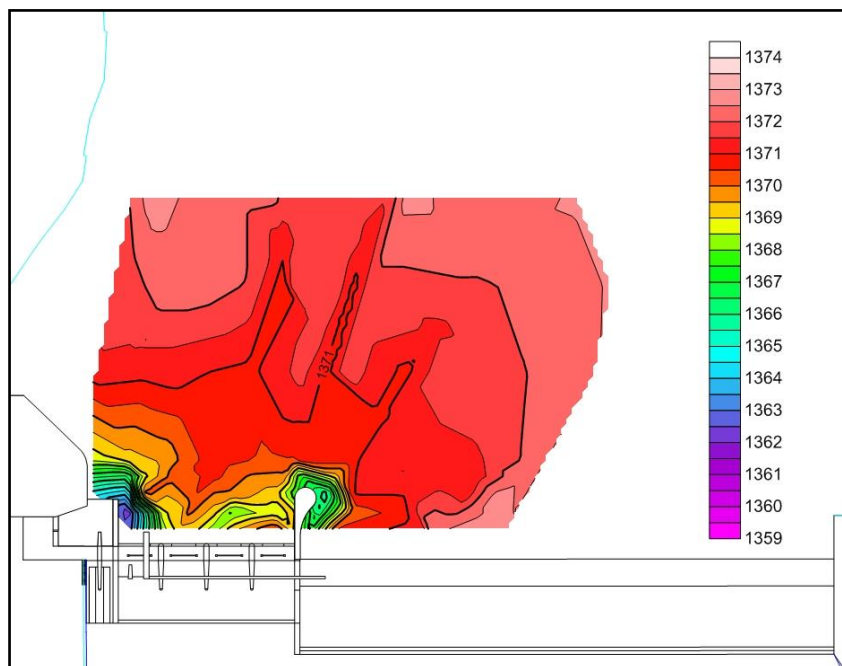


Figura 151: Superficie digital del modelo cuando se espera la crecida con las compuertas abiertas con aporte de sedimentos manual

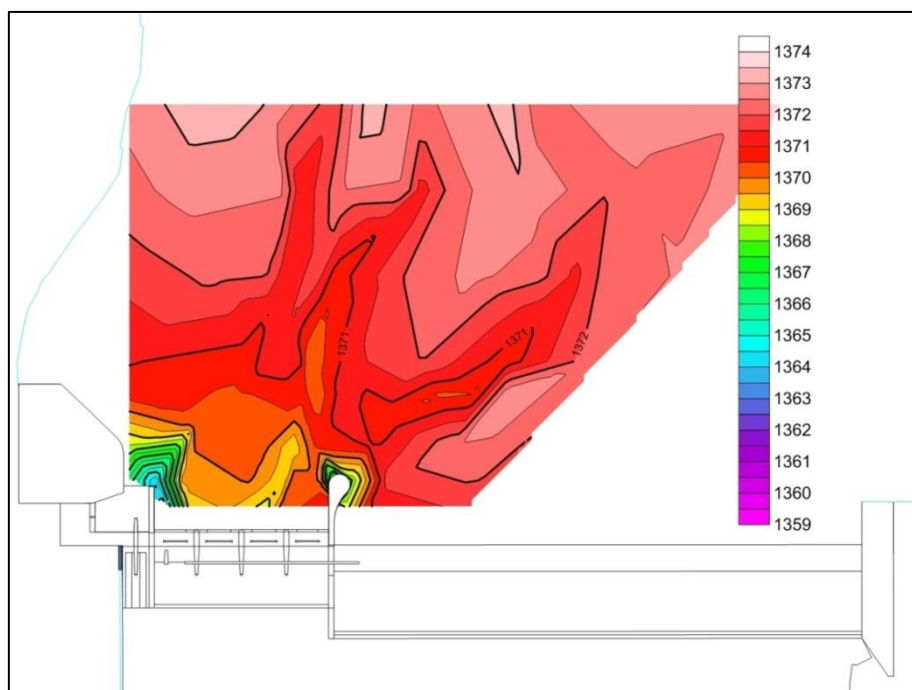


Figura 152: Superficie digital del modelo cuando se espera la crecida con las compuertas abiertas con aporte de sedimentos continuo

Comparando las superficies digitales de los ensayos, las cuales están en la misma gama de colores para la representación de las cotas, se puede distinguir que en los tres casos se conforman 3 canales de llamada hacia la obra con cotas aproximadas de 1371 m. En las inmediaciones de la obra se tiene una disminución de las cotas del lecho siendo la cota mínima observada, 1364 m en la zona del muro entre el canal moderador y el dique móvil. También se observa gran remoción en la cercanía de la guitarra que separa el dique fijo del dique móvil.

A continuación se presentan los perfiles generados mediante las superficies digitales:

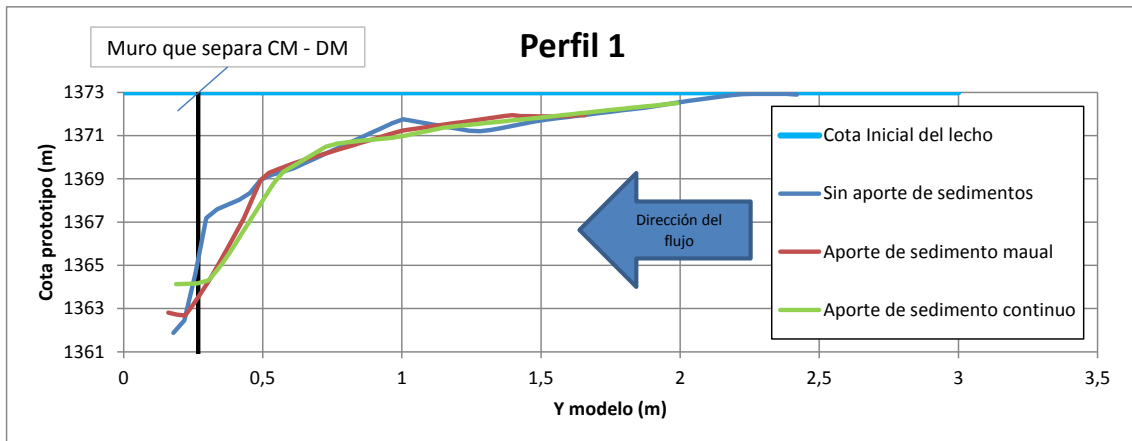


Figura 153: Perfil 1. Ensayos en los que se espera la crecida con compuertas abiertas

En el perfil 1 no se observan grandes diferencias entre los tres casos. La mayor erosión local, como era de esperar, se da cerca del muro que separa canal moderador y dique móvil. En este perfil se grafica la cota mínima generada aguas arriba de este muro y en los tres casos ronda los 1364 m.

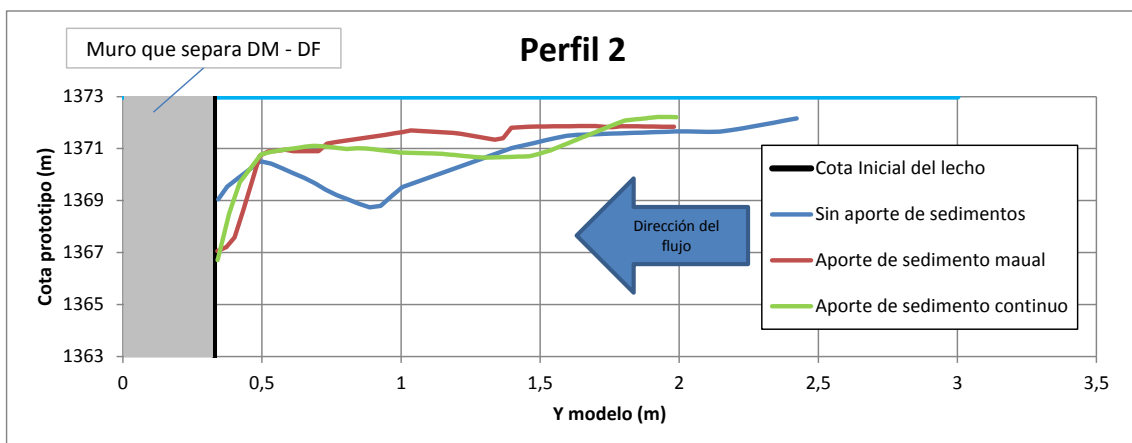


Figura 154: Perfil 2. Ensayos en los que se espera la crecida con compuertas abiertas

Al analizar el perfil 2 se puede distinguir que la conformación general del lecho es similar, pero en el caso sin aportes de sedimentos, el canal de llamada hacia el canal moderador es más marcado, con una profundidad casi 2m mayor con respecto a los casos con aporte. No se distingue gran erosión en la guitarra ya que al ir avanzando el ensayo, se va realizando el cierre de las compuertas del dique móvil en forma progresiva desde la margen izquierda hacia la margen derecha y como en el final del ensayo solo permanece abierta la compuerta del dique móvil más alejada de la guitarra, no hay tanto efecto de la erosión local en este punto como ocurre con el ensayo con compuertas cerradas.

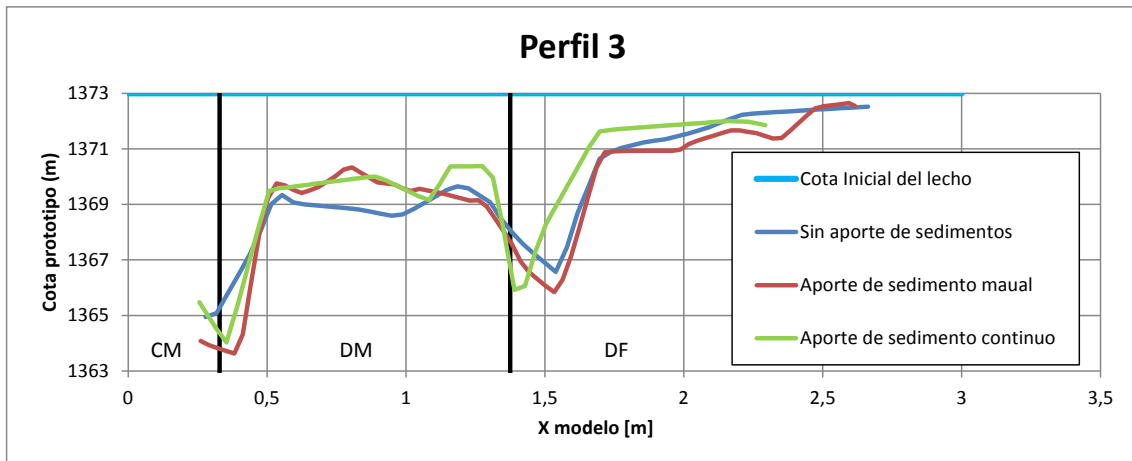


Figura 155: Perfil 3. Ensayos en los que se espera la crecida con compuertas abiertas
Se puede observar que el perfil 3 casi no manifiesta grandes variaciones

al realizar aportes de sedimentos. Los canales de llamada son muy similares y las cotas mínimas observadas, tanto en el muro que separa el canal moderador del dique móvil como en la guitarra que separa el dique móvil del dique fijo, son análogas (cerca de 1364 m y 1367 m respectivamente).

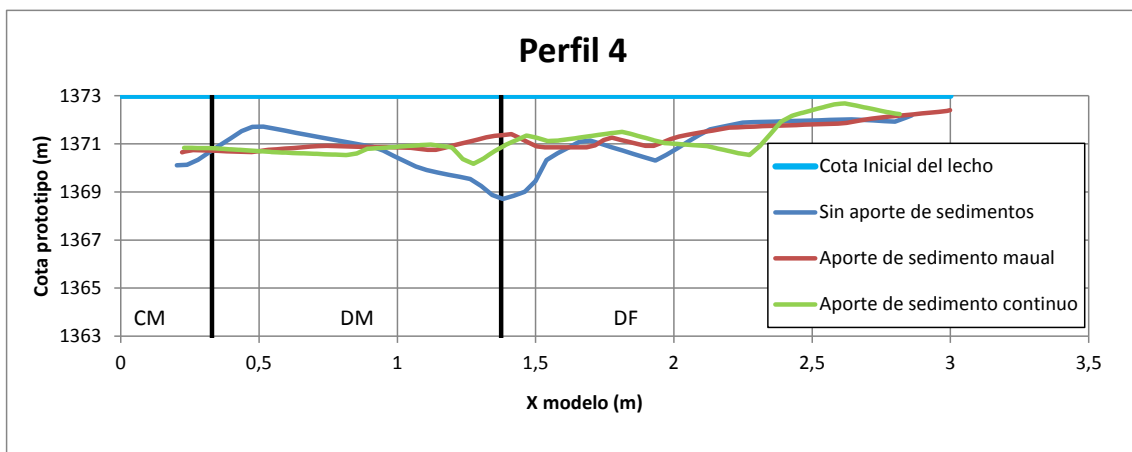


Figura 156: Perfil 4. Ensayos en los que se espera la crecida con compuertas abiertas

En el perfil 4 se observan canales de llamada con la misma forma en los tres casos. En el caso sin aporte, el canal de llamada se halla más marcado que en los casos con aporte. La erosión generalizada es similar.

3.9.5. Validez del Modelo Físico del Dique Los Molinos como modelo de transporte de sedimentos.

En esta sección se buscará analizar si el modelo es un modelo de transporte de sedimentos, es decir si los resultados obtenidos pueden tomarse como cuantitativos de lo que ocurre en el prototipo.

El transporte de sedimentos y su iniciación debe cumplir con la similitud de Froude o también llamada tensión de corte dimensional y del número de Reynolds de la partícula; y ambos parámetros se relacionan en el ábaco de Shields.

Si ambos parámetros adimensionales son iguales tanto en modelo como en prototipo se puede decir que hay similitud total y el modelo es un modelo de transporte de sedimentos. Pero, como se verá más adelante esa similitud total es muy difícil de lograr, por lo que lo se busca es que al menos el modelo y el prototipo se ubiquen dentro de la misma área del gráfico de Shields.

Las principales variables que se pueden cambiar en el modelo para asegurar la similitud tanto de $\bar{\tau}$ como de Re_* es el diámetro de la partícula d y su densidad específica γ_s .

A medida que la escala del modelo es más pequeña asegurar la similitud total de ambos números adimensionales es más difícil ya que los valores de d y γ_s escapan de los valores lógicos utilizables. Una posible solución para asegurar la existencia de un modelo de transporte perfecto en estos casos en que ya no se puede alcanzar el d y γ_s necesarios es recurrir a modelos distorsionados (diferente escala en planta y en altura).

Se verá que para nuestro caso utilizando un modelo no distorsionado a escala 1:65 los valores de d y γ_s que deberíamos utilizar para alcanzar la similitud son inmanejables. Por lo que se debería recurrir a un modelo distorsionado o conformarse con alcanzar una similitud parcial donde los valores de $\bar{\tau}$ y de Re_* en el modelo son cercanos a los del prototipo.

3.9.5.1. Similitud total entre el sedimento de modelo y prototipo

A continuación se deducen los valores de d y γ_s que debería tener el modelo “Los Molinos” para asegurar la similitud total con el prototipo (se busca que tanto los valores adimensionales de $\bar{\tau}$ como de Re_* sean iguales en el modelo -m- y el prototipo -p-):

Partiendo de $Re_{*m} = Re_{*p}$, se llega a:

$$\frac{u_{*m}}{u_{*p}} = \frac{d_p}{d_m} \quad [64]$$

$$\text{y } \frac{u_{*m}}{u_{*p}} = \frac{\sqrt{\lambda_x}}{\lambda_y} \quad [65]$$

, con λ_x y λ_y escalas en el plano y en altura respectivamente

Igualando las últimas 2 ecuaciones se llega a:

$$d_m = \frac{\lambda_y}{\sqrt{\lambda_x}} d_p \quad [66]$$

La última ecuación relaciona el diámetro de las partículas en el modelo (d_m) respecto a la del prototipo (d_p).

Para relacionar el γ_s (peso específico saturado del sedimento) del modelo con el del prototipo igualamos $\bar{\tau}$ del modelo con el del prototipo.

Partiendo de $\bar{\tau}_m = \bar{\tau}_p$ se llega a:

$$\left(\frac{u_{*m}}{u_{*p}}\right)^3 = \frac{\gamma'_m}{\gamma'_p} \quad [67]$$

Y como:

$$\frac{u_{*m}}{u_{*p}} = \frac{\sqrt{\lambda_x}}{\lambda_y} \quad [68]$$

Se obtiene:

$$\gamma'_m = \left(\frac{\sqrt{\lambda_x}}{\lambda_y}\right)^3 \gamma'_p \quad [69]$$

La última ecuación relaciona el valor de γ' en el modelo y en el prototipo.

Del análisis dimensional realizado, se puede observar que los valores de d_m y de γ'_m solo dependen de las escalas tanto en planta como en altura y de d_p y γ'_p . Es por ello que más adelante se evaluará la influencia de la escala en dichos parámetros.

Partiendo de:

$$d_p = 0.125 \text{ m}$$

$$\gamma_{sp} = 2000 \text{ kg/m}^3$$

Se procede a calcular el valor de d_m y de γ_s que debería tener el modelo bajo la escala no distorsionada 1:65 para que haya similitud total de los valores adimensionales $\bar{\tau}$ y Re_* , se obtienen los siguientes resultados:

$$d_m = 1.01 \text{ m}$$

$$\gamma_{sm} = 1002 \text{ kg/m}^3$$

Se puede observar que para un modelo de escala no distorsionada 1:65, los valores de d_m y de γ_{sm} que se deberían usar para que haya total similitud total son imposibles de modelar.

A continuación se estudiaron los efectos de la escala sobre el diámetro del sedimento y el peso específico saturado del mismo en un modelo no distorsionado. En la Figura 157 y la Figura 158 se muestran dichos resultados:

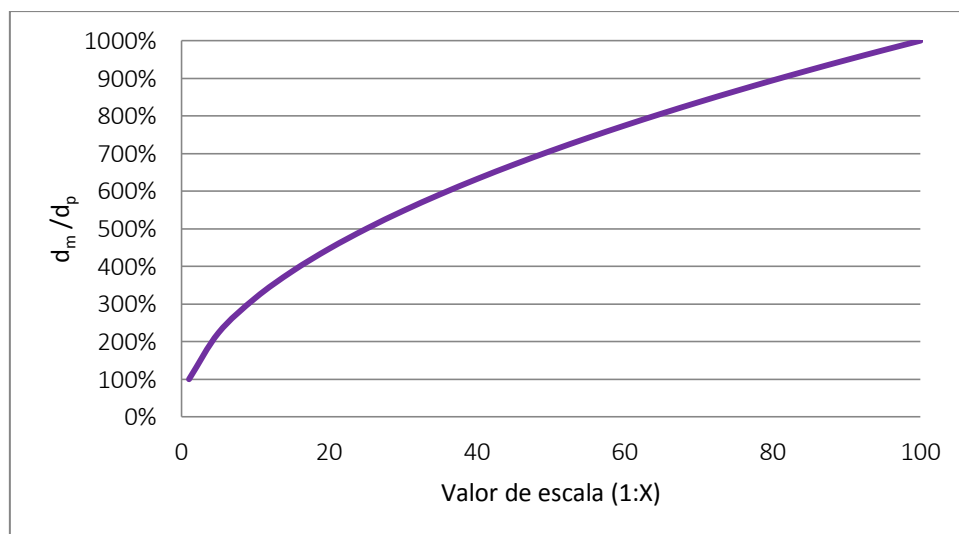


Figura 157: Variación del diámetro del sedimento respecto a la escala.

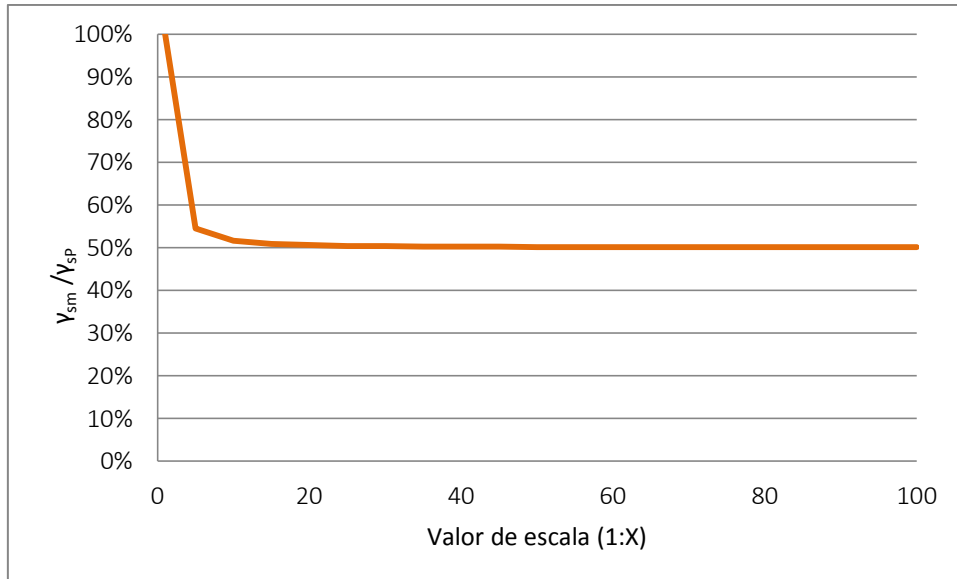


Figura 158: Variación del peso específico saturado del sedimento respecto a la escala.

En la Figura 157 se puede observar que a medida que disminuye el tamaño del modelo aumenta el diámetro del sedimento; mientras que en la Figura 158 se puede observar que el valor del peso específico saturado del sedimento se ve muy reducido aun para escalas grandes y luego permanece más o menos constante aproximadamente a un 50% del valor en el prototipo.

De este análisis realizado, se puede observar la dificultad para obtener una similitud total en el sedimento del modelo con respecto a la del prototipo para modelos no distorsionados.

Debido a ello, se plantea como solución alcanzar una similitud parcial de tal manera que al variar los valores de d_m y de γ_{sm} se logre que tanto el sedimento de prototipo como el de modelo se encuentren en la misma zona del ábaco de Shields (y no en el mismo punto).

3.9.5.2. Similitud parcial entre el sedimento de modelo y prototipo

A continuación se graficó en el ábaco de Shields los valores de $\bar{\tau}$ y Re_* para diversos caudales tanto en el modelo como en el prototipo.

Como se verá en los gráficos que se presentarán a continuación (Figura 159 y Figura 160) los valores de $\bar{\tau}$ y Re_* en el modelo y en el prototipo están muy alejados entre sí. Una posible solución para lograr aproximar dichos valores a los del prototipo con el fin de ubicarlos en la misma zona del ábaco de Shields es cambiar el d_m y de γ_{sm} a fin de obtener valores de $\bar{\tau}$ y Re_* más cercanos a los del prototipo. Para ello se propone un sedimento con las siguientes características:

$$d_m = 0.01 \text{ m}$$

$$\gamma_{sm} = 1100 \text{ kg/m}^3 \text{ (peso específico de materiales como madera, nueces, carbón)}$$

En la Figura 159 y la Figura 160 se puede observar los resultados graficados en el Ábaco de Shields. Se puede observar que con los cambios propuestos los valores de $\bar{\tau}$ y Re_* en el modelo se ubican dentro de la misma zona que los del prototipo.

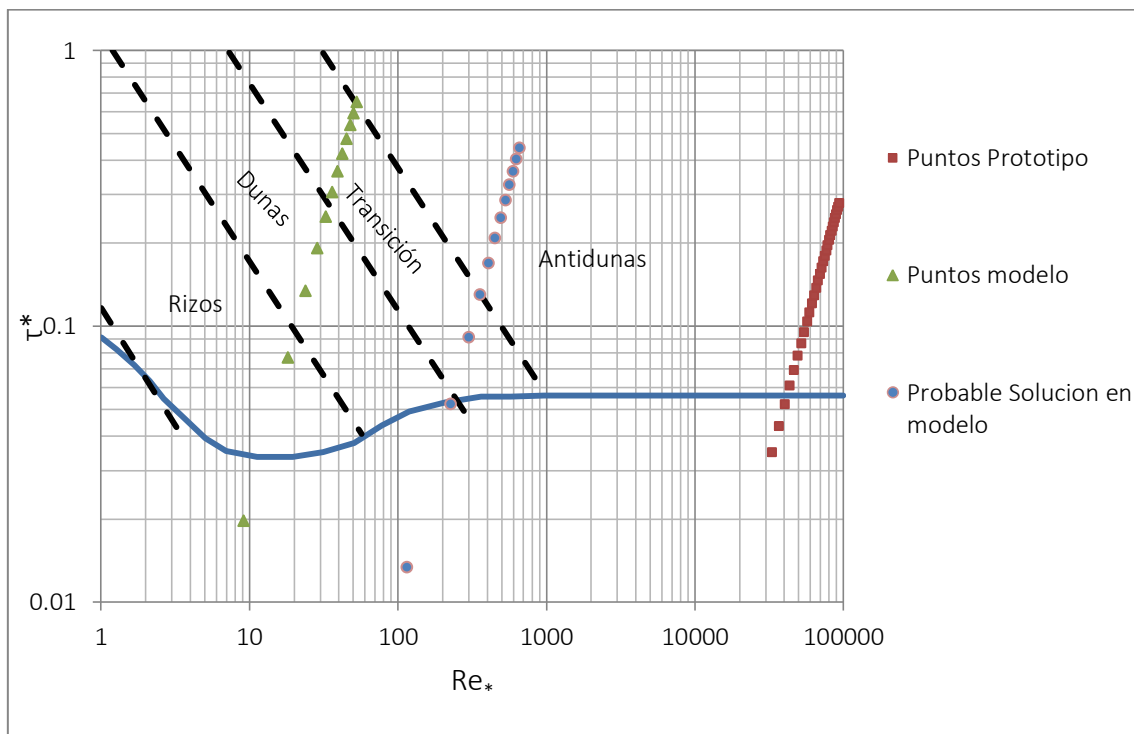


Figura 159: Valores de $\bar{\tau}$ y Re_* del Río Reyes para el Modelo, Prototipo y posible solución.

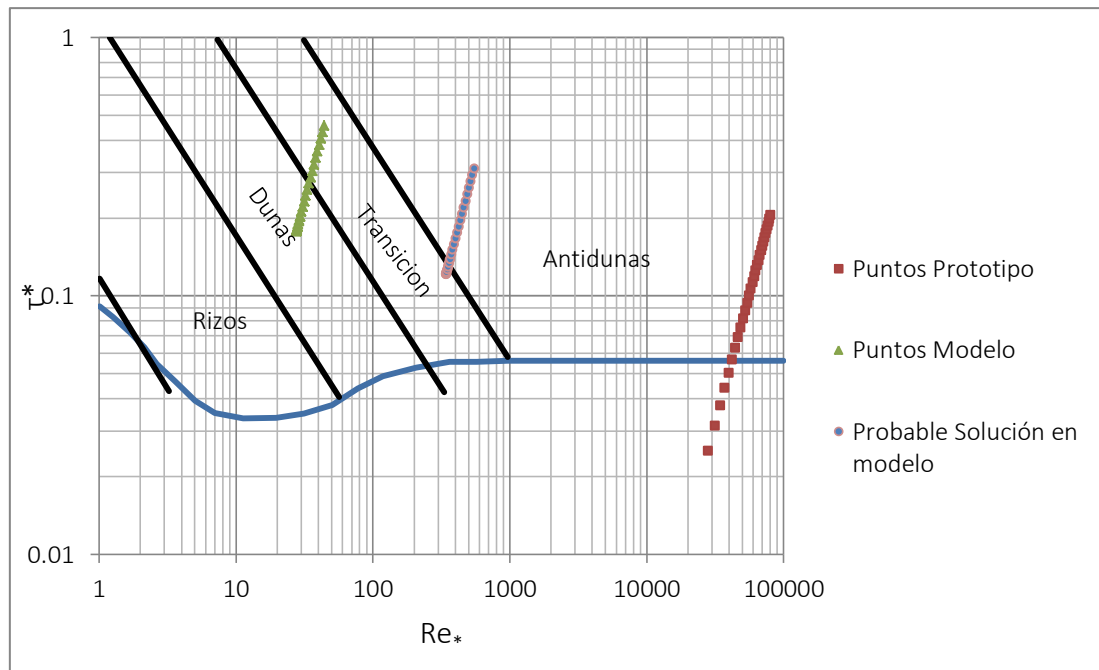


Figura 160: Valores de $\bar{\tau}$ y Re_* del Río Reyes para el Modelo, Prototipo y posible solución.

Se puede observar que tanto para el caso del Río Reyes como para el Río Grande con los cambios realizados sobre el sedimento no se alcanza la similitud total pero si se logra aproximarse parcialmente a la misma zona del ábaco del Shields por lo que con los cambios realizados se podrían obtener resultados aceptables en cuanto a la cuantificación del transporte de sedimentos en el modelo y esos resultados podrían llevarse a prototipo.

Lo que se puede concluir a partir del análisis realizado del modelo, es que como los valores de los parámetros adimensionales $\bar{\tau}$ y Re_* están lejos de los valores en el prototipo, **no podemos decir que el modelo físico del Dique Los Molinos sea un modelo físico de transporte de sedimentos.**

Sin embargo por más que se cumpliera la similitud entre el modelo y el prototipo no podríamos asegurar la exactitud de los resultados obtenidos ya que como se explicó anteriormente existen muchas variables que intervienen en el transporte de sedimentos como los son los parámetros del sedimento y sobre todo los parámetros del cauce. En otras palabras en nuestro modelo se representó solo un sector del prototipo el cual permanece inalterado durante los ensayos. Por el contrario, en el prototipo durante las crecidas los cauces

cambian tanto de pendiente como de morfología en general, pudiendo acarrear más o menos material que con el que se ensayó siguiendo las formulas empíricas propuestas por la bibliografía, es decir que el fenómeno de transporte de sedimentos es complejo y de difícil calibración en un modelo que abarque una gran área del prototipo.

Es importante destacar que los resultados obtenidos en este trabajo son cualitativos es decir que las formas de fondo obtenidas durante los ensayos no deben tomarse como finales en el prototipo pero si pueden tomarse como una aproximación.

Para lograr resultados más exactos, en este trabajo se propone utilizar otro tipo de material para el sedimento (como el que se propuso en este trabajo) y enfocarse en un sector en particular del modelo (como puede ser la obra de toma hacia el canal derivador). Con ello se pueden obtener valores más representativos de lo que ocurre en el prototipo.

4. Capítulo 4: Conclusiones

A continuación se resumen las principales conclusiones alcanzadas en esta tesis. Las mismas se dividen en dos partes: las relacionadas a los estudios realizados para el diseño hidrológico y para el diseño hidráulico, respectivamente.

4.1. Sobre los estudios realizados para el diseño hidrológico

En lo relativo a los estudios realizados para el diseño hidrológico, en este trabajo se logró cubrir una importante área de vacancia en nuestro país. Mediante la herramienta generada, a partir de ahora puede estimarse la lluvia de diseño de forma precisa, fácil y sencilla. A partir de este desarrollo, que cubre una gran parte del territorio argentino, se pueden estimar las variables hidrológicas de diseño para los pequeños y medianos proyectos de infraestructura hidráulica que se realicen de ahora en adelante. Las principales conclusiones alcanzadas son:

- Luego de haber ubicado espacialmente, recopilado y procesado registros de 349 estaciones pluviométricas en la región de estudio se encontró una vacancia de datos en la zona del oeste de Salta, Jujuy y Catamarca.
- Se realizó una verificación exhaustiva de los parámetros estadísticos y ajustes de probabilidad para todas las estaciones encontradas, dando como resultado que los registros de 158 estaciones verificaban las hipótesis estadísticas (de las 349 iniciales)
- La incertidumbre debido al tamaño de la muestra es más significativo que el modelo probabilístico utilizado. En consecuencia, de los 6 funciones de distribución de probabilidad utilizadas se adoptó la función LOGNORMAL como representativa.
- Se desarrolló un Sistema de información Geográfico (SIG) como herramienta para representar los resultados obtenidos y realizar el análisis regional de la lluvia máxima diaria en la zona de estudio.

- Se crearon mapas tendenciales de isohietas de láminas de lluvias máximas diarias asociadas a diferentes períodos de retorno para toda la zona de estudio.
- Se verificó que las láminas de lluvia máxima diaria extraídos de los mapas tendenciales generados se aproximan a los valores adoptados en proyectos antecedentes.

4.2. Sobre los estudios realizados para el diseño hidráulico

En lo relativo a los estudios avanzados realizados para el diseño hidráulico de infraestructura hídrica, con este trabajo se lograron resolver múltiples problemáticas presentes en el Dique Los Molinos, Jujuy, antes de que se inicie su proyecto de refuncionalización. Mediante la determinación experimental de múltiples parámetros hidráulicos de interés en el modelo físico a escala reducida, pudo mejorarse el diseño preliminar y posteriormente en obra pudieron aplicarse las medidas más adecuadas según el caso. Las principales conclusiones alcanzadas en este estudio son:

- Los resultados obtenidos permiten advertir la baja sensibilidad en la capacidad de evacuación de caudales por los órganos de operación de la obra, para distintas configuraciones de aporte.
- A pesar de que tanto los dos descargadores de fondo del CM como las 4 compuertas del DM tienen las mismas dimensiones, no tienen el mismo comportamiento hidráulico. Esto se debe a las distintas condiciones de borde que tienen (efecto obstáculo, pilas laterales, entre otras estructuras que perturban el flujo e impiden que las compuertas evacúen el máximo caudal teórico). El descargador CM1 es más eficiente que CM2, ya que evacúa mayor caudal. Además, la compuerta DM3 es la más eficiente, ya que evacúa el mayor caudal. Si seguimos este criterio, le sigue DM2, luego DM4 y finalmente DM1 (la compuerta menos eficiente).
- De la comparación de los caudales aforados con las 3 técnicas experimentales utilizadas para medir caudal se mostró que la técnica más precisa es la medición volumétrica (errores menores al 5%), seguida por

el Tubo Pitot (errores del orden de 10%) y finalmente PTV (errores del orden de 15%).

- No hay diferencia significativa entre los resultados con el lecho aguas arriba del dique a fondo móvil (medición volumétrica) con a fondo fijo (PTV y Pitot). Con esto se concluye que una vez que se ha deformado el lecho aguas arriba de la obra (se han formado los canales de llamada y se ha estabilizado la erosión), no se altera la eficiencia de evacuación de las estructuras de descarga.
- Se construyeron las curvas H-Q tanto del CM en su conjunto como de cada uno de los descargadores de fondo por separado y también del dique móvil y el dique fijo y se contrastaron los valores medidos experimentalmente con las curvas de proyecto. Se debe mencionar que existen algunos errores en los datos de las mediciones propios de la metodología empleada para medir en el modelo; pero así y todo con este análisis realizado se puede mostrar la importancia de realizar mediciones en modelos físicos ya que permitieron analizar la variación debido a la colmatación de sedimentos durante su vida útil de la eficiencia de las estructuras de descarga desde la condición original de diseño hasta la condición actual. Este tipo de modelos permiten obtener la relación actualizada de las capacidades de evacuación en función de las condiciones de colmatación que existan
- Se caracterizaron las curvas de despegue para los dos descargadores de fondo del CM actuando en conjunto y para cada uno funcionando por separado. Se calcularon las velocidades de aproximación del flujo hacia el salto esquí y las velocidades de despegue para caso.
- Se observa que el comportamiento hidráulico de las estructuras de descarga (trabajo a pelo libre o a presión) no sólo depende del caudal que evacúa la estructura sino también de la condición del fondo cercano a la misma.
- **Políticas de Operación:** Se caracterizaron dos políticas bien definidas, ambas con sus ventajas y desventajas:
 - **Esperar el evento con el DM cerrado**
 - **Esperar el evento con el DM abierto**

- Al ensayar las políticas de operación con aporte de sedimentos, se confirmó las dos políticas de operación previamente desarrolladas (ensayadas sin aporte de sedimentos) cumplen los requerimientos y objetivos buscados a la hora de su desarrollo.
- Las formas de fondo generadas son independientes de si el ensayo se hace con o sin aporte de sedimentos. Se pudo apreciar una disminución en los canales de llamada formados para los casos con aportes de sedimentos, pero el lecho, a nivel general permanece similar al caso sin aportes.
- Al ensayarse los procedimientos con aporte de sedimentos de manera continua se obtuvieron resultados casi análogos respecto a los ensayos realizados con aporte manual; por lo que se concluye que la sensibilidad del lecho del modelo a la manera de realizar los aportes es poco significativa y en términos cualitativos ambos resultados son comparables.
- Es importante mencionar que el estudio realizado con aportes de sedimentos, es **cualitativo**. Que el fenómeno de transporte no puede ser representado bajo estas condiciones de similitud y que los resultados obtenidos solo permiten comparar ligeramente un extremo (sin aportes) y otro (con aportes), distinguiendo que los órdenes de magnitud de los fenómenos de remoción observados son similares y la configuración final del cauce, una vez aplicada cualquier política de operación, resulta de similares configuraciones en planta.
- **El modelo físico no es un modelo de transporte de sedimentos.** Por esta razón, por más que se cumpliera la similitud de los parámetros adimensionales del ábaco de Shields entre el modelo y el prototipo no podríamos asegurar la exactitud de los resultados obtenidos ya que existen muchas variables que intervienen en el transporte de sedimentos. El fenómeno de transporte de sedimentos es complejo y de difícil calibración en un modelo que abarque una gran área del prototipo.

4.3. Trabajos Futuros

- Sobre el estudio de la lluvia de diseño, a futuro se propone realizar diversas actividades:
 1. Actualización de la información pluviométrica en la región de estudio y densificación de la red de estaciones disponibles.
 2. Cálculo de la lluvia máxima diaria en otras provincias de la República Argentina. Actualmente se cuenta con los datos pluviométricos disponibles de las provincias de Chaco y Formosa que prontamente serán analizados y sumados al trabajo aquí presentado.
 3. Mediante el análisis de fajas pluviográficas avanzar en el estudio de las lluvias de diseño en la zona de estudio aquí presentada. Proceder al cálculo de funciones i-d-T y relaciones entre láminas en las diferentes regiones del Noroeste Argentino. Además estudiar la distribución espacial (coeficientes de atenuación) y temporal (hietogramas de diseño) de la lluvia.
 4. Generación de una plataforma para poder acceder desde la web a toda la información generada.
- Sobre el estudio hidráulico realizado a escala de modelo físico se propone:
 1. Corroborar a nivel de prototipo el funcionamiento de las políticas de operación aquí definidas ante un evento de crecida.
 2. Poder verificar las velocidades de despegue estimadas empíricamente en el salto esquí del canal moderador aplicando alguna metodología experimental adecuada por ejemplo LSPIV.
 3. Para avanzar en la cuantificación del transporte de sedimentos en el modelo, se propone utilizar otro tipo de material para el sedimento y enfocarse en un sector en particular del modelo (como puede ser la obra de toma hacia el canal derivador). Con ello se pueden obtener valores más representativos de lo que ocurre en el prototipo.

5. Capítulo 5: Referencias

Amengual, Rodolfo y Sciortino Juan (1995) “Estudio integral de las condiciones de avenimiento que afectan a Villa Güemes y Santa Rita – Tartagal- Departamento San Martín- Diagnóstico de Situación”.

Apóstolo Borleto, Cristian (2013). “Erosión aguas abajo del vertedero del Dique Los Molinos, Jujuy” – Práctica Supervisada de Carrera de Ingeniería Civil- Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales – Universidad Nacional de Córdoba.

Audagna, Yael (2014). “Regionalización de lluvias máximas diarias en la provincia de Santiago del Estero” - Trabajo final de la carrera de Ingeniería Civil – Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales – UNC – Córdoba, Argentina.

Belli, Virginia Soledad; Cueto, César Agustín; Lovera, Daniela Alejandra; Miguez Ruiz, Martín; Pinasco, Germán Horacio (2012). “Regionalización de lluvias máximas – Aplicación a las provincias de Córdoba y Santa Fe” - Trabajo final de la carrera Ingeniería Civil – Facultad de Ingeniería – Universidad Católica de Córdoba – Córdoba, Argentina.

Benzoni, Bruno (2014), “Estudio de diseño hidráulico en el Dique Los Molinos, Jujuy” – Práctica Supervisada de Carrera de Ingeniería Civil - Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales – Universidad Nacional de Córdoba.

Bianchiotti, Bernabé (2012). “Análisis de la Precipitación Máxima Probable a través de un Sistema de Información Geográfica”. Trabajo Final de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba.

Caamaño Nelli, Gabriel; Dasso, Clarita (2003) “Lluvias de Diseño: Conceptos, Técnicas y Experiencias”. CONICET. Universitas-Editorial Científica Universitaria. Córdoba, Argentina

- Caamaño Nelli, Gabriel y Dasso Clarita (2003). "Lluvias de Diseño: Conceptos, Técnicas y Experiencias". Editorial Universitas. 222 páginas. ISBN: 987-9406-43-5. Córdoba, Argentina.
- Caamaño Nelli, Gabriel; García Carlos Marcelo; Dasso Clarita (1998). "Zonificación de Tormentas de Diseño para la provincia de Córdoba, Argentina." II Simposio de Recursos Hídricos del Cono Sur y XVII CNAgua, Tomo 2, 168-178. Santa Fe, Argentina.
- Caamaño Nelli, Gabriel y García Carlos Marcelo (1999). "Relación Intensidad-Duración-Recurrencia de Lluvias Máximas: Enfoque a través del Factor de Frecuencia, Caso Lognormal". Ingeniería Hidráulica de México. Vol. XIV, N°3, 37- 44. D.F., México.
- Catalini, Carlos G.; Caamaño Nelli, Gabriel y Dasso, Clarita, compiladores (2011) "Desarrollo y Aplicaciones sobre Lluvias de Diseño en Argentina". 284 páginas. ISBN13: 978-3-8454-9722-8. Edit. Acad. Española (Lap Lambert Publishing GMBH & Co. KG). Saarbrücken, Deutschland.
- Cervio, Magalí (2014). "Regionalización de lluvias máximas diarias en la provincia de Catamarca" - Trabajo final de la carrera de Ingeniería Civil – Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales – UNC – Córdoba, Argentina.
- Chow, Ven T. (1959), Open-channel hydraulics: New York, McGraw-Hill, 680 p.
- Díaz Lozada, José Manuel (2013). "Descripción experimental, utilizando un modelo físico, del flujo de aproximación a la Presa Los Molinos." - Práctica Supervisada de Carrera de Ingeniería Civil - Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales – Universidad Nacional de Córdoba.
- García, Carlos Marcelo (1994). "Regionalización de Precipitaciones Máximas Diarias en la Provincia de Córdoba". Trabajo Final de Ingeniería Civil, Universidad Católica de Córdoba. Córdoba, Argentina.
- Halcrow, Consultora (2009). Elaboración del proyecto y evaluación económica e impacto ambiental del proyecto de Refuncionalización y Mejora del Dique derivador Los Molinos y Canal Río Grande, Jujuy.

Idrisi Selva – Versión 17.00. Clark Labs, Clark University. 950 Main Street, Worcester MA 01610-1477 USA

Ilvento, Néstor; Colina, Adolfo; Guillén, Gabriel; Botelli, M. Cecilia (2013) “Determinación de línea de ribera Margen Izquierda de Arroyo Los Nogales”

Ilvento, Néstor; Colina, Adolfo; Guillén, Gabriel; Botelli, M. Cecilia (2007) “Proyecto Ejecutivo Desagües pluviales Ciudad de Embarcación”

Lencinas, Matías Javier (2014). “Validación de la tormenta de diseño para la Presa Los Molinos - Jujuy - utilizando técnicas de regionalización” - Trabajo final de la carrera de Ingeniería Civil – Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales – UNC – Córdoba, Argentina.

Lérida, Gastón y Sánchez, Ezequiel (2011). “Estudio Metodológico para la determinación de una Grilla i-d-T consistente a nivel Provincial”. Trabajo Final de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba.

Kendall, Mann (1938). "A New Measure of Rank Correlation". *Biometrika* 30 (1–2): 81–89. doi: 10.1093/biomet/30.1-2.81. JSTOR 2332226

Maidah, Andrea Lorena (2010). “Análisis Espacial de Datos Hidrológicos utilizando Sistemas de Información Geográfica. Aplicación al estudio de Lluvias Diarias.” Tesis de Grado de la carrera de Ingeniería Civil. Universidad Católica de Córdoba.

Marassa, Alejandro (2013). “Aporte de sedimentos en Modelo Físico Los Molinos” – Práctica Supervisada de Carrera de Ingeniería Civil- Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales – Universidad Nacional de Córdoba.

Maza Álvarez, José; García Flores, Manuel (1996). “Transporte de Sedimentos – Capítulo 10 del Manual de Ingeniería de Ríos”

Meyer-Peter, Eugen; Müller, R. (1948). Formulas for bed-load transport. *Proceedings of the 2nd Meeting of the International Association for Hydraulic Structures Research*. pp. 39–64.

- Quargnolo, Juan (2014), “Políticas de operación con aporte de sedimentos de forma continua en el Dique Los Molinos, Jujuy” – Práctica Supervisada de Carrera de Ingeniería Civil- Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales – Universidad Nacional de Córdoba.
- Quiroga Crespo, Lucas Santiago Nicolás (2013), “Determinación experimental, en un modelo físico, de la capacidad hidráulica de las obras de evacuación de la presa Los Molinos, Jujuy” – Práctica Supervisada de Carrera de Ingeniería Civil- Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales – Universidad Nacional de Córdoba.
- Pardo, Rafael (2008). “Diseño hidráulico de disipadores de energía tipo trampolín considerando la ocurrencia del cono de socavación al pie de la estructura”. Ingeniería hidráulica y ambiental, Vol. XXIX, N°. 1, 2008.
- Patalano A.; Brevis, W.; García, C. M.; Bleninger, T; Rodríguez A. (2013). “PTVLab, una herramienta grafica para el procesamiento digital en Velocimetría por Seguimiento de Partículas”
- Ramos Venier, Javier (2008) “Proyecto de Desagües Pluviales Loteo El Aybal”
Revista del CETA (Centro de Estudios y Tecnología del Agua) - Vol. 1, N° 1 – 2011 Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, UNC.
- Rühle, Federico G. O. (1966). “Determinación del Derrame Máximo Superficial de las Cuencas Imbríferas”. La Ingeniería, N° 987. Centro Argentino de Ingenieros. 2ª edición. Buenos Aires.
- Savid, C y Wierzbicki, P (2008) "Caracterización del flujo en modelos físicos del vertedero lateral del Aprovechamiento Múltiple Los Monos". 261 págs. Tesis de grado de la carrera Ingeniería Civil, FCEFYN, UNC.
- Soto, Elio Gerardo (2007) “Desagües Pluviales Rosario de la Frontera”
- Transportadora de Gas del Norte (2009). “Ingeniería erosiones en cruces de ríos y arroyos - Gasoducto Norte - Río Zora”
- Transportadora de Gas del Norte (2009). “Análisis de Precipitaciones en Chacra Experimental Colonia Santa Rosa”

- Transportadora de Gas del Norte (2009). “Ingeniería para reparación de erosión en picada - Gasoducto Norte entre progresivas 2.000 y 13.000”
- Universidad Nacional de La Plata (UNLP) (1972). Informe realizado para el Proyecto Original para la construcción del Dique Los Molinos.
- Universidad de Tucumán (1986). Informe “Modelo Hidráulico de Fondos Móviles para el diseño de un nuevo Lanzador de Crecientes del Dique Móvil de la Presa del Río Grande – Jujuy”.
- Vaschalde, Tomás Santiago (2013). “Caracterización hidrodinámica del flujo de ingreso a las obras de evacuación de excedentes de la Presa Los Molinos, Jujuy” – Práctica Supervisada de Carrera de Ingeniería Civil- Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales – Universidad Nacional de Córdoba.
- Vaca, Pablo (2014). “Medición de erosión con técnica digital en el modelo físico del Dique Los Molinos, Jujuy” – Práctica Supervisada de Carrera de Ingeniería Civil - Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales – Universidad Nacional de Córdoba.
- Vergara Sánchez, Miguel A. (1995) “Técnicas de modelación en hidráulica”. Edit. Alfaomega Grupo Editor S. A., México.
- Weber J. F. (2000) “Hidráulica del Transporte de Sedimentos” Cap. en Hidrología y Procesos Hidráulicos. FCEFyN, UNC.
- Weibull, W. (1951), “A statistical distribution function of wide applicability”, J. Appl. Mech.-Trans. ASME 18 (3): 293–297.
- World Commission on Environment and Development, (1987) “Our Common Future, From One Earth to One World”
- Zamanillo, Eduardo A. et al. (2009) “Procedimientos para la estimación de tormentas de diseño para la provincia de Entre Ríos” - 1a ed. - Buenos Aires: Univ. Tecnológica Nacional, 2009.

6. ANEXO: Publicaciones relacionadas presentadas en revistas, congresos y reuniones científico – técnicas

6.1. Revista de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Volumen 1, Número 2, Año 2014.

A continuación se presenta el resumen extendido presentado:

REVISTA FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y NATURALES, VOL. 1, NO. 2, SEPTIEMBRE 2014



Técnica Digital para Medición de Erosión en Modelos Físicos

Mariana Pagot¹, Emanuel Sánchez Aimar², Pablo Vaca¹, Nicolás Bellino¹, Nicolás Guillén¹, Gerardo Hillman¹ y Andrés Rodríguez¹

¹Laboratorio de Hidráulica, FCEFY N, Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba, Argentina

²Facultad de Astronomía, Física y Matemática, Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba, Argentina

Fecha de recepción del manuscrito: 26/12/2013

Fecha de aceptación del manuscrito: 19/05/2014

Fecha de publicación: 10/09/2014

Resumen—Se presenta una técnica digital experimental para medir la erosión en modelos físicos a escala reducida. Esta técnica permite generar en detalle mapeos tridimensionales de la superficie de interés, registrando las escenas resultantes de un ensayo hidráulico. En este trabajo se utilizó una cámara Kinect de Microsoft la cual genera una imagen óptica y otra imagen de profundidades. Los datos de profundidades medidos y sus ubicaciones, permiten reconstruir digitalmente la superficie erosionada con mayor resolución espacial respecto de la técnica utilizada tradicionalmente (que consiste en un relevamiento manual de puntos, utilizando un nivel óptico y una mira milimétrica). La técnica digital propuesta no modifica la condición del modelo, es una técnica no intrusiva. Esta técnica mejora significativamente la resolución y la cobertura espacial del área medida, mediante solapamiento de imágenes, además disminuye, en forma importante, el tiempo empleado en realizar la medición topobatemétrica de cada ensayo.

Palabras clave—Relevamiento digital, erosión, modelo físico, cámara, mapeo tridimensional.

Abstract—An experimental digital technique is presented to measure erosion in physical scale models. This technique allows generating detailed 3D mapping of the surface, resulting recorded scenes of a hydraulic test. In this paper, a Microsoft Kinect camera was used. This camera allows generate an optical image and another image of depths. The data measured depths and his locations allow digitally reconstruct the surface with higher spatial resolution of the technique traditionally used (which is a manual survey points, using an optical level and millimeter scale). The proposed digital technique does not modify the condition of the model, it is a non-intrusive technique. This technique significantly improves the spatial resolution and density points of the coverage area by overlap of images, and reduces the time spent in each topobathimetric measurement.

Keywords— Digital survey, erosion, physical model, camera, three-dimensional mapping.

6.2. Sexto Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos – Santa Fe, Noviembre de 2013

A continuación se presenta el resumen extendido presentado:

EFFECTO DE OPERACIÓN DE ÓRGANOS DE EVACUACIÓN DEL DIQUE LOS MOLINOS. ESTUDIO EN MODELO FÍSICO

Nicolás F. Guillén¹, Carlos Pacheco¹, Pablo Pistoia¹, Tomas Vaschalde¹, Mariano Corral¹, Gerardo Hillman¹, Carlos M. García¹, Andrés Rodríguez¹, Matías Eder¹, Antoine Patalano¹, Hector D. Farias².

¹Centro de Estudios y Tecnología del Agua (CETA), Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales (FCEyN), Universidad Nacional de Córdoba (UNC), Av Filloy s/n, Ciudad Universitaria, CP 5000, Córdoba, Argentina . e-mail: nfguillen@hotmail.com

²IRHi-FCEyT, Universidad Nacional de Santiago del Estero, Santiago del Estero, Argentina.

Introducción

La presa Los Molinos, localizada 1 km. aguas abajo de la confluencia de los Ríos Reyes y Grande en la provincia de Jujuy, Argentina (ver **Figura 1**), es una obra hidráulica existente diseñada junto a otras obras complementarias para abastecer a la región de agua para riego. En su situación actual, la obra presenta problemas en su operación debido a la colmatación con sedimentos aguas arriba del dique, erosiones significativas aguas abajo y desgaste de la presa por abrasión. Para evaluar el diseño propuesto para dar solución a esta problemática, se construyó un modelo físico tridimensional (escala 1:65) con similitud de Froude en el Laboratorio de Hidráulica de la FCEyN - UNC.

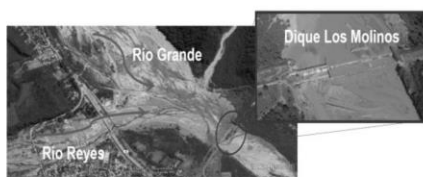


Figura 1.- Ubicación de la presa Los Molinos.

La **Figura 2** muestra (en una vista 3D desde margen derecha) los órganos de evacuación de la presa Los Molinos con las denominaciones utilizadas en este trabajo.

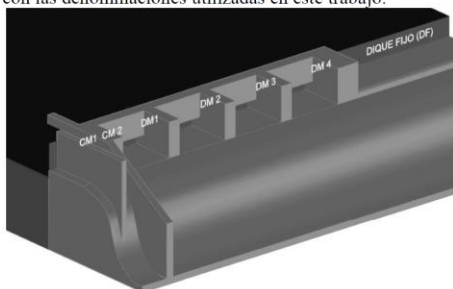


Figura 2.- Esquema de los órganos de evacuación de la presa Los Molinos. CM, DM, y DF indican canal moderador, dique móvil y dique fijo, respectivamente.

Objetivos

A) Estudiar experimentalmente la hidrodinámica presente en cada órgano de evacuación bajo distintas configuraciones hidráulicas para determinar su capacidad de descarga. B) Estudiar el efecto morfodinámico de distintas metodologías de operación de los órganos de evacuación para determinar la capacidad de evacuar sedimentos localizados aguas arriba de la presa.

Instrumentos utilizados

En los ensayos se utilizaron las siguientes técnicas experimentales:

1. Tubo Pitot: se utilizó para la medición de velocidades

de flujo en cada estructura móvil del dique.

2. PTV (Velocimetría por seguimiento de partículas): se utilizó para la medición del campo de velocidades superficiales en la zona de aproximación al dique.
3. Nivel óptico: se utilizó para el relevamiento topográfico de la fosa final formada aguas arriba de la presa.
4. Cámaras de fotografías digitales: se utilizó para visualizar la evolución temporal de la hoya de erosión.

Metodología experimental

En una primera etapa se relevó la distribución la velocidad del flujo en cada estructura móvil del dique para un caudal aproximado de $550\text{m}^3/\text{s}$ en prototipo y se evaluó la eficiencia de cada compuerta y descargador de fondo. En estos ensayos se configuró ad hoc un lecho fijo en la zona de aproximación. Se registraron velocidades en varios puntos dentro del vano de cada compuerta para conocer la distribución de velocidades del flujo en cada una de ellas. Luego, en una segunda etapa, se evaluó experimentalmente la diferencia en la eficiencia de las compuertas cuando el flujo ingresa al modelo completamente por el Río Grande (Ensayo 1 de la **Tabla 1**), completamente por el Río Reyes (Ensayo 3), o una combinación de ambos casos (65% por el Río Grande y 35% por el Reyes como lo dicta el estudio hidrológico de la cuenca- Ensayo 2). En estos ensayos, con un caudal total de $600\text{m}^3/\text{s}$ en prototipo, se operó el modelo con todas las compuertas abiertas (las 4 del DM y las 2 del CM).

En una tercera etapa de los experimentos se procedió a ensayar con fondo móvil aguas arriba del dique utilizando arena fina con diámetros entre 0.6 - 1mm. Se buscó verificar y observar el comportamiento del flujo de sedimentos aguas arriba de la estructura en el modelo. A su vez se evaluó la capacidad de evacuación de las compuertas y las combinaciones más eficientes, operando las mismas de acuerdo a planes de maniobra pensados para un óptimo funcionamiento. El caudal ensayado en esta etapa fue $600\text{m}^3/\text{s}$ en prototipo y este fue ingresado en un 65% por el Río Grande y el 35% restante lo hizo por el Río Reyes. En esta etapa además se evaluaron diferentes situaciones de interés práctico, a saber:

- Con una sola estructura abierta por ensayo: se hizo para DM3 y para CM1.
- Con 2 estructuras móviles abiertas en un ensayo: se hizo tanto con DM2 y DM3 como con CM1 y CM2.
- Con las 4 compuertas del DM abiertas.
- Con todas las estructuras móviles abiertas para evaluar la envolvente máxima de erosión.

En esta tercera etapa se analizaron además los comportamientos hidráulicos de las estructuras tanto para su funcionamiento a superficie libre como a presión (en carga), concluyendo que en el primer caso, la capacidad de evacuación de sedimentos es mayor.

Resultados

En la **Figura 3** se observan las velocidades medias del flujo (extrapoladas a prototipo) obtenidas para cada com-

puerta durante los ensayos de la etapa 1.

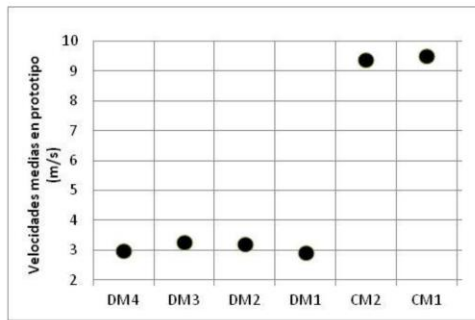


Figura 3.- Velocidades medias [en prototipo, m/s] en los órganos de evacuación (ver denominación en Figura 2)

Se observa que a pesar que todas las compuertas del DM tienen las mismas dimensiones, no todas tienen el mismo comportamiento hidráulico debido a la orientación del flujo de aproximación. Sin embargo, las diferencias observadas no son significativas ya que aproximadamente, DM2 y DM3 evacúan el 17% del caudal total cada una; mientras que DM1 y DM4 evacúan el 16% en cada una. Algo similar sucede con los 2 descargadores de fondo ya que la compuerta CM1 es la más eficiente, puesto que la velocidad medida es mayor que la obtenida en CM2. Aproximadamente, CM1 y CM2 evacúan el 18% del caudal total cada una.

En la segunda etapa se observó que el modelo es poco sensible a la forma de ingreso de caudal. En la **Tabla 1**, se muestran los porcentajes de caudal erogados por cada estructura en los distintos ensayos. Si bien es conveniente que el agua ingrese en forma combinada (Ensayo 2- como lo establece el estudio hidrológico), se observa una débil variación de los caudales erogados por los órganos de evacuación en las distintas condiciones ensayadas.

Tabla 1.- Porcentaje de caudal evacuado por cada estructura de evacuación durante la segunda etapa de ensayos.

Ensayo	Porcentaje de caudal evacuado por cada estructura					
	CM1	CM2	DM1	DM2	DM3	DM4
1	15	15	16	17	18	18
2	15	15	17	17	18	18
3	15	14	17	18	19	17

El ensayo con las 6 estructuras de evacuación abiertas se realizó con fondo móvil y con fondo fijo en el flujo de aproximación (los caudales en ambos ensayos fueron iguales) por lo que se procedió a comparar los perfiles de velocidad obtenidos utilizando la técnica PTV en una sección determinada que se localiza a 70cm del labio del dique (**Figura 4**). Los perfiles obtenidos (**Figura 5**), muestran que las velocidades en el ensayo a fondo móvil son superiores al caso con fondo fijo ya que las batimetrías del lecho de aproximación son diferentes.



Figura 4.- Sección donde se compararon los perfiles transversales de velocidad de flujo de aproximación con fondo fijo y móvil en el flujo de aproximación.

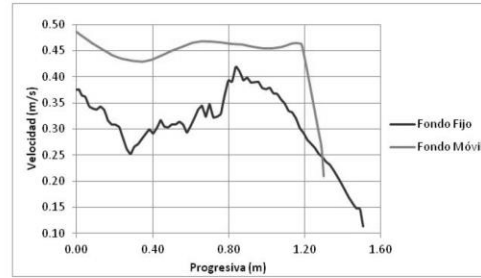


Figura 5.- Perfiles de velocidad superficial [m/s en modelo físico] en la sección transversal indicada en la **Figura 4**.

Para evaluar la evolución del lecho del flujo de aproximación se relevaron puntos con nivel óptico antes de finalizar cada ensayo y luego de haber logrado la estabilización de la fosa de erosión. Con esta información se generó la superficie digital de la zona de aproximación (ver **Figura 6**) con el cual se pudo cuantificar el volumen de sedimento removido.

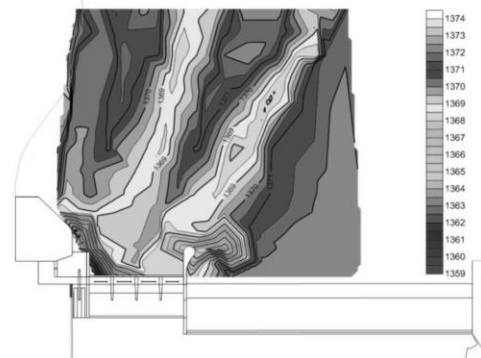


Figura 6.- Curvas de nivel obtenidas (extrapoladas a prototipo en [m]) a partir de la superficie digital del terreno.

Para validar las estimaciones de volúmenes de sedimentos removidos se utilizó una tolva que fue construida debajo de la presa. El volumen de arena removido en modelo físico fue de 0.39m³ aproximadamente y la diferencia con los valores observados en la tolva fue de 5%.

Conclusiones

Se observó que a pesar que todas las compuertas del Dique móvil tienen las mismas dimensiones, no todas tienen el mismo comportamiento hidráulico debido a la orientación del flujo de aproximación. Sin embargo, las diferencias observadas no fueron significativas. Las mismas características fueron observadas en el canal moderador.

Además, se observó que el modelo es poco sensible a la forma de ingreso de caudal (100% por río Grande, 100% por río Reyes o una combinación entre ambos). Finalmente, el ensayo con las 6 estructuras de evacuación abiertas realizadas con fondo móvil y con fondo fijo en el flujo de aproximación (los caudales en ambos ensayos fue el mismo) muestran que las velocidades en el ensayo a fondo móvil son superiores al caso con fondo fijo ya que las batimetrías del lecho de aproximación son diferentes. En los ensayos con fondo móvil se cuantificaron los volúmenes de sedimentos erosionados en la zona de aproximación a la presa cuando se operan las compuertas con distintos procedimientos.

6.3. III Taller sobre Regionalización de Precipitaciones Máximas – Tucumán, Mayo de 2014

A continuación se presenta el resumen extendido de los trabajos presentados:

IV Taller de Regionalización de Precipitaciones Máximas
Tucumán, 2014

REGIONALIZACIÓN DE LÁMINAS DE LLUVIAS MÁXIMAS DIARIA Y PARÁMETROS ESTADÍSTICOS EN LA PROVINCIA DE CATAMARCA

Magalí Cervio¹, Nicolás F. Guillén¹, Ada Patricia Lobo², Clarita M. Dasso^{3,4}, Carlos M. García^{1,3},

¹ CETA. Centro de Estudios y Tecnología del Agua- Universidad Nacional de Córdoba-Laboratorio de Hidráulica, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales., Universidad Nacional de Córdoba, Av. Filloy s/n, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina

²Subsecretaría de Planificación de los Recursos Hídricos de la Provincia de Catamarca.

³Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET), Argentina.

⁴Centro de la Región Semiarida del Instituto Nacional del Agua, Córdoba, Argentina

Palabras clave:

Lluvias Máximas Diarias, Sistemas de Información Geográfica, Provincia de Catamarca

RESUMEN

En este trabajo se reportan los resultados de la predicción del valor de la lámina de lluvia diaria de diseño para la provincia de Catamarca, a través de un análisis de estadística inferencial y de regionalización. Para el análisis estadístico finalmente se seleccionaron registros de 48 estaciones pluviométricas que representan la región de estudio. A partir de esta información histórica se elaboraron las series de máximos diarios anuales. Luego, para todas las series elaboradas se verificaron las hipótesis estadísticas básicas (presencia de datos atípicos, independencia, estacionalidad y homogeneidad) requerida a una muestra para que tengan validez el análisis de estadística inferencial.

Se realizaron ajustes de 6 funciones de distribución de probabilidad para estimar los valores de máxima lamina de lluvia para los siguientes periodos de retorno, $T= 5, 10, 20, 25, 50$ y 100 años, como así también los intervalos de confianza asociados a cada predicción. Se seleccionó la función de distribución Log Normal como óptima para este estudio y se cuantificó las diferencias relativas en la predicción debido a esta hipótesis. Los valores de lámina de lluvia diaria predichos se regionalizaron para la región de estudio mediante el uso de un Sistema de Información Geográfica (Idrisi Selva 17.00), el cual permite generar mapas digitalizados con una resolución espacial de 25 km^2 . Finalmente se evaluó los efectos de considerar valores de lluvia máxima diaria de distintos periodos de retorno predichos para las provincias limítrofes que cuentan con esa información (Santiago del Estero y Salta) como condiciones de borde durante la elaboración de los mapas digitalizados.

REGIONALIZACIÓN DE LÁMINAS DE LLUVIAS MÁXIMAS DIARIA Y PARÁMETROS ESTADÍSTICOS EN LAS PROVINCIAS DE SALTA Y JUJUY

M.Cecilia Botelli¹, Nicolás F. Guillén², Matías Lencinas², Carlos M. García^{2,3}, Carlos G.Catalini⁴, Marcelo Chalabe¹, Diego Rincón¹

¹Universidad Católica de Salta - Grupo de Investigación de Gabinete de Hidráulica e Instalaciones Sanitarias), Campo Castañares – Salta- República Argentina.

²CETA. Centro de Estudios y Tecnología del Agua- Universidad Nacional de Córdoba-Laboratorio de Hidráulica, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales., Universidad Nacional de Córdoba, Av. Filloy s/n, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.

³Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET), Argentina

⁴Universidad Católica de Córdoba - Grupo de Investigación de Estudios Hidrológicos en Cuencas Pobrementemente Aforadas (UCC - EHCPA) Camino a Alta Gracia km 7 ½, (X5016DHY), Córdoba República Argentina.

Mail de contacto: cgarcia2mjc@gmail.com

Palabras clave:

Lluvias Máximas Diarias, Sistemas de Información Geográfica, Provincias de Salta y Jujuy

RESUMEN

En la actualidad, las Provincias de Salta y Jujuy no cuentan con herramientas normalizadas para predecir los parámetros de diseño hidrológico de las medidas estructurales y no estructurales requeridas para mitigar la amenaza hídrica en esa región; por lo que cada proyectista utiliza los datos disponibles para cada proyecto y metodologías de predicción diferentes, según su grado de experiencia y su criterio. Esta problemática, requiera contar con datos homogeneizados, determinados con metodologías estandarizadas de predicción de los parámetros de diseño y disponibles en una interfaz de acceso amigable.

El presente trabajo se desarrolló dentro de un convenio entre el grupo de investigación en el Centro de Estudios y Tecnología del Agua (CETA) de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba, la Universidad Católica de Salta y la Universidad Católica Córdoba, con la fin de estimar el valor de la lámina de lluvia diaria de diseño para las provincias de Salta y Jujuy; a través de un análisis de regionalización.

Para el análisis estadístico finalmente se seleccionaron registros de 102 estaciones pluviométricas que representan la región de estudio excepto el sector de la Puna. A partir de esta información histórica se elaboraron las series de máximos diarios anuales. Luego se verificaron las hipótesis estadísticas básicas (presencia de datos atípicos, independencia, estacionalidad y homogeneidad).requeridas a una muestra para que tengan validez el análisis de estadística inferencial

Se realizaron ajustes de 6 funciones de distribución de probabilidad para estimar los valores de máxima lamina de lluvia para los siguientes periodos de retorno, T= 5, 10, 20, 25, 50 y 100 años, como así también los intervalos de confianza asociados a cada predicción. Se seleccionó la función de distribución Log Normal como óptima para este estudio y se cuantifico las diferencias relativas en la predicción debido a esta hipótesis. Dichos valores de lámina de lluvia diaria se regionalizaron para la región de estudio mediante el uso de un Sistema de Información Geográfica (Idrisi Selva 17.00), el cual permite generar mapas digitalizados con una resolución espacial de 25 km².

REGIONALIZACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN DIARIA MÁXIMA PROBABLE EN LAS PROVINCIAS DE SALTA Y JUJUY

M.Cecilia Botelli¹, Nicolás F. Guillén², Matías Lencinas², Carlos M. García^{2,3}, Carlos G.Catalini⁴, Marcelo Chalabe¹, Diego Rincón¹

¹Universidad Católica de Salta - Grupo de Investigación de Gabinete de Hidráulica e Instalaciones Sanitarias), Campo Castañares – Salta- República Argentina.

²CETA. Centro de Estudios y Tecnología del Agua- Universidad Nacional de Córdoba-Laboratorio de Hidráulica, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales., Universidad Nacional de Córdoba, Av. Filloy s/n, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.

³Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET), Argentina

⁴Universidad Católica de Córdoba - Grupo de Investigación de Estudios Hidrológicos en Cuencas Pobremente Aforadas (UCC - EHCPA) Camino a Alta Gracia km 7 ½, (X5016DHY), Córdoba República Argentina.

Mail de contacto: cgarcia2mjc@gmail.com

Palabras clave:

Precipitación Máxima Probable (PMP), Sistemas de Información Geográfica, Provincias de Salta y Jujuy

RESUMEN

Para grandes obras, cuya falla implique grave peligro de pérdidas humanas, la decisión de minimizar el riesgo lleva a diseñarlas para el peor escenario hidrológico. En tal caso, y antes ausencia de datos de caudales, muchos organismos aconsejan utilizar como lámina de lluvia de diseño la Precipitación Máxima Probable (PMP).

El presente trabajo se desarrolló dentro de un convenio entre el grupo de investigación en el Centro de Estudios y Tecnología del Agua (CETA) de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba, la Universidad Católica de Salta y la Universidad Católica Córdoba, con la fin de predecir y regionalizar las precipitaciones diarias máximas probables en las provincias de Salta y Jujuy. Para la predicción de la Precipitación Máxima Probable (PMP) diaria se utilizó el método estadístico de Hershfield (1961, 1965).

En este estudio se utilizaron registros de 102 estaciones pluviométricas que representan la región de estudio (provincias de Salta y Jujuy) exceptuando al sector de la Puna. A estas series se le realizaron, de acuerdo al método propuesto de Hershfield (1961, 1965), correcciones por: Longitud de serie, valores atípicos entre otras para luego poder determinar los factores de frecuencia de los máximos observados. Luego se calibró y trazó la envolvente de factores de frecuencia y finalmente se calculó la Precipitación Máxima Probable local y se regionalizaron los parámetros mediante un Sistema de Información Geográfica (Irisi Selva 17.00), el cual permite generar mapas digitalizados con una resolución espacial de 25 km².

REGIONALIZACIÓN DE LÁMINAS DE LLUVIAS MÁXIMAS DIARIAS Y PARÁMETROS ESTADÍSTICOS EN LA PROVINCIA DE SANTIAGO DEL ESTERO

Yael Audagna¹, Nicolás F. Guillén¹, Hector Daniel Farias², Carlos M. García^{1,3}, Jorge Prieto Villarroya²

¹ CETA. Centro de Estudios y Tecnología del Agua- Universidad Nacional de Córdoba-Laboratorio de Hidráulica, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales., Universidad Nacional de Córdoba, Av. Filloy s/n, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina

² IRHi FCEyT-UNSE, Instituto de Recursos Hídricos. Universidad Nacional de Santiago del Estero, Santiago del Estero, Argentina.

³ Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET), Argentina.

Palabras clave:

Lluvias Máximas Diarias, Sistemas de Información Geográfica, Provincia de Santiago del Estero

RESUMEN

En este trabajo se reportan los resultados de la predicción del valor de la lámina de lluvia diaria de diseño para la provincia de Santiago del Estero, a través de un análisis de estadística inferencial y de regionalización. Para el análisis estadístico finalmente se seleccionaron registros de 78 estaciones pluviométricas que representan la región de estudio, con una longitud de serie mínima de 14 años. A partir de esta información histórica se elaboraron las series de máximos diarios anuales. En este trabajo en particular se elaboraron tres diferentes conjuntos de series de máximos anuales utilizando dos diferentes metodologías para rellenar datos faltantes y utilizando las series de datos sin rellenar. Luego, para todas las series elaboradas se verificaron las hipótesis estadísticas básicas (presencia de datos atípicos, independencia, estacionalidad y homogeneidad) requeridas a una muestra para que tengan validez el análisis de estadística inferencial.

Se realizaron ajustes de 6 funciones de distribución de probabilidad para estimar los valores de máxima lámina de lluvia para los siguientes periodos de retorno, $T= 5, 10, 20, 25, 50$ y 100 años, como así también los intervalos de confianza asociados a cada predicción. Se seleccionó la función de distribución Log Normal como óptima para este estudio y se cuantificó las diferencias relativas en la predicción debido a esta hipótesis. Los valores de lámina de lluvia diaria predichos para los tres conjuntos de series históricas disponibles (rellenadas y sin rellenar) se regionalizaron para la región de estudio mediante el uso de un Sistema de Información Geográfica (Idrisi Selva 17.00), el cual permite generar mapas digitalizados con una resolución espacial de 25 km^2 . A partir del contraste de los mapas digitalizados elaborados con los distintos conjuntos de series, se cuantificó el efecto relativo de las diferentes opciones de elaboración de series de máximos anuales (rellenadas y sin rellenar). Para los mapas elaborados sobre las bases de las series de máximos anuales de lluvia diaria sin rellenar (opción finalmente adoptada) se evaluó los efectos de considerar valores de lluvia máxima diaria de distintos periodos de retorno predichos para las provincias limítrofes que cuentan con esa información (Catamarca, Salta y Córdoba) como condiciones de borde durante la elaboración de los mapas digitalizados.

6.4. 2º Encuentro de Investigadores en Formación en Recursos Hídricos – INA, Ezeiza, Octubre 2014

A continuación se presentan los resúmenes extendidos presentados:

Evaluación en un modelo físico del aporte de sedimentos y de las políticas de operación del Dique Los Molinos (Jujuy).

Nicolás F. Guillén^{1,2}, Carlos M. García^{1,2}, Gerardo Hillman¹

¹CETA. Centro de Estudios y Tecnología del Agua- Universidad Nacional de Córdoba-Laboratorio de Hidráulica, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales., Universidad Nacional de Córdoba, Av. Filloy s/n, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.

²Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET), Argentina

E-mail: nfguillen@hotmail.com

RESUMEN

El dique Los Molinos, construido en el año 1972, está ubicado sobre el Río Grande, a pocos kilómetros al oeste de la ciudad de San Salvador de Jujuy, ciudad capital de la provincia de Jujuy. El objetivo de la obra existente es la generación de una toma de derivación de agua para riego. Debido a las problemáticas existentes en la actualidad con esta obra, en este trabajo se evalúan y proponen medidas estructurales (infraestructura) y no estructurales (normas de operación de las estructuras de evacuación) para mitigar estos inconvenientes y refuncionalizar el dique. Una vez diseñadas las medidas estructurales y no estructurales, un modelo físico tridimensional a escala fue requerido para evaluar su diseño; el cual se construyó en el Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, de la Universidad Nacional de Córdoba. Este modelo físico se utilizó para realizar gran parte del trabajo aquí presentado.

En este trabajo se caracterizan hidráulicamente las estructuras de descarga con la nueva configuración diseñada y se proponen 2 metodologías a implementar en el futuro para la operación de las compuertas del dique ante la presencia de una crecida. A estas políticas se las evaluaron sin y con aporte de sedimentos, analizando las diferencias entre ambos casos. El aporte de sedimentos al curso fluvial se implementó de dos formas diferentes: en forma semidiscreta y en forma continua con el empleo de tolvas vibratorias.

Regionalización de láminas de lluvias máximas diarias y parámetros estadísticos en el noroeste de Argentina

Nicolás F. Guillén^{2,3}, M. Cecilia Botelli¹, Carlos M. García^{2,3}, Carlos G. Catalini⁴

¹Universidad Católica de Salta - Grupo de Investigación de Gabinete de Hidráulica e Instalaciones Sanitarias), Campo Castañares –Salta- República Argentina.

²CETA. Centro de Estudios y Tecnología del Agua- Universidad Nacional de Córdoba-Laboratorio de Hidráulica, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales., Universidad Nacional de Córdoba, Av. Filloy s/n, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.

³Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET), Argentina

⁴Universidad Católica de Córdoba - Grupo de Investigación de Estudios Hidrológicos en Cuencas Pobrementemente Aforadas (UCC -EHCPA) Camino a Alta Gracia km 7 ½, (X5016DHY), Córdoba República Argentina.

E-mail: nfguillen@hotmail.com

RESUMEN

Actualmente, el noroeste argentino no cuenta con herramientas normalizadas para predecir los parámetros de diseño hidrológico de las medidas estructurales y no estructurales requeridas para mitigar la amenaza hídrica; por lo que cada proyectista utiliza los datos disponibles y metodologías de predicción diferentes, según su grado de experiencia y criterio. Esta problemática, hace que se requiera contar con variables de diseño homogeneizados, estimados con metodologías estandarizadas de predicción disponibles en una interfaz amigable.

Este trabajo se desarrolló en el marco de un esfuerzo conjunto entre el Centro de Estudios y Tecnología del Agua (CETA) de la Universidad Nacional de Córdoba, y las Universidades Católicas de Salta y Córdoba, con el fin de estimar el valor de la lámina de lluvia diaria de diseño de las provincias de Salta, Jujuy, Catamarca, Tucumán y Santiago del Estero; a través de un análisis de regionalización.

Hasta el momento se analizaron registros de 334 estaciones pluviométricas disponibles en la región de estudio. A partir de estos registros se elaboraron las series de máximos diarios anuales. Luego se verificaron las hipótesis estadísticas básicas (presencia de datos atípicos, independencia, estacionalidad y homogeneidad) que debe cumplir una muestra para que tenga validez el análisis de estadística inferencial. Finalmente se seleccionaron registros de 193 estaciones que verificaron las hipótesis propuestas. Sobre los registros seleccionados se realizaron ajustes a 6 funciones de distribución de probabilidad para estimar los valores de máxima lámina de lluvia para los periodos de retorno entre 2, y 100 años, y los intervalos de confianza asociados a cada predicción. Se seleccionó la función Log Normal como óptima y se cuantificaron las diferencias relativas en la predicción debido a esta hipótesis. Los valores de lámina de lluvia diaria se regionalizaron en toda la región de estudio con un Sistema de Información Geográfica.

6.5. IV Simposio de Métodos Experimentales en Hidráulica – La Plata, Marzo 2015

A continuación se presenta el resumen extendido presentado:

ANÁLISIS HIDRÁULICO Y DE EROSIÓN PARA DIFERENTES PERFILES DE SALTO ESQUÍ – DIQUE LOS MOLINOS, JUJUY

Guillén, Nicolás Federico¹; Eder, Matías¹; Hillman, Gerardo¹

¹CETA. Centro de Estudios y Tecnología del Agua- Universidad Nacional de Córdoba-Laboratorio de Hidráulica, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales., Universidad Nacional de Córdoba, Av. Filloy s/n, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina; email: nfguillen@hotmail.com

El dique Los Molinos, construido en el año 1972, está ubicado sobre el Río Grande, a pocos kilómetros al oeste de la ciudad de San Salvador de Jujuy, ciudad capital de la provincia de Jujuy. El objetivo de la obra existente es la generación de una toma de derivación de agua para riego. Debido a las problemáticas existentes en la actualidad con esta obra, en este trabajo se evalúan y proponen medidas estructurales (infraestructura) y no estructurales (normas de operación de las estructuras de evacuación) para mitigar estos inconvenientes y refuncionalizar el dique. Una vez diseñadas las medidas estructurales y no estructurales, un modelo físico tridimensional a escala fue requerido para evaluar su diseño; el cual se construyó en el Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, de la Universidad Nacional de Córdoba. Este modelo físico se utilizó para realizar el trabajo aquí presentado.

En este trabajo, en primer lugar se caracterizan hidráulicamente 4 alternativas diferentes de perfiles de salto esquí para la estructura de descarga del canal moderador que forma parte del dique. De cada una de las alternativas se construyó la curva altura – caudal (H-Q) y la curva de despegue de flujo. Además, para cada una de las alternativas, se evaluó la hoya de erosión generada aguas abajo de la estructura por diferentes caudales críticos (mínimo, mínimo de despegue, máximo erogable, etc.).

Finalmente se comparan las 4 alternativas, analizando las diferencias existentes entre ellas con sus ventajas y desventajas y finalmente se elige la más adecuada para que sea construida en prototipo.