

2014



Instituto Nacional del Agua Centro Regional Andino



Ministerio de Infraestructura,
Vivienda, Transporte e Hidrocarburos
Gobierno de Mendoza

Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Transporte

Subsecretaría de Obras Públicas
Dirección de Hidráulica
Gobierno de Mendoza

“Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia”



IT N° 158 - CRA

INFORME TÉCNICO

Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia

**CONVENIO
INA – MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE
DEL GOBIERNO DE MENDOZA**

(Informe Final)

Autores:

Ing. Jorge A. Maza (Resp. Proyecto)

Ing. Victor H. Burgos

Ing. Alejandro C. Cartagena

Tabla de Contenido

1. INTRODUCCION	6
2. OBJETIVOS	6
3. MATERIALES Y MÉTODOS	6
4. INFORMACIÓN BÁSICA	7
4.1. RELEVAMIENTO TOPOGRÁFICO	7
4.2. BATIMETRÍA DEL EMBALSE	7
4.3. INFORMACIÓN DEL EMBALSE	7
4.4. SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA (SIG)	7
4.5. MODELO DIGITAL DE ELEVACIONES	7
5. ACTUALIZACIÓN DE LA CRECIDA MÁXIMA PROBABLE (CMP)	10
5.1. CRECIDA NIVAL	11
5.2. CRECIDA PLUVIAL POR APORTES LATERALES A LA COLA DE EMBALSE	12
5.2.1. DELIMITACIÓN DE CUENCAS.....	12
5.2.2. VALIDACIÓN HIDROLÓGICA DEL MDE.....	18
5.2.3. DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA	20
5.2.4. PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS	20
5.2.5. ANÁLISIS DE PARÁMETROS.....	24
5.2.6. MAPA DE PENDIENTES	30
5.2.7. DETERMINACIÓN DE CN	31
5.2.8. MAPA HIDROLÓGICO DE SUELOS	32
5.2.9. MAPA DE VEGETACIÓN	34
5.2.10. MAPA GEOMORFOLÓGICO.....	35
5.2.11. MAPA DE CN DISTRIBUIDO.....	36
5.2.12. PRECIPITACIONES TR=100 AÑOS PARA DISTINTAS POSICIONES DE NÚCLEO	40
5.2.13. TORMENTA DE PROYECTO	40
5.2.14. DECAIMIENTO ESPACIAL DE LA TORMENTA	40
5.2.15. MODELACIÓN HIDROLÓGICA CON ARHYMO	45
5.2.16. CRECIDA PLUVIAL TR=100 AÑOS.....	45
5.2.17. HIDROGRAMAS CN III PARA DISTINTAS POSICIONES DE NÚCLEO DE TORMENTA	46
5.2.18. TRÁNSITO DE HIDROGRAMA	48
5.2.18.1. Tránsito en cauce	48
5.2.18.2. Tránsito a través de embalse	53
5.3. CRECIDA MÁXIMA PROBABLE (CMP).....	57
6. GENERACIÓN DE LA ONDA DE CRECIDA POR COLAPSO DE LA PRESA EL CARRIZAL	59
6.1. MODELO MATEMÁTICO DE SIMULACIÓN HIDRÁULICA	59
6.1.1. JUSTIFICACIÓN DE LA UTILIZACIÓN DEL MODELO HEC-RAS.....	59
6.1.2. DESCRIPCIÓN DEL MODELO HEC-RAS	61
6.2. PREPARACIÓN DEL MODELO GEOMÉTRICO.....	62
6.2.1. RELEVAMIENTO TOPOGRÁFICO	62
6.2.2. IMÁGENES SATELITALES	62
6.2.3. MODELO DIGITAL DE ELEVACIONES	63
6.2.4. MODELOS GLOBALES: SRTM	65
6.2.5. ASTER GDEM	66
6.2.6. ERRORES, RESIDUOS Y EXACTITUDES.....	68

6.2.7.	ANÁLISIS ESTADÍSTICO	70
6.2.8.	AJUSTE DEL MDE SRTM v4.1	74
6.2.9.	JUSTIFICACIÓN DEL USO DEL MDE	77
6.2.10.	RELEVAMIENTO DE OBRAS DE ARTE EN EL CAUCE DEL RÍO TUNUYÁN	78
6.3.	MODELO GEOMÉTRICO	79
6.3.1.	GENERACIÓN DE PERFILES TRANSVERSALES.....	81
6.3.2.	COEFICIENTES DE RUGOSIDAD.....	81
6.3.3.	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD.....	85
6.4.	MODELACIÓN DE LA ROTURA DE LA PRESA	87
6.4.1.	ADOPCIÓN DEL MÉTODO DE ROTURA	87
6.4.2.	SELECCIÓN DE PARÁMETROS DE GENERACIÓN DE BRECHA POR SIFONAMIENTO PARA SIMULAR LA ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL	88
6.4.2.1.	Análisis de Sensibilidad de Parámetros	89
6.4.2.2.	Justificación de la Selección de Parámetros.....	92
6.4.3.	DESARROLLO DE LA TUBIFICACIÓN Y POSTERIOR BRECHA	96
6.5.	MODELACIÓN DE LA ONDA DINÁMICA.....	101
6.5.1.	ÁREAS INEFECTIVAS.....	101
6.5.2.	TRATAMIENTO DE LECHO MÓVIL.....	102
6.5.3.	VERTEDEROS LATERALES	102
6.5.4.	CRITERIO DE INTERPOLACIÓN DE PERFILES TRANSVERSALES (Δx).....	102
6.5.5.	CONDICIONES INICIALES (FLUJO INICIAL)	103
6.5.6.	CONDICIONES DE BORDE	103
6.5.7.	ESTABILIDAD DEL MODELO	103
6.5.8.	VERIFICACIÓN VOLUMÉTRICA DE LA ONDA DE ROTURA.....	106
6.6.	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LA MODELACIÓN	111
6.6.1.	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PASO DE LA ONDA DE CRECIDA	111
6.6.2.	DESCRIPCIÓN DEL COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DE LAS ESTRUCTURAS SOBRE EL CAUCE DEL RÍO TUNUYÁN	117
6.6.2.1.	Vertederos laterales ficticios para simular desbordes	117
6.6.3.	COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CRUCE DEL CAUCE DEL RÍO TUNUYÁN	121
6.6.3.1.	Azud derivador "Dique Benegas"	122
6.6.3.2.	Puente "Los Árboles"	125
6.6.3.3.	Puente Cdad. de Rivadavia.....	127
6.6.3.4.	Puente "Santa María de Oro"	130
6.6.3.5.	Puente "Dique Philips"	133
6.6.3.6.	Puente "El Mirador"	136
6.6.3.7.	Puente Ferroviario "Las Catitas"	139
6.6.3.8.	Puente RP 153 "Las Catitas"	141
6.6.3.9.	Puente-Alcantarilla calle "J. Stern"	144
6.6.3.10.	Puente RP 77 "La Paz"	146
6.6.3.11.	Puente-Alcantarilla RP51.....	149
6.6.4.	AFECTACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DE CRUCE DURANTE LA CRECIDA.....	152
7.	APLICACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO DE SIMULACIÓN HIDRÁULICA EN RÉGIMEN PERMANENTE PARA OTROS CAUDALES SIGNIFICATIVOS	153
7.1.	ANÁLISIS DE LA RESPUESTA HIDRÁULICA DEL CAUCE DEL RÍO TUNUYÁN A CAUDALES SIGNIFICATIVOS EN RÉGIMEN PERMANENTE	153
7.1.1.	Q= 50 M3/s	155
7.1.2.	Q= 500 M3/s	157
7.1.3.	Q= 1000 M3/s	159
7.1.4.	Q= 1600 M3/s	161
7.2.	DESCRIPCIÓN DEL COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE CRUCE SOBRE EL CAUCE DEL RÍO TUNUYÁN	163
7.2.1.	AZUD DERIVADOR "DIQUE BENEGAS"	163
7.2.2.	PUENTE "LOS ÁRBOLES"	166
7.2.3.	PUENTE CDAD. DE RIVADAVIA	169
7.2.4.	PUENTE "SANTA MARÍA DE ORO"	172
7.2.5.	PUENTE "DIQUE PHILIPS"	175

7.2.6.	PUENTE “EL MIRADOR”	178
7.2.7.	PUENTE FERROVIARIO “LAS CATITAS”	181
7.2.8.	PUENTE RP 153 “LAS CATITAS”	184
7.2.9.	PUENTE-ALCANTARILLA CALLE “J. STERN”	187
7.2.10.	PUENTE RP 77 “LA PAZ”	190
7.2.11.	PUENTE-ALCANTARILLA RP51	193
8.	MAPAS DE RIESGO DE INUNDACIÓN POR ROTURA DE PRESA	196
8.1.	METODOLOGÍA	196
8.2.	MAPA DE TIRANTES	196
8.3.	MAPA DE VELOCIDADES	197
8.4.	MAPA DE VULNERABILIDADES	198
8.5.	MAPA DE EXPOSICIÓN	198
8.6.	MAPAS DE RIESGOS	199
9.	PLAN DE ACCIÓN DE EMERGENCIAS	201
9.1.	CONCEPTOS DE RIESGO	201
9.2.	MAPAS DE INUNDACIÓN POR LA CRECIDA DE ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL	203
9.2.1.	MAPAS DE RIESGO POR LA CRECIDA DE ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL	208
10.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	210
11.	BIBLIOGRAFÍA	211

ANEXOS

ANEXO I	FOTOGRAFÍAS DEL CAUCE DEL RÍO TUNUYÁN
ANEXO II	RELEV. TOPOGRÁFICO DE LAS ESTRUCTURAS QUE CRUZAN EL CAUCE DEL RÍO TUNUYÁN
ANEXO III	ORSEP. LINEAMIENTOS DE SEGURIDAD DE PRESAS. VERSIÓN 3.0. MARZO 2011
ANEXO IV	MAPAS DE INUNDACIÓN POR LA CRECIDA DE ROTURA DE PRESA
ANEXO V	MAPAS DE RIESGO A PERSONAS POR LA CRECIDA DE ROTURA DE PRESA
ANEXO VI	MAPAS DE RIESGO A VEHÍCULOS POR LA CRECIDA DE ROTURA DE PRESA
ANEXO VII	MAPAS DE RIESGO A EDIFICACIONES POR LA CRECIDA DE ROTURA DE PRESA
ANEXO VIII	MAPAS DE INUNDACIÓN POR CAUDALES DE 1600 M3/S; 1000 M3/S; 500 M3/S Y 50 M3/S
ANEXO IX	MAPAS DE VELOCIDADES EN CAUCE CON EL QMÁX. DE LA CRECIDA DE ROTURA DE PRESA
ANEXO X	INFORMACIÓN DIGITAL (MODELO HIDRÁULICO EN HEC RAS Y SIG)

1. INTRODUCCION

La presencia de una presa en el cauce de un río somete a los habitantes ribereños e infraestructura de aguas abajo a un riesgo de afectación inevitable, ya que, como cualquier obra hidráulica, la presa constituye un conjunto de riesgos e incertidumbres involucradas en el diseño (hidrológico e hidráulico), cálculo estructural, construcción y operación de tal obra.

De acuerdo a las estimaciones del ICOLD (International Congress on Large Dams) en 1989 existían en el mundo aproximadamente 40000 grandes presas (altura mayor de 15 m), de las cuales el 1% ha fallado, es decir, 400 casos reportados. De esas fallas el 40% son atribuidas a fallas de fundación, 23% a sobrepaso del coronamiento, 12% a construcción defectuosa, 15% a causas de mecánica de suelos, 3% a actos de guerra, 2% a deslizamiento de laderas, 2% a materiales defectuosos, 2% a operación incorrecta y 1% por terremoto. A su vez el 77% de las fallas correspondieron a presas de materiales sueltos, 11% a las de hormigón, 5% a las de tipo arco y 7% a las de mampostería.

Ante estas evidencias, y para atenuar o evitar futuros efectos no deseados, se pueden desarrollar planes que hacen a:

- la seguridad de las presas: actualización de estudios hidrológicos, redimensionamiento de dispositivos de descarga, auscultación de la estructura, optimización de la operación, etc.
- la seguridad de los habitantes e infraestructuras: planes de emergencia, adquisición de información en tiempo real, delimitación de áreas inundables y líneas de ribera, seguros contra crecidas, etc.

2. OBJETIVOS

Los objetivos de este estudio son la actualización de la crecida de proyecto, la simulación de rotura de la presa y la consecuente generación de la información técnica necesaria para la elaboración de un Plan de Acción de Emergencias (PADE) luego de ejecutar las actividades que se detallan en Materiales y Métodos

3. MATERIALES Y MÉTODOS

La metodología comprendió:

(a) Trabajos previos

- a. Revisión y Recopilación de antecedentes;
- b. Comisión de inspección al tramo bajo estudio;
- c. Contratación y revisión de servicios topográficos;
- d. Confección y Validación del Modelo Digital de Elevación;

(b) Modelación hidrológica

- a. Actualización de la Crecida Máxima Probable (CMP)
- b. Delimitación de cuencas y análisis de parámetros morfométricos
- c. Determinación de la tormenta de diseño TR= 100 años
- d. Estimación de la reducción espacial y posición crítica del núcleo de tormenta

- e. Modelación hidrológica multiescenario y estimación de caudales de crecidas aluvionales
 - f. Tránsito hidrológico de la crecida por el tramo del río Tunuyán Zapata-Emb. El Carrizal y en el Embalse de El Carrizal
- (c) Análisis de la rotura de la Presa El Carrizal
- a. Modelación hidráulica Tránsito de la Onda de Rotura
 - b. Ajuste y estabilización del modelo hidráulico
 - c. Análisis de resultados
- (d) Plan de Acción durante la Emergencia (PADE)
- a. Generación de Mapas de Riesgo por Inundación

4. INFORMACIÓN BÁSICA

4.1. Relevamiento Topográfico

Se realizó la contratación para la ejecución de los trabajos topográficos destinados al relevamiento de las obras de arte existentes aguas abajo de la Presa El Carrizal.

El informe realizado por el Agrim. José Llopart (profesional contratado) se adjunta en anexo II al presente Informe.

4.2. Batimetría del Embalse

Se consideró el relevamiento realizado por la Empresa EVARSA en mayo de 2006 por contratación del Departamento General de Irrigación.

El informe pertinente se adjunta en CD al presente Informe de Avance.

4.3. Información del Embalse

Se dispuso del estudio original de la Presa El Carrizal, obteniendo curvas de descarga de vertedero, cotas y niveles de operación de embalse.

4.4. Sistema de Información Geográfica (SIG)

Se confeccionó un SIG, donde se dispuso toda la información cartografía general, como vías de comunicación, redes de drenaje, catastro urbano y rural, infraestructura hídrica (canales, desagües, etc)

4.5. Modelo Digital de Elevaciones

Tanto para la delimitación de las cuencas de aporte lateral al embalse, como para la confección del modelo geométrico incorporado en HEC RAS para transitar la onda de crecida por rotura de Presa El Carrizal, se utilizó un modelo digital de elevaciones de tipo global, que fue ajustado y validado tanto hidrológica como altimétricamente.

En la década pasada, se observaron grandes avances en la generación y uso de MDE globales con la aparición de los MDE de **SRTM** (*Shuttle Radar Topography Mission*) [Werner M. 2001] y **Aster** (*Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer*) [Meti/Nasa, 2009]

Los datos de elevación de estas dos misiones espaciales cubrieron las regiones más pobladas del mundo y estuvieron disponibles sin costo a una resolución espacial de 3" de arco (~ 90 m) para el SRTM y a 1" de arco para el GDEM (~ 30 m).

En este trabajo se utilizaron ambos datos: Aster GDEM (Figura 4.1) y SRTM.

El trabajo con los MDE requirió los siguientes pasos:

- Generación, obtención del MDE (AsterGDEM)
- Validación hidrológica
- Manipulación del MDE para obtener mapas derivados (pendientes, orientación, curvatura)
- Visualización
- Análisis del MDE (estadístico, morfométrico)
- Validación y ajuste altimétrico
- Aplicación, uso como variable independiente (perfilado transversal)

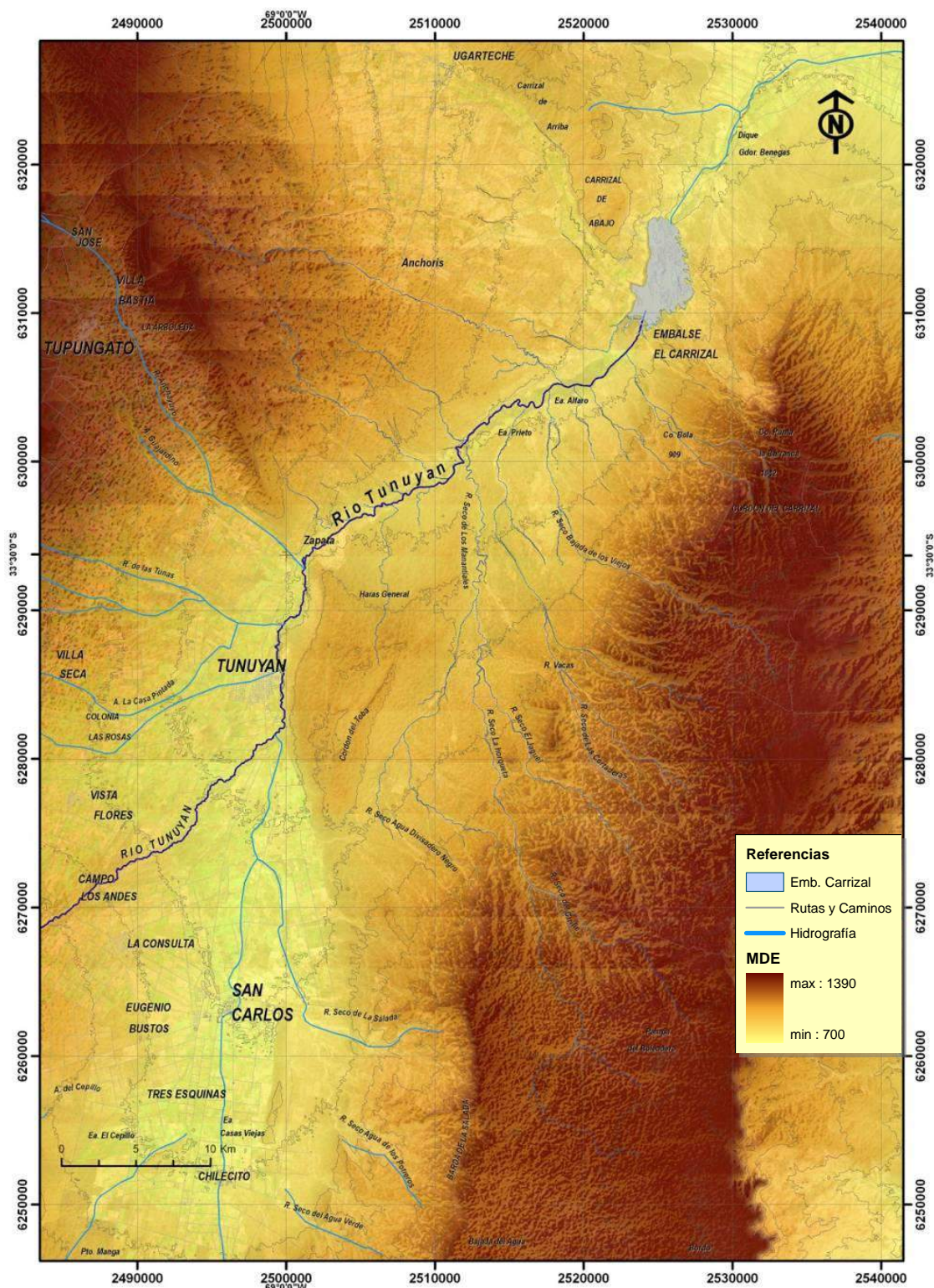


Figura 4.1: Modelo Digital de Elevaciones (ASTER GDEM is a product of METI and NASA)

5. Actualización de la Crecida Máxima Probable (CMP)

Considerando la antigüedad (43 años) de los estudios del proyecto de la Presa El Carrizal es que se propuso realizar una actualización de la crecida de proyecto para el aliviadero de la mencionada presa.

Según se expresa en (ICOLD, 1992) el término “crecida de diseño” se refiere generalmente al hidrograma estimado en el sitio de la presa y que es tenida en cuenta para el dimensionamiento de las obras de descarga de la misma.

La crecida de diseño resulta generalmente, en un marco determinístico, de una consideración ingenieril basada sobre las observaciones de escurrimientos y precipitaciones, o de la aplicación de principios hidrológicos a los fenómenos físicos observados que mejor se adaptan a la situación en particular considerada. Cuando la metodología a utilizar es la de análisis de frecuencia, la estimación de parámetros de las distribuciones de probabilidad adoptadas para describir el proceso hidrológico será tanto mejor cuanto más largo sea el récord de datos hidrológicos observados.

Hay una gran variedad de métodos hidrológicos que conducen a resultados diferentes para la estimación de crecidas de igual probabilidad aparente. La elección del método debe responder a las características climáticas y regionales y a la disponibilidad de la información.

El riesgo aceptable de la falla de una presa y de sus consecuencias humanas y económicas debe traducirse en una crecida de diseño de una probabilidad determinada.

En este estudio se ha adoptado el criterio de que la crecida de diseño es la correspondiente a la descrita en normas pertinentes cuando la fusión nival es el efecto “dominante”. Al respecto en Alberta Transportation (2004) se expresa que **“la Crecida Máxima Probable (CMP) con fusión nival como efecto dominante es especificada como una acumulación nívea maximizada seguida por una secuencia extrema de temperatura y una lluvia de recurrencia 100 años.”**

Por otra parte el U.S. Bureau of Reclamation identifica para una CMP, entre otras situaciones críticas, a una crecida máxima por fusión nival en combinación con una importante precipitación pluvial menos severa que la Precipitación Máxima Probable (PMP)

En (Committee on Safety Criteria for Dams, 1985) se explicita que sería razonable asumir que en regiones montañosas, las principales crecidas en pequeñas cuencas, podrían producirse por importantes tormentas convectivas, no de la magnitud de la PMP, que ocurren durante la temporada de crecidas generadas por fusión nival. Generalmente, puede considerarse meteorológicamente improbable, que para la máxima crecida por fusión nival ocurra, en forma simultánea, un evento de precipitación extrema. En cada situación es deseable evaluar la razonabilidad meteorológica del criterio a aplicar antes que utilizar reglas arbitrarias.

Siguiendo a Alberta Transportation (2004), la crecida de origen pluvial de TR= 100 años fue desarrollada considerando la generación de escurrimientos pluviales en las cuencas aluvionales aportantes al tramo del Río Tunuyán entre la Ruta Nac. Nº 40 (localidad Zapata) y la cola del Embalse de El Carrizal y según la metodología que se describe a continuación.

5.1. Crecida Nival

Seguendo a Alberta Transportation (2004) “.....la acumulación nival maximizada es la correspondiente a recurrencia 100 años multiplicada por un factor. La secuencia extrema de temperatura es la correspondiente a recurrencia 100 años. Es dificultoso estimar el posible rango de tiempo de retorno de la combinación resultante.”

También se aconseja que:

- para obtener la acumulación nival maximizada, el valor correspondiente a recurrencia 100 años debería ser multiplicado por un factor cercano a 2.
- en cuencas con rangos significativos de elevación, ésta deberá estar completamente cubierta de nieve sobre una elevación razonable correspondiente a la época del comienzo de la secuencia extrema de temperatura.
- para la secuencia extrema de temperatura se debe adoptar la recurrencia 100 años a la temperatura acumulada a la duración adoptada y luego desarrollar la secuencia de temperaturas diarias para ajustar el valor acumulado

En este estudio, y en base a lo explicitado anteriormente se utilizó la CMP por fusión nival generada con motivo de la confección de las “**Crecidas de Diseño para los Aliviaderos de las presas Los Blancos y Los Tordillos**” (INA-CRA, 2008) y cuyo hidrograma con caudal máximo de **1007 m³/s** se grafica en la Figura 5.1.

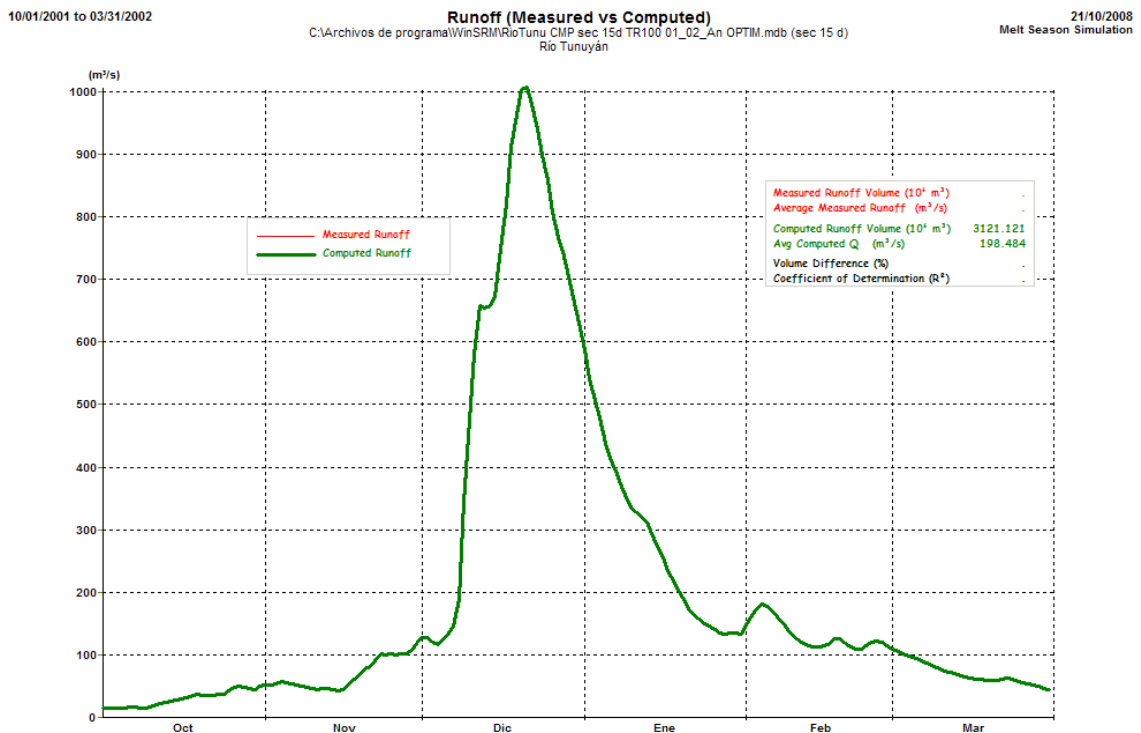


Figura 5.1: Hidrograma por fusión nival de la crecida de diseño

5.2. Crecida Pluvial por Aportes Laterales a la cola de Embalse

5.2.1. Delimitación de cuencas

La representación de la variabilidad espacial del medio físico en modelos hidrológicos se apoya actualmente en el uso de herramientas de teledetección y sistemas de información geográfica, facilitando la generación de modelos y simulación de escenarios.

Para la actualización de metodologías de cuantificación de recursos hídricos a través de modelos hidrológicos distribuidos y SIG, se ha efectuado el análisis con la interfase geoespacial HEC-GeoHMS (Geospatial Hydrologic Modeling System Extension) abarcando tres grandes temáticas (según Hammerly, 2003):

- descripción geoespacial de los elementos hidrográficos (forma, locación, atributos, ID),
- conectividad de los elementos hidrológicos al paisaje (redes de drenaje, cobertura y ocupación del suelo)
- modelación hidrológica.

Las características topográficas determinan las pautas por las cuales el agua circula sobre ella. El MDE contiene información suficiente para definir, al menos en una primera aproximación, las propiedades de la red de drenaje superficial y de la cuenca hidrográfica de aporte. Por lo tanto, a partir del MDE se generaron distintos mapas derivados por medio del geoprocésamiento y análisis espacial, con el objetivo de determinar las cuencas de aporte al área de estudio y cuantificar los parámetros morfométricos necesarios.

La orientación en un punto puede definirse como el ángulo existente entre el vector que señala el Norte y la proyección sobre el plano horizontal del vector normal a la superficie en ese punto. Como en el caso de la pendiente, el valor de orientación se estima directamente a partir del MDE.

El algoritmo utilizado para la confección del mapa de dirección de flujo fue el denominado D8, cuyas orientaciones están categorizadas en 8 clases (E, NE, N, NW, W, SW, S, SE) codificadas con números del 1 al 8 respectivamente.

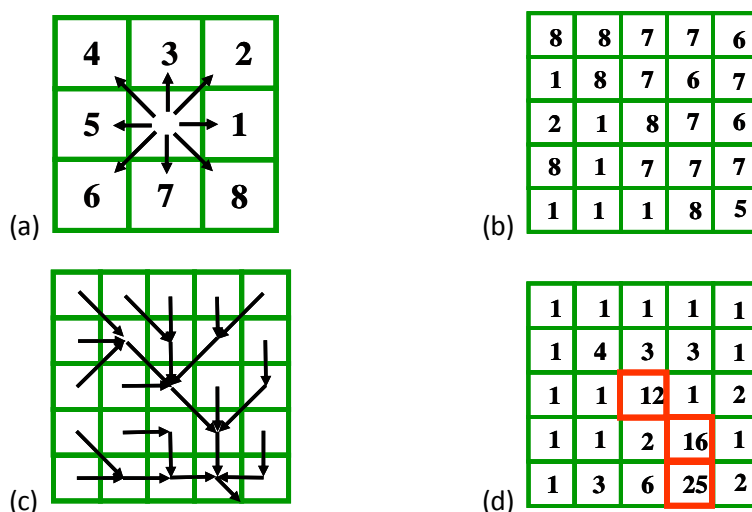


Figura 5.2: (a): Codificación de direcciones, (b) Codificación de orientaciones en una grilla de 5x5 celdas; (c) Red de flujo; (d) Grilla de acumulación de flujo

El método para obtener la red de flujo consiste en asignar a cada celda el valor del código de orientación (como se indica en la figura 5.2b), esto se realiza mediante un motor de análisis de 9 celdas (3x3) que se va desplazando a lo largo de toda la grilla del modelo de elevaciones, calculando para cada valor central el gradiente o pendiente del mismo respecto a las 8 celdas circunvecinas, asignando el código según al máximo gradiente.

El paso siguiente para la obtención de la red de drenaje consiste en contar la cantidad de celdas que convergen a la celda de análisis (como se indica en la figura 5.2c y 5.2d). En la grilla resultante si se elige un umbral mínimo, es decir una cantidad mínima de celdas drenantes que hagan que la celda pertenezca a un cauce o no, se obtendría la red hidrográfica (en el ejemplo de la figura 2d podría ser de 10 celdas y el cauce quedaría definido por las marcas en rojo).

Procesando el modelo de elevaciones se obtuvo el mapa general de direcciones de flujo asignando a cada codificación de orientación un color (en este caso de verdes en degrade) como se muestra en la Figura 5.3.

Siguiendo la metodología, se generó el mapa de acumulación de aporte, que representa en un punto determinado, la cantidad de píxeles que drenan a él, y por medio de este se identifica la red de drenaje.

La hidrografía se determina al establecer un umbral mínimo de acumulación de aporte hídrico para que sea considerado cauce torrencial, río o sólo ladera. En la figura N° 5.4 se observa el mapa de acumulación de flujo y la red hidrográfica generada.

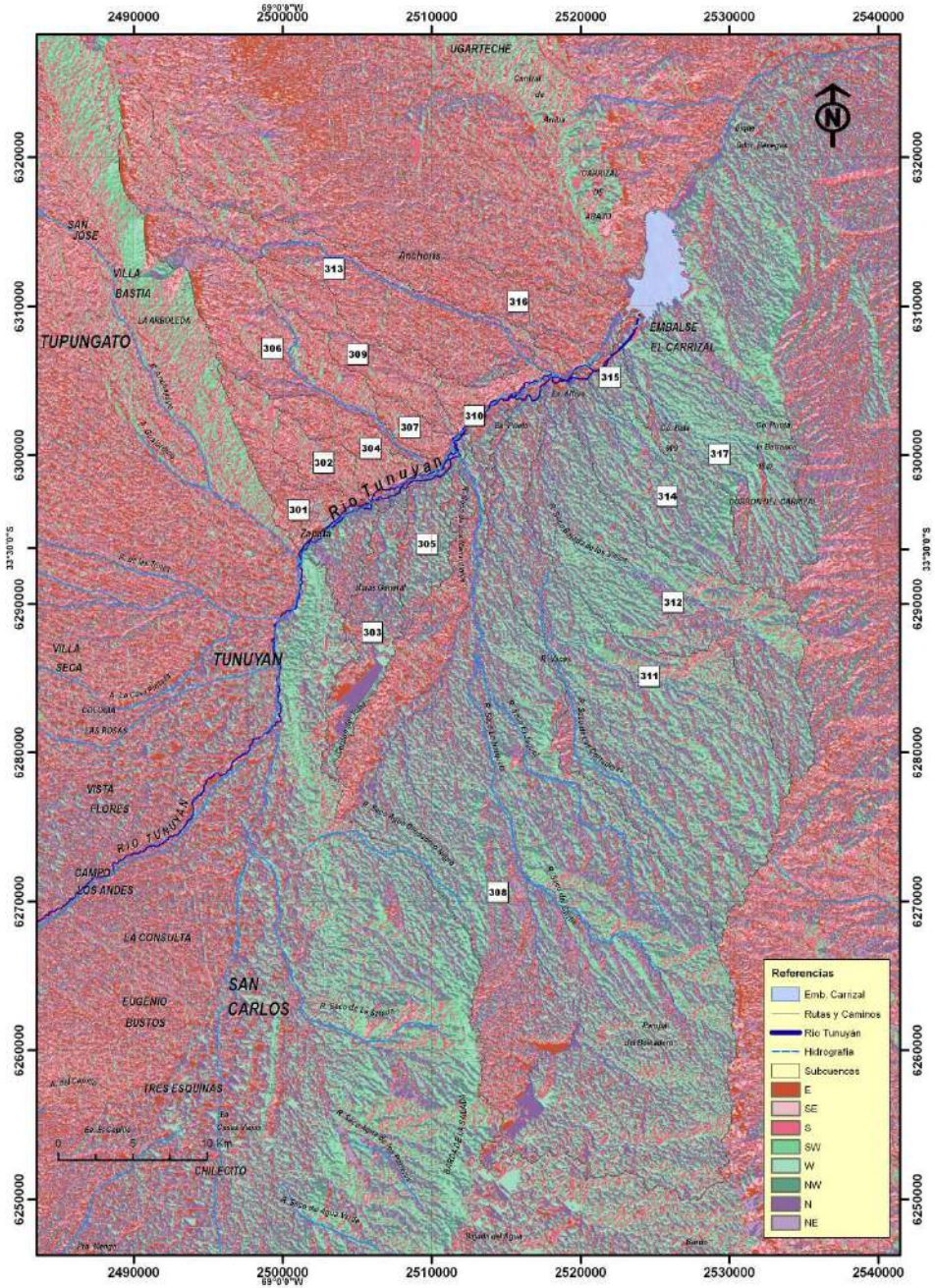


Figura 5.3: Mapa de Dirección de flujo Cuencas de aporte lateral tramo Zapata – Emb. El Carrizal

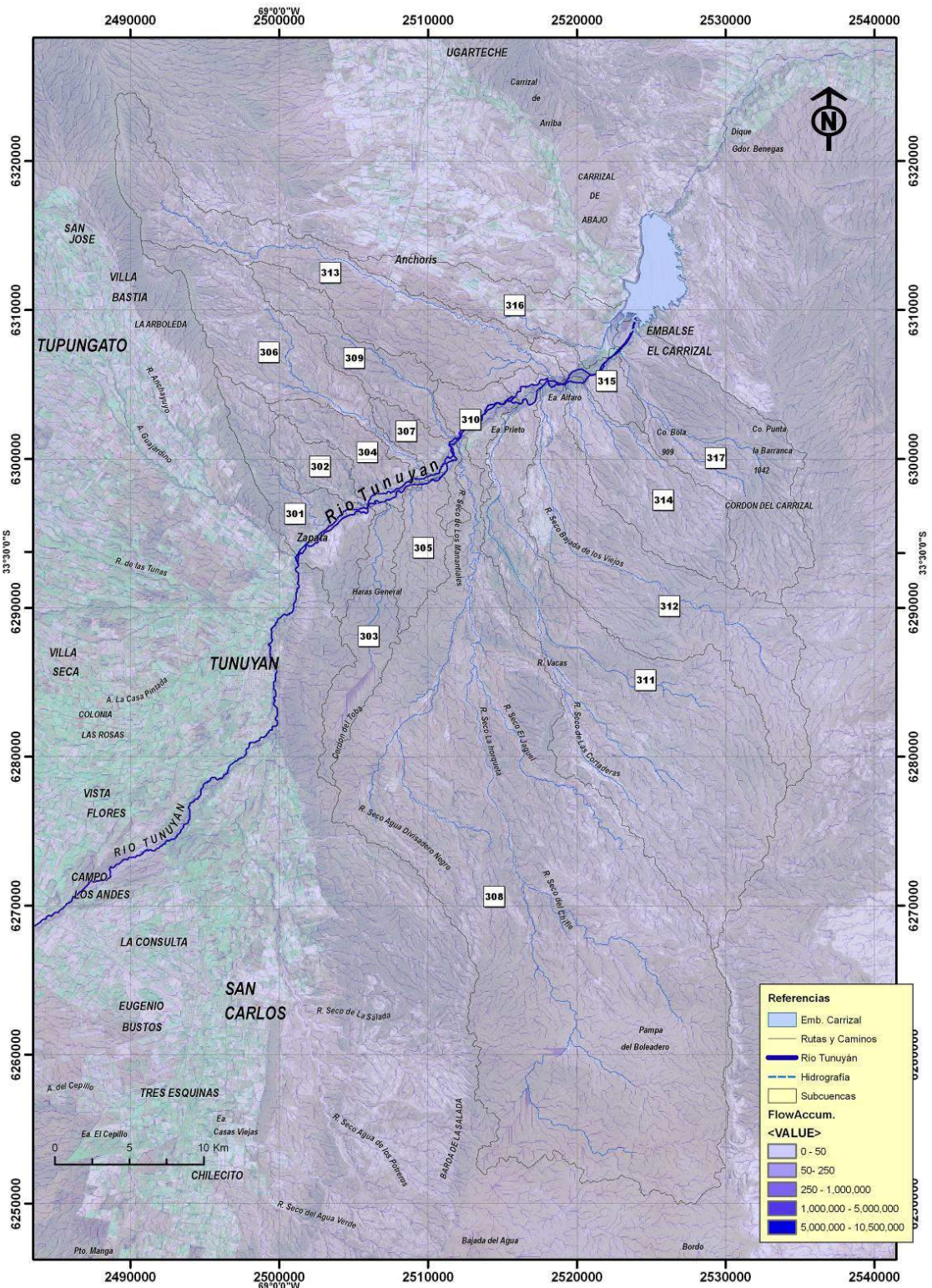


Figura 5.4: Mapas de Acumulación de flujo

Según la delimitación de cuencas indicada en Figura 4.6, del *Atlas Digital de los Recursos Hídricos Superficiales de la República Argentina*, (SSRH, 2001) las cuencas de aporte lateral del tramo Zapata-Emb. El Carrizal, representan un 8,1 % de la cuenca del Río Tunuyán. (21088,68 Km²)

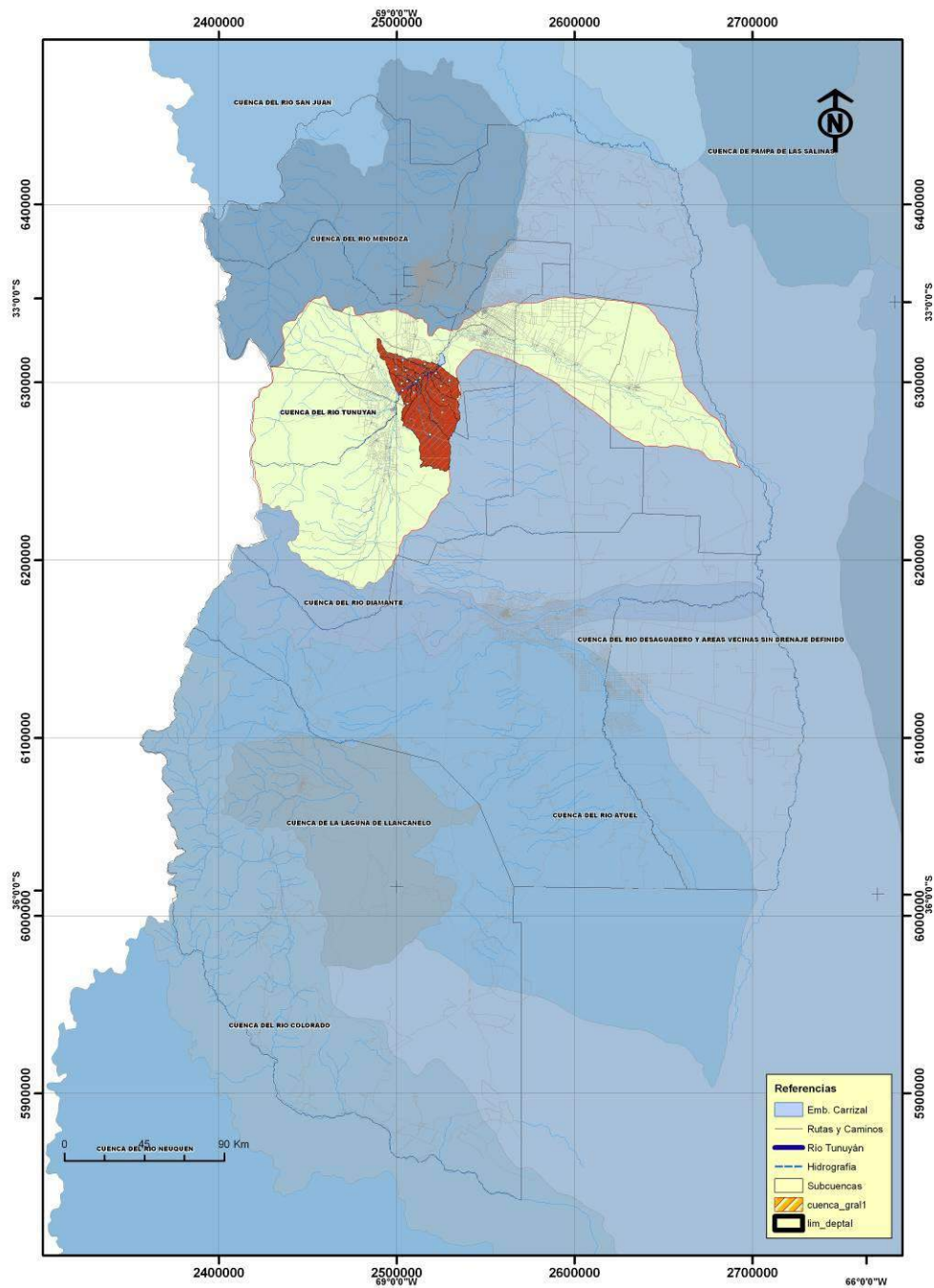


Figura 5.5: Cuenca del río Tunuyán y área de aporte lateral Tramo Zapata-Emb. El Carrizal

La delimitación de las subcuencas se obtuvo considerando como puntos de desagüe los desbordes al río Tunuyán considerando las zonas de flujo divergente entre cuencas que desaguan en un punto. El mapa de subcuencas se presenta en la Figura 5.9.

Las coordenadas de los puntos de cierre son:

Tabla 5.1: Coordenadas de cierre de cuenca

Cuenca	Subcuenca	Coord. X (Este)	Coord. Y (Norte)
Aportes laterales Tramo Zapata – Emb. El Carrizal	R301	2505975	6296925
	R302	2505975	6296925
	R303	2507125	6297175
	R304	2509625	6298300
	R305	2510975	6298875
	R306	2510975	6298875
	R307	2512200	6301500
	R308	2512200	6301500
	R309	2512200	6301500
	R310	2516225	6303700
	R311	2517700	6304900
	R312	2517700	6304900
	R313	2518625	6305150
	R314	2520450	6305100
	R315	2522875	6307400
	R316	2524975	6309287
	R317	2524975	6309287

(Sistema: Posgar 94, Proyección: Gauss Krüger)

5.2.2. Validación Hidrológica del MDE

Un requerimiento tal vez más importante que el ajuste de las elevaciones, es la adecuación del Modelo Digital de Elevaciones (MDE) a una red hidrográfica vectorizada válida. Para este caso se empleó uno de los niveles de información disponibles en los antecedentes cartográficos.

Se eligió como base hidrográfica el perteneciente al SIG250 del IGN, debido a que las otras fuentes presentaban diferencias locales en algunas zonas. Se corroboró con las imágenes satelitales qué fuente de datos se ajustaba más a la red hídrica, para finalmente digitalizar los cauces principales.

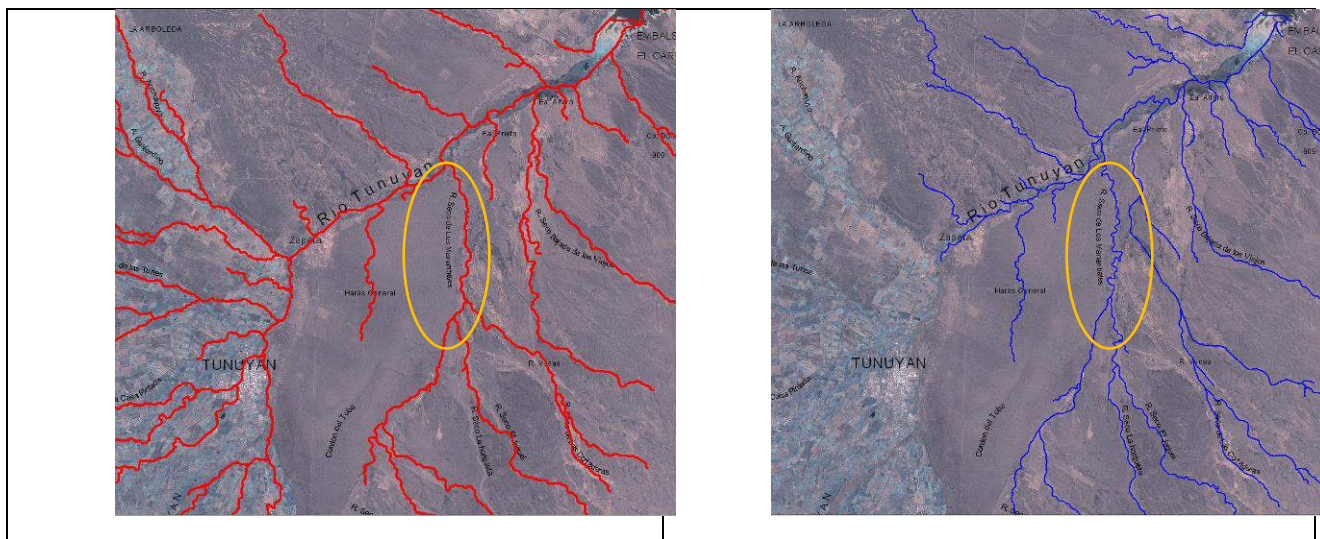


Figura 5.6: Redes hidrográficas de dos fuentes cartográficas

Las etapas de pre-procesamiento del MDE, generación de la red de drenaje sintética y delimitación de cuencas se realizaron con la extensión HEC-GeoHMS para ArcView (USACE, 2003). Esta extensión, que constituye una interface de acople con el modelo hidrológico HEC, presenta una serie de rutinas informáticas para el pre-procesamiento del terreno y para el cálculo de parámetros hidrológicos a nivel de cuenca y subcuenca.

En este sentido, el primer paso consistió en generar un MDE “hidrológicamente corregido”, es decir, la elaboración de un MDE que represente con la mayor exactitud las características de la red de drenaje existente en el terreno (USACE, 2003). A los fines del trabajo, esta tarea se efectuó en dos pasos: la imposición de la red de drenaje vectorial proveniente del SIG-250 sobre el MDE crudo, y el llenado de “depresiones”, celdas aleatorias con menor altura que sus circundantes y que constituyen un impedimento para el cálculo del movimiento del agua sobre el terreno.

Existe un algoritmo de modificación y adecuación del MDE a una red hidrográfica denominado Agree Method, desarrollado para las ArcHydro Tools de ArcGIS. Este algoritmo permite corregir un thalweg que haya quedado desfasado cuando se impuso la red vectorial hidrográfica de base.

Si bien el perfil transversal de la sección readecuada difiere considerablemente del real, (debido a que se generan cauces paralelos), se puede mejorar teniendo en cuenta el uso adecuado de los 3 parámetros de ajuste o suavizado transversal, consistentes en el ancho de modificación y los taludes máximos y mínimos. No obstante, se creyó conveniente el uso de este tipo de modificaciones, de forma tal que el **modelo** hidrológico represente mejor la red hidrográfica.

En la figura 5.7 se observan dos métodos, el primero denominado “burning” el cual “quema” el MDE profundizando el cauce en función del cauce vectorizado hasta una cota menor que el talweg del MDE crudo, y el segundo método de reacondicionamiento, el cual se ha utilizado.

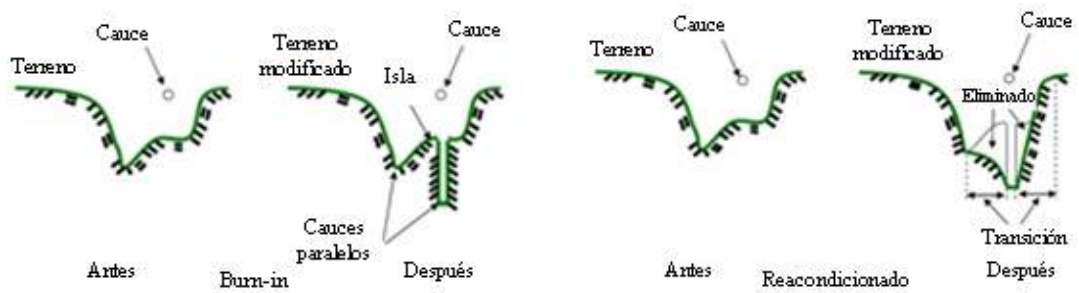


Figura 5.7: Método de reacondicionamiento del terreno

Para la verificación del análisis se utilizó un mosaico de imágenes Landsat de resolución espacial de 10 m, con la cual se pudo corroborar el ajuste de la hidrografía digital sintética y de la delimitación de la cuenca de aporte.

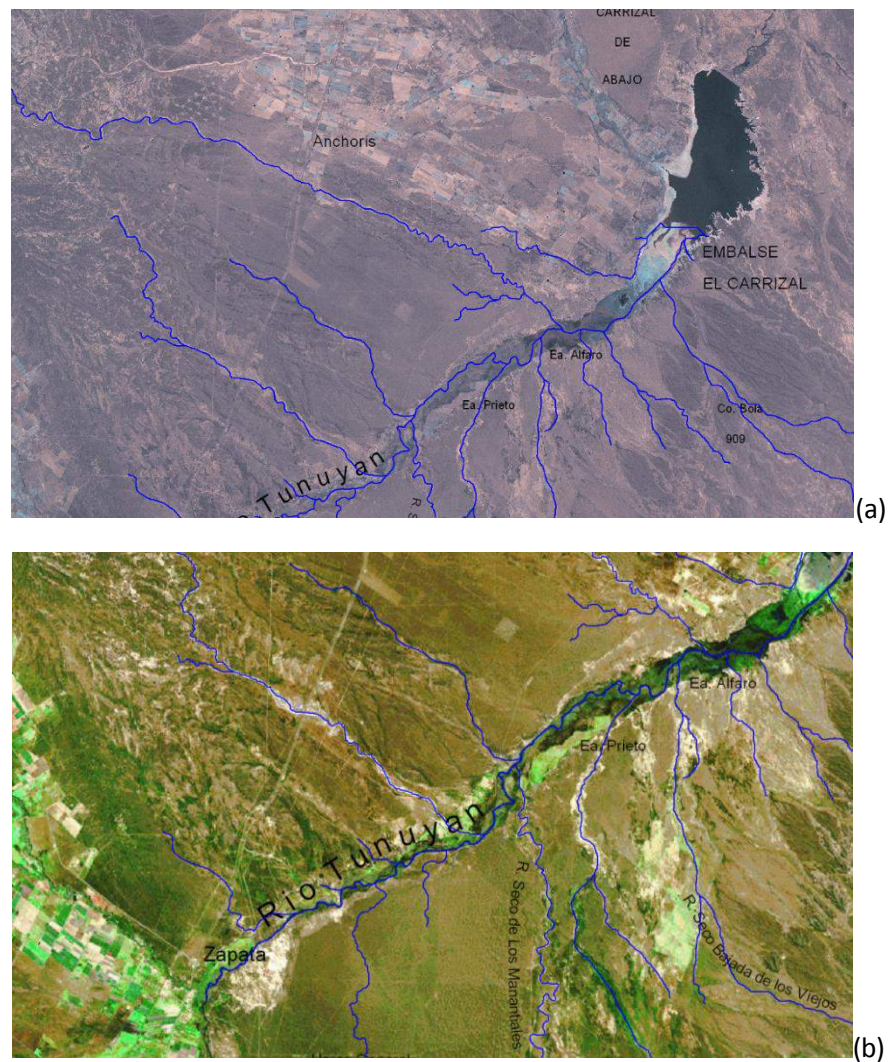


Figura 5.8: (a) y (b) Validación de la red hidrográfica digital

Se logró un muy buen ajuste de la red hidrográfica generada por procesos dentro del SIG y la red hidrográfica distinguible en la imagen satelital, tal como se observa en Figuras 5.8 (a) y (b).

5.2.3. Descripción de la Cuenca

La **cuenca de aporte lateral del Río Tunuyán en el Tramo Zapata – Emb. El Carrizal** cubre un área total de **1712,4 Km²**, y está localizada aproximadamente entre los 68° 37' y 69° 07' de longitud oeste y entre los 33° 13' y 33° 54' de latitud sur. Abarca un 8.1% de la extensión de la cuenca del Río Tunuyán.

La cuenca está compuesta por subcuencas de forma elongada que desembocan en ambos márgenes del Río Tunuyán, discurrendo las provenientes de margen izquierda de norte a sur y las de margen derecha de sur a norte. El tramo del río va recogiendo estos aportes laterales hasta llegar al embalse El Carrizal, luego de transitar por 37 Km en sentido NE desde la localidad de Zapata.

Al oeste está delimitada por la localidad de Zapata en cercanías a la Ruta Nac. 40, al sur el límite está en el cordón del Toba y la Pampa del Boleadero. El límite Este está determinado por la cola del embalse El Carrizal y al norte el Cordón Bueyes y la localidad de Anchoris.

5.2.4. Parámetros morfométricos

Se realizó la división en cuencas hidrográficas y se aplicaron y compararon un total de **seis índices hidrológicos y nueve parámetros morfométricos**.

Los índices fueron los siguientes:

- índice de compacidad,
- factor de forma,
- coef. de forma,
- radio de elongación,
- relación de circularidad y
- rectángulo equivalente.

Los parámetros morfométricos fueron:

- área,
- perímetro
- cotas máximas y mínimas (desnivel altitudinal)
- longitud del cauce más largo
- pendiente media del cauce principal,
- elevación media hipsométrica
- el orden de corrientes por cuenca,
- la densidad de drenaje,
- frecuencia de cauces de orden 1

Otros parámetros y elementos fueron obtenidos como paso previo a la obtención de los ya mencionados pero que no son analizados debido a que están contenidos en los anteriores: red de drenaje, curvas de nivel, divisorias de aguas, ancho y largo de la cuenca.

En la Tabla 5.2 se consignan las características morfométricas principales de las subcuencas, y en las Tabla 5.3, algunos coeficientes geométricos.

Tabla 5.2: Parámetros morfométricos Cuencas de aporte lateral Río Tunuyán. Tramo Zapata - Embalse Carrizal

Sub Cuenca	Nombre	Margen	Area	Perím.	Cota hipso m.	Cota máx.	Cota mín.	H	Cauce más largo	Pend.
Nro			km ²	km	m	m	m	m	km	m/m
301	Zapata	Tramo	54.14	66.75	879.0	1057.0	801.0	256.0	20.3	0.013
302	S/N Margen izquierda	Izq.	17.77	31.1	876.0	964.0	801.0	163.0	11.2	0.015
303	Haras General	Der.	43.91	67.6	932.3	980.0	807.9	172.1	24.4	0.007
304	Tránsito Tunuyan 1	Izq.	28.60	46.3	853.0	987.0	793.0	194.0	14.1	0.014
305	S/N Margen derecha	Der.	26.37	41.4	852.0	944.0	791.0	153.0	14.5	0.011
306	Tierras Blancas	Izq.	74.98	82.3	961.0	1308.0	791.0	517.0	34.6	0.015
307	Tránsito Tunuyan 2	Tramo	18.08	40.5	827.0	865.0	784.0	81.0	9.1	0.009
308	Los Manantiales	Der.	614.93	214.3	1068.0	1371.0	784.0	587.0	80.8	0.007
309	De los Pozos	Izq.	40.82	60.9	918.0	1108.0	784.0	324.0	22.4	0.014
310	Tránsito Tunuyan 3	Tramo	19.17	36.65	796.3	842.0	775.0	67.0	11.9	0.006
311	Las Cortaderas	Der.	251.93	155.25	939.0	1305.0	775.0	530.0	49.9	0.011
312	Bajada de los Viejos	Der.	154.35	119.7	986.0	1198.0	775.0	423.0	43.9	0.010
313	Piedras Coloradas	Izq.	122.63	121.25	1002.0	1644.0	775.0	869.0	47.3	0.018
314	Cerro Bola	Der.	68.77	63.25	878.0	1086.0	775.0	311.0	21.2	0.015
315	Tránsito Tunuyan 4	Tramo	16.69	35.6	792.0	873.0	775.0	98.0	8.7	0.011
316	Anchoris	Izq.	52.45	72.05	837.0	979.0	775.0	204.0	28.1	0.007
317	Punta Barranca	Der.	106.82	79	913.0	1119.0	775.0	344.0	29.2	0.012
Area Total:			1712.39							

Tabla 5.3: Parámetros morfométricos Cuencas de aporte lateral Río Tunuyán. Tramo Zapata - Embalse Carrizal

Sub cuenca	Area Km ²	Perim Km	Kc	Rf	Kf	Re	Rci	L1	L2
301	54.14	66.75	2.56	0.13	0.05	0.41	0.15	1.70	31.93
302	17.77	31.10	2.08	0.14	0.09	0.42	0.23	1.23	14.44
303	43.91	67.60	2.88	0.07	0.04	0.31	0.12	1.34	32.71
304	28.60	46.30	2.44	0.14	0.06	0.43	0.17	1.30	22.02
305	26.37	41.40	2.27	0.13	0.07	0.40	0.19	1.35	19.50
306	74.98	82.30	2.68	0.06	0.05	0.28	0.14	1.90	39.56
307	18.08	40.50	2.69	0.22	0.05	0.53	0.14	0.93	19.47
308	614.93	214.30	2.44	0.09	0.06	0.35	0.17	6.03	101.92
309	40.82	60.90	2.69	0.08	0.05	0.32	0.14	1.39	29.28
310	19.17	36.65	2.36	0.13	0.06	0.41	0.18	1.10	17.36
311	251.93	155.25	2.76	0.10	0.04	0.36	0.13	3.37	74.84
312	154.35	119.70	2.72	0.08	0.05	0.32	0.14	2.68	57.62
313	122.63	121.25	3.09	0.05	0.04	0.26	0.10	2.08	59.00
314	68.77	63.25	2.15	0.15	0.08	0.44	0.22	2.33	29.53
315	16.69	35.60	2.46	0.22	0.06	0.53	0.17	0.98	16.95
316	52.45	72.05	2.81	0.07	0.04	0.29	0.13	1.51	34.79
317	106.82	79.00	2.16	0.12	0.08	0.40	0.22	2.89	36.90
Tot.:	1712.39	329.20	2.24						

Kc: Coeficiente de compacidad o Gravelius.

Rf: Factor de forma

Kf: Coeficiente de forma

Re: Radio de elongación

Rci: Radio de circularidad

L1: Longitud Rectángulo equivalente

L2: Longitud Rectángulo equivalente

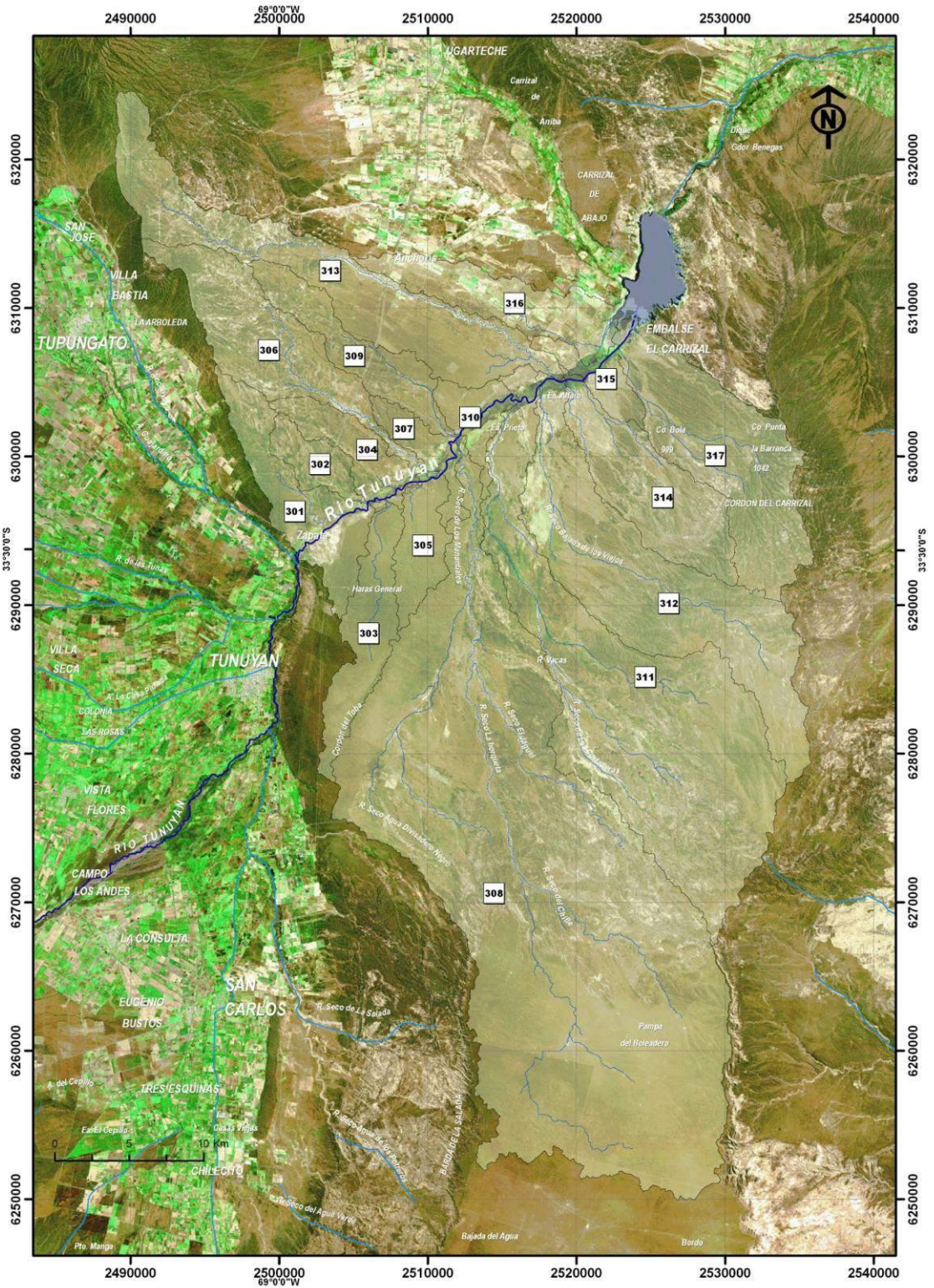


Figura 5.9: Mapa de Subcuencas de aporte lateral Tramo Zapata – Embalse El Carrizal

5.2.5. Análisis de parámetros

Área de la cuenca

El área de la cuenca es quizá el parámetro más importante, siendo determinante de la escala de varios fenómenos hidrológicos tales como el volumen de agua que ingresa por precipitación, la magnitud de los caudales, etc. El área de la cuenca definida como la proyección horizontal de la superficie de la misma, se puede medir directamente del mapa topográfico. Desde el punto de vista hidrológico es más importante esta proyección horizontal que la superficie real de la cuenca. Las gotas de lluvia caen verticalmente y no ortogonales a la ladera, igualmente el crecimiento de los árboles es vertical, etc.

En función de la superficie pueden clasificarse en:

- Área < 100 km² , cuenca pequeña
- 100 km² < Área < 2000 km² , cuenca mediana
- Área > 2000 km² , cuenca grande

Area Total Cuencas laterales Tramo Zapata – Emb. El Carrizal: 1712.39 km²

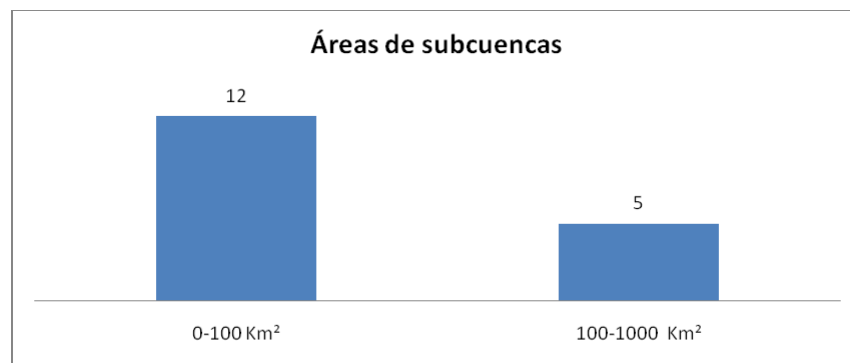


Figura 5.10: Frecuencia de áreas de subcuencas

En general, a mayor tamaño de la cuenca, el escurrimiento total es mayor, pero el escurrimiento específico por unidad de superficie es menor. La probabilidad de ocurrencia de un fenómeno para toda el área también disminuye con el aumento del tamaño de la cuenca.

La cuenca total de estudio se clasifica como **cuenca mediana**, y su orden de magnitud es de 1.700Km², en cambio las subcuencas R301 a R307, R309 a R310 y R314 a R316 clasifican como **cuencas pequeñas**; mientras que las subcuencas R308, R311 a R313 y R317 clasifican como **cuencas medianas**.(Figura 5.10)

Índice o coeficiente de compacidad

El índice o coeficiente de compacidad K_c se debe a Gravelius, y es la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área que la cuenca.

Llamas (1993) da la siguiente expresión: $K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$

siendo P y A el perímetro y el área de la cuenca, respectivamente. En cualquier caso, el coeficiente será mayor que la unidad, tanto más próximo a ella cuanto la cuenca se aproxime más a la forma circular, pudiendo alcanzar valores próximos a 3 en cuencas muy alargadas.

Este valor que crece con la irregularidad de la forma de la cuenca, permite clasificar a una cuenca como:

- ❑ Kc= 1.00-1.25, Redonda
- ❑ Kc= 1.25-1.50, Ovalada
- ❑ Kc= 1.50-3.00, Oblonga

Todas las subcuencas bajo estudio se caracterizan como **oblongas**: $2.08 < K_c < 3.09$

Factor de forma

El factor de forma, R_f, fué definido por Horton, como el cociente entre la superficie de la cuenca y el cuadrado de la longitud del cauce principal: $R_f = \frac{A}{L^2}$

donde L_m es la longitud máxima o recorrido principal de la cuenca. Mediante este parámetro se relacionan otros parámetros morfométricos de la cuenca.

Una cuenca con un factor de forma bajo está menos sujeta a crecidas que una de la misma área y mayor factor de forma.

Coficiente de forma

Coficiente de forma, K_f. Es la relación entre la anchura media B_m de la cuenca y la longitud (L):

$$K_f = \frac{B_m}{L}$$

Radio o relación de elongación

El radio o la relación de elongación (R_e). Definido por Schumm, es la relación entre el diámetro de un círculo de área igual a la cuenca y la longitud de la cuenca (L). Expresando el diámetro en función del área de la cuenca (A) queda: $R_e = 1.128 \frac{\sqrt{A}}{L}$

Radio o relación de circularidad.

El radio o la relación de circularidad, (R_{ci}), es el cociente entre el área de la cuenca (A) y la del círculo cuyo perímetro (P) es igual al del la cuenca: $R_{ci} = \frac{4\pi A}{P^2}$

Rectángulo equivalente

Para poder comparar el comportamiento hidrológico de dos cuencas, se utiliza la noción de rectángulo equivalente o rectángulo de Gravelius. Se trata de una transformación puramente geométrica en virtud de la cual se asimila la cuenca a un rectángulo que tenga el mismo perímetro y superficie, y, por tanto, igual coeficiente de Gravelius (coeficiente de compacidad, K_c), además de tener la misma distribución

hipsométrica. Así, las curvas de nivel se transforman en rectas paralelas al lado menor del rectángulo, y el desagüe de la cuenca, que es un punto, queda convertido en el lado menor del rectángulo.

Para la construcción del rectángulo, se parte del perímetro, P , y el área de la cuenca, A . Si los lados menor y mayor del rectángulo son, respectivamente, L_1 y L_2 , entonces:

$$P = 2(L_1 + L_2) = \frac{K_c \sqrt{A}}{0.28}$$

siendo $L_1 L_2 = A$

La solución de este sistema de ecuaciones es:

$$L_1 = \frac{K_c \sqrt{A}}{1.12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right) \quad L_2 = \frac{K_c \sqrt{A}}{1.12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right)$$

Para que esta representación sea posible es necesario que se cumpla la condición: $K_c \geq 1.12$

Densidad de drenaje

La densidad de drenaje es un indicador de la respuesta de la cuenca ante un evento de precipitación, y, por tanto, condiciona la forma del hidrograma resultante en el desagüe de la cuenca. A mayor densidad de drenaje, más dominante es el flujo en el cauce frente al flujo en ladera, lo que se traduce en un menor tiempo de respuesta de la cuenca y, por tanto, un menor tiempo al pico del hidrograma.

Los valores de la densidad de drenaje varían:

Dd baja: menor a 5 km/km²

Dd media: 5.0 - 13.7 km/ km²

Dd alta: 13.7 - 155.3 km/ km²

Dd muy alta: mayor a 155.3 km/ km²

Dd Cuencas laterales Tramo Zapata – Emb. El Carrizal= 0.28 Km/Km²

Todos valores de la densidad de drenaje se encuentran por debajo de cinco, lo que indicaría una baja densidad de drenaje.

Es necesario recalcar, que los parámetros e índices establecidos por Horton, varían en función de la escala o umbral del área de drenaje, con el cual se consideran los cauces de primer orden. Los coeficientes indicados anteriormente fueron estimados para un umbral de 10 Km².

Coficiente de Torrencialidad (o Frecuencia de Orden 1)

Relación entre el número total de curso de orden 1 y el área de la cuenca. Es indicador de la erodabilidad de una región, muy relacionado con los procesos de erosión lineal y con la capacidad de descarga de una cuenca, debido a que por lo general los cursos de orden 1 son de génesis erosiva (erosión en surcos y cárcava).

Altos valores indican elevada susceptibilidad a la erosión, y alta torrencialidad.

F1 Cuencas laterales Tramo Zapata – Emb. El Carrizal = 0.026

Entre más corrientes tributarias de primer orden tenga el sistema de drenaje, más rápida será su respuesta a la precipitación, en este caso los valores del coeficiente de torrencialidad obtenidos son bajos (entre 2 y 3 cauces de primer orden en 100 km², para un umbral de 10Km²).

Orden de Cauces (Strahler – Horton)

Siguiendo la metodología propuesta por Strahler y mediante un algoritmo de clasificación topológica del SIG, se confeccionó el mapa de órdenes de cauce, que se muestra en figura 5.11.

El tramo bajo estudio posee un orden máximo de 4.

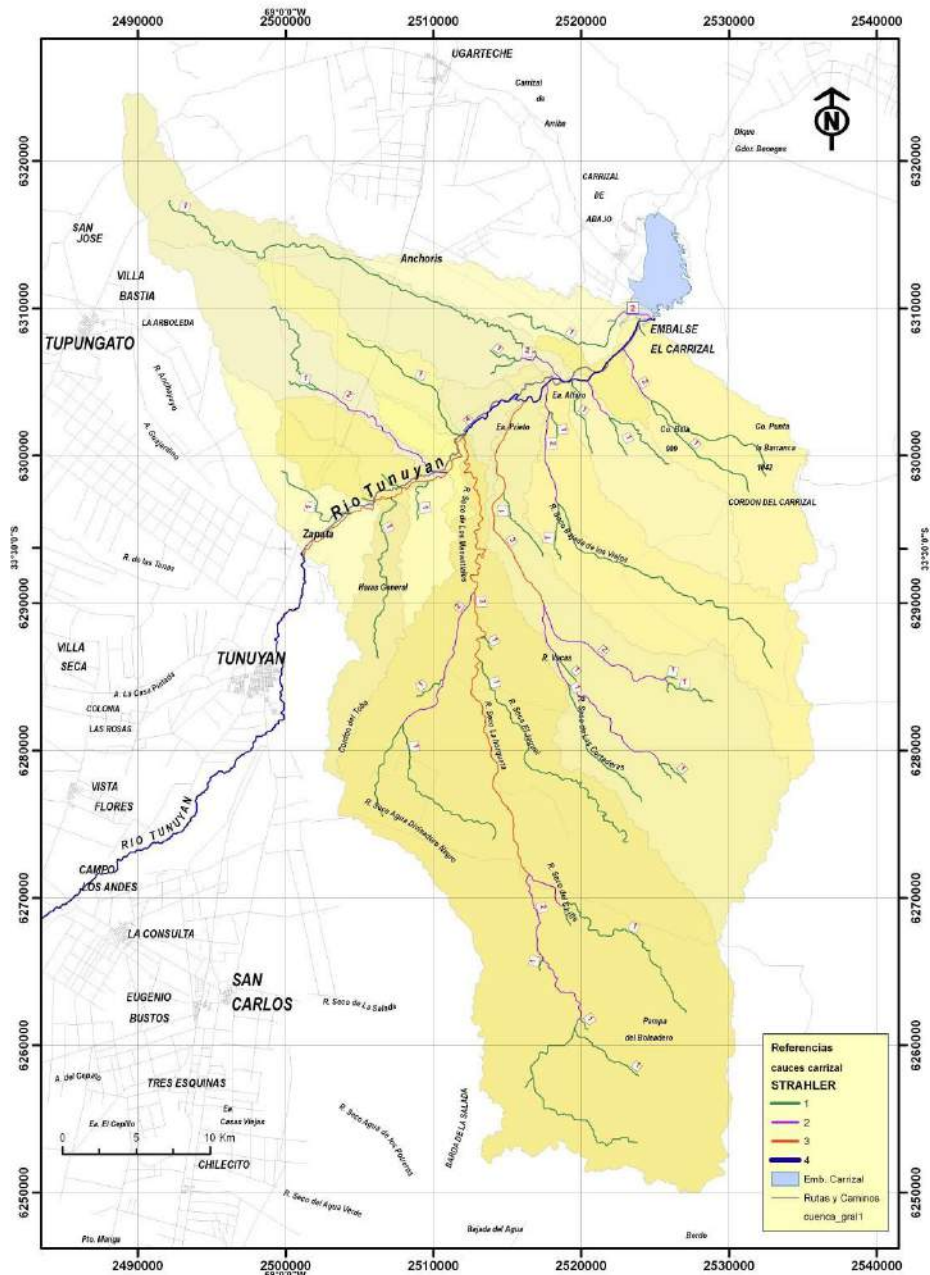


Figura 5.11: Mapa de Clasificación de órdenes de Horton

Pendiente

La pendiente media de una cuenca es el cociente entre la diferencia de elevación máxima, H, (medida entre las cotas máximas y mínimas del cauce más largo) y la longitud de dicho cauce.

Casi el 70% de las subcuencas poseen **pendientes medias** (entre 1 y 2%) siendo las mayores las subcuencas Piedras Coloradas, Tierras Blancas y Cerro Bola. (313,306 y 314 respectivamente).

Las subcuencas con **pendientes bajas** (menores a 1%) son 5 las correspondientes a las cuencas de tránsito del río Tunuyán, en el iorden de los 0.7% y algunas de margen derecha (Haras General y Los Manantiales, 303 y 308) pertenecientes o cercanas a la zona de Pampa del Boleadero.

Tabla 5.4: Áreas de pendientes por subcuencas [km²]

Subcuenca	0-2%	2-5%	5-10%	10-25%	25-45%	>45%
301	12.06	28.19	12.95	0.94	0.00	
302	4.79	9.93	2.87	0.18	0.00	
303	10.48	22.93	8.81	1.67	0.01	
304	8.61	15.78	3.92	0.29	0.00	
305	6.24	14.41	5.51	0.21	0.00	
306	11.54	35.55	23.93	3.96	0.01	
307	5.31	9.42	2.99	0.37	0.00	
308	156.31	318.80	131.15	8.66	0.01	
309	10.21	23.29	6.97	0.34	0.00	
310	5.37	9.77	3.73	0.30	0.00	
311	66.13	129.72	50.77	5.31	0.00	
312	42.91	78.35	29.42	3.67	0.00	
313	25.65	53.97	32.50	10.15	0.37	
314	14.12	34.33	17.55	2.77	0.00	
315	6.32	8.29	1.84	0.23	0.00	
316	22.09	25.77	4.02	0.54	0.04	
317	22.35	53.78	25.57	5.11	0.00	
	430.48	872.26	364.49	44.71	0.46	0.00



Figura 5.12: Frecuencias de pendientes por subcuencas

5.2.6. Mapa de pendientes

Por medio de la derivada del modelo de elevaciones se obtuvo como subproducto, el mapa de pendientes, tal como se muestra en la figura siguiente.

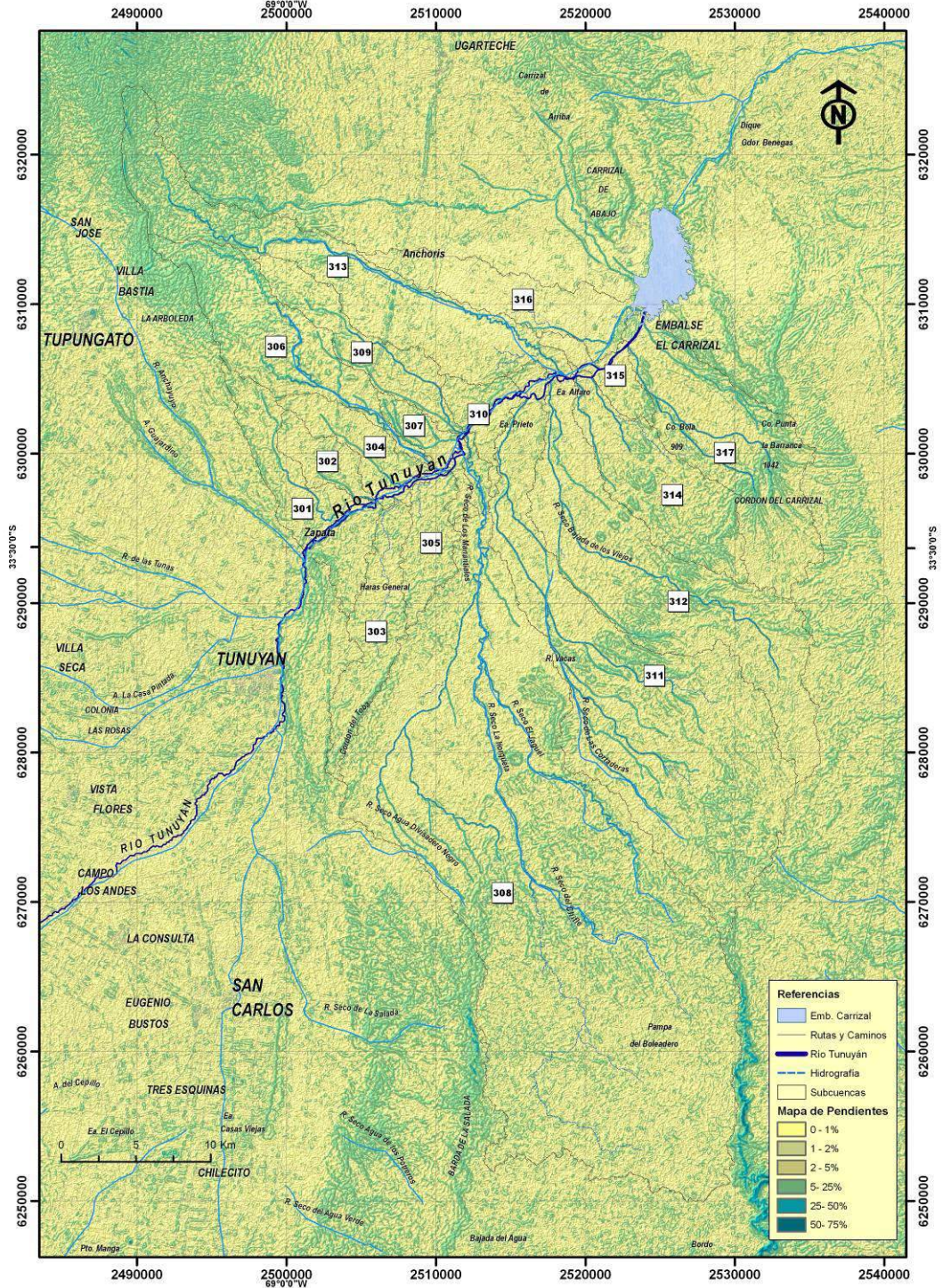


Figura 5.13: Mapa de Pendientes

5.2.7. Determinación de CN

La determinación del potencial de escurrimiento se realizó en función del número de curva (CN; metodología del U.S. Soil Conservation Service, hoy NRCS) y se llevó a cabo de forma distribuida utilizando el SIG ArcView 3.2a y tablas de clasificación.

El cruzamiento espacial de los mapas de uso de suelos y el del tipo hidrológico de suelos se realizó por medio de un procesamiento de álgebra de mapas y se obtuvo para cada cuenca el CN ponderado por área, debido a que el modelo hidrológico utilizado es del tipo concentrado.

Para que en la operación de superposición necesaria para realización del mapa del CN no haya números iguales, cada clase de las variables usos y tipos de suelos se reclasificó previamente asignando a cada identificador un número primo. El mapa resultante se volvió a clasificar asignando el correspondiente CN a su biunívoco producto de números primos.

Al tratarse de una zona aluvional, con grandes diferencias de niveles, se corrigió el mapa de CN en función de la pendiente.

Una forma de resumir la metodología empleada es mediante la representación por flujograma de las operaciones realizadas (Figura 5.14).

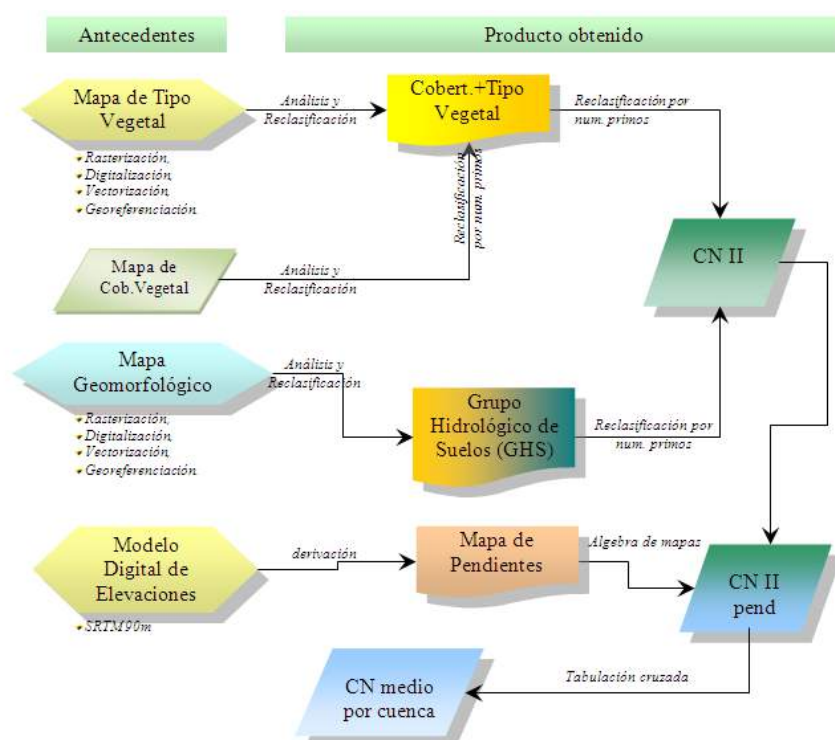


Figura 5.14: Flujograma cartográfico aplicando álgebra de mapas y reclasificación para cálculo de CN

5.2.8. Mapa Hidrológico de Suelos

Analizando el Atlas de Suelos realizado por el INTA, se distinguen los siguientes grupos, órdenes y subordenes de suelos indicados en tabla 5.5. Asimismo se asignaron para cada unidad un valor de Grupo Hidrológico de Suelo (GHS) en función de la capacidad de drenaje de cada uno.

Tabla 5.5: Grupos Hidrológicos de suelos

Grupo	Orden	Suborden	Textura	Drenaje	GHS
Entisol	Ortent	Torriortente	Franca limosa	Moderadamente bien drenado	C
			Arenosa Gruesa	Algo excesivamente drenado	B
	Psamente	Torripsamente	Arenosa	Excesivamente drenado	A
	Fluvente	Torrifluvente	Franca	Moderadamente bien drenado	C
Imperfectamente drenado				C	
Molisol	Ustol	Haplustol	Franco Arenosa	Bien Drenado	B
Aridisol	Argid	Haplargid	Franco Limosa	Pobremente drenado	D
Roca	-	-	-	-	D

Tabla 5.6: Grupos Hidrológicos de suelos

GHS	Potencial de escorrentía	Infiltración	Suelo típico
A	Escaso	Alta	Arenas, gravas excesivamente drenadas
B	Moderado	Moderada	Texturas medias
C	Medio	Lenta	Texturas finas o suelos con capas que impiden el drenaje
D	Elevado	Muy lenta	Suelos arcillosos compactos, suelos poco profundos sobre capas impermeables.

En su mayoría se evidencian grupos de suelo del tipo C, y algunas zonas con suelos tipo A y D, tal como se indica en la figura 5.15.

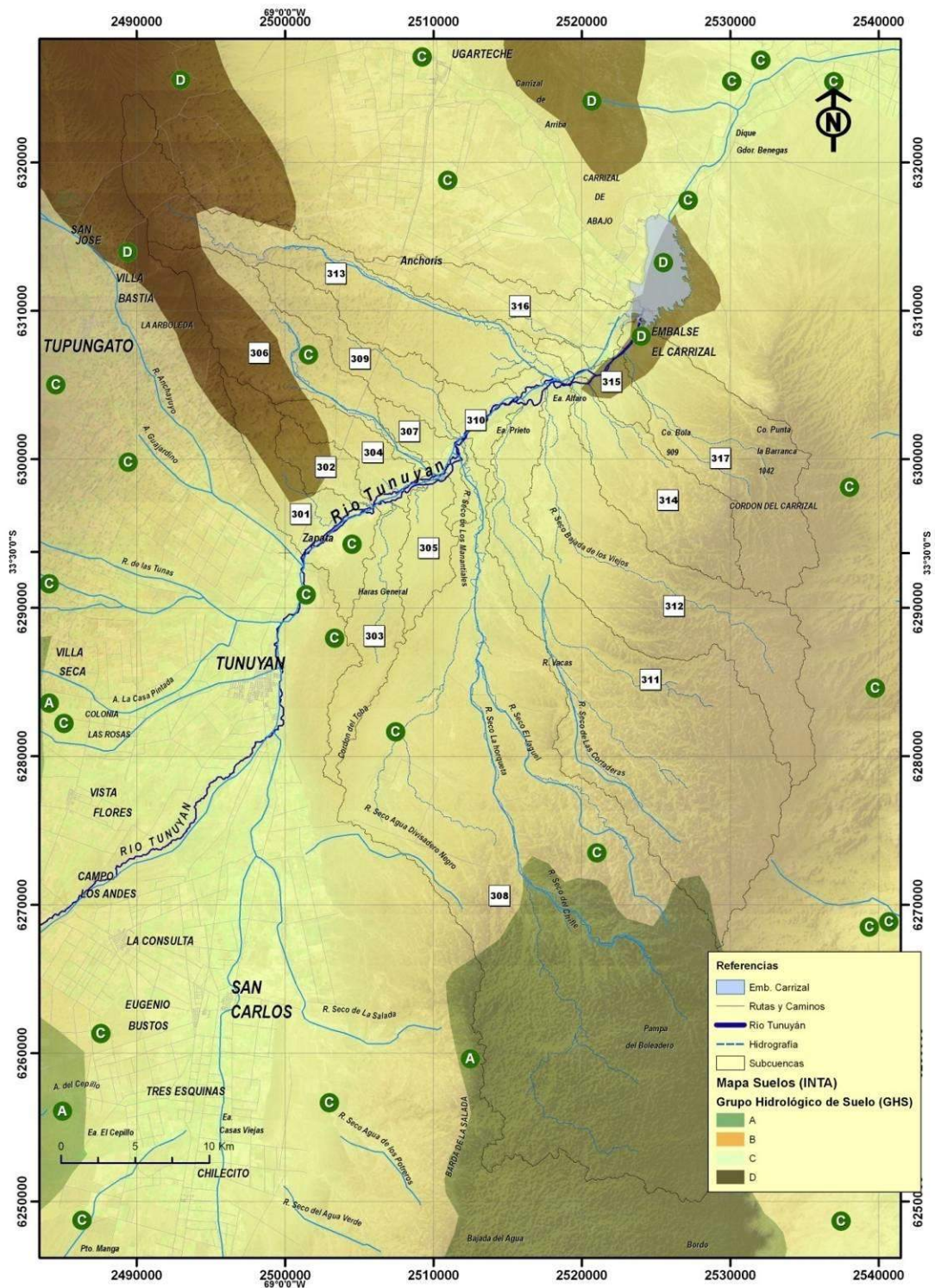


Figura 5.15: Mapa de Grupo Hidrológico de Suelos

5.2.9. Mapa de Vegetación

Se utilizó el mapa de vegetación elaborado por (Roig, Fidel et al.) el cual se vectorizó previa georeferenciación. Se detectaron trece clases de vegetación (Figura 5.16 y tabla 5.7) y se las clasificó según su capacidad de drenaje o retención. En la zona se evidencian principalmente 4 unidades: estepa arbustiva, pastizales y coironales, meseta del Guadal y huayquerías.

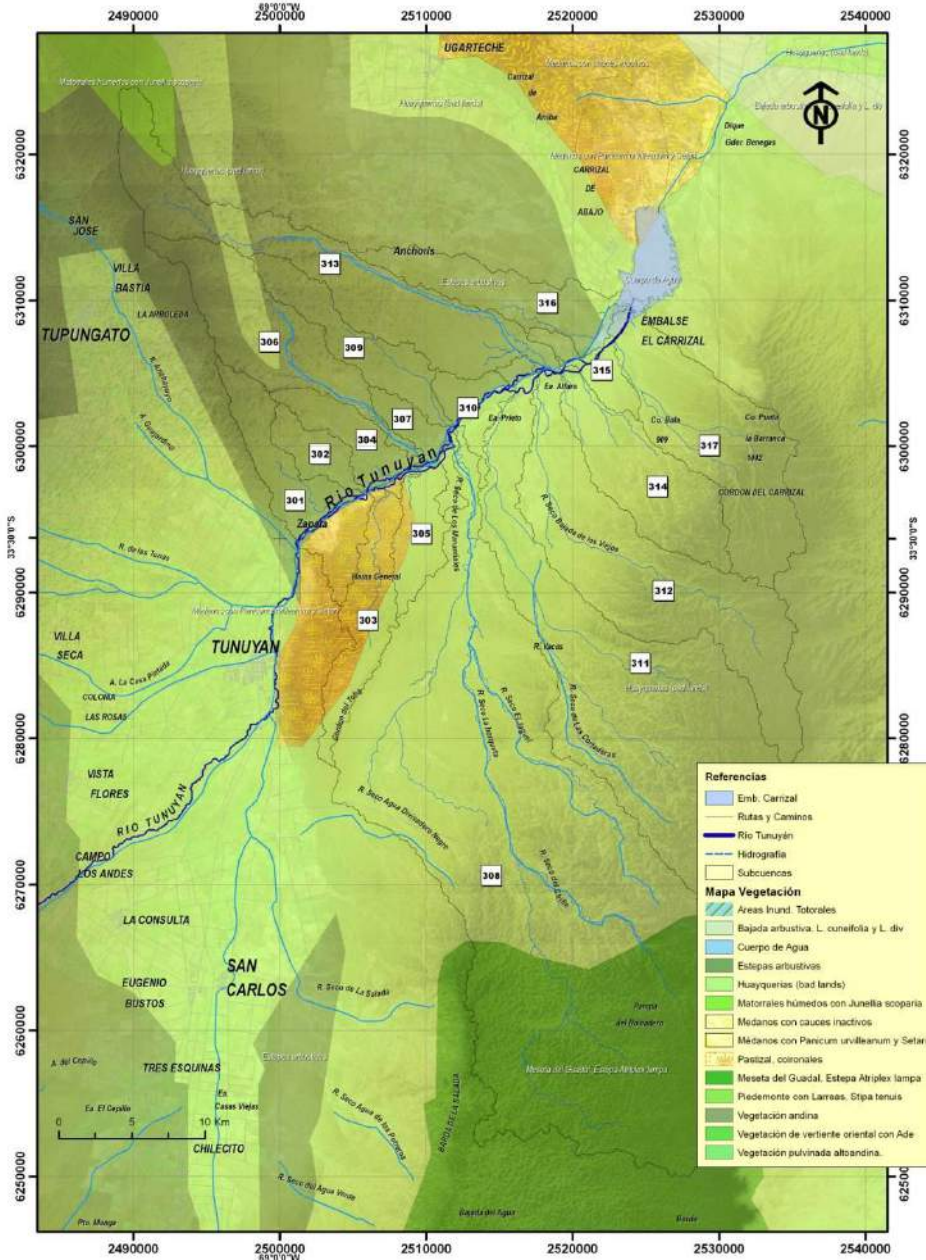


Figura 5.16: Mapa de Vegetación

5.2.10. Mapa Geomorfológico

En la zona se evidencian las siguientes unidades geomorfológicas:

- planicies agradacionales pedemontanas con bajadas;
- depresiones con niveles diferenciados de pedimento (Graben de Tunuyán);
- cerrilladas;
- llanura oriental fluvi eólica posglacial, con médanos vivos y depresiones intermedias y de médanos fijos y semifijos por vegetación;
- Huayquerías (bad lands) con sedimentos cretácicos.

Las huayquerías se encuentran sobreelevadas al oeste de la llanura de la travesía formando un conjunto de cerrilladas bajas o tierras malas disectadas fuertemente por arroyos temporarios.

Los torrentes que descienden de la meseta del Guadal (con sus bad-lands o huayquerías), en el sur del río Tunuyán han formado una planicie aluvional, cuya erosión depende de la ocurrencia, intensidad y distribución de las precipitaciones torrenciales.

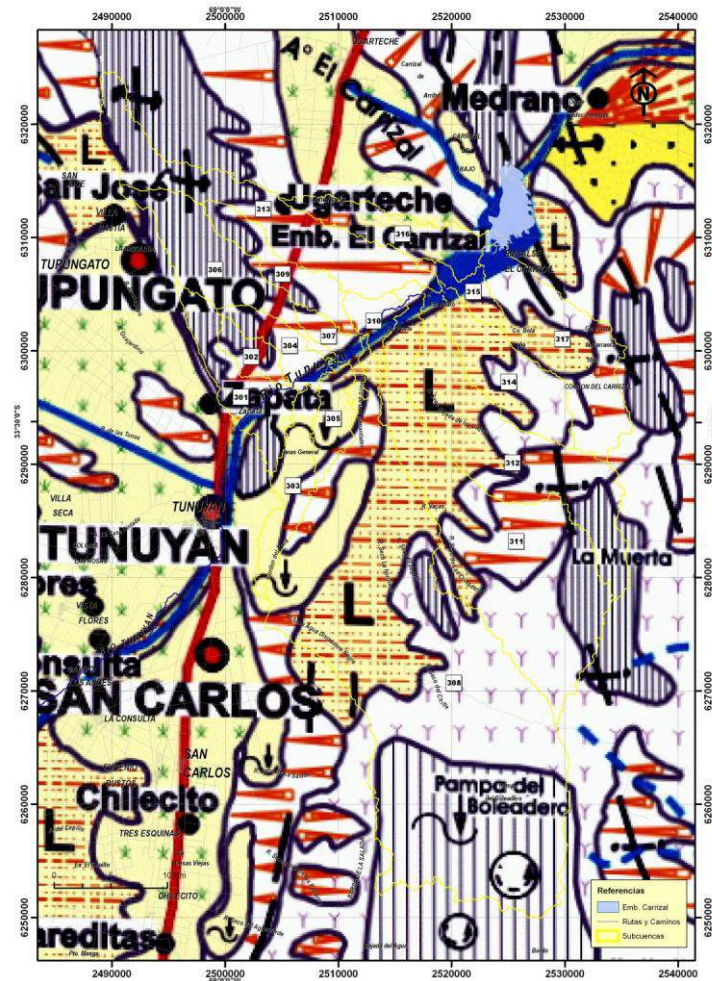


Figura 5.17: Mapa Geomorfológico

5.2.11. Mapa de CN distribuido

Siguiendo la metodología del flujograma de figura 5.14 se realizó una tabulación cruzada (Tabla 5.7) entre suelos y tipos de vegetación a efectos de conseguir una distribución espacial de los valores de CN para cada subcuenca. (Tabla 5.8)

Tabla 5.7: Valores de CN para tipos de suelo y de vegetación

Mapa de Vegetación				Grupo Hidrológico de Suelos (GHS)			
Grupo	Denominación	Vegetación predominante	ID	A	B	C	D
				1	2	3	5
Vegetación de Montañas	Piedemonte	Piedemonte con <i>Larrea divaricata</i> , <i>Stipa tenuis</i> , y <i>Piptochaetium napostaense</i>	7	53	70	79	83
	Matorral húmedo	Matorrales húmedos con <i>Junelia scoparia</i> , <i>Colliguaja integerrima</i> , <i>Schinus fasciculatus</i> , etc. Con grandes cactáceas (<i>Denmoza rhodacanta</i> , <i>Lobivia formosa</i>), con <i>Maytenus boaria</i> en áreas del sur	11	55	72	81	86
	Pastizal	Pastizales (coironales) de <i>Stipa tenuissima</i>	13	64	71	77	85
	Vegetación de la vertiente oriental	Vegetación de la vertiente oriental con <i>Adesmia horrida</i> , <i>Mulinum spinosum</i> , <i>Nassauvia axilaris</i> , etc	17	63	72	78	84
	Vegetación Pulvinada altoandina	Vegetación pulvinada altoandina con <i>Adesmia subterranea</i> , <i>A. hemisphaerica</i> , <i>Poa holciformis</i>	19	62	70	77	82
Vegetación de Bolsones y Huayquerías	Huayquerías	Bad lands, con comunidades saxícolas diversas (<i>L. cuneifolia</i> ; <i>Zucagnia punctata</i> ; <i>Chuquiraga erinacea</i> ; <i>Gochnatia glutinosa</i>) y riparias en cursos temporarios con <i>Tessaria dodonaefolia</i> , etc	23	63	77	85	88
	Estepas arbustivas	Estepas arbustivas con bolsones de <i>Larrea</i> , <i>Atriplex lampa</i> , bosquecillos de <i>Geoffroea Decorticans</i> en cauces temporarios	29	55	68	75	77
	Bajada arbustiva	Bajadas arbustivas de <i>Larrea divaricata</i> y <i>L. cuneifolia</i> con <i>Bulnesia retama</i>	31	60	74	82	84
	Áreas inundables	Áreas de inundación con Totoraes (<i>Thypia subulata</i>), carrizales (<i>Phragmites australis</i>), cortaderas (<i>Cortaderia rudiusscula</i>) etc	37	53	65	72	74
	Médanos	Médanos con <i>Panicum urvilleanum</i> y <i>Setaria mendocina</i>	41	70	80	87	93
	Meseta del Guadal	Meseta del Guadal con estepa de <i>Atriplex lampa</i> y <i>Trichloris crinita</i>	43	50	62	68	70
Vegetación de Travesías	Médanos sin vegetación	Médanos con cauces inactivos con <i>Panicum</i> y <i>Sporobolus</i>	47	60	73	81	84
Cuerpo de Agua	-	-	53	100	100	100	100

Tabla 5.8: Tabulación cruzada entre mapa de CN y mapa de subcuencas. Áreas en km²

CN	301	302	303	304	305	306	307	308	309
50	0	0	0	0	0	0	0	232.8	0
63	0	0	0	0	0	0	0	71.9	0
68	0	0	0	0	0	0	0	0	0
75	19.3	7.0	0	21.1	0.3	30.4	12.7	0	40.5
77	17.4	10.8	0	5.4	0.0	28.7	0	0	0
85	0	0	15.2	0.3	21.4	7.1	5.4	310.2	0.3
86	0	0	0	0	0	0	0	0	0
87	17.4	0	28.7	1.8	4.6	0	0	0	0
88	0	0	0	0	0	8.8	0	0	0
100	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Areas	54.083	17.773	43.898	28.605	26.355	74.940	18.120	614.958	40.815
CN medio	79.5	76.2	86.3	76.2	85.2	78.2	78.0	69.2	75.1

CN	310	311	312	313	314	315	316	317
50	0	0.2	0	0	0	0	0	0
63	0	3.7	0	0	0	0	0	0
68	0	0.3	0	0	0	0	0	0
75	10.1	3.1	0.5	83.0	0.2	4.3	46.4	0
77	0	0	0	24.0	0	0	0	0
85	9.1	244.6	153.9	6.8	68.0	6.6	2.7	98.1
86	0	0	0	8.8	0	0	0	0
87	0	0	0	0	0	0	0	0
88	0	0	0	0	0.5	5.8	0	6.8
100	0	0	0	0	0	0.1	3.3	2.0
Areas	19.158	251.878	154.365	122.653	68.725	16.708	52.443	106.865
CN medio	79.7	84.5	85.0	76.7	85.0	83.5	77.1	85.5

En base a las mencionadas tabulaciones cruzadas se obtuvieron los valores medios de CN para cada subcuenca.

Siguiendo la metodología del U.S. N.R.C.S se obtuvieron los valores medios de abstracción inicial, potencial máximo de almacenamiento para valores de CN correspondientes a la condición III de humedad antecedente. (Figura 5.18 y Tabla 5.9)

Tabla 5.9: Parámetros de pérdidas de precipitación Cuencas de aporte lateral Tramo Zapata - Embalse Carrizal

Sub Cuenca	Nombre	CN II	CN III	S (mm) (CHA III)	la= S ^{0.55} (mm) (CHA III)
301	Zapata	79.5	90.1	28.0	6.2
302	S/N Margen izquierda	76.2	88.2	33.9	6.9
303	Haras General	86.3	93.7	17.2	4.8
304	Tránsito Tunuyán 1	76.2	88.3	33.8	6.9
305	S/N Margen derecha	85.2	93.1	18.8	5.0
306	Tierras Blancas	78.2	89.4	30.2	6.5
307	Tránsito Tunuyán 2	78.0	89.2	30.6	6.6
308	Los Manantiales	69.2	84.0	48.3	8.4
309	De los Pozos	75.1	87.6	36.0	7.2
310	Tránsito Tunuyán 3	79.7	90.2	27.6	6.2
311	Las Cortaderas	84.5	92.7	19.9	5.2
312	Bajada de los Viejos	85.0	93.0	19.2	5.1
313	Piedras Coloradas	76.7	88.5	32.9	6.8
314	Cerro Bola	85.0	93.0	19.1	5.1
315	Tránsito Tunuyán 4	83.5	92.2	21.5	5.4
316	Anchoris	77.1	88.7	32.2	6.8
317	Punta Barranca	85.5	93.2	18.4	5.0

CNII: Número de Curva en condición de Humedad Antecedente II

CNIII: Número de Curva en condición de Humedad Antecedente III

S: Almacenamiento, mm

la: Abstracción inicial, mm

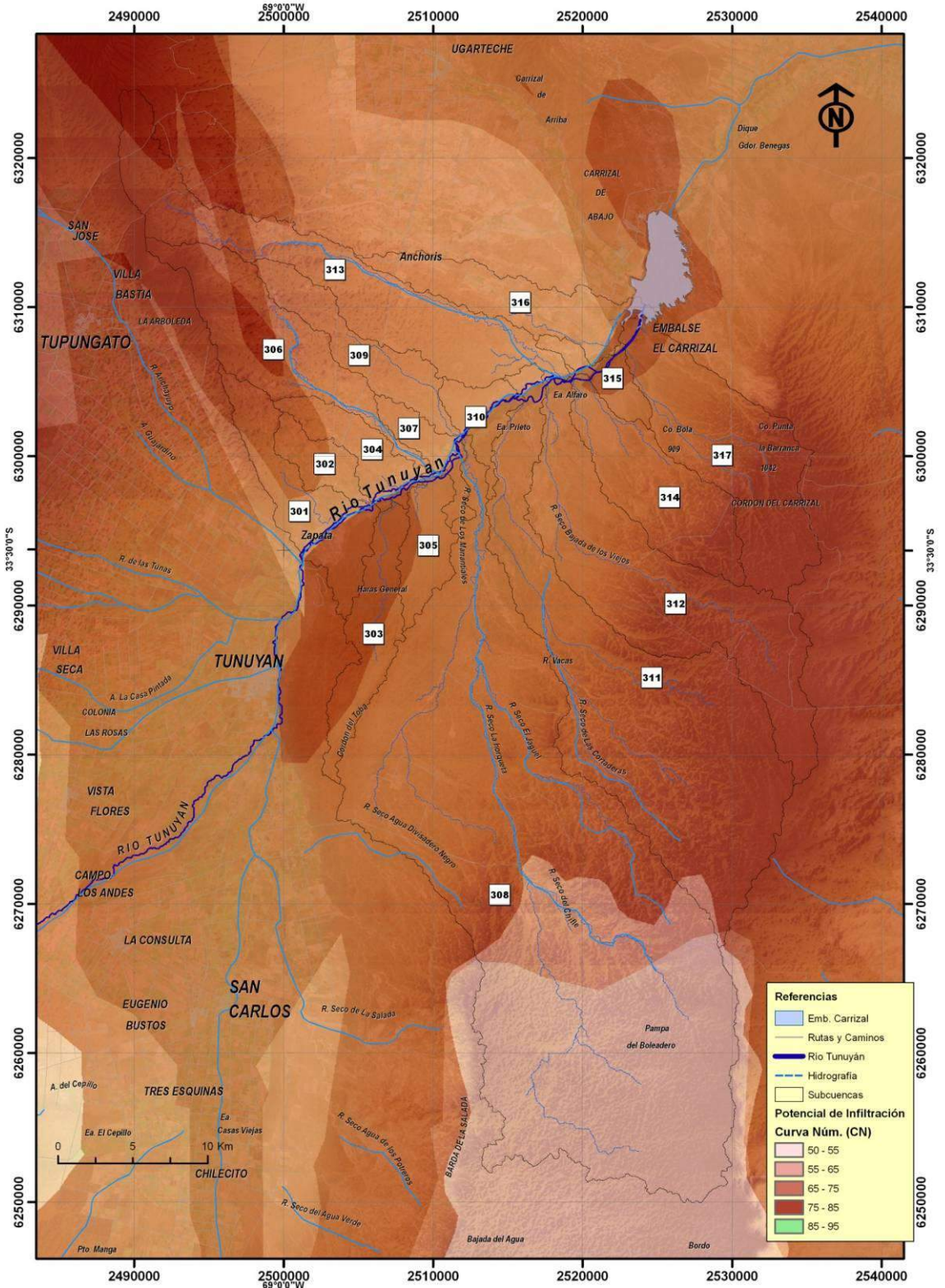


Figura 5.18: Mapa de CN III

5.2.12. Precipitaciones TR=100 años para distintas posiciones de núcleo

5.2.13. Tormenta de proyecto

La Tormenta de Proyecto con TR= 100 años fue extraída del mencionado estudio realizado para las presas de Los Blancos y Los Tordillos.

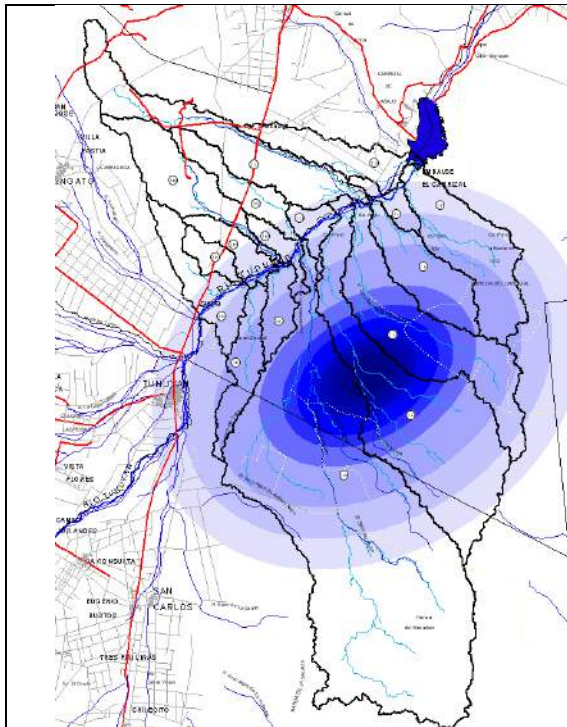
Para la determinación de las láminas medias por cuenca se seleccionaron siete posiciones críticas (Figura 5.19) a efectos de poder determinar el hidrograma de escurrimiento pluvial más desfavorable.

5.2.14. Decaimiento espacial de la tormenta

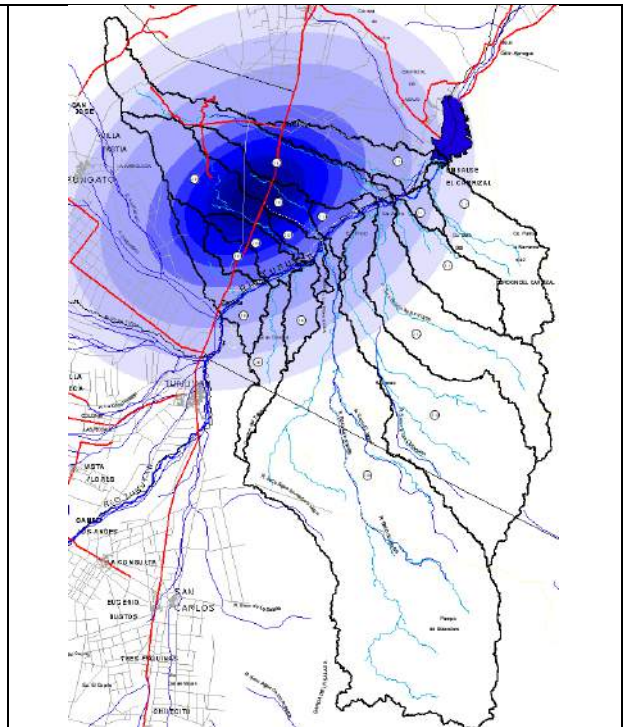
La distribución espacial de la tormenta de proyecto se representó a través de isohietas elípticas concéntricas cuyas superficies correspondían a la ecuación del decaimiento espacial estipulado en la Tormenta de Proyecto para el Gran Mendoza (INA, 2008). Los hietogramas obtenidos se muestran en la Tabla 5.11.

Tabla 5.10: Láminas medias areales por subcuenca, %

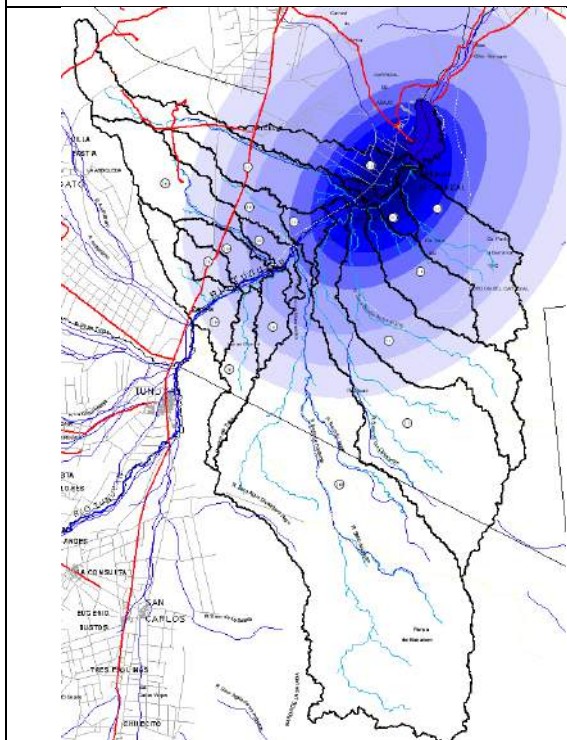
Subcuencas	Posición I	Posición II	Posición III	Posición IV	Posición V	Posición VI	Posición VII
301	5.2	34.5	2.6	22.2	29.9	24.4	1.8
302	0.8	50.5	6.2	27.8	35.1	33.8	0.0
303	23.1	8.7	3.9	20.4	26.0	15.8	8.2
304	3.7	54.5	14.3	41.1	50.3	48.4	1.5
305	22.8	18.8	18.1	51.8	50.7	28.9	11.3
306	0.3	51.2	3.3	19.4	20.2	44.3	2.4
307	8.9	41.6	26.3	77.9	77.7	64.0	6.6
308	17.3	0.6	1.3	7.0	18.6	14.7	27.9
309	0.3	66.9	13.6	39.6	34.0	75.8	0.6
310	7.5	33.9	38.5	76.0	85.8	54.8	4.5
311	33.0	2.7	6.9	18.3	34.1	22.3	40.9
312	36.5	3.3	16.0	23.9	24.7	18.1	25.4
313	0.1	35.7	14.9	21.0	31.9	40.9	0.0
314	26.4	3.7	31.8	22.2	21.1	13.5	18.1
315	7.0	16.2	80.3	24.5	35.6	19.1	4.0
316	0.1	32.6	52.5	24.5	29.8	27.0	0.0
317	16.1	1.4	28.1	7.3	15.8	6.6	8.1



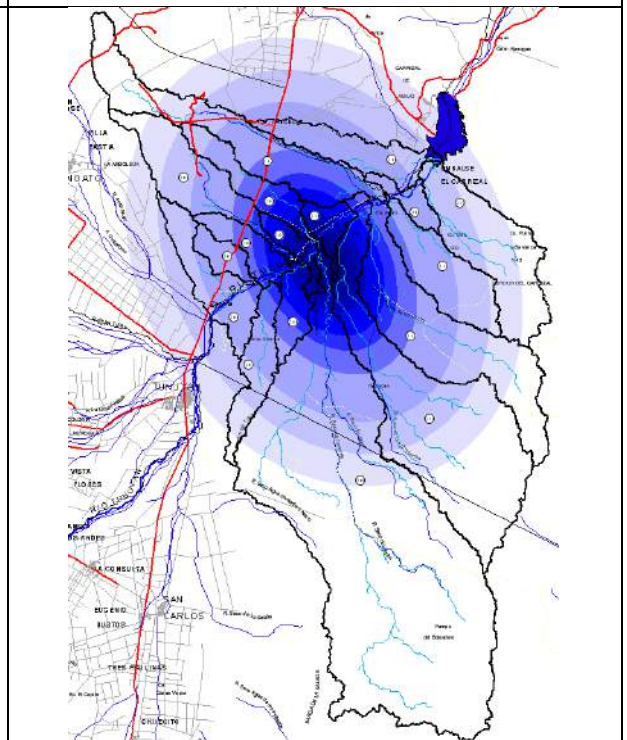
Núcleo de Tormenta en Posición I



Núcleo de Tormenta en Posición II



Núcleo de Tormenta en Posición III



Núcleo de Tormenta en Posición IV

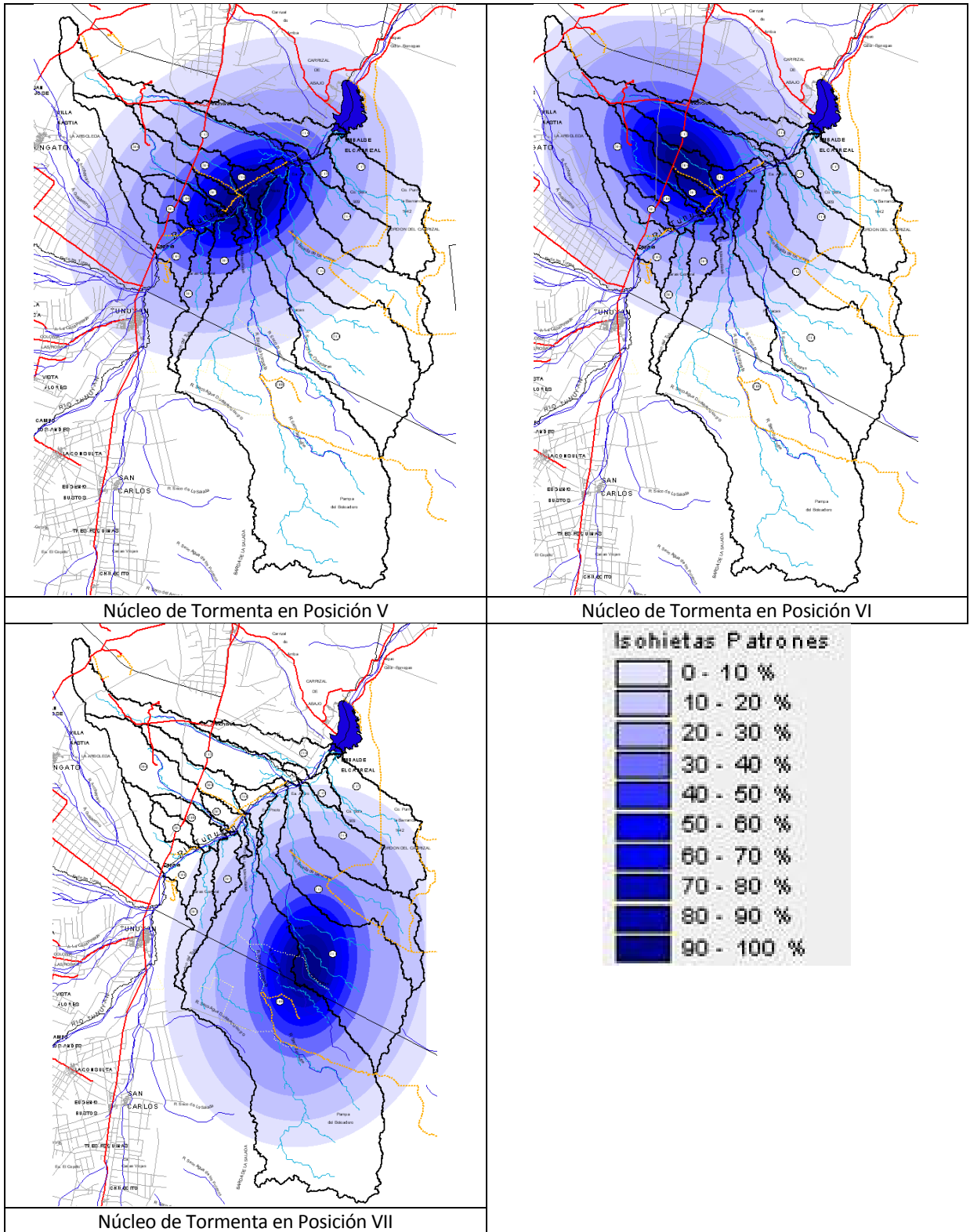


Figura 5.19: Ubicación de núcleos de tormenta

Tabla 5.11: Precipitaciones por subcuenca según posición de núcleo de tormenta

Cuenca	Lam. media [%]	Pp TR100 [mm]	T [min] Isoh												
				5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
R301	5.2	3.3	I	0.1	0.5	0.9	1.4	1.8	2.3	2.6	2.9	3.1	3.3	3.3	3.3
R302	0.8	0.5	I	0.0	0.1	0.1	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	0.5	0.5	0.5	0.5
R303	23.1	14.8	I	0.6	2.1	3.9	6.0	8.1	10.0	11.7	13.0	14.0	14.5	14.8	14.8
R304	3.7	2.4	I	0.1	0.3	0.6	1.0	1.3	1.6	1.9	2.1	2.3	2.4	2.4	2.4
R305	22.8	14.6	I	0.6	2.0	3.9	5.9	8.0	9.9	11.5	12.8	13.8	14.3	14.6	14.6
R306	0.3	0.2	I	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
R307	8.9	5.7	I	0.2	0.8	1.5	2.3	3.1	3.9	4.5	5.0	5.4	5.6	5.7	5.7
R308	17.3	11.1	I	0.5	1.5	3.0	4.5	6.1	7.5	8.8	9.8	10.5	10.9	11.1	11.1
R309	0.3	0.2	I	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
R310	7.5	4.9	I	0.2	0.7	1.3	2.0	2.6	3.3	3.8	4.3	4.6	4.8	4.8	4.9
R311	33.0	21.2	I	0.9	2.9	5.6	8.6	11.6	14.3	16.7	18.6	19.9	20.8	21.1	21.2
R312	36.5	23.5	I	1.0	3.3	6.2	9.5	12.8	15.9	18.5	20.6	22.1	23.0	23.4	23.5
R313	0.1	0.0	I	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
R314	26.4	17.0	I	0.7	2.4	4.5	6.9	9.3	11.5	13.4	14.9	16.0	16.6	16.9	17.0
R315	7.0	4.5	I	0.2	0.6	1.2	1.8	2.5	3.0	3.6	4.0	4.2	4.4	4.5	4.5
R316	0.1	0.0	I	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
R317	16.1	10.3	I	0.4	1.4	2.8	4.2	5.6	7.0	8.1	9.1	9.7	10.1	10.3	10.3
R301	34.5	22.2	II	0.9	3.1	5.9	9.0	12.1	15.0	17.5	19.5	20.9	21.7	22.1	22.2
R302	50.5	32.5	II	1.4	4.5	8.6	13.2	17.7	21.9	25.6	28.5	30.5	31.8	32.4	32.5
R303	8.7	5.6	II	0.2	0.8	1.5	2.3	3.1	3.8	4.4	4.9	5.3	5.5	5.6	5.6
R304	54.5	35.1	II	1.5	4.9	9.3	14.2	19.1	23.7	27.6	30.7	33.0	34.4	35.0	35.1
R305	18.8	12.1	II	0.5	1.7	3.2	4.9	6.6	8.2	9.5	10.6	11.4	11.9	12.1	12.1
R306	51.2	32.9	II	1.4	4.6	8.8	13.4	18.0	22.3	25.9	28.9	31.0	32.3	32.8	32.9
R307	41.6	26.8	II	1.1	3.7	7.1	10.9	14.6	18.1	21.1	23.5	25.2	26.2	26.7	26.8
R308	0.6	0.4	II	0.0	0.1	0.1	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
R309	66.9	43.0	II	1.8	6.0	11.4	17.5	23.5	29.1	33.9	37.7	40.5	42.2	42.9	43.0
R310	33.9	21.8	II	0.9	3.0	5.8	8.9	11.9	14.7	17.2	19.1	20.5	21.4	21.8	21.8
R311	2.7	1.8	II	0.1	0.2	0.5	0.7	1.0	1.2	1.4	1.5	1.7	1.7	1.8	1.8
R312	3.3	2.1	II	0.1	0.3	0.6	0.9	1.2	1.4	1.7	1.9	2.0	2.1	2.1	2.1
R313	35.7	23.0	II	1.0	3.2	6.1	9.3	12.5	15.5	18.1	20.2	21.6	22.5	22.9	23.0
R314	3.7	2.4	II	0.1	0.3	0.6	1.0	1.3	1.6	1.9	2.1	2.2	2.3	2.4	2.4
R315	16.2	10.4	II	0.4	1.4	2.8	4.2	5.7	7.0	8.2	9.1	9.8	10.2	10.4	10.4
R316	32.6	20.9	II	0.9	2.9	5.6	8.5	11.4	14.1	16.5	18.4	19.7	20.5	20.9	20.9
R317	1.4	0.9	II	0.0	0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.9	0.9	0.9
R301	2.6	1.7	III	0.1	0.2	0.4	0.7	0.9	1.1	1.3	1.5	1.6	1.6	1.7	1.7
R302	6.2	4.0	III	0.2	0.6	1.1	1.6	2.2	2.7	3.1	3.5	3.8	3.9	4.0	4.0
R303	3.9	2.5	III	0.1	0.3	0.7	1.0	1.4	1.7	2.0	2.2	2.3	2.4	2.5	2.5
R304	14.3	9.2	III	0.4	1.3	2.4	3.7	5.0	6.2	7.2	8.0	8.6	9.0	9.1	9.2
R305	18.1	11.6	III	0.5	1.6	3.1	4.7	6.3	7.9	9.2	10.2	10.9	11.4	11.6	11.6
R306	3.3	2.1	III	0.1	0.3	0.6	0.9	1.2	1.4	1.7	1.9	2.0	2.1	2.1	2.1
R307	26.3	16.9	III	0.7	2.4	4.5	6.9	9.3	11.5	13.4	14.9	15.9	16.6	16.9	16.9
R308	1.3	0.8	III	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8
R309	13.6	8.8	III	0.4	1.2	2.3	3.6	4.8	5.9	6.9	7.7	8.3	8.6	8.7	8.8
R310	38.5	24.8	III	1.0	3.4	6.6	10.1	13.5	16.7	19.5	21.7	23.3	24.3	24.7	24.8
R311	6.9	4.5	III	0.2	0.6	1.2	1.8	2.4	3.0	3.5	3.9	4.2	4.4	4.4	4.5
R312	16.0	10.3	III	0.4	1.4	2.7	4.2	5.6	7.0	8.1	9.0	9.7	10.1	10.3	10.3
R313	14.9	9.6	III	0.4	1.3	2.5	3.9	5.2	6.5	7.5	8.4	9.0	9.4	9.5	9.6
R314	31.8	20.4	III	0.9	2.8	5.4	8.3	11.2	13.8	16.1	17.9	19.2	20.0	20.4	20.4
R315	80.3	51.6	III	2.2	7.2	13.7	21.0	28.2	34.9	40.7	45.3	48.6	50.6	51.5	51.6
R316	52.5	33.8	III	1.4	4.7	9.0	13.7	18.4	22.8	26.6	29.6	31.8	33.1	33.7	33.8
R317	28.1	18.1	III	0.8	2.5	4.8	7.3	9.9	12.2	14.2	15.9	17.0	17.7	18.0	18.1
R301	22.2	14.3	IV	0.6	2.0	3.8	5.8	7.8	9.7	11.3	12.5	13.5	14.0	14.3	14.3
R302	27.8	17.9	IV	0.7	2.5	4.7	7.2	9.7	12.1	14.1	15.7	16.8	17.5	17.8	17.9

R303	20.4	13.1	IV	0.6	1.8	3.5	5.3	7.2	8.9	10.3	11.5	12.3	12.8	13.1	13.1
R304	41.1	26.4	IV	1.1	3.7	7.0	10.7	14.4	17.9	20.8	23.2	24.9	25.9	26.3	26.4
R305	51.8	33.3	IV	1.4	4.6	8.9	13.5	18.2	22.5	26.3	29.2	31.4	32.7	33.2	33.3
R306	19.4	12.5	IV	0.5	1.7	3.3	5.1	6.8	8.4	9.8	10.9	11.7	12.2	12.4	12.5
R307	77.9	50.1	IV	2.1	7.0	13.3	20.3	27.4	33.9	39.5	44.0	47.2	49.1	50.0	50.1
R308	7.0	4.5	IV	0.2	0.6	1.2	1.8	2.5	3.1	3.6	4.0	4.3	4.4	4.5	4.5
R309	39.6	25.4	IV	1.1	3.5	6.8	10.3	13.9	17.2	20.0	22.3	23.9	24.9	25.4	25.4
R310	76.0	48.9	IV	2.1	6.8	13.0	19.8	26.7	33.0	38.5	42.9	46.0	47.9	48.7	48.9
R311	18.3	11.8	IV	0.5	1.6	3.1	4.8	6.4	8.0	9.3	10.3	11.1	11.5	11.7	11.8
R312	23.9	15.3	IV	0.6	2.1	4.1	6.2	8.4	10.4	12.1	13.5	14.4	15.0	15.3	15.3
R313	21.0	13.5	IV	0.6	1.9	3.6	5.5	7.4	9.1	10.6	11.8	12.7	13.2	13.5	13.5
R314	22.2	14.3	IV	0.6	2.0	3.8	5.8	7.8	9.7	11.3	12.5	13.4	14.0	14.2	14.3
R315	24.5	15.8	IV	0.7	2.2	4.2	6.4	8.6	10.7	12.4	13.8	14.8	15.4	15.7	15.8
R316	24.5	15.8	IV	0.7	2.2	4.2	6.4	8.6	10.7	12.4	13.8	14.8	15.5	15.7	15.8
R317	7.3	4.7	IV	0.2	0.6	1.2	1.9	2.5	3.2	3.7	4.1	4.4	4.6	4.7	4.7
R301	29.9	19.2	V	0.8	2.7	5.1	7.8	10.5	13.0	15.2	16.9	18.1	18.9	19.2	19.2
R302	35.1	22.6	V	0.9	3.1	6.0	9.2	12.3	15.3	17.8	19.8	21.2	22.1	22.5	22.6
R303	26.0	16.7	V	0.7	2.3	4.4	6.8	9.1	11.3	13.2	14.7	15.7	16.4	16.7	16.7
R304	50.3	32.4	V	1.4	4.5	8.6	13.1	17.7	21.9	25.5	28.4	30.4	31.7	32.3	32.4
R305	50.7	32.6	V	1.4	4.5	8.7	13.2	17.8	22.1	25.7	28.6	30.7	32.0	32.5	32.6
R306	20.2	13.0	V	0.5	1.8	3.5	5.3	7.1	8.8	10.2	11.4	12.2	12.7	13.0	13.0
R307	77.7	50.0	V	2.1	6.9	13.3	20.3	27.3	33.8	39.4	43.8	47.0	49.0	49.8	50.0
R308	18.6	12.0	V	0.5	1.7	3.2	4.9	6.5	8.1	9.4	10.5	11.3	11.7	12.0	12.0
R309	34.0	21.9	V	0.9	3.0	5.8	8.9	11.9	14.8	17.2	19.2	20.6	21.4	21.8	21.9
R310	85.8	55.2	V	2.3	7.7	14.7	22.4	30.1	37.3	43.5	48.4	51.9	54.1	55.0	55.2
R311	34.1	21.9	V	0.9	3.0	5.8	8.9	12.0	14.8	17.3	19.2	20.6	21.5	21.9	21.9
R312	24.7	15.9	V	0.7	2.2	4.2	6.5	8.7	10.7	12.5	13.9	15.0	15.6	15.8	15.9
R313	31.9	20.5	V	0.9	2.9	5.5	8.3	11.2	13.9	16.2	18.0	19.3	20.1	20.5	20.5
R314	21.1	13.6	V	0.6	1.9	3.6	5.5	7.4	9.2	10.7	11.9	12.8	13.3	13.5	13.6
R315	35.6	22.9	V	1.0	3.2	6.1	9.3	12.5	15.5	18.0	20.1	21.5	22.4	22.8	22.9
R316	29.8	19.1	V	0.8	2.7	5.1	7.8	10.4	12.9	15.1	16.8	18.0	18.8	19.1	19.1
R317	15.8	10.2	V	0.4	1.4	2.7	4.1	5.5	6.9	8.0	8.9	9.6	10.0	10.1	10.2
R301	24.4	15.7	VI	0.7	2.2	4.2	6.4	8.6	10.6	12.4	13.8	14.8	15.4	15.7	15.7
R302	33.8	21.7	VI	0.9	3.0	5.8	8.8	11.9	14.7	17.1	19.0	20.4	21.3	21.6	21.7
R303	15.8	10.1	VI	0.4	1.4	2.7	4.1	5.5	6.8	8.0	8.9	9.5	9.9	10.1	10.1
R304	48.4	31.1	VI	1.3	4.3	8.3	12.6	17.0	21.0	24.5	27.3	29.3	30.5	31.0	31.1
R305	28.9	18.6	VI	0.8	2.6	4.9	7.5	10.1	12.5	14.6	16.3	17.5	18.2	18.5	18.6
R306	44.3	28.5	VI	1.2	4.0	7.6	11.6	15.6	19.3	22.4	25.0	26.8	27.9	28.4	28.5
R307	64.0	41.1	VI	1.7	5.7	10.9	16.7	22.5	27.8	32.4	36.1	38.7	40.3	41.0	41.1
R308	14.7	9.4	VI	0.4	1.3	2.5	3.8	5.1	6.4	7.4	8.3	8.9	9.2	9.4	9.4
R309	75.8	48.8	VI	2.0	6.8	13.0	19.8	26.6	33.0	38.4	42.8	45.9	47.8	48.6	48.8
R310	54.8	35.2	VI	1.5	4.9	9.4	14.3	19.2	23.8	27.8	30.9	33.1	34.5	35.1	35.2
R311	22.3	14.3	VI	0.6	2.0	3.8	5.8	7.8	9.7	11.3	12.6	13.5	14.0	14.3	14.3
R312	18.1	11.6	VI	0.5	1.6	3.1	4.7	6.4	7.9	9.2	10.2	11.0	11.4	11.6	11.6
R313	40.9	26.3	VI	1.1	3.7	7.0	10.7	14.4	17.8	20.7	23.1	24.7	25.8	26.2	26.3
R314	13.5	8.7	VI	0.4	1.2	2.3	3.5	4.7	5.9	6.8	7.6	8.1	8.5	8.6	8.7
R315	19.1	12.3	VI	0.5	1.7	3.3	5.0	6.7	8.3	9.7	10.8	11.6	12.0	12.3	12.3
R316	27.0	17.4	VI	0.7	2.4	4.6	7.1	9.5	11.7	13.7	15.2	16.3	17.0	17.3	17.4
R317	6.6	4.2	VI	0.2	0.6	1.1	1.7	2.3	2.9	3.3	3.7	4.0	4.2	4.2	4.2
R301	1.8	1.2	VII	0.0	0.2	0.3	0.5	0.6	0.8	0.9	1.0	1.1	1.1	1.2	1.2
R302		0.0	VII	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
R303	8.2	5.2	VII	0.2	0.7	1.4	2.1	2.9	3.5	4.1	4.6	4.9	5.1	5.2	5.2
R304	1.5	0.9	VII	0.0	0.1	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.9	0.9	0.9
R305	11.3	7.3	VII	0.3	1.0	1.9	3.0	4.0	4.9	5.7	6.4	6.8	7.1	7.3	7.3
R306	2.4	1.6	VII	0.1	0.2	0.4	0.6	0.9	1.1	1.2	1.4	1.5	1.5	1.6	1.6
R307	6.6	4.2	VII	0.2	0.6	1.1	1.7	2.3	2.9	3.3	3.7	4.0	4.2	4.2	4.2
R308	27.9	17.9	VII	0.8	2.5	4.8	7.3	9.8	12.1	14.1	15.7	16.9	17.6	17.9	17.9
R309	0.6	0.4	VII	0.0	0.1	0.1	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4

R310	4.5	2.9	VII	0.1	0.4	0.8	1.2	1.6	2.0	2.3	2.5	2.7	2.8	2.9	2.9
R311	40.9	26.3	VII	1.1	3.7	7.0	10.7	14.3	17.8	20.7	23.0	24.7	25.8	26.2	26.3
R312	25.4	16.3	VII	0.7	2.3	4.3	6.6	8.9	11.0	12.9	14.3	15.4	16.0	16.3	16.3
R313		0.0	VII	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
R314	18.1	11.7	VII	0.5	1.6	3.1	4.7	6.4	7.9	9.2	10.2	11.0	11.4	11.6	11.7
R315	4.0	2.6	VII	0.1	0.4	0.7	1.1	1.4	1.8	2.1	2.3	2.4	2.6	2.6	2.6
R316		0.0	VII	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
R317	8.1	5.2	VII	0.2	0.7	1.4	2.1	2.8	3.5	4.1	4.6	4.9	5.1	5.2	5.2

5.2.15. Modelación hidrológica con Arhymo

El modelo ARHYMO es un modelo de transformación lluvia-caudal, de tipo determinístico y de parámetros concentrados, desarrollado por el INA y que es ampliamente utilizado en Argentina desde 1993. En este estudio se hizo uso de la nueva versión en entorno MS Windows® (Fornero, et al., 2002).

ARHYMO utiliza, para la consideración de las pérdidas en la precipitación, la metodología del U.S. Soil Conservation Service (actualmente U.S. NRCS), y, para la transformación del hietograma de precipitación efectiva en hidrograma, tiene implementado un hidrograma unitario instantáneo fundamentado en la analogía de Nash (representación matemática de la cuenca como n embalses lineales en serie).

5.2.16. Crecida Pluvial TR=100 años

Durante la temporada estival (octubre a marzo) en el pedemonte mendocino se producen intensas tormentas de origen convectivo que generan, al precipitar sobre cuencas aluvionales, crecidas importantes en cuanto a caudales máximos.

Las tormentas convectivas generalmente son aproximadamente de una hora de duración y con un acentuado decaimiento espacial. La fuerte pendiente de las cuencas aluvionales y la corta duración de las tormentas confluyen en la producción de tiempos de concentración del orden de minutos y una distribución de volúmenes de escurrimientos que generan caudales picos de importante magnitud.

Este tipo de fenómeno aluvional ha sido motivo de estudio por parte del INA especialmente en el pedemonte que abarca el área del Gran Mendoza, donde se han generado curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) y caracterizaciones típicas de las tormentas en cuanto a sus distribuciones temporal y espacial, a partir de la información de la Red Hidrometeorológica Telemétrica que el INA opera desde 1984.

Por lo expuesto, y considerando lo expresado en la sección 5 según (Alberta Transportation, 2004) *“la Crecida Máxima Probable (CMP) con fusión nival como efecto dominante es especificada como una acumulación nívea maximizada seguida por una secuencia extrema de temperatura y una lluvia de recurrencia 100 años”*, se ha considerado sumar a la componente de fusión nival una crecida de origen pluvial desarrolladas en las cuencas laterales afluentes al tramo del Río Tunuyán entre la localidad de Zapata y el Embalse El Carrizal para conformar la Crecida de Diseño.

Con el objetivo de encontrar el escenario de distribución espacial de la tormenta de proyecto más desfavorable, y mediante un proceso iterativo con la aplicación del modelo ARHYMO, se pudo seleccionar, para el caso de la crecida de diseño al escenario VI, como se puede apreciar en las Tablas 5.12 y 5.13 y Figuras 5.20 y 5.21.

5.2.17. Hidrogramas CN III para distintas posiciones de núcleo de tormenta

Se presentan a continuación los resultados de la modelación hidrológica, obtenidos para cada escenario.

Tabla 5.12: Resultados Modelación Hidrológica en Nodo N005, TR=100 años, CNIII

CN III			
Escenario	Qmax (m ³ /s)	Tp (hs)	V (Hm ³)
I	266.548	5.50	3.96
II	389.71	3.25	3.732
III	207.423	3.67	2.659
IV	281.029	2.92	3.665
V	353.805	2.92	6.367
VI	413.886	3.08	5.004
VII	274.598	5.92	4.45

Tabla 5.13: Resultados Modelación Hidrológica en Nodo N005, TR=100 años, CNII

CN II			
Escenario	Qmax (m ³ /s)	Tp (hs)	V (Hm ³)
I	106.825	5.58	1.498
II	159.109	3.25	1.465
III	84.255	3.58	1.09
IV	117.505	2.83	1.297
V	149.481	2.83	2.42
VI	173.545	3.08	1.827
VII	117.292	6	1.579

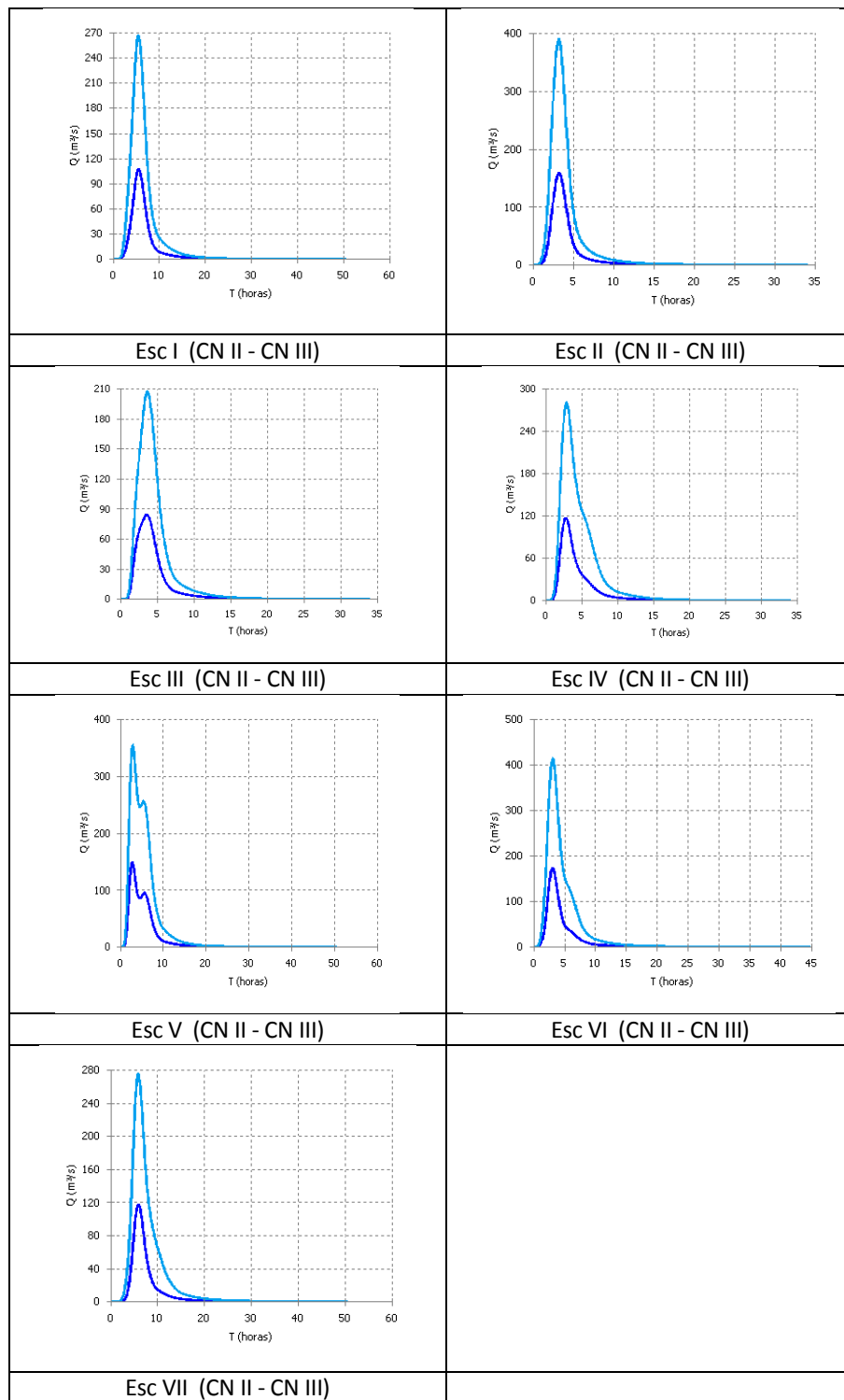


Figura 5.20: Comparación de Hidrogramas de Crecida Pluvial TR=100 años en condición CNII y CNIII (7 Escenarios)

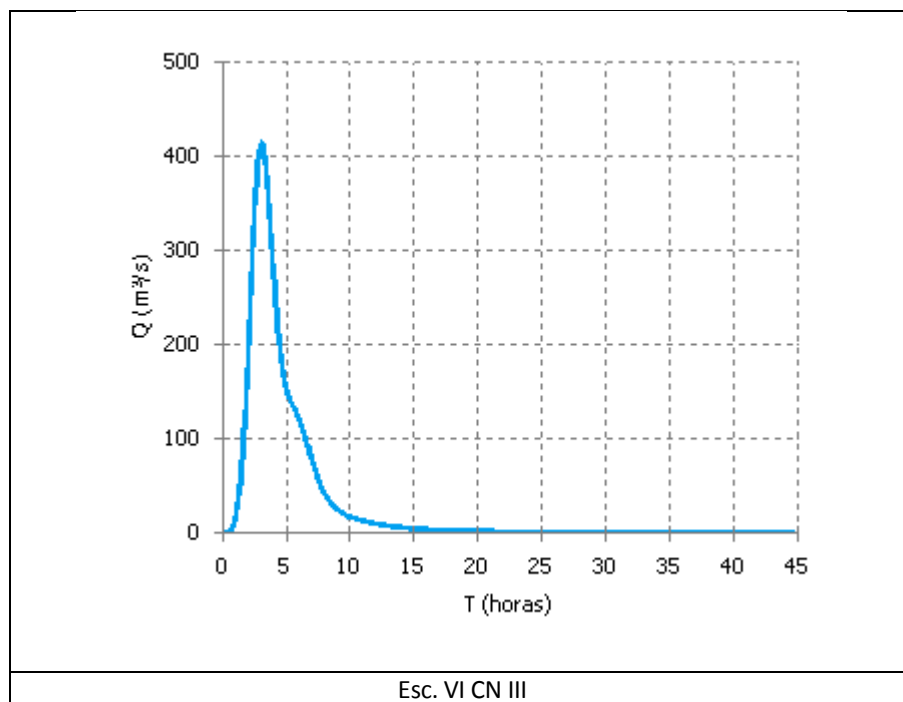


Figura 5.21: Hidrograma Crecida Pluvial TR=100 años (Escenario más crítico)

5.2.18. Tránsito de Hidrograma

El hidrograma de la Crecida de Diseño, tiene dos fuentes que coinciden en el tiempo: una nival y la otra del tipo pluvial, debido a los aportes hídricos de subcuencas laterales al tramo Zapata-Emb. El Carrizal.

La atenuación de la onda se analizó considerando el tránsito en cauce y en embalse.

5.2.18.1. Tránsito en cauce

De forma de analizar la atenuación de la crecida debido al tránsito del hidrograma nival + pluvial en el tramo correspondiente entre Zapata y el Embalse El Carrizal; se consideraron cinco secciones transversales representativas de los tramos entre los nodos N000 a N005.

En la figura siguiente se observa el diagrama topológico del modelo hidrológico en Arhymo, donde se observan en cuadrados verdes las subcuencas de aporte pluvial, en rectángulo amarillo el hidrograma nival, en círculos rojos los nodos suma de hidrogramas, y en rectángulos redondeados naranjas las secciones de tránsito.

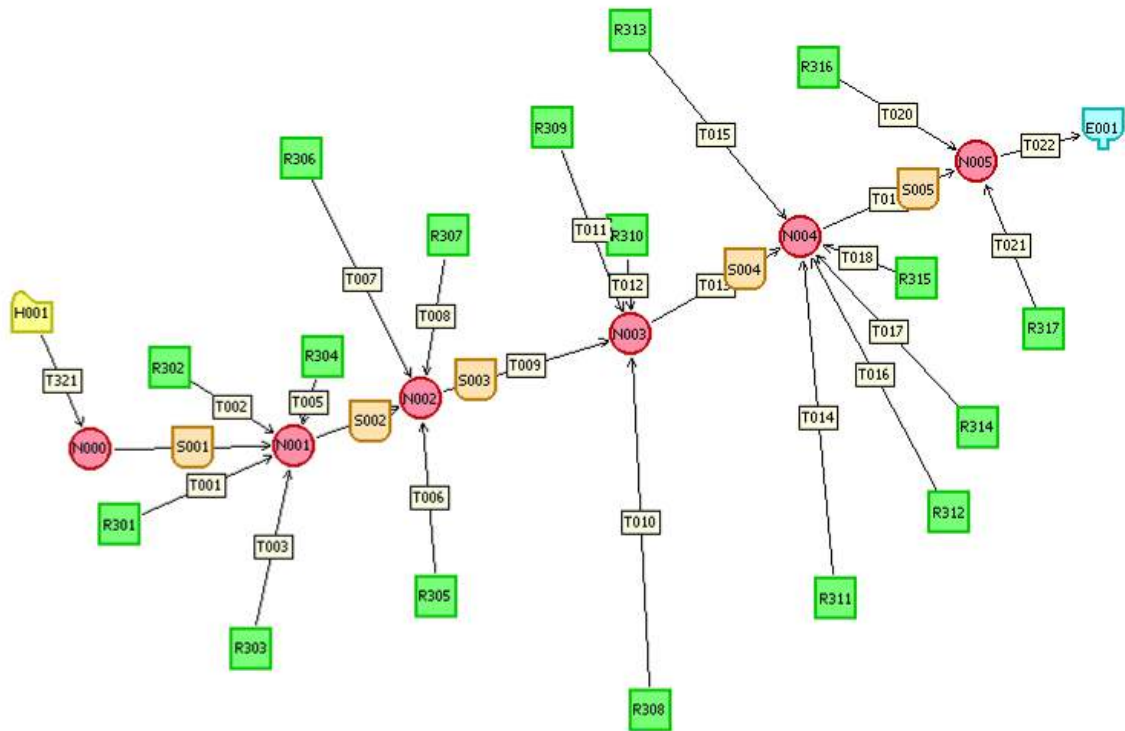


Figura 5.22: Topología del modelo hidrológico

Se estimaron los parámetros geométricos de cada tramo, quedando resumidos en la siguiente tabla:

Tabla 5.14: Parámetros de tránsito

Tramo	Longitud [km]	h max [msnm]	h min [msnm]	Pendiente [mm]
S001	12.38	849.00	826.19	0.0018
S002	5.39	826.19	812.43	0.0026
S003	6.29	812.43	800.36	0.0019
S004	9.52	800.36	791.51	0.0009
S005	3.19	791.51	788.29	0.0010

En la figura siguiente se observan los nodos y subcuencas del tramo general a transitar.

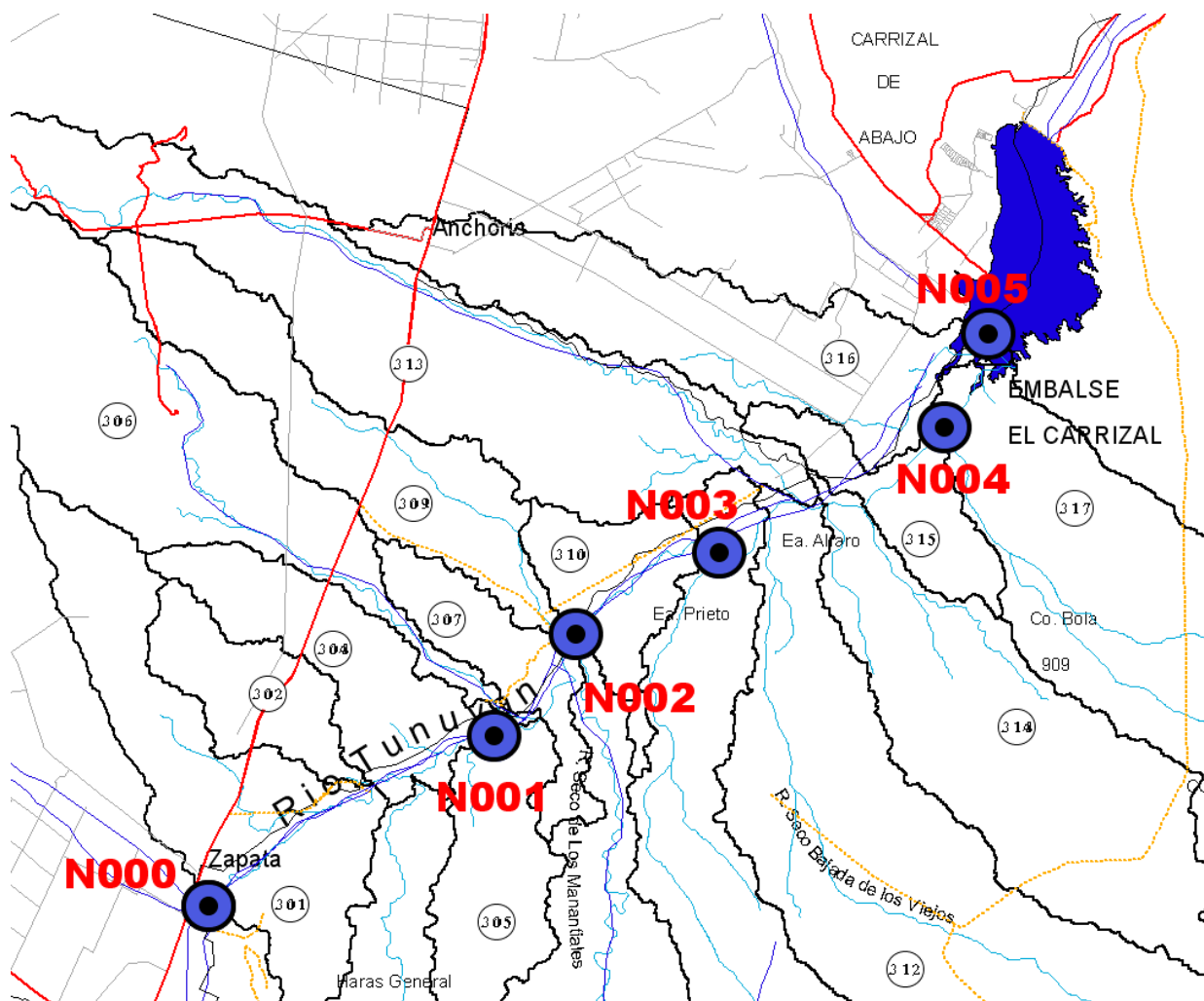


Figura 5.23: Topología del modelo hidrológico, ubicación de nodos y tramos de tránsito

Por medio del análisis del MDE y con el uso de rutinas dentro del SIG se procedió a conformar los perfiles transversales entre los nodos de modelación hidrológica. Se ubicaron aproximadamente entre tres a cuatro perfiles por cada tramo con anchos variables entre 1 a 3 km. Los mismos se observan en la figuras siguientes.

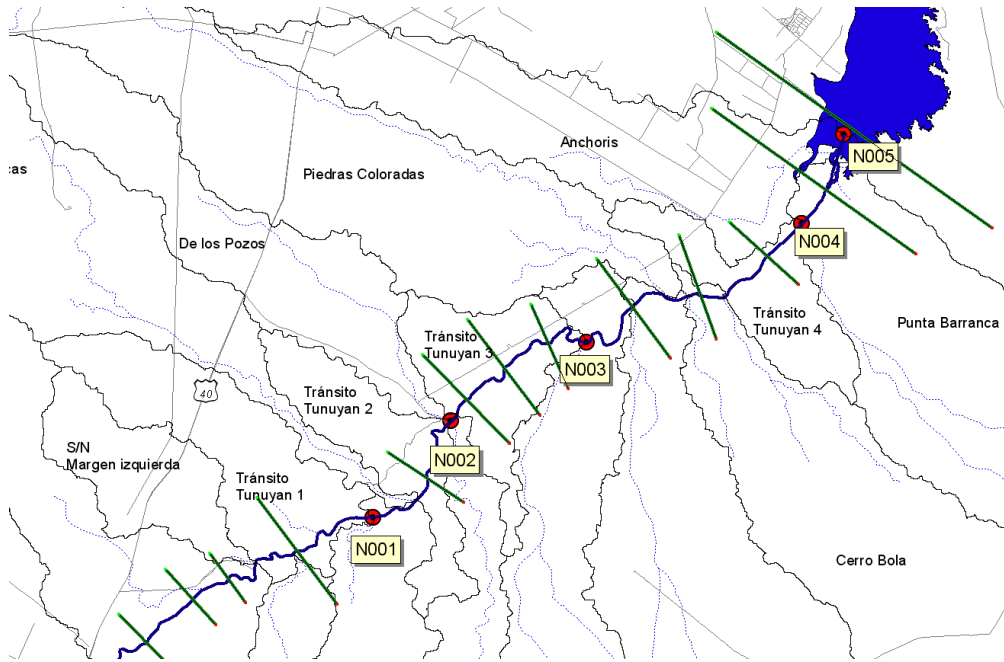


Figura 5.24: Planimetría con secciones transversales

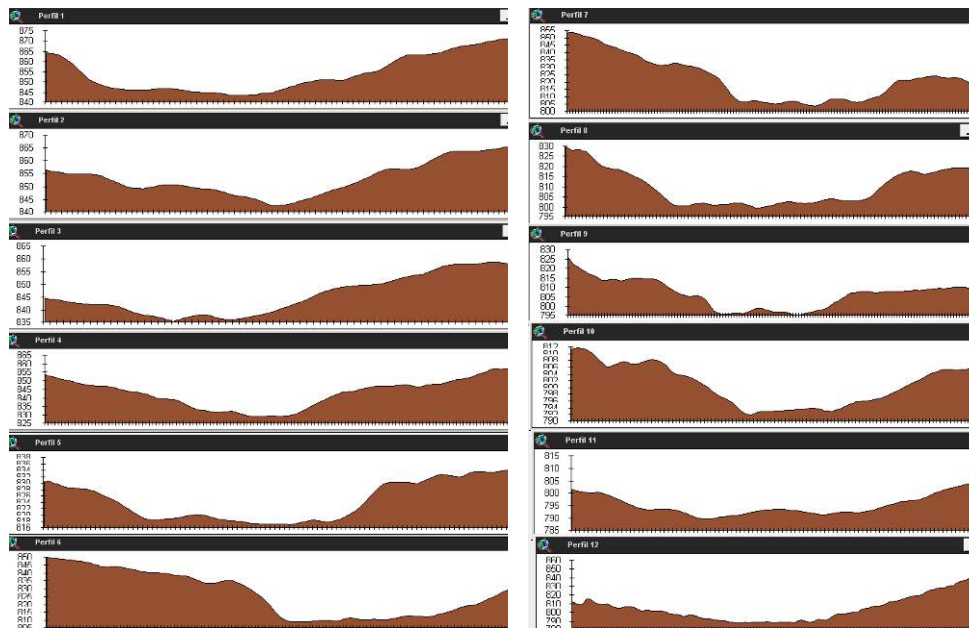


Figura 5.25: Perfiles Transversales determinados dentro del SIG

Una vez obtenidos los perfiles transversales dentro del SIG, se procedió a exportar sus coordenadas a planillas de cálculo, luego de elegir una sola sección representativa para cada tramo, las que se indican en las siguientes gráficas.

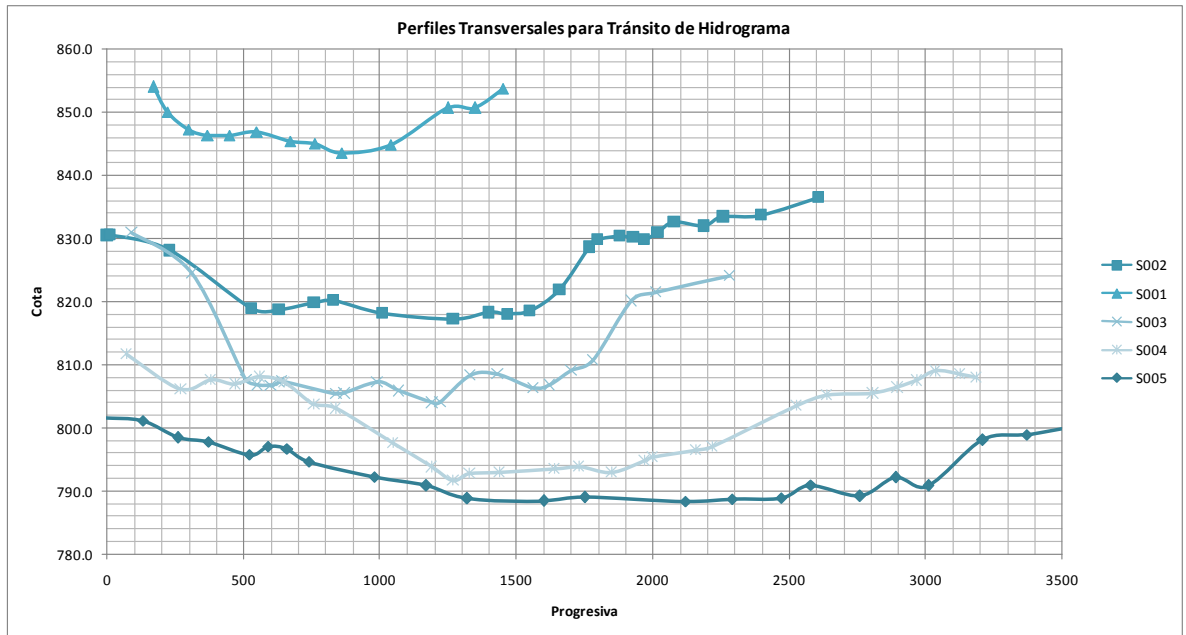


Figura 5.26: Secciones de tránsito en Arhymo

Como se observa en la Figura 5.26, la última sección de aguas abajo resulta tener un ancho aproximado de 3,5 km

El modelo hidrológico estima para cada sección una curva de capacidad hidráulica (Figura 5.27) en función de los parámetros geométricos y de rugosidad del perfil transversal. En este análisis se consideraron las siguientes rugosidades:

Para la sección del río propiamente dicha: $n=0.03$

Para las planicies de inundación : $n= 0.04$

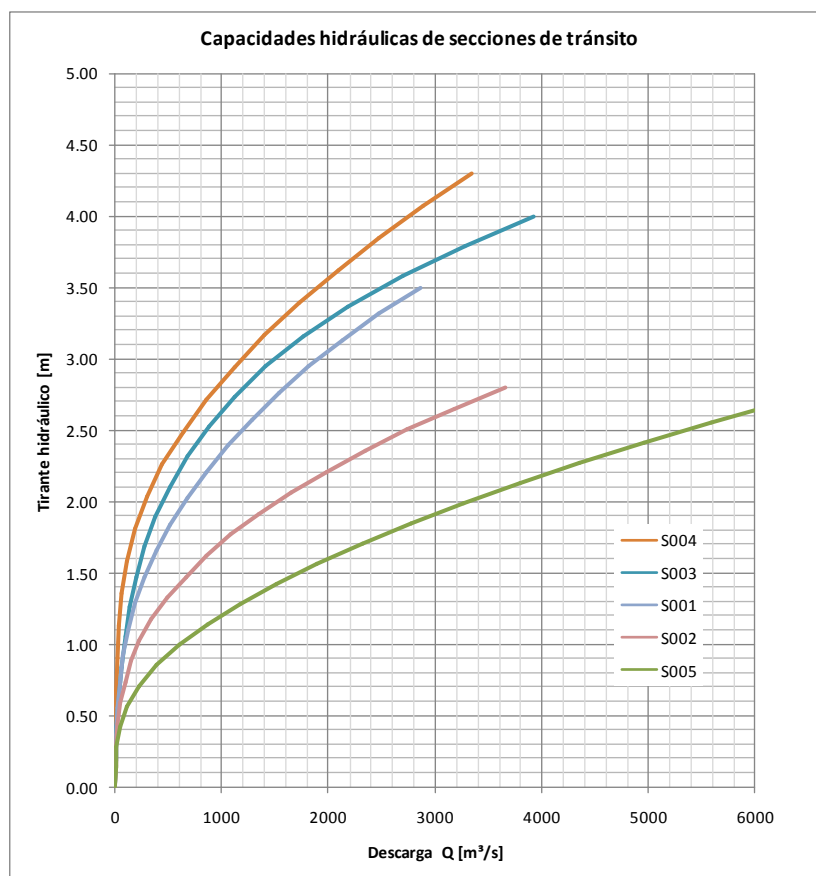


Figura 5.27: Capacidades de descarga de secciones transversales

5.2.18.2. Tránsito a través de embalse

Finalmente se analiza la atenuación de la crecida nival+pluvial transitada por cauce, debida a la laminación producida por el embalse.

Para transitar crecidas a través de embalses se recurre al método almacenamiento-endicación. La solución está basada en la conservación de volúmenes.

El método requiere la entrada de una relación caudal de salida-almacenamiento, que debe ser determinada aparte.

Analizando la información antecedente, se construyó la curva volumen-caudal a partir de la curva cota-volumen (EVARSA, 2006) y altura-caudal. Se indican las mismas en las gráficas siguientes y se tabulan posteriormente.

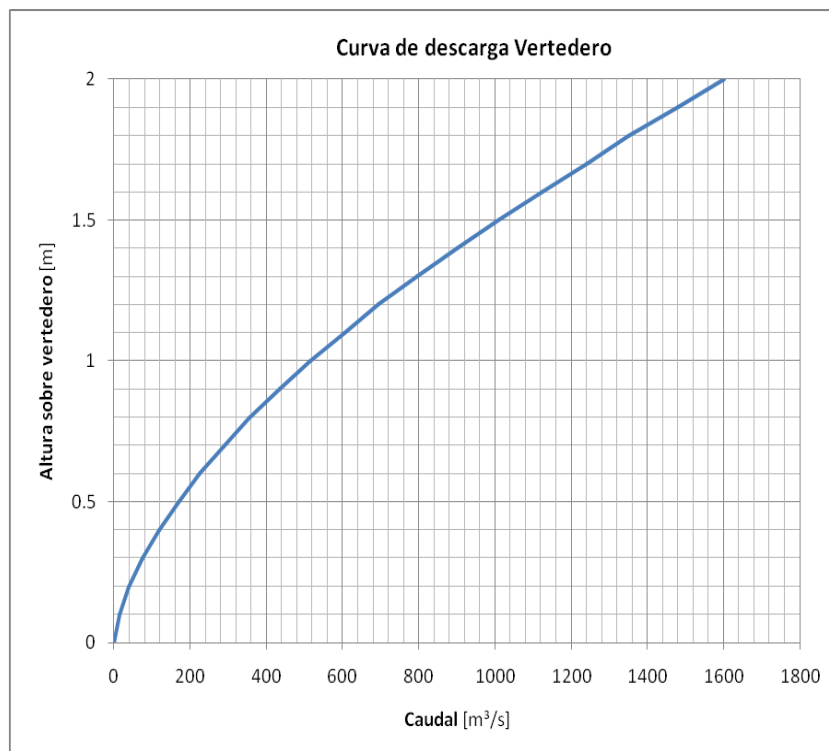


Figura 5.28: Curva de descarga vertedero libre

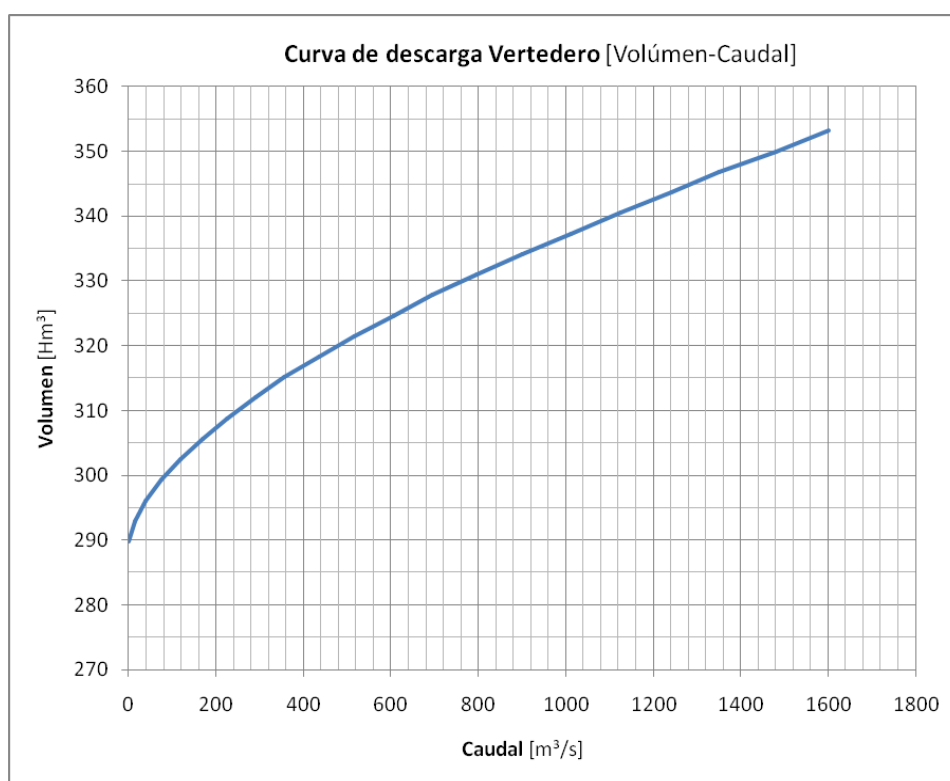


Figura 5.29: Curva de descarga vertedero libre

Tabla 5.15: Curva de descarga vertedero libre

cota	H [m]	V [Hm ³]	Q [m ³ /s]
785.50	0	289.777	0
785.60	0.1	292.95	15
785.70	0.2	296.12	40
785.80	0.3	299.29	75
785.90	0.4	302.45	120
786.00	0.5	305.62	170
786.10	0.6	308.79	225
786.20	0.7	311.96	290
786.30	0.8	315.13	355
786.40	0.9	318.30	435
786.50	1	321.47	515
786.60	1.1	324.64	605
786.70	1.2	327.81	695
786.80	1.3	330.98	795
786.90	1.4	334.15	900
787.00	1.5	337.32	1010
787.10	1.6	340.49	1125
787.20	1.7	343.66	1240
787.30	1.8	346.83	1350
787.40	1.9	350.00	1480
787.50	2	353.166	1600

En el siguiente gráfico se indican los distintos niveles de embalse (actualizados a 2006) con sus respectivos volúmenes de manejo de embalse.

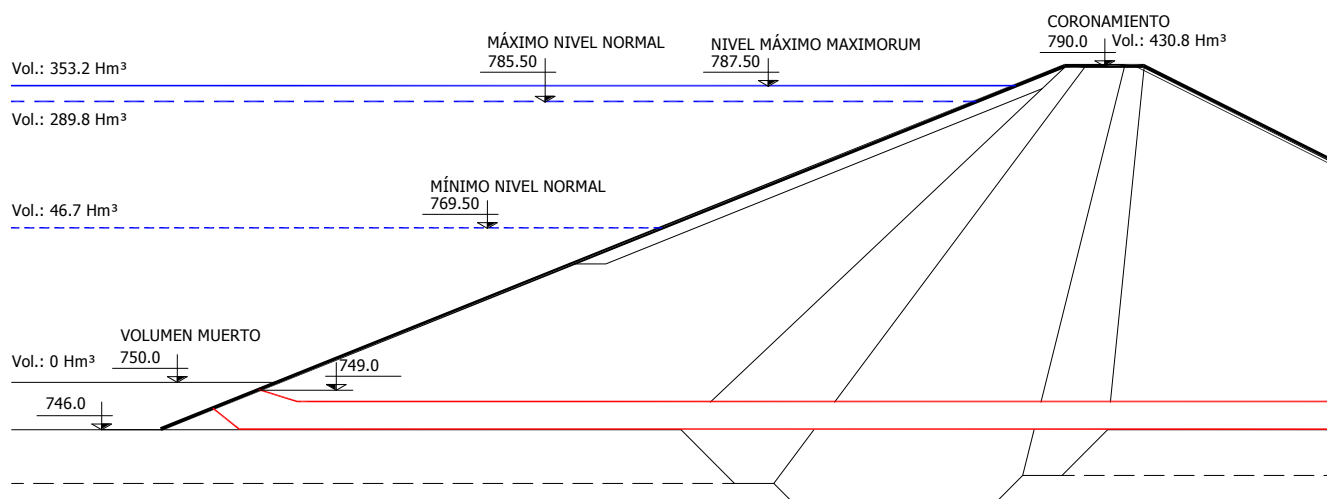


Figura 5.30: Perfil de presa, niveles y volúmenes

El tránsito de la CMP por embalse se realizó considerando el nivel máximo maximorum de embalse, es decir, en las peores consideraciones de operación.

Los resultados de la modelación hidrológica considerando sólo la crecida pluvial, indican una atenuación del orden de 65.8% por tránsito en cauce, atenuando el caudal pico entrante de 413.9 m³/s (proveniente del Escenario VI del análisis de ubicación del núcleo de tormenta más desfavorable) a 141.7 m³/s, con un retardo del pico de 3.42 hs, tal como se indica en la figura siguiente.

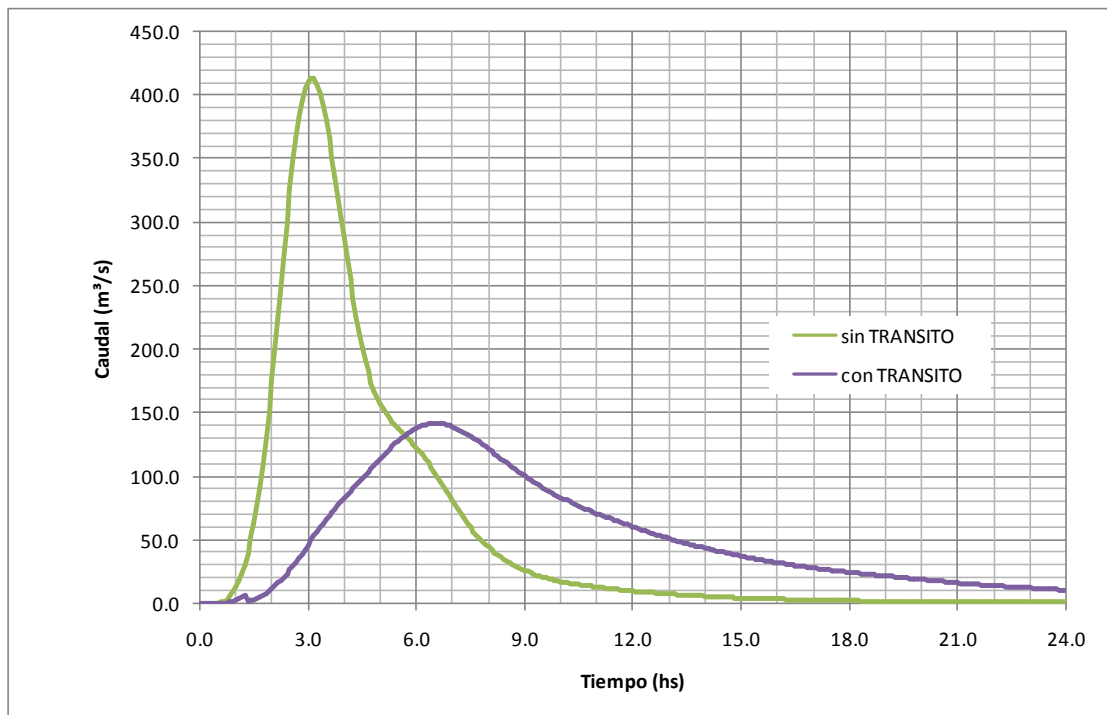


Figura 5.31: Hidrogramas de crecida pluvial con y sin tránsito por Río Tunuyán

La atenuación de la combinación de la crecida nival + pluvial se muestra en la figura siguiente, y se resume en la tabla posterior, donde se indica una reducción del pico del orden de 13.6%, un desfase temporal de 2.25 hs y un caudal entrante al embalse de 1224.5 m³/s.

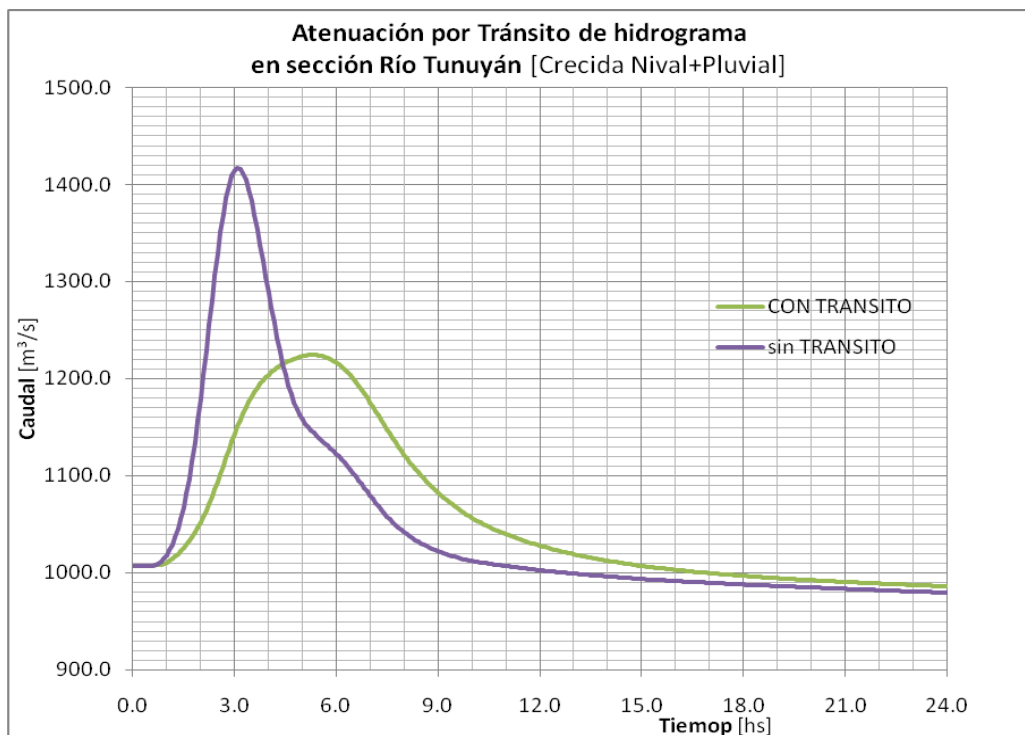


Figura 5.32: Hidrogramas de crecida por fusión nival + pluvial con y sin tránsito por Río Tunuyán

Tabla 5.16: Resultados modelo hidrológico con tránsito (Fusión nival + crecida pluvial TR100 años)

	Entrada	Salida	Dif . %
Q [m³/s]	1417.3	1224.5	-13.60
Tp [hs]	3.08	5.33	+2.25

5.3. Crecida Máxima Probable (CMP)

Finalmente el resultado de la laminación por vertedero se muestra en la curva de descarga siguiente y se indica que la CMP analizada es evacuada totalmente por el vertedero, debido que su capacidad ($QV=1600 \text{ m}^3/\text{s}$) es mayor que el caudal pico atenuado por los tránsitos (**CMP=1224 m³/s**). Asimismo se observa que el vertedero comienza a trabajar al principio de la modelación, por haberse considerado el nivel del embalse coincidente con la cota de labio de vertedero

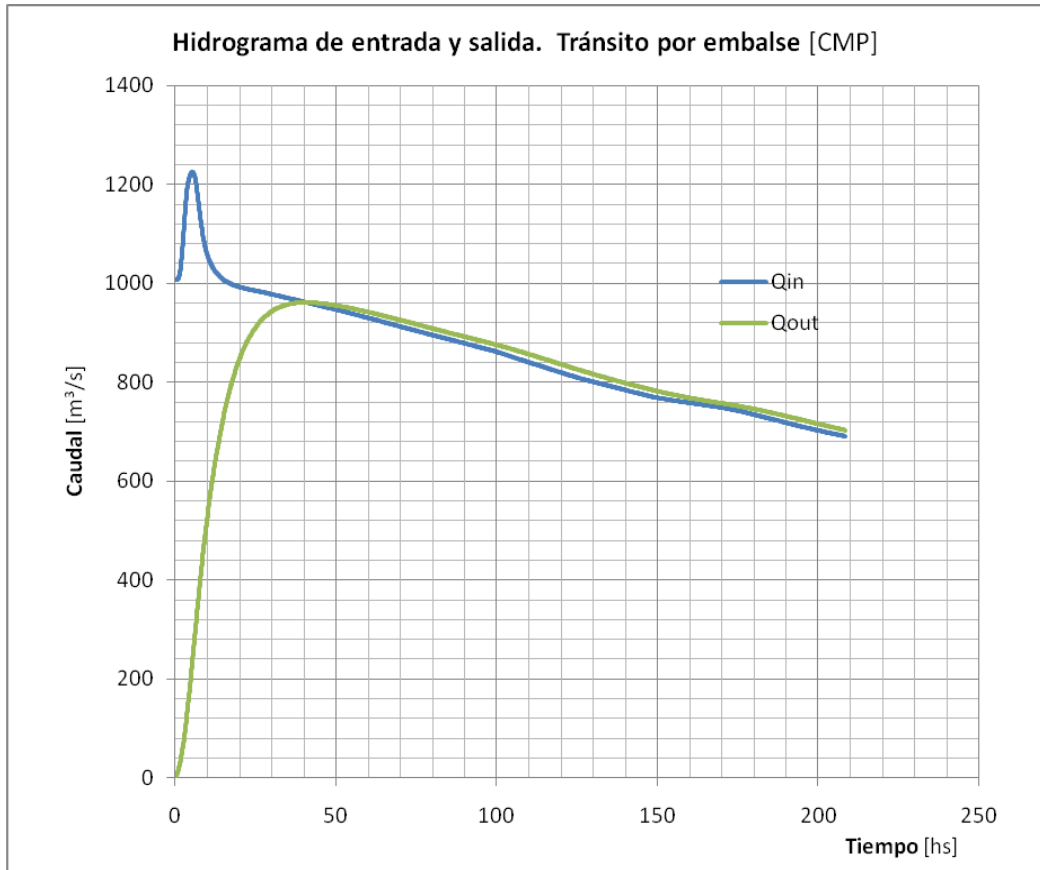


Figura 5.33: Hidrograma de entrada y salida CMP

Tabla 5.17: Resultados modelo hidrológico con tránsito por embalse y descarga por vertedero

	Entrada	Salida	Dif. %
Q [m³/s]	1224.5	961.36	-21.49
Tp [hs]	5.33	40.5	+35.17

6. GENERACIÓN DE LA ONDA DE CRECIDA POR COLAPSO DE LA PRESA EL CARRIZAL

6.1. Modelo Matemático de Simulación Hidráulica

6.1.1. Justificación de la utilización del Modelo HEC-RAS

Si bien en el punto 2.4 del Anexo I del Convenio, redactado en 2008, se expresa que “Se utilizará la versión más actualizada del modelo FLDWAV, que reemplaza al modelo DAMBRK. Este es un modelo desarrollado por la NOAA perteneciente al U.S. National Weather Service, ampliamente usado y probado en diversos países”, durante la ejecución del presente estudio, que comenzó en febrero de 2011, se advirtió que el modelo FLDWAV fue reemplazado por el modelo HEC-RAS en el entorno del U.S. National Weather Service, organismo que había desarrollado FLDWAV. Lo anteriormente explicitado se puede constatar en las siguientes publicaciones:

- a) En (National Weather Service, 2007) se pueden visualizar las siguientes recomendaciones:
1. *Es consenso en el equipo de evaluación que HEC-RAS sea considerado para incluirlo en el conjunto de modelos hidráulicos del NWS.*
 2. *El Equipo recomienda realizar un test destinado a comparar los desarrollos de los modelos FLDWAV y HEC-RAS usando un conjunto idéntico de datos, evaluando las dificultades en convertir los conjuntos de datos de un programa a otro y las diferencias en los resultados.*
 3. *Se deben documentar y resolver las funcionalidades críticas no disponibles en la modelación tanto en HEC-RAS como en FLDWAV.*
- b) En (S. Reed, et al., 2009) se expresa que “NOAA-National Weather Service (NWS) está integrando el software HEC-RAS del US Corps of Engineers-Hydrologic Engineering Center (USACE) en el NWS-Community Hydrologic Prediction System (CHPS). CHPS es la nueva generación de infraestructura de software que intenta reemplazar al NWS-River Forecast System (NWSRFS). HEC-RAS reemplazará al Flood Wave Dynamic Model (FLDWAV) y al Dynamic Wave Operation (DWOPER) y se transformará en el principal modelo hidráulico unidimensional para el pronóstico de ríos del NWS. Haciendo esto el NWS puede tomar ventaja de las características del HEC-RAS que no están disponibles en FLDWAV o DWOPER y eliminar la duplicación de esfuerzos requeridos para mantener dos modelos hidráulicos unidimensionales en dos agencias federales de USA.” También se expresa que “En 2007, un equipo de hidrólogos del NWS revisaron una gran cantidad de modelos hidráulicos muy conocidos para identificar métodos para mejorar las capacidades de modelación hidráulica para el pronóstico operacional del NWS. El informe del NWS Evaluation of Hydraulic Models in Support of NWS Operations recomienda integrar HEC-RAS en el entorno del pronóstico operacional del NWS”

- c) En (Marín Rubís, Àlex, 2006) se comparan los modelos HEC-RAS y DAMBRK en base a un trabajo del Congreso Anual de la Asociación de Presas de Canadá (Canadian Dam Association-CDA), celebrado en octubre de 2005, (R. D. Zhou, et al., 2005) cuyo objetivo era comparar HEC-RAS con FLDWAV y DAMBRK y evaluar las ventajas y desventajas de cada modelo. FLDWAV es una evolución de DAMBRK que incorpora algunas mejoras en aspectos como la simulación de estructuras, pero el esquema numérico utilizado es el mismo en los dos modelos. La comparativa que a continuación se resume se ha realizado entre HEC-RAS y FLDWAV.

Las conclusiones de dicho estudio, donde se incluía la comparación de ambos modelos mediante un caso real de rotura de presa, se pueden resumir en:

1. Los dos modelos tienen la misma base teórica y usan las mismas técnicas numéricas para la mayoría de casos. El uso de los dos modelos conduce a los mismos resultados cuando todos los parámetros introducidos son idénticos.

2. FLDWAV tiene más opciones computacionales en relación con condiciones de contorno y capacidad para tratar flujo no newtoniano y fuerzas de viento. En cambio HEC-RAS presenta más opciones para el cálculo de flujos laterales.

3. La experiencia en el uso de los dos modelos revela que el tiempo computacional requerido por FLDWAV es inferior al de HEC-RAS. Mientras que en el primero la simulación del avance de la onda de avenida producto de la rotura de una presa se realiza normalmente en menos de un minuto, la misma simulación realizada con HEC-RAS puede tomarse entre 20 y 30 minutos. Cabe destacar que este aumento de tiempo se debe en parte a la parte de post procesamiento en la cual HEC-RAS crea unos archivos para ver los resultados de forma gráfica de los cuales FLDWAV no dispone. Por otro lado en FLDWAV el modelo automáticamente usa un menor paso de tiempo cuando éste no converge, en cambio HEC-RAS usa un paso de tiempo fijo para toda la simulación. Además de reducir el tiempo esta ventaja hace que llegar a una solución estable con FLDWAV sea más fácil que con HEC-RAS.

4. HEC-RAS proporciona resultados equivalentes cuando los parámetros usados en la simulación de una rotura de presa son los mismos.

5. HEC-RAS tiene mejores funciones de pre y post procesamiento. Los datos son más fáciles de editar, modificar y visualizar en pantalla. Esto se debe en gran parte a que HEC-RAS es un programa en entorno Windows mientras que la versión actual de FLDWAV todavía trabaja con sistema operativo DOS. Hay una aplicación que todavía se encuentra en fase de prueba beta, FLDAT, que servirá para introducir los datos en entorno Windows para que luego ésta los convierta en formato FLDWAV y haga funcionar el modelo. FLDAT también será capaz de importar archivos de HEC-RAS y convertirlos al formato de FLDWAV. En la misma línea

existe otra herramienta, FLDGRF, que permite ver gráficamente los resultados de las simulaciones realizadas con FLDWAV. En resumen puede decirse que la combinación de FLDAT y FLDGRF permite a FLDWAV funcionar de manera similar a HEC-RAS. De todas maneras, el resultado del “paquete” FLDWAV no es tan conveniente de usar como HEC-RAS.

6. Los dos modelos tienen capacidad para interactuar con modelos digitales de terreno (DEM o TIN) mediante entorno GIS. Para trabajar con HEC-RAS existe una aplicación, HEC-GeoRAS, que trabaja en entorno GIS (ArcInfo, ArcView o ArcGIS). A partir de un modelo digital del terreno puede crearse un archivo para importar a HEC-RAS la información geométrica necesaria para llevar a cabo una simulación (cauce, secciones, etc.). De la misma forma después de haber realizado una simulación con HEC-RAS se pueden pasar los resultados al entorno GIS para realizar mapas de inundación. Aplicaciones similares se han desarrollado para FLDWAV: FLDXS y FLDVIEW permiten trabajar con GIS para preparar datos y posteriormente realizar mapas de inundación. Estos programas se encuentran todavía en fase de prueba beta.

6.1.2. Descripción del Modelo HEC-RAS

En este estudio se ha utilizado la versión 4.1 de 2010 del modelo HEC-RAS (U.S. Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Center. 2010)

HEC-RAS es un modelo matemático de simulación hidráulica unidimensional que contempla movimiento variado (gradual y rápido) en modo permanente e impermanente.

Puede representar una red de canales completa ya sea en forma dendrítica o un tramo simple en régimen subcrítico, supercrítico, crítico o en régimen mixto.

El procedimiento computacional, en el caso de régimen permanente, está basado en la solución de la ecuación de energía unidimensional. Las pérdidas de energía se evalúan por fricción, considerando la ecuación de Manning, y por contracción o expansión. Cuando se produce un régimen mixto o rápidamente variado utiliza la ecuación de momento (caso de hidráulica de puentes o confluencia de cauces por ejemplo).

En el caso de régimen impermanente resuelve las ecuaciones de Saint Venant (continuidad y movimiento) y para resolver el problema de estabilidad en un flujo con régimen mixto utiliza una metodología denominada “Local Partial Inertial Technique” (LPI).

También simula, además del flujo impermanente en cauce, la rotura de presa, el sobrepaso o rotura de defensas laterales y reglas de operación de compuertas en estructuras hidráulicas entre otras posibilidades.

6.2. Preparación del Modelo Geométrico

Para la creación del modelo geométrico en HEC RAS, se utilizó una combinación de datos interferométricos a escala regional, que fueron validados y ajustados con los datos topográficos realizados por relevamiento convencional en las inmediaciones de todos los puentes.

6.2.1. Relevamiento Topográfico

Se utilizaron las secciones transversales del Río Tunuyán, en el tramo bajo análisis relevadas en este estudio, para ser incorporados al Modelo Digital de Elevaciones con el cual se realizó el modelo geométrico en HEC RAS.

6.2.2. Imágenes Satelitales

Se utilizaron escenas obtenidas de Google Earth, para confeccionar un mosaico del área de estudio, por medio de una ortorectificación y georeferenciamiento.

En las Figuras 6.1 y 6.2 se aprecia en el Sistema de información Geográfica, el mosaico completo con imagen Landsat de fondo con 30 m de resolución y curvas de nivel; y un detalle en la zona de la Ciudad de Rivadavia, mostrando la resolución planimétrica de 2 m de la imagen satelital. Además se indican las zonas con topografía de detalle (puentes) y la que respecta a perfiles transversales obtenidos por seccionamiento del MDE. Asimismo, se indica a modo ilustrativo una línea de inundación obtenida con las primeras corridas del modelo hidrodinámico.



Figura 6.1: Mosaico de Imágenes satelitales de la zona de estudio

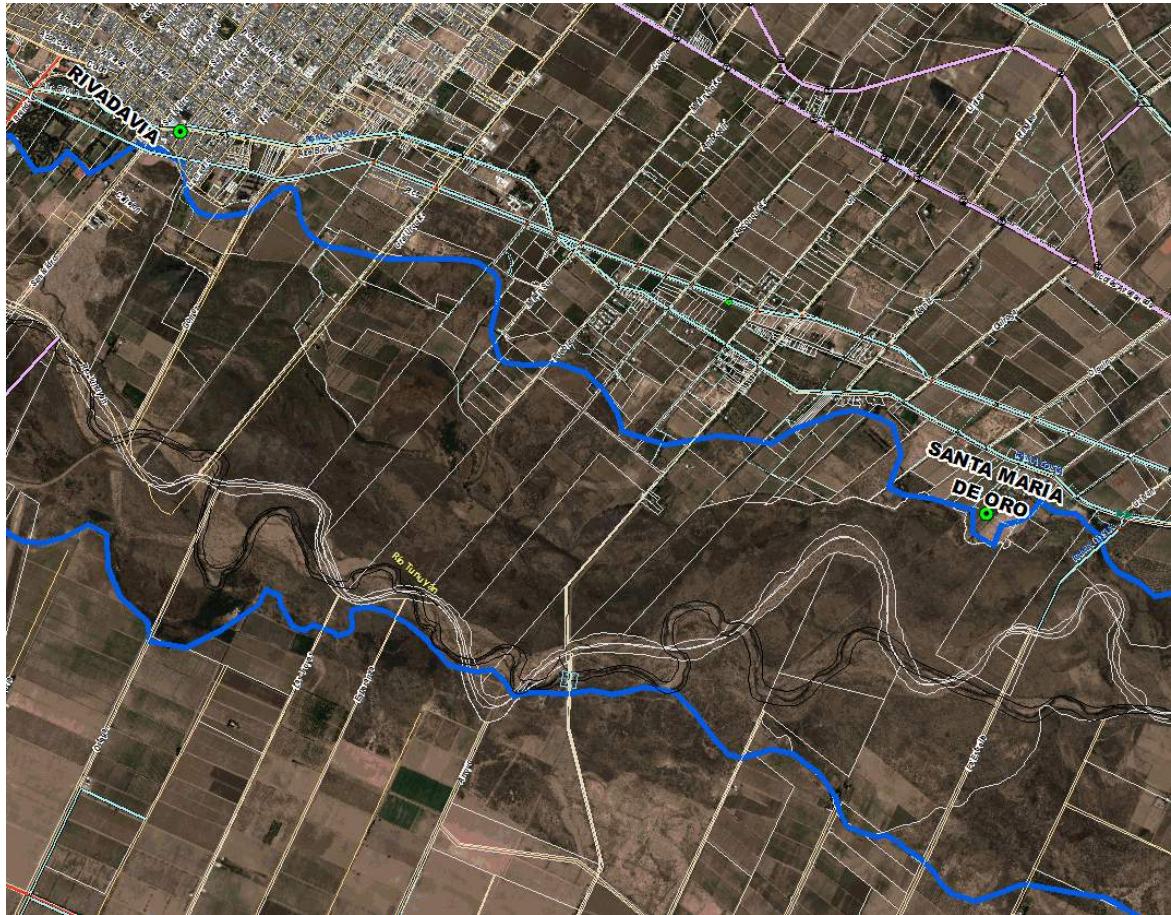


Figura 6.2: Mosaico de Imágenes satelitales de la zona de estudio, (Detalle)

6.2.3. Modelo Digital de Elevaciones

Conceptualmente, un modelo digital de elevaciones es una estructura de datos numérica que representa la distribución espacial de la altitud de la superficie del terreno. (Felicísimo, 1994)

En la práctica, la función no es continua sino que se resuelve a intervalos discretos, por lo que el MDE está compuesto por un conjunto finito y explícito de elementos, determinado por la resolución o tamaño. Esta generalización implica una pérdida de información que incrementa el error del MDE y, en consecuencia, se propaga a los modelos derivados.

La disponibilidad de datos topográficos en una escala espacial y temporal determinada, constituyen los datos esenciales de entrada junto con parámetros hidráulicos o hidrológicos.

Los datos cartográficos disponibles, generalmente poseen baja resolución para modelaciones hidrodinámicas detalladas, siendo las técnicas fotogramétricas más precisas pero más costosas. En el presente estudio se utilizó un estudio topográfico de detalle en zonas aledañas a diques y puentes, pero en los tramos intermedios, no existe información de detalle, salvo curvas de nivel de planchetas IGM con equidistancias de 10m y escala 1:100.000, que no se consideraron válidas para el nivel de detalle requerido.

Para sortear este inconveniente, se decidió incorporar a los perfiles relevados información proveniente de modelos digitales de elevación de tipo globales, utilizando resoluciones espaciales del orden de los 30 m, generando así curvas de nivel con equidistancias de 5 m y a escalas en el orden de 1:50.000

Por lo tanto, para la generación del modelo geométrico, en el análisis hidrodinámico de la onda de rotura de presa, es necesario contar además de los perfiles transversales en las zonas de los puentes, con secciones transversales ubicadas entre puentes y separados a una distancia correlacionada con los parámetros de modelación (paso de tiempo, cantidad de iteraciones, tipo de resolución, condición de Courant, etc.).

Entre los sistemas satelitales que ofrecen datos topográficos, se encuentran plataformas cuya información está disponible de manera gratuita, de fácil acceso y con una disponibilidad a nivel global. Entre estos, está el sistema radar *Shuttle Radar Topographic Mission* (SRTM), y el sistema ASTER (*Advance Space Borne Thermal Emisión and Reflection Radiometer*), que destacan por su alta resolución espacial y disponibilidad global. Si bien, ambos sistemas presentan rangos de precisiones conocidas, son muchos los autores que señalan que ésta dependerá finalmente de las condiciones locales presentes en el área de estudio (*Kiamehr & Sjöberg, 2005; Schumann et al., 2008; Li & Wong, 2009*)

Existen antecedentes que analizan este tipo de metodología en zonas con datos topográficos escasos, como en *Kumar (2005)* donde se utilizan dos MDE (SRTM-C y AsterGDEM) para evaluar las incertidumbres del mapeo de inundación según la fuente de elevación. Concluye que con un RMSE (*Root Mean Squareroot Error*, Raíz del Error Cuadrático Medio) de 14.70 m y un rango de elevaciones de 93 m, AsterGDEM se comporta satisfactoriamente para modelación hidrodinámica con MIKE11.

Por otra parte, *Dutta y Herat (1998)* utilizan un modelo hidrológico distribuido para la evaluación de una inundación. Determinan la profundidad de la inundación a partir de un DTM de resolución 50 m, superponiendo esta información en un SIG. El DTM fue obtenido a partir de una carta geográfica 1:50000.

En *Yamazaki et al. (2012)* se realizan ajustes hidráulicos a un SRTM para uso en modelación hidrodinámica de planicies de inundación, obteniendo buenos resultados con el MDE ajustado a una red hidrográfica de detalle.

Otro antecedente de ajuste del MDE, es el trabajo de *Tarekegn et al. (2010)* en el cual se describe la metodología utilizada en la reconstrucción de secciones transversales de un Aster DEM de 15 m de resolución, para su uso en modelación hidrodinámica bidimensional de un tramo del río Nilo. Según *Cuartero et al. (2004)* tal MDE generado por estéreo-correlación de imágenes Aster deberá tener un RSME entre 10 y 30 m.

Por otro lado, el reciente acceso a datos de la banda X del SRTM, con mejor resolución que la banda C, propicia el análisis y validación del mismo. En esta línea *Diaz et al. (2010)* evalúan los SRTM C/X y Aster GDEM y su relación con errores planialtimétricos respecto a datos pancromáticos Quickbird ortorectificados, concluyendo que el SRTM /X es el más exacto en la zona analizada (El Bolsón, Río Negro). En cambio en *Hoffman (2006)* se presenta una metodología para combinación de las bandas C y X, minimizando los errores sistemáticos que causan desviaciones de baja frecuencia, reduciendo el error estadístico en un 14%.

Por lo tanto, surge una necesidad de contar con un MDE con un respaldo estadístico suficiente como para ser validada su incorporación al modelo hidrodinámico.

Siguiendo los antecedentes en cuanto a evaluación y análisis de residuos de MDE globales: Ackermann (1994), (Cuartero, 2001), Hirano et al. (2003), Ludwig y Schneider (2006), Lencinas et al. (2010), Steven Márquez et al.(2010), Jacobsen (2010) , Rozas Vásquez et al. (2010) y Yamazaki et al. (2012); se siguió la siguiente metodología:

- a) Obtención de MDE globales (SRTM C / X y AsterGDEM);
- b) Obtención de Puntos de Control ;
- c) Estimación de residuos, análisis estadístico de errores de elevación y elección de MDE óptimo;
- d) Recorte de la zona de estudio;
- e) Validación residual con puntos de control locales (topografía de detalle) y ajuste hidráulico (reconstrucción de thalweg, anchos de *bankings*);
- f) Incorporación de perfiles de detalles al MDE validado;
- g) Confección de modelo geométrico en HEC RAS.

6.2.4. MODELOS GLOBALES: SRTM

El objetivo principal de la misión *Shuttle Radar Topography Mission* (SRTM) fue obtener un modelo digital cuasi global de elevaciones con una uniforme calidad y alta resolución. Fue realizado en cooperación entre la *National Aeronautics and Space Administration* (NASA), el *German Aerospace Center* (DLR), la Agencia Espacial Italiana (ASI) y el *National Geospatial Intelligence Agency* (NGA).

Los datos de interferometría por radar de apertura sintética (InSar por su acrónimo en inglés) fueron obtenidos en once días (11 al 22 de febrero de 2000) por dos sistemas de radar montados en el transbordador espacial *Endeavor*. Cada sistema de radar consistió de dos antenas separadas a unos 60 m. El *Jet Propulsion Laboratory* (JPL) de la NASA, operó un sistema en banda C en modo ScanSAR cubriendo un ancho de faja de 225 Km, logrando un MDE en un rango de latitudes desde 56°S a 60°N. El DLR operó un sistema en banda X con un ancho de faja de 50 Km. Esta limitación de ancho de barrido de la banda X no permitió realizar una cobertura continua, (ver Figura 6.3d). Pero al poseer menor ruido, para una misma observación, los errores aleatorios de elevación de la banda X son cercanos a la mitad de la banda C (Höffman, 2006) tal como se refleja en el error vertical relativo especificado en Tabla 6.1.

Tabla 6.1: Especificaciones del Modelo Global SRTM (90% de confianza)

Parámetro	Banda C	Banda X
Sistema		
Longitud de onda	5.6 cm	3.1 cm
Frecuencia	5.3 GHz	9.6 GHz
Ancho de barrido	225 Km	50 Km
Producto		
Precisión vertical relativa	10 m	6 m
Precisión vertical absoluta	16 m	16 m
Precisión horizontal relativa	15 m	15 m
Precisión horizontal absoluta	20 m	20 m
Resolución espacial	1" (~30 m)	1" (~30 m)
Datum vertical	EGM96	WGS84
Datum horizontal	WGS84	WGS84

Fuente: USGS, 2005a; Wagner, 2003

Las bandas C y X fueron procesadas independientemente. La primera, distribuida públicamente en formato de 1" (~30 m) para Estados Unidos y reducida a 3" (~90 m) para el resto del mundo (USGS, 2005 a). En el presente estudio denominada como SRTM v1. Luego la NGA post-procesó el MDE de banda C creado por el JPL, y es responsable de las distintas versiones circulantes, denominadas SRTM v30 y SRTM v4.1.

Los MDE realizados por el DLR en banda X son distribuidos en grillas de 10° x 10° en formato comprimido de cuadros de 15' x 15' e incluye un mapa de errores de elevación (HEM, Height Errors Map), una imagen miniatura mostrando la cobertura y un archivo .kml para su despliegue en Google Earth ©.

Desde diciembre de 2010 los datos SRTM en banda X son obtenidos sin costo desde el portal del DLR. (<http://eoweb.dlr.de:8080/index.html>)

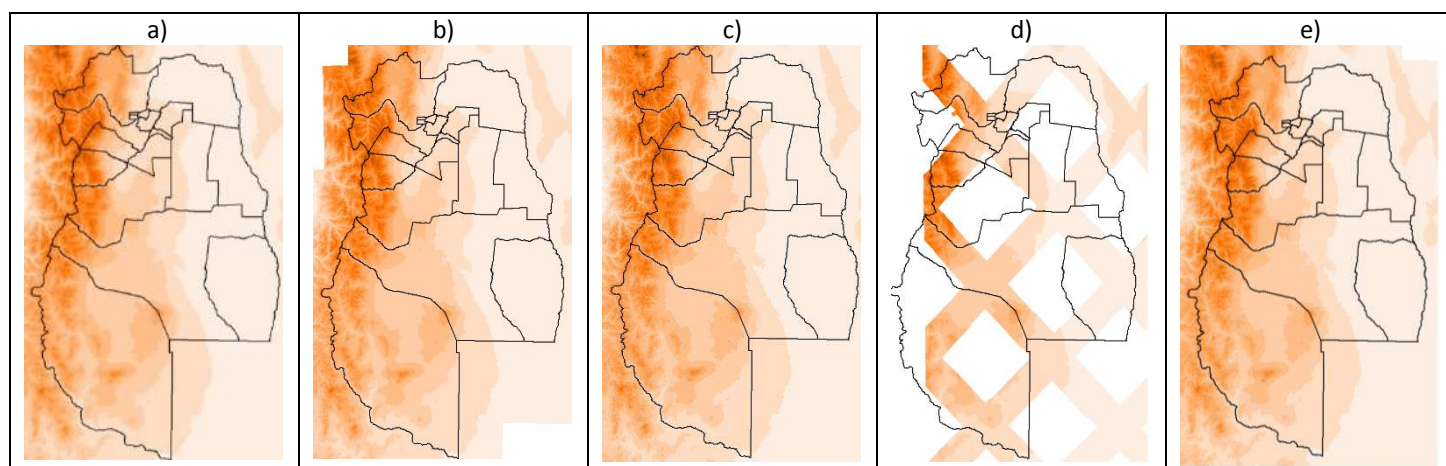


Figura 6.3: Modelos Digitales de Elevación: a) SRTM v1.1; b) SRTM v30; c) SRTM v4.1; d) SRTM-X © DLR/ASI ; e) AsterGDEM ©ERSDAC

6.2.5. ASTER GDEM

Aster GDEM es un nuevo MDE a nivel global, con resolución de 1" de arco, que fue desarrollado en Junio de 2009 por el METI (Ministry of Economy, Trade and Industry) de Japón y la NASA. El Aster GDEM está basado en imágenes estéreo recogidas por el radiómetro japonés llamado ASTER (Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer). Este radiómetro es uno de los cinco instrumentos de observación de la Tierra que viaja a bordo del satélite americano TERRA, lanzado en Diciembre de 1999. ASTER recoge las imágenes del espectro visible y también las regiones de longitud de onda de las radiaciones térmicas infrarrojas, con resoluciones espaciales que van desde unos 15 a 90 metros. (ERSDAC, 2009).

El ASTER GDEM (ASTER Global Digital Elevation Model) tiene cobertura mundial, con una resolución nominal de 30 m en planimetría. Es el sucesor de SRTM, y su diferencia fundamental es que el MDE se genera a partir de la estereoscopia de las bandas 3N (Nadir) y 3B (Back), logrando un MDE relativo (sin puntos de control) y un MDE absoluto utilizando puntos de control. Además, se removieron automáticamente los pixeles con nubes y las imágenes se promediaron antes de correlacionar, de forma de tener un valor promedio libre de ciertos problemas. Los errores en la vertical (errores medios cuadráticos que van de 10 a 25 metros) fueron evaluados con gran cuidado sobre USA y Japón, y para el resto se realizó un muestreo.

Tabla 6.2: Especificaciones del Modelo Global ASTER GDEM (90% de confianza)

Parámetro	AGDEM
Sistema	VNIR / SWIR / TIR
Repetición	16 días
Rango espectral (bandas 3N y 3B)	0.78-0.86 μ m
Ancho de barrido	60 Km
Producto	
Precisión vertical relativa	10 m
Precisión vertical absoluta	7 m
Precisión horizontal relativa	10 m
Precisión horizontal absoluta	7 m
Resolución espacial	1" (~30 m)
Datum	WGS84

Fuente: ERSDAC, 2001

La producción del ASTER GDEM involucró el procesamiento de 1,5 millones de imágenes, incluyendo estéreo correlación para crear el modelo en mosaicos de 1º por 1º (111,11 Km x 111,11 Km aprox), en formato GeoTiff, en coordenadas geográficas Lat/Long, con Datum WGS84. (Figura 6.3e)

Luego de generado el modelo, se creó el *ASTER GDEM Validation Team*, grupo de trabajo que tuvo por cometido la validación del modelo en todo el mundo. Hoy, el ASTER GDEM es un MDE auditado y de uso libre. Dependiendo de la parte de la Tierra que se considere representada por el ASTER GDEM, los errores son bastante variables, pero en el informe final, se acordó estimar una exactitud vertical global de 20 metros, con el 95% de confianza.

Desde octubre de 2011 la versión 2 está disponible incluyendo una mejora en la precisión vertical habiendo incorporado unas 250.000 escenas. Del Sitio Web <https://wist.echo.nasa.gov/api/> es posible descargar las secciones solicitadas. Estos contienen el Archivo "Dem" y el "Num" o archivo QA (*Quality Assessment*).

El archivo de garantía de calidad (NUM) indica qué tipo de información se utilizó en las zonas donde por cobertura de nubes o anomalías se reemplazó por otra fuente de datos, entre las que se tienen: SRTM3 V3, SRTM3 v2, NED (*US National Elevation Data*) y otros.

Valores positivos del NUM (la gran mayoría) indican la cantidad de escenas Aster tenidas en cuenta para la determinación de la cota. Los valores negativos indican la fuente utilizada para el reemplazo del dato anómalo.

Tabla 6.3: Origen de los datos de Referencia y su clave

Fuente alternativa de información	Valor NUM
SRTM3 v3 (versión con huecos llenados)	- 1
SRTM3 v2	- 2
NED (U.S. National Elevation Data) Datos Nacionales de Elevación de EE UU	- 5
CDED (Canada DEM) Modelo Digital de Elevaciones del Canadá	- 6
Alaska DEM (Modelo Digital de Elevaciones de Alaska)	- 11

Fuente: ERSDAC, 2001

6.2.6. Errores, Residuos y Exactitudes

El error es considerado como la desviación altimétrica del modelo respecto a una superficie real. Todo MDE está sujeto a dos principales fuentes de error. La primera se denomina aleatoria y representa una sobrestimación o subestimación de los valores reales de elevación como resultado del azar. Estos errores no muestran un patrón determinado, en promedio su valor es igual a cero y los errores positivos y negativos tienen una frecuencia similar. El segundo tipo se denomina sistemático y tienen un patrón determinado y su promedio no es igual a cero (*Maling, 1989*).

La cuantificación del error en un MDE se lleva a cabo comparando un conjunto de valores reales de elevación con los estimados en el modelo, así el error de altitud en un punto, $e_{(i)}$, es definido como la diferencia entre la altitud del punto en el modelo $z_{(i)}$ y su valor real $z'_{(i)}$. (*Felicísimo, 1994*)

Desde un punto de vista estadístico, la exactitud mide la magnitud y dirección del error o sesgo en el set de datos. Cuando no existe sesgo, el promedio de la variable es igual a su valor verdadero (estimador insesgado). Para aplicar este concepto a un MDE es necesario comparar las elevaciones derivadas del mismo con otra fuente de información con un mayor grado de exactitud; por ejemplo, un mapa con valores más exactos, valores de campo, GCP (*Ground Control Points*) o elevaciones obtenidas por medios fotogramétricos (*Cressie, 1993; Maling, 1989; Weibel y Heller, 1991*).

La comparación resulta en una serie de diferencias denominadas residuos, cuyos valores pueden ser positivos o negativos. Estas diferencias se expresan estadísticamente como error promedio, error absoluto promedio y raíz cuadrada del error medio cuadrático (*Shearer, 1990*)

En primera instancia, antes del análisis de residuos de cada MDE, se compatibilizó el sistema de referencia de elevaciones, llevando todo el conjunto de datos al elipsoide WGS84. Para ello se utilizó el Modelo de Geoide Global más actual, el EGM2008, (http://earth-info.nga.mil/GandG/wgs84/gravitymod/egm2008/egm08_wgs84.html.) que proporcionó ventajas sobre el EGM96 cuya resolución espacial es mucho menor. Luego se utilizaron coordenadas planas en sistema local, Posgar94, con proyección Gauss Kruger en faja 2.

Para la estimación de los errores verticales se utilizó como Puntos de Control, los puntos de la Red PASMA (Proyecto de Asistencia a la Minería Argentina) que llegan a 194 en el territorio provincial. Dentro de éstos, nueve pertenecen a la red POSGAR. La cota de estos puntos se considera como real y sin error. (Figura 6.4)

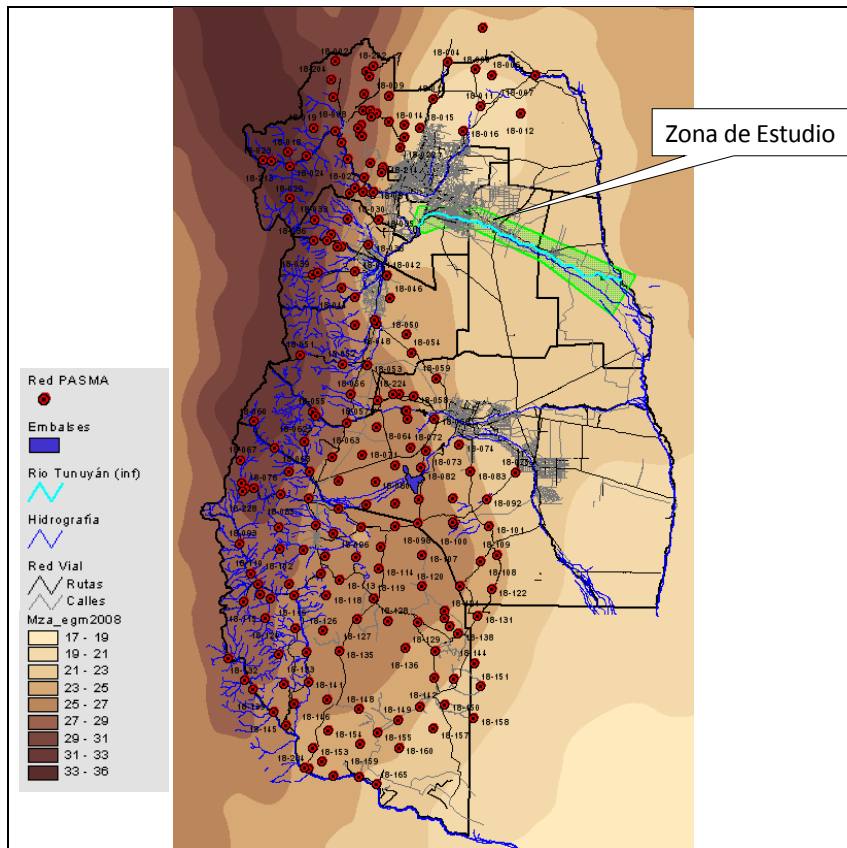


Figura 6.4: Puntos de control (Red PASMA) y Modelo de geoida global EGM2008

El **Error Medio (EM)** se define como el promedio de los errores de altitud. Tenderá a cero si hay magnitudes similares de valores positivos y negativos. Tiene interés para comprobar si las desviaciones del modelo son aleatorias o no. Si el EM es muy diferente de cero, puede tratarse de un error sistemático.

El **Error Medio Absoluto (EMA)** se obtiene de igual modo que el EM pero ignorando el signo. Reflejará el rango o distribución de los residuos.

La medida más ampliamente utilizada (Li, 1991 y Yang y Hodler, 2000), para reportar la exactitud en un MDE es una medida de dispersión, la raíz del **Error Cuadrático Medio, RECM** o RMSE (*Root Mean Square Error*). Para su cálculo se utiliza la siguiente expresión:

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (y_i - y_j)^2}{N}}$$

Donde: y_i es el valor de altura del modelo; y_j es la altura real y N es el número de puntos de control.

Ackermann (1994) distingue tres niveles de precisión en los MDE según la escala cartográfica (1/200.000, 1/50.000-1/25.000 y 1/10.000-1/5.000), asociando las precisiones con los intervalos entre curvas de nivel (50m, 10m y 2m respectivamente). Hay que considerar que los intervalos entre curvas de nivel son mayores en terreno montañoso y menores en terreno llano. Para obtener más calidad en la generación de MDE, se propone que la relación sea de 1/4 o 1/5 del intervalo entre curvas de nivel empleado en la representación, con precisiones de 10m, 2m y 0,5m para las escalas 1/200.000; 1/50.000 a 1/25.000; y 1/10.000 o 1/5.000 respectivamente.

Para el control de la exactitud de un MDE, los análisis estadísticos basados en realización de test de control como el NMAS (*National Map Accuracy Standard*) y el EMAS (*Engineering Map Accuracy Standard*) son las pruebas más empleadas.

Las pruebas NMAS y EMAS se basan en la comparación con puntos de control. El test NMAS no indica el grado de exactitud sino si está dentro del intervalo de confianza propuesto. El test EMAS analiza de forma independiente cada una de las coordenadas del elemento puntual cartográfico (en el caso de un MDE se estudiaría solo la componente Z) y analiza separadamente la no existencia de errores sistemáticos y la presencia de error aleatorio. (Cuartero, 2001)

La significancia del test, se evaluó según Li (1991), donde se plantea una relación entre el número de GCP, n, y la significancia (*reliability*) del error obtenido como resultado R(e), siendo e la medida del error en términos de desviación típica:

$$R(e) = \frac{1}{\sqrt{2(n-1)}} \times 100\%$$

de donde se deduce el número de puntos necesarios para hacer un control del error con una significancia determinada. Por tanto, para evaluar el error de un modelo con una significancia del 10 % (R(e)=0.10), son necesarios 51 puntos de control mientras que para una significancia del 5 % (95 % de confianza) el número de puntos llega ya a 201, muy cercano a los 194 utilizados.

Una vez validado el MDE global, se recortará para la zona de estudio (delimitada en la Figura 6.4) y se verificarán los residuos para la topografía de detalle relevada en los puentes, utilizando los puntos GPS de base del mismo.

6.2.7. Análisis Estadístico

Se presentan en tabla 6.4, los estadísticos obtenidos de los residuos obtenidos para cada MDE global analizado.

Tabla 6.4: Estadísticos de residuos (90% de confianza)

	SRTM v2.1	SRTM v3	SRTM v4.1	SRTM X	AsterGDEM
Frecuencia	194	194	194	101	194
Varianza	74.06	67.64	35.69	36.21	87.05
Desviación estándar	8.61	8.22	5.97	6.02	9.33
Error Mínimo	-44.06	-32.32	-29.08	-21.47	-50.42
Erro Máximo	21.61	23.63	11.34	6.69	19.55
Rango de error	65.66	55.95	40.42	28.16	69.97
Asimetría tip.	-11.50	-7.57	-12.36	0.83	-3.29
Curtosis tipificada	19.25	11.88	18.83	-0.46	6.12
Error Medio (EM)	-0.74	-0.31	-0.18	-7.39	-9.04
Error Medio Absoluto (EMA)	5.34	5.24	3.93	8.08	9.33
Raíz del Error Cuadrático Medio (RECM)	8.62	8.21	5.96	9.51	12.97

En las Figuras 6.5 y 6.6 se muestra un gráfico de caja y bigotes, y otro de dispersión de los errores, uno por cada MDE analizado. La parte rectangular del gráfico se extiende desde el cuartil inferior hasta el cuartil superior, cubriendo la mitad central de cada muestra. La línea central dentro de la Caja muestra la localización de la mediana de la muestra. El signo “+” indica la localización de la media de la muestra. Los bigotes se extienden desde la caja hasta los valores mínimo y máximo de la muestra. Los puntos externos son los alejados de la mediana 1.5 veces el rango intercuartil y se representan como pequeños cuadrados. Los puntos extremos son los alejados 3.0 veces el rango intercuartil y se representan como pequeños cuadrados con el signo “+” en su interior. En este caso, hay 56 puntos externos y 20 puntos externos lejanos. La presencia de puntos externos lejanos puede indicar valores atípicos o una distribución altamente sesgada.

En las Figuras 6.7 y 6.8, se muestran diagramas de errores medios e histograma de frecuencia de residuos para cada MDE.

La tabla 6.5 muestra los resultados de análisis similares de estudios antecedentes y en la Figura 6.9 se presentan comparaciones gráficas de secciones transversales, donde se observa la dispersión de las diferencias entre los distintos MDE analizados.

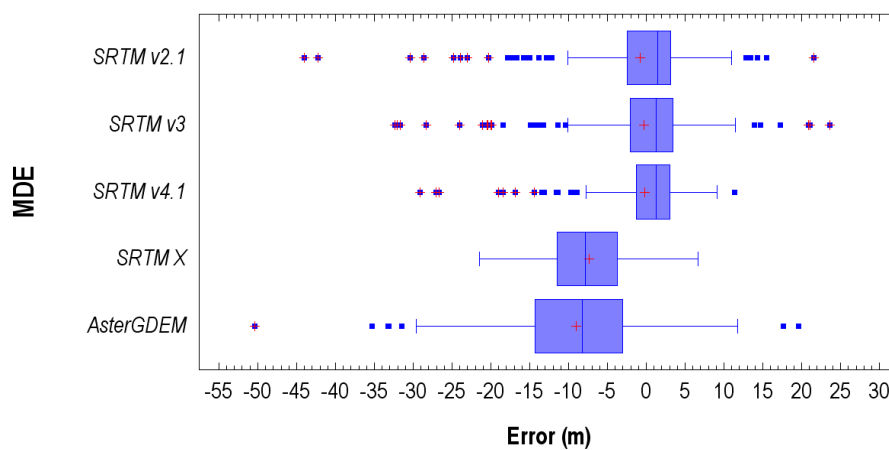


Figura 6.5: Diagrama de caja y bigotes

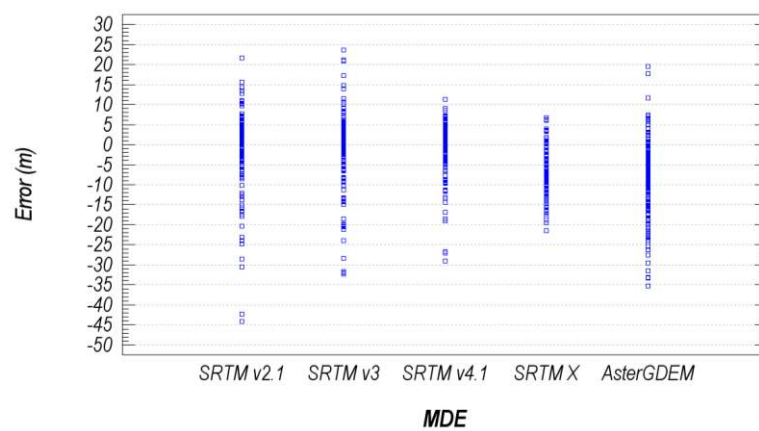


Figura 6.6: Diagrama de dispersión de errores

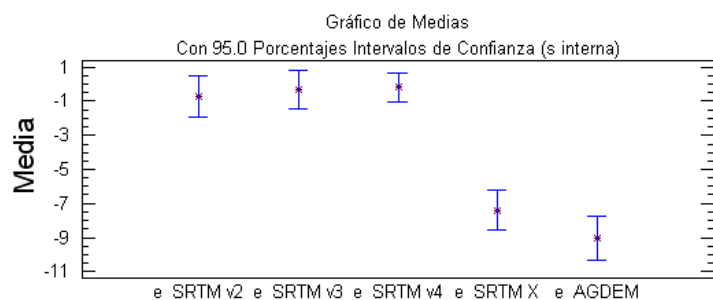


Figura 6.7: Diagrama de errores medios (EM)

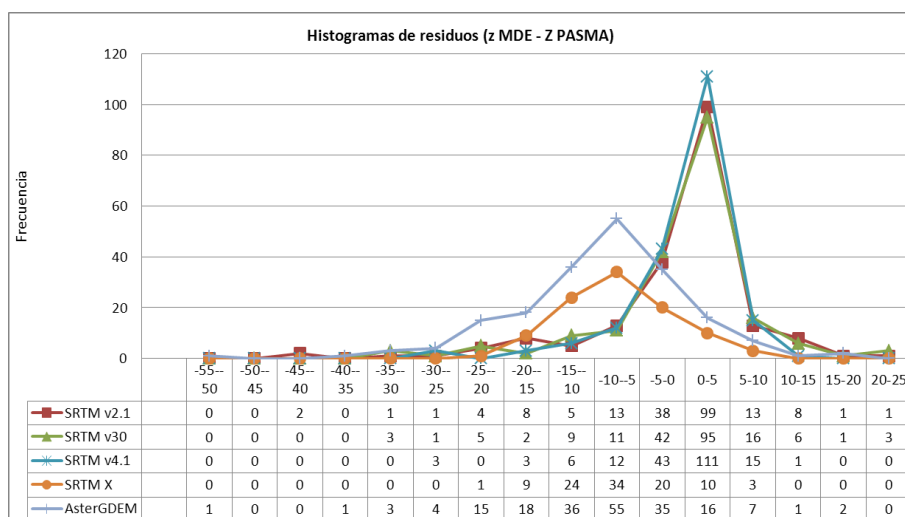


Figura 6.8: Histogramas de residuos

Tabla 6.5: Antecedentes sobre estimación de error vertical (RMSEz) en MDE

Referencia	MDE	n	RMSE _z (m)	σ	Escala	Rango elevación (m)
Cuartero <i>et al.</i> (2003)	Aster	315	12.6	12.5	regional	2500
Hirano <i>et al.</i> (2003)	Aster	39	7.3	-	regional	320
Jacobsen (2004)	SRTM-C	-	13.8	-	regional	-
Kumar (2005)	SRTM-C	-	14.70	13.55	local	93
Ludwig y Schneider (2006)	SRTM-X	31	22.96	21.35	regional	1000
		30	9.85	-		160
METI (2009)	AGDEM	287	8.58	-	Japón	>3000
			13.1	10.2		
Hirt <i>et al.</i> (2010)	AGDEM	911	5	4.9	Continente australiano	2000
	SRTM-C					
Lencinas <i>et al.</i> (2010)	SRTM-X	24	4.3	4.36	regional	-
	SRTM-C	24	10.02	-		-
	AGDEM	24	9.83	10.1		-
Steven Márquez <i>et al.</i> (2010)	SRTM-C	1871	4.3	5.64	regional	-
	AGDEM	1871	9.8	7.83		-
Jacobsen (2010)	SRTM-C	-	6.76	5.61	regional	-
	AGDEM	-	10.21	8.17		-
Rozas Vásquez <i>et al.</i> (2010)	SRTM-C	44	10.93	12.63	regional	-
	AGDEM		15.92	23.52		-
Resultados del presente estudio (2012)	SRTM-X	194	9.51	6.02	regional	6000
	SRTM-C		5.96	5.97		
	AGDEM		12.97	9.33		

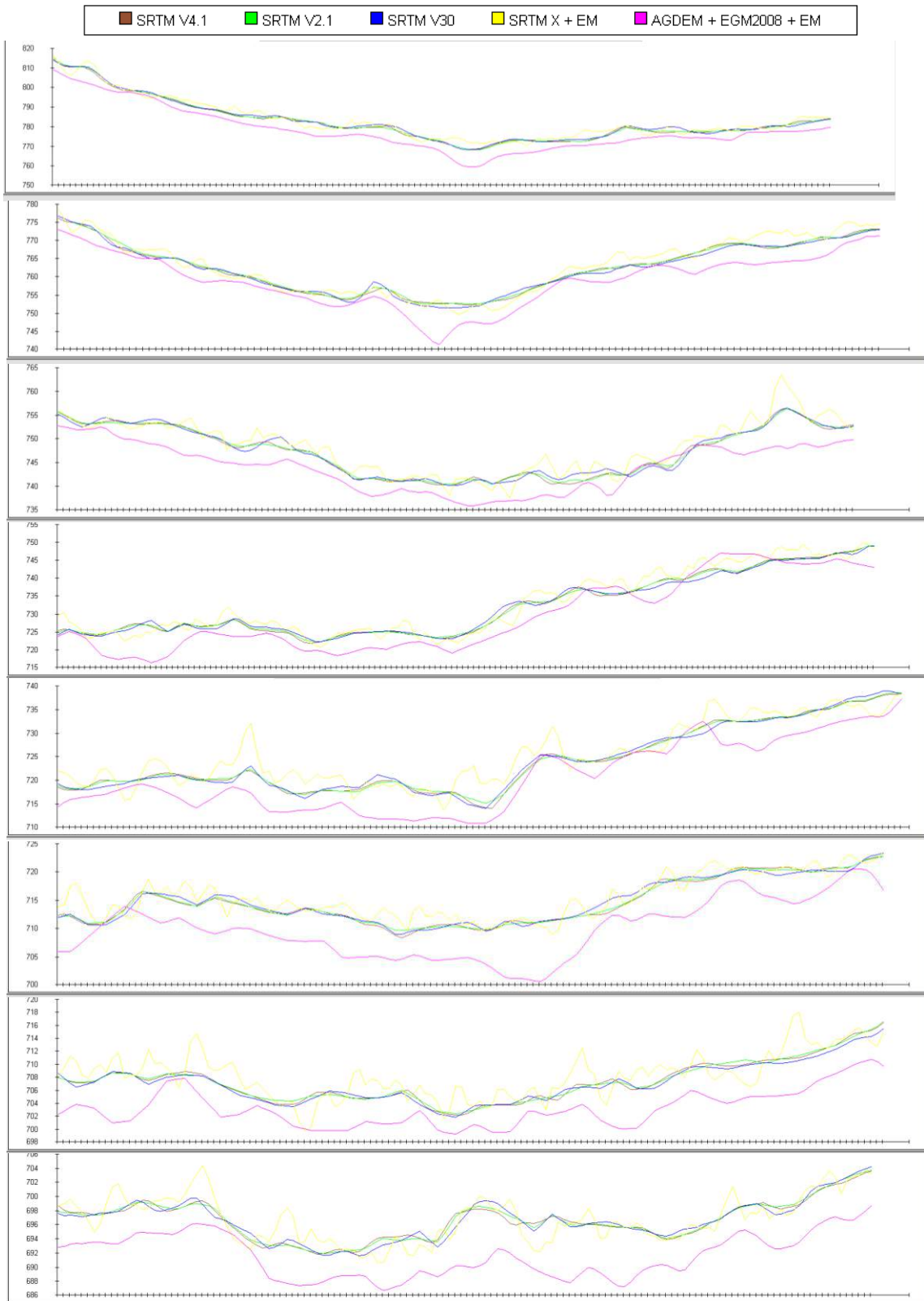


Figura 6.9: Comparación de secciones transversales según MDE

6.2.8. Ajuste del MDE SRTM v4.1

Una vez elegido el MDE global a utilizar, en este caso SRTM v4.1 y llevado a resolución de 30 m, se procedió a recortar el mismo, para el área de estudio hidráulico. Posteriormente se ajustó el MDE recortado, en función del mapa de residuos pertinente y finalmente se estimaron los estadísticos que describen la exactitud del MDE ajustado al comparar las elevaciones con puntos de control independientes y locales.

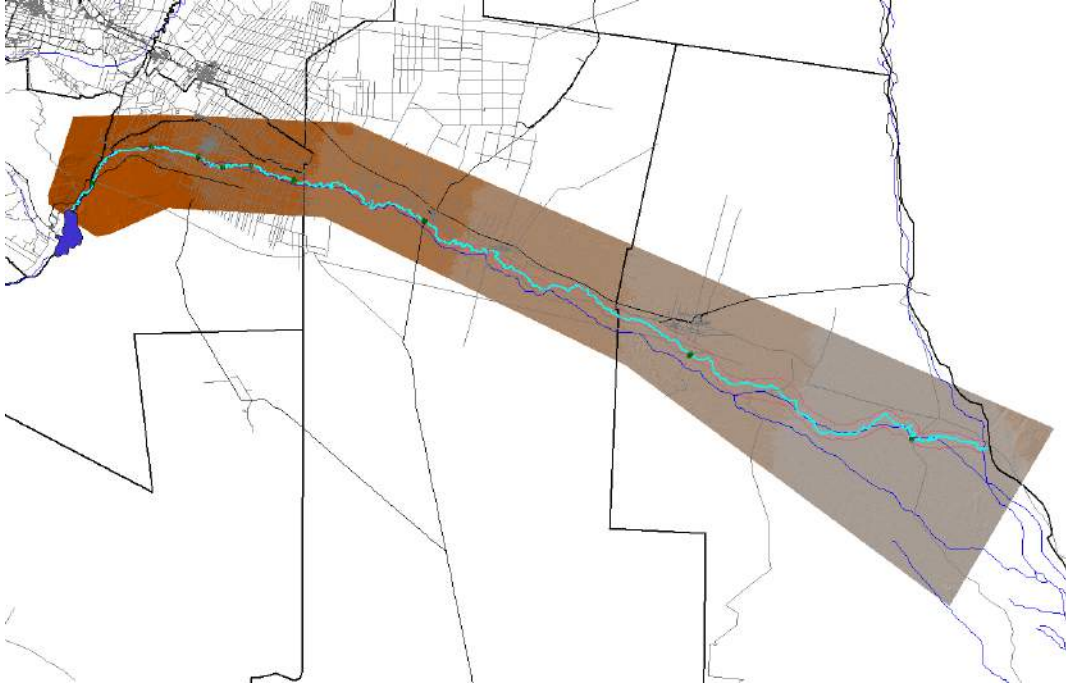


Figura 6.10: Modelo Digital de Elevaciones SRTM v4.1 optimizado a 30 m de resolución

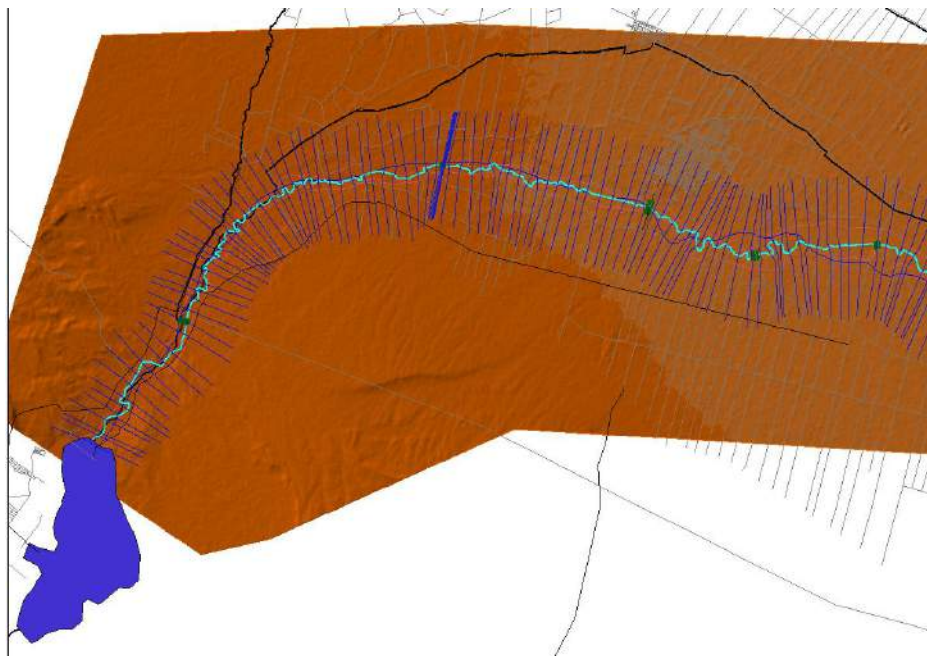


Figura 6.11: MDE y secciones HEC RAS en primer tramo de análisis

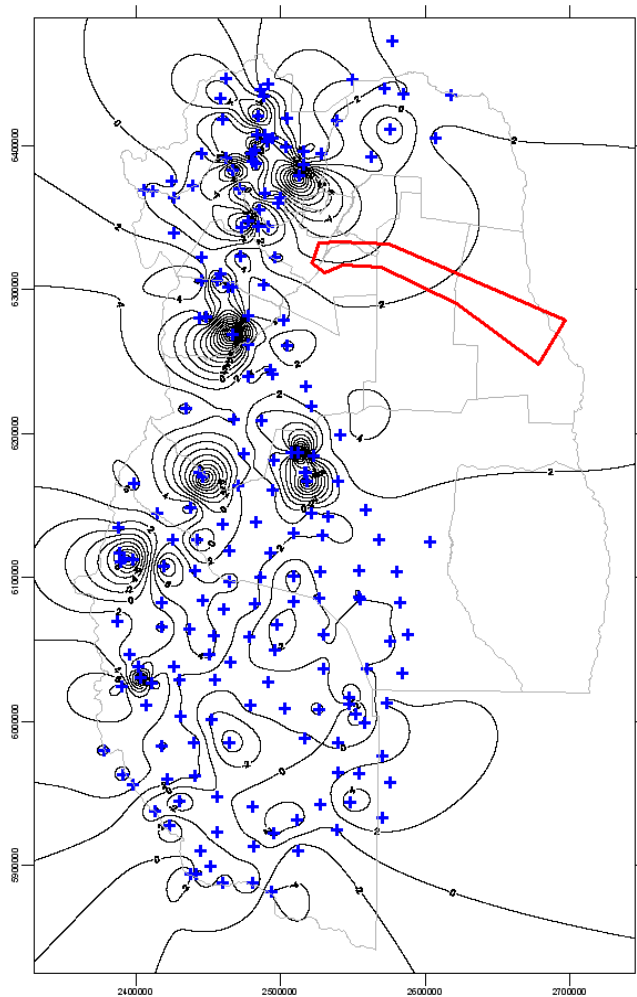


Figura 6.12: Mapa de residuos (equidistancia de curvas de error: 2m)

En la figura 6.12 se observa el mapa de residuos correspondiente al mejor de los MDE globales (SRTM v4.1). Se destaca el área del estudio hidrodinámico del río Tunuyán. Si bien en dicha zona no existen GCP las curvas indicarían un residuo entre -1 y 3m.

Para obtener el MDE ajustado, en primer lugar se recortará el MDE a la zona de interés, y se estimarán los estadísticos residuales con 46 puntos de control independiente (ICP: *Independent Control Points*) en la zona de estudio, conformados por puntos fijos GPS del estudio topográfico de detalle. Finalmente se le restará el mapa de residuos respecto de los ICP.

$$MDE_{ajustado} = MDE_{\text{óptimo}} - \text{Residuos}_{ICP}$$

En Figuras 6.13 y 6.14; y Tabla 6.6 se muestran los resultados obtenidos.

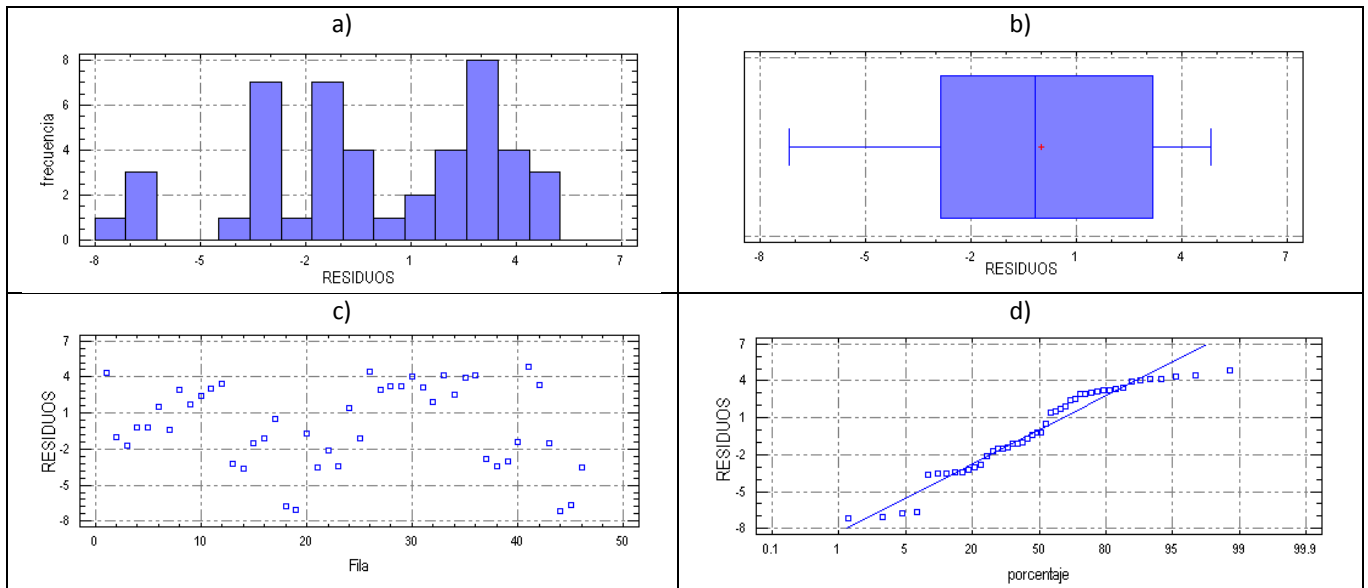


Figura 6.13: Estadísticos del análisis de residuos locales: a) Histograma de residuos; b) Caja y Bigotes; c) Dispersión ; d) Probabilidad normal

Analizando los errores espacialmente, se observa en el mapa de residuos siguiente (Figura 6.14), que las mayores anomalías se concentran en dos zonas, la primera por sobrestimación en el MDE (zonas rojas) ubicadas en cercanías al Dique Benegas y en el Dique Philips; y una zona por subestimación (zonas verdes) en el puente La Paz. La zona central tiene residuos con rango +/- 1 m, lo que se considera válido.

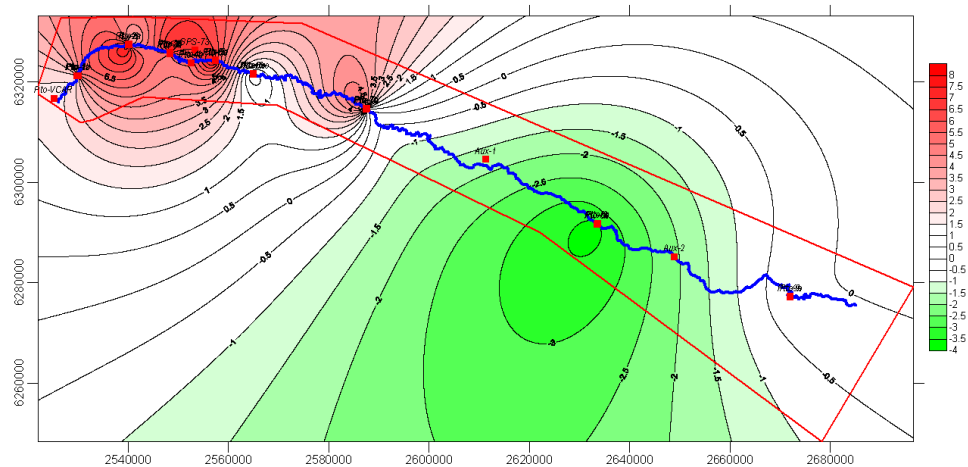


Figura 6.14: Mapa de residuos para 46 puntos de control independientes (ICP)

Tabla 6.6: Estadísticos locales (con 46 ICP)

	SRTM v4.1 ajustado
Frecuencia	46
Varianza	11.56
Desviación estándar	3.44
Error Mínimo	-7.16
Erro Máximo	4.81
Rango de error	11.97
Asimetría tip.	-1.25
Curtosis tipificada	-1.03
Error Medio (EM)	3.402
Error Medio Absoluto (EMA)	2.59
Raíz del Error Cuadrático Medio (RMSE)	3.40

6.2.9. Justificación del uso del MDE

Para la elección del MDE global óptimo, se realizaron comparaciones entre las fuentes de información disponibles, respecto de 194 puntos de control pertenecientes a la red PASMA a nivel provincial.

Como se observa en los diagramas presentados y tablas estadísticas, el MDE SRTM v4.1 presenta menores residuos y dispersión de errores, con un ECM de 5.96 m (al 90% de confiabilidad), que comparado con sus versiones anteriores del SRTM en banda C, presenta una mejora del error en un 27%.

La banda X del SRTM presentó la menor dispersión del error, con el menor tamaño muestral (101 puntos debido a la cobertura no continua del MDE) pero el mayor ECM de los SRTM, seguido por el AsterGDEM que manifestó el peor ECM (poco más del doble que para SRTM v4.1) y el mayor rango de dispersión de errores.

Todos los MDE presentan errores medios subestimados, SRTM v2.1, v30 y v4.1 entorno al cero, indicando normalidad en los residuos, pero SRTM X y AsterGDEM presentan errores medios muy distintos de cero, lo que indicaría la presencia de errores sistemáticos, que no se intentaron mejorar debido a la baja cobertura areal del dato o la mayor dispersión de sus residuos, respectivamente.

Posteriormente en la zona de estudio, luego de recortar el MDE óptimo (SRTM v4.1), se analizaron los residuos respecto de 46 puntos de control independientes, (puntos fijos del relevamiento topográfico de detalle en puentes y secciones aledañas).

Estos residuos, como se indican en tablas y gráficos presentados, arrojan un RMSE de 3.40 m (43% más preciso que SRTM v4.1 sin ajustar) que, comparado con los estudios antecedentes mencionados en tabla 6.5, se considera válido como entrada geométrica al modelo hidráulico y para escalas de trabajo del orden de 1:20.000.

6.2.10. Relevamiento de Obras de Arte en el cauce del Río Tunuyán

Los trabajos topográficos comprendieron el levantamiento de una poligonal GPS, con Receptores Satelitales Geodésicos, dejando como mínimo dos puntos fijos en cada uno de los Puentes existentes sobre el Río Tunuyán Inferior, para luego apoyándose en los mencionados puntos ejecutar el relevamiento de perfiles Transversales, aguas arriba y aguas abajo de cada uno de los puentes.

Los trabajos realizados fueron los siguientes:

1- Se procedió a marcar dos puntos fijos en cada puente, ubicándolos en los extremos de estos, mediante un círculo de pintura de color amarillo, sobre el hormigón de los extremos de cada puente, con una cruz de color negro. El puente N° 4 – Puente Santa Marín de Oro fue marcado en la carpeta asfáltica del camino, por encontrarse demolido el mismo, sorteándose el Río a través de un desvío provisorio y en el Puente N° 9 – Puente Ruta Provincial N° 51 se colocaron sendas estacas de madera con cinta amarilla, pegadas a los soportes extremos de los guarda rail existentes.

2- Con la red de puntos fijos demarcada se procedió a determinar las coordenadas planimétricas y altimétricas de cada uno de los puntos, con receptores satelitales del tipo geodésico. Se utilizó como punto base inicial, el Punto de la Red Catastral de Mendoza N° 73, denominado SANTA MARÍA DE ORO, que se encuentra precisamente en una zona a corta distancia de los Puentes 3 – 4 y 5. Desde este punto catastral, se procedió a trasladar sus coordenadas a uno de los puntos fijos demarcados en el Puente N° 5 – DIQUE PHILLIPS. Este traslado se realizó con una sesión GPS en ESTÁTICO de una hora quince minutos. A este punto se lo denominó Pto-5. Terminada la sesión estática, manteniendo la base en el Punto GPS 73, se procedió a iniciar una sesión por el método STOP AND GO, partiendo desde este punto Pto-5, dejando el equipo rover quince épocas, en lugar de dos que es el mínimo aconsejable para obtener una buena solución GPS, a efectos de darle más peso al traslado de coordenadas al punto Pto-5a, ubicado en el otro extremo del puente.

3- Posteriormente, haciendo base en el Punto Pto-5, se repitió la metodología descrita en el inciso anterior, dando así inicio a una poligonal, aguas abajo del Río Tunuyán, que llegó a los puntos Pto-9 y Pto-9a, ubicados en el Puente 9 – RUTA PROVINCIAL N° 51. También partiendo de este Punto Pto-5, se levantó otra poligonal, aguas arriba del mencionado Río, hasta llegar al Punto de la Red Catastral de Mendoza denominado VCAR, ubicado en la margen izquierda del Vertedero del Dique El Carrizal.

4- En el cierre de la poligonal levantada aguas arriba desde el Punto Catastral GPS-73, la cual cerró en otro Punto Catastral VCAR, se detectó un error de cierre planimétrico de 0.089 metros en “X” y 0.064 metros en “Y”, atribuibles a que ambos puntos fijos utilizados, pertenecen a una Red Geodésica Ajustada y el presente trabajo ha tocado ambos puntos en forma directa. Con respecto a la altura, en el punto VCAR la Dirección de Catastro especifica que la misma es altura elipsoidal, mientras que en el punto GPS 73, proviene su altura de una nivelación ortométrica, por lo que la diferencia detectada asciende a 1,748 metros. Debido a ello, se procedió a realizar un traslado de coordenadas de la poligonal completa ejecutada con base en el punto GPS 73, para tomar como base de la misma el Punto Catastral VCAR,

5- Para tener todas las coordenadas planas del estudio en un solo sistema, que permitiese la comparación directa de cualquier punto, se adoptó el criterio de colocar las mismas como correspondientes a la Faja 2 del Sistema Posgar 98, aunque tanto el punto Aux-2 como los puntos correspondientes al Puente 9 se encuentran sobre la Faja 3.

6- Con Estación Total se procedió a **relevar siete perfiles**, como mínimo, por puente, a los que se los denominó perfiles a – b – c ubicados el primero a 50 metros aguas arriba del borde del puente, el segundo a 25 metros y el tercero sobre el mismo borde del puente. El perfil d corresponde al eje del camino y los

perfiles e –f – g corresponden, el primero al borde aguas abajo del puente, el segundo a 25 metros y el tercero a 50 metros. En los puentes y diques en los cuales el cauce del río presenta saltos significativos en su sentido longitudinal, se levantaron más perfiles, que los indicados precedentemente, para demarcar esos desniveles.

7- Para poder mantener la alineación de los perfiles, perpendicular a la línea de thalweg y que la distancia entre punto y punto no superara los 10 metros, se procedió primero a definir esa perpendicular, que en todos los casos está determinada por el eje de cada puente. Luego, puesta en funciones la Estación Total, con la que se realizó el levantamiento, en un punto conveniente, por la visualización al terreno que se debía relevar, se trabajó con coordenadas locales y con una orientación en cero grado, paralela al eje del puente. De esta manera, manejando las abscisas y ordenadas que muestra la pantalla del instrumento en cada medición, previo a la grabación de las coordenadas en el módulo de registro del mismo, permitió ir alineando los prismeros, de acuerdo a las premisas del relevamiento, precedentemente detalladas. En cada puente, los primeros puntos tomados, fueron los Puntos Fijos medidos con los Receptores Satelitales GPS.

8- Posteriormente, con el relevamiento de cada puente ejecutado en coordenadas locales, se procedió a ejecutar el cambio de sistema de coordenadas, utilizando los dos puntos fijos de cada puente, poniendo así todo el relevamiento en Sistema plano Posgar 98, con base en el punto catastral de Mendoza denominado VCAR.

9- Para obtener la luz libre de cada puente, se procedió a darle cota a la base de la losa del puente, colocando el sistema de puntería del prisma tocando la base de la losa e introduciendo en la estación total, la altura del prisma con signo negativo, previo al registro de las coordenadas del punto.

10- En el Dique El Carrizal, se tomaron cotas del vertedero y del coronamiento del Dique, en el Dique Tiburcio Benegas se midió ancho y alto de cada compuerta, en los puentes se midió ancho y largo de cada columna del puente y en los Puentes 4 – Santa María de Oro y Puente 9 – Ruta Provincial 51, se midieron ancho y largo de cada caño de desagüe .

6.3. Modelo Geométrico

El modelo geométrico en HEC RAS, permite introducir tanto la topografía del cauce a modelar, como las obras de arte, laterales o transversales (como puentes y alcantarillas) y parámetros hidráulicos como la rugosidad del fondo del lecho.

El tramo a analizar tiene una longitud de 233.75 km y comprende el río Tunuyán inferior, desde la presa El Carrizal, hasta la confluencia con el río Desagüadero.

En las figuras siguientes se observa el modelo geométrico con sus secciones transversales y obras de arte.

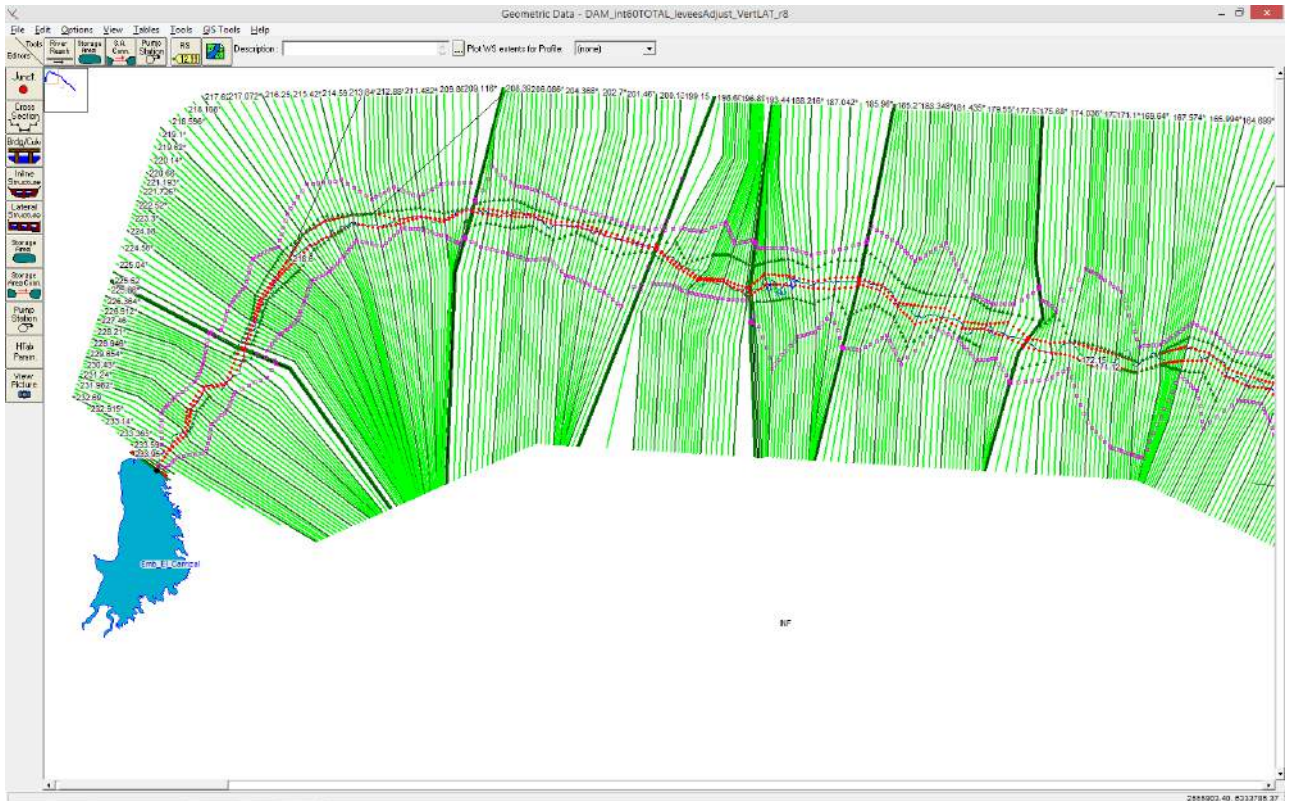


Figura 6.3.1: Modelo Geométrico en HEC RAS. Tramo Embalse-Progr.156.3 (detalle)

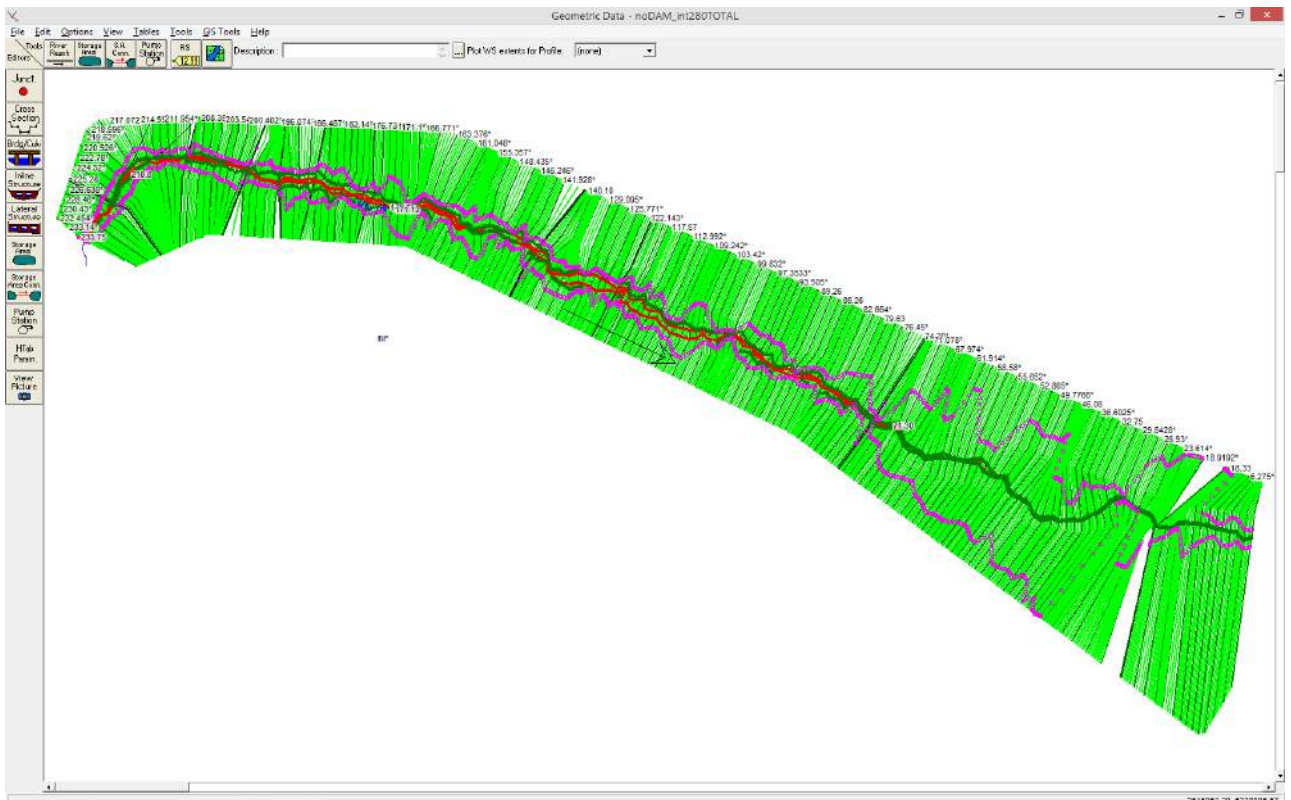


Figura 6.3.2: Modelo Geométrico en HEC RAS. Tramo Embalse-Progr.0 (completo)

6.3.1. Generación de Perfiles Transversales

Luego de validar y corregir el modelo digital de elevaciones, según el Capítulo 6.2.8, se procedió a generar un corte mínimo en el fondo del cauce (con el método *burning stream*) siguiendo una digitalización del río Tunuyán con el objetivo de hacer coincidir el thalweg, sin que afecte a las condiciones hidráulicas.

Con este MDE ajustado y con una resolución de 30 m, se generaron perfiles transversales perpendiculares al lecho, cada 1000 m aproximadamente.

A través de una digitalización de la imagen satelital se confeccionaron los “*bankings*”, siguiendo las barrancas del río Tunuyán.

Por medio de la extensión HEC Geo RAS de ArcView se incorporó el modelo geométrico al HEC RAS. En primera instancia se obtuvieron 233 perfiles. Posteriormente se incorporaron manualmente los perfiles aguas arriba y aguas abajo, de cada puente relevado con topografía convencional.

El proceso de estabilización del modelo hidráulico motivó la generación de perfiles interpolados que fueron obtenidos dentro del mismo modelo HEC RAS.

6.3.2. Coeficientes de Rugosidad

A efectos de conformar el dato de coeficientes de rugosidad de Manning requerido por el modelo HEC-RAS se realizó un estudio destinado a la asignación de tal coeficiente a las secciones transversales representativas del cauce del Río Tunuyán.

Se realizó una campaña de tomas fotográficas del cauce del Río Tunuyán a efectos de asignar coeficientes de rugosidad de Manning utilizando la técnica de comparación con fotografías ya calibradas y que aparecen en las publicaciones (H. Barnes, 1987) y (J. Phillips et al., 2007)

De estas publicaciones se extrajeron las siguientes fotografías de cauces calibrados con coeficientes de Manning que se asemejaban a los diferentes paisajes del cauce del Río Tunuyán a lo largo del tramo a modelar:

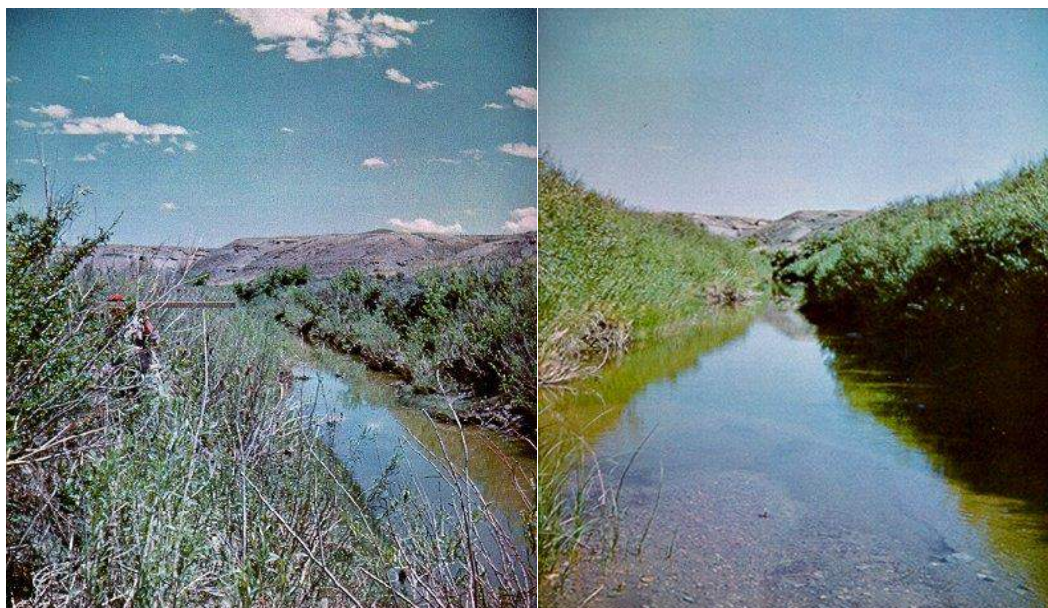


Figura 6.3.3 $N= 0.043$ (H. Barnes, 1987)



Figure 9E. View upstream from midchannel during no-flow period, Hassayampa River near Morristown. Rod indicates water-surface elevation for the peak flow of January 8, 1993.

Figura 6.3.4 $N=0.026$ (J. Phillips et al., 2007)



Figure 10E. View from midreach looking upstream following flow of October 6, 1993, Indian Bend Wash above Curry Road.

Figura 6.3.5 $N=0.024$ a 0.036 (J. Phillips et al., 2007)



Figura 6.3.6 $N= 0.020$ (J. Phillips et al., 2007)



Figura 6.3.7 $N= 0.053$ (J. Phillips et al., 2007)

En el Anexo I se pueden apreciar las fotografías del cauce del Río Tunuyán con indicación de lugar y coeficiente de Manning (N) asignado.

En la siguiente Figura 6.3.8 del gráfico de HEC-RAS que ilustra la distribución espacial del coeficiente de Manning a lo largo del cauce del Río Tunuyán se puede apreciar la disminución del coeficiente de Manning hacia aguas abajo del puente Las Catitas hasta la progresiva 57.66 debido a la presencia de un cauce arenoso sin vegetación como lo ilustra la Figura 6.3.9

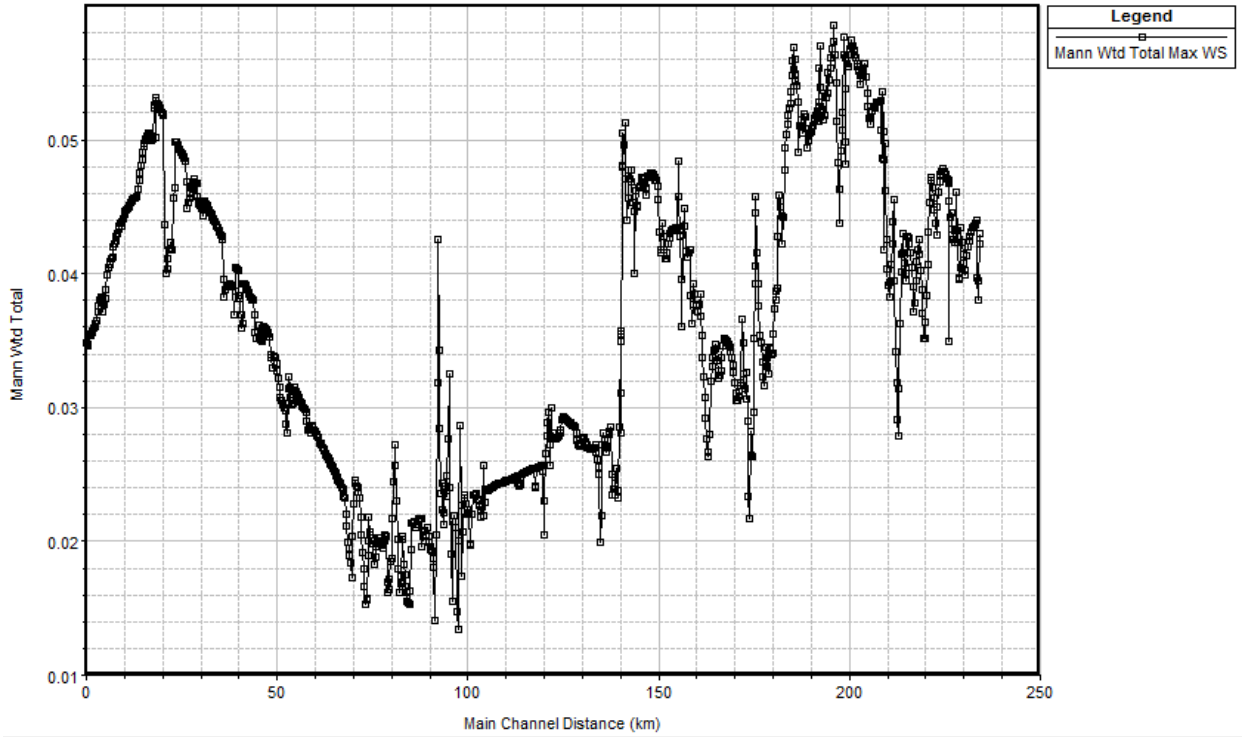


Figura 6.3.8. Distribución espacial del Coeficiente de Manning ponderado a lo largo del cauce del Río Tunuyán



Figura 6.3.9 Vista del cauce del Río Tunuyán aguas arriba del Puente de la RP 77 en La Paz

6.3.3. Análisis de Sensibilidad

Para estimar la incidencia de la incertidumbre del valor de N se ha aplicado la metodología que desarrolla (V. T. Chow, et al., 1994) a través de la consideración de las incertidumbres de primer orden de modelo y parámetro. La desviación estándar de la profundidad del agua (S_y), teniendo en cuenta la formulación de Chezy-Manning para flujo en cauces, es:

$$S_y = \sqrt{\frac{CV_n^2}{\left(\frac{2}{3R} \cdot \frac{dR}{dy} + \frac{1}{A} \cdot \frac{dA}{dy}\right)^2}}$$

Para sección rectangular es:

$$S_y = \sqrt{\frac{CV_n^2}{\left(\frac{5B + 6y}{3y(B + 2y)}\right)^2}}$$

donde:

- y: profundidad de agua (m)
- CV_n : coeficiente de variación de $N = S_n/N$
- R: radio hidráulico (m)
- A: área hidráulica (m^2)
- B= ancho sección rectangular (m)

Así tomando como ejemplo la sección transversal 232.69 donde para $Q = 8836.24 \text{ m}^3/\text{s}$ es:

y: profundidad de agua (m)= 4.97 m

R: radio hidráulico (m)= 4.96 m

A: área hidráulica (m^2)= 2894.21 m^2

y asimilando la sección 232.69 a una sección rectangular es $B = 582.33 \text{ m}$

Considerando, por ejemplo, un error del 15% en la estimación de N ($CV_n = 0.15$) y siendo $N = 0.044$ para tal sección, resulta un error de $0.15 \times 0.044 = 0.0066$. Esto se indicaría en una medida de $N = 0.044 \pm 0.0066$ que es tan precisa como la que puede ser dada por un profesional experimentado observando un cauce natural. Tal incertidumbre en N genera una incertidumbre en y de $S_y = 0.068 \text{ m}$ ($y = 4.97 \pm 0.068 \text{ m}$) es decir un error de 1.4%.

A un resultado semejante se puede arribar siguiendo la publicación (D. L. Fread, 1996), donde se expresa que la incertidumbre asociada con la selección del valor de N puede ser bastante significativa para una crecida generada por rotura de presa debido a:

1. La gran magnitud de la crecida produce caudales en partes de las planicies inundables donde nunca antes se inunda, esto necesita la selección de un valor de N sin el beneficio de previas evaluaciones de N a partir de mediciones de caudal Vs. tirante o el uso de técnicas de calibración para determinar los valores de N
2. Los efectos de material sólido transportados puede alterar el valor de N. Aunque la incertidumbre de N puede ser mayor, este efecto es considerablemente reducido durante el cálculo de los tirantes

En base a la ecuación de Manning, la relación entre error o incertidumbre en N y el tirante resultante es:

$$\frac{y_0}{y} = \left(\frac{N_0}{N} \right)^b$$
$$b = \frac{3}{3m + 5}$$

En donde y_0 es el tirante asociado a un valor N_0 erróneo, y es el tirante asociado con un valor de N correcto, y m es un factor de forma de la sección transversal, por ejemplo $m=0$ para sección rectangular, $m=0.5$ para una sección parabólica, $m=1$ para triangular y $1 < m < 3$ para cauces con planicie inundable (mientras más ancha y plana, mayor valor de m). Asumiendo un $m=2$ para un cauce ancho con planicie inundable el exponente resulta $b=0.27$.

Tomando el ejemplo anterior de la sección 232.69 y asignando $N=0.044$ resulta $N_0=0.044+0.0066=0.0506$, por lo que $y_0/y=1.038$, es decir un error de 3.8%. En consecuencia para cauces con anchas planicies inundables la incertidumbre de N resulta en una considerablemente menor incertidumbre de tirantes.

Si además se consideran las inexactitudes topográficas de los perfiles representados en el modelo HEC-RAS, resulta que la incidencia de la incertidumbre de N en la variación de la profundidad de agua sea prácticamente despreciable, lo que justifica no realizar un análisis de sensibilidad de N.

6.4. Modelación de la Rotura de la Presa

6.4.1. Adopción del método de rotura

Como se indica en 5.7 la CMP es evacuada sin dificultad por el vertedero de la presa, en consecuencia queda descartado el caso de rotura por sobrepaso del coronamiento.

A efectos de generar una crecida por rotura de presa sin crecida desde aguas arriba (en la literatura inglesa “sunny day case”) se asume una rotura producida por sifonamiento en el cuerpo de la presa.

Según las estadísticas vigentes (Z. Alamdari, et al., 2012) las fallas de presas de materiales sueltos se producen en un 43% debido a sifonamiento, siendo el 54% presas construídas posteriormente a 1950.

El sifonamiento comienza a producirse cuando la presión hidráulica supera la tensión tangencial crítica del material de la presa y por alguna causa (por ej. erosión retrocedente, erosión interna, socavación, etc.) lleva a generar un fracturamiento hidráulico y el consecuente movimiento de agua dentro del cuerpo de la presa hasta ocasionar una filtración descontrolada e imprevisible y que con el gradiente hidráulico impuesto es capaz de hacer migrar materiales finos de la misma presa hacia aguas abajo.

A efectos de ilustrar, en la siguiente secuencia de imágenes (figuras 6.4.1 a 6.4.3) obtenidos del ensayo realizado por NHRI (Namjimg Hidraulic Research Institute) en China, en la presa de Dawa, Chuzhou City, Anhui Province en 28/9/2009, se pueden visualizar las distintas etapas de una rotura de presa por sifonamiento.



Figura 6.4.1 Inicio de la rotura



Figura 6.4.2 Desestabilización del talud de la presa.



Figura 6.4.3 Brecha de la rotura

6.4.2. Selección de Parámetros de Generación de Brecha por Sifonamiento para Simular la Rotura de la Presa El Carrizal

El método de HEC-RAS para obtener el hidrograma de crecida generado por la rotura de una presa consiste en el desarrollo progresivo del control hidráulico, esto es el flujo sobre vertedero para el caso de rotura por sobrepaso del coronamiento de la presa o el flujo por orificio en el caso de rotura por

sifonamiento. El cálculo hidráulico hecho por HEC-RAS asume que el control hidráulico se desarrolla de acuerdo a un tiempo de falla estimado y a una forma de desarrollo en el tiempo (lineal o no-lineal) seleccionada.

6.4.2.1. Análisis de Sensibilidad de Parámetros

Se realizó un análisis de sensibilidad de parámetros intervinientes en la generación de la brecha por sifonamiento para la rotura de presa en el modelo HEC-RAS.

Tales parámetros fueron:

- ✓ FBW: ancho final inferior de la brecha (m)
- ✓ Z: pendiente de los taludes laterales de la brecha (1V:ZH)
- ✓ FFT: tiempo de formación completa de la brecha (hr)
- ✓ IPE: cota inicial del sifonamiento (m) (se considera que la cota final inferior de la brecha, FBE, está a 1 m por debajo de la IPE)

Los distintos valores dados a los mencionados parámetros fueron relacionados con el caudal máximo que genera la rotura de presa, como se pueden apreciar en las tablas 6.4.1, 6.4.2 y 6.4.3

Tabla 6.4.1. Relación Z con $Q_{m\acute{a}x}$ y con FFT, considerando un FBW=16m

FFT (hr)	Z (1V:ZH)		
	0.2	0.5	1
1	9303	12259	17106
1.5	9210	12110	16848
2	9115	11972	16593
2.5	9023	11826	16309
3	8924	11667	16014

Tabla 6.4.2. Relación FBW con $Q_{m\acute{a}x}$ considerando FFT= 3 hr. y Z (1:0.2)

FBW (m)	$Q_{m\acute{a}x}$ (m ³ /s)
5	4292
10	6449
16	8924
20	10561

Tabla 6.4.3. Relación IPE con Qmáx en función de Z y FFT, considerando un FBW=16m

FFT (hr)	Z (1V:ZH)	Qmáx (m ³ /s)		
		IPE (FBE= -1m)		
		778	790	800
3	0.2	8924	4095	1333
	0.5	11667	4953	1485
	1	16014	6352	1735
2.5	0.2	9023	4125	1340
	0.5	11826	4998	1493
	1	16309	6425	1746
2	0.2	9115	4154	1346
	0.5	11972	5040	1501
	1	16593	6496	1757
1.5	0.2	9210	4183	1352
	0.5	12110	5080	1509
	1	16848	6561	1768
1	0.2	9303	4209	1358
	0.5	12259	5124	1516
	1	17106	6635	1780

Del análisis de las tablas 6.4.1, 6.4.2 y 6.4.3 se puede concluir:

- En la Tabla 6.4.1. se puede apreciar que para todos los valores de Z la diferencia de valores de Qmáx entre el mayor (FFT= 1 hr) y el menor (FFT= 3 hr) no excede 6.4%, en consecuencia se puede inferir que el parámetro FFT no es significativo en la determinación de Qmáx.
- En la Tabla 6.4.1. se visualiza que para todos los valores de FFT la diferencia de valores de Qmáx entre el mayor (Z= 1) y el menor (Z= 0.2) está en el orden de 45%, en consecuencia se puede inferir que el parámetro Z es significativo en la determinación de Qmáx.
- En base a la observación de la Tabla 6.4.2. se puede concluir que el parámetro FBW es significativo en la determinación de Qmáx ya que existe una diferencia de 59.4% entre el valor mayor (FBW= 20 m) y el valor menor (FBW= 5 m).
- La Tabla 6.4.3. está indicando que el parámetro IPE tiene una gran incidencia en la determinación de Qmáx, ya que evidencia una diferencia promedio de 87.4% entre los valores máximo (IPE= 778 m) y mínimo (IPE= 800 m) de Qmáx para todos los valores de FFT y Z considerados en este análisis.

Estas conclusiones también se pueden visualizar en las figuras 6.4.4, 6.4.5 y 6.4.6.

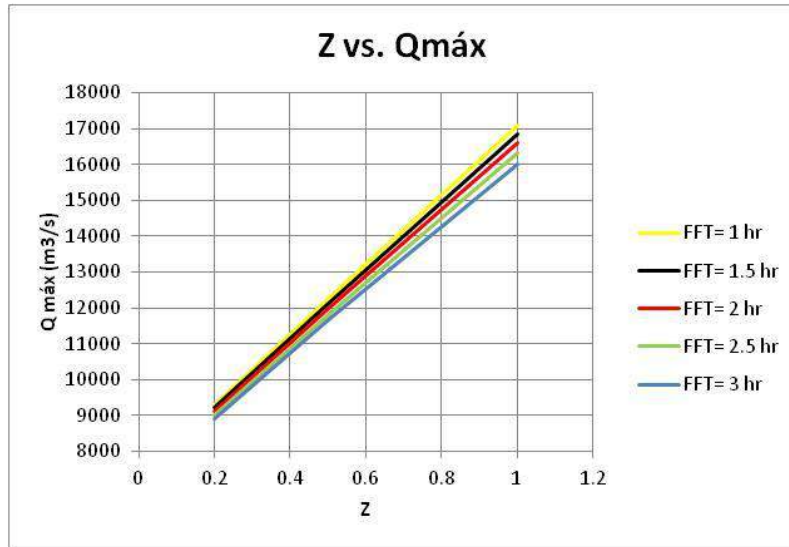


Figura 6.4.4. Relación entre Z y Qmáx para distintos valores de FFT

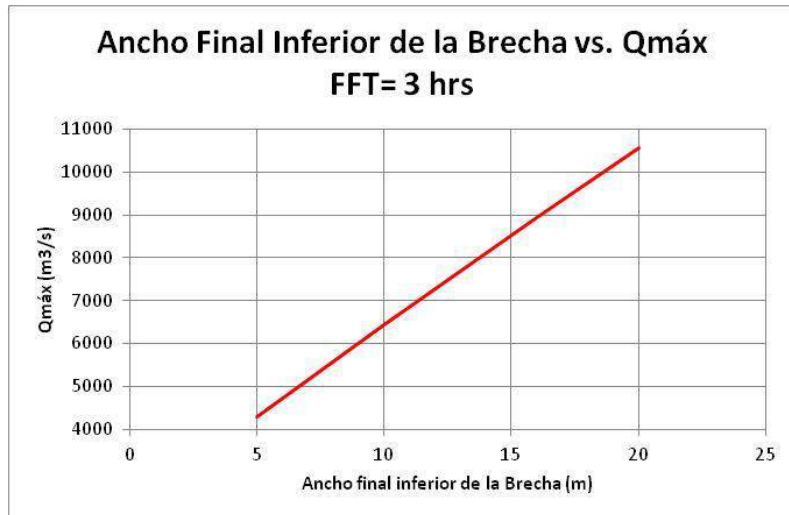


Figura 6.4.5. Relación entre FBW y Qmáx para FFT= 3 hr.

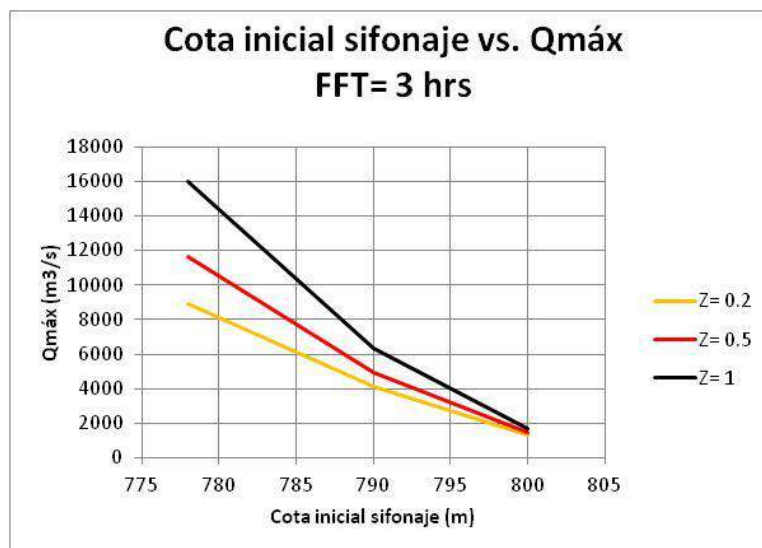


Figura 6.4.6. Relación entre IPE y $Q_{máx}$ para distintos valores de Z y considerando $FFT= 3$ hr.

6.4.2.2. Justificación de la Selección de Parámetros

A efectos de simular la rotura de la Presa El Carrizal se seleccionaron los siguientes valores de parámetros:

1. FBW: 16 m
2. Z : 0.2
3. FFT: 3 hr
4. IPE: 778 m

como se puede visualizar en la Figura 6.4.7.

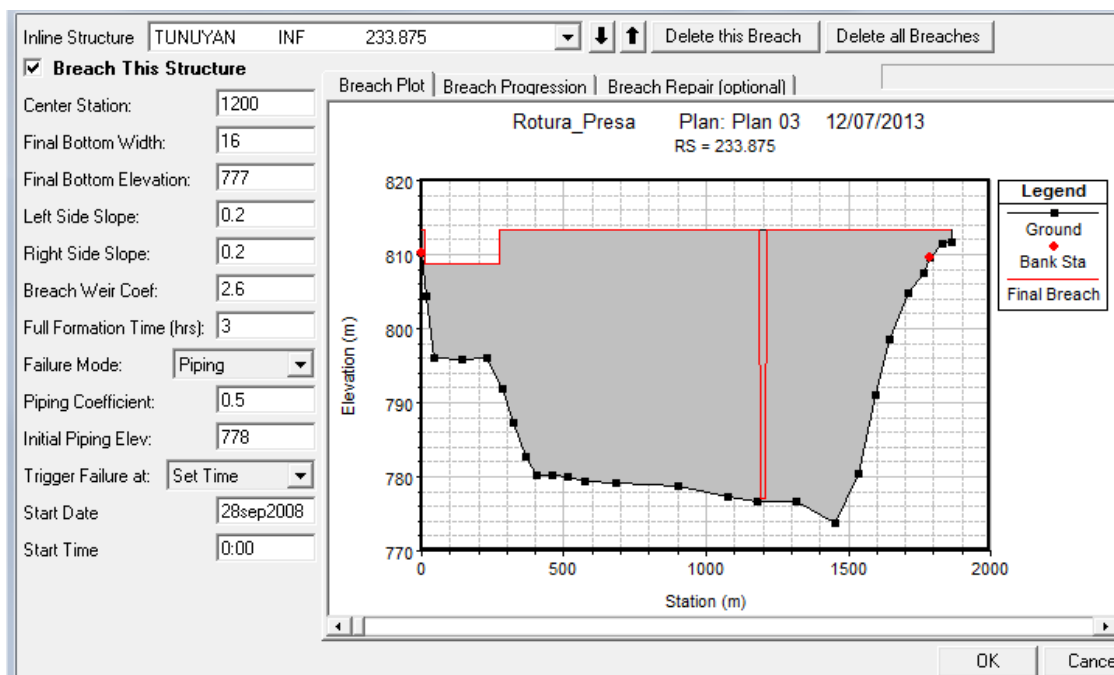


Figura 6.4.7. Pantalla de ingreso de datos para generar brecha de rotura de presa.

En la publicación (J. J. FRY et al., 2006) de donde se extrae la Figura 6.4.8:

Tableau 6
Classe de résistance à l'érosion et à l'effondrement

Résistance	Compactage	Diamètre du conduit de renard à l'effondrement H_{eff}	Angle final de la brèche θ
1	Mauvais	$\frac{H_0}{5}$	45°
2	Médiocre	$\frac{2 \cdot H_0}{3}$	30°
3	Bon	$\frac{4 \cdot H_0}{9}$	10°

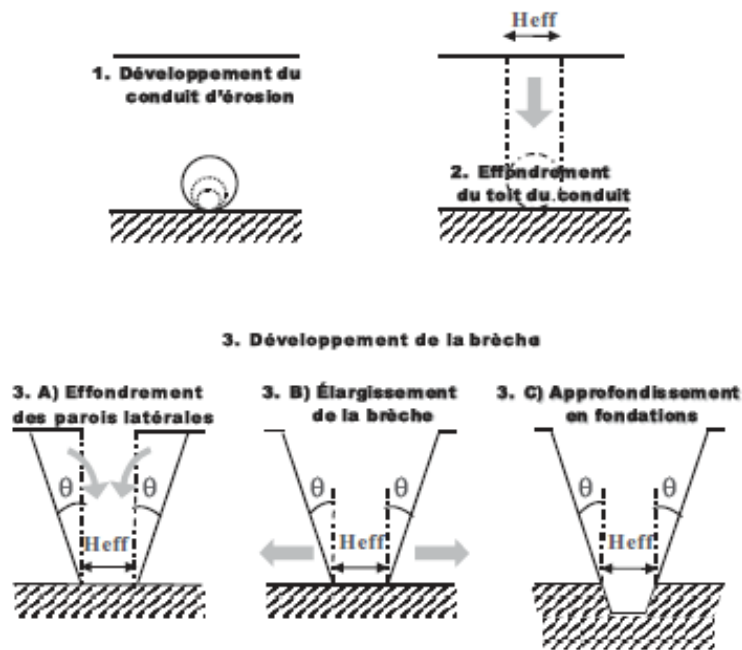


Fig. 1
Les 3 phases de développement d'une brèche créée par renard
The 3 steps of the breaching following piping

Figura 6.4.8 Las tres fases del desarrollo de una brecha generada por sifonamiento

Se recomienda para un buen grado de compactación del material de la presa que el diámetro del conducto de sifonaje en el colapso sea igual a $H_{eff} = \frac{4 \cdot H_0}{9}$ y el ángulo final de la brecha igual a $\theta=10^\circ$, lo cual significa que en el caso de El Carrizal ($H_0= 36.24$ m) es $H_{eff}=16.1$ m y $Z=0.17$.

En esta publicación también se presenta una fórmula de estimación de caudal máximo generado por la rotura de presa:

$$Q_{max} \approx \sqrt{\frac{1}{3}} * \frac{2}{3} * \sqrt{2g} * (H_{eff} + 2 \tan \theta * \frac{H_0}{1.3}) * H_0^{3/2}$$

La aplicación de esta ecuación, considerando $H_0= 36.24$ m; $H_{eff}=16$ m y $\theta=10^\circ$, da un resultado de 9476.5 m³/s, cercano al valor obtenido por HEC-RAS de 8924 m³/s (6% de diferencia)

También se puede visualizar en esta publicación la siguiente Tabla 6.4.4 comparativa de casos históricos:

Tabla 6.4.4 Comparación de casos históricos
 Comparaison de la formule avec l'observation

Barrages	HM	H ₀	Sol	Heff	θ	Q(m ³ /s) calculé	Q (m ³ /s) observé	ε
HATCHTOWN	19,0	16,0	1	1/5*HM	45°	3 100	3 100	0%
LATONKA	9,0	6,3	1	1/5*HM	45°	300	290	4,5%
LAWN LAKE	8,5	7,5	1	1/5*HM	45°	460	510	9%
FRENCH Landing	12,0	10,0	1	1/5*HM	45°	960	929	3%
FRENCHMAN Cr.	12,5	10,8	2	2/3*HM	30°	1 090	1420	24%
FRED BURR	10,5	8,5	2	2/3*HM	30°	615	654	6%
KELLY BARNES	11,5	10,0	2	2/3*HM	30°	800	680	18%
DAVIS	12,0	11,6	3	4/9*HM	10°	570	510	11%
QUAIL CREEK	24,0	20,0	3	4/9*HM	10°	2 450	3 110	21%
APISHAPA	34,0	31,5	3	4/9*HM	10°	7 130	6 850	4%
TETON	93,0	83,0	3	4/9*HM	10°	82 300	65120	26%

Son de destacar los casos de Teton (Idaho, EEUU) por su relevancia bibliográfica, y el caso de Apishapa (Colorado, EEUU) que tiene una altura de presa muy similar a la de El Carrizal, donde se pueden apreciar los valores similares a los adoptados para El Carrizal.

Por otra parte se tuvo en cuenta la publicación (S. Bonelli et al., 2010). En esta publicación se proponen expresiones simplificadas para el tiempo remanente de la formación de la brecha teniendo en cuenta un parámetro de erosión. Se establece que la evolución del radio de la tubificación sigue una ley escalar de dos parámetros, tensión crítica y el tiempo característico de erosión por sifonamiento, que es una función del gradiente hidráulico inicial y del coeficiente de erosión (Figura 6.4.9). El tiempo de falla y el caudal máximo están relacionados a los dos parámetros básicos de la falla por sifonamiento: el coeficiente de erosión y el máximo diámetro de la tubificación anterior al colapso de la parte superior y formación de la brecha.

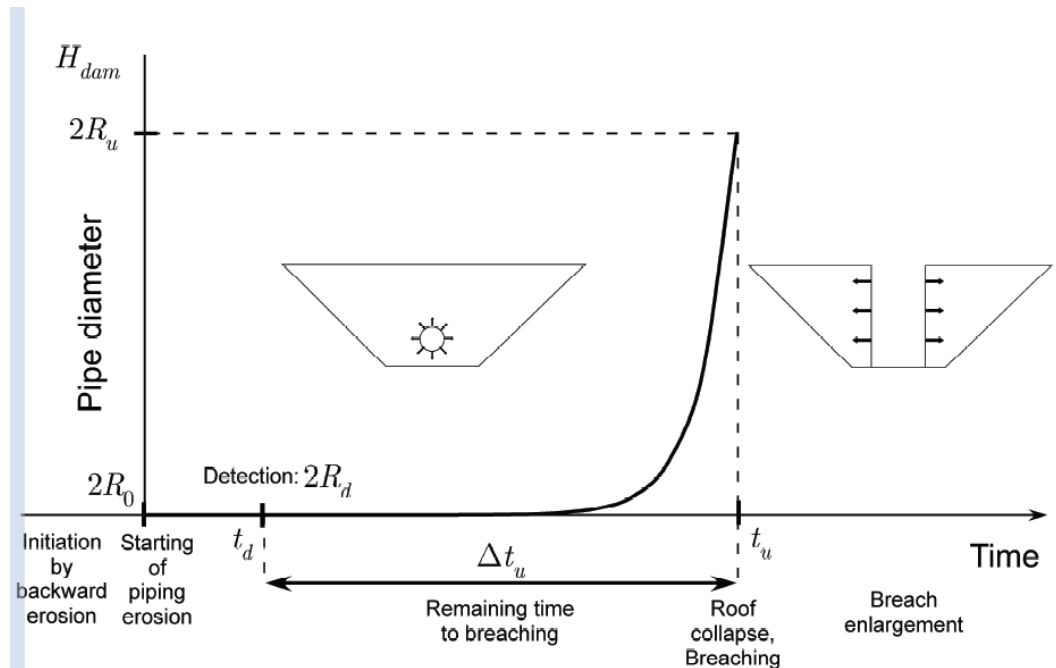


Figura 6.4.9. Erosión por sifonamiento en una presa, fases desde el inicio a la formación de la brecha

La aplicación de las ecuaciones planteadas en esta publicación permitió determinar que los mencionados parámetros seleccionados para simular la brecha y rotura de la presa El Carrizal en HEC-RAS, están dentro de los rangos determinados empíricamente. Se puede apreciar en la siguiente Tabla 6.4.5 extraída de esta publicación que, en el caso de la presa Apishapa, similar a El Carrizal, el tiempo de desarrollo de la brecha es $\Delta t_u = 3.25$ hr y el radio de la tubificación antes del colapso es $R_u = 9.51$ m, lo cual estaría indicando un ancho de fondo de brecha de 19 m.

Tabla 6.4.5 Casos bien documentados de fallas por sifonamiento

TABLE 2: WELL DOCUMENTED PIPING FAILURE CASES. THE FIRST FIVE COLUMNS ARE TAKEN FROM [23]. THE MAXIMUM RADIUS IS ESTIMATED BY USING EQ. (11)

Dam name and location	H_{dam} (m)	ΔH_w (m)	c_L	Δt_u (h)	Q_{peak} ($m^3 \cdot s^{-1}$)	R_u (m)
Ireland No. 5, Colo.	6.0	3.8	3.0	0.5	110	2.20
Lower Latham, Colo.	8.6	5.8	3.0	1.5	340	3.53
Frankfurt, Germany	9.8	8.2	3.0	2.5	79	1.42
Kelly Barnes, Ga.	11.6	11.3	1.7	0.5	680	3.66
French Landing, Mich.	12.2	8.5	2.8	1.16	929	5.30
Lake Latonka, Penn.	13.0	6.3	2.2	3	290	3.05
Lake Avalon, N.M.	14.5	13.7	2.9	2	2,320	6.94
Quail Creek, Utah	18.9	16.7	3.0	1	3,110	7.53
Hatchtown, Utah	19.2	16.8	2.3	4	3,080	7.40
Little Deer Creek, Utah	26.2	22.9	2.4	0.66	1,330	4.37
Bradfield, England	29.0	29.0	1.7	0.5	1,150	3.75
Apishapa, Colo.	34.1	28.0	2.4	3.25	6,850	9.51
Hell Hole, Calif.	67.1	35.1	1.5	0.75	7,360	9.30
Teton, Idaho	93.0	77.4	2.7	5.25	65,120	22.73

Con respecto a la cota de inicio del proceso de sifonamiento IPE, la bibliografía no sugiere forma alguna de selección de tal cota, sin embargo en la publicación (H. Hu, et al., 2012) (pag. 1419) se especifica “...Se realizó un análisis de sensibilidad en el modelo de falla “Sunny Day” para probar los efectos de los parámetros en la brecha de la presa resultante. Las diferencias más significativas ocurren cuando se cambia la cota de sifonamiento. Para ser conservador, elegimos la cota más baja para la ocurrencia de la falla por sifonamiento, lo cual resulta en un elevado caudal máximo simulado...”. Lo mencionado es coincidente con lo que se puede apreciar en la Tabla 6.4.3 y en la Figura 6.4.6 realizado en este estudio, por lo que la IPE= 778 m resulta la situación más desfavorable en ese sentido.

6.4.3. Desarrollo de la tubificación y posterior brecha

Con los parámetros seleccionados y explicitados en 6.4.2.2 se corrió el modelo HEC-RAS arrojando los siguientes resultados que se aprecian en las siguientes figuras (6.4.11 a 6.4.16) que corresponden a las distintas etapas de desarrollo de la rotura de la presa y que son congruentes con el desarrollo no-lineal seleccionado en HEC-RAS (Figura 6.4.10)

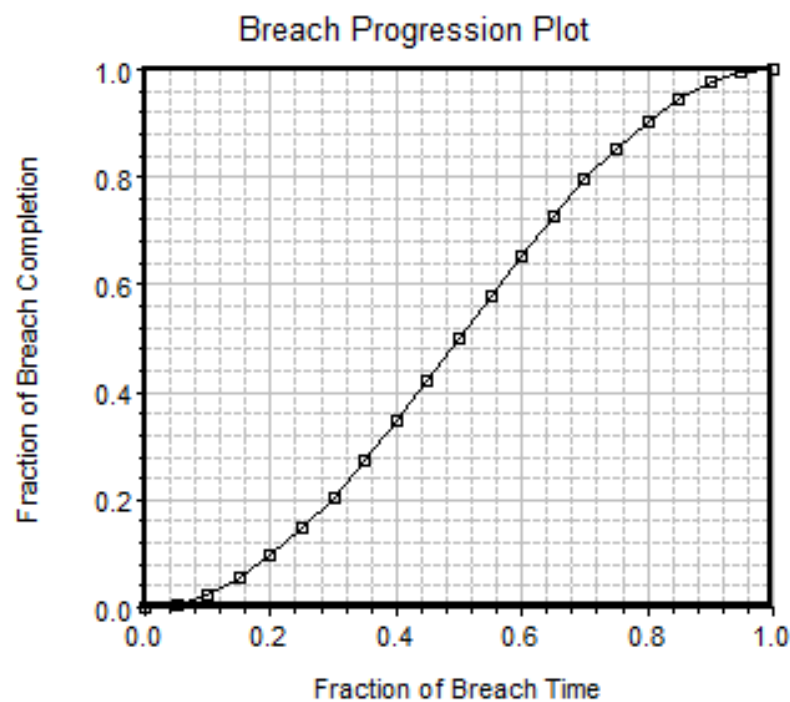


Figura 6.4.10 Desarrollo no-lineal de la brecha

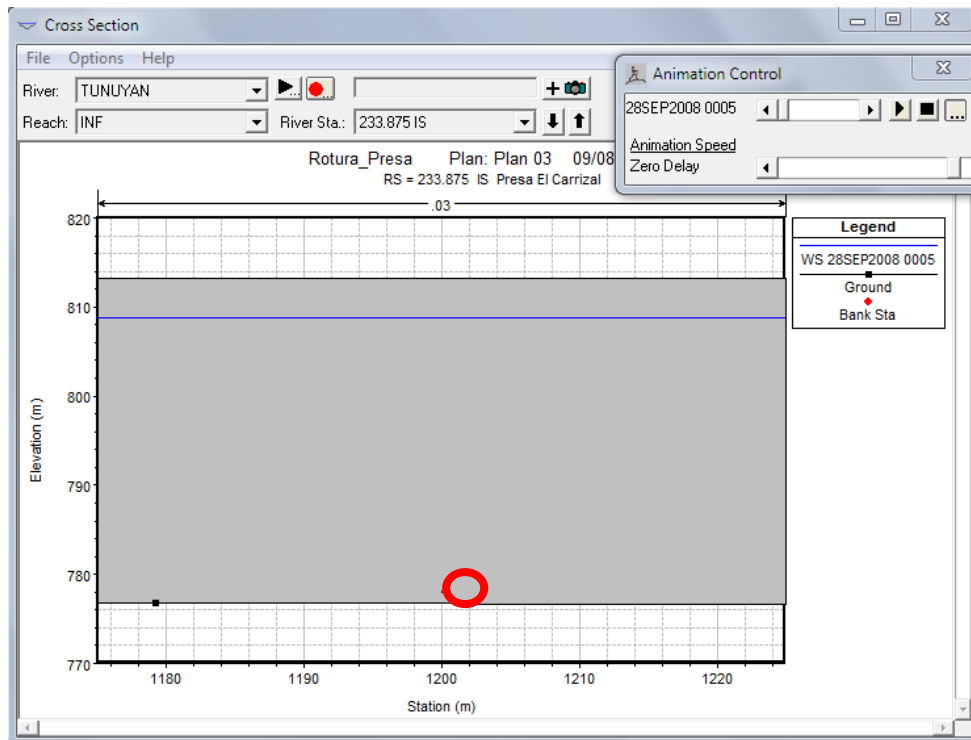


Figura 6.4.11. Tiempo= 00:05 aparece el inicio de la tubificación a cota 778

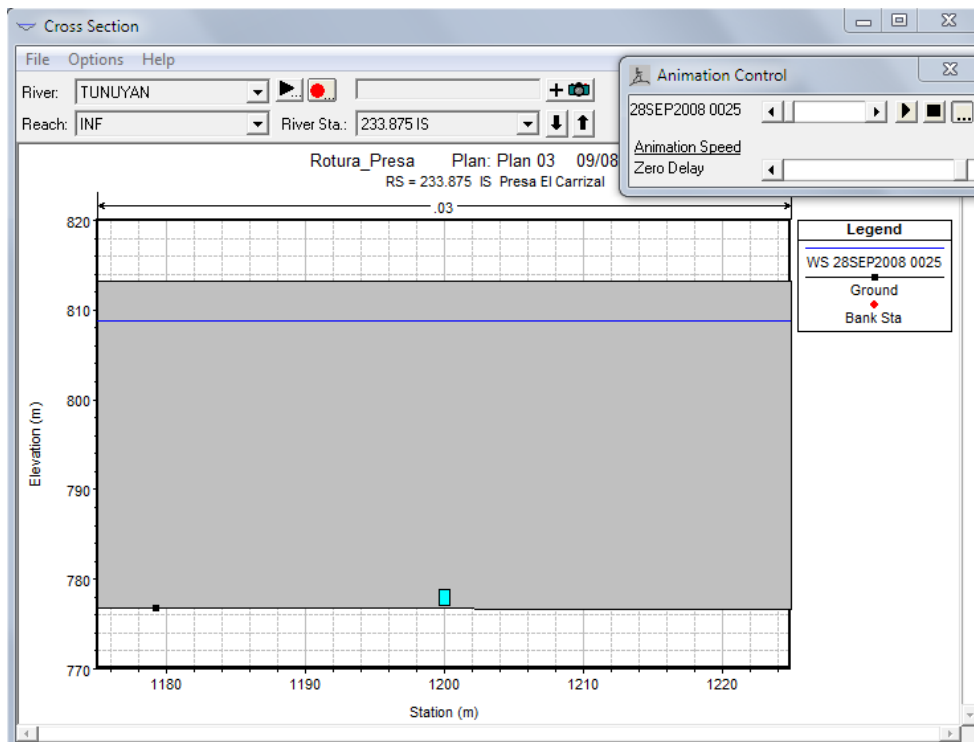


Figura 6.4.12. Tiempo= 00:25 borde inferior de la tubificación llega a cota 777

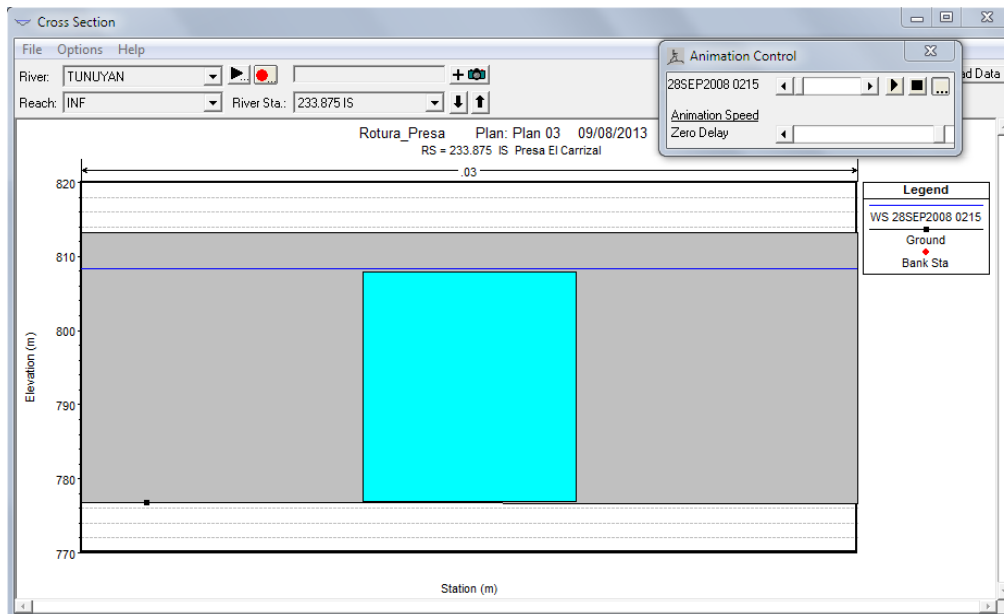


Figura 6.4.13. Tiempo= 02:15 el borde superior de la tubificación alcanza cota 807.93 con un ancho de 13.66 m

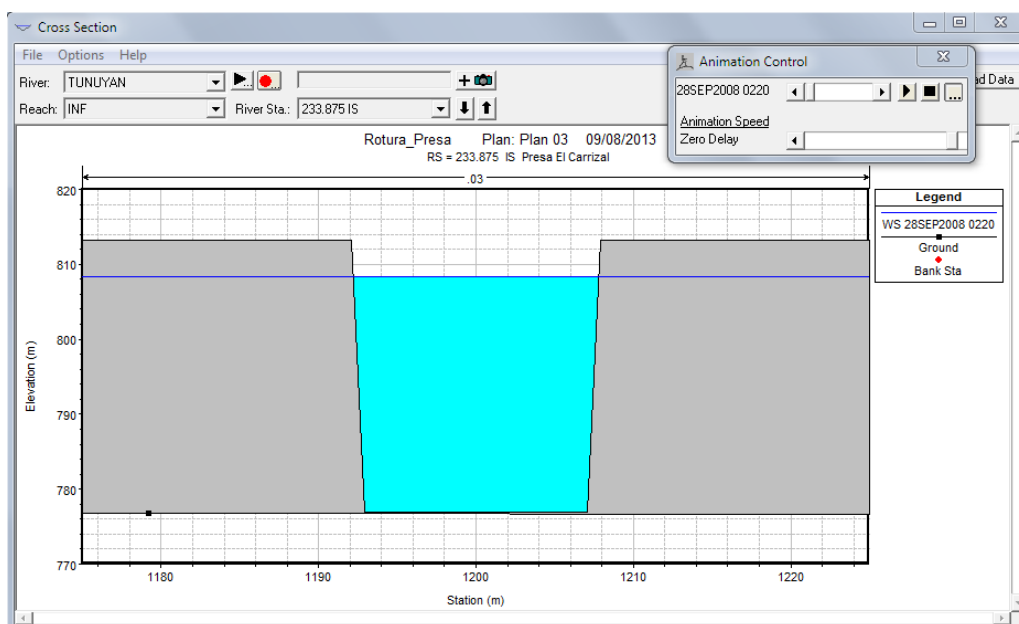


Figura 6.4.14. Tiempo= 02:20 se derrumba la parte superior de la tubificación y se produce una brecha a cielo abierto

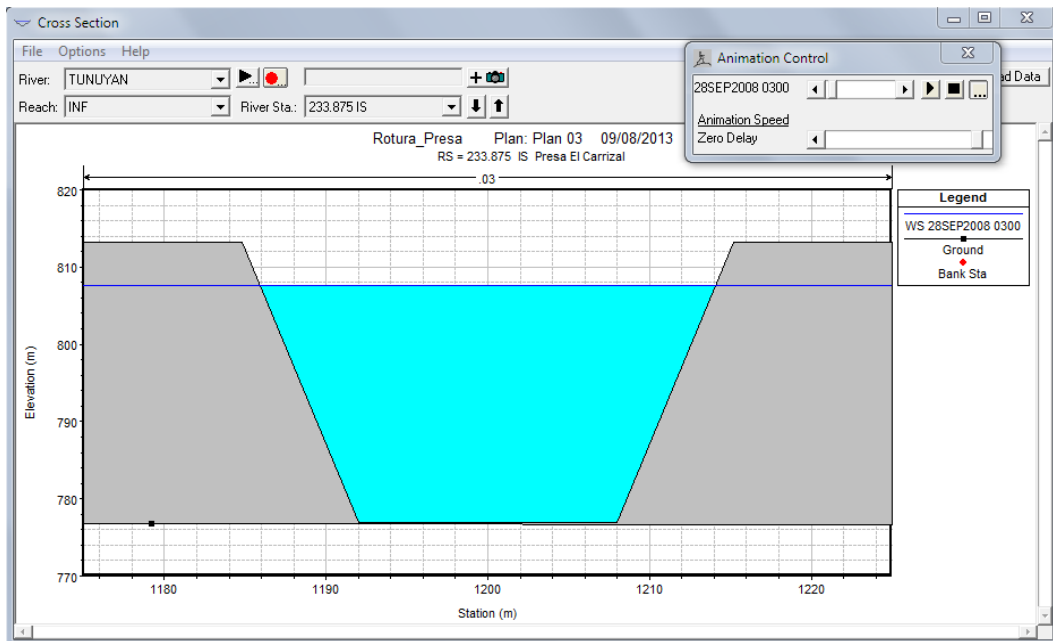


Figura 6.4.15. Tiempo= 03:00 la brecha trapezoidal queda desarrollada totalmente con $Z=0.2$ y $FBW=16\text{ m}$

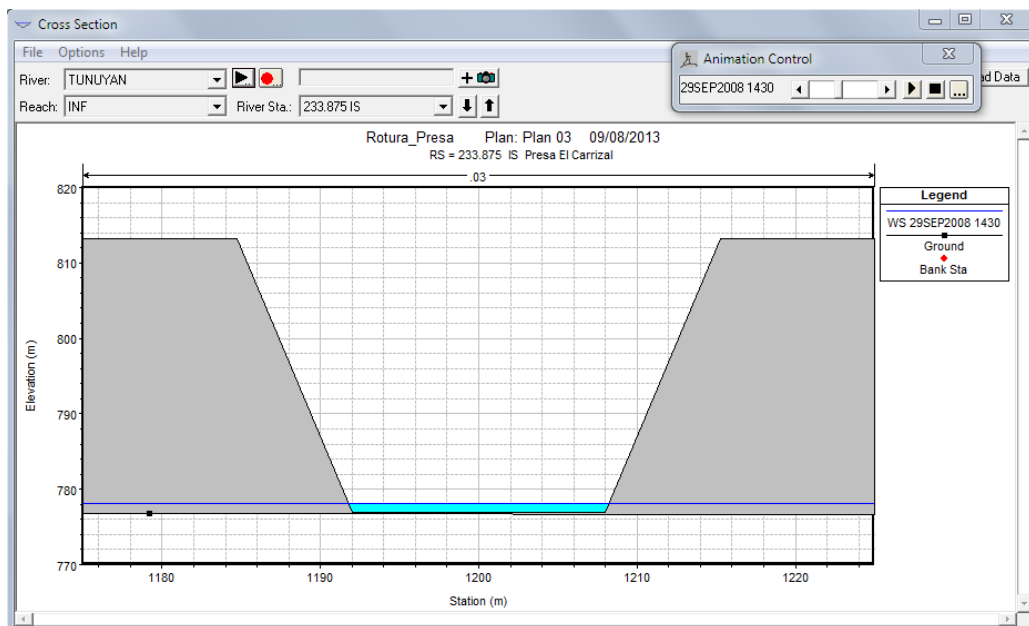


Figura 6.4.16. Tiempo= 38:30 el nivel del embalse llega a su nivel mínimo, cota 778.13

Este desarrollo también se puede visualizar en la Figura 6.4.17 donde se ha marcado el tiempo correspondiente a 135 min (02:15) que es cuando la tubificación alcanza su máximo desarrollo antes de abrirse la brecha.

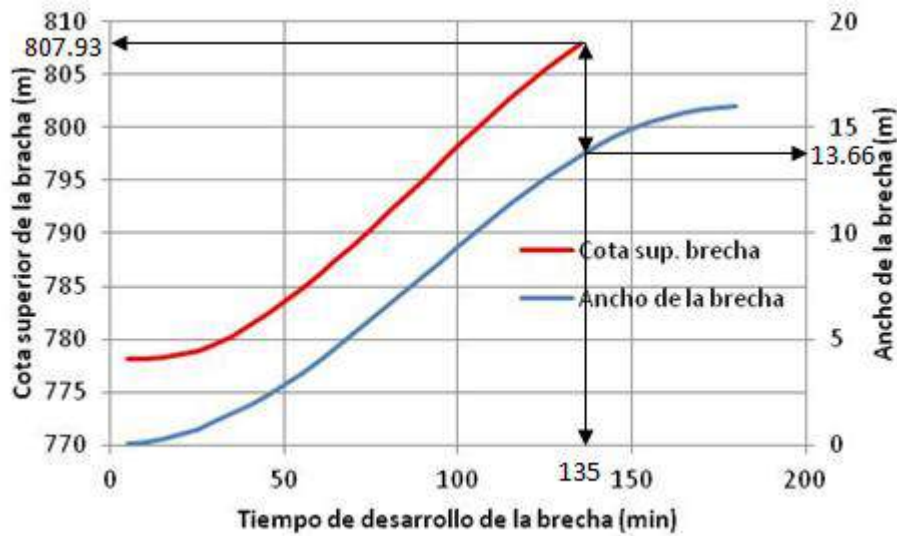


Figura 6.4.17. Desarrollo de la brecha

En la Figura 6.4.18 se puede visualizar la variación de los caudales erogados a través de la brecha y notar que a partir de los 115 min se produce una inflexión con cambio brusco de pendiente que está asociada al posterior derrumbe (135 min) de la parte superior de la tubificación y consecuente formación de la brecha. También se puede ver que es coincidente en ese tiempo (115 min) el comienzo de un brusco descenso del nivel de agua en el embalse.

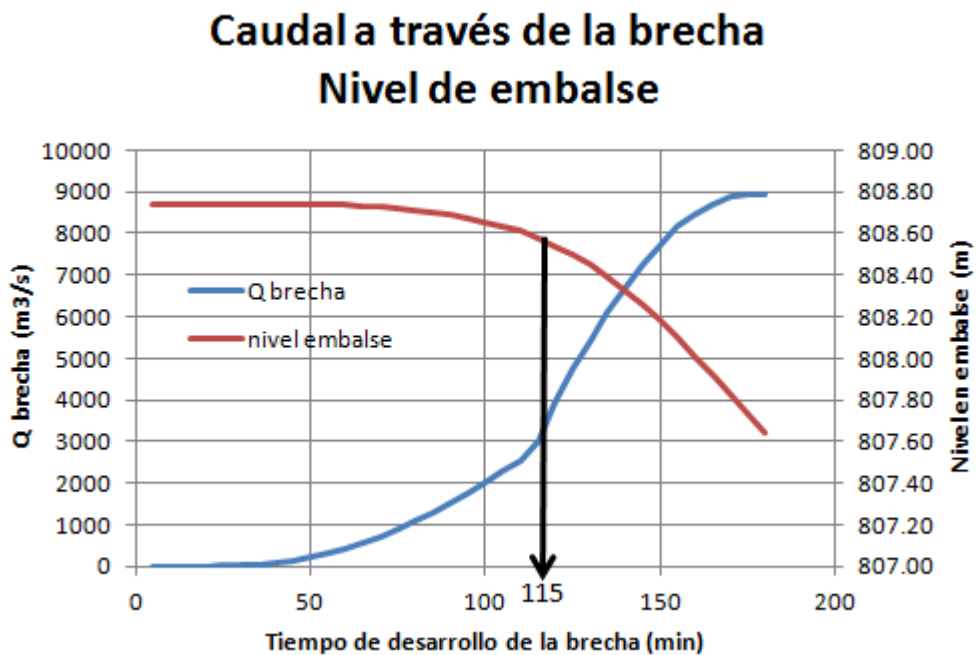


Figura 6.4.18 Caudales erogados a través de la brecha y variación del nivel de embalse

6.5. Modelación de la Onda Dinámica

La modelación de la propagación de una onda dinámica en ríos requiere resolver las ecuaciones del flujo variable del agua en lámina libre o ecuaciones de Saint Venant. Estas ecuaciones se deducen a partir de las leyes físicas de conservación que rigen el flujo de un fluido en general.

En general, en el análisis hidráulico de la onda de rotura coexisten simultáneamente tramos en los que los regímenes son subcrítico y supercrítico alternativamente, no manteniéndose constante en el tiempo la posición espacial de la transición. Como consecuencia, el modelo permite el análisis simultáneo de los regímenes subcrítico y supercrítico con transición no fija, salvo en casos muy especiales en que pueda establecerse a priori que no existe cambio de régimen o que éste se asocia a una sección determinada, constante en el tiempo.

Tratamiento de régimen rápidamente variable

Típicamente, en los casos de análisis de rotura rápida de presas, el frente de la onda de rotura está caracterizado por un régimen rápidamente variable en contraposición al gradualmente variable que se expresa mediante las ecuaciones de Saint Venant. Existen asimismo otros casos en que se presenta el régimen rápidamente variable, en general asociados a fenómenos locales (estructuras transversales al cauce o estrechamientos muy bruscos de éste)

HEC-RAS incorpora el tratamiento de la onda de choque (régimen rápidamente variable) y la alternancia de régimen crítico y subcrítico en su formulación mediante el método LPI (Local Partial Inertia), que añade un término a las ecuaciones para reducir los términos de inercia cuando el número de Froude se acerca a la unidad lo que genera un cambio de régimen y una posible discontinuidad. Este método hace posible que el modelo no se vuelva inestable ante una discontinuidad del flujo a costa de una pérdida de precisión de resultados donde ésta se produzca.

6.5.1. Áreas Inefectivas

HEC-RAS tiene la capacidad tanto de considerar llanuras de inundación mediante la creación de zonas “ineffective flow” (zonas donde el agua es almacenada pero no fluye) como de considerar aproximaciones quasibidimensionales mediante estructuras laterales (“lateral structure”), áreas de almacenamiento de agua (“storage areas”) y conexiones entre éstas áreas (“storage area connection”).

Para el presente estudio se utilizaron los métodos de áreas inefectivas considerando y colocando en las secciones umbrales en función de la posibilidad de conexión hidráulica con la sección anterior y posterior.

Además se utilizaron estructuras laterales ficticias, en los casos donde las planicies de inundación tenían pendiente negativa, de forma de cuantificar los caudales de fuga.

6.5.2. Tratamiento de lecho móvil

Aún cuando la consideración de los procesos de erosión-sedimentación asociados a la onda de rotura debe representar una mayor aproximación al análisis hidráulico respecto a la consideración de un análisis con lecho fijo, este último tipo de análisis es a menudo conservador y, por otra parte, los modelos de lecho móvil son todavía excesivamente complejos, de difícil aplicación a situaciones reales y no están implementados en los programas de cálculo accesibles.

Por las razones anteriores, se considera suficiente la utilización de modelos con lecho fijo, si bien en los casos en que sea de prever una incidencia importante de los procesos de erosión-sedimentación deberán analizarse cualitativamente y de forma aproximada sus efectos.

6.5.3. Vertederos laterales

Se evidenciaron perfiles transversales donde el nivel hidráulico desbordaba la planicie de inundación superando los límites del DEM.

Para resolver esta situación, se colocaron vertederos laterales (ficticios) para cuantificar el caudal que escapa del cauce.

Se contrastó con imágenes satelitales y análisis del DEM para evaluar la posibilidad de reingreso del caudal de desborde mencionado en una sección aguas abajo posterior al vertedero.

En los puntos 6.6.2.1 se muestran estos casos, donde se evidencian y cuantifican las fugas de caudales y su reingreso.

6.5.4. Criterio de interpolación de perfiles transversales (Δx)

Las distancias entre secciones son importantes para garantizar la estabilidad del sistema, de manera que los tramos con mayores pendientes, suelen requerir menores espaciamientos de perfiles transversales.

El criterio para establecer la separación de los perfiles transversales fue el de corroborar la condición de Courant en cada sección. Del modelo digital de elevaciones se extrajeron perfiles cada 1000 m, y luego fueron incorporados perfiles o secciones interpoladas.

La condición de Courant establece que:

$$V_w \frac{\Delta T}{\Delta X} \approx f \frac{Q}{A} \frac{\Delta T}{\Delta X} \leq 1$$

Siendo:

- V_w : La velocidad media del cauce
- ΔT : El intervalo de tiempo de cálculo
- ΔX : La distancia entre secciones
- Q: Caudal
- A: Area de flujo

Se indica que $f= 1,5$ para una sección natural y $f=1.67$ para una sección rectangular ancha.

Finalmente se determinó que para cumplir la condición de Courant, las secciones interpoladas cumplen para $\Delta X= 280$ m.

Según Blade, 2005, la condición de Courant es bastante restrictiva, sugiriendo una relación empírica en función del tiempo al pico del hidrograma de crecida (en este estudio $T_p=3$ hs), y estable que:

$$\Delta t \leq \frac{T_p}{20} = 9 \text{ minutos.}$$

En el punto 6.5.7 se indica que el intervalo temporal de cálculo fue de 30 segundos.

6.5.5. Condiciones iniciales (flujo inicial)

Como condición inicial se ha fijado un caudal de base de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ debido a que si se consideraban caudales con valores bajos, se producía una inestabilidad en las ramas descendentes de los hidrogramas transitados, que imposibilitaba la finalización de los procesos iterativos de cálculo.

6.5.6. Condiciones de borde

En primera instancia se modeló el sistema completo, es decir, el modelo geométrico desde la presa (progr. 232 km) hasta la progresiva 0 km.

Al no poder estabilizar el modelo para transitar la onda por rotura de presa, se decidió confeccionar un segundo modelo que no incluyera la presa, pero con la incorporación de una condición de borde inicial aguas arriba, a través del hidrograma de rotura en la primer sección, para luego transitar dicha onda de crecida.

Como condición de borde de aguas abajo, se consideró una altura normal con pendiente de fondo de 0.6%.

6.5.7. Estabilidad del modelo

Los factores que intervienen en la estabilidad del modelo son:

1. **Distancia entre secciones transversales:** a menor distancia entre secciones, mayor estabilidad del modelo a costa de más tiempo de cálculo. Además, la distancia entre secciones cumplió la condición de Courant indicada anteriormente en 6.5.4.

2. **Intervalo de cálculo:** a menor tiempo mayor estabilidad y mayor tiempo de cálculo, pero esta relación no es tan directa. Se han probado distintas configuraciones para estabilizar el modelo, hasta llegar a un intervalo de cálculo óptimo de 30 segundos. Para la graficación y tabulación de resultados se consideró un intervalo de salida de 10 y 20 minutos, tal como lo indica la figura 6.4.19.

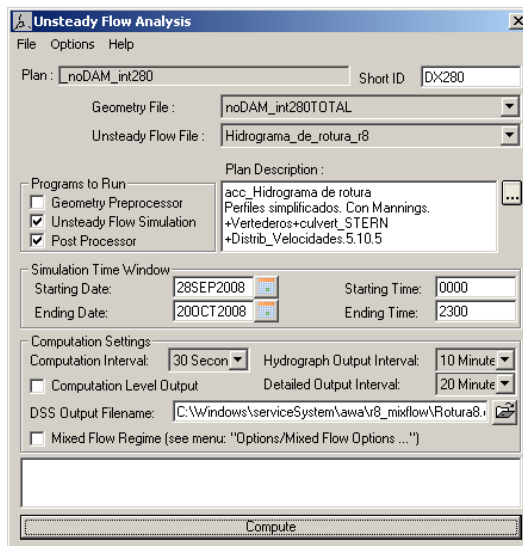


Figura 6.4.19 Parámetros de cálculo

3. **Período de “Warm up”** Una de las opciones de HEC RAS, consiste en una aproximación a la solución final mediante una simulación previa en régimen permanente. Se ha podido comprobar que esta es una herramienta muy útil para conseguir un modelo estable.

4. **Local Partial Inertia (LPI):** HEC-RAS incorpora el tratamiento para resolver inestabilidades provocadas por la onda de choque en su formulación mediante el Local Partial Inertia (LPI); este método incluye en su formulación el factor “*Exponent for Froude number reduction factor*” (factor m), donde un valor de $m=1$ nos dará resultados más estables pero menos precisos. En las primeras corridas y hasta que se estabilizó el modelo, se utilizó un valor de $m=1$, que luego se fue aumentando para ganar precisión en los resultados. Se llegó hasta un máximo de $m=10$ no pudiendo alcanzar el valor umbral de $m=128$. Otro parámetro es el umbral de eliminación de términos de aceleración, que se fijó en 0.9.

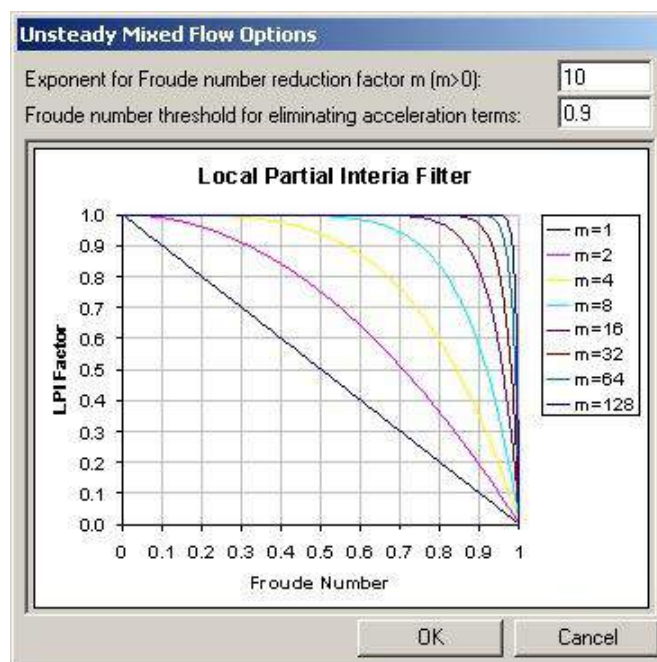


Figura 6.4.20: Opciones de cálculo para flujo mixto impermanente

5. **“Theta weighting factor”** Es un factor de ponderación que se aplica a las ecuaciones en diferencia finitas (esquema de Preissman) usadas para el cálculo en régimen variable para conseguir un modelo más estable. Podemos fijar el valor de este factor entre 0,6 y 1. Un valor de 1 dará resultados lo más estables posible y un valor de 0,6 dará resultados lo más precisos posible. Al igual que el parámetro anterior, durante la etapa de estabilización del modelo, se utilizó un valor $\theta = 1$, que luego fue bajando hasta un umbral de $\theta = 0.85$.

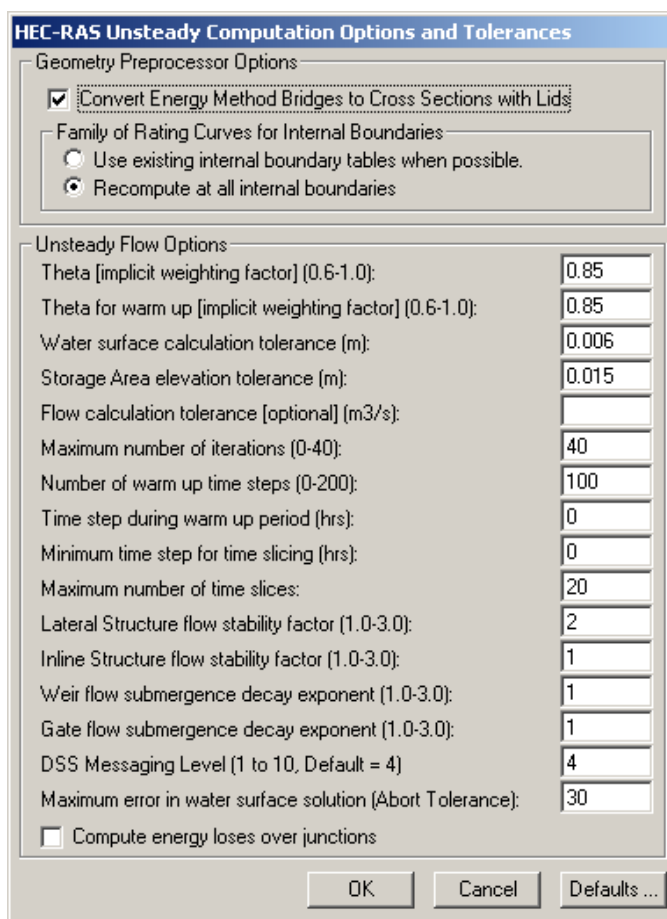


Figura 6.4.21. Tolerancias y opciones de cálculo

6. **“Weir and Spillway stability factors”** Los vertederos laterales y obras de arte transversales al cauce pueden ser una fuente de inestabilidades. Dentro de las opciones y tolerancias de cálculo de HEC RAS, existen dos parámetros que pueden suavizar las inestabilidades reduciendo la precisión de los caudales de cálculo en esas secciones. El uso de estos factores puede reducir la precisión de los resultados. Si fijamos el valor de estos factores a 1 la solución será la más precisa. Si aumentamos el valor de este factor hasta un valor máximo de 3 estaremos aumentando la estabilidad del modelo a base de una reducción de precisión.

La estabilidad del modelo se consiguió con valores de 1 para estructuras en línea (puentes, alcantarillas y diques) y un valor de 2 para las estructuras laterales (vertederos laterales).

7. **“Weir and Spillway submergence factors”** Cuando una obra de arte (como un puente) está sumergida, comienza a funcionar como vertedero, lo que puede dar problemas de estabilidad. Un valor de 1

en estos factores, daría la solución más precisa. Si aumentamos el valor de este factor hasta un valor máximo de 3 estaremos aumentando la estabilidad del modelo y disminuyendo la precisión. Al estabilizar el modelo, se asignaron factores de 1.

8. Tolerancias: Dos tolerancias tienen influencia en la convergencia de resultados en cada sección, la primera es la tolerancia de calado o tirante, que se estableció en 0.006 m. Se observó que a medida que se disminuía la tolerancia, se forzaba al proceso iterativo a llegar hasta la máxima cantidad de iteraciones (establecida en 40) y esto producía que se estabilizara el modelo y avanzara el caudal pico hasta las secciones más bajas.

La otra tolerancia tiene que ver con la relación área de almacenamiento vs cota, valor que se dejó por defecto en 0.015 m.

6.5.8. Verificación volumétrica de la onda de rotura

La modelación hidráulica del tramo de estudio mostró determinadas inconsistencias en el modelo de elevación obtenido de imágenes satelitales ASTER GDEM. Estas inconsistencias se tradujeron en manchas de inundación laterales por fuera de los elementos de borde (levees) propios del software HEC-RAS, que fueron detectadas posteriormente al mapeo de resultados sobre el software arcGIS.

Una de las validaciones realizadas fue un control volumétrico de la onda de crecida por rotura de presa teniendo en consideración las fugas de caudales en las secciones detectadas.

Con el objeto de cuantificar estas fugas laterales, y haciendo uso de los elementos de modelación que permite HEC-RAS, se colocaron cuatro (4) estructuras laterales en los sectores en fuga, a saber:

1-Progresiva 14.90 a 20.40, (XS 218.84 a 213.34)

Tipo de fuga: Fuga de caudales por margen izquierda *con reingreso* de caudales aguas abajo del sector de escape.

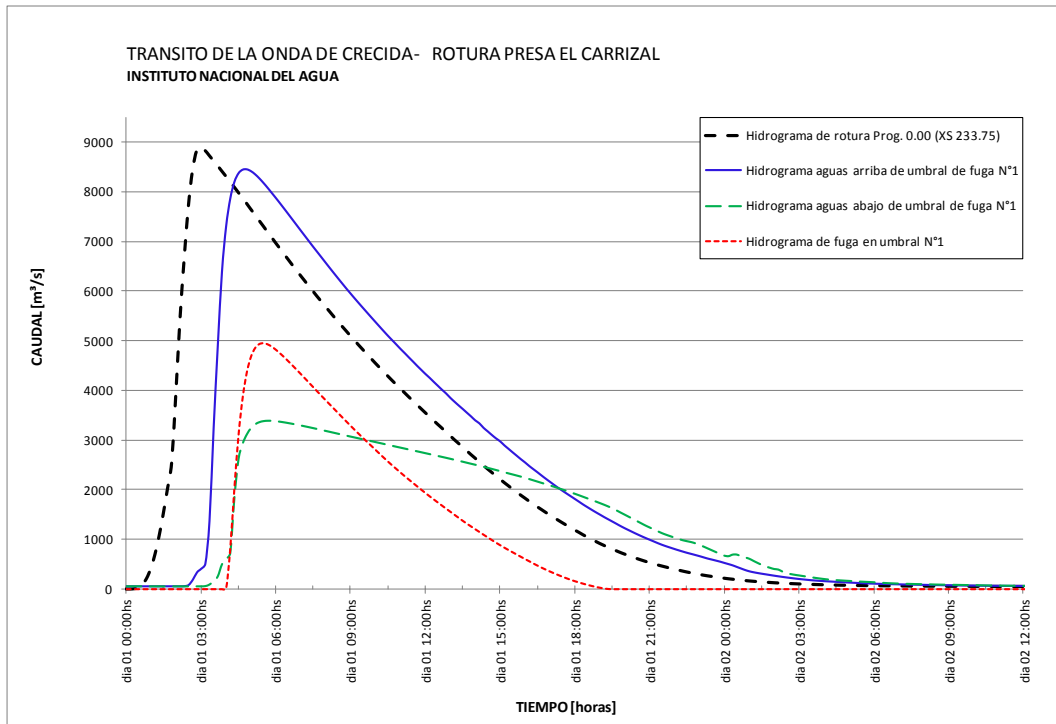


Figura 6.4.22: Tránsito de la onda de crecida, Hidrogramas de fuga

PROG. 14.90 a 20.40	Caudal [m ³ /s]	FECHA	VOLUMEN [1000 m ³]
Fuga	4956.6	dia 01 05:30hs	120104.92
Sección Aguas Arriba	8441.25	dia 01 04:50hs	388104.1
Sección Aguas abajo	3384.05	dia 01 05:40hs	267899.84

2-Progresiva 61.50 a 62.20, (XS 172.30 a 171.58)

Tipo de fuga: Fuga de caudales por margen derecha con salida del sistema.

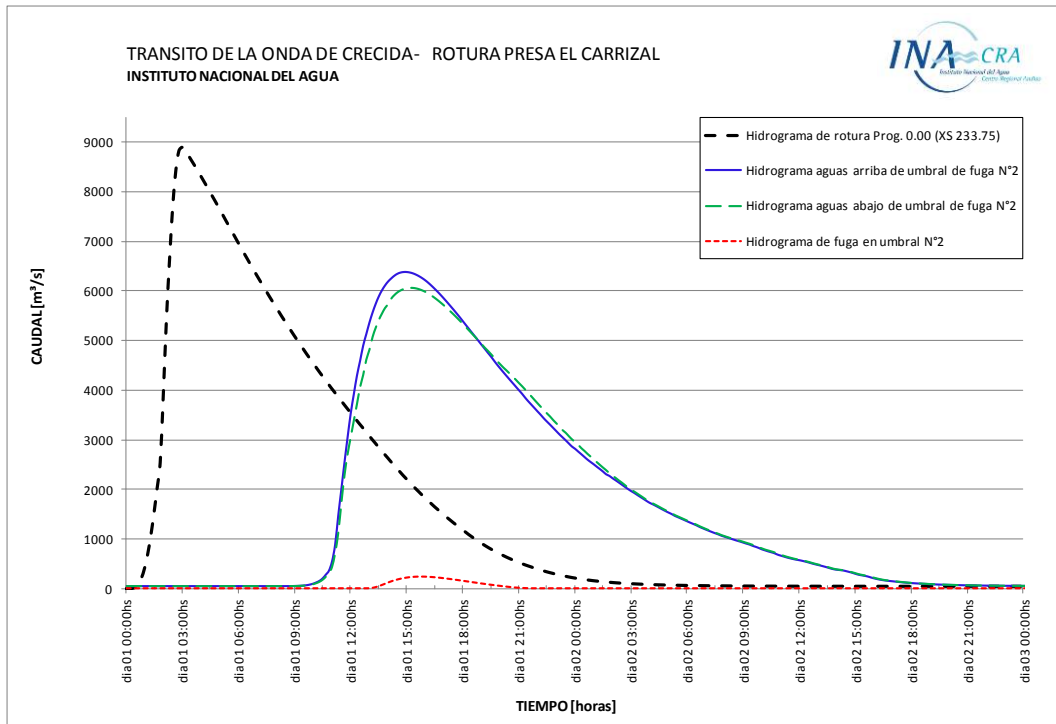


Figura 6.4.22: Tránsito de la onda de crecida, Hidrogramas de fuga

PROG. 61.50 a 62.20	Caudal [m³/s]	FECHA	VOLUMEN [1000 m³]
Fuga	244.08	dia 01 15:50hs	4017.8
Sección Aguas Arriba	6375.72	dia 01 14:50hs	383911.53
Sección Aguas abajo	6063.66	dia 01 15:10hs	379908.34

3-Progresiva 62.40 a 64.40, (XS 171.34 a 169.39)

Tipo de fuga: Fuga de caudales por margen derecha con salida del sistema.

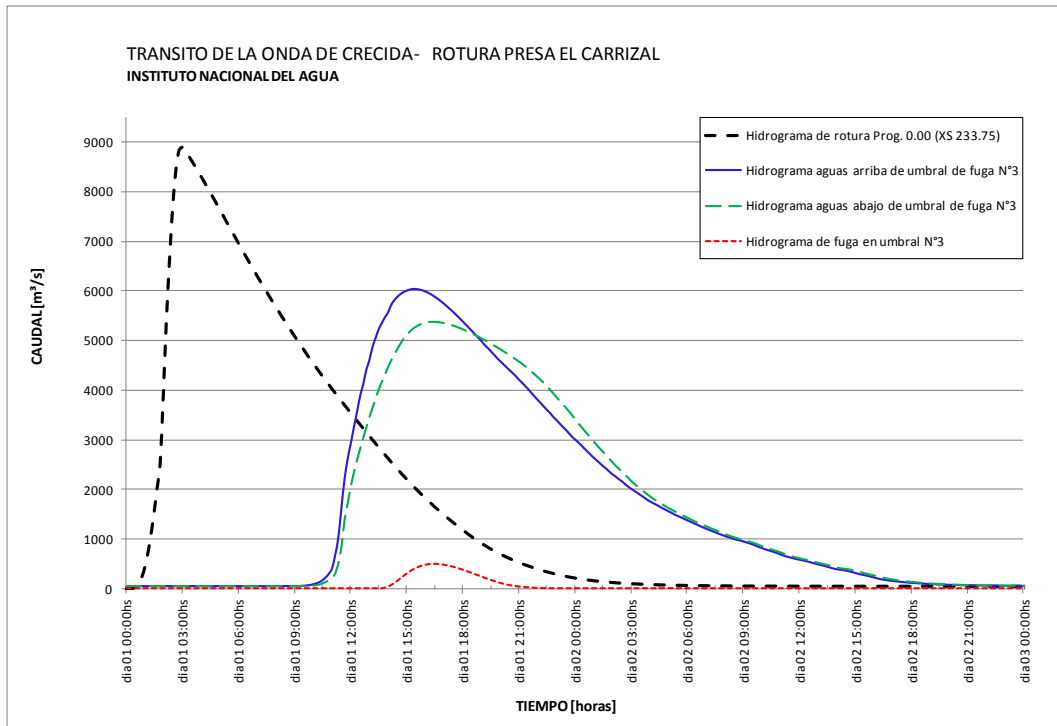


Figura 6.4.22: Tránsito de la onda de crecida, Hidrogramas de fuga

PROG. 62.40 a 64.40	Caudal [m³/s]	FECHA	VOLUMEN [1000 m³]
Fuga	504.15	dia 01 16:30hs	7527.49
Sección Aguas Arriba	6036.79	dia 01 15:20hs	379903.06
Sección Aguas abajo	5381.82	dia 01 16:20hs	372343.14

4-Progresiva 162.40 a 166.00 (XS 71.33 a 67.73)

Tipo de fuga: Fuga de caudales por margen izquierda con salida del sistema.

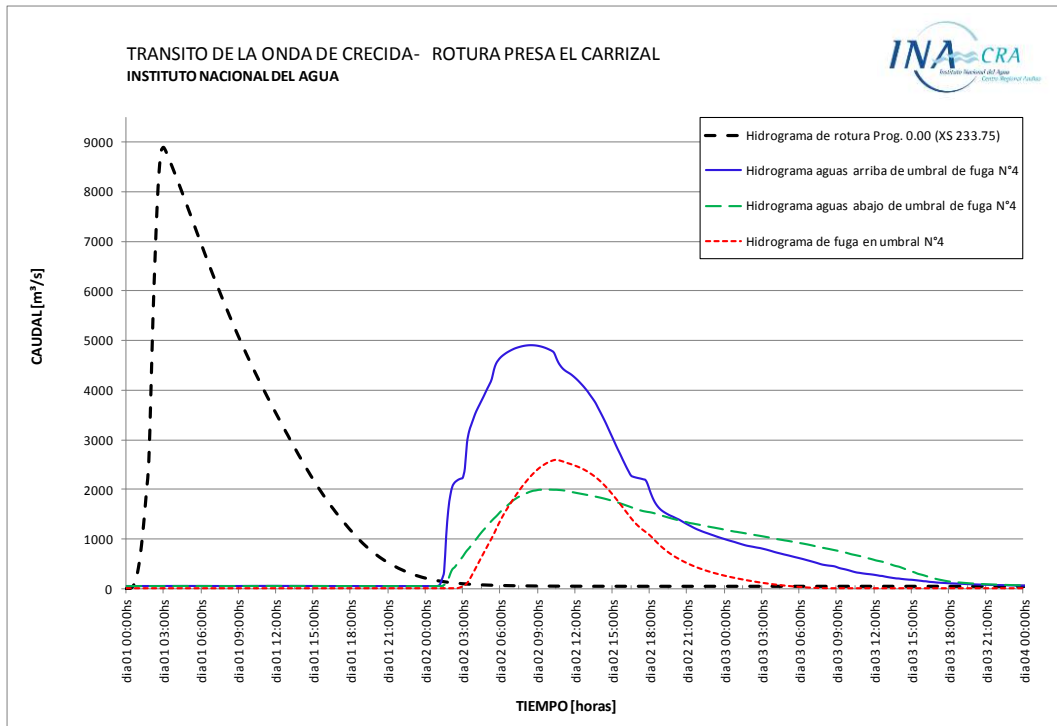


Figura 6.4.22: Tránsito de la onda de crecida, Hidrogramas de fuga

PROG. 162.40 a 166.00	Caudal [m³/s]	FECHA	VOLUMEN [1000 m³]
Fuga	2589.26	dia 02 09:40hs	109589.56
Sección Aguas Arriba	4916.65	dia 02 08:30hs	371888.63
Sección Aguas abajo	1996.62	dia 02 09:50hs	262276.62

Los gráficos anteriores muestran el hidrograma al inicio y al final de la estructura lateral que simula el umbral de fuga de caudales. De acuerdo al detalle expuesto y a modo de control se realizó un balance de volúmenes consistente en:

- 1- Cálculo del volumen correspondiente a hidrograma de rotura de presa.

$$\text{Volumen1 (Prog. 0,00)} = 388327.37 [1000\text{m}^3]$$

- 2- Cálculo de volumen correspondiente a hidrograma al final del tramo en estudio.

$$\text{Volumen2 (Prog. 233.75)} = 262353.49 [1000\text{m}^3]$$

- 3- Cálculo de volúmenes fugados (reingresados o salientes del sistema)

$$\text{Volumen3} = \text{Volumen en umbral N}^\circ 1 = 120104.92 [1000\text{m}^3] \quad \text{Reingresado al sistema.}$$

$$\text{Volumen4} = \text{Volumen en umbral N}^\circ 2 = 4017.8 [1000\text{m}^3] \quad \text{Fuera del sistema.}$$

Volumen5 = Volumen en umbral N°3 = 7527.49 [1000m³] Fuera del sistema.
Volumen6 = Volumen en umbral N°4 = 109589.56 [1000m³] Fuera del sistema.

- 4- Cierre de volúmenes por diferencia de los anteriores debiéndose cumplir Volumen1 - Fugas = Volumen2.

Fugas Acumuladas = Volumen4 + Volumen5 + Volumen6 = 121134.85 [1000m³]
 Las cuales representan un 31.19% del Volumen1 en la rotura de la presa.

Volumen1 – Fugas Acumuladas = 388327.37 [1000m³] - 121134.85 [1000m³] = 267192.52 [1000m³]

Es lo que debería llegar a la Prog. 233.75.

Volumen2 (Prog. 233.75) = 262353.49 [1000m³]

Es lo que realmente llega a la Prog. 233.75.

Diferencia volumétrica = 4839.03 [1000m³]

Se puede concluir que esta diferencia representa un 1.25% del Volumen1 en la rotura de la presa.

6.6. Análisis de los Resultados de la Modelación

En base a la información que produce el software de HEC-RAS en forma de tablas o gráficos se hizo un análisis detallado de la respuesta hidráulica del cauce del Río Tunuyán a la crecida generada por la rotura de la presa El Carrizal.

6.6.1. Descripción general del paso de la onda de crecida

En la Figura 6.6.1 se pueden visualizar los N° de Froude a lo largo del cauce simulado. Se puede observar que, salvo el tramo de progresivas 110 a 50 km, se mantienen por debajo del valor 1 para el máximo caudal de la crecida y en consecuencia en un régimen preponderantemente subcrítico.

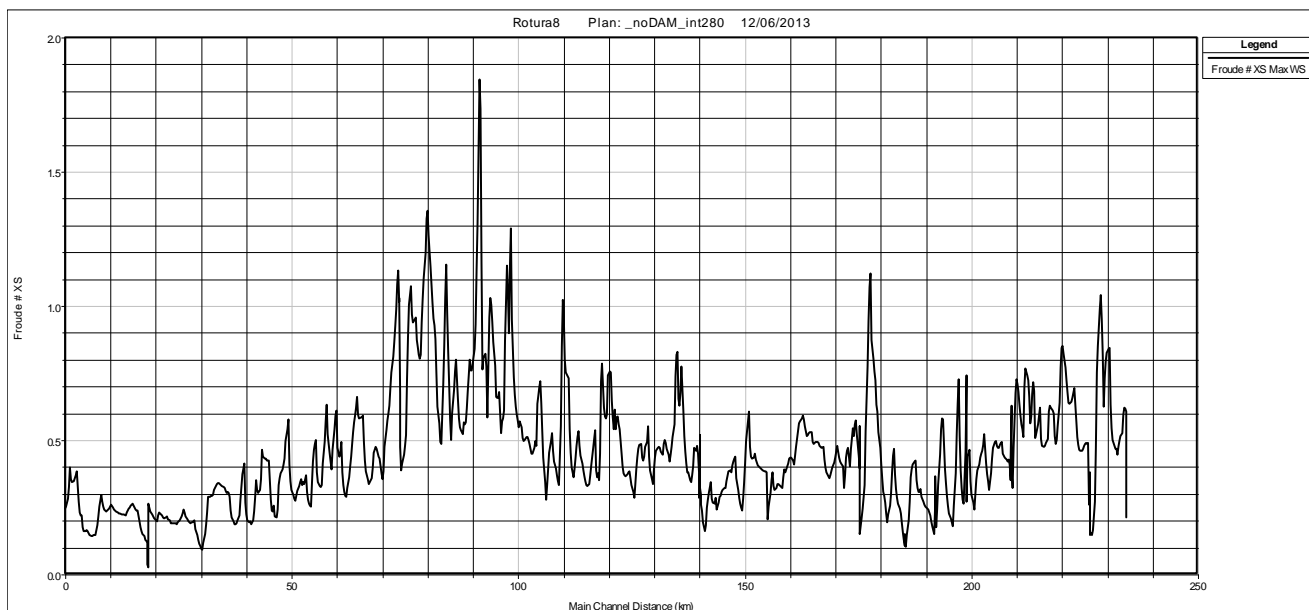


Figura 6.6.1 Distribución espacial de Nº de Froude a lo largo del cauce simulado

En la Figura 6.6.2 se detalla el tramo de progresivas 110 a 50 km donde se puede observar que en varias secciones se produce régimen supercrítico (N° de Froude >1). Esto es debido a que en este tramo las rugosidades bajan notablemente a valores inferiores a 0.030, con el consecuente aumento de las velocidades.

Esta circunstancia también puede ser visualizada en el perfil longitudinal de la superficie libre del agua (Figura 6.6.3) donde, en el tramo mencionado se ve que los tirantes de agua coinciden con el tirante crítico.

Este comportamiento es generalizado para el resto de los caudales que componen el hidrograma de la crecida.

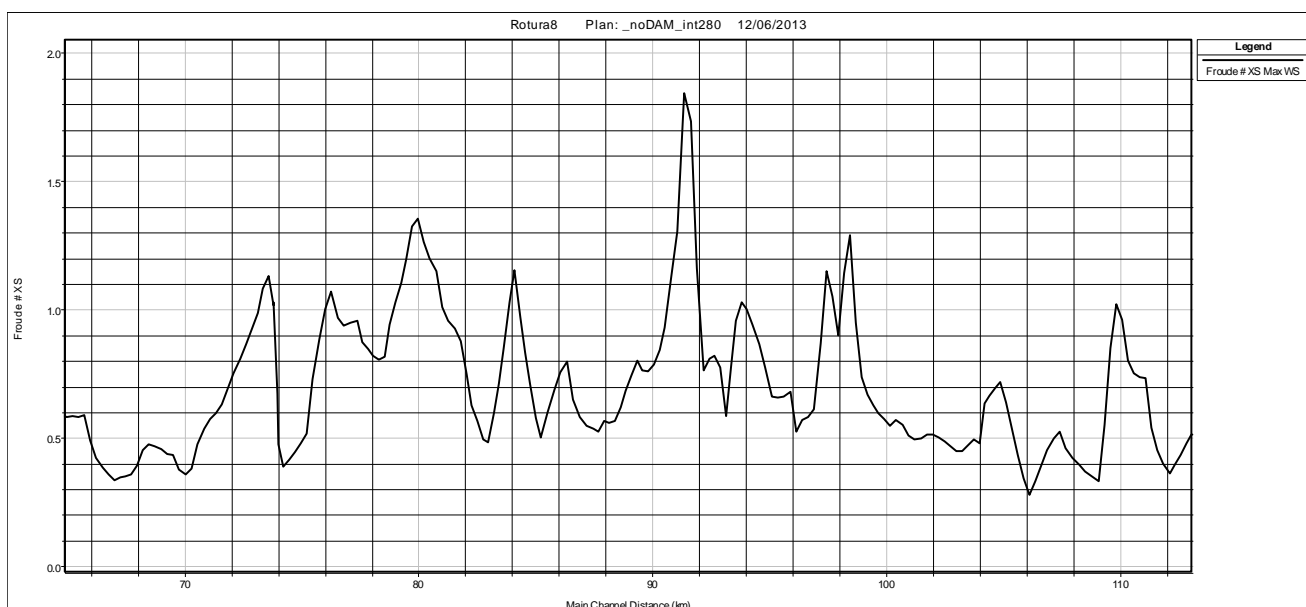


Figura 6.6.2 Distribución espacial de Nº de Froude entre progresivas 110 y 50 km

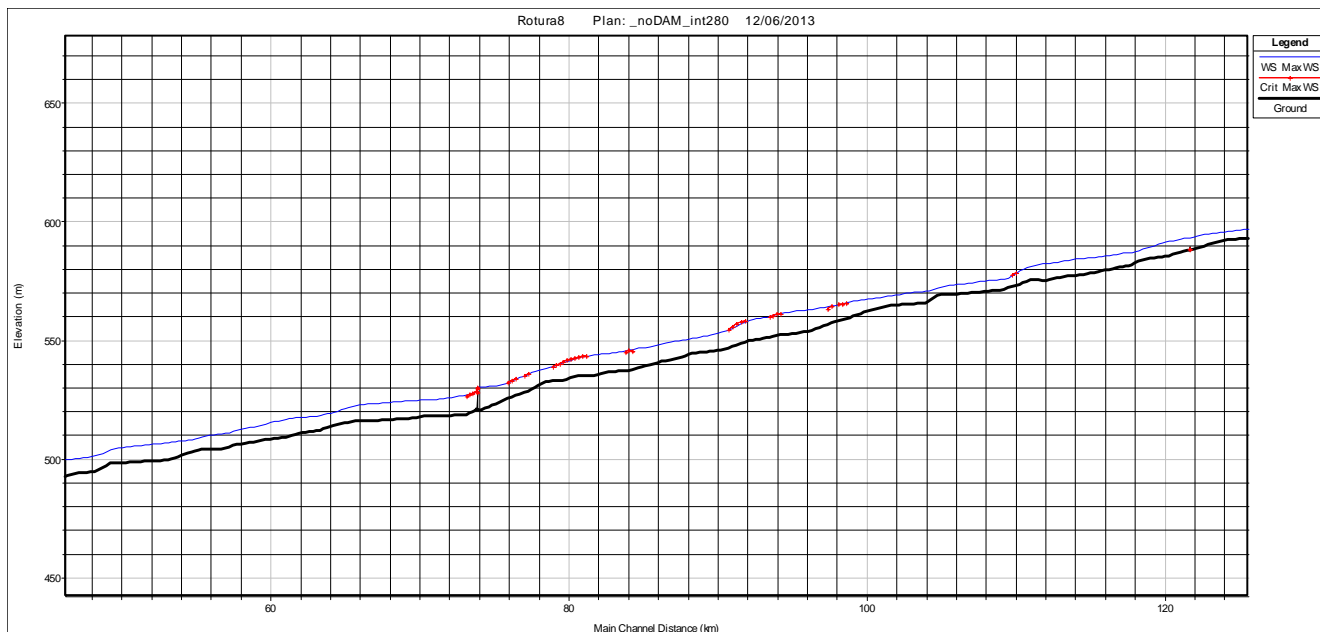


Figura 6.6.3 Perfil longitudinal de la superficie libre de agua para el máximo caudal de la crecida

Otro aspecto de resaltar en la respuesta hidráulica del cauce es la abrupta disminución de los caudales de la crecida propagados a lo largo del cauce que se produce en las inmediaciones de la progresiva 67 km y que se visualiza, para el caso del caudal máximo, en la Figura 6.6.4. Esto tiene su explicación en que en la mencionada progresiva comienza una zona con características de gran ancho de planicie inundable como se puede ver en la Figuras 6.6.5 lo cual produce una acentuada amortiguación de la crecida (Figura 6.6.6)

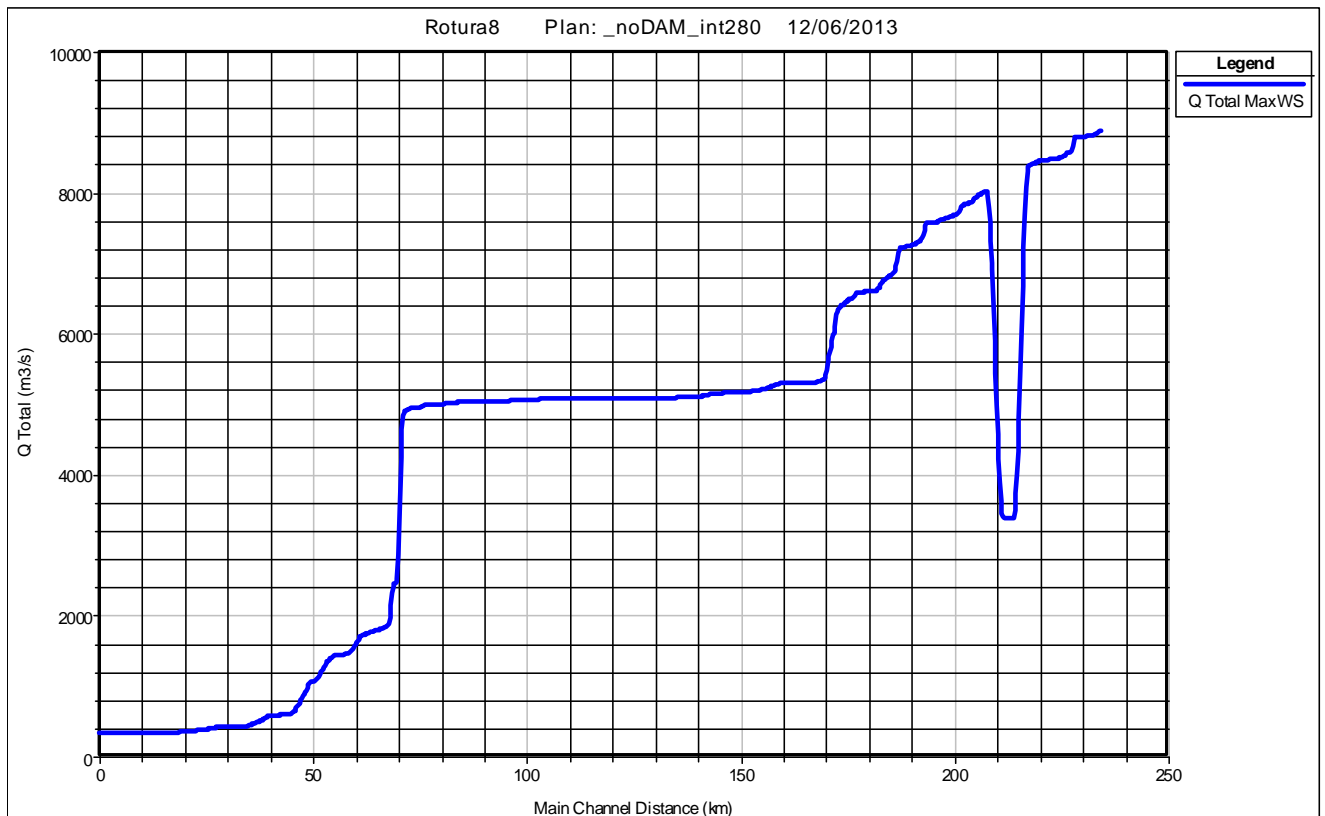


Figura 6.6.4 Distribución espacial del caudal máximo de la crecida a lo largo del cauce del Río Tunuyán

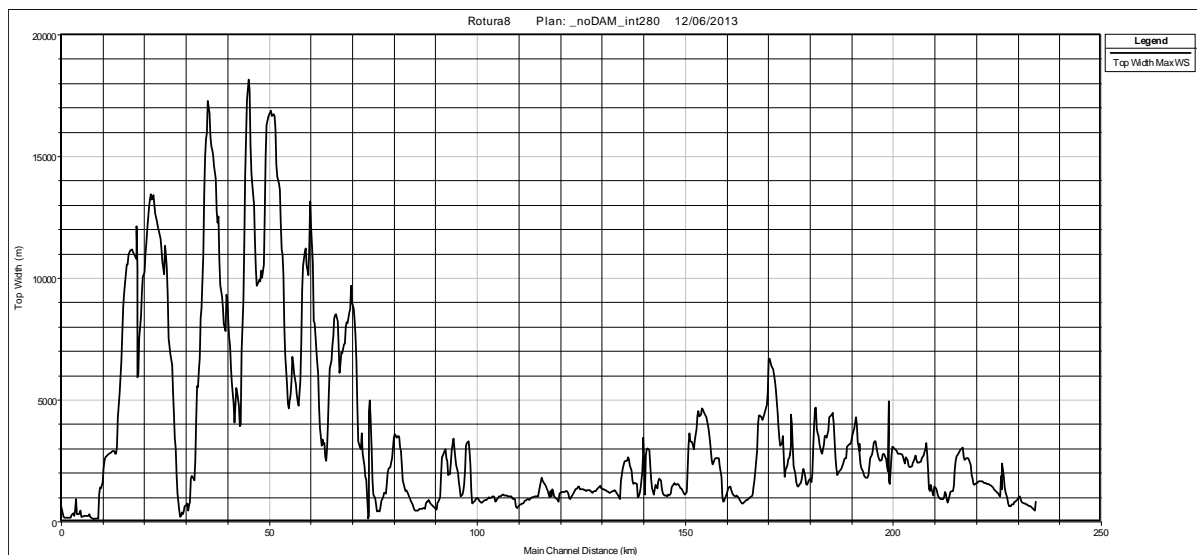


Figura 6.6.5 Distribución espacial de los anchos superficiales correspondientes al caudal máximo de la crecida a lo largo del cauce del Río Tunuyán

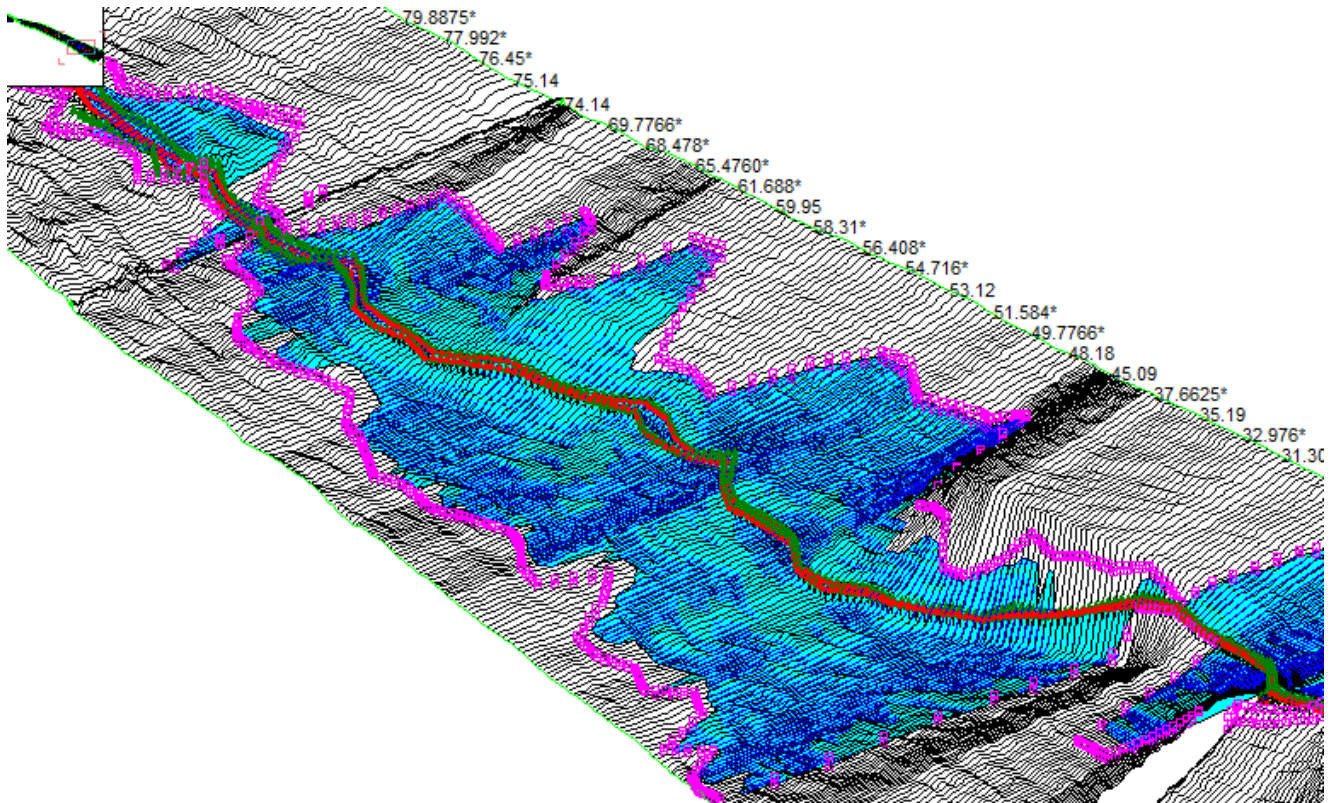


Figura 6.6.6 Vista en perspectiva de la modelación del cauce del Río Tunuyán para el caudal máximo de la crecida. Muestra la amortiguación del hidrograma entre las progresivas 67 y 44 km

Con respecto a las velocidades, se puede ver en la Figura 6.6.7 que, al igual de lo que ocurre con los Nº de Froude, entre las progresivas 110 y 50 km se produce un significativo aumento de este parámetro por igual causa: disminución de los coeficientes de rugosidad. En el resto del cauce las velocidades oscilan en el orden de 2 m/s para el caudal máximo de la crecida. En el Anexo IX se adjuntan los mapas de velocidades correspondientes al caudal máximo.

Esto es congruente con lo que se puede observar en la Figura 6.6.8 en la cual se pueden distinguir dos tramos de distintas velocidades:

- desde el extremo de aguas abajo hasta 50 km aguas arriba con una velocidad media de 1.11 m/s
- desde la progresiva 50 km hasta el extremo de aguas arriba con una velocidad media de 2.1 m/s

El caudal máximo recorre el cauce en un tiempo de 36:45 hr.

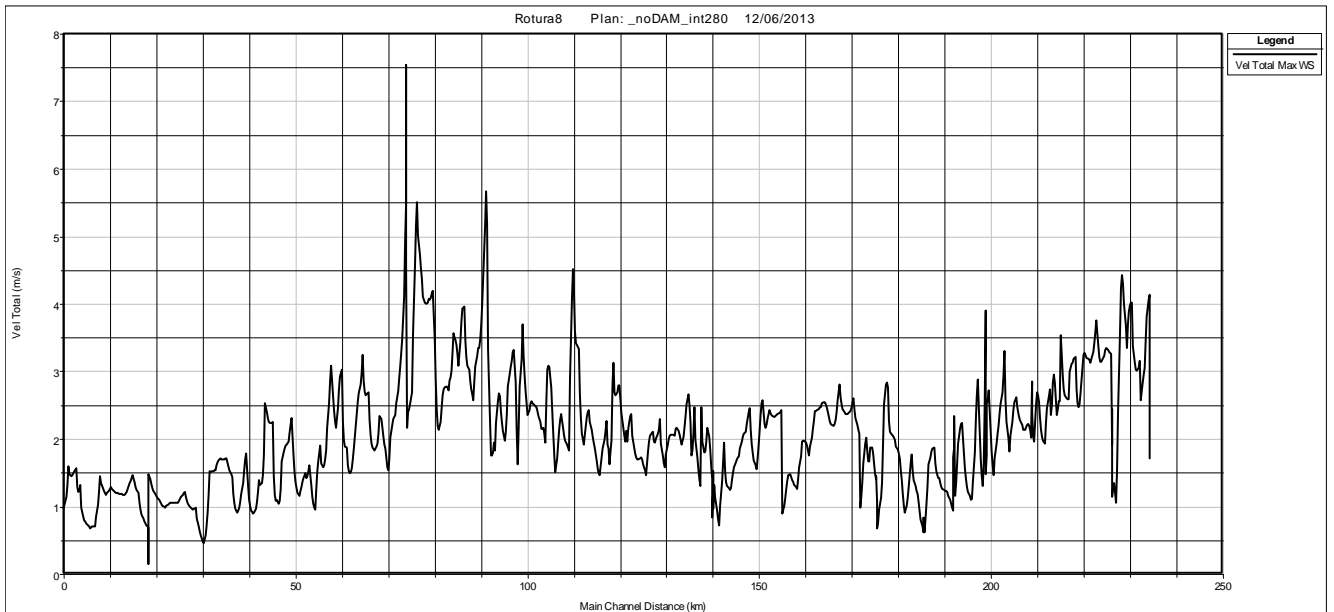


Figura 6.6.7 Distribución espacial de las velocidades en el caso del caudal máximo de la crecida

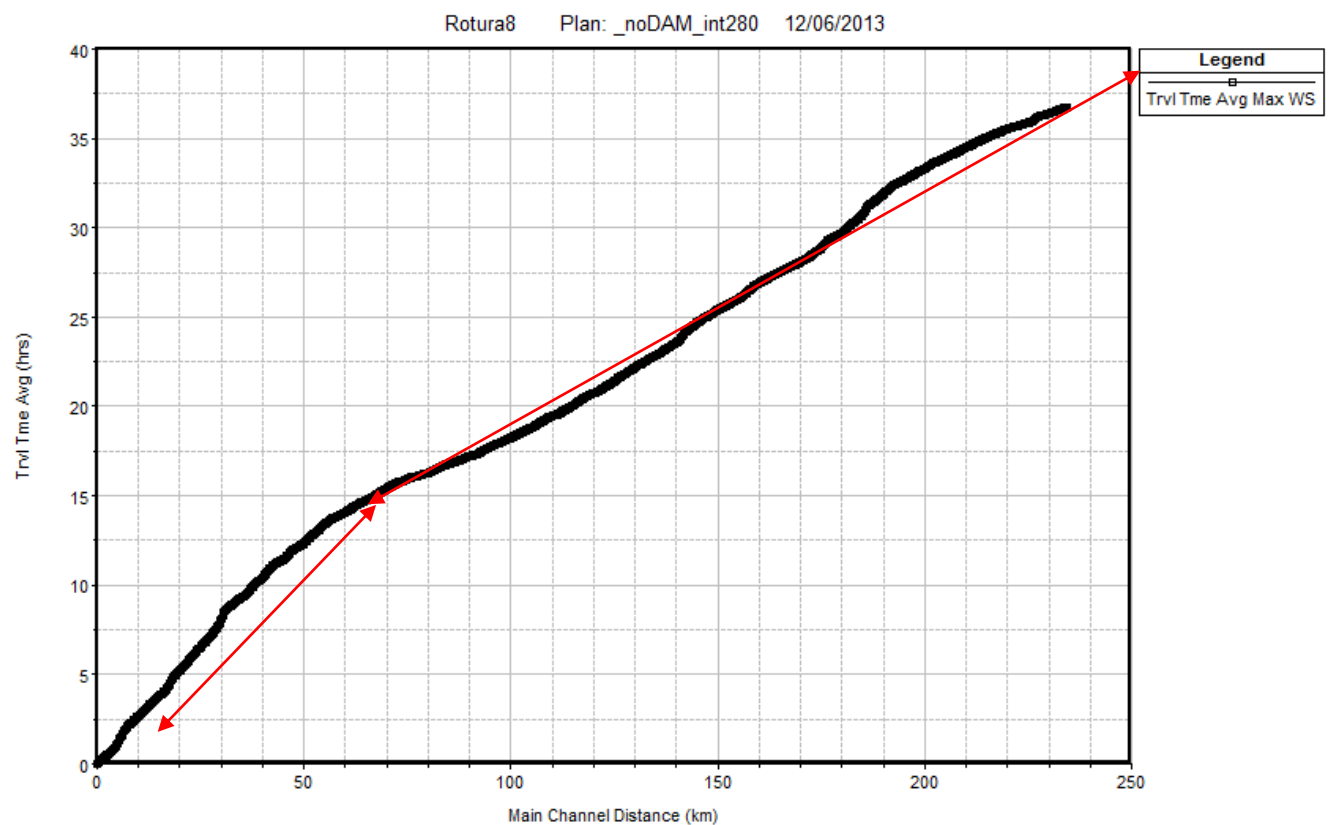


Figura 6.6.8 Tiempo medio de tránsito del caudal máximo de la crecida a lo largo del cauce

6.6.2. Descripción del Comportamiento Hidráulico de las Estructuras sobre el Cauce del Río Tunuyán

6.6.2.1. Vertederos laterales ficticios para simular desbordes

Como se ha expresado en 6.5.3 y 6.5.8, debido a que se pudo visualizar que se producían desbordes en el tránsito de la crecida a lo largo del cauce del Río Tunuyán es que, para simular cuantitativamente tal efecto, se incluyeron vertederos laterales en tres tramos del río según se puede apreciar en la Figura 6.6.9

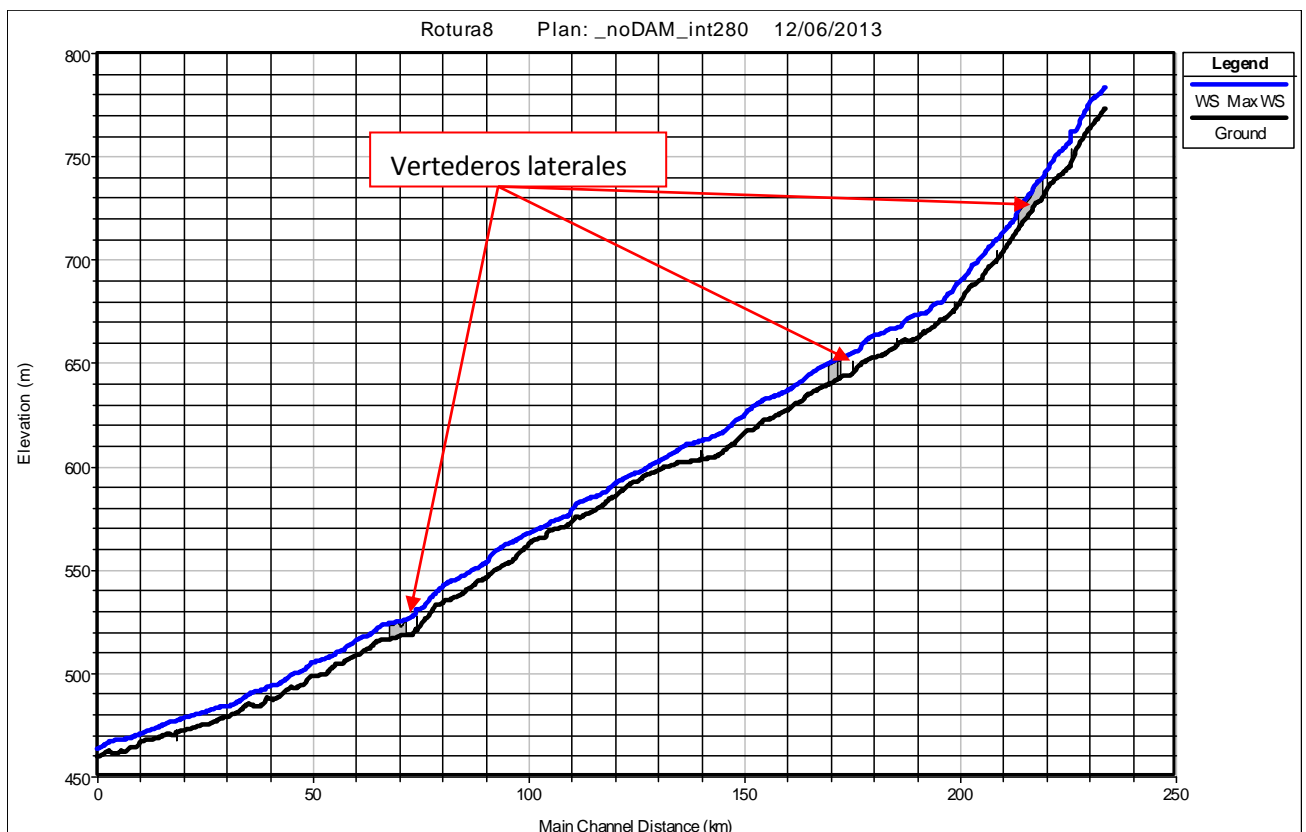


Figura 6.6.9 Perfil longitudinal de la superficie libre del agua en el caso de caudal máximo donde se visualizan los tres tramos con vertederos laterales

En la Figura 6.6.10 se detalla la configuración geométrica del vertedero lateral que comienza en la progresiva 218.8 km y finaliza en la 213.34, con la particularidad de que se considera en esa progresiva el reingreso del flujo previamente vertido.

En la Figura 6.6.11 se pueden visualizar los hidrogramas de aguas arriba y aguas abajo del vertedero lateral, como así también el hidrograma del flujo vertido.

En la Figura 6.6.12 se observa la variación espacial del caudal máximo de la crecida producida por este vertedero lateral y el reingreso del flujo al cauce alcanzando el valor máximo en la progresiva 207.57 km.

En la Figura 6.6.13 se puede apreciar el perfil longitudinal de la superficie libre del agua sobre el vertedero.

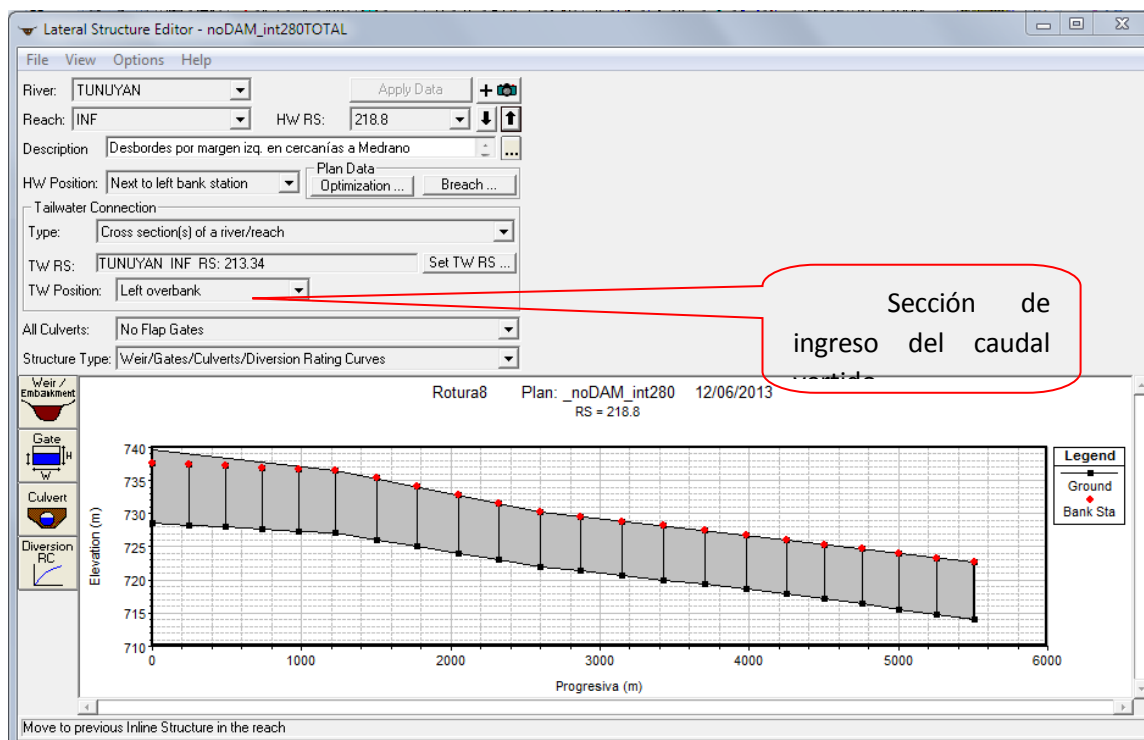


Figura 6.6.10 Características geométricas del vertedero lateral de progresiva 218.8 km

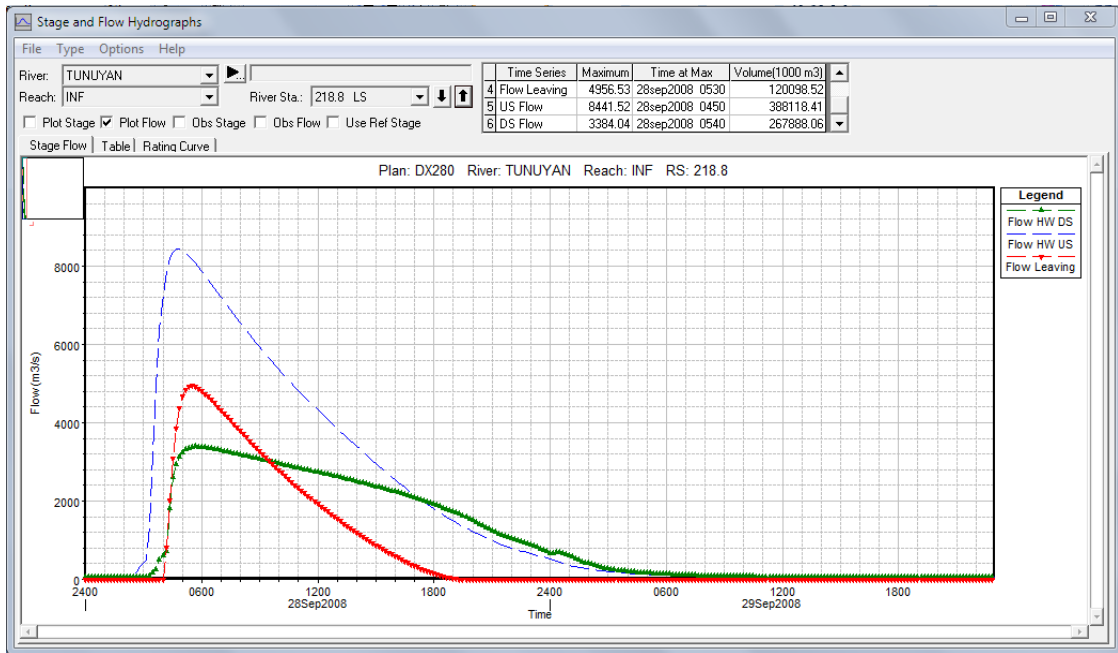


Figura 6.6.11 Hidrogramas vinculados al vertedero lateral de progresiva 218.8 km

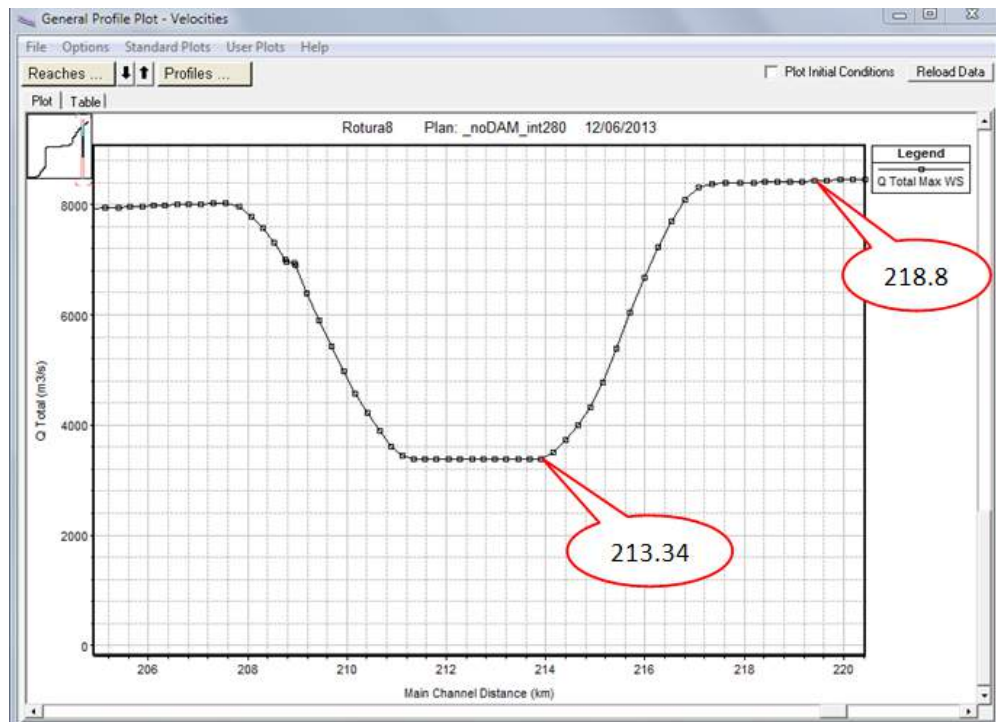


Figura 6.6.12 Variación espacial del caudal máximo de la crecida en las inmediaciones del vertedero lateral de progresiva 218.8 con las progresivas de comienzo y fin del vertedero.

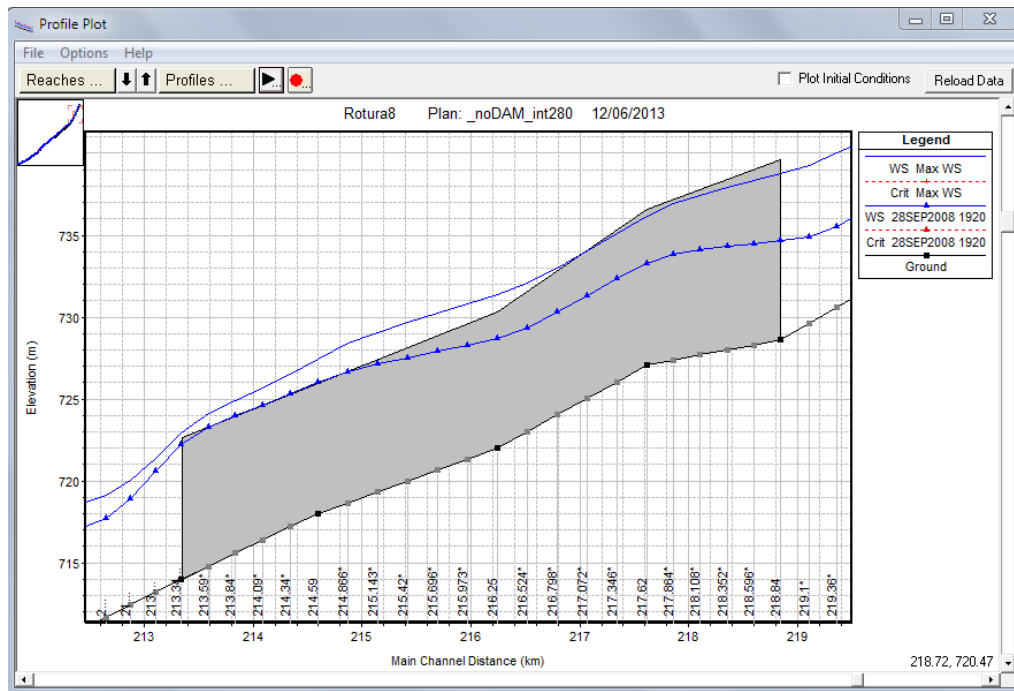


Figura 6.6.13 Perfiles longitudinales de la superficie libre del agua sobre el vertedero para el caudal máximo entrante y el caudal que permanece en el cauce

En el caso de los otros tres vertederos (progresivas 172.15, 171.12 y 71.3 km), cuyo comportamiento hidráulico se pueden visualizar en el Tabla 6.6.1, no se contempla el reingreso del flujo ya que así se refleja en la simulación del sistema (Figura 6.6.14)

Tabla 6.6.1 Comportamiento hidráulico de los vertederos laterales

Progresiva (km)	Perfil	Q US (m ³ /s)	Q DS (m ³ /s)	Q Weir (m ³ /s)	Weir Max Depth (m)	Weir Avg Depth (m)	Min El Weir Flow (m)	W.S. US. (m)	W.S. DS (m)	Porcentaje de Q vertido (%)
218.80	Qmax	8430.23	3384.30	4969.98	1.71	1.08	722.65	738.78	722.97	58.95
172.15	Qmax	6315.51	6008.89	244.34	0.82	0.55	651.13	652.22	651.78	3.87
171.12	Qmax	5991.15	5345.26	511.10	0.68	0.38	649.17	651.53	649.22	8.53
71.30	Qmax	4877.45	1857.84	2646.88	2.04	0.76	522.86	525.39	523.76	54.27

Donde:

Q US: caudal en la sección transversal aguas arriba del vertedero lateral

Q DS: caudal en la sección transversal aguas abajo del vertedero lateral

Q Weir: caudal sobre el vertedero

Weir Max Depth: tirante máximo sobre vertedero

Weir Avg Depth: tirante medio sobre vertedero

Min El Weir Flow: cota donde el vertedero comienza a veter

W.S. US: cota elevación de agua aguas arriba

W.S. DS: cota elevación de agua aguas abajo

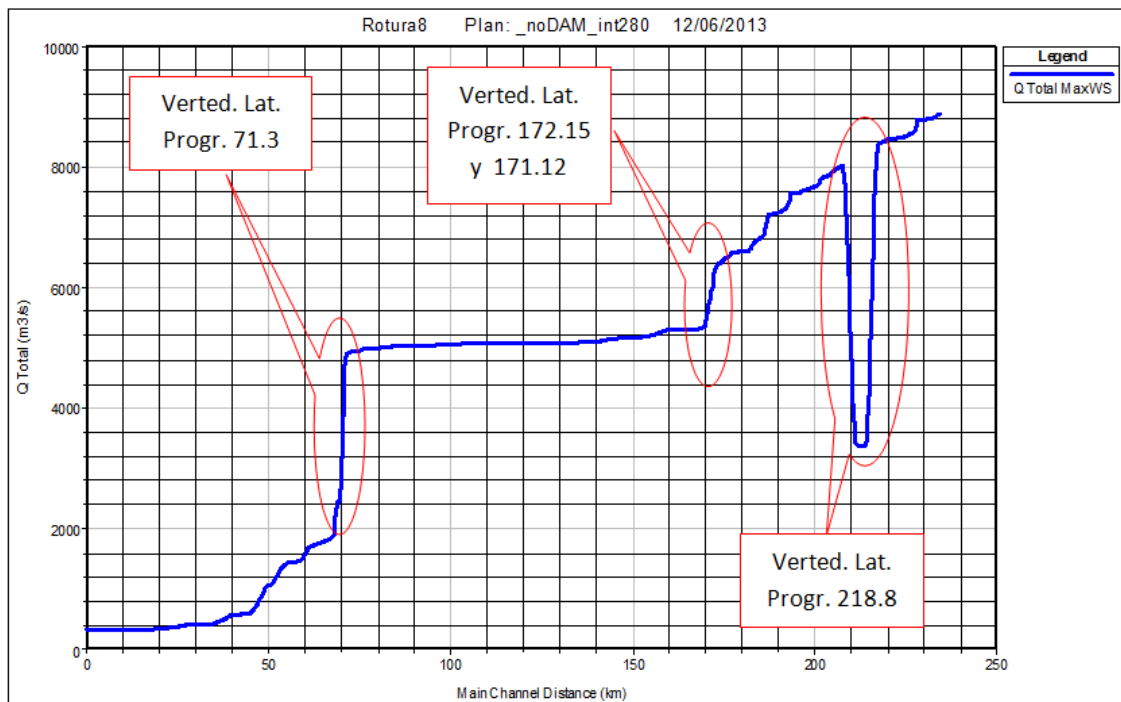


Figura 6.6.14 Variación espacial del caudal máximo de la crecida a lo largo del cauce. Se observan los efectos producidos por los vertederos laterales.

6.6.3. Comportamiento hidráulico de las obras de cruce del cauce del Río Tunuyán

El Río Tunuyán, en el tramo simulado, tiene once estructuras (Tabla 6.6.2) que cruzan el cauce: un azud derivador, seis puentes carreteros, un puente ferroviario y tres alcantarillas de cruce carretero.

Tabla 6.6.2. Estructuras de cruce del Río Tunuyán

PROGRESIVA	ESTRUCTURA TIPO	ESTRUCTURA NOMBRE
(km)		
225.58	azud derivador	Tiburcio Benegas
208.33	puente	Los Árboles
198.54	puente	Cdad. de Rivadavia
191.59	alcantarilla	Sta. María de Oro
185.15	puente	Dique Philips
175.10	puente	El Mirador
140.04	puente FFCC	Las Catitas
139.94	puente	RP 153 - Las Catitas
121.55	alcantarilla	Calle J. Stern
73.85	puente	RP 77 - La Paz
18.27	alcantarilla	RP 51

El análisis de la respuesta hidráulica de estas estructuras a la crecida originada por la rotura de la presa El Carrizal es relevante, no solo por su afectación al escurrimiento, sino también como elementos claves del PADE por su rol en las comunicaciones en la emergencia.

6.6.3.1. Azud derivador “Dique Benegas”

El azud derivador T. Benegas fue simulado considerando, como situación más desfavorable, que sus compuertas estaban cerradas en el momento de producirse la crecida.

En este contexto, y teniendo en cuenta que la simulación de la crecida se realiza con un caudal base de 50 m³/s, es que el vertido inicial sobre su tablero se produce con el mencionado caudal, generando así un remanso hacia aguas arriba hasta la progresiva 226.91 km.

En las figuras 6.6.15 a 6.6.19 se visualizan la geometría del azud, el hidrograma de la crecida en ese sitio y el comportamiento hidráulico de la estructura. Estos parámetros permitirían calcular las sollicitaciones a las que pudiera estar sometida la estructura (K. Kerényi et al., 2009).

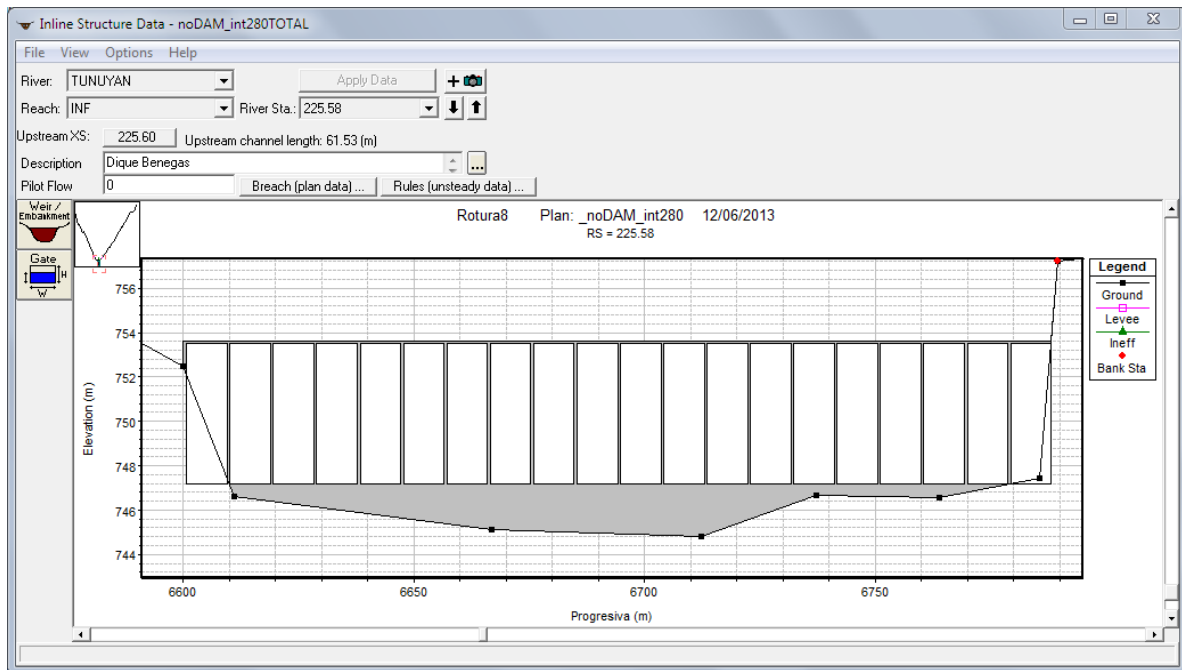


Figura 6.6.15 Geometría del azud derivador T. Benegas

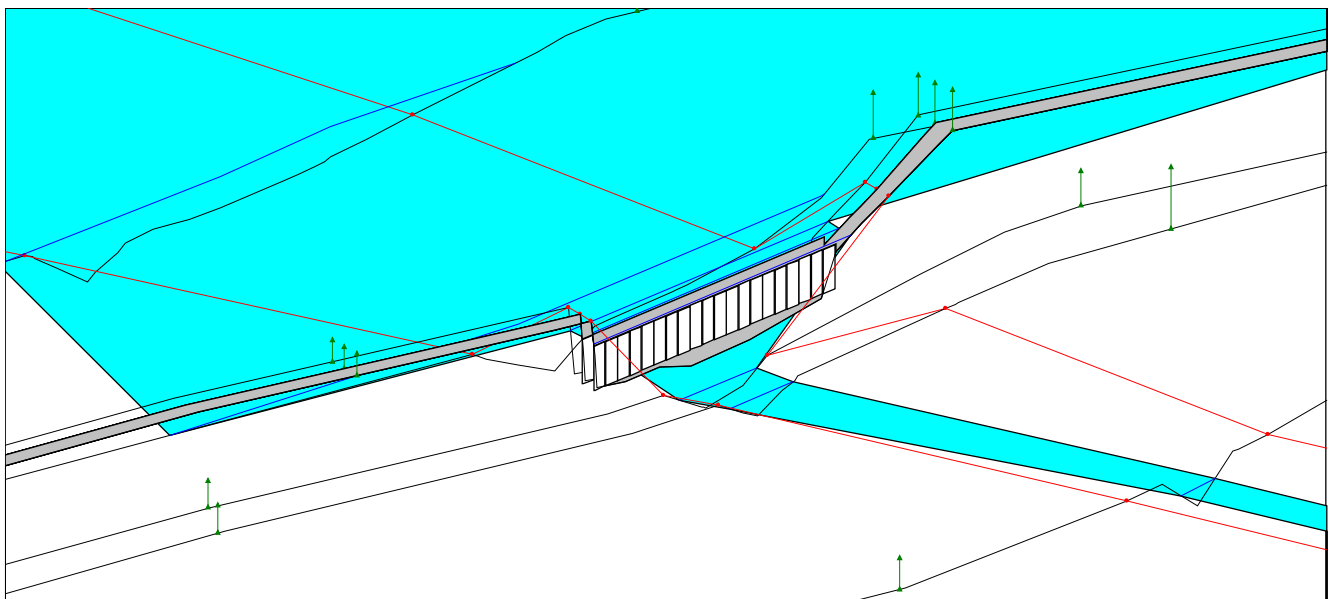


Figura 6.6.16 Vista en perspectiva del funcionamiento del azud T. Benegas con $Q= 50 \text{ m}^3/\text{s}$

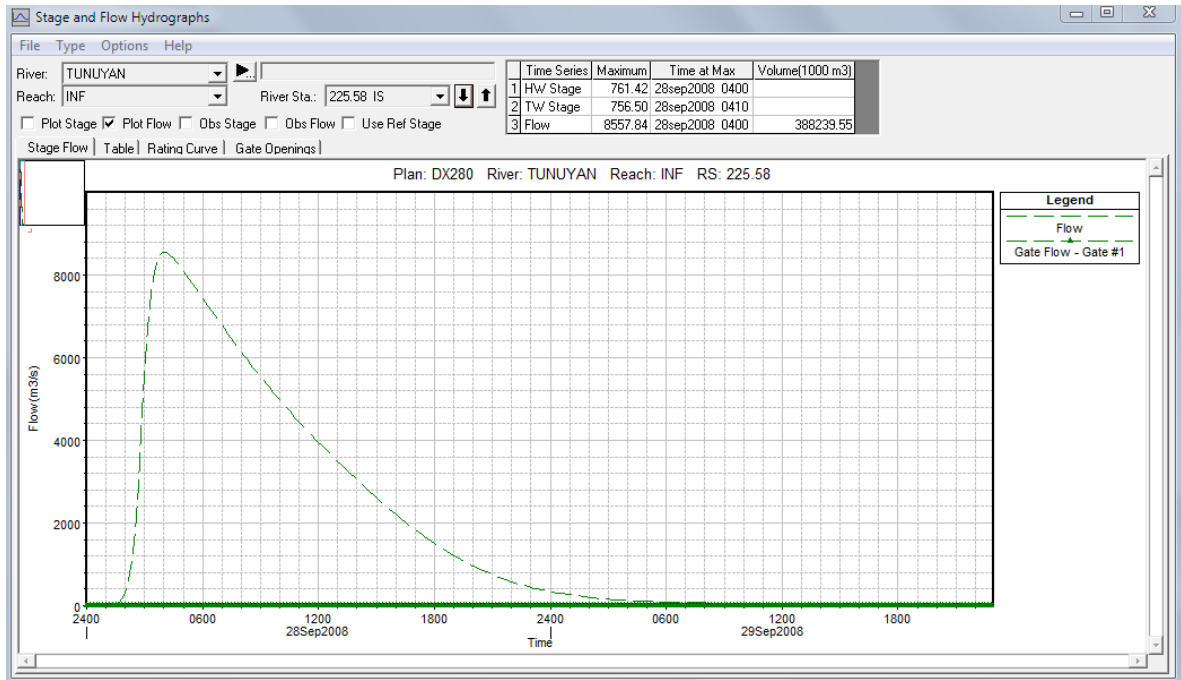


Figura 6.6.17 Hidrograma de la crecida en el sitio del azud T. Benegas

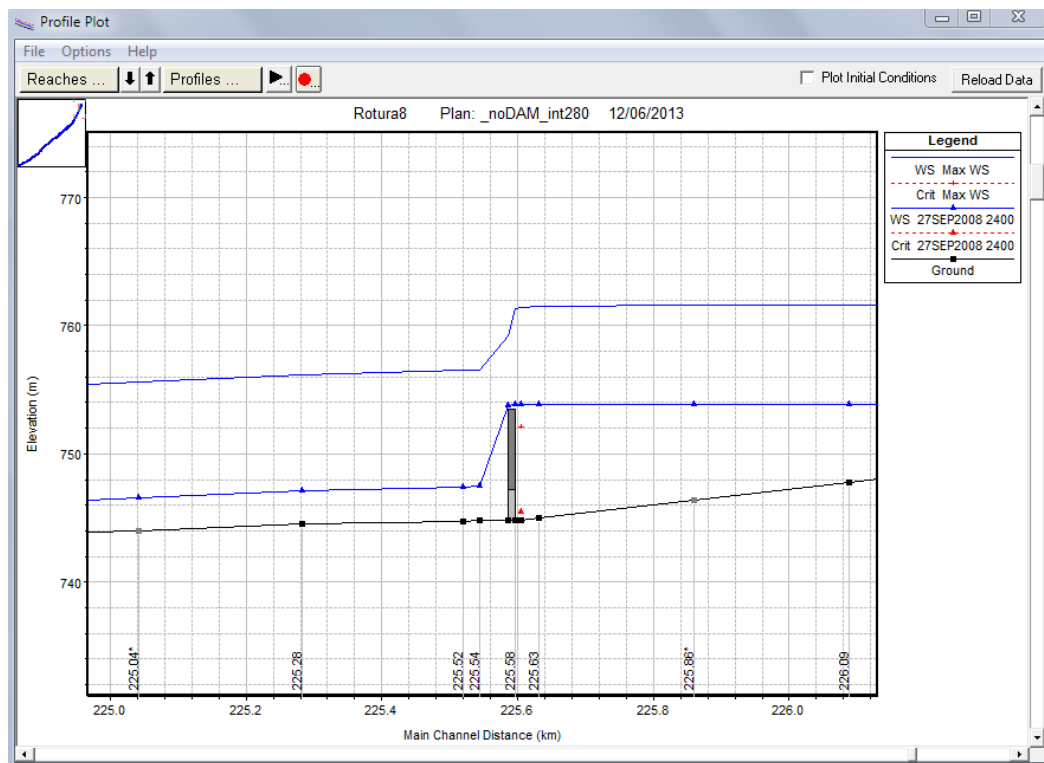


Figura 6.6.18 Perfil longitudinal del cauce con el azud T. Benegas y su comportamiento hidráulico para el Q_{\max} y $Q=50 \text{ m}^3/\text{s}$

Plan: DX280 TUNUYAN INF RS: 225.58 Gate Group: Gate #1 Profile: Max WS			
E.G. Elev (m)	761.69	Q Gates (m3/s)	0.00
W.S. Elev (m)	761.36	Q Gate Group (m3/s)	
Q Total (m3/s)	8558.01	Gate Open Ht (m)	
Q Weir (m3/s)	8558.01	Gate #Open	
Weir Flow Area (m2)	2413.12	Gate Area (m2)	
Weir Sta Lft (m)	6498.27	Gate Submerg	
Weir Sta Rgt (m)	6944.26	Gate Invert (m)	
Weir Max Depth (m)	9.23	Gate Weir Coef	0.000
Weir Avg Depth (m)	5.41		
Weir Coef (m ^{1/2})	1.402	Q Breach (m3/s)	
Weir Submerg	0.29	Breach Avg Velocity (m/s)	
Min El Weir Flow (m)	752.46	Breach Flow Area (m2)	
Wt Top Wdth (m)	445.99		

Figura 6.6.19 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del azud T. Benegas para el Q_{máx}

6.6.3.2. Puente “Los Árboles”

Este puente carretero ubicado en la progresiva 208.33 km, cuya ruta pasa por la localidad de Los Árboles, está compuesto por cinco vanos según se puede observar en la Figura 6.6.20.

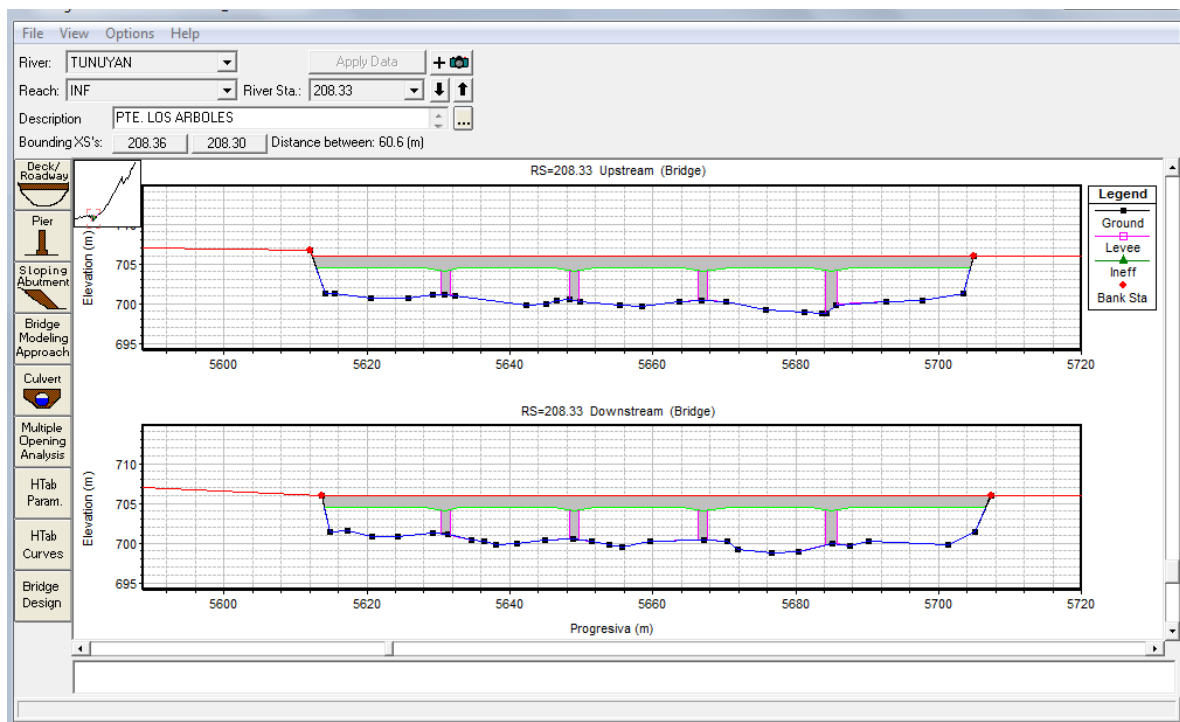


Figura 6.6.20 Geometría del puente Los Árboles

En las figuras 6.6.21 a 6.6.24 se describe el comportamiento hidráulico del puente Los Árboles

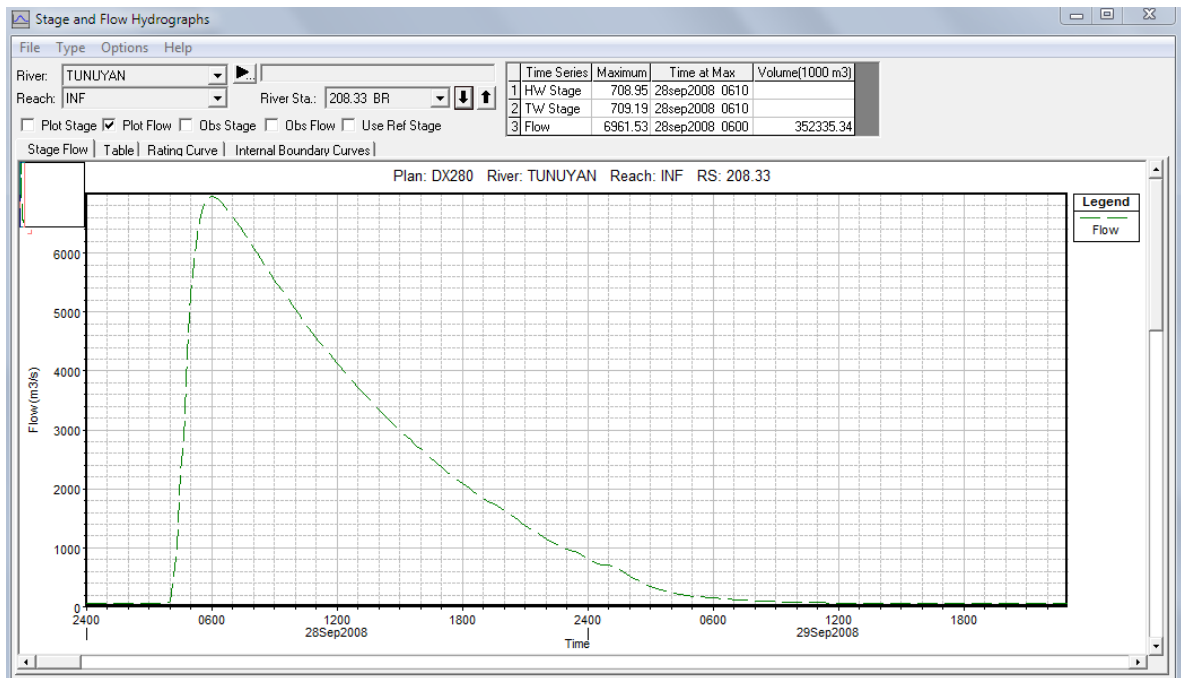


Figura 6.6.21 Hidrograma de la crecida en el sitio del puente Los Árboles

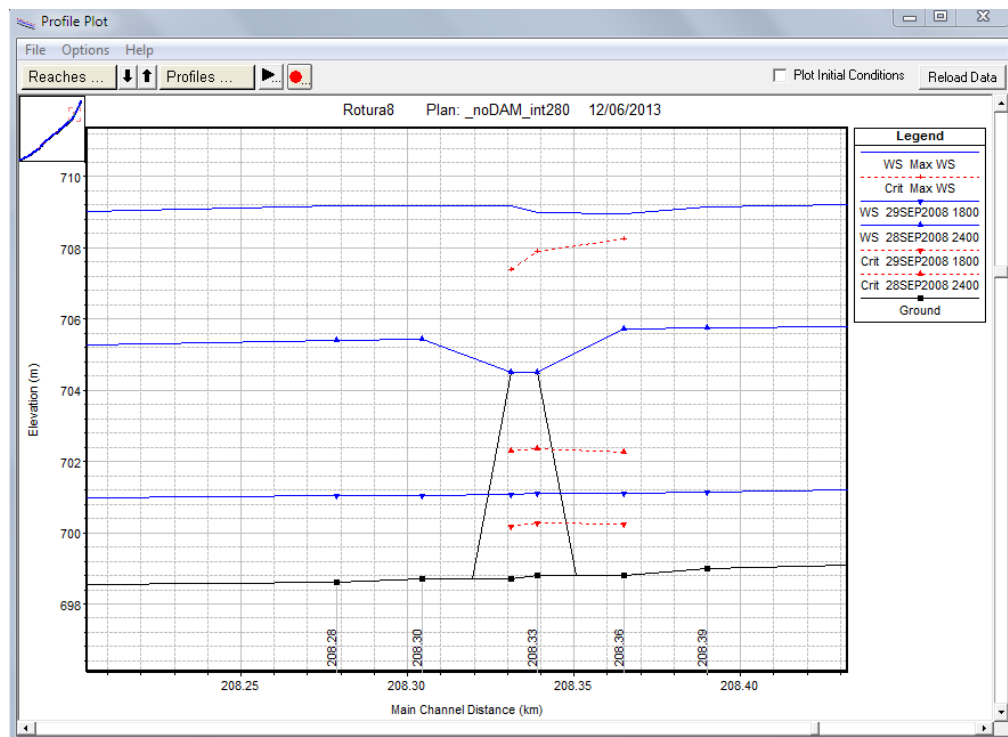


Figura 6.6.22 Perfil longitudinal que muestra el funcionamiento hidráulico del puente Los Árboles para $Q_{\text{máx}}$, $Q = 820.80 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$

Bridge Output				
File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	Max WS	
Reach:	INF	RS:	208.33	Plan: DX280
Plan: DX280 TUNUYAN INF RS: 208.33 Profile: Max WS				
E.G. US. (m)	709.66	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	708.95	E.G. Elev (m)	709.68	709.54
Q Total (m3/s)	6945.40	W.S. Elev (m)	708.98	709.19
Q Bridge (m3/s)	885.64	Crit W.S. (m)	707.90	707.38
Q Weir (m3/s)	6059.75	Max Chl Dpth (m)	10.19	10.50
Weir Sta Lft (m)	5556.47	Vel Total (m/s)	2.51	1.98
Weir Sta Rgt (m)	6233.77	Flow Area (m2)	2768.93	3513.25
Weir Submerg	0.89	Froude # Chl	0.30	0.23
Weir Max Depth (m)	3.78	Specif Force (m3)	7345.63	8742.78
Min El Weir Flow (m)	705.90	Hydr Depth (m)	4.09	4.04
Min El Prs (m)	704.50	W.P. Total (m)	885.11	1079.48
Delta EG (m)	0.14	Conv. Total (m3/s)		
Delta WS (m)	-0.21	Top Width (m)	1285.32	1297.18
BR Open Area (m2)	357.27	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	2.48	C & E Loss (m)		
Coef of Q		Shear Total (N/m2)		
Br Sel Method	Press/Weir	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 6.6.23 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Los Árboles para el Q máx

Bridge Output				
File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	28SEP2008 2400	
Reach:	INF	RS:	208.33	Plan: DX280
Plan: DX280 TUNUYAN INF RS: 208.33 Profile: 28SEP2008 2400				
E.G. US. (m)	705.85	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	705.71	E.G. Elev (m)	705.84	705.57
Q Total (m3/s)	820.80	W.S. Elev (m)	704.50	704.50
Q Bridge (m3/s)	820.80	Crit W.S. (m)	702.37	702.29
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	5.71	5.81
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.30	2.24
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	357.27	366.85
Weir Submerg		Froude # Chl	0.31	0.30
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	975.77	1006.49
Min El Weir Flow (m)	705.90	Hydr Depth (m)	75018.35	77028.69
Min El Prs (m)	704.50	W.P. Total (m)	207.22	208.75
Delta EG (m)	0.27	Conv. Total (m3/s)	11946.8	10079.9
Delta WS (m)	0.28	Top Width (m)	0.00	0.00
BR Open Area (m2)	357.27	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	2.30	C & E Loss (m)		
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	79.81	114.27
Br Sel Method	Press Only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 6.6.24 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Los Árboles para el Q= 820.80 m³/s

6.6.3.3. Puente Cdad. de Rivadavia

Este puente carretero ubicado en la progresiva 198.54 km, que corresponde a la RP 67 que une la margen derecha del Río Tunuyán con la ciudad de Rivadavia, está compuesto por doce vanos según se puede observar en la Figura 6.6.25.

En las figuras 6.6.26 a 6.6.29 se describe el comportamiento hidráulico del puente Cdad. de Rivadavia.

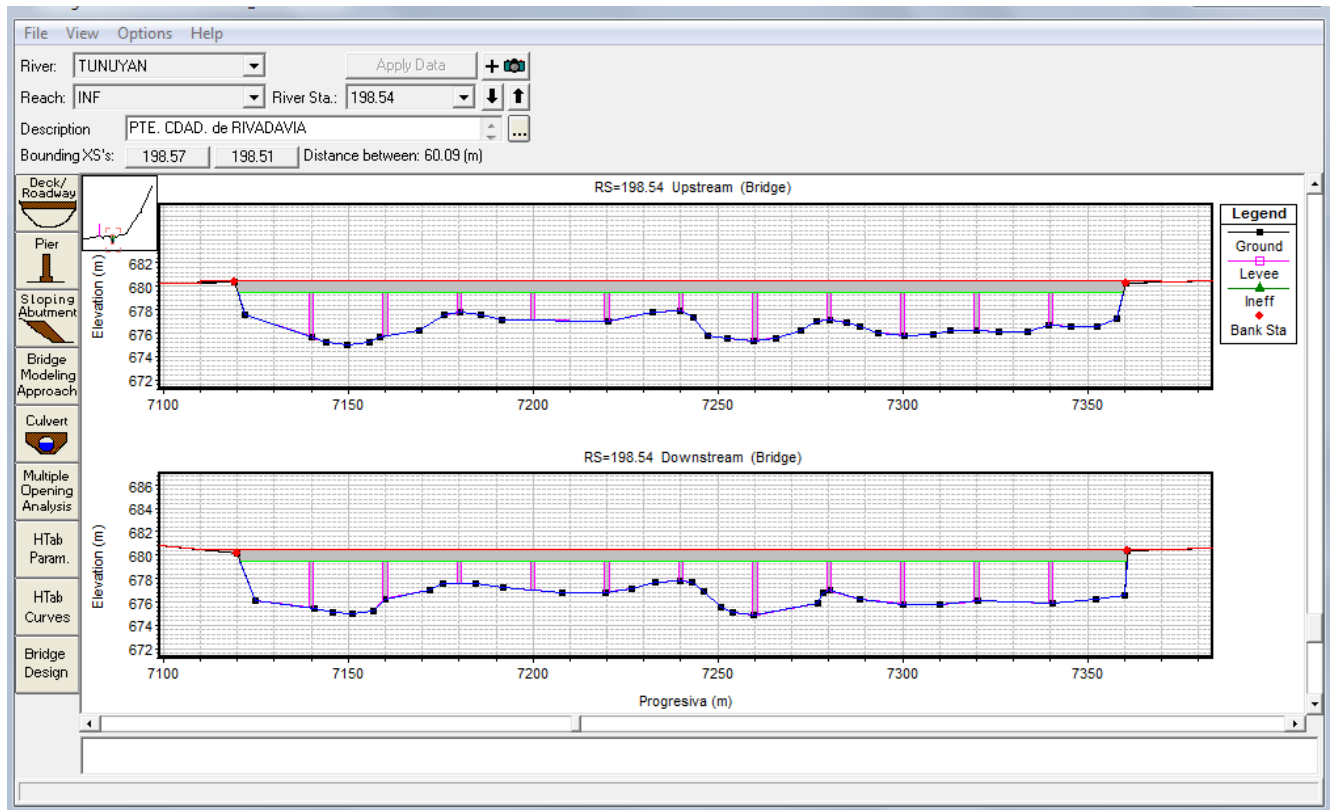


Figura 6.6.25 Geometría del puente Cdad. de Rivadavia

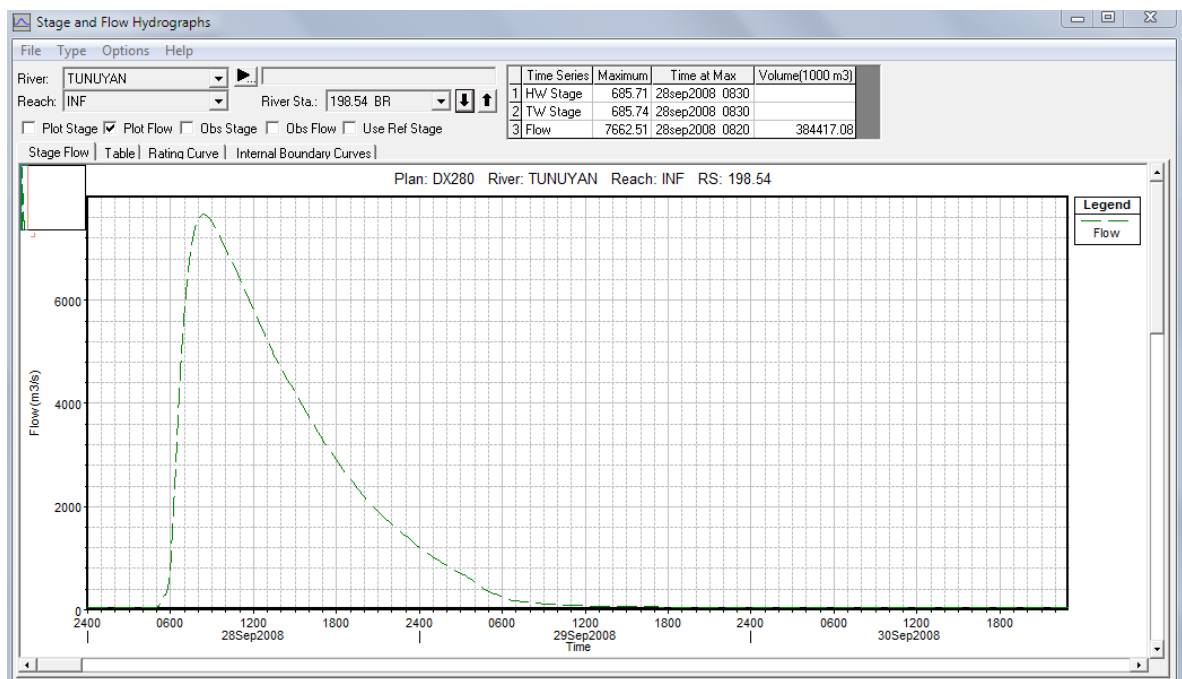


Figura 6.6.26 Hidrograma de la crecida en el sitio del puente Cdad. de Rivadavia

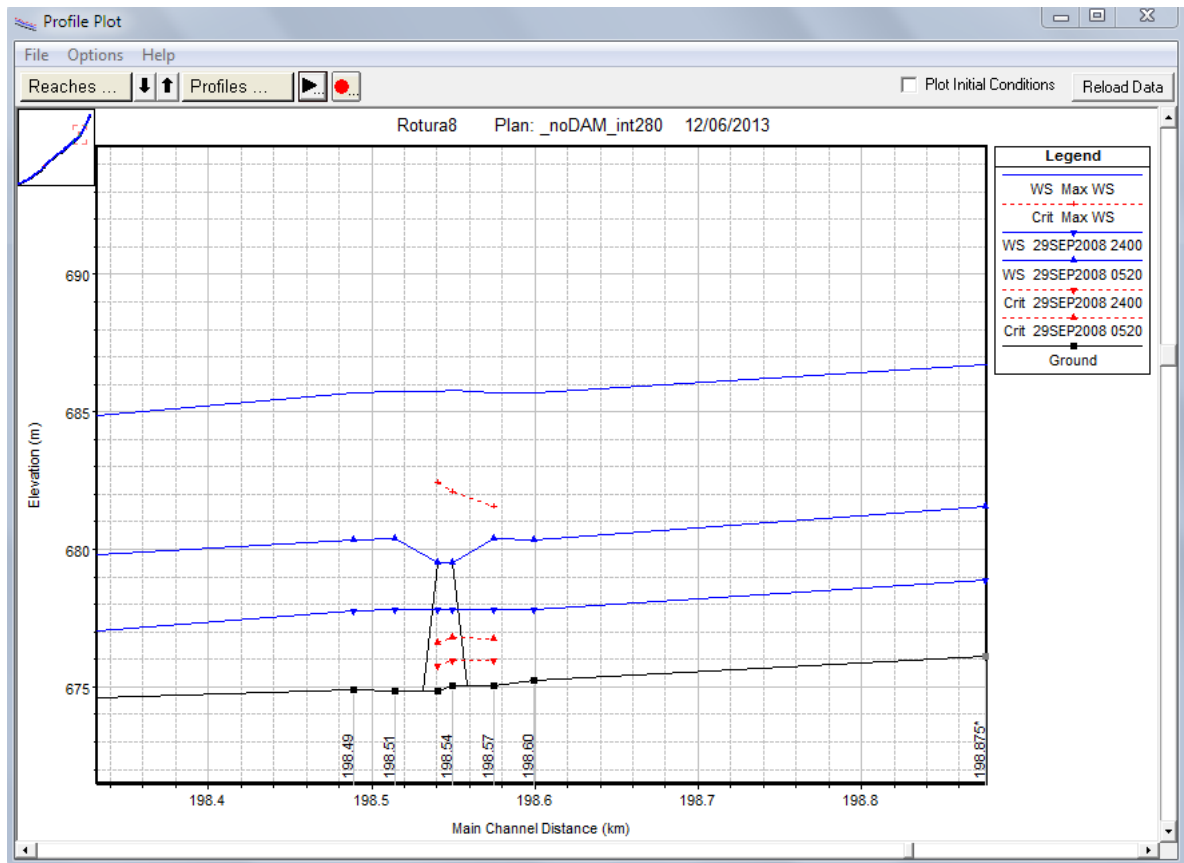


Figura 6.6.27 Perfil longitudinal que muestra el funcionamiento hidráulico del puente Cdad. de Rivadavia para $Q_{m\acute{a}x}$, $Q = 312.91 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$

Bridge Output

File Type Options Help

River: TUNUYAN Profile: Max W/S

Reach: INF RS: 198.54 Plan: DX280

Plan: DX280 TUNUYAN INF RS: 198.54 Profile: Max W/S				
E.G. US. (m)	685.91	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	685.71	E.G. Elev (m)	685.99	685.91
Q Total (m ³ /s)	7659.40	W.S. Elev (m)	685.79	685.74
Q Bridge (m ³ /s)	1173.33	Crit W.S. (m)	682.11	682.43
Q Weir (m ³ /s)	6486.06	Max Chl Dpth (m)	10.77	10.86
Weir Sta Lft (m)	6987.29	Vel Total (m/s)	1.77	1.47
Weir Sta Rgt (m)	7783.42	Flow Area (m ²)	4336.18	5194.45
Weir Submerg	0.98	Froude # Chl	0.19	0.15
Weir Max Depth (m)	5.97	Specif Force (m ³)	15093.52	15457.56
Min El Weir Flow (m)	680.43	Hydr Depth (m)	5.45	4.58
Min El Prs (m)	679.50	W.P. Total (m)	1316.48	1661.20
Delta EG (m)	0.08	Conv. Total (m ³ /s)		
Delta W/S (m)	0.04	Top Width (m)	4957.19	2689.09
BR Open Area (m ²)	673.45	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	1.74	C & E Loss (m)		
Coef of Q		Shear Total (N/m ²)		
Br Sel Method	Press/Weir	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 6.6.28 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Cdad. de Rivadavia para el $Q_{m\acute{a}x}$

Plan: DX280 TUNUYAN INF RS: 198.54 Profile: 29SEP2008 0520				
Element	Value	Inside BR US	Inside BR DS	
E.G. US. (m)	680.39			
W.S. US. (m)	680.39	680.39	680.38	E.G. Elev (m)
Q Total (m3/s)	312.91	679.50	679.50	W.S. Elev (m)
Q Bridge (m3/s)	312.91	676.80	676.58	Crit W.S. (m)
Q Weir (m3/s)		4.48	4.62	Max Chl Dpth (m)
Weir Sta Lft (m)		0.46	0.43	Vel Total (m/s)
Weir Sta Rgt (m)		673.45	721.13	Flow Area (m2)
Weir Submerg		0.09	0.08	Froude # Chl
Weir Max Depth (m)		1086.99	1234.12	Specif Force (m3)
Min El Weir Flow (m)	680.43	2.97	3.18	Hydr Depth (m)
Min El Prs (m)	679.50	293.67	299.56	W.P. Total (m)
Delta EG (m)	0.01	22096.7	24439.5	Conv. Total (m3/s)
Delta WS (m)	0.01	226.41	226.92	Top Width (m)
BR Open Area (m2)	673.45			Frctn Loss (m)
BR Open Vel (m/s)	0.46			C & E Loss (m)
Coef of Q		4.51	3.87	Shear Total (N/m2)
Br Sel Method	Press Only	0.00	0.00	Power Total (N/m s)

Figura 6.6.29 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Cdad. de Rivadavia para el $Q= 312.91 \text{ m}^3/\text{s}$

6.6.3.4. Puente “Santa María de Oro”

Este puente carretero (en estado provisorio al momento del relevamiento topográfico) ubicado en el progresiva 191.59 km está desarrollado sobre una alcantarilla múltiple de cuatro conductos (Figura 6.6.30) y une la margen derecha del Río Tunuyán con la localidad de Santa María de Oro.

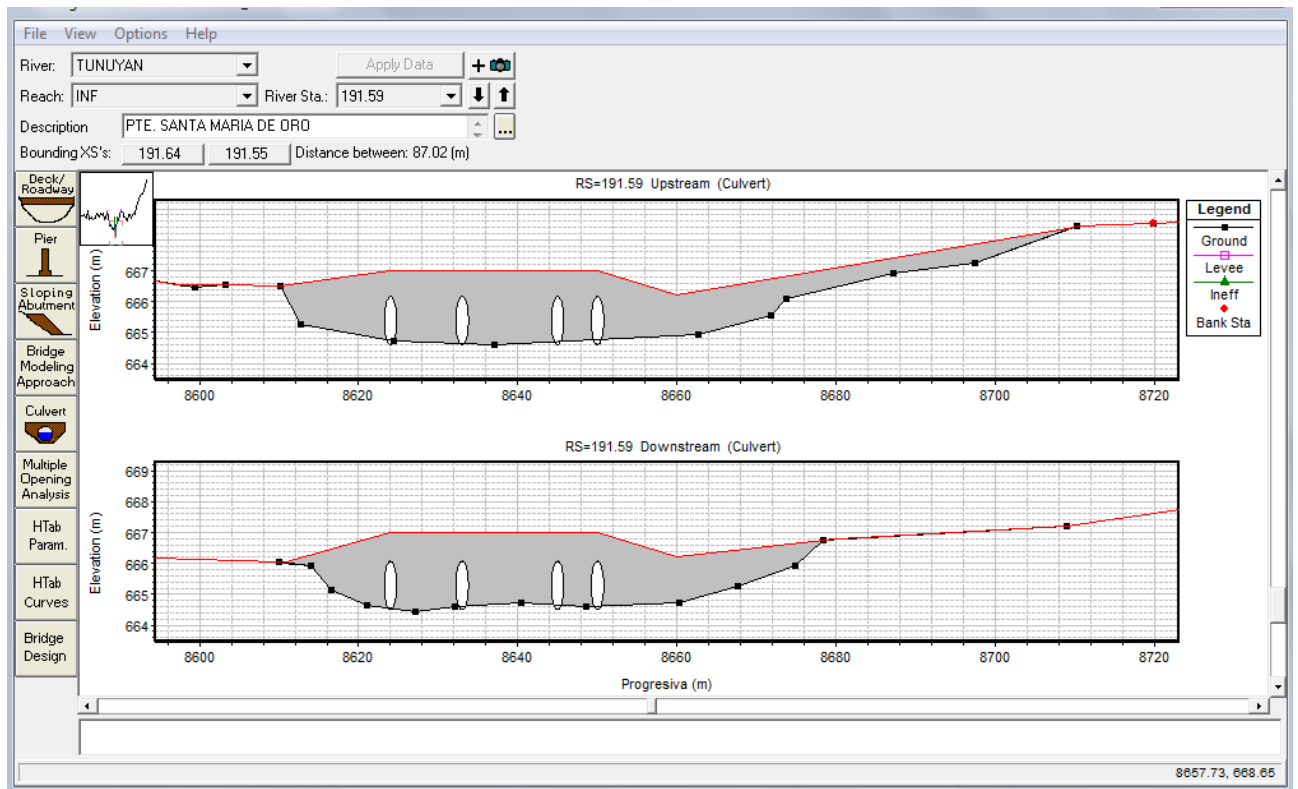


Figura 6.6.30 Geometría del puente Santa María de Oro

En las figuras 6.6.31 a 6.6.34 se describe el comportamiento hidráulico del puente Santa María de Oro.

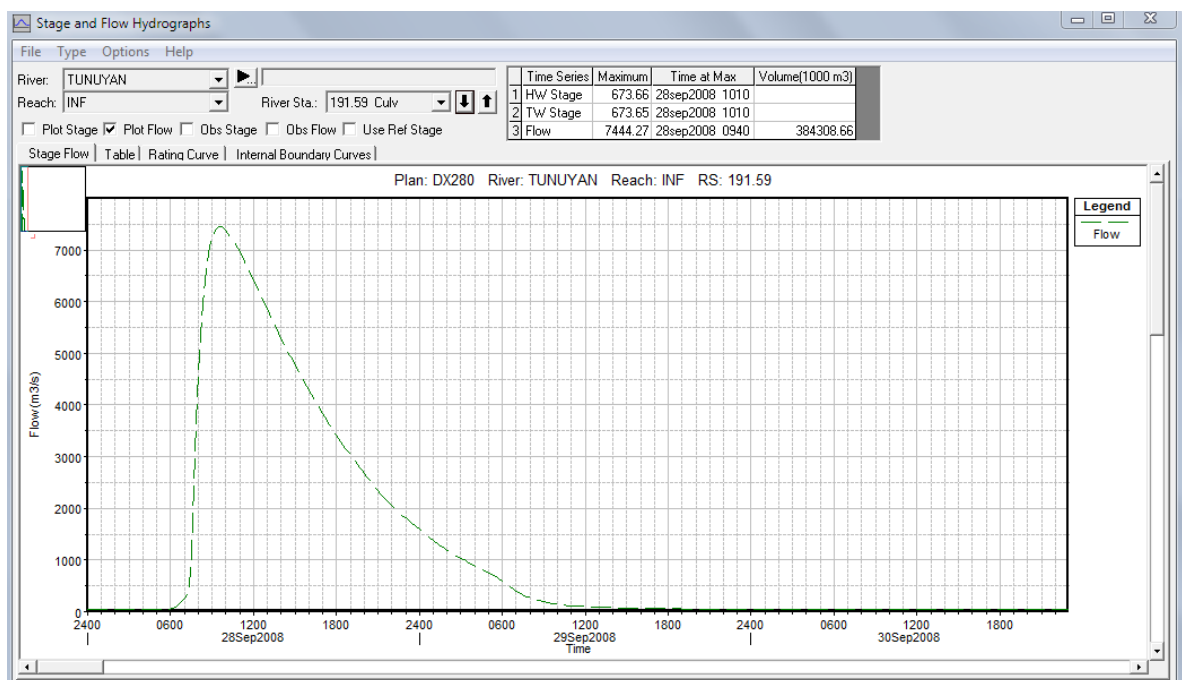


Figura 6.6.31 Hidrograma de la crecida en el sitio del puente Santa María de Oro

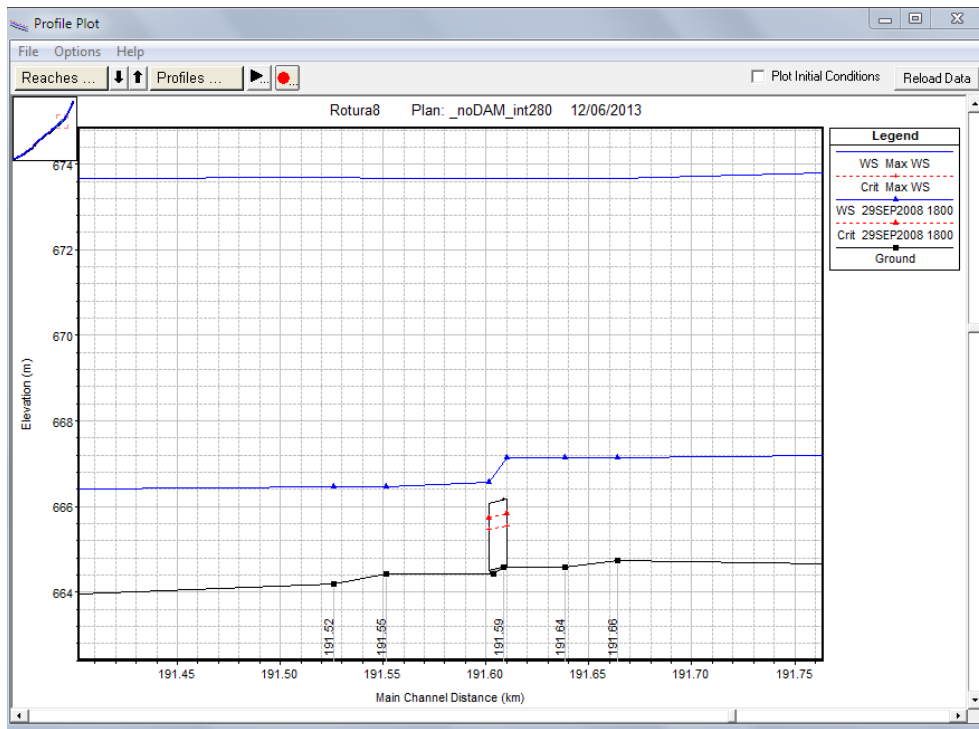


Figura 6.6.32 Perfil longitudinal que muestra el funcionamiento hidráulico del puente Santa María de Oro para $Q_{\text{máx}}$ y $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$

Culvert Output			
File Type Options Help			
River:	TUNUYAN	Profile:	Max WS
Reach:	INF	RS:	191.59
Plan: DX280		Culv Group:	Culvert #1
Plan: DX280 TUNUYAN INF RS: 191.59 Culv Group: Culvert #1 Profile: Max WS			
Q Culv Group (m3/s)	13.97	Culv Full Len (m)	9.00
# Barrels	4	Culv Vel US (m/s)	1.80
Q Barrel (m3/s)	3.49	Culv Vel DS (m/s)	1.80
E.G. US. (m)	673.89	Culv Inv El Up (m)	664.60
W.S. US. (m)	673.66	Culv Inv El Dn (m)	664.50
E.G. DS (m)	673.81	Culv Frctn Ls (m)	0.04
W.S. DS (m)	673.65	Culv Exit Loss (m)	0.01
Delta EG (m)	0.09	Culv Entr Loss (m)	0.03
Delta WS (m)	0.01	Q Weir (m3/s)	7272.54
E.G. IC (m)	673.95	Weir Sta Lft (m)	8258.33
E.G. OC (m)	673.89	Weir Sta Rgt (m)	8947.08
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	0.98
Culv WS Inlet (m)	666.17	Weir Max Depth (m)	7.69
Culv WS Outlet (m)	666.07	Weir Avg Depth (m)	5.71
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	3934.91
Culv Crit Depth (m)	0.96	Min El Weir Flow (m)	666.20

Figura 6.6.33 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Santa María de Oro para el $Q_{\text{máx}}$

Culvert Output			
File Type Options Help			
River:	TUNUYAN	Profile:	29SEP2008 1800
Reach:	INF	RS:	191.59
Plan: DX280		Culv Group:	Culvert #1
Plan: DX280 TUNUYAN INF RS: 191.59 Culv Group: Culvert #1 Profile: 29SEP2008 1800			
Q Culv Group (m3/s)	23.17	Culv Full Len (m)	9.00
# Barrels	4	Culv Vel US (m/s)	2.99
Q Barrel (m3/s)	5.79	Culv Vel DS (m/s)	2.99
E.G. US. (m)	667.12	Culv Inv El Up (m)	664.60
W.S. US. (m)	667.13	Culv Inv El Dn (m)	664.50
E.G. DS (m)	666.48	Culv Frctn Ls (m)	0.11
W.S. DS (m)	666.46	Culv Exit Loss (m)	0.44
Delta EG (m)	0.65	Culv Entr Loss (m)	0.09
Delta WS (m)	0.67	Q Weir (m3/s)	33.38
E.G. IC (m)	667.10	Weir Sta Lft (m)	8505.43
E.G. OC (m)	667.12	Weir Sta Rgt (m)	8681.20
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	0.00
Culv WS Inlet (m)	666.17	Weir Max Depth (m)	0.93
Culv WS Outlet (m)	666.07	Weir Avg Depth (m)	0.28
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	37.51
Culv Crt Depth (m)	1.24	Min El Weir Flow (m)	666.20

Figura 6.6.34 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Santa María de Oro para el $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$

6.6.3.5. Puente “Dique Philips”

Este puente que se encuentra en la progresiva 185.15 km, tiene 23 vanos como lo muestra la Figura 6.6.35 y corresponde a una ruta que une la margen derecha del Río Tunuyán con la localidad de Philips. Anteriormente en este sitio estaba dispuesto un azud derivador y en la actualidad el cauce es cruzado, inmediatamente aguas abajo del puente, por un sifón (Figura 6.6.36).

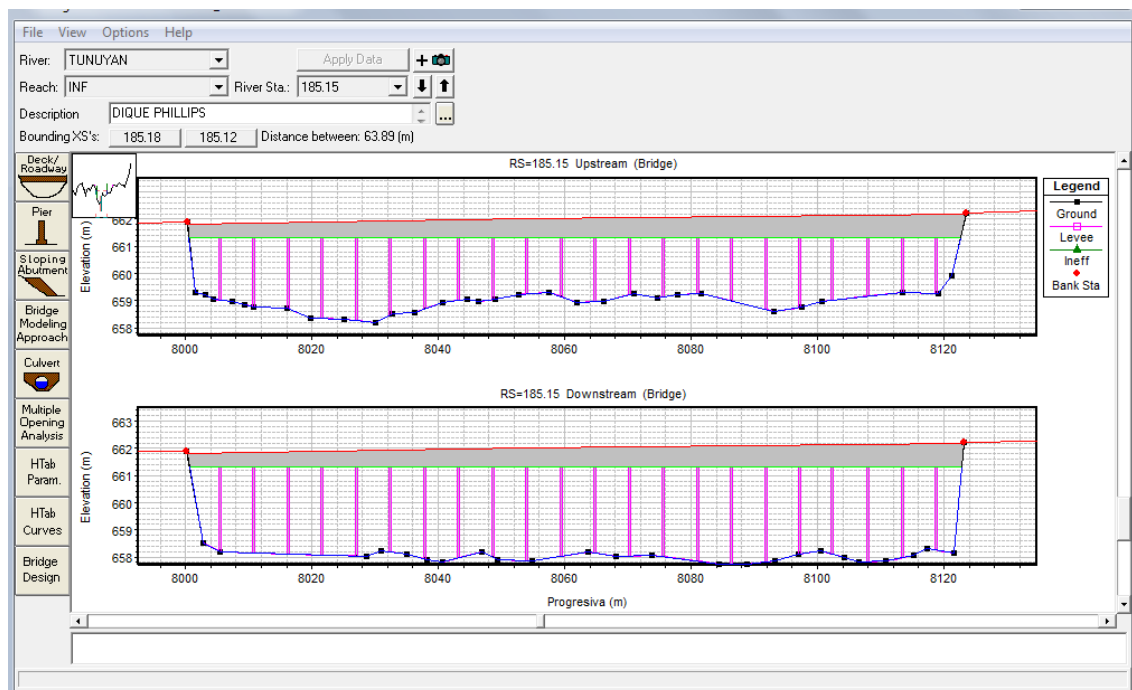


Figura 6.6.35. Geometría del puente Dique Philips



Figura 6.6.36. Fotografía desde aguas abajo del puente del Dique Philips que muestra el conducto del sifón

En las figuras 6.6.37 a 6.6.40 se describe el comportamiento hidráulico del puente Dique Philips.

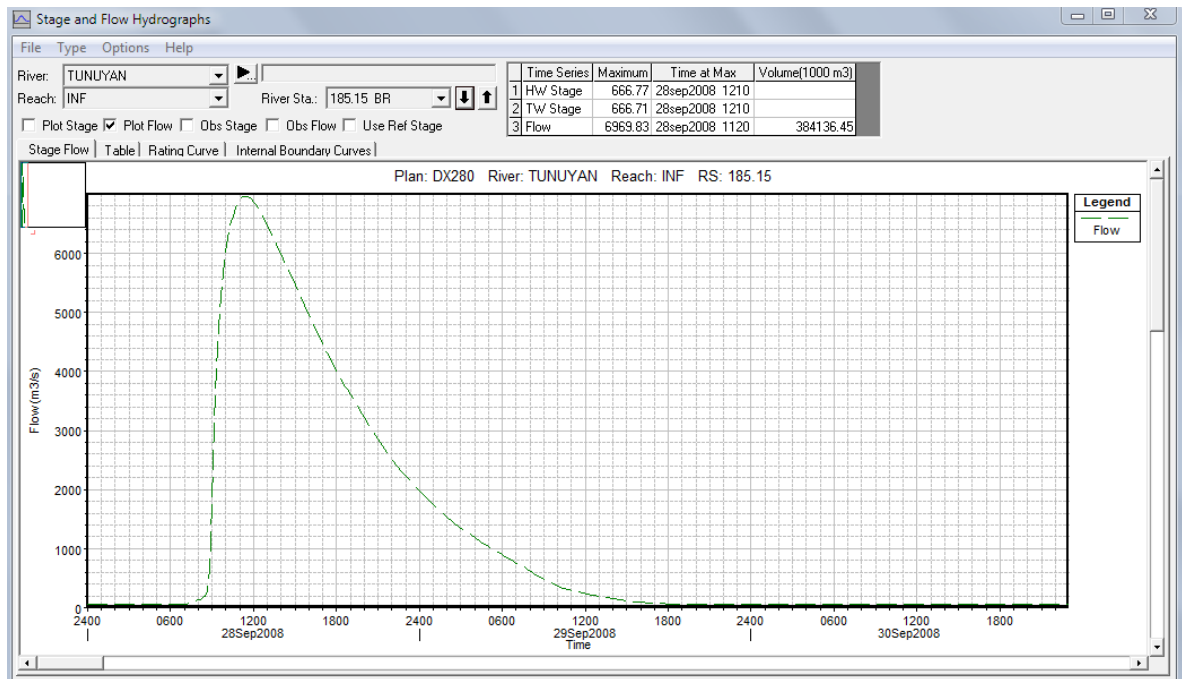


Figura 6.6.37 Hidrograma de la crecida en el sitio del puente Dique Philips

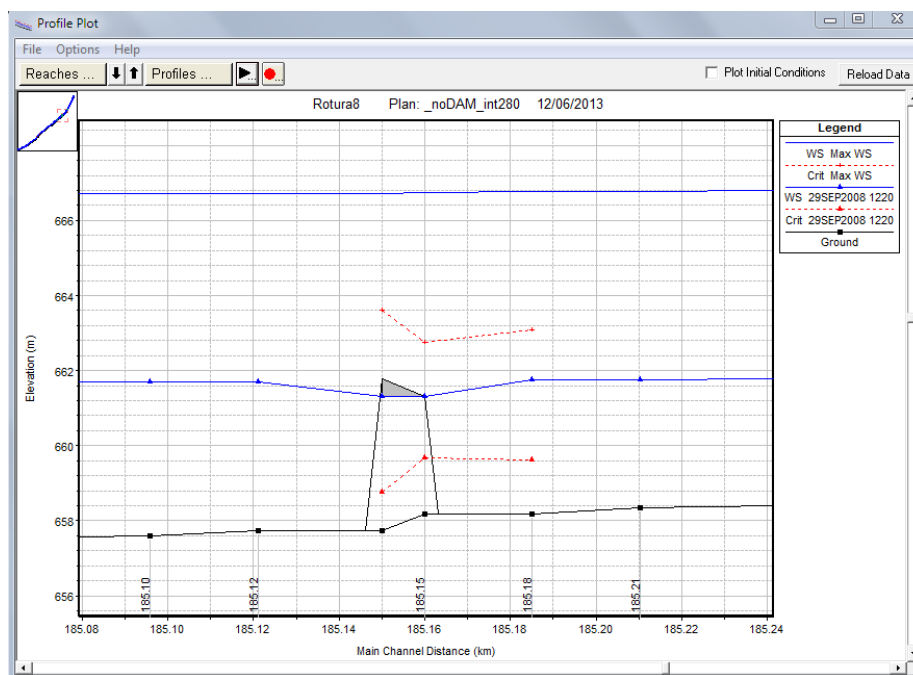


Figura 6.6.38 Perfil longitudinal que muestra el funcionamiento hidráulico del puente Dique Philips para $Q_{\text{máx}}$ y $Q = 215.98 \text{ m}^3/\text{s}$

Bridge Output				
File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	Max WS	
Reach:	INF	RS:	185.15	Plan: DX280
Plan: DX280 TUNUYAN INF RS: 185.15 Profile: Max WS				
E.G. US. (m)	666.80	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	666.77	E.G. Elev (m)	666.77	666.77
Q Total (m3/s)	6842.56	W.S. Elev (m)	666.75	666.73
Q Bridge (m3/s)	67.36	Crit W.S. (m)	662.77	663.63
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	8.56	9.00
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.62	0.84
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	11015.08	8103.22
Weir Submerg		Froude # Chl	0.07	0.09
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	25613.98	19126.48
Min El Weir Flow (m)	661.79	Hydr Depth (m)	3.98	4.19
Min El Prs (m)	661.30	W.P. Total (m)	3102.15	2310.37
Delta EG (m)	0.02	Conv. Total (m3/s)	466383.9	331244.7
Delta WS (m)	0.04	Top Width (m)	4447.68	4381.33
BR Open Area (m2)	263.98	Frctn Loss (m)	0.00	0.01
BR Open Vel (m/s)	0.26	C & E Loss (m)	0.00	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	7.50	14.68
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 6.6.39 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Dique Philips para el Q máx

Bridge Output				
File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	29SEP2008 1220	
Reach:	INF	RS:	185.15	Plan: DX280
Plan: DX280 TUNUYAN INF RS: 185.15 Profile: 29SEP2008 1220				
E.G. US. (m)	661.76	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	661.76	E.G. Elev (m)	661.76	661.72
Q Total (m3/s)	215.98	W.S. Elev (m)	661.30	661.30
Q Bridge (m3/s)	215.98	Crit W.S. (m)	659.66	658.76
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.11	3.57
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.46	0.59
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	471.61	365.72
Weir Submerg		Froude # Chl	0.10	0.10
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	380.14	610.76
Min El Weir Flow (m)	661.79	Hydr Depth (m)	0.77	3.23
Min El Prs (m)	661.30	W.P. Total (m)	715.11	261.42
Delta EG (m)	0.04	Conv. Total (m3/s)	8155.8	9149.3
Delta WS (m)	0.05	Top Width (m)	608.82	113.39
BR Open Area (m2)	263.98	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	0.82	C & E Loss (m)		
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	4.54	7.65
Br Sel Method	Press Only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 6.6.40 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Dique philips para el Q= 215.98 m³/s

6.6.3.6. Puente “El Mirador”

Este puente ubicado en la progresiva 175.1 km soporta la RP 71 que vincula la localidad del El Mirador, sobre la margen derecha del río Tunuyán, con la RN 7. Tiene cinco vanos como lo muestra la Figura 6.6.41.

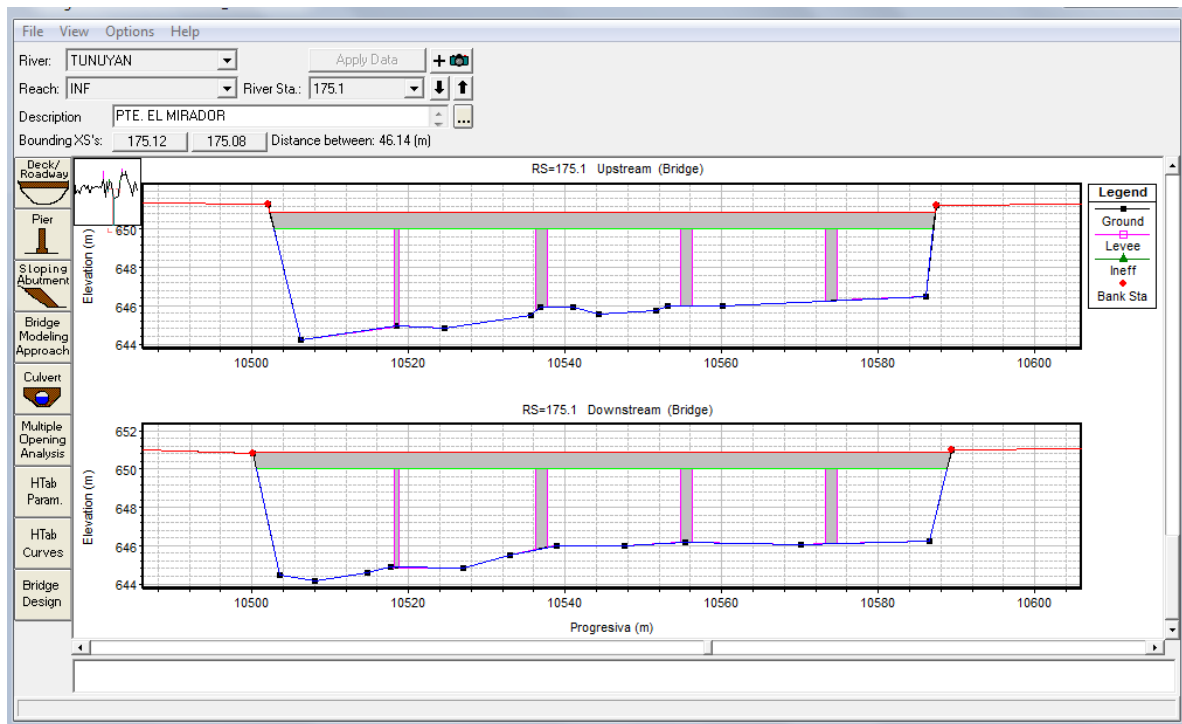


Figura 6.6.41. Geometría del puente El Mirador

En las figuras 6.6.42 a 6.6.45 se describe el comportamiento hidráulico del puente El Mirador

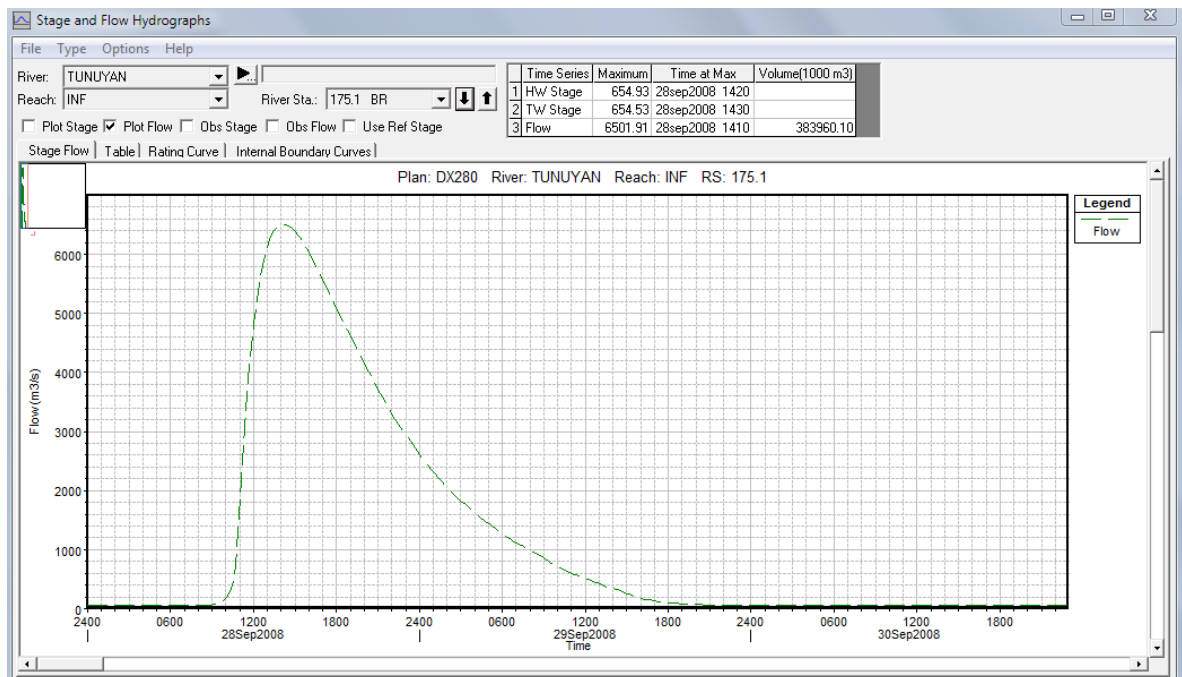


Figura 6.6.42 Hidrograma de la crecida en el sitio del puente El Mirador

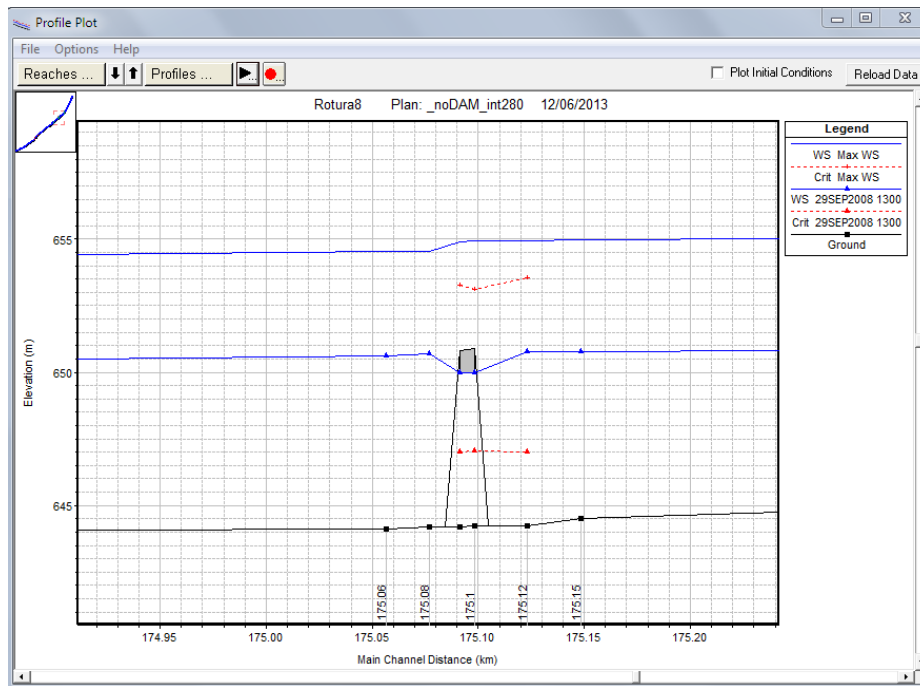


Figura 6.6.43 Perfil longitudinal que muestra el funcionamiento hidráulico del puente El Mirador para $Q_{\text{máx}}$ y $Q = 424.22 \text{ m}^3/\text{s}$

Bridge Output

File Type Options Help

River: TUNUYAN Profile: Max WS

Reach: INF RS: 175.1 Plan: DX280

Plan: DX280 TUNUYAN INF RS: 175.1 Profile: Max WS

		Element	Inside BR US	Inside BR DS
E.G. US. (m)	655.15	E.G. Elev (m)	655.01	655.00
W.S. US. (m)	654.93	W.S. Elev (m)	654.93	654.89
Q Total (m ³ /s)	6492.16	Crit W.S. (m)	653.11	653.25
Q Bridge (m ³ /s)	487.34	Max Chl Dpth (m)	10.69	10.71
Q Weir (m ³ /s)		Vel Total (m/s)	1.08	1.30
Weir Sta Lft (m)		Flow Area (m ²)	6010.31	4981.18
Weir Sta Rgt (m)		Froude # Chl	0.12	0.14
Weir Submerg		Specif Force (m ³)	12027.16	10558.26
Weir Max Depth (m)		Hydr Depth (m)	2.91	2.99
Min El Weir Flow (m)	650.90	W.P. Total (m)	2261.77	1874.28
Min El Pts (m)	650.00	Conv. Total (m ³ /s)	215103.3	181854.7
Delta EG (m)	0.13	Top Width (m)	3102.44	2991.89
Delta WS (m)	0.31	Frictn Loss (m)	0.01	0.01
BR Open Area (m ²)	343.37	C & E Loss (m)	0.00	0.03
BR Open Vel (m/s)	1.42	Shear Total (N/m ²)	23.74	33.22
Coef of Q		Power Total (N/m s)	0.00	0.00
Br Sel Method	Energy only			

Figura 6.6.44 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente El Mirador para el $Q_{\text{máx}}$

Plan: DX280 TUNUYAN INF RS: 175.1 Profile: 29SEP2008 1300				
E.G. US. (m)	650.81	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	650.76	E.G. Elev (m)	650.82	650.74
Q Total (m3/s)	424.22	W.S. Elev (m)	650.00	650.00
Q Bridge (m3/s)	424.22	Crit W.S. (m)	647.05	646.99
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	5.76	5.82
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.24	1.18
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	343.37	359.33
Weir Submerg		Froude # Chl	0.19	0.18
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	822.80	859.55
Min EI Weir Flow (m)	650.90	Hydr Depth (m)	4.32	4.31
Min EI Prs (m)	650.00	W.P. Total (m)	119.60	123.01
Delta EG (m)	0.07	Conv. Total (m3/s)	23120.9	24475.5
Delta WS (m)	0.07	Top Width (m)	79.49	83.44
BR Open Area (m2)	343.37	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	1.24	C & E Loss (m)		
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	9.48	8.61
Br Sel Method	Press Only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 6.6.45 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente El Mirador para el $Q=424.22\text{ m}^3/\text{s}$

6.6.3.7. Puente Ferroviario “Las Catitas”

Este puente ferroviario ubicado en la progresiva 140.04 km se ubica inmediatamente 100 m aguas arriba del puente carretero de la RP 153. Esta línea ferroviaria une San Rafael con la localidad de Las Catitas que se encuentra sobre la margen izquierda del Río Tunuyán. Es un puente de tres vanos como lo muestra la Figura 6.6.46

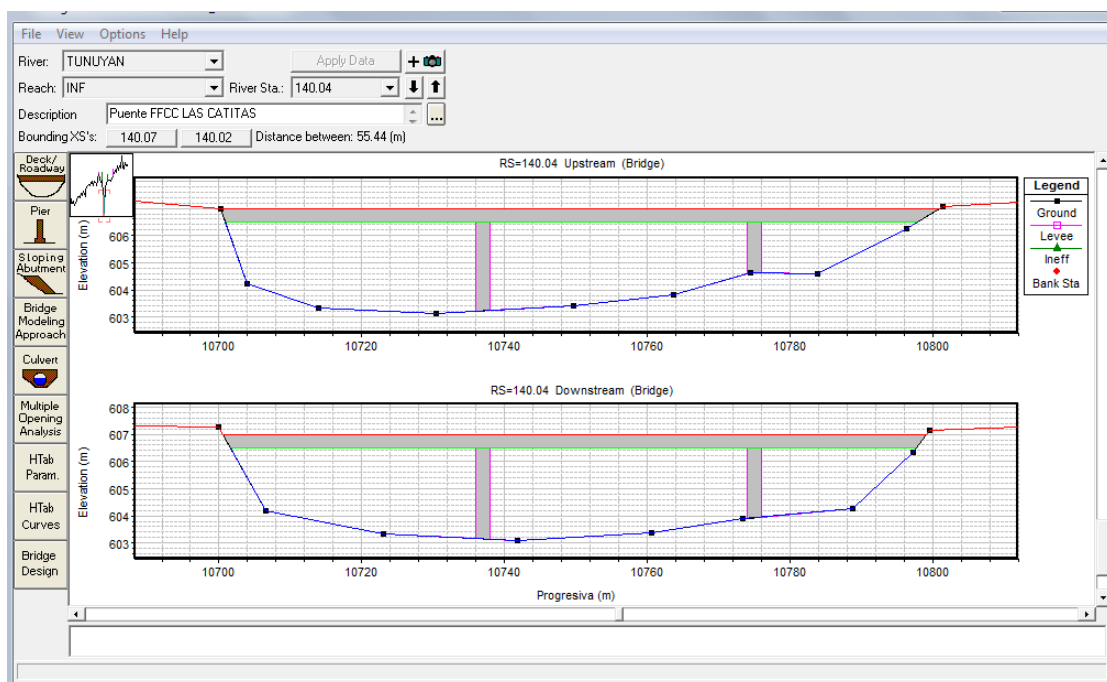


Figura 6.6.46. Geometría del puente Ferroviario Las Catitas

En las figuras 6.6.47 a 6.6.50 se describe el comportamiento hidráulico del puente Ferroviario Las Catitas

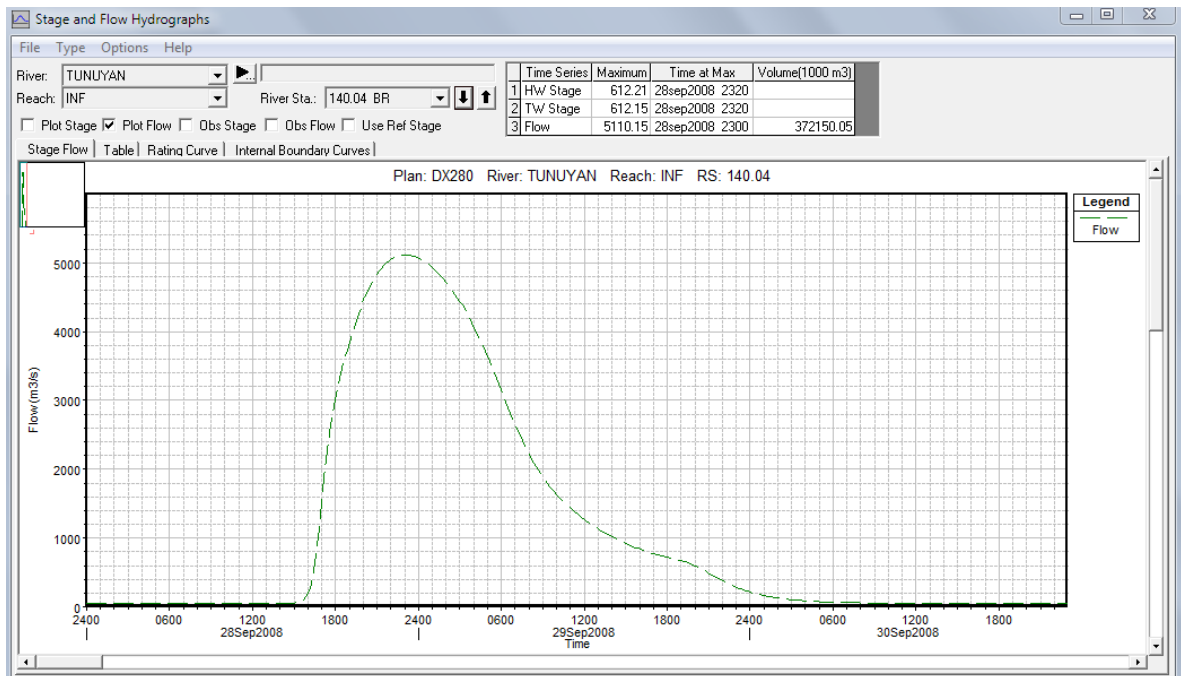


Figura 6.6.47 Hidrograma de la crecida en el sitio del puente Ferroviario Las Catitas

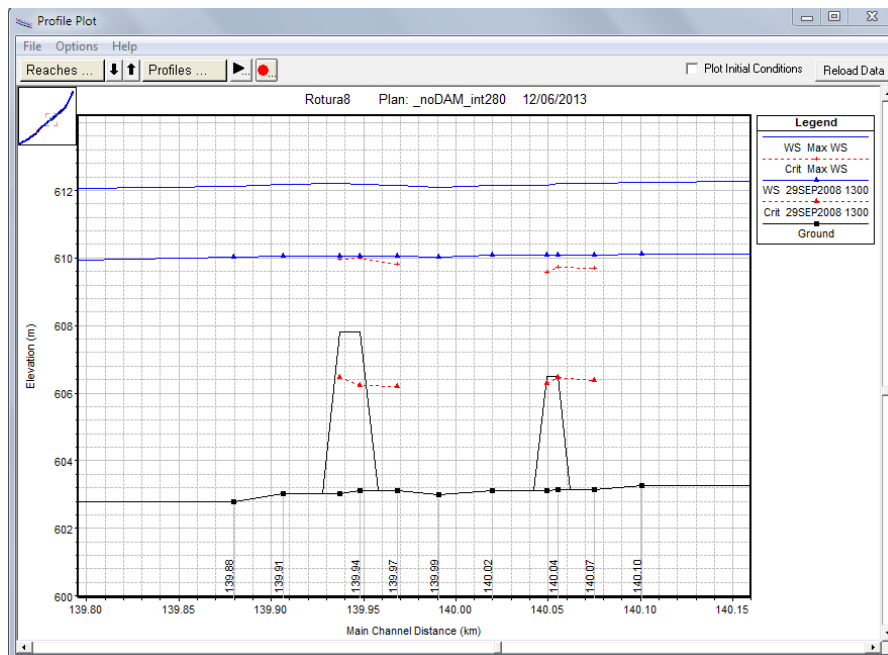


Figura 6.6.48 Perfil longitudinal que muestra el funcionamiento hidráulico del puente Ferroviario Las Catitas (aguas abajo puente RP 153 Las Catitas) para $Q_{m\acute{a}x}$ y $Q = 1126.09 \text{ m}^3/\text{s}$

Bridge Output

File Type Options Help

River: TUNUYAN Profile: Max WS

Reach: INF RS: 140.04 Plan: DX280

Plan: DX280 TUNUYAN INF RS: 140.04 Profile: Max WS				
		Element	Inside BR US	Inside BR DS
E.G. US. (m)	612.33	E.G. Elev (m)	612.32	612.29
W.S. US. (m)	612.21	W.S. Elev (m)	612.20	612.15
Q Total (m3/s)	5106.26	Crit W.S. (m)	609.72	609.57
Q Bridge (m3/s)	341.22	Max Chl Dpth (m)	9.06	9.05
Q Weir (m3/s)	4765.04	Vel Total (m/s)	1.24	0.92
Weir Sta Lft (m)	10058.42	Flow Area (m2)	4112.65	5548.08
Weir Sta Rgt (m)	11531.35	Froude # Chl	0.15	0.15
Weir Submerg	0.97	Specif Force (m3)	8958.82	10727.72
Weir Max Depth (m)	5.32	Hydr Depth (m)	2.87	2.77
Min El Weir Flow (m)	607.00	W.P. Total (m)	1629.23	2200.20
Min El Prs (m)	606.50	Conv. Total (m3/s)		
Delta EG (m)	0.03	Top Width (m)	1597.03	2438.06
Delta WS (m)	0.05	Frctn Loss (m)		
BR Open Area (m2)	232.28	C & E Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	1.47	Shear Total (N/m2)		
Coef of Q		Power Total (N/m s)	0.00	0.00
Br Sel Method	Press/Weir			

Figura 6.6.49 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Ferroviario Las Catitas para el Q máximo

Bridge Output

File Type Options Help

River: TUNUYAN Profile: 29SEP2008 1300

Reach: INF RS: 140.04 Plan: DX280

Plan: DX280 TUNUYAN INF RS: 140.04 Profile: 29SEP2008 1300				
		Element	Inside BR US	Inside BR DS
E.G. US. (m)	610.12	E.G. Elev (m)	610.11	610.11
W.S. US. (m)	610.09	W.S. Elev (m)	610.08	610.08
Q Total (m3/s)	1126.09	Crit W.S. (m)	606.46	606.29
Q Bridge (m3/s)	127.03	Max Chl Dpth (m)	6.94	6.98
Q Weir (m3/s)		Vel Total (m/s)	0.70	0.59
Weir Sta Lft (m)		Flow Area (m2)	1612.69	1908.49
Weir Sta Rgt (m)		Froude # Chl	0.09	0.09
Weir Submerg		Specif Force (m3)	2695.72	3086.18
Weir Max Depth (m)		Hydr Depth (m)	1.96	1.76
Min El Weir Flow (m)	607.00	W.P. Total (m)	1021.62	1281.92
Min El Prs (m)	606.50	Conv. Total (m3/s)	41331.7	85703.4
Delta EG (m)	0.02	Top Width (m)	824.32	1084.79
Delta WS (m)	0.02	Frctn Loss (m)	0.00	0.00
BR Open Area (m2)	232.28	C & E Loss (m)	0.00	0.00
BR Open Vel (m/s)	0.55	Shear Total (N/m2)	11.49	2.52
Coef of Q		Power Total (N/m s)	0.00	0.00
Br Sel Method	Energy only			

Figura 6.6.50 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Ferroviario Las Catitas para el Q=1126.09 m³/s

6.6.3.8. Puente RP 153 “Las Catitas”

Este puente que se encuentra en la progresiva 139.94 km, 100 m aguas abajo del Puente Ferroviario Las Catitas, tiene cuatro vanos como lo muestra la Figura 6.6.51 y soporta la RP 153.

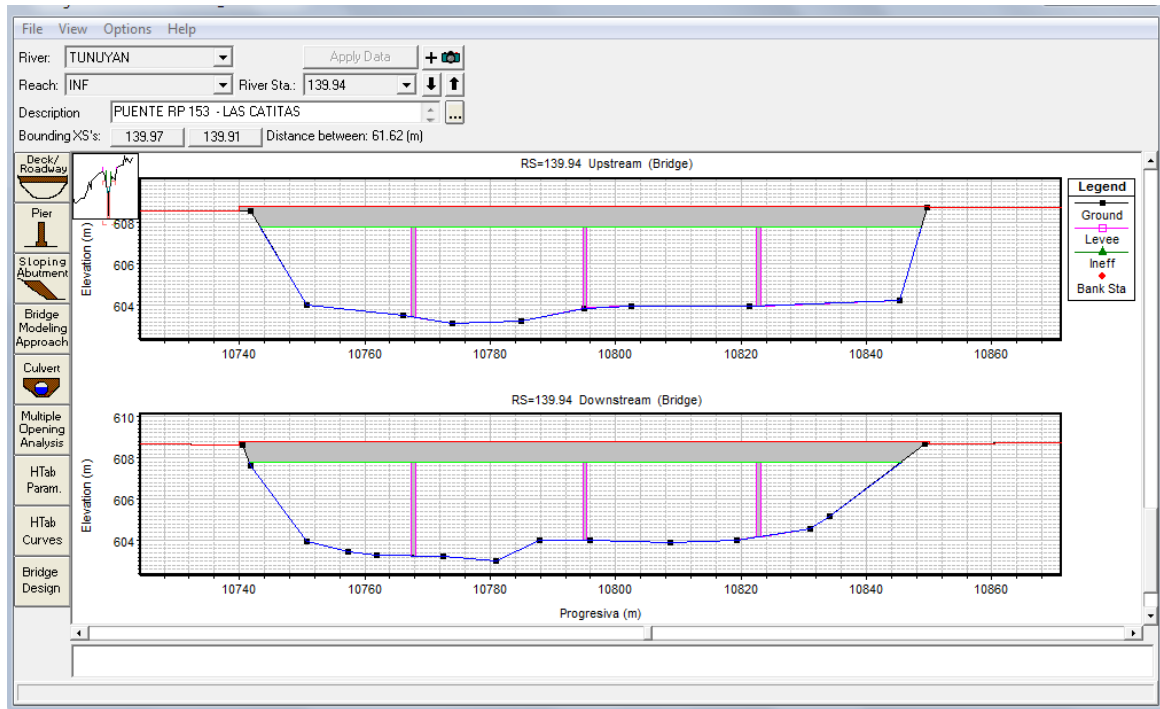


Figura 6.6.51. Geometría del puente RP 153-Las Catitas

En las figuras 6.6.52 a 6.6.55 se describe el comportamiento hidráulico del puente RP 153-Las Catitas

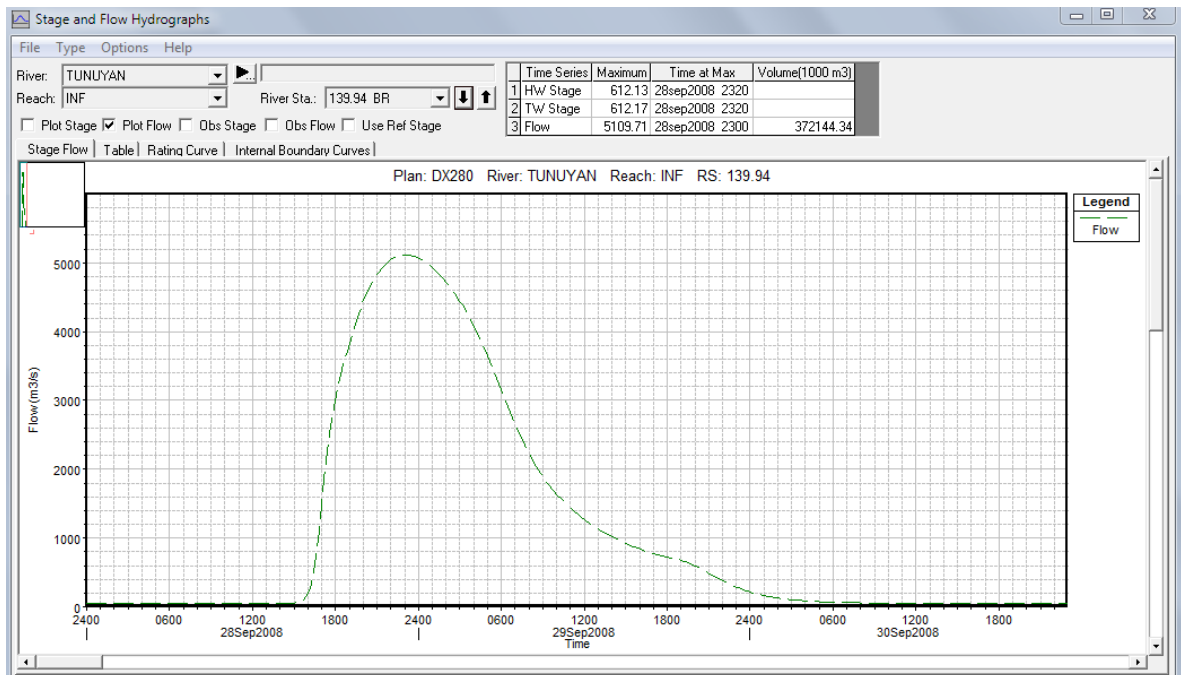


Figura 6.6.52 Hidrograma de la crecida en el sitio del puente RP 153-Las Catitas

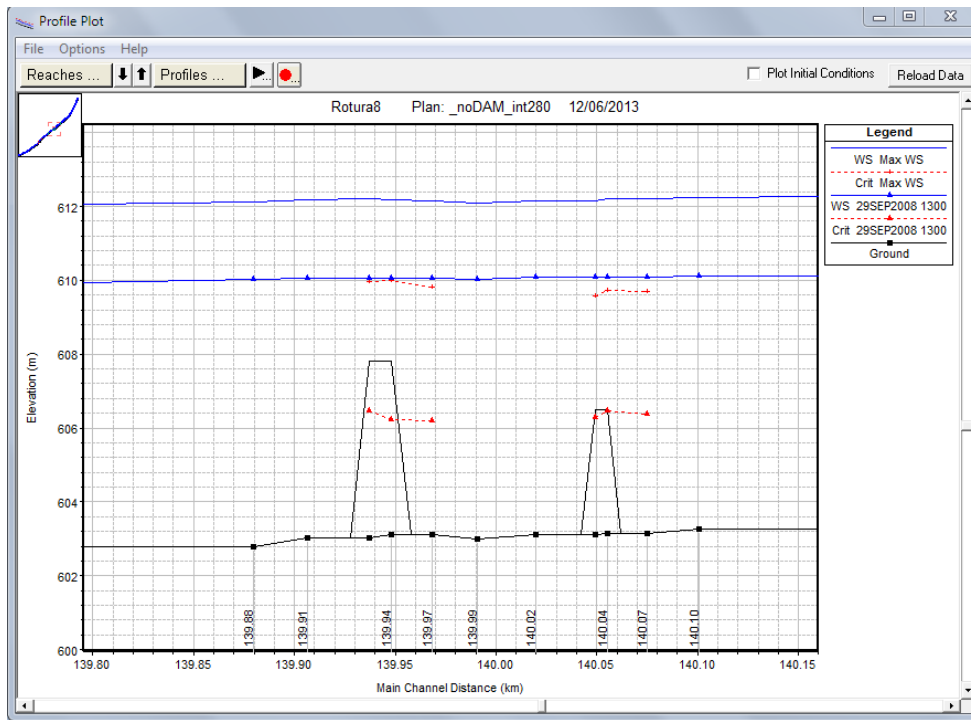


Figura 6.6.53 Perfil longitudinal que muestra el funcionamiento hidráulico del puente RP 153-Las Catitas (aguas abajo puente RP 153 Las Catitas) para $Q_{\text{máx}}$ y $Q = 1127.45 \text{ m}^3/\text{s}$

Bridge Output

File Type Options Help

River: TUNUYAN Profile: Max WS

Reach: INF RS: 139.94 Plan: DX280

Plan: DX280 TUNUYAN INF RS: 139.94 Profile: Max WS				
		Element	Inside BR US	Inside BR DS
E.G. US. (m)	612.26	E.G. Elev (m)	612.30	612.28
W.S. US. (m)	612.13	W.S. Elev (m)	612.17	612.21
Q Total (m ³ /s)	5105.61	Crit W.S. (m)	609.99	609.97
Q Bridge (m ³ /s)	437.28	Max Chl Dpth (m)	9.08	9.18
Q Weir (m ³ /s)		Vel Total (m/s)	1.29	0.83
Weir Sta Lft (m)		Flow Area (m ²)	3953.69	6170.08
Weir Sta Rgt (m)		Froude # Chl	0.17	0.12
Weir Submerg		Specif Force (m ³)	8651.17	11145.51
Weir Max Depth (m)		Hydr Depth (m)	3.03	2.34
Min El Weir Flow (m)	608.22	W.P. Total (m)	1540.63	2871.74
Min El Prs (m)	607.80	Conv. Total (m ³ /s)	241127.6	254546.6
Delta EG (m)	0.04	Top Width (m)	2669.00	3460.08
Delta WS (m)	0.01	Frctn Loss (m)	0.00	0.01
BR Open Area (m ²)	359.89	C & E Loss (m)	0.02	0.00
BR Open Vel (m/s)	1.22	Shear Total (N/m ²)	11.28	8.48
Coef of Q		Power Total (N/m s)	0.00	0.00
Br Sel Method	Energy only			

Figura 6.6.54 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente RP 153-Las Catitas para el $Q_{\text{máx}}$

Bridge Output				
File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	29SEP2008 1300	
Reach:	INF	RS:	139.94	Plan: DX280
Plan: DX280 TUNUYAN INF RS: 139.94 Profile: 29SEP2008 1300				
E.G. US. (m)	610.10	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	610.07	E.G. Elev (m)	610.10	610.09
Q Total (m3/s)	1127.45	W.S. Elev (m)	610.06	610.06
Q Bridge (m3/s)	383.19	Crit W.S. (m)	606.23	606.47
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	6.96	7.03
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.79	0.64
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	1424.01	1773.27
Weir Submerg		Froude # Chl	0.10	0.09
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	2417.06	2668.71
Min El Weir Flow (m)	608.22	Hydr Depth (m)	1.50	1.33
Min El Prs (m)	607.80	W.P. Total (m)	1180.52	1567.56
Delta EG (m)	0.02	Conv. Total (m3/s)	62458.2	57409.1
Delta WS (m)	0.02	Top Width (m)	946.75	1440.94
BR Open Area (m2)	359.89	Frctn Loss (m)	0.00	0.01
BR Open Vel (m/s)	1.06	C & E Loss (m)	0.00	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	3.85	4.28
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 6.6.55 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente RP 153-Las Catitas para el $Q=1127.45 \text{ m}^3/\text{s}$

6.6.3.9. Puente-Alcantarilla calle “J. Stern”

Este puente que se ubica en la progresiva 121.55 km soporta a la Calle Jorge Stern, 2 km aguas arriba de la localidad La Dormida. El tablero del puente está sobre una alcantarilla múltiple de cinco conductos, como lo muestra la Figura 6.6.56.

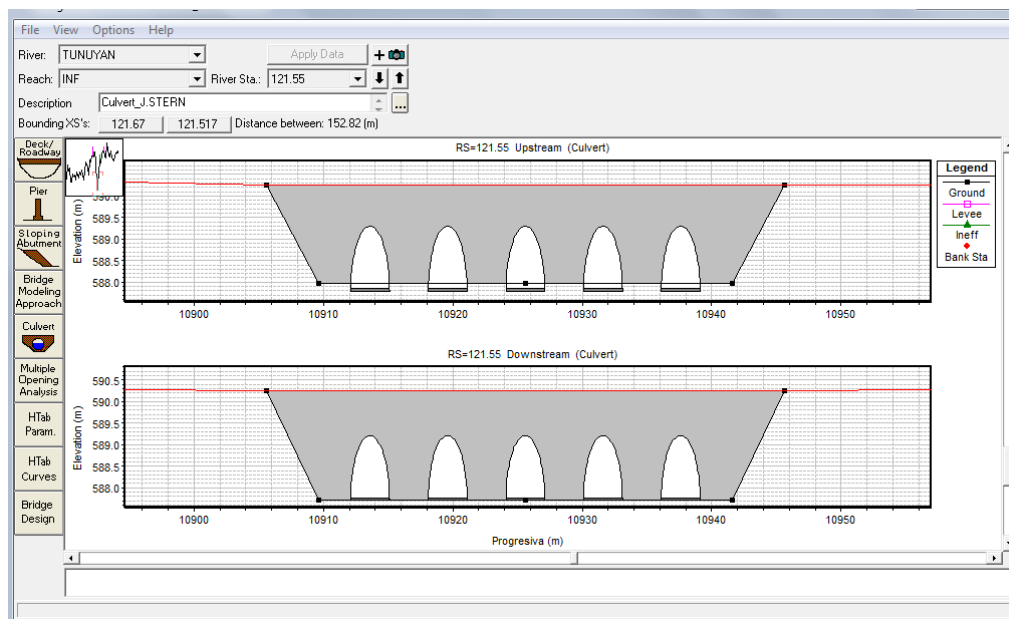


Figura 6.6.56. Geometría del puente alcantarilla J. Stern

En las figuras 6.6.57 a 6.6.60 se describe el comportamiento hidráulico del puente alcantarilla J. Stern

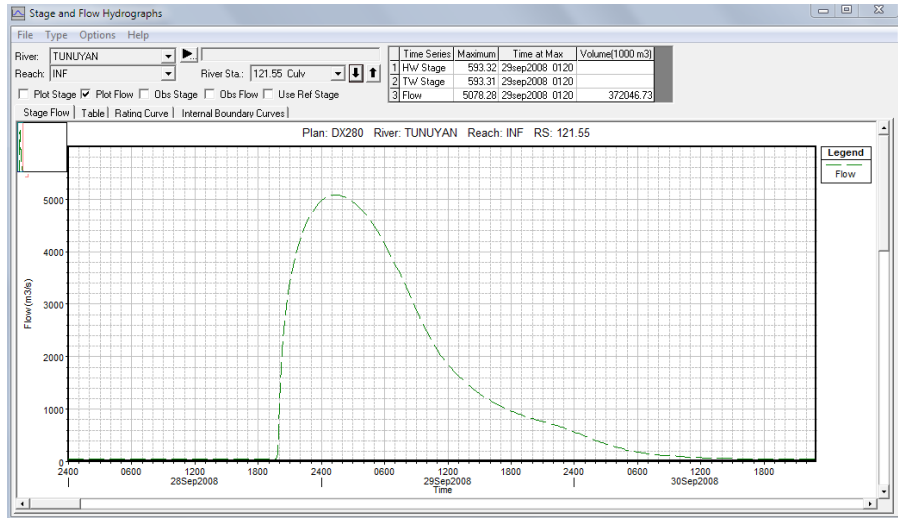


Figura 6.6.57 Hidrograma de la crecida en el sitio del puente alcantarilla J. Stern

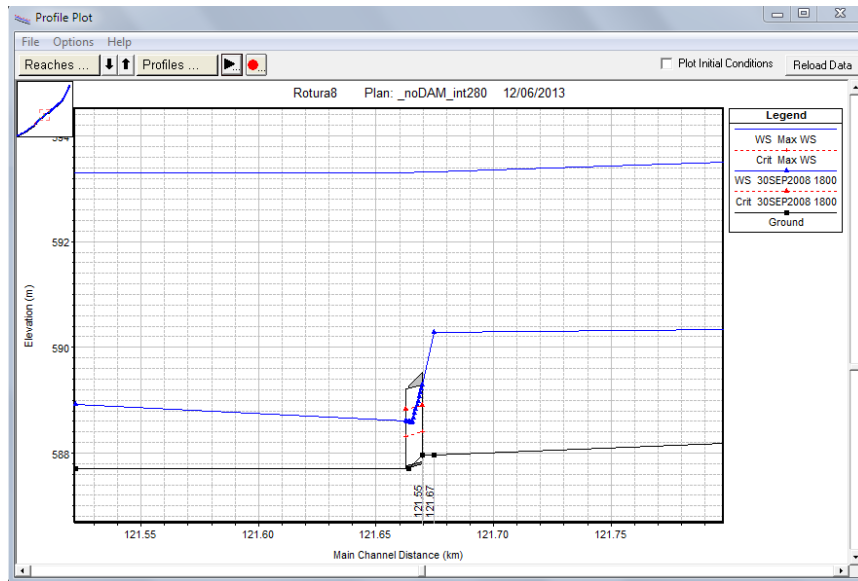


Figura 6.6.58 Perfil longitudinal que muestra el funcionamiento hidráulico del puente alcantarilla J. Stern para $Q_{\text{máx}}$ y $Q=52.98 \text{ m}^3/\text{s}$

Plan: DX280 TUNUYAN INF RS: 121.55 Culv Group: Culvert #1 Profile: Max WS				
Q Culv Group (m3/s)		19.73	Culv Full Len (m)	7.00
# Barrels		5	Culv Vel US (m/s)	1.17
Q Barrel (m3/s)		3.95	Culv Vel DS (m/s)	1.17
E.G. US. (m)		593.68	Culv Inv El Up (m)	587.79
W.S. US. (m)		593.32	Culv Inv El Dn (m)	587.71
E.G. DS (m)		593.61	Culv Frctn Ls (m)	0.02
W.S. DS (m)		593.31	Culv Exit Loss (m)	0.00
Delta EG (m)		0.07	Culv Entr Loss (m)	0.05
Delta WS (m)		0.02	Q Weir (m3/s)	5062.31
E.G. IC (m)		593.67	Weir Sta Lft (m)	10315.00
E.G. OC (m)		593.68	Weir Sta Rgt (m)	11582.64
Culvert Control		Outlet	Weir Submerg	0.89
Culv WS Inlet (m)		589.29	Weir Max Depth (m)	3.42
Culv WS Outlet (m)		589.21	Weir Avg Depth (m)	2.15
Culv Nml Depth (m)			Weir Flow Area (m2)	2730.33
Culv Crit Depth (m)		0.61	Min El Weir Flow (m)	590.26

Figura 6.6.59 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente alcantarilla J. Stern para el Q máx

Plan: DX280 TUNUYAN INF RS: 121.55 Culv Group: Culvert #1 Profile: 30SEP2008 1800				
Q Culv Group (m3/s)		52.98	Culv Full Len (m)	
# Barrels		5	Culv Vel US (m/s)	3.13
Q Barrel (m3/s)		10.60	Culv Vel DS (m/s)	4.50
E.G. US. (m)		590.26	Culv Inv El Up (m)	587.79
W.S. US. (m)		590.29	Culv Inv El Dn (m)	587.71
E.G. DS (m)		589.01	Culv Frctn Ls (m)	0.27
W.S. DS (m)		588.93	Culv Exit Loss (m)	0.62
Delta EG (m)		1.25	Culv Entr Loss (m)	0.35
Delta WS (m)		1.36	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)		590.26	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)		590.06	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control		Inlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)		589.29	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)		588.60	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)		1.50	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crit Depth (m)		1.11	Min El Weir Flow (m)	590.26

Figura 6.6.60 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente alcantarilla J. Stern para el Q= 52.98 m³/s

6.6.3.10. Puente RP 77 “La Paz”

Este puente que se ubica en la progresiva 73.85 km soporta la RP 77 uniendo la margen derecha del Río Tunuyán con la Cdad. de La Paz. El puente tiene tres vanos como lo muestra la Figura 6.6.61.

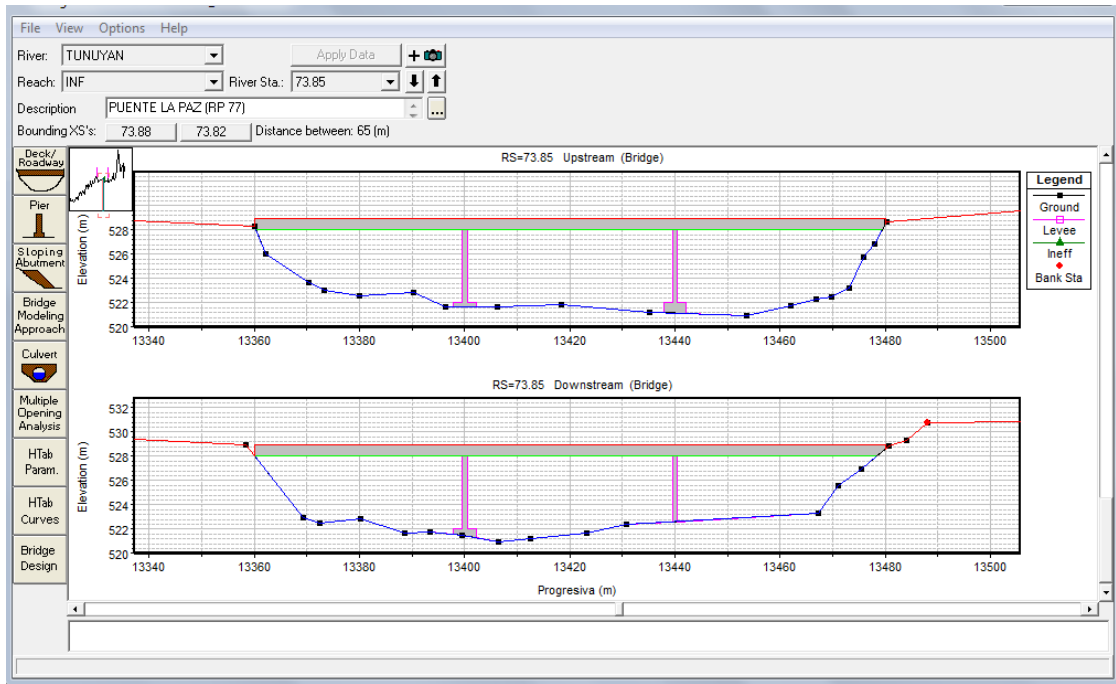


Figura 6.6.61. Geometría del puente RP 77 – La Paz

En las figuras 6.6.62 a 6.6.65 se describe el comportamiento hidráulico del puente RP 77 – La Paz

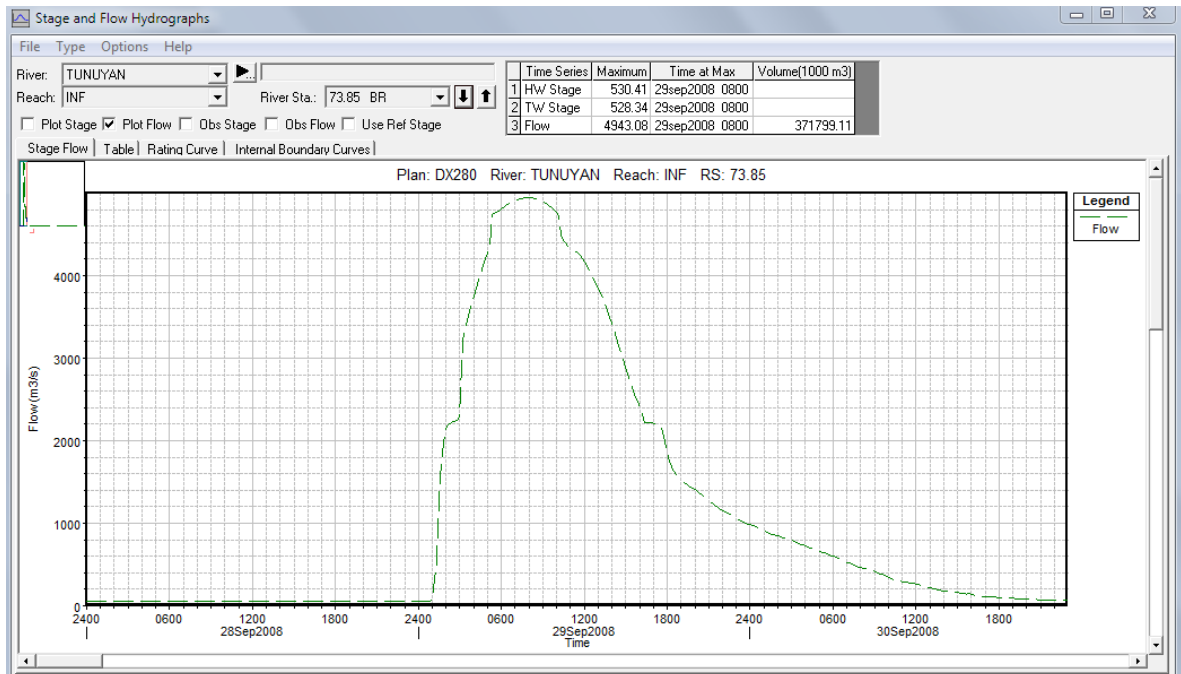


Figura 6.6.62 Hidrograma de la crecida en el sitio del puente RP 77 – La Paz

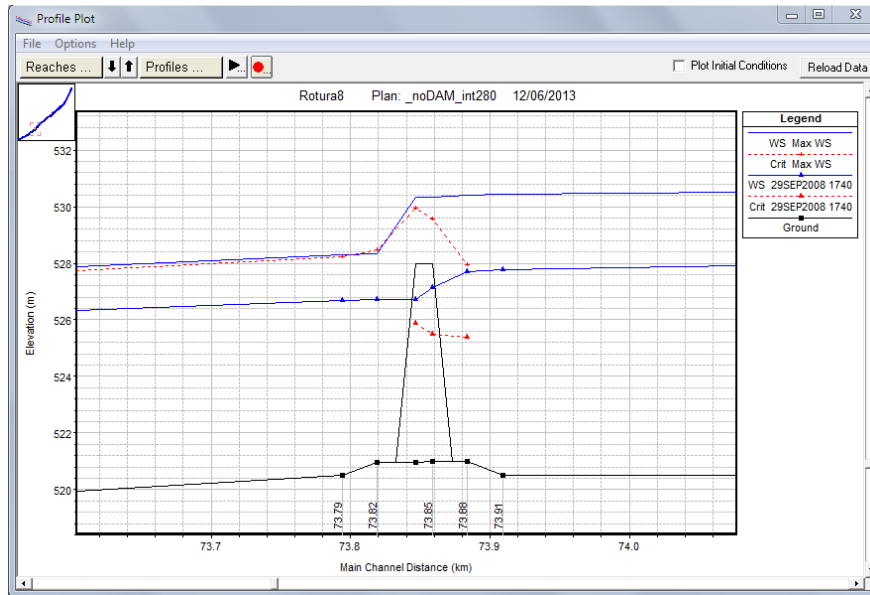


Figura 6.6.63 Perfil longitudinal que muestra el funcionamiento hidráulico del puente RP 77 – La Paz para $Q_{\text{máx}}$ y $Q = 2115.02 \text{ m}^3/\text{s}$

Bridge Output

River: TUNUYAN Profile: Max WS
 Reach: INF RS: 73.85 Plan: DX280

	Plan: DX280	TUNUYAN	INF RS: 73.85	Profile: Max WS
E.G. US. (m)		531.47	Element	Inside BR US
W.S. US. (m)		530.41	E.G. Elev (m)	531.43
Q Total (m ³ /s)		4943.34	W.S. Elev (m)	530.33
Q Bridge (m ³ /s)		3735.79	Crit W.S. (m)	529.57
Q Weir (m ³ /s)		1207.55	Max Chl Dpth (m)	9.34
Weir Sta Lft (m)		13260.09	Vel Total (m/s)	0.00
Weir Sta Rgt (m)		13655.14	Flow Area (m ²)	1124.04
Weir Submerg		0.00	Froude # Chl	0.55
Weir Max Depth (m)		3.08	Specif Force (m ³)	6330.03
Min El Weir Flow (m)		528.35	Hydr Depth (m)	5.94
Min El Pts (m)		528.00	W.P. Total (m)	488.21
Delta EG (m)		0.19	Conv. Total (m ³ /s)	
Delta WS (m)		1.98	Top Width (m)	223.62
BR Open Area (m ²)		600.67	Frctn Loss (m)	398.30
BR Open Vel (m/s)		6.22	C & E Loss (m)	
Coef of Q			Shear Total (N/m ²)	
Br Sel Method		Press/Weir	Power Total (N/m s)	0.00
				0.00

Figura 6.6.64 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente RP 77 – La Paz para el $Q_{\text{máx}}$

Plan: DX280 TUNUYAN INF RS: 73.85 Profile: 29SEP2008 1740				
E.G. US. (m)	528.25	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	527.69	E.G. Elev (m)	527.88	527.82
Q Total (m3/s)	2115.02	W.S. Elev (m)	527.13	526.73
Q Bridge (m3/s)	2115.02	Crit W.S. (m)	525.48	525.88
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	6.14	5.78
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.81	4.63
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	554.45	456.34
Weir Submerg		Froude # Chl	0.55	0.73
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	2251.02	2021.04
Min El Weir Flow (m)	528.35	Hydr Depth (m)	4.82	4.13
Min El Prs (m)	528.00	W.P. Total (m)	140.49	131.41
Delta EG (m)	0.13	Conv. Total (m3/s)	69233.3	52322.3
Delta WS (m)	0.50	Top Width (m)	115.08	110.49
BR Open Area (m2)	600.67	Frctn Loss (m)	0.01	0.04
BR Open Vel (m/s)	4.63	C & E Loss (m)	0.04	0.02
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	36.12	55.64
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 6.6.65 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente RP 77 – La Paz para el $Q= 2115.02 \text{ m}^3/\text{s}$

6.6.3.11. Puente-Alcantarilla RP51

Este puente que se ubica en la progresiva 18.27 km soporta la RP 51 a la altura de Desaguadero. Su tablero está sobre una alcantarilla múltiple de cuatro conductos como se aprecia en la Figura 6.6.66.

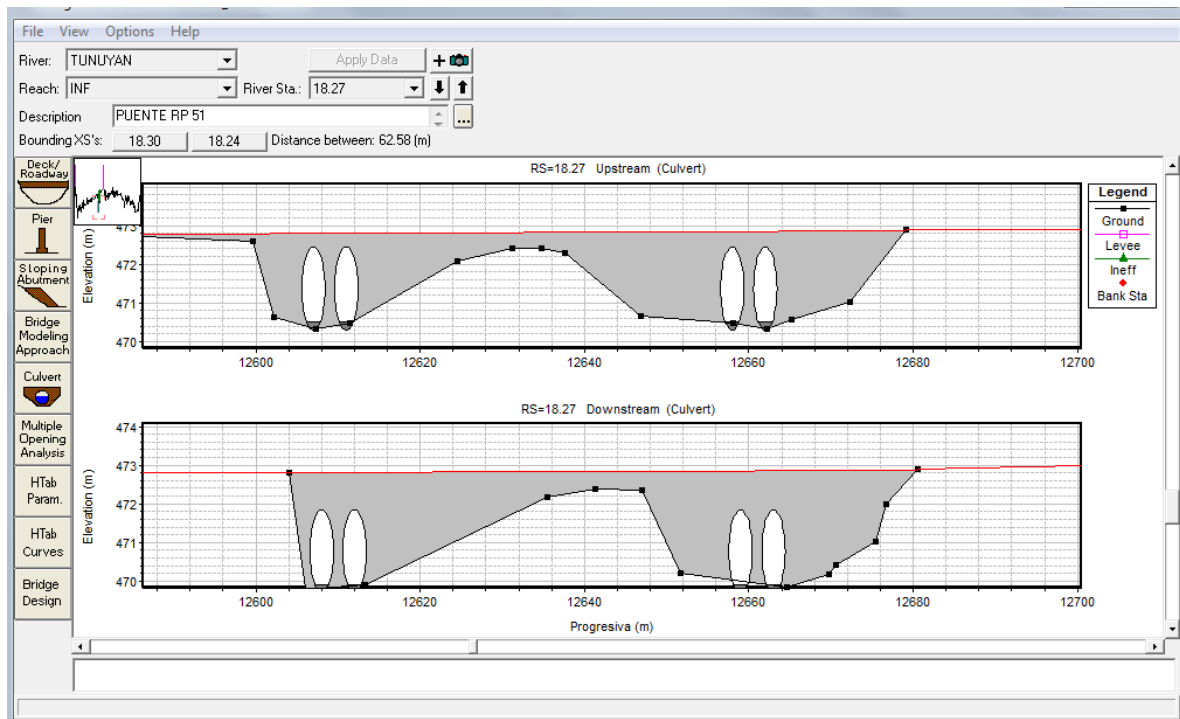


Figura 6.6.66. Geometría del puente – alcantarilla RP 51

En las figuras 6.6.67 a 6.6.70 se describe el comportamiento hidráulico del puente – alcantarilla RP 51

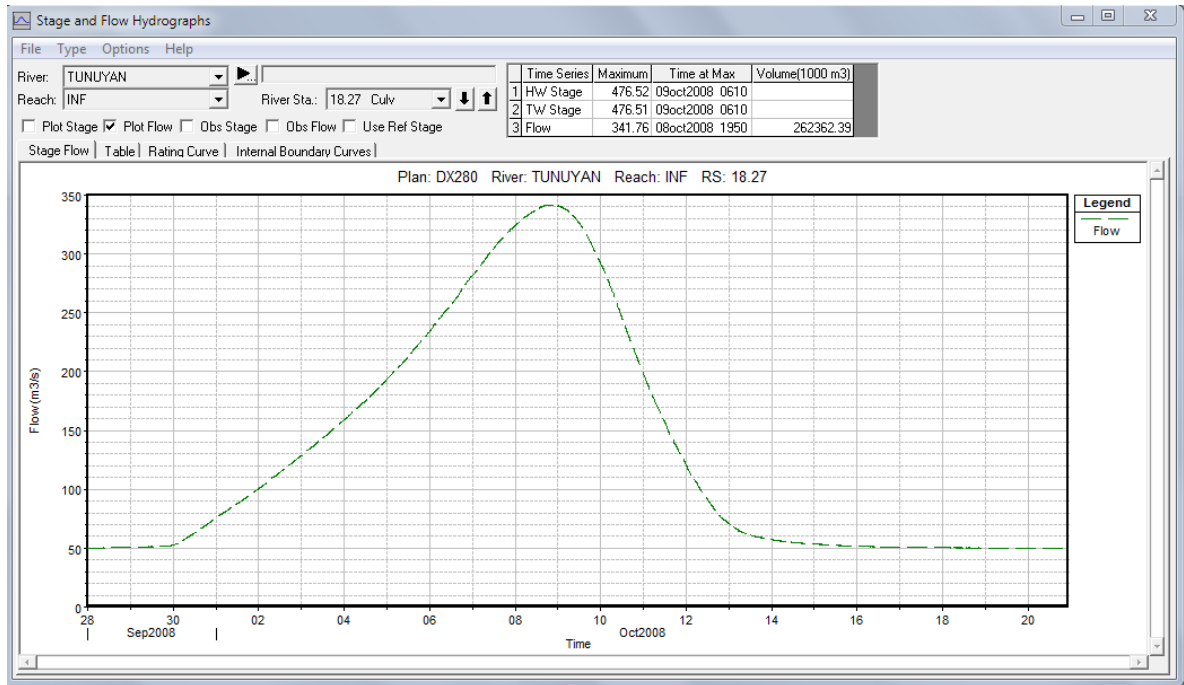


Figura 6.6.67 Hidrograma de la crecida en el sitio del puente – alcantarilla RP 51

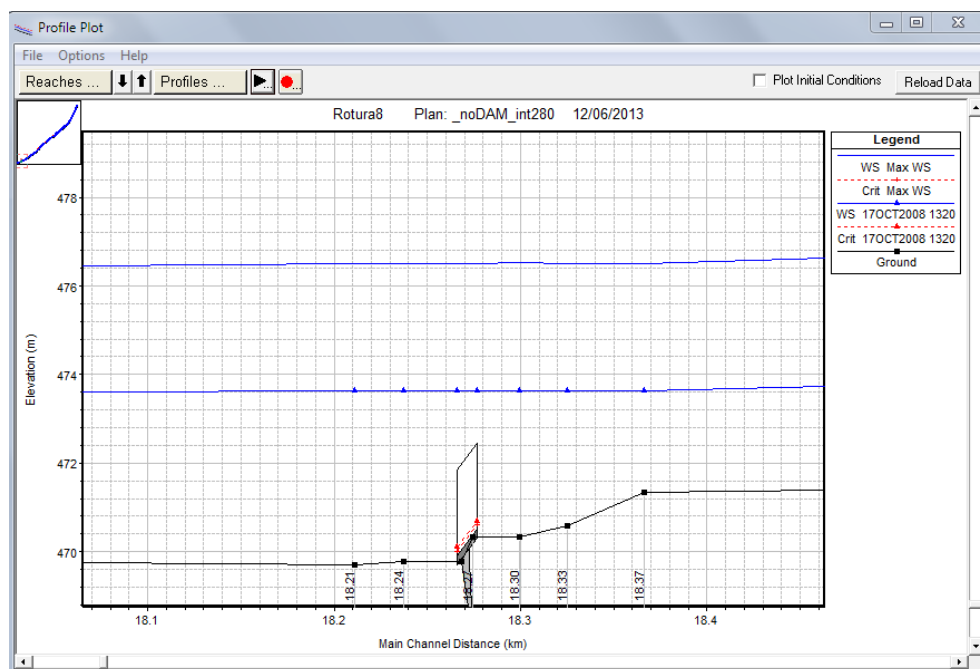


Figura 6.6.68 Perfil longitudinal que muestra el funcionamiento hidráulico del puente – alcantarilla RP 51 para $Q_{m\acute{a}x}$ y $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$

Culvert Output			
File Type Options Help			
River:	TUNUYAN	Profile:	Max WS
Reach:	INF	RS:	18.27
			Plan: DX280
Plan: DX280 TUNUYAN INF RS: 18.27 Culv Group: Culvert #1 Profile: Max WS			
Q Culv Group (m3/s)	0.66	Culv Full Len (m)	10.60
# Barrels	4	Culv Vel US (m/s)	0.04
Q Barrel (m3/s)	0.16	Culv Vel DS (m/s)	0.04
E.G. US. (m)	476.51	Culv Inv El Up (m)	470.30
W.S. US. (m)	476.52	Culv Inv El Dn (m)	469.70
E.G. DS (m)	476.51	Culv Frctn Ls (m)	0.00
W.S. DS (m)	476.51	Culv Exit Loss (m)	0.00
Delta EG (m)	0.00	Culv Entr Loss (m)	0.00
Delta WS (m)	0.01	Q Weir (m3/s)	334.99
E.G. IC (m)	476.52	Weir Sta Lft (m)	12461.53
E.G. OC (m)	476.51	Weir Sta Rgt (m)	13090.09
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	1.00
Culv WS Inlet (m)	472.44	Weir Max Depth (m)	3.75
Culv WS Outlet (m)	471.84	Weir Avg Depth (m)	3.34
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	2101.37
Culv Crt Depth (m)	0.30	Min El Weir Flow (m)	472.80

Figura 6.6.69 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente – alcantarilla RP 51 para el Q máx

Culvert Output			
File Type Options Help			
River:	TUNUYAN	Profile:	17OCT2008 1320
Reach:	INF	RS:	18.27
			Plan: DX280
Plan: DX280 TUNUYAN INF RS: 18.27 Culv Group: Culvert #1 Profile: 17OCT2008 1320			
Q Culv Group (m3/s)	1.96	Culv Full Len (m)	10.60
# Barrels	4	Culv Vel US (m/s)	0.11
Q Barrel (m3/s)	0.49	Culv Vel DS (m/s)	0.11
E.G. US. (m)	473.64	Culv Inv El Up (m)	470.30
W.S. US. (m)	473.64	Culv Inv El Dn (m)	469.70
E.G. DS (m)	473.64	Culv Frctn Ls (m)	0.00
W.S. DS (m)	473.64	Culv Exit Loss (m)	0.00
Delta EG (m)	0.00	Culv Entr Loss (m)	0.00
Delta WS (m)	0.00	Q Weir (m3/s)	48.64
E.G. IC (m)	472.72	Weir Sta Lft (m)	12510.36
E.G. OC (m)	473.64	Weir Sta Rgt (m)	13010.50
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	1.00
Culv WS Inlet (m)	472.44	Weir Max Depth (m)	0.87
Culv WS Outlet (m)	471.84	Weir Avg Depth (m)	0.68
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	337.98
Culv Crt Depth (m)	0.39	Min El Weir Flow (m)	472.80

Figura 6.6.70 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente – alcantarilla RP 51 para el Q= 50 m³/s

6.6.4. Afectación de las estructuras de cruce durante la crecida

A continuación se resume en la Tabla 6.6.3 para cada una de las estructuras de cruce los tiempos, caudales y tirantes que durante la crecida por rotura de la Presa El Carrizal las afectarían y serían determinantes desde el punto de vista comunicacional en la emergencia.

Tabla 6.6.3 Funcionamiento de las Estructuras durante la Crecida por Rotura de Presa

PROGRESIVA (km)	ESTRUCTURA TIPO	ESTRUCTURA NOMBRE	TIEMPO COMIENZO VERTIDO SOBRE TABLERO	Q TOTAL	TIEMPO ARRIBO QMAX	Q MÁX TOTAL	Q MÁX VERTEDERO	TIRANTE MÁXIMO SOBRE VERTEDERO	QMÁX PUENTE o ALCANTARILLA	TIEMPO FINALIZACIÓN VERTIDO SOBRE TABLERO	Q TOTAL	OBSERVACIONES
			(hr:mm)	(m3/s)	(hr:mm)	(m3/s)	(m3/s)	(m)	(m3/s)	(hr:mm)	(m3/s)	
225.58	azud derivador	Tiburcio Benegas	00:00	50	04:00	8558	8558	9.23	-----	39:40	50	***
208.33	puente	Los Árboles	04:20	983	06:00	6962	6081	3.78	881	24:00	821	
198.54	puente	Cdad. de Rivadavia	06:00	679	08:20	7663	6489	5.97	1174	29:20	313	
191.59	alcantarilla	Sta. María de Oro	00:00	50	09:40	7444	7399	7.69	45	47:10	50	**
185.15	puente	Dique Philips	08:40	271	11:20	6970	6900	4.75	70	36:20	216	
175.10	puente	El Mirador	10:20	287	14:10	6502	6014	4.03	488	37:00	424	
140.04	puente FFCC	Las Catitas	16:00	193	23:00	5111	4769	5.32	342	49:20	148	
139.94	puente	RP 153 - Las Catitas	16:20	422	23:00	5110	4672	3.37	438	46:40	317	
121.55	alcantarilla	Calle J. Stern	04:00	53	25:20	5078	5058	3.42	20	66:50	53	
73.85	puente	RP 77 - La Paz	26:00	2138	32:00	4943	1207	3.08	3736	41:40	2115	
18.27	alcantarilla	RP 51	00:00	50	283:50	342	334	3.75	8	500:40	50	**

Los tiempos indicados se cuentan a partir del momento que comienza el proceso de sifonamiento en la presa.

Se asume que a pesar de soportar importantes presiones hidrodinámicas las estructuras de cruce subsisten al paso de la crecida.

*** Se asume que las compuertas del azud derivador se encuentran cerradas y con 50 m³/s vierte sobre su coronamiento

** Las alcantarillas tienen una capacidad inferior a 50 m³/s por lo que con ese caudal siempre hay vertido sobre el tablero del puente

7. Aplicación del Modelo Matemático de Simulación Hidráulica en régimen permanente para otros caudales significativos

7.1. Análisis de la respuesta hidráulica del cauce del Río Tunuyán a caudales significativos en régimen permanente

A efectos de conocer la respuesta del cauce del Río Tunuyán a otros caudales significativos es que se aplicó el modelo HEC-RAS en modo permanente para los caudales 50, 500, 1000 y 1600 m³/s. Este último es el que corresponde a la capacidad máxima del aliviadero de la presa.

Los mapas de inundación generados por los mencionado caudales se adjuntan en el Anexo VIII.

La modelación del cauce es la misma a la realizada para simular la crecida por rotura de la presa, por lo tanto también se consideraron los vertederos laterales que se describieron en 6.6.2.1. (Figura 7.1).

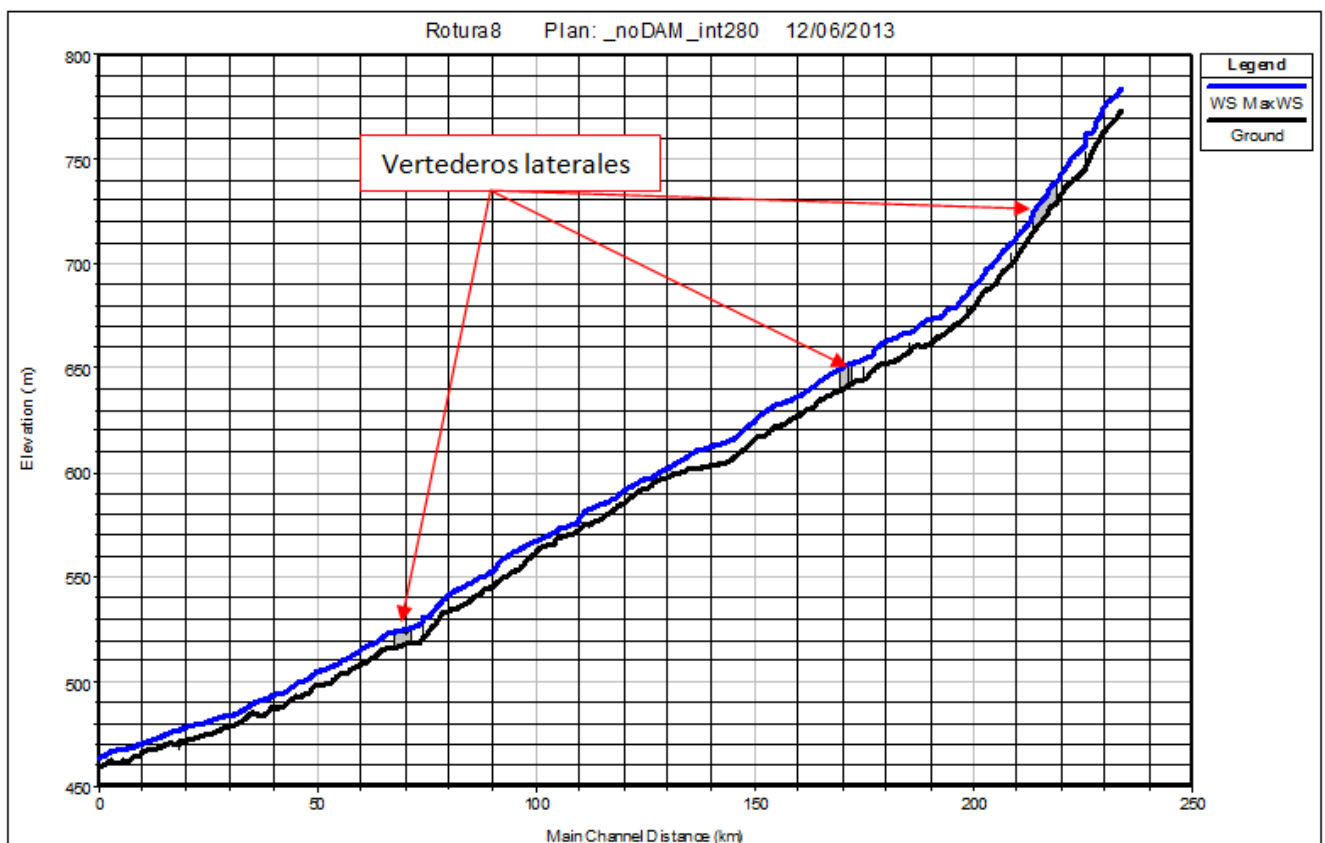


Figura 7.1 Perfil longitudinal de la superficie libre del agua en el caso de caudal máximo donde se visualizan los tres tramos con vertederos laterales

El efecto que ocasiona la presencia de los vertederos laterales para todos los caudales considerados se puede apreciar en la Figura 7.2. y en la Tabla 7.1

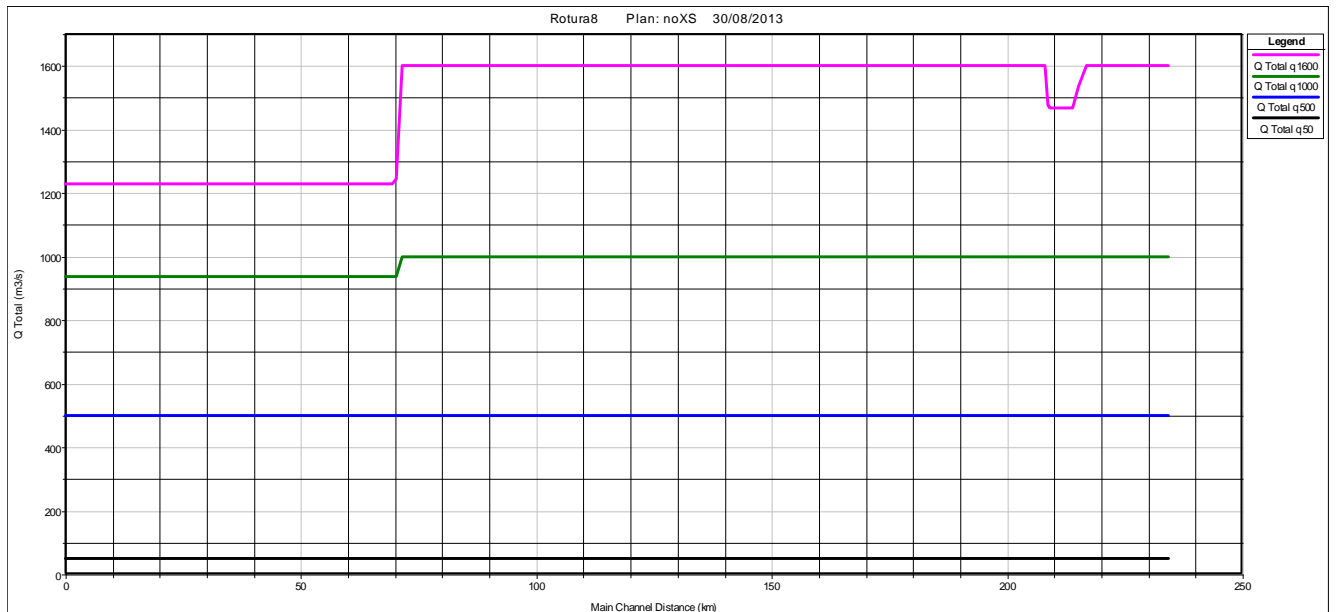


Figura 7.2 Variación espacial de caudales

Tabla 7.2 Comportamiento hidráulico de los vertederos laterales

Progresiva (km)	Perfil (m3/s)	Q US (m3/s)	Q DS (m3/s)	Q Weir (m3/s)	Weir Max Depth (m)	Weir Avg Depth (m)	Min El Weir Flow (m)	W.S. US. (m)	W.S. DS (m)	Porcentaje de Q vertido (%)
218.80	50.00	50.00	50.00	0.00			722.65	730.43	715.93	
218.80	500.00	500.00	500.00	0.00			722.65	733.23	718.82	
218.80	1000.00	1000.00	1000.00	0.00			722.65	734.38	720.18	
218.80	1600.00	1600.00	1468.70	130.45	0.49	0.25	722.65	735.29	721.71	8.15
172.02	50.00	50.00	50.00	0.00			651.10	645.18	644.79	
172.02	500.00	500.00	500.00	0.00			651.10	648.07	647.74	
172.02	1000.00	1000.00	1000.00	0.00			651.10	650.10	649.67	
172.02	1600.00	1600.00	1600.00	0.00			651.10	650.44	650.10	
170.80	50.00	50.00	50.00	0.00			648.17	642.85	642.02	
170.80	500.00	500.00	500.00	0.00			648.17	646.10	645.28	
170.80	1000.00	1000.00	1000.00	0.00			648.17	647.55	646.32	
170.80	1600.00	1600.00	1600.00	0.00			648.17	648.39	647.09	
71.30	50.00	50.00	50.00	0.00			522.86	520.14	518.58	
71.30	500.00	500.00	500.00	0.00			522.86	522.64	521.59	
71.30	1000.00	1000.00	935.34	64.44	0.47	0.24	522.86	523.65	522.52	6.44
71.30	1600.00	1600.00	1229.05	372.86	0.97	0.52	522.86	524.09	523.01	23.30

Observación: en el caso del vertedero de progr. 218.80, para $Q= 1600 \text{ m}^3/\text{s}$, el caudal vertido de $130.45 \text{ m}^3/\text{s}$ es reingresado al cauce entre las progresivas 208.93 y 208.07 km

Donde:

Q US: caudal en la sección transversal aguas arriba del vertedero lateral

Q DS: caudal en la sección transversal aguas abajo del vertedero lateral

Q Weir: caudal sobre el vertedero

Weir Max Depth: tirante máximo sobre vertedero

Weir Avg Depth: tirante medio sobre vertedero

Min El Weir Flow: cota donde el vertedero comienza a verter

W.S. US: cota elevación de agua aguas arriba

W.S. DS: cota elevación de agua aguas abajo

Se puede concluir que:

- el vertedero de progr. 218.80 solamente tiene efecto en el $Q= 1600 \text{ m}^3/\text{s}$
- los vertederos de progr. 172.02 y 170.80 no tienen efectos sobre todos los caudales considerados
- el vertedero de progr. 71.30 afecta a los casos de $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q= 1600 \text{ m}^3/\text{s}$

7.1.1. $Q= 50 \text{ m}^3/\text{s}$

Para este caudal la mayoría de las secciones tienen un régimen subcrítico o crítico. Solamente la sección de progresiva 73.79 km alcanza un valor de Froude 1.74 en coincidencia con el puente RP 77-La Paz (Figura 7.3).

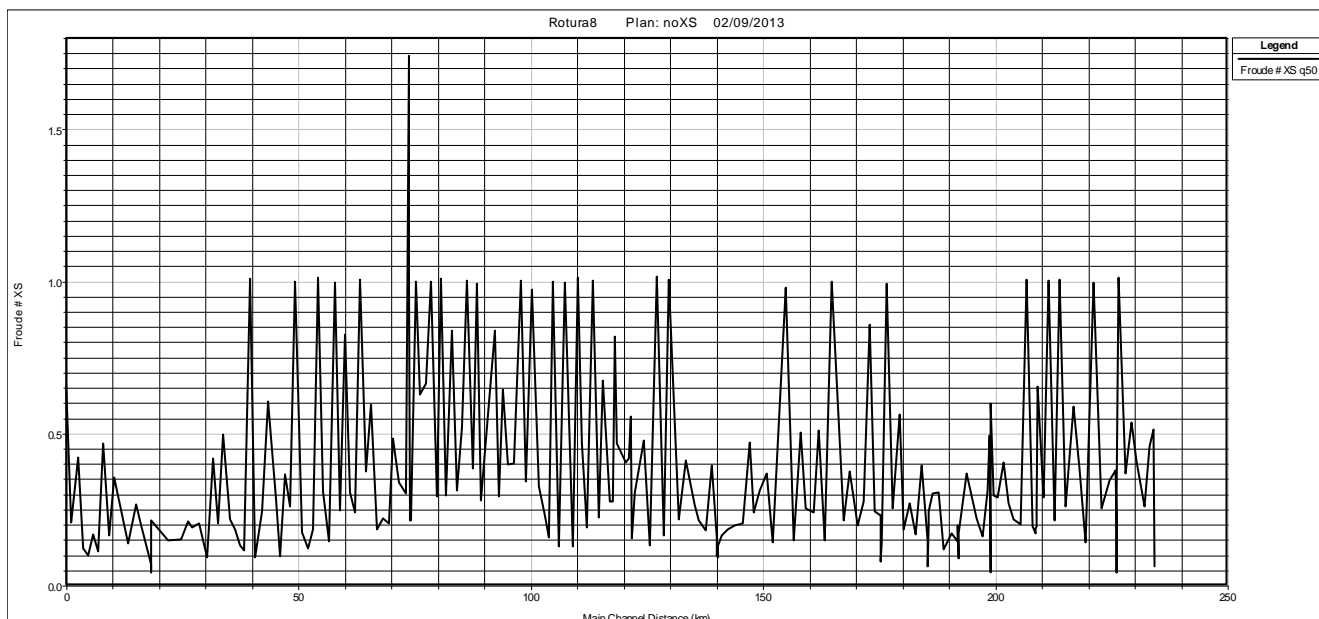


Figura 7.3. Variación espacial del Nº de Froude para $Q= 50 \text{ m}^3/\text{s}$

Al analizar la distribución espacial de anchos superficiales (Figura 7.4) se puede concluir que la mayoría de las secciones tiene capacidad para contener el $Q= 50 \text{ m}^3/\text{s}$. Solamente existen manchas de inundación considerable sobre ambas márgenes desde la progresiva 60.00 km hacia aguas abajo (Figura 7.5) debido a la baja pendiente del cauce.

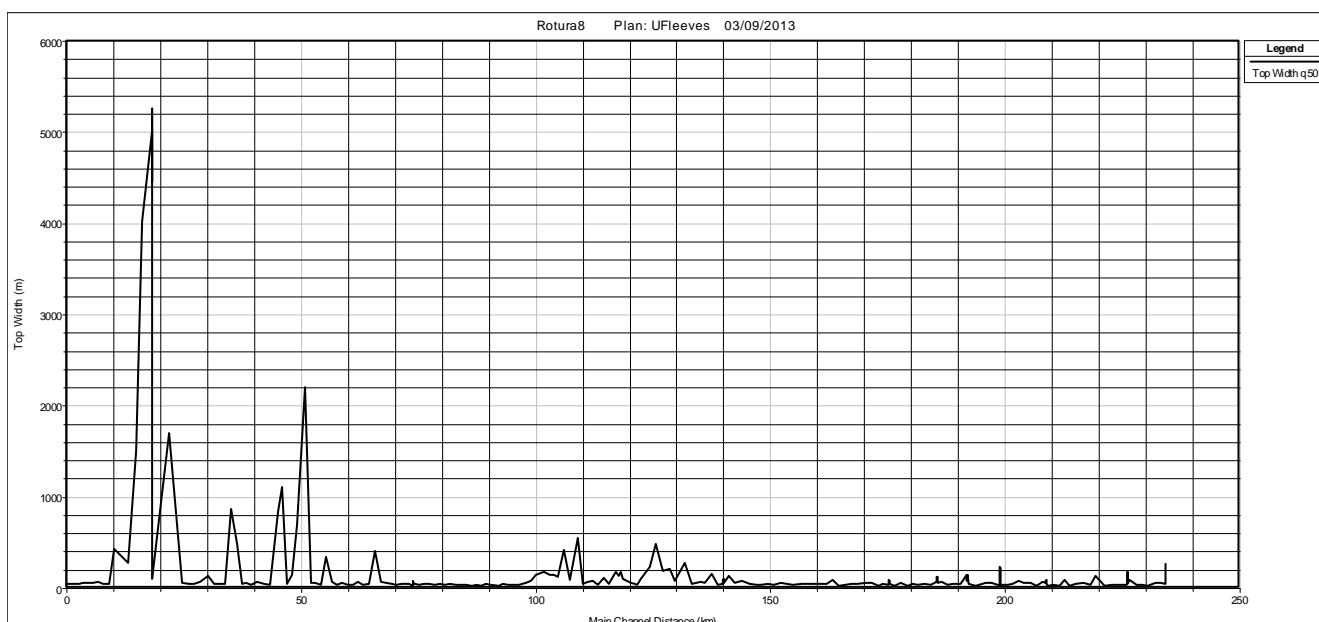


Figura 7.4 Variación espacial de anchos superficiales para $Q= 50 \text{ m}^3/\text{s}$

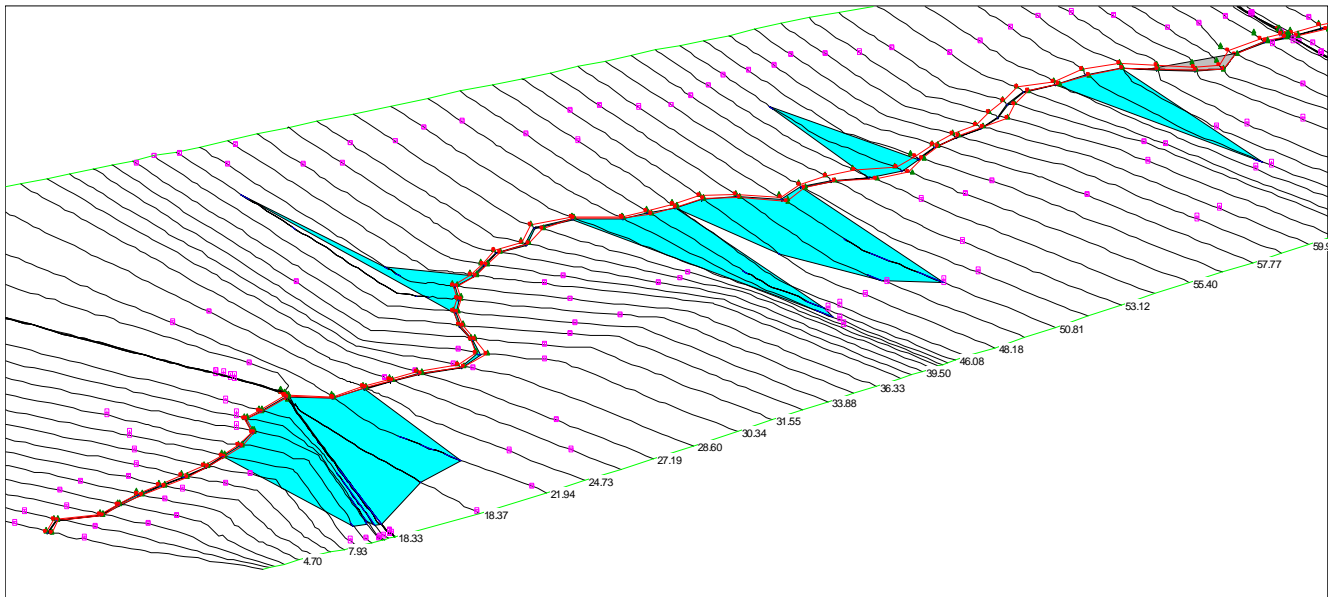


Figura 7.5 Representación 3D del cauce del Río Tunuyán para $Q= 50 \text{ m}^3/\text{s}$

7.1.2. $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$

En el caso de un caudal de $500 \text{ m}^3/\text{s}$ el escurrimiento a lo largo del cauce se mantiene en la mayoría de las secciones en régimen subcrítico, salvo en 14 secciones que funcionan en régimen crítico (Figura 7.6)

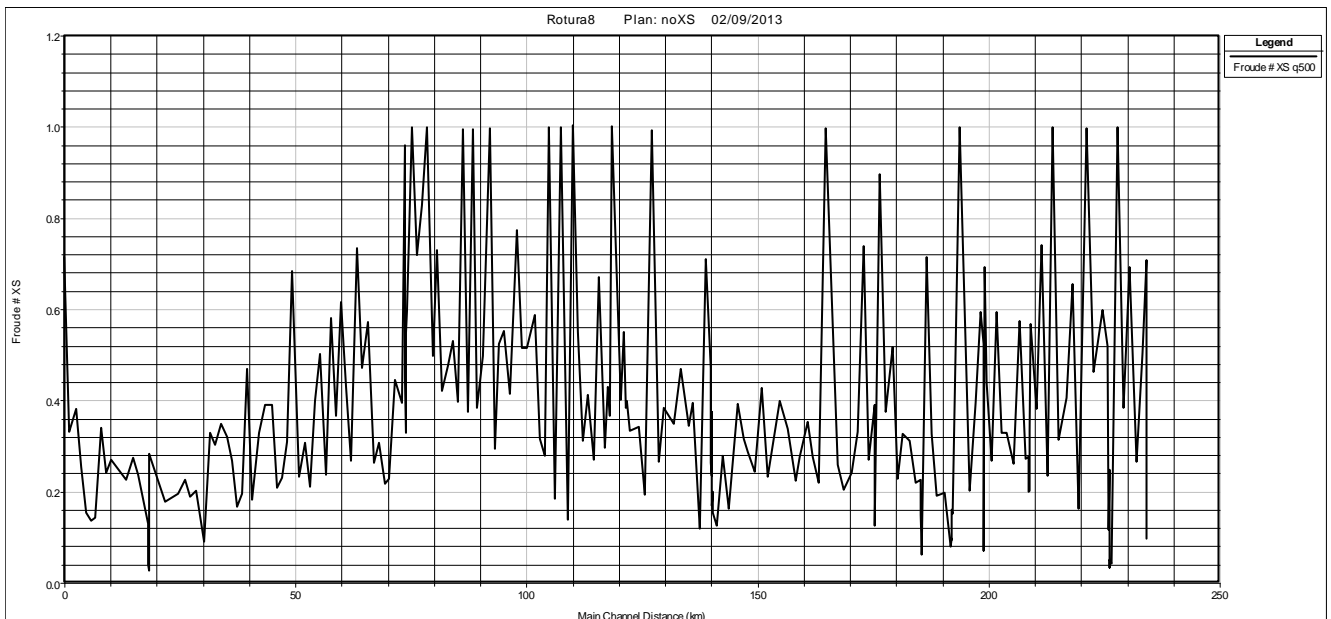


Figura 7.6 Variación especial del N° de Froude para $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$

Las figuras 7.7 y 7.8 indican que, salvo las secciones que se encuentran en las inmediaciones de la progresiva 70.00 hacia aguas abajo, el $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$ queda contenido en el cauce. Este efecto se produce por el significativo cambio de pendiente (0.13% a 0.08%) a partir de esa progresiva como se puede visualizar en la Figura 7.9.

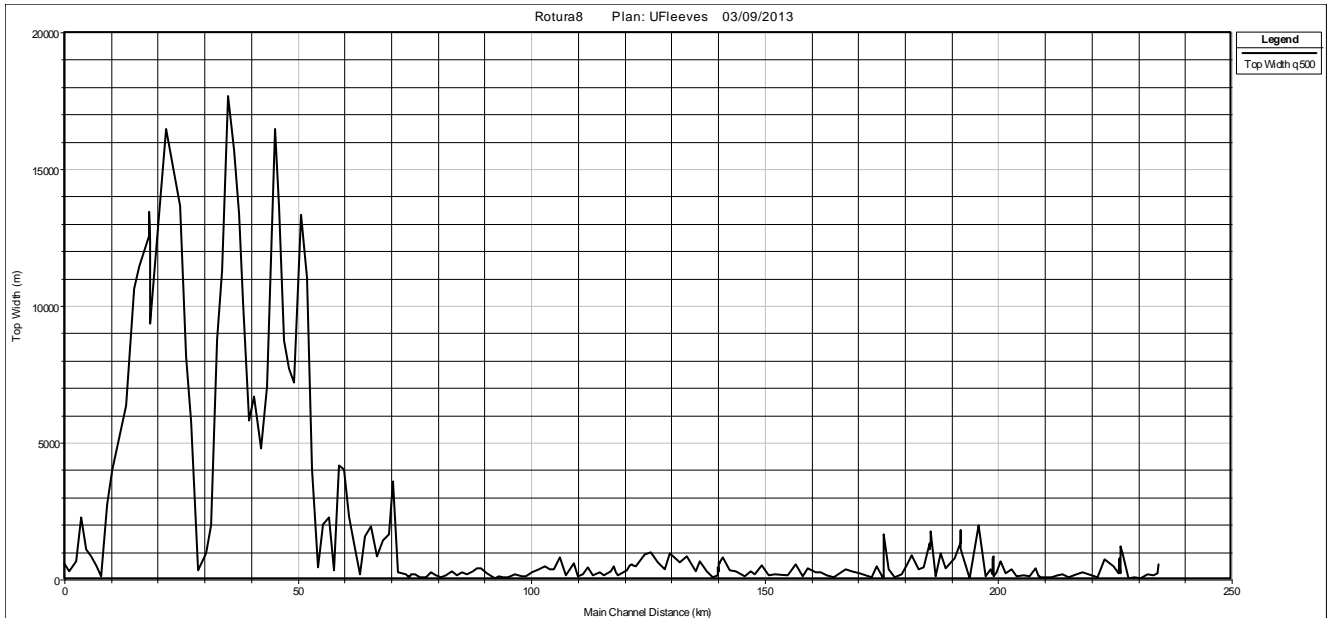


Figura 7.7 Variación espacial de anchos superficiales para $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$

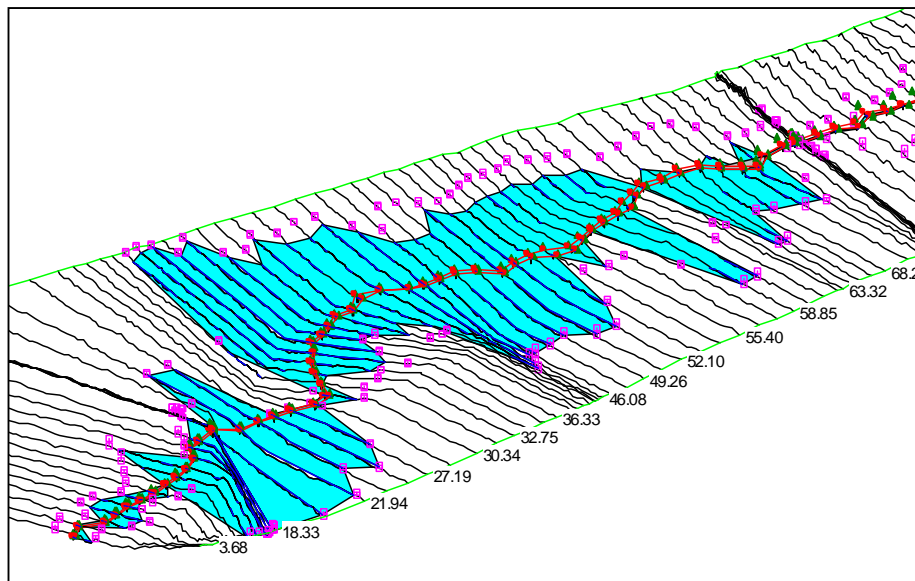


Figura 7.8 Representación 3D del cauce del Río Tunuyán para $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$ en el extremo de aguas abajo

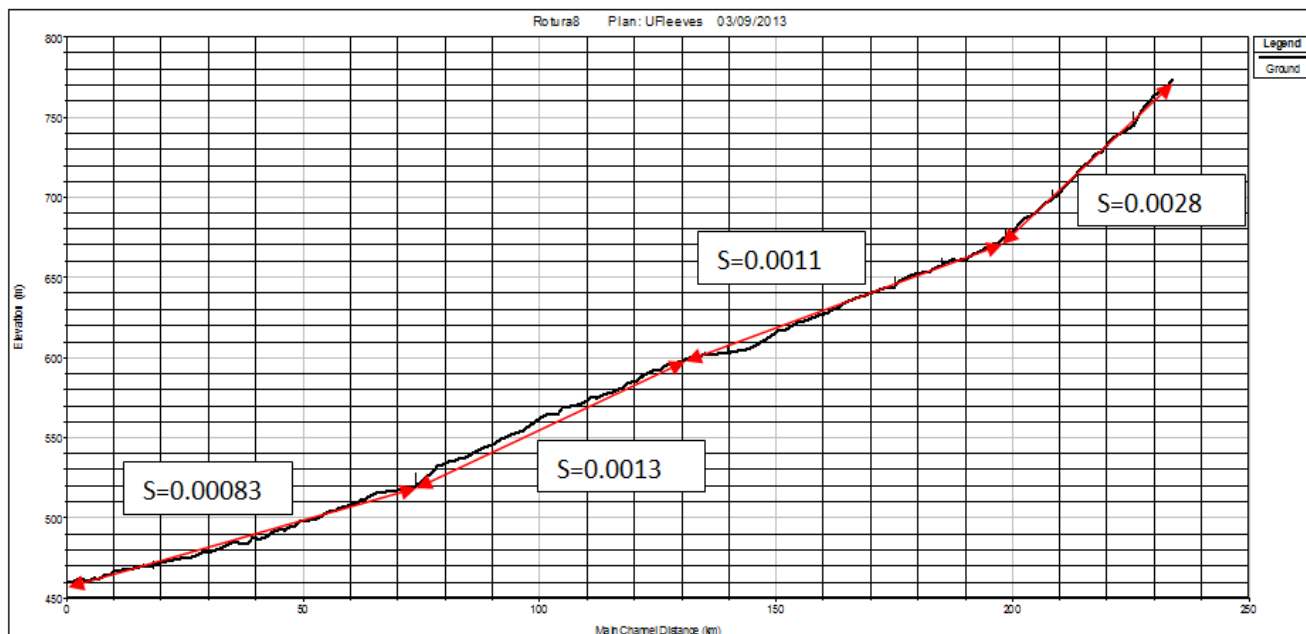


Figura 7.9 Perfil longitudinal del cauce del Río Tunuyán. Pendientes medias del fondo del cauce de cuatro tramos característicos

7.1.3. $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$

En el caso de un caudal de $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ el escurrimiento a lo largo del cauce se mantiene en la mayoría de las secciones en régimen subcrítico, salvo en 10 secciones que funcionan en régimen crítico y dos secciones en régimen supercrítico (Figura 7.10)

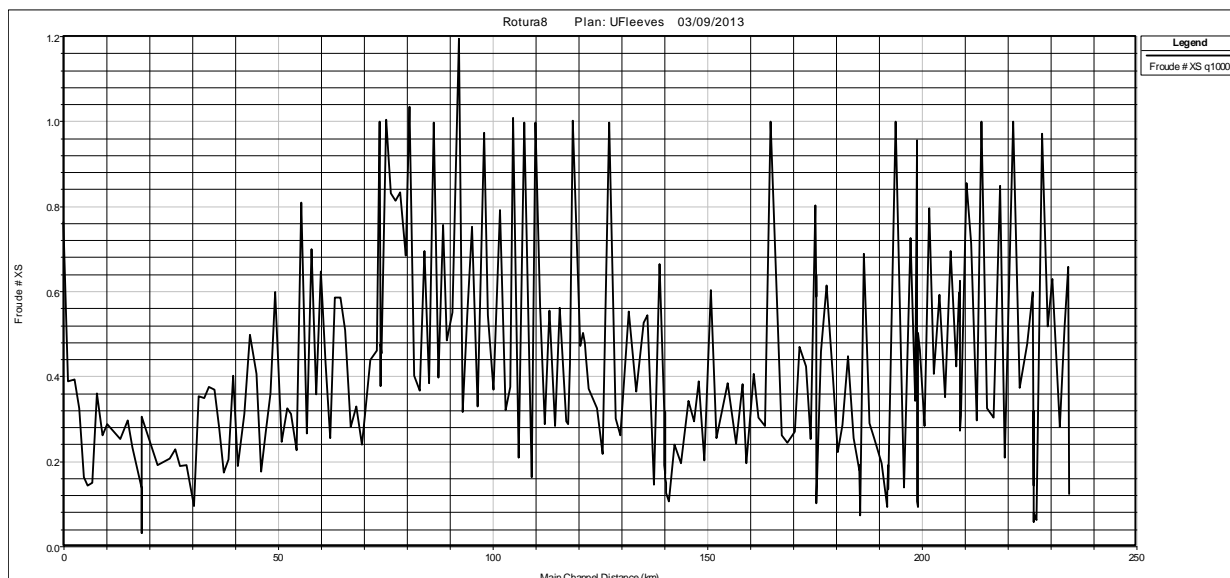


Figura 7.10 Variación espacial del N° de Froude para $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$

Las figuras 7.11 y 7.12 indican que, salvo las secciones que se encuentran en las inmediaciones de la progresiva 70.00 hacia aguas abajo, el $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ queda contenido en el cauce. Este efecto se produce por el significativo cambio de pendiente (0.13% a 0.08%) a partir de esa progresiva como se puede visualizar en la Figura 7.9.

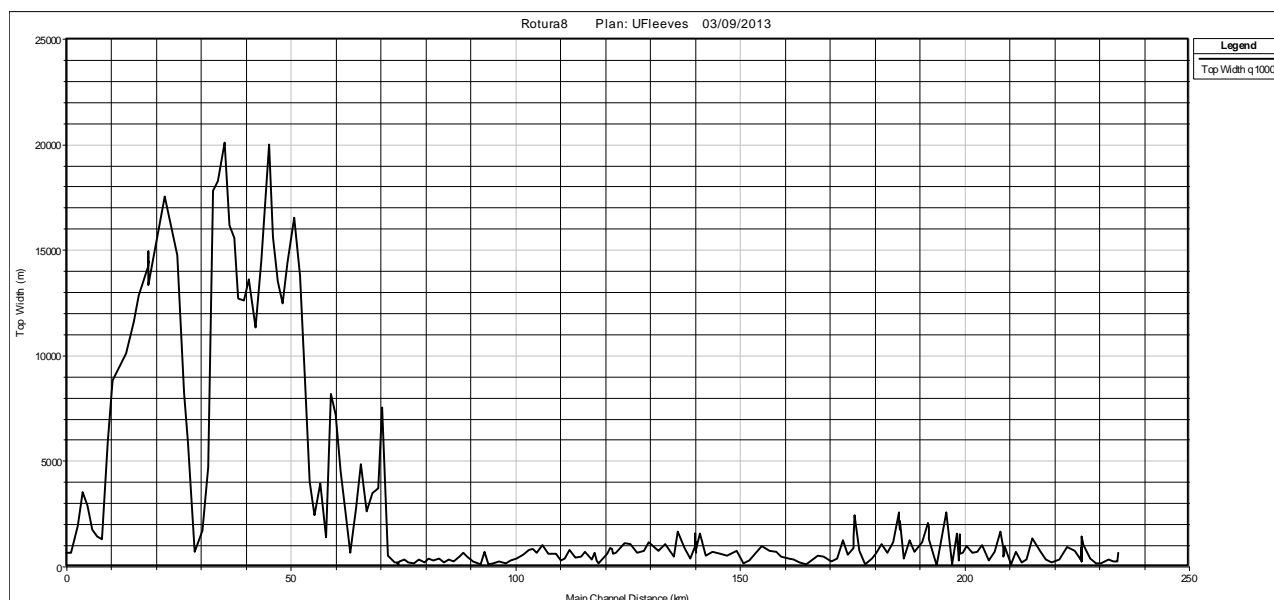


Figura 7.11 Variación espacial de anchos superficiales para $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$

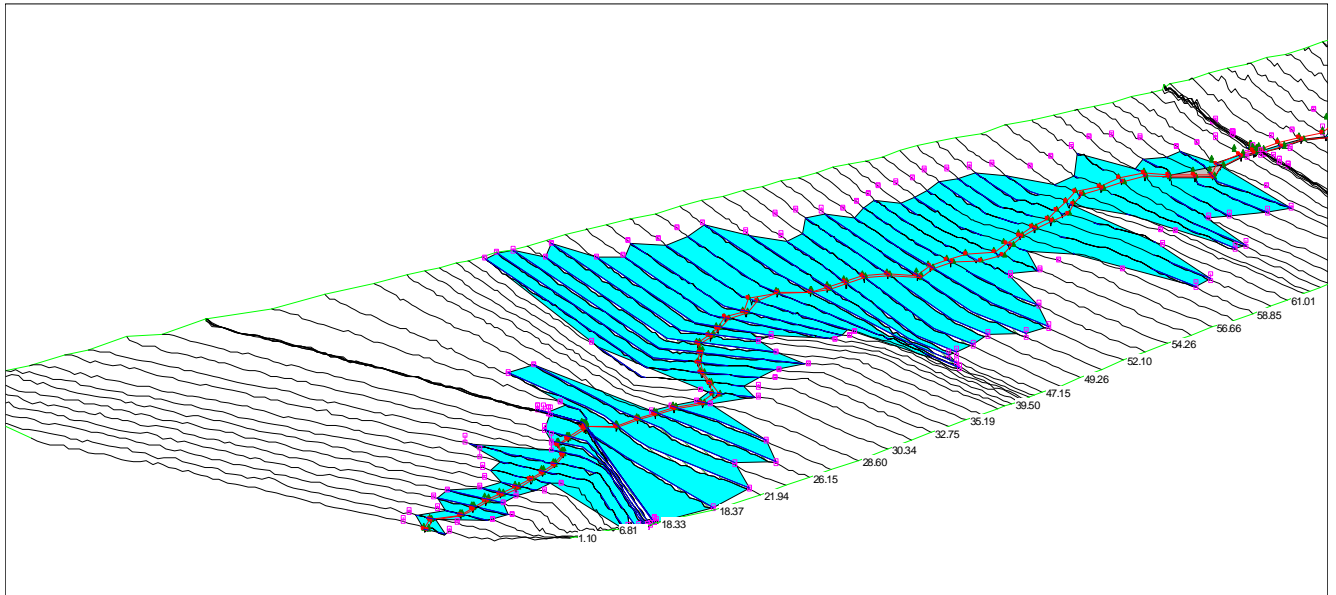


Figura 7.12 Representación 3D del cauce del Río Tunuyán para $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ en el extremo de aguas abajo

7.1.4. $Q= 1600 \text{ m}^3/\text{s}$

En el caso de un caudal de $1600 \text{ m}^3/\text{s}$ el escurrimiento a lo largo del cauce se mantiene en la mayoría de las secciones en régimen subcrítico, salvo en 10 secciones que funcionan en régimen crítico y cuatro secciones en régimen supercrítico (Figura 7.13)

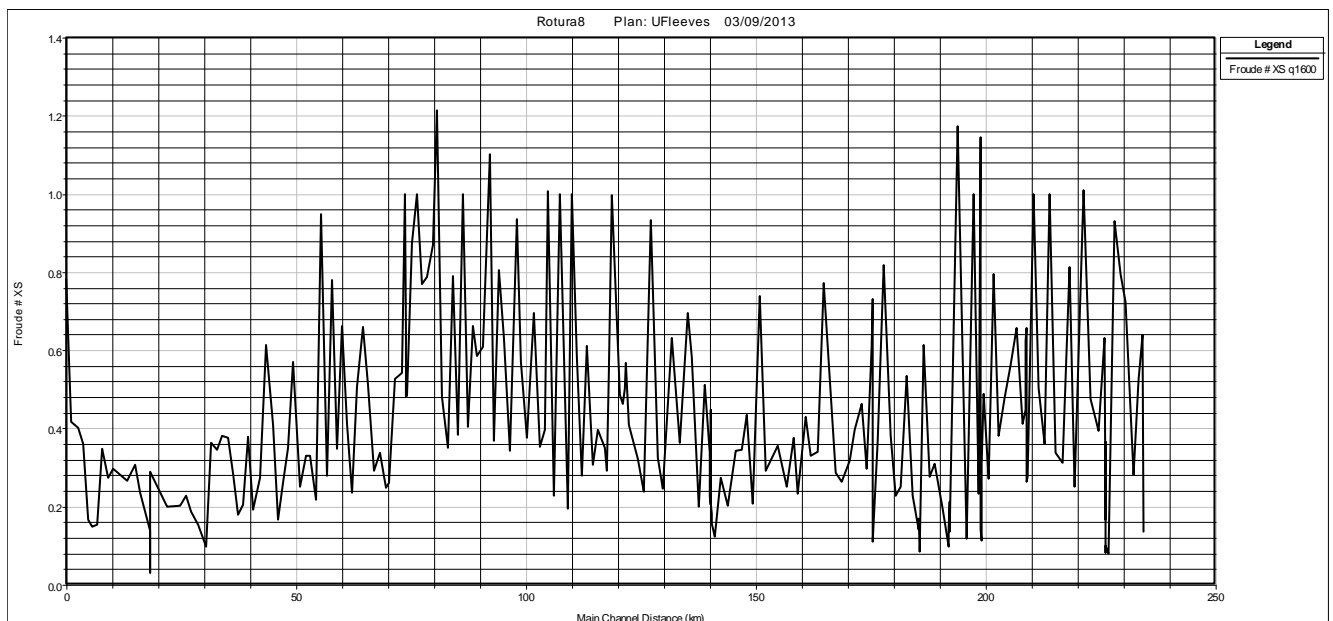


Figura 7.13 Variación especial del N° de Froude para $Q= 1600 \text{ m}^3/\text{s}$

Las figuras 7.14 y 7.15 indican que, salvo las secciones que se encuentran en las inmediaciones de la progresiva 70.00 hacia aguas abajo, el $Q= 1600 \text{ m}^3/\text{s}$ queda contenido en el cauce. Este efecto se produce por el significativo cambio de pendiente (0.13% a 0.08%) a partir de esa progresiva como se puede visualizar en la Figura 7.9.

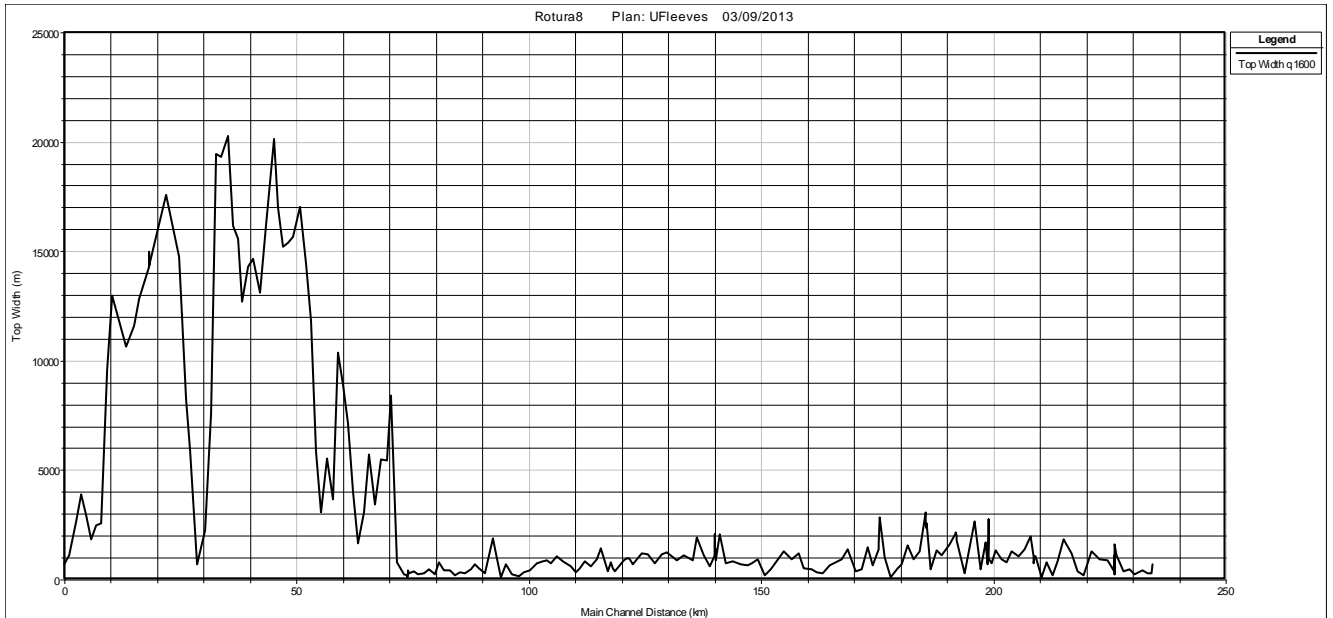


Figura 7.14 Variación espacial de anchos superficiales para $Q= 1600 \text{ m}^3/\text{s}$

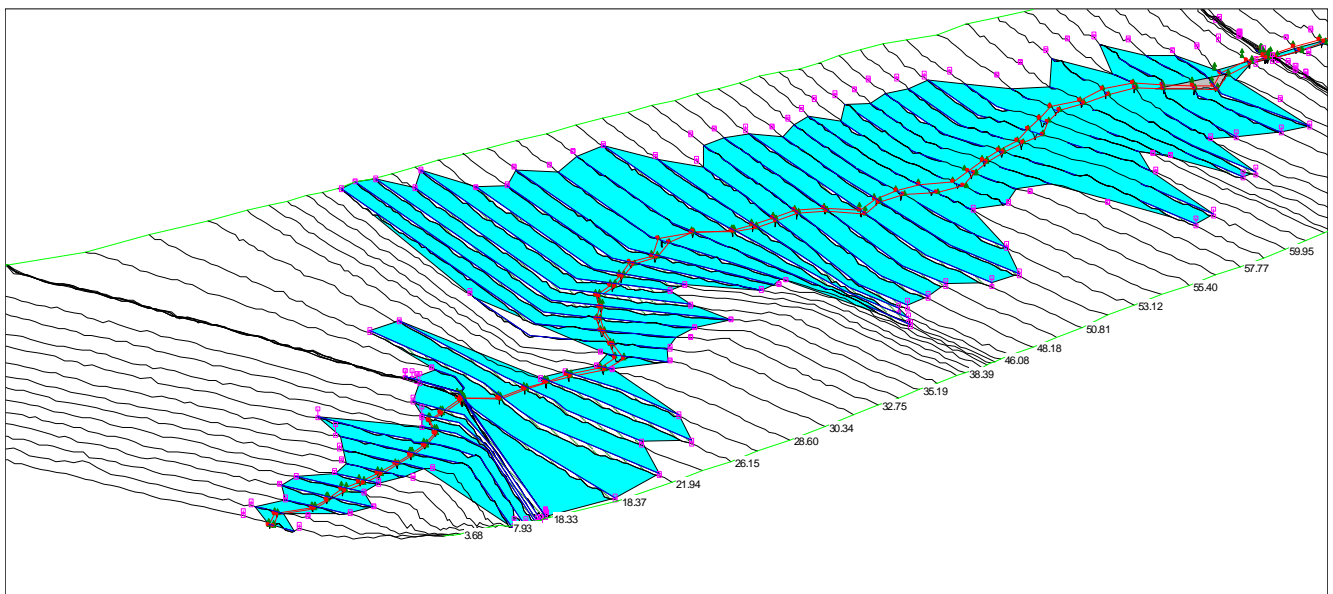


Figura 7.15 Representación 3D del cauce del Río Tunuyán para $Q= 1600 \text{ m}^3/\text{s}$ en el extremo de aguas abajo

7.2. Descripción del Comportamiento Hidráulico de las obras de cruce sobre el Cauce del Río Tunuyán

El Río Tunuyán, en el tramo simulado, tiene once estructuras (Tabla 7.2) que cruzan el cauce: un azud derivador, seis puentes carreteros, un puente ferroviario y tres alcantarillas de cruce carretero.

Tabla 7.2. Estructuras de cruce del Río Tunuyán

PROGRESIVA (km)	ESTRUCTURA TIPO	ESTRUCTURA NOMBRE
225.58	azud derivador	Tiburcio Benegas
208.33	puente	Los Árboles
198.54	puente	Cdad. de Rivadavia
191.59	alcantarilla	Sta. María de Oro
185.15	puente	Dique Philips
175.10	puente	El Mirador
140.04	puente FFCC	Las Catitas
139.94	puente	RP 153 - Las Catitas
121.55	alcantarilla	Calle J. Stern
73.85	puente	RP 77 - La Paz
18.27	alcantarilla	RP 51

7.2.1. Azud derivador “Dique Benegas”

En el caso de caudales significativos en régimen permanente se ha supuesto que el azud derivador tiene las compuertas abiertas y por lo tanto el $Q= 50 \text{ m}^3/\text{s}$ pasa sin inconvenientes por esta estructura, no ocurriendo lo mismo para el caso de los otros tres caudales (Figura 7.16).

En las figuras 7.17 a 7.20 se pueden visualizar las características del funcionamiento hidráulico del azud derivador bajo la influencia de los cuatro caudales considerados. Estos parámetros permitirían calcular las solicitaciones a las que pudiera estar sometida la estructura (K. Kerenyi et al., 2009).

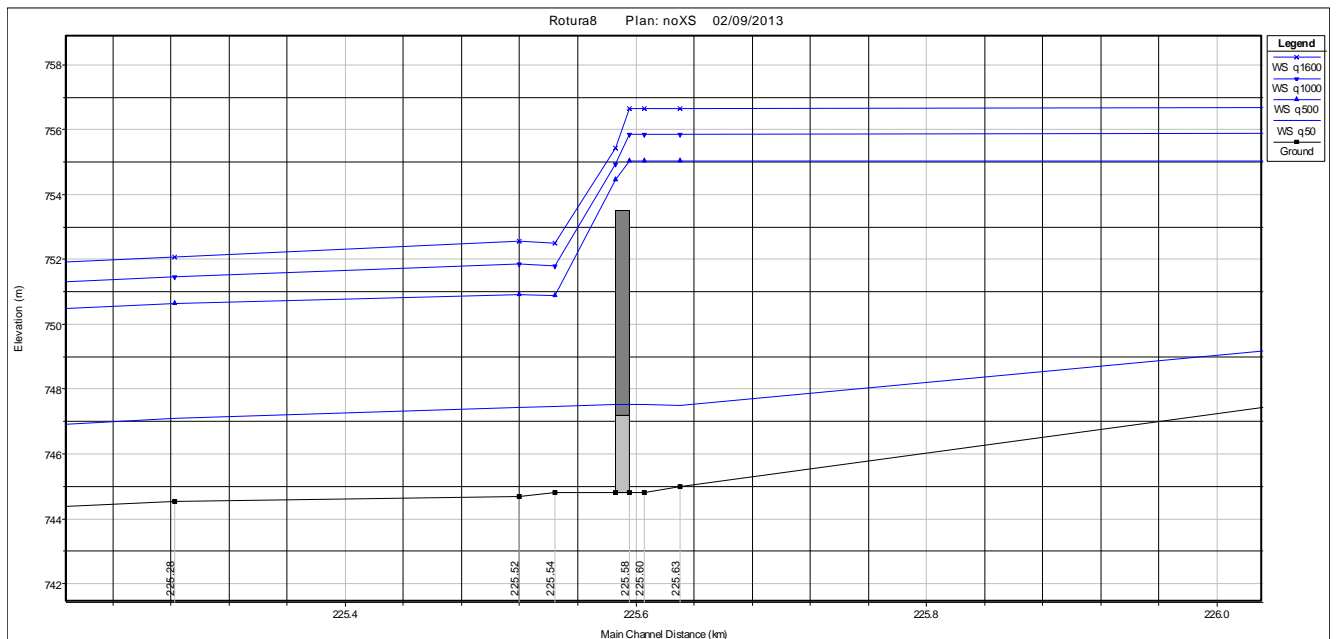


Figura 7.16 Perfil longitudinal del cauce con el azud derivador T. Benegas y curvas de superficie libre correspondientes a los caudales considerados

Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 225.58 Gate Group: Gate #1 Profile: q50			
E.G. Elev (m)	747.52	Q Gates (m3/s)	50.00
W.S. Elev (m)	747.51	Q Gate Group (m3/s)	50.00
Q Total (m3/s)	50.00	Gate Open Ht (m)	6.30
Q Weir (m3/s)		Gate #Open	20
Weir Flow Area (m2)		Gate Area (m2)	2.76
Weir Sta Lft (m)		Gate Submerg	0.88
Weir Sta Rgt (m)		Gate Invert (m)	747.20
Weir Max Depth (m)		Gate Weir Coef	3.020
Weir Avg Depth (m)		Q Breach (m3/s)	
Weir Coef (m ^{1/2})		Breach Avg Velocity (m/s)	
Weir Submerg		Breach Flow Area (m2)	
Min El Weir Flow (m)	752.46		
Wr Top Wdth (m)			

Figura 7.17 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del azud T. Benegas para el Q= 50 m3/s

File Type Options Help					
River:	TUNUYAN	Profile:	q500	Gate Group:	Gate #1
Reach:	INF	RS:	225.58	Plan:	noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 225.58 Gate Group: Gate #1 Profile: q500					
E.G. Elev (m)	755.04	Q Gates (m3/s)	0.00		
W.S. Elev (m)	755.03	Q Gate Group (m3/s)			
Q Total (m3/s)	500.00	Gate Open Ht (m)			
Q Weir (m3/s)	500.00	Gate #Open			
Weir Flow Area (m2)	298.67	Gate Area (m2)			
Weir Sta Lft (m)	6578.20	Gate Submerg			
Weir Sta Rgt (m)	6788.67	Gate Invert (m)			
Weir Max Depth (m)	2.58	Gate Weir Coef	0.000		
Weir Avg Depth (m)	1.42				
Weir Coef (m ^{1/2})	1.402	Q Breach (m3/s)			
Weir Submerg	0.00	Breach Avg Velocity (m/s)			
Min El Weir Flow (m)	752.46	Breach Flow Area (m2)			
Wr Top Wdth (m)	210.47				

Figura 7.18 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del azud T. Benegas para el Q= 500 m3/s

File Type Options Help					
River:	TUNUYAN	Profile:	q1000	Gate Group:	Gate #1
Reach:	INF	RS:	225.58	Plan:	noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 225.58 Gate Group: Gate #1 Profile: q1000					
E.G. Elev (m)	755.87	Q Gates (m3/s)	0.00		
W.S. Elev (m)	755.85	Q Gate Group (m3/s)			
Q Total (m3/s)	1000.00	Gate Open Ht (m)			
Q Weir (m3/s)	1000.00	Gate #Open			
Weir Flow Area (m2)	476.91	Gate Area (m2)			
Weir Sta Lft (m)	6570.80	Gate Submerg			
Weir Sta Rgt (m)	6789.02	Gate Invert (m)			
Weir Max Depth (m)	3.41	Gate Weir Coef	0.000		
Weir Avg Depth (m)	2.19				
Weir Coef (m ^{1/2})	1.402	Q Breach (m3/s)			
Weir Submerg	0.00	Breach Avg Velocity (m/s)			
Min El Weir Flow (m)	752.46	Breach Flow Area (m2)			
Wr Top Wdth (m)	218.22				

Figura 7.19 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del azud T. Benegas para el Q= 1000 m3/s

Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 225.58 Gate Group: Gate #1 Profile: q1600			
E.G. Elev (m)	756.68	Q Gates (m3/s)	0.00
W.S. Elev (m)	756.65	Q Gate Group (m3/s)	
Q Total (m3/s)	1600.00	Gate Open Ht (m)	
Q Weir (m3/s)	1600.00	Gate #Open	
Weir Flow Area (m2)	657.55	Gate Area (m2)	
Weir Sta Lft (m)	6563.55	Gate Submerg	
Weir Sta Rgt (m)	6789.35	Gate Invert (m)	
Weir Max Depth (m)	4.22	Gate Weir Coef	0.000
Weir Avg Depth (m)	2.91		
Weir Coef (m ^{1/2})	1.402	Q Breach (m3/s)	
Weir Submerg	0.00	Breach Avg Velocity (m/s)	
Min El Weir Flow (m)	752.46	Breach Flow Area (m2)	
Wt Top Wdth (m)	225.81		

Figura 7.20 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del azud T. Benegas para el Q= 1600 m³/s

7.2.2. Puente “Los Árboles”

Se puede observar en la Figura 7.21 que los caudales de 50 m³/s y 500 m³/s pasan sin problema por debajo del tablero del puente, no así los caudales de 1000 m³/s y 1600 m³/s que sobrepasan el tablero.

En las figuras 7.22 a 7.25 se pueden visualizar las características del funcionamiento hidráulico del puente bajo la influencia de los cuatro caudales considerados. Estos parámetros permitirían calcular las solicitaciones a las que pudiera estar sometida la estructura (K. Kerenyi et al., 2009).

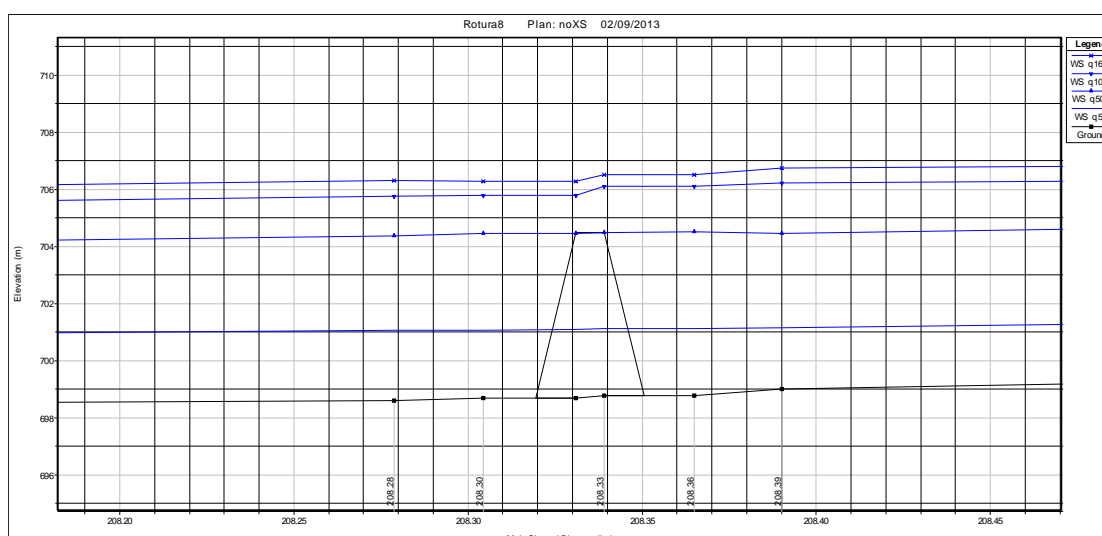


Figura 7.21 Perfil longitudinal del cauce con el Puente Los Árboles y curvas de superficie libre correspondientes a los caudales considerados

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q50	
Reach	INF	RS:	208.33	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 208.33 Profile: q50				
E.G. US. (m)	701.15	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	701.14	E.G. Elev (m)	701.13	701.12
Q Total (m3/s)	50.00	W.S. Elev (m)	701.11	701.10
Q Bridge (m3/s)	50.00	Crit W.S. (m)	700.28	700.16
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.32	2.41
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.66	0.61
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	75.20	82.06
Weir Submerg		Froude # Chl	0.22	0.19
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	51.94	60.09
Min El Weir Flow (m)	705.90	Hydr Depth (m)	0.97	1.08
Min El Prs (m)	704.50	W.P. Total (m)	84.61	82.75
Delta EG (m)	0.06	Conv. Total (m3/s)	1616.6	1539.8
Delta WS (m)	0.06	Top Width (m)	77.56	76.09
BR Open Area (m2)	357.27	Frctn Loss (m)	0.01	0.03
BR Open Vel (m/s)	0.66	C & E Loss (m)	0.00	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	8.34	10.25
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.22 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Los Árboles para el Q= 50 m3/s

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q500	
Reach	INF	RS:	208.33	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 208.33 Profile: q500				
E.G. US. (m)	704.59	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	704.51	E.G. Elev (m)	704.57	704.56
Q Total (m3/s)	500.00	W.S. Elev (m)	704.47	704.47
Q Bridge (m3/s)	500.00	Crit W.S. (m)	701.76	701.69
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	5.68	5.78
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.41	1.37
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	355.47	364.57
Weir Submerg		Froude # Chl	0.19	0.18
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	845.88	877.24
Min El Weir Flow (m)	705.90	Hydr Depth (m)	5.17	5.20
Min El Prs (m)	704.50	W.P. Total (m)	138.33	138.55
Delta EG (m)	0.06	Conv. Total (m3/s)	15509.4	13110.6
Delta WS (m)	0.06	Top Width (m)	68.80	70.08
BR Open Area (m2)	357.27	Frctn Loss (m)	0.01	0.03
BR Open Vel (m/s)	1.41	C & E Loss (m)	0.00	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	26.19	37.53
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.23 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Los Árboles para el Q= 500 m3/s

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q1000	
Reach	INF	RS:	208.33	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 208.33 Profile: q1000				
E.G. US. (m)	706.28	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	706.10	E.G. Elev (m)	706.28	705.96
Q Total (m3/s)	1000.00	W.S. Elev (m)	706.10	705.78
Q Bridge (m3/s)	890.21	Crit W.S. (m)	702.67	702.59
Q Weir (m3/s)	109.79	Max Chl Dpth (m)	7.30	7.09
Weir Sta Lft (m)	5612.19	Vel Total (m/s)	0.00	1.32
Weir Sta Rgt (m)	6233.77	Flow Area (m2)		759.77
Weir Submerg	0.00	Froude # Chl	0.31	0.30
Weir Max Depth (m)	0.38	Specif Force (m3)	1625.19	1555.42
Min El Weir Flow (m)	705.90	Hydr Depth (m)		2.01
Min El Prs (m)	704.50	W.P. Total (m)	817.14	586.02
Delta EG (m)	0.31	Conv. Total (m3/s)		
Delta WS (m)	0.32	Top Width (m)	609.72	377.27
BR Open Area (m2)	357.27	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	2.49	C & E Loss (m)		
Coef of Q		Shear Total (N/m2)		
Br Sel Method	Press/Weir	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.24 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Los Árboles para el Q= 1000 m3/s

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q1600	
Reach	INF	RS:	208.33	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 208.33 Profile: q1600				
E.G. US. (m)	706.79	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	706.50	E.G. Elev (m)	706.79	706.54
Q Total (m3/s)	1470.15	W.S. Elev (m)	706.50	706.29
Q Bridge (m3/s)	893.19	Crit W.S. (m)	703.39	703.30
Q Weir (m3/s)	576.96	Max Chl Dpth (m)	7.71	7.60
Weir Sta Lft (m)	5604.65	Vel Total (m/s)	1.77	1.28
Weir Sta Rgt (m)	6233.77	Flow Area (m2)	829.16	1144.98
Weir Submerg	0.35	Froude # Chl	0.31	0.25
Weir Max Depth (m)	0.89	Specif Force (m3)	1957.39	1927.37
Min El Weir Flow (m)	705.90	Hydr Depth (m)	1.33	1.56
Min El Prs (m)	704.50	W.P. Total (m)	829.37	944.51
Delta EG (m)	0.25	Conv. Total (m3/s)		
Delta WS (m)	0.21	Top Width (m)	1036.58	740.94
BR Open Area (m2)	357.27	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	2.50	C & E Loss (m)		
Coef of Q		Shear Total (N/m2)		
Br Sel Method	Press/Weir	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.25 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Los Árboles para el Q= 1600 m3/s

7.2.3. Puente Cdad. de Rivadavia

Se puede observar en la Figura 7.26 que el caudal de 50 m³/s pasa sin problema por debajo del tablero del puente, no así los caudales de 500 m³/s, 1000 m³/s y 1600 m³/s que sobrepasan el tablero.

En las figuras 7.27 a 7.30 se pueden visualizar las características del funcionamiento hidráulico del puente bajo la influencia de los cuatro caudales considerados. Estos parámetros permitirían calcular las solicitaciones a las que pudiera estar sometida la estructura (K. Kerenyi et al., 2009).

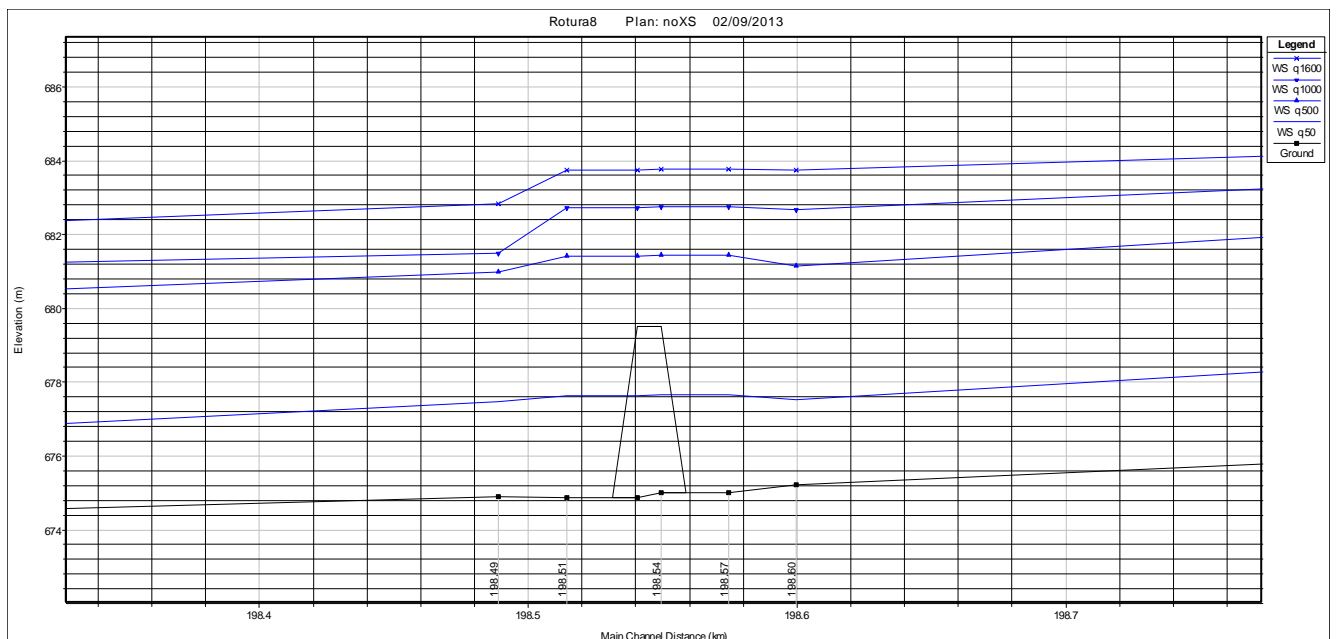


Figura 7.26 Perfil longitudinal del cauce con el puente Cdad. de Rivadavia y curvas de superficie libre correspondientes a los caudales considerados

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q50	
Reach	INF	RS:	198.54	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 198.54 Profile: q50				
E.G. US. (m)	677.65	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	677.65	E.G. Elev (m)	677.65	677.65
Q Total (m3/s)	50.00	W.S. Elev (m)	677.65	677.65
Q Bridge (m3/s)	50.00	Crit W.S. (m)	675.98	675.76
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.63	2.76
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.19	0.16
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	259.08	304.10
Weir Submerg		Froude # Chl	0.06	0.04
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	212.06	273.05
Min El Weir Flow (m)	680.43	Hydr Depth (m)	1.24	1.42
Min El Prs (m)	679.50	W.P. Total (m)	233.91	244.82
Delta EG (m)	0.00	Conv. Total (m3/s)	5233.1	6630.0
Delta WS (m)	0.00	Top Width (m)	208.50	214.82
BR Open Area (m2)	673.45	Frctn Loss (m)	0.00	0.00
BR Open Vel (m/s)	0.19	C & E Loss (m)	0.00	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	0.99	0.69
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.27 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Cdad. de Rivadavia para el $Q= 50 \text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q500	
Reach	INF	RS:	198.54	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 198.54 Profile: q500				
E.G. US. (m)	681.44	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	681.44	E.G. Elev (m)	681.44	681.44
Q Total (m3/s)	500.00	W.S. Elev (m)	681.43	681.42
Q Bridge (m3/s)	322.18	Crit W.S. (m)	677.17	676.92
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	6.41	6.54
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.44	0.48
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	1139.02	1043.79
Weir Submerg		Froude # Chl	0.06	0.06
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	2638.73	2778.12
Min El Weir Flow (m)	680.43	Hydr Depth (m)	2.36	2.60
Min El Prs (m)	679.50	W.P. Total (m)	1003.65	927.50
Delta EG (m)	0.01	Conv. Total (m3/s)	23264.5	21859.0
Delta WS (m)	0.01	Top Width (m)	843.63	779.40
BR Open Area (m2)	673.45	Frctn Loss (m)	0.00	0.00
BR Open Vel (m/s)	0.48	C & E Loss (m)	0.00	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	5.14	5.77
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.28 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Cdad. de Rivadavia para el $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q1000	
Reach	INF	RS:	198.54	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 198.54 Profile: q1000				
E.G. US. (m)	682.77	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	682.75	E.G. Elev (m)	682.76	682.76
Q Total (m3/s)	1000.00	W.S. Elev (m)	682.75	682.74
Q Bridge (m3/s)	305.16	Crit W.S. (m)	677.75	677.51
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	7.73	7.86
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.54	0.59
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	1855.54	1698.43
Weir Submerg		Froude # Chl	0.06	0.07
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	4627.25	4590.31
Min El Weir Flow (m)	680.43	Hydr Depth (m)	3.07	2.63
Min El Prs (m)	679.50	W.P. Total (m)	1124.66	1171.96
Delta EG (m)	0.01	Conv. Total (m3/s)	48018.9	41483.6
Delta WS (m)	0.02	Top Width (m)	1495.68	1369.63
BR Open Area (m2)	673.45	Frctn Loss (m)	0.00	0.00
BR Open Vel (m/s)	0.45	C & E Loss (m)	0.00	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	7.02	8.26
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.29 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Cdad. de Rivadavia para el $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q1600	
Reach	INF	RS:	198.54	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 198.54 Profile: q1600				
E.G. US. (m)	683.79	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	683.77	E.G. Elev (m)	683.78	683.78
Q Total (m3/s)	1600.00	W.S. Elev (m)	683.76	683.76
Q Bridge (m3/s)	300.47	Crit W.S. (m)	678.23	678.03
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	8.74	8.87
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.62	0.60
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	2566.17	2667.93
Weir Submerg		Froude # Chl	0.07	0.07
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	6898.80	6808.88
Min El Weir Flow (m)	680.43	Hydr Depth (m)	3.22	2.35
Min El Prs (m)	679.50	W.P. Total (m)	1316.48	1661.20
Delta EG (m)	0.02	Conv. Total (m3/s)	74920.5	68569.0
Delta WS (m)	0.02	Top Width (m)	2711.82	2015.83
BR Open Area (m2)	673.45	Frctn Loss (m)	0.00	0.01
BR Open Vel (m/s)	0.45	C & E Loss (m)	0.00	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	8.72	8.58
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.30 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Cdad. de Rivadavia para el $Q= 1600 \text{ m}^3/\text{s}$

7.2.4. Puente “Santa María de Oro”

Se puede observar en la Figura 7.31 que los caudales de 50 m³/s, 500 m³/s, 1000 m³/s y 1600 m³/s sobrepasan el tablero.

En las figuras 7.32 a 7.35 se pueden visualizar las características del funcionamiento hidráulico de este puente-alcantarilla bajo la influencia de los cuatro caudales considerados. Estos parámetros permitirían calcular las solicitaciones a las que pudiera estar sometida la estructura (K. Kerényi et al., 2009).

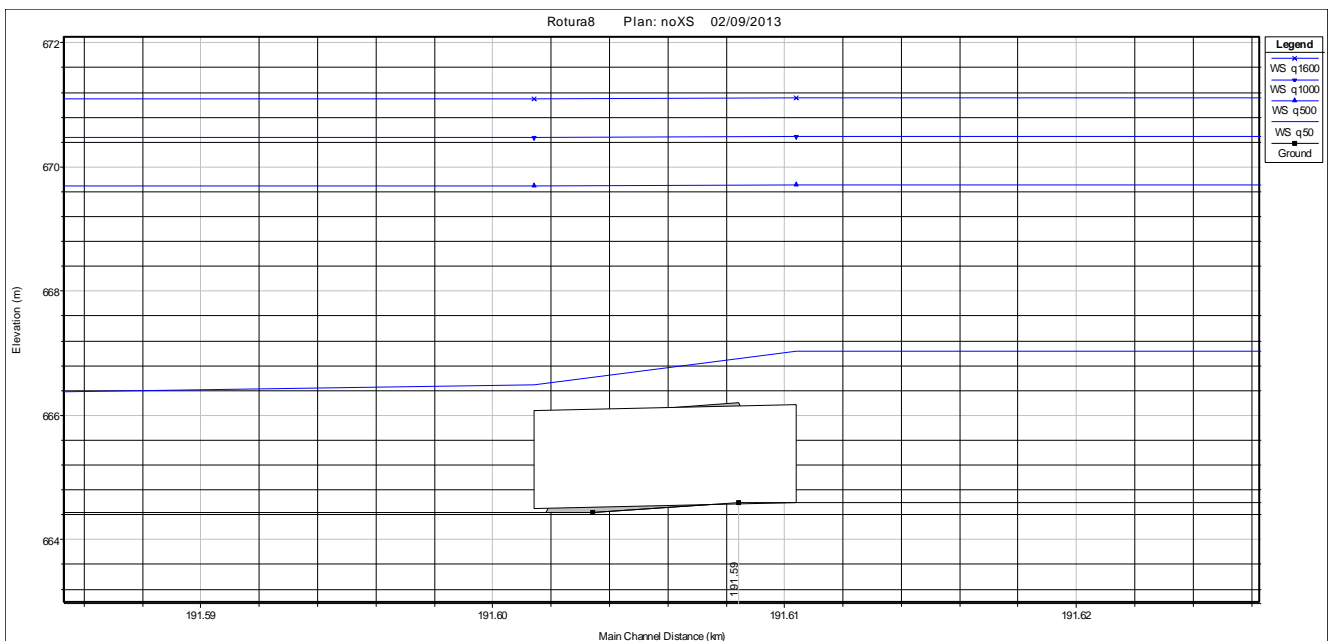


Figura 7.31 Perfil longitudinal del cauce con el puente Santa María de Oro y curvas de superficie libre correspondientes a los caudales considerados

File Type Options Help			
River:	TUNUYAN	Profile:	q50
Reach	INF	RS:	191.59
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 191.59 Culv Group: Culvert #1 Profile: q50			
Q Culv Group (m3/s)	27.20	Culv Full Len (m)	9.00
# Barrels	4	Culv Vel US (m/s)	3.51
Q Barrel (m3/s)	6.80	Culv Vel DS (m/s)	3.51
E.G. US. (m)	667.04	Culv Inv El Up (m)	664.60
W.S. US. (m)	667.03	Culv Inv El Dn (m)	664.50
E.G. DS (m)	666.15	Culv Frctn Ls (m)	0.15
W.S. DS (m)	666.13	Culv Exit Loss (m)	0.61
Delta EG (m)	0.89	Culv Entr Loss (m)	0.13
Delta WS (m)	0.90	Q Weir (m3/s)	23.06
E.G. IC (m)	667.05	Weir Sta Lft (m)	8585.77
E.G. OC (m)	667.04	Weir Sta Rgt (m)	8679.08
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	0.00
Culv WS Inlet (m)	666.17	Weir Max Depth (m)	0.84
Culv WS Outlet (m)	666.07	Weir Avg Depth (m)	0.29
Culv Nml Depth (m)	1.57	Weir Flow Area (m2)	26.71
Culv Crt Depth (m)	1.33	Min El Weir Flow (m)	666.20

Figura 7.32 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Santa María de Oro para el $Q= 50 \text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help			
River:	TUNUYAN	Profile:	q500
Reach	INF	RS:	191.59
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 191.59 Culv Group: Culvert #1 Profile: q500			
Q Culv Group (m3/s)	4.68	Culv Full Len (m)	9.00
# Barrels	4	Culv Vel US (m/s)	0.60
Q Barrel (m3/s)	1.17	Culv Vel DS (m/s)	0.60
E.G. US. (m)	669.72	Culv Inv El Up (m)	664.60
W.S. US. (m)	669.71	Culv Inv El Dn (m)	664.50
E.G. DS (m)	669.70	Culv Frctn Ls (m)	0.00
W.S. DS (m)	669.69	Culv Exit Loss (m)	0.01
Delta EG (m)	0.02	Culv Entr Loss (m)	0.00
Delta WS (m)	0.02	Q Weir (m3/s)	495.32
E.G. IC (m)	669.70	Weir Sta Lft (m)	8258.33
E.G. OC (m)	669.72	Weir Sta Rgt (m)	8833.45
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	1.00
Culv WS Inlet (m)	666.17	Weir Max Depth (m)	3.50
Culv WS Outlet (m)	666.07	Weir Avg Depth (m)	1.94
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	1116.01
Culv Crt Depth (m)	0.54	Min El Weir Flow (m)	666.20

Figura 7.33 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Santa María de Oro para el $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help			
River:	TUNUYAN	Profile:	q1000
Reach	INF	RS:	191.59
Plan: noXS			
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 191.59 Culv Group: Culvert #1 Profile: q1000			
Q Culv Group (m3/s)	5.04	Culv Full Len (m)	9.00
# Barrels	4	Culv Vel US (m/s)	0.65
Q Barrel (m3/s)	1.26	Culv Vel DS (m/s)	0.65
E.G. US. (m)	670.51	Culv Inv El Up (m)	664.60
W.S. US. (m)	670.49	Culv Inv El Dn (m)	664.50
E.G. DS (m)	670.50	Culv Frctn Ls (m)	0.01
W.S. DS (m)	670.48	Culv Exit Loss (m)	0.00
Delta EG (m)	0.01	Culv Entr Loss (m)	0.00
Delta WS (m)	0.01	Q Weir (m3/s)	982.87
E.G. IC (m)	670.51	Weir Sta Lft (m)	8258.33
E.G. OC (m)	670.51	Weir Sta Rgt (m)	8912.68
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	1.00
Culv WS Inlet (m)	666.17	Weir Max Depth (m)	4.31
Culv WS Outlet (m)	666.07	Weir Avg Depth (m)	2.46
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	1611.30
Culv Crt Depth (m)	0.56	Min El Weir Flow (m)	666.20

Figura 7.34 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Santa María de Oro para el Q= 1000 m³/s

File Type Options Help			
River:	TUNUYAN	Profile:	q1600
Reach	INF	RS:	191.59
Plan: noXS			
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 191.59 Culv Group: Culvert #1 Profile: q1600			
Q Culv Group (m3/s)	2.46	Culv Full Len (m)	9.00
# Barrels	4	Culv Vel US (m/s)	0.32
Q Barrel (m3/s)	0.61	Culv Vel DS (m/s)	0.32
E.G. US. (m)	671.14	Culv Inv El Up (m)	664.60
W.S. US. (m)	671.11	Culv Inv El Dn (m)	664.50
E.G. DS (m)	671.14	Culv Frctn Ls (m)	0.00
W.S. DS (m)	671.10	Culv Exit Loss (m)	0.00
Delta EG (m)	0.00	Culv Entr Loss (m)	0.00
Delta WS (m)	0.00	Q Weir (m3/s)	1597.54
E.G. IC (m)	671.16	Weir Sta Lft (m)	8258.33
E.G. OC (m)	671.14	Weir Sta Rgt (m)	8947.08
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	0.99
Culv WS Inlet (m)	666.17	Weir Max Depth (m)	4.95
Culv WS Outlet (m)	666.07	Weir Avg Depth (m)	2.97
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	2046.87
Culv Crt Depth (m)	0.39	Min El Weir Flow (m)	666.20

Figura 7.35 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Santa María de Oro para el Q= 1600 m³/s

7.2.5. Puente “Dique Philips”

Se puede observar en la Figura 7.36 que el caudal de 50 m³/s pasa sin problema por debajo del tablero del puente, no así los caudales de 500 m³/s, 1000 m³/s y 1600 m³/s que sobrepasan el tablero.

En las figuras 7.37 a 7.40 se pueden visualizar las características del funcionamiento hidráulico del puente bajo la influencia de los cuatro caudales considerados. Estos parámetros permitirían calcular las solicitaciones a las que pudiera estar sometida la estructura (K. Kerényi et al., 2009).

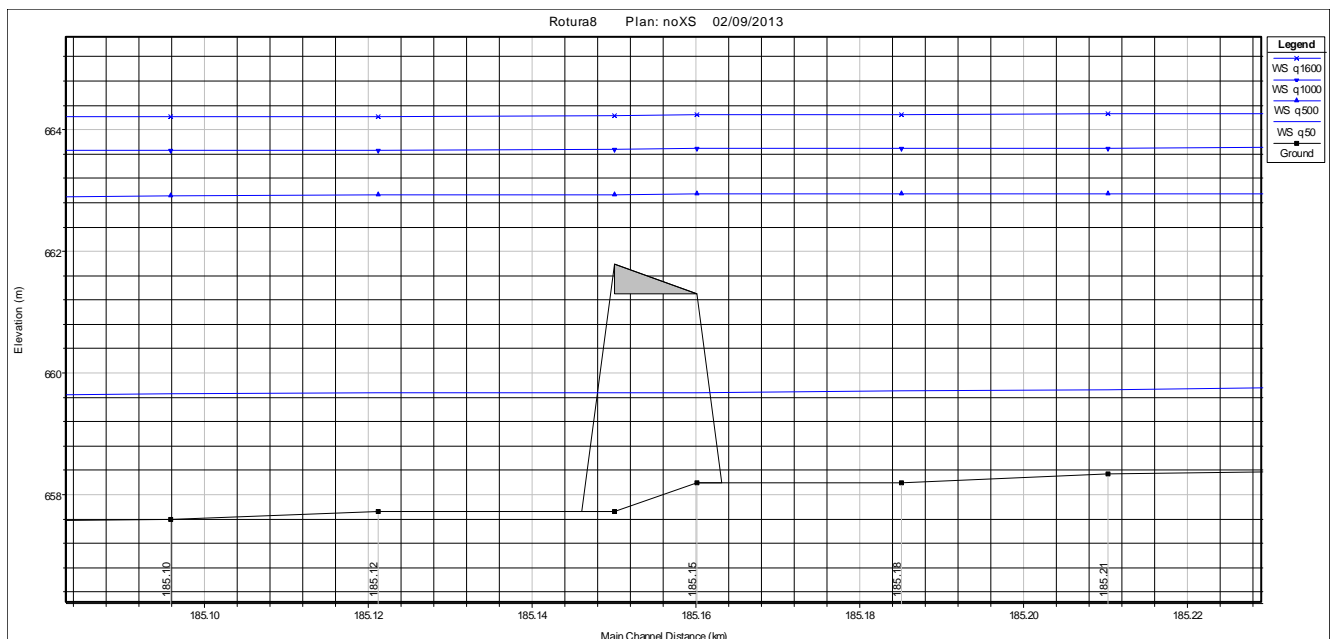


Figura 7.36 Perfil longitudinal del cauce con el puente Dique Philips y curvas de superficie libre correspondientes a los caudales considerados

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q50	
Reach:	INF	RS:	185.15	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 185.15 Profile: q50				
E.G. US. (m)	659.72	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	659.71	E.G. Elev (m)	659.69	659.68
Q Total (m3/s)	50.00	W.S. Elev (m)	659.67	659.68
Q Bridge (m3/s)	50.00	Crit W.S. (m)	659.14	658.29
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	1.48	1.95
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.61	0.27
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	81.56	183.31
Weir Submerg		Froude # Chl	0.23	0.07
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	38.52	154.18
Min El Weir Flow (m)	661.79	Hydr Depth (m)	0.74	1.64
Min El Prs (m)	661.30	W.P. Total (m)	143.27	186.22
Delta EG (m)	0.05	Conv. Total (m3/s)	1167.0	3628.0
Delta WS (m)	0.03	Top Width (m)	110.27	111.47
BR Open Area (m2)	263.98	Frctn Loss (m)	0.00	0.00
BR Open Vel (m/s)	0.61	C & E Loss (m)	0.00	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	10.25	1.83
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.37 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Dique Philips para el $Q= 50 \text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q500	
Reach:	INF	RS:	185.15	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 185.15 Profile: q500				
E.G. US. (m)	662.95	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	662.95	E.G. Elev (m)	662.95	662.94
Q Total (m3/s)	500.00	W.S. Elev (m)	662.94	662.93
Q Bridge (m3/s)	54.61	Crit W.S. (m)	660.21	659.31
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	4.75	5.20
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.24	0.42
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	2086.67	1177.34
Weir Submerg		Froude # Chl	0.04	0.06
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	2255.44	1627.57
Min El Weir Flow (m)	661.79	Hydr Depth (m)	1.53	1.29
Min El Prs (m)	661.30	W.P. Total (m)	1699.36	1288.61
Delta EG (m)	0.01	Conv. Total (m3/s)	43120.8	20941.3
Delta WS (m)	0.02	Top Width (m)	1366.45	1102.26
BR Open Area (m2)	263.98	Frctn Loss (m)	0.00	0.01
BR Open Vel (m/s)	0.21	C & E Loss (m)	0.00	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	1.62	5.11
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.38 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Dique Philips para el $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q1000	
Reach:	INF	RS:	185.15	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 185.15 Profile: q1000				
E.G. US. (m)	663.70	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	663.69	E.G. Elev (m)	663.70	663.70
Q Total (m3/s)	1000.00	W.S. Elev (m)	663.69	663.68
Q Bridge (m3/s)	55.89	Crit W.S. (m)	661.26	660.05
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	5.50	5.95
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.32	0.45
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	3169.84	2209.35
Weir Submerg		Froude # Chl	0.04	0.07
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	4232.18	2873.08
Min El Weir Flow (m)	661.79	Hydr Depth (m)	1.91	1.16
Min El Prs (m)	661.30	W.P. Total (m)	1991.75	2279.18
Delta EG (m)	0.02	Conv. Total (m3/s)	83527.5	45281.3
Delta WS (m)	0.03	Top Width (m)	1715.78	2240.39
BR Open Area (m2)	263.98	Frctn Loss (m)	0.00	0.01
BR Open Vel (m/s)	0.21	C & E Loss (m)	0.00	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	2.24	4.64
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.39 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Dique Philips para el Q= 1000 m³/s

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q1600	
Reach:	INF	RS:	185.15	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 185.15 Profile: q1600				
E.G. US. (m)	664.26	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	664.25	E.G. Elev (m)	664.25	664.25
Q Total (m3/s)	1600.00	W.S. Elev (m)	664.25	664.24
Q Bridge (m3/s)	60.21	Crit W.S. (m)	661.53	660.80
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	6.06	6.51
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.38	0.49
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	4242.34	3281.63
Weir Submerg		Froude # Chl	0.05	0.07
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	6300.09	4429.85
Min El Weir Flow (m)	661.79	Hydr Depth (m)	1.91	1.70
Min El Prs (m)	661.30	W.P. Total (m)	2550.85	2310.37
Delta EG (m)	0.02	Conv. Total (m3/s)	123275.2	77486.1
Delta WS (m)	0.03	Top Width (m)	2320.52	2519.90
BR Open Area (m2)	263.98	Frctn Loss (m)	0.00	0.01
BR Open Vel (m/s)	0.23	C & E Loss (m)	0.00	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	2.75	5.94
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.40 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente Dique Philips para el Q= 1600 m³/s

7.2.6. Puente “El Mirador”

Se puede observar en la Figura 7.41 que el caudal de 50 m³/s pasa sin problema por debajo del tablero del puente, no así los caudales de 500 m³/s, 1000 m³/s y 1600 m³/s que sobrepasan el tablero.

En las figuras 7.42 a 7.45 se pueden visualizar las características del funcionamiento hidráulico del puente bajo la influencia de los cuatro caudales considerados. Estos parámetros permitirían calcular las sollicitaciones a las que pudiera estar sometida la estructura (K. Kerényi et al., 2009).

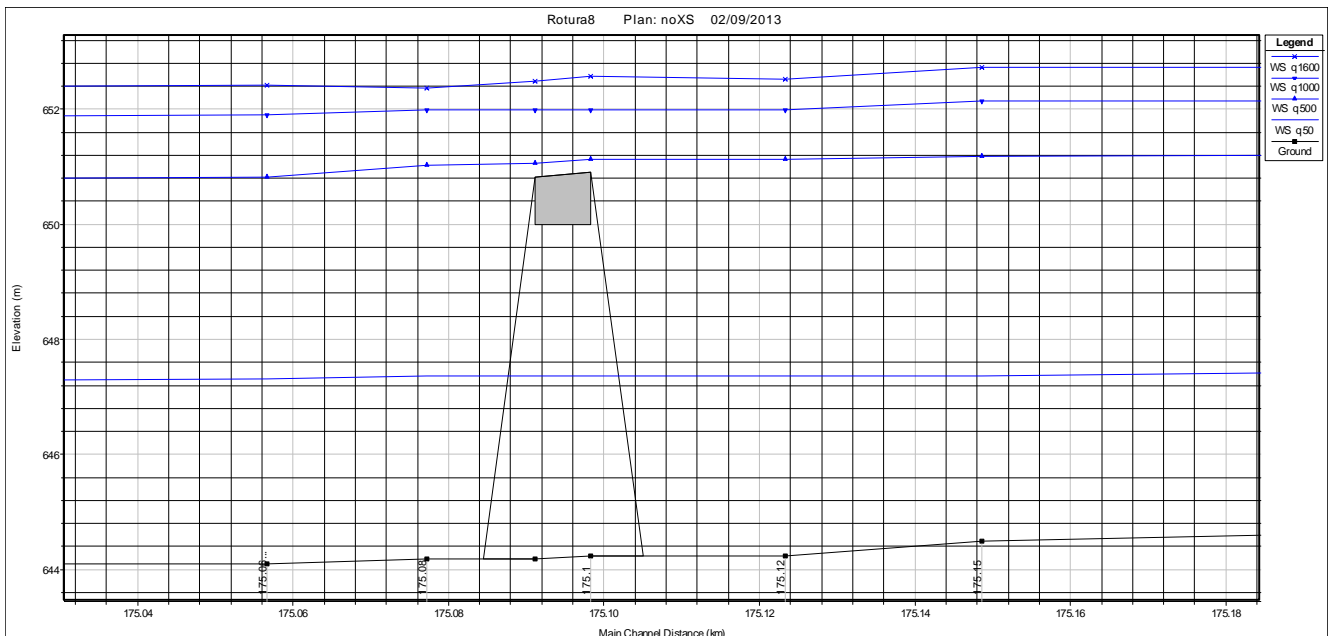


Figura 7.41 Perfil longitudinal del cauce con el puente El Mirador y curvas de superficie libre correspondientes a los caudales considerados

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q50	
Reach:	INF	RS:	175.1	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 175.1 Profile: q50				
E.G. US. (m)	647.37	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	647.36	E.G. Elev (m)	647.37	647.37
Q Total (m3/s)	50.00	W.S. Elev (m)	647.36	647.36
Q Bridge (m3/s)	50.00	Crit W.S. (m)	645.52	645.36
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.12	3.18
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.37	0.35
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	136.51	142.98
Weir Submerg		Froude # Chl	0.09	0.08
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	139.02	148.85
Min El Weir Flow (m)	650.90	Hydr Depth (m)	1.77	1.78
Min El Prs (m)	650.00	W.P. Total (m)	92.66	95.80
Delta EG (m)	0.00	Conv. Total (m3/s)	5891.2	6224.6
Delta WS (m)	0.00	Top Width (m)	77.19	80.42
BR Open Area (m2)	343.37	Frctn Loss (m)	0.00	0.00
BR Open Vel (m/s)	0.37	C & E Loss (m)	0.00	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	1.04	0.94
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.42 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente El Mirador para el $Q=50\text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q500	
Reach:	INF	RS:	175.1	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 175.1 Profile: q500				
E.G. US. (m)	651.19	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	651.13	E.G. Elev (m)	651.19	651.13
Q Total (m3/s)	500.00	W.S. Elev (m)	651.13	651.05
Q Bridge (m3/s)	481.49	Crit W.S. (m)	647.22	647.15
Q Weir (m3/s)	18.51	Max Chl Dpth (m)	6.89	6.88
Weir Sta Lft (m)	10502.07	Vel Total (m/s)	0.00	1.27
Weir Sta Rgt (m)	10587.39	Flow Area (m2)		393.79
Weir Submerg	0.46	Froude # Chl	0.17	0.16
Weir Max Depth (m)	0.29	Specif Force (m3)	1229.11	1256.99
Min El Weir Flow (m)	650.90	Hydr Depth (m)		3.32
Min El Prs (m)	650.00	W.P. Total (m)	284.66	325.26
Delta EG (m)	0.10	Conv. Total (m3/s)		
Delta WS (m)	0.10	Top Width (m)	85.27	118.66
BR Open Area (m2)	343.37	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	1.40	C & E Loss (m)		
Coef of Q		Shear Total (N/m2)		
Br Sel Method	Press/Weir	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.43 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente El Mirador para el $Q=500\text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q1000	
Reach:	INF	RS:	175.1	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 175.1 Profile: q1000				
E.G. US. (m)	652.14	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	651.99	E.G. Elev (m)	652.14	652.14
Q Total (m3/s)	1000.00	W.S. Elev (m)	651.99	651.99
Q Bridge (m3/s)	474.89	Crit W.S. (m)	648.17	648.10
Q Weir (m3/s)	525.11	Max Chl Dpth (m)	7.75	7.81
Weir Sta Lft (m)	10293.14	Vel Total (m/s)	0.92	1.09
Weir Sta Rgt (m)	11689.18	Flow Area (m2)	1085.25	915.80
Weir Submerg	0.96	Froude # Chl	0.20	0.21
Weir Max Depth (m)	1.24	Specif Force (m3)	1778.32	1828.16
Min El Weir Flow (m)	650.90	Hydr Depth (m)	0.81	0.91
Min El Prs (m)	650.00	W.P. Total (m)	1533.29	1216.02
Delta EG (m)	0.01	Conv. Total (m3/s)		
Delta WS (m)	0.00	Top Width (m)	1374.87	1192.94
BR Open Area (m2)	343.37	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	1.38	C & E Loss (m)		
Coef of Q		Shear Total (N/m2)		
Br Sel Method	Press/Weir	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.44 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente El Mirador para el $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q1600	
Reach:	INF	RS:	175.1	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 175.1 Profile: q1600				
E.G. US. (m)	652.71	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	652.52	E.G. Elev (m)	652.67	652.65
Q Total (m3/s)	1600.00	W.S. Elev (m)	652.57	652.49
Q Bridge (m3/s)	631.37	Crit W.S. (m)	649.13	649.02
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	8.33	8.31
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.93	1.17
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	1718.86	1365.84
Weir Submerg		Froude # Chl	0.16	0.20
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	2564.67	2438.44
Min El Weir Flow (m)	650.90	Hydr Depth (m)	1.12	1.02
Min El Prs (m)	650.00	W.P. Total (m)	1738.14	1549.81
Delta EG (m)	0.09	Conv. Total (m3/s)	41711.4	34998.3
Delta WS (m)	0.15	Top Width (m)	1669.02	1640.92
BR Open Area (m2)	343.37	Frctn Loss (m)	0.01	0.01
BR Open Vel (m/s)	1.84	C & E Loss (m)	0.01	0.01
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	14.27	18.06
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.45 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente El Mirador para el $Q= 1600 \text{ m}^3/\text{s}$

7.2.7. Puente Ferroviario “Las Catitas”

Se puede observar en la Figura 7.46 que el caudal de 50 m³/s pasa sin problema por debajo del tablero del puente, no así los caudales de 500 m³/s, 1000 m³/s y 1600 m³/s que sobrepasan el tablero.

En las figuras 7.47 a 7.50 se pueden visualizar las características del funcionamiento hidráulico del puente bajo la influencia de los cuatro caudales considerados. Estos parámetros permitirían calcular las solicitaciones a las que pudiera estar sometida la estructura (K. Kerenyi et al., 2009).

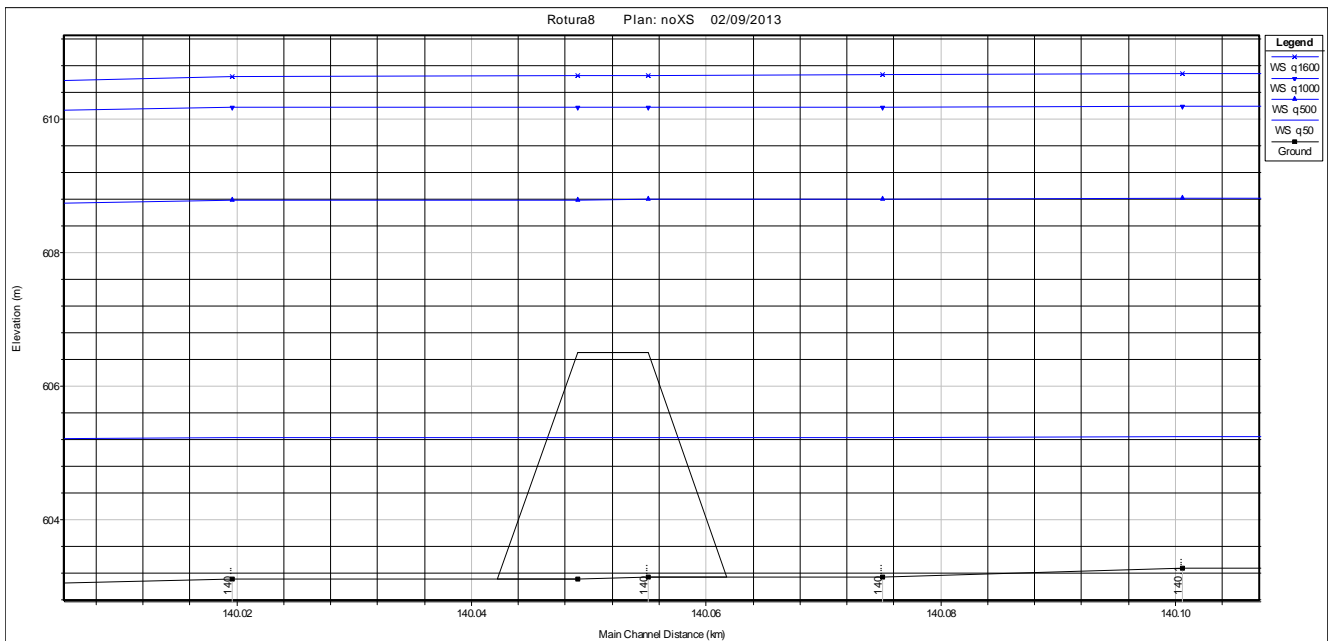


Figura 7.46 Perfil longitudinal del cauce con el puente ferroviario Las Catitas y curvas de superficie libre correspondientes a los caudales considerados

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q50	
Reach	INF	RS:	140.04	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 140.04 Profile: q50				
E.G. US. (m)	605.23	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	605.23	E.G. Elev (m)	605.23	605.23
Q Total (m3/s)	50.00	W.S. Elev (m)	605.22	605.22
Q Bridge (m3/s)	50.00	Crit W.S. (m)	603.83	603.79
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.08	2.12
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.42	0.38
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	120.10	133.03
Weir Submerg		Froude # Chl	0.11	0.10
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	102.94	115.93
Min El Weir Flow (m)	607.00	Hydr Depth (m)	1.47	1.58
Min El Prs (m)	606.50	W.P. Total (m)	87.60	91.50
Delta EG (m)	0.01	Conv. Total (m3/s)	2796.7	6566.5
Delta WS (m)	0.01	Top Width (m)	81.96	84.42
BR Open Area (m2)	232.28	Frctn Loss (m)	0.00	0.00
BR Open Vel (m/s)	0.42	C & E Loss (m)	0.00	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	4.30	0.83
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.47 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente ferroviario Las Catitas para el $Q= 50$ m^3/s

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q500	
Reach	INF	RS:	140.04	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 140.04 Profile: q500				
E.G. US. (m)	608.82	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	608.79	E.G. Elev (m)	608.82	608.80
Q Total (m3/s)	500.00	W.S. Elev (m)	608.79	608.78
Q Bridge (m3/s)	149.52	Crit W.S. (m)	605.32	605.18
Q Weir (m3/s)	350.48	Max Chl Dpth (m)	5.65	5.68
Weir Sta Lft (m)	10336.06	Vel Total (m/s)	0.69	0.58
Weir Sta Rgt (m)	10918.14	Flow Area (m2)	722.30	856.21
Weir Submerg	0.98	Froude # Chl	0.10	0.09
Weir Max Depth (m)	1.82	Specif Force (m3)	1185.43	1318.62
Min El Weir Flow (m)	607.00	Hydr Depth (m)	1.25	1.35
Min El Prs (m)	606.50	W.P. Total (m)	774.28	830.71
Delta EG (m)	0.01	Conv. Total (m3/s)		
Delta WS (m)	0.01	Top Width (m)	576.99	633.59
BR Open Area (m2)	232.28	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	0.64	C & E Loss (m)		
Coef of Q		Shear Total (N/m2)		
Br Sel Method	Press/Weir	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.48 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente ferroviario Las Catitas para el $Q= 500$ m^3/s

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q1000	
Reach:	INF	RS:	140.04	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 140.04 Profile: q1000				
E.G. US. (m)	610.20	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	610.18	E.G. Elev (m)	610.19	610.19
Q Total (m3/s)	1000.00	W.S. Elev (m)	610.17	610.17
Q Bridge (m3/s)	105.78	Crit W.S. (m)	606.26	606.09
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	7.03	7.07
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.59	0.50
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	1688.28	2010.16
Weir Submerg		Froude # Chl	0.08	0.08
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	2824.80	3245.11
Min El Weir Flow (m)	607.00	Hydr Depth (m)	2.01	1.78
Min El Prs (m)	606.50	W.P. Total (m)	1038.98	1328.52
Delta EG (m)	0.01	Conv. Total (m3/s)	43966.5	90506.3
Delta WS (m)	0.01	Top Width (m)	841.68	1131.39
BR Open Area (m2)	232.28	Frctn Loss (m)	0.00	0.00
BR Open Vel (m/s)	0.46	C & E Loss (m)	0.00	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	8.24	1.81
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.49 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente ferroviario Las Catitas para el $Q=1000 \text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q1600	
Reach:	INF	RS:	140.04	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 140.04 Profile: q1600				
E.G. US. (m)	610.70	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	610.66	E.G. Elev (m)	610.68	610.68
Q Total (m3/s)	1600.00	W.S. Elev (m)	610.65	610.64
Q Bridge (m3/s)	123.64	Crit W.S. (m)	608.01	607.94
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	7.51	7.54
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.76	0.61
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	2113.05	2605.58
Weir Submerg		Froude # Chl	0.09	0.10
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	3798.04	4404.23
Min El Weir Flow (m)	607.00	Hydr Depth (m)	2.26	1.89
Min El Prs (m)	606.50	W.P. Total (m)	1130.56	1573.42
Delta EG (m)	0.02	Conv. Total (m3/s)	59542.8	118624.7
Delta WS (m)	0.02	Top Width (m)	933.25	1376.29
BR Open Area (m2)	232.28	Frctn Loss (m)	0.00	0.00
BR Open Vel (m/s)	0.53	C & E Loss (m)	0.00	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	13.23	2.95
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.50 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente ferroviario Las Catitas para el $Q=1600 \text{ m}^3/\text{s}$

7.2.8. Puente RP 153 “Las Catitas”

Se puede observar en la Figura 7.51 que el caudal de 50 m³/s pasa sin problema por debajo del tablero del puente, no así los caudales de 500 m³/s, 1000 m³/s y 1600 m³/s que sobrepasan el tablero.

En las figuras 7.52 a 7.55 se pueden visualizar las características del funcionamiento hidráulico del puente bajo la influencia de los cuatro caudales considerados. Estos parámetros permitirían calcular las solicitaciones a las que pudiera estar sometida la estructura (K. Kerenyi et al., 2009).

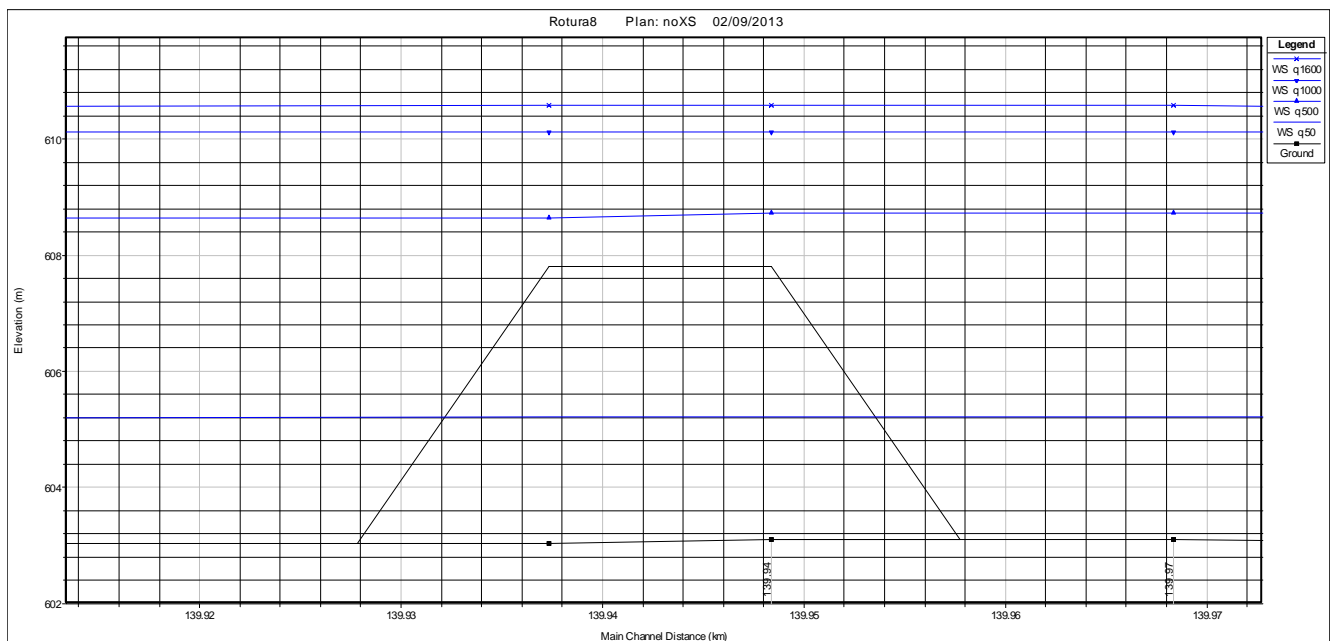


Figura 7.51 Perfil longitudinal del cauce con el puente RP 153 Las Catitas y curvas de superficie libre correspondientes a los caudales considerados

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q50	
Reach:	INF	RS:	139.94	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 139.94 Profile: q50				
E.G. US. (m)	605.22	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	605.21	E.G. Elev (m)	605.22	605.22
Q Total (m3/s)	50.00	W.S. Elev (m)	605.21	605.21
Q Bridge (m3/s)	50.00	Crit W.S. (m)	604.04	604.03
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.11	2.18
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.37	0.42
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	134.96	117.84
Weir Submerg		Froude # Chl	0.10	0.11
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	103.82	93.77
Min El Weir Flow (m)	608.22	Hydr Depth (m)	1.41	1.39
Min El Prs (m)	607.80	W.P. Total (m)	105.14	93.30
Delta EG (m)	0.00	Conv. Total (m3/s)	6131.0	5295.4
Delta WS (m)	0.01	Top Width (m)	95.65	84.56
BR Open Area (m2)	359.89	Frctn Loss (m)	0.00	0.00
BR Open Vel (m/s)	0.42	C & E Loss (m)	0.00	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	0.84	1.10
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.52 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente RP 153 Las Catitas para el $Q= 50 \text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q500	
Reach:	INF	RS:	139.94	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 139.94 Profile: q500				
E.G. US. (m)	608.77	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	608.73	E.G. Elev (m)	608.77	608.69
Q Total (m3/s)	500.00	W.S. Elev (m)	608.73	608.64
Q Bridge (m3/s)	452.91	Crit W.S. (m)	605.21	605.35
Q Weir (m3/s)	47.09	Max Chl Dpth (m)	5.63	5.61
Weir Sta Lft (m)	10505.80	Vel Total (m/s)	0.00	0.00
Weir Sta Rgt (m)	10908.28	Flow Area (m2)		
Weir Submerg	0.54	Froude # Chl	0.15	0.16
Weir Max Depth (m)	0.55	Specif Force (m3)	1209.14	1139.97
Min El Weir Flow (m)	608.22	Hydr Depth (m)		
Min El Prs (m)	607.80	W.P. Total (m)	484.83	557.02
Delta EG (m)	0.08	Conv. Total (m3/s)		
Delta WS (m)	0.09	Top Width (m)	251.23	327.87
BR Open Area (m2)	359.89	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	1.26	C & E Loss (m)		
Coef of Q		Shear Total (N/m2)		
Br Sel Method	Press/Weir	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.53 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente RP 153 Las Catitas para el $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q1000	
Reach:	INF	RS:	139.94	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 139.94 Profile: q1000				
E.G. US. (m)	610.16	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	610.13	E.G. Elev (m)	610.15	610.15
Q Total (m3/s)	1000.00	W.S. Elev (m)	610.12	610.13
Q Bridge (m3/s)	321.00	Crit W.S. (m)	606.04	606.26
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	7.02	7.10
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.67	0.54
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	1488.30	1864.93
Weir Submerg		Froude # Chl	0.09	0.08
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	2491.01	2769.90
Min El Weir Flow (m)	608.22	Hydr Depth (m)	1.54	1.35
Min El Prs (m)	607.80	W.P. Total (m)	1198.65	1612.01
Delta EG (m)	0.01	Conv. Total (m3/s)	66287.8	61077.3
Delta WS (m)	0.02	Top Width (m)	964.89	1586.93
BR Open Area (m2)	359.89	Frctn Loss (m)	0.00	0.01
BR Open Vel (m/s)	0.89	C & E Loss (m)	0.00	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	2.77	3.04
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.54 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente RP 153 Las Catitas para el $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q1600	
Reach:	INF	RS:	139.94	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 139.94 Profile: q1600				
E.G. US. (m)	610.63	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	610.59	E.G. Elev (m)	610.62	610.61
Q Total (m3/s)	1600.00	W.S. Elev (m)	610.58	610.58
Q Bridge (m3/s)	359.62	Crit W.S. (m)	606.87	607.15
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	7.48	7.55
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.82	0.62
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	1952.32	2564.16
Weir Submerg		Froude # Chl	0.11	0.09
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	3342.30	3833.94
Min El Weir Flow (m)	608.22	Hydr Depth (m)	1.80	1.52
Min El Prs (m)	607.80	W.P. Total (m)	1320.57	1912.90
Delta EG (m)	0.02	Conv. Total (m3/s)	94927.5	89578.3
Delta WS (m)	0.02	Top Width (m)	1086.80	2074.33
BR Open Area (m2)	359.89	Frctn Loss (m)	0.00	0.01
BR Open Vel (m/s)	1.00	C & E Loss (m)	0.00	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	4.12	4.19
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.55 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del puente RP 153 Las Catitas para el $Q= 1600 \text{ m}^3/\text{s}$

7.2.9. Puente-Alcantarilla calle “J. Stern”

Se puede observar en la Figura 7.56 que el caudal de 50 m³/s pasa sin problema por debajo del tablero del puente, no así los caudales de 500 m³/s, 1000 m³/s y 1600 m³/s que sobrepasan el tablero.

En las figuras 7.57 a 7.60 se pueden visualizar las características del funcionamiento hidráulico de este puente-alcantarilla bajo la influencia de los cuatro caudales considerados. Estos parámetros permitirían calcular las sollicitaciones a las que pudiera estar sometida la estructura (K. Kerényi et al., 2009).

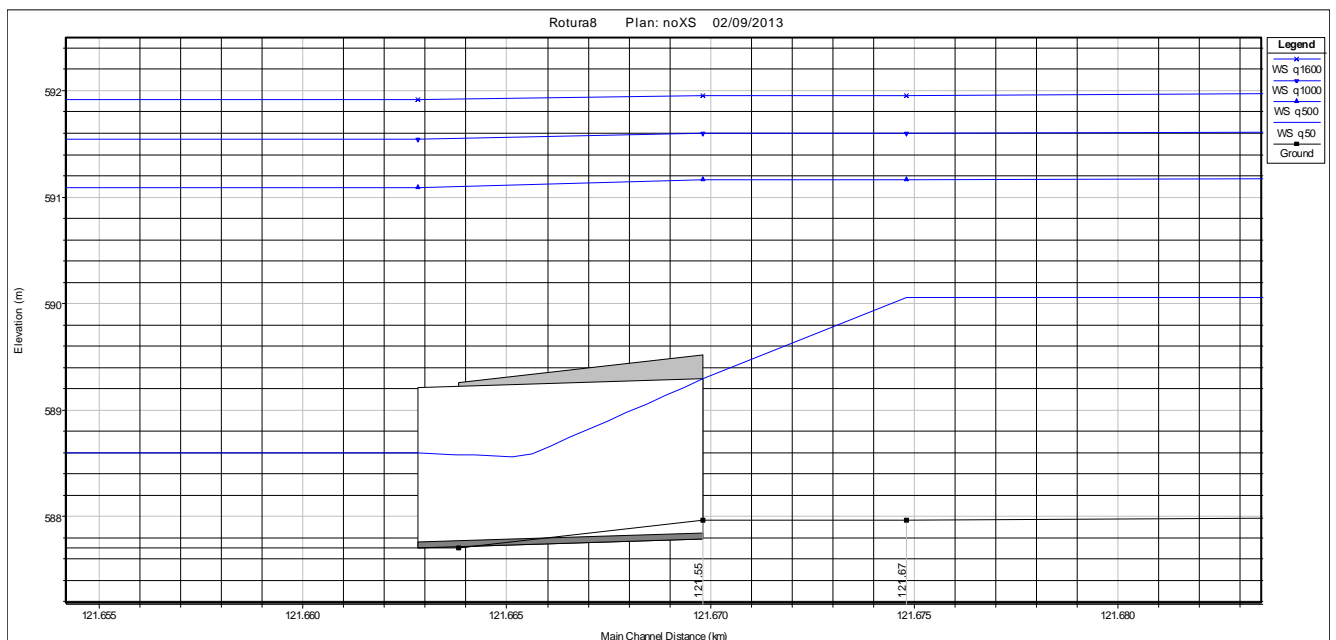


Figura 7.56 Perfil longitudinal del cauce con el Puente-Alcantarilla calle J. Stern y curvas de superficie libre correspondientes a los caudales considerados

File Type Options Help			
River:	TUNUYAN	Profile:	q50
Reach:	INF	RS:	121.55
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 121.55 Culv Group: Culvert #1 Profile: q50			
Q Culv Group (m3/s)	50.00	Culv Full Len (m)	
# Barrels	5	Culv Vel US (m/s)	2.96
Q Barrel (m3/s)	10.00	Culv Vel DS (m/s)	4.27
E.G. US. (m)	590.08	Culv Inv El Up (m)	587.79
W.S. US. (m)	590.06	Culv Inv El Dn (m)	587.71
E.G. DS (m)	588.76	Culv Frctn Ls (m)	0.25
W.S. DS (m)	588.62	Culv Exit Loss (m)	0.77
Delta EG (m)	1.32	Culv Entr Loss (m)	0.31
Delta WS (m)	1.44	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	590.08	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	589.94	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Inlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	589.29	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	588.60	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	1.50	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	1.08	Min El Weir Flow (m)	590.26

Figura 7.57 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del Puente-Alcantarilla calle J. Stern para el $Q= 50 \text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help			
River:	TUNUYAN	Profile:	q500
Reach:	INF	RS:	121.55
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 121.55 Culv Group: Culvert #1 Profile: q500			
Q Culv Group (m3/s)	20.14	Culv Full Len (m)	7.00
# Barrels	5	Culv Vel US (m/s)	1.19
Q Barrel (m3/s)	4.03	Culv Vel DS (m/s)	1.19
E.G. US. (m)	591.23	Culv Inv El Up (m)	587.79
W.S. US. (m)	591.17	Culv Inv El Dn (m)	587.71
E.G. DS (m)	591.15	Culv Frctn Ls (m)	0.02
W.S. DS (m)	591.09	Culv Exit Loss (m)	0.01
Delta EG (m)	0.08	Culv Entr Loss (m)	0.05
Delta WS (m)	0.07	Q Weir (m3/s)	479.86
E.G. IC (m)	591.20	Weir Sta Lft (m)	10795.53
E.G. OC (m)	591.23	Weir Sta Rgt (m)	11307.88
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	0.82
Culv WS Inlet (m)	589.29	Weir Max Depth (m)	0.98
Culv WS Outlet (m)	589.21	Weir Avg Depth (m)	0.75
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	384.46
Culv Crt Depth (m)	0.62	Min El Weir Flow (m)	590.26

Figura 7.58 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del Puente-Alcantarilla calle J. Stern para el $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help			
River:	TUNUYAN	Profile:	q1000
Reach:	INF	RS:	121.55
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 121.55 Culv Group: Culvert #1 Profile: q1000			
Q Culv Group (m3/s)	19.81	Culv Full Len (m)	7.00
# Barrels	5	Culv Vel US (m/s)	1.17
Q Barrel (m3/s)	3.96	Culv Vel DS (m/s)	1.17
E.G. US. (m)	591.71	Culv Inv El Up (m)	587.79
W.S. US. (m)	591.60	Culv Inv El Dn (m)	587.71
E.G. DS (m)	591.65	Culv Frctn Ls (m)	0.02
W.S. DS (m)	591.55	Culv Exit Loss (m)	0.00
Delta EG (m)	0.07	Culv Entr Loss (m)	0.05
Delta WS (m)	0.05	Q Weir (m3/s)	980.19
E.G. IC (m)	591.70	Weir Sta Lft (m)	10657.62
E.G. OC (m)	591.71	Weir Sta Rgt (m)	11344.24
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	0.85
Culv WS Inlet (m)	589.29	Weir Max Depth (m)	1.46
Culv WS Outlet (m)	589.21	Weir Avg Depth (m)	0.95
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	655.39
Culv Crt Depth (m)	0.61	Min El Weir Flow (m)	590.26

Figura 7.59 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del Puente-Alcantarilla calle J. Stern para el $Q=1000 \text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help			
River:	TUNUYAN	Profile:	q1600
Reach:	INF	RS:	121.55
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 121.55 Culv Group: Culvert #1 Profile: q1600			
Q Culv Group (m3/s)	19.21	Culv Full Len (m)	7.00
# Barrels	5	Culv Vel US (m/s)	1.14
Q Barrel (m3/s)	3.84	Culv Vel DS (m/s)	1.14
E.G. US. (m)	592.12	Culv Inv El Up (m)	587.79
W.S. US. (m)	591.96	Culv Inv El Dn (m)	587.71
E.G. DS (m)	592.06	Culv Frctn Ls (m)	0.02
W.S. DS (m)	591.92	Culv Exit Loss (m)	0.00
Delta EG (m)	0.06	Culv Entr Loss (m)	0.05
Delta WS (m)	0.04	Q Weir (m3/s)	1580.79
E.G. IC (m)	592.12	Weir Sta Lft (m)	10445.02
E.G. OC (m)	592.12	Weir Sta Rgt (m)	11392.85
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	0.85
Culv WS Inlet (m)	589.29	Weir Max Depth (m)	1.87
Culv WS Outlet (m)	589.21	Weir Avg Depth (m)	1.07
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	1012.30
Culv Crt Depth (m)	0.60	Min El Weir Flow (m)	590.26

Figura 7.60 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del Puente-Alcantarilla calle J. Stern para el $Q=1600 \text{ m}^3/\text{s}$

7.2.10. Puente RP 77 “La Paz”

Se puede observar en la Figura 7.61 que todos los caudales: 50 m³/s, 500 m³/s, 1000 m³/s y 1600 m³/s pasan sin problema por debajo del tablero del puente.

En las figuras 7.62 a 7.65 se pueden visualizar las características del funcionamiento hidráulico del puente bajo la influencia de los cuatro caudales considerados.

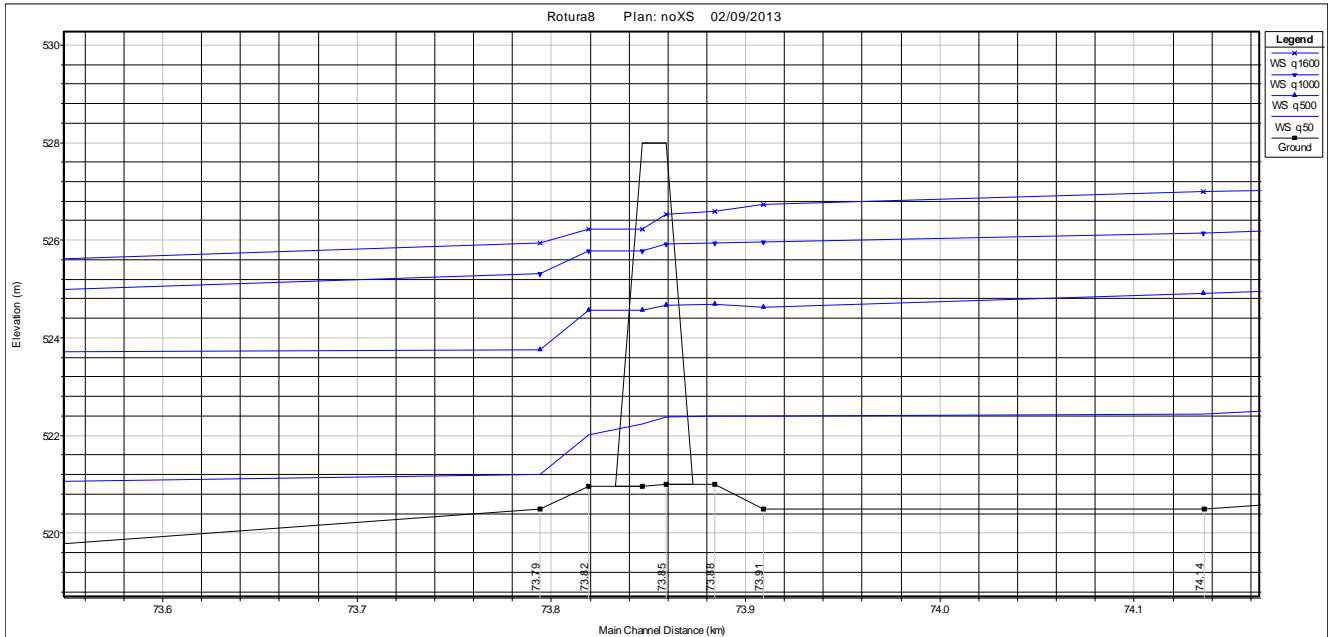


Figura 7.61 Perfil longitudinal del cauce con el Puente RP 77 La Paz y curvas de superficie libre correspondientes a los caudales considerados

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q50	
Reach:	INF	RS:	73.85	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 73.85 Profile: q50				
E.G. US. (m)	522.42	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	522.39	E.G. Elev (m)	522.41	522.39
Q Total (m3/s)	50.00	W.S. Elev (m)	522.38	522.23
Q Bridge (m3/s)	50.00	Crit W.S. (m)	521.89	522.08
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	1.39	1.28
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.86	1.79
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	58.00	27.97
Weir Submerg		Froude # Chl	0.31	0.71
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	31.78	20.63
Min El Weir Flow (m)	528.35	Hydr Depth (m)	0.79	0.64
Min El Prs (m)	528.00	W.P. Total (m)	77.36	45.20
Delta EG (m)	0.14	Conv. Total (m3/s)	2393.6	1015.2
Delta WS (m)	0.37	Top Width (m)	73.41	43.47
BR Open Area (m2)	600.67	Frctn Loss (m)	0.01	0.09
BR Open Vel (m/s)	1.79	C & E Loss (m)	0.01	0.01
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	3.21	14.72
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.62 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del Puente RP 77 La Paz para el $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q500	
Reach:	INF	RS:	73.85	Plan: noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 73.85 Profile: q500				
E.G. US. (m)	524.84	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	524.69	E.G. Elev (m)	524.83	524.82
Q Total (m3/s)	500.00	W.S. Elev (m)	524.67	524.57
Q Bridge (m3/s)	500.00	Crit W.S. (m)	523.26	523.64
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.68	3.62
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.78	2.18
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	280.98	229.44
Weir Submerg		Froude # Chl	0.35	0.46
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	495.08	398.46
Min El Weir Flow (m)	528.35	Hydr Depth (m)	2.66	2.27
Min El Prs (m)	528.00	W.P. Total (m)	119.84	112.47
Delta EG (m)	0.05	Conv. Total (m3/s)	24795.5	18453.4
Delta WS (m)	0.13	Top Width (m)	105.76	101.17
BR Open Area (m2)	600.67	Frctn Loss (m)	0.01	0.02
BR Open Vel (m/s)	2.18	C & E Loss (m)	0.01	0.00
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	9.35	14.69
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.63 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del Puente RP 77 La Paz para el $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q1000	
Reach:	INF	RS:	73.85	Plan: naXS
Plan: naXS TUNUYAN INF RS: 73.85 Profile: q1000				
E.G. US. (m)	526.22	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	525.95	E.G. Elev (m)	526.21	526.19
Q Total (m3/s)	1000.00	W.S. Elev (m)	525.92	525.79
Q Bridge (m3/s)	1000.00	Crit W.S. (m)	524.08	524.46
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	4.93	4.84
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.40	2.82
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	416.36	354.71
Weir Submerg		Froude # Chl	0.40	0.49
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	1083.34	928.47
Min El Weir Flow (m)	528.35	Hydr Depth (m)	3.74	3.36
Min El Prs (m)	528.00	W.P. Total (m)	131.16	122.40
Delta EG (m)	0.06	Conv. Total (m3/s)	44966.4	36050.1
Delta WS (m)	0.17	Top Width (m)	111.43	105.62
BR Open Area (m2)	600.67	Frctn Loss (m)	0.01	0.02
BR Open Vel (m/s)	2.82	C & E Loss (m)	0.01	0.01
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	15.40	21.87
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.64 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del Puente RP 77 La Paz para el $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help				
River:	TUNUYAN	Profile:	q1600	
Reach:	INF	RS:	73.85	Plan: naXS
Plan: naXS TUNUYAN INF RS: 73.85 Profile: q1600				
E.G. US. (m)	527.10	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	526.59	E.G. Elev (m)	527.08	527.04
Q Total (m3/s)	1600.00	W.S. Elev (m)	526.52	526.23
Q Bridge (m3/s)	1600.00	Crit W.S. (m)	524.87	525.27
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	5.53	5.28
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.30	3.98
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	484.34	402.21
Weir Submerg		Froude # Chl	0.51	0.66
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	1649.10	1458.05
Min El Weir Flow (m)	528.35	Hydr Depth (m)	4.27	3.73
Min El Prs (m)	528.00	W.P. Total (m)	135.99	126.66
Delta EG (m)	0.10	Conv. Total (m3/s)	56479.0	43446.6
Delta WS (m)	0.37	Top Width (m)	113.48	107.92
BR Open Area (m2)	600.67	Frctn Loss (m)	0.01	0.03
BR Open Vel (m/s)	3.98	C & E Loss (m)	0.03	0.01
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	28.03	42.23
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 7.65 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del Puente RP 77 La Paz para el $Q= 1600 \text{ m}^3/\text{s}$

7.2.11. Puente-Alcantarilla RP51

Se puede observar en la Figura 7.66 que los caudales de 50 m³/s, 500 m³/s, 1000 m³/s y 1600 m³/s sobrepasan el tablero del puente.

En las figuras 7.67 a 7.70 se pueden visualizar las características del funcionamiento hidráulico de este puente-alcantarilla bajo la influencia de los cuatro caudales considerados. Estos parámetros permitirían calcular las solicitaciones a las que pudiera estar sometida la estructura (K. Kerenyi et al., 2009).

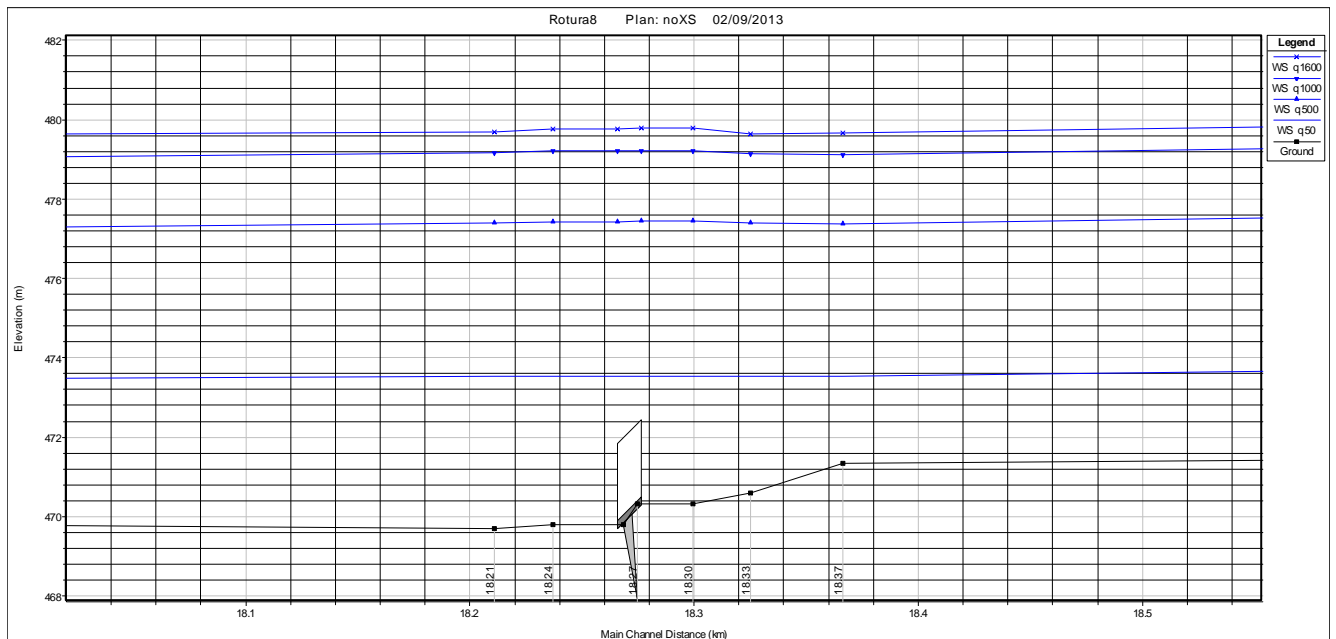


Figura 7.66 Perfil longitudinal del cauce con el Puente-Alcantarilla RP51 y curvas de superficie libre correspondientes a los caudales considerados

File Type Options Help			
River:	TUNUYAN	Profile:	q50
Reach:	INF	RS:	18.27
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 18.27 Culv Group: Culvert #1 Profile: q50			
Q Culv Group (m3/s)	3.09	Culv Full Len (m)	10.60
# Barrels	4	Culv Vel US (m/s)	0.17
Q Barrel (m3/s)	0.77	Culv Vel DS (m/s)	0.17
E.G. US. (m)	473.53	Culv Inv El Up (m)	470.30
W.S. US. (m)	473.53	Culv Inv El Dn (m)	469.70
E.G. DS (m)	473.53	Culv Frctn Ls (m)	0.00
W.S. DS (m)	473.53	Culv Exit Loss (m)	0.00
Delta EG (m)	0.00	Culv Entr Loss (m)	0.00
Delta WS (m)	0.00	Q Weir (m3/s)	46.91
E.G. IC (m)	472.70	Weir Sta Lft (m)	12518.57
E.G. OC (m)	473.53	Weir Sta Rgt (m)	13000.14
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	1.00
Culv WS Inlet (m)	472.44	Weir Max Depth (m)	0.76
Culv WS Outlet (m)	471.84	Weir Avg Depth (m)	0.59
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	285.86
Culv Crt Depth (m)	0.46	Min El Weir Flow (m)	472.80

Figura 7.67 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del Puente-Alcantarilla RP51 para el $Q= 50 \text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help			
River:	TUNUYAN	Profile:	q500
Reach:	INF	RS:	18.27
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 18.27 Culv Group: Culvert #1 Profile: q500			
Q Culv Group (m3/s)	8.70	Culv Full Len (m)	10.60
# Barrels	4	Culv Vel US (m/s)	0.48
Q Barrel (m3/s)	2.18	Culv Vel DS (m/s)	0.48
E.G. US. (m)	477.45	Culv Inv El Up (m)	470.30
W.S. US. (m)	477.45	Culv Inv El Dn (m)	469.70
E.G. DS (m)	477.44	Culv Frctn Ls (m)	0.00
W.S. DS (m)	477.43	Culv Exit Loss (m)	0.01
Delta EG (m)	0.02	Culv Entr Loss (m)	0.01
Delta WS (m)	0.02	Q Weir (m3/s)	491.30
E.G. IC (m)	477.44	Weir Sta Lft (m)	12479.29
E.G. OC (m)	477.45	Weir Sta Rgt (m)	13092.73
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	1.00
Culv WS Inlet (m)	472.44	Weir Max Depth (m)	4.67
Culv WS Outlet (m)	471.84	Weir Avg Depth (m)	4.29
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	2631.98
Culv Crt Depth (m)	0.68	Min El Weir Flow (m)	472.80

Figura 7.68 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del Puente-Alcantarilla RP51 para el $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help					
River:	TUNUYAN	Profile:	q1000	Culv Group:	Culvert #1
Reach:	INF	RS:	18.27	Plan:	noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 18.27 Culv Group: Culvert #1 Profile: q1000					
Q Culv Group (m3/s)	7.01	Culv Full Len (m)	10.60		
# Barrels	4	Culv Vel US (m/s)	0.38		
Q Barrel (m3/s)	1.75	Culv Vel DS (m/s)	0.38		
E.G. US. (m)	479.23	Culv Inv El Up (m)	470.30		
W.S. US. (m)	479.23	Culv Inv El Dn (m)	469.70		
E.G. DS (m)	479.22	Culv Frctn Ls (m)	0.00		
W.S. DS (m)	479.22	Culv Exit Loss (m)	0.00		
Delta EG (m)	0.01	Culv Entr Loss (m)	0.00		
Delta WS (m)	0.01	Q Weir (m3/s)	916.33		
E.G. IC (m)	479.23	Weir Sta Lft (m)	12479.29		
E.G. OC (m)	479.23	Weir Sta Rgt (m)	13092.73		
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	1.00		
Culv WS Inlet (m)	472.44	Weir Max Depth (m)	6.46		
Culv WS Outlet (m)	471.84	Weir Avg Depth (m)	6.08		
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	3728.26		
Culv Crt Depth (m)	0.62	Min El Weir Flow (m)	472.80		

Figura 7.69 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del Puente-Alcantarilla RP51 para el $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$

File Type Options Help					
River:	TUNUYAN	Profile:	q1600	Culv Group:	Culvert #1
Reach:	INF	RS:	18.27	Plan:	noXS
Plan: noXS TUNUYAN INF RS: 18.27 Culv Group: Culvert #1 Profile: q1600					
Q Culv Group (m3/s)	8.19	Culv Full Len (m)	10.60		
# Barrels	4	Culv Vel US (m/s)	0.45		
Q Barrel (m3/s)	2.05	Culv Vel DS (m/s)	0.45		
E.G. US. (m)	479.80	Culv Inv El Up (m)	470.30		
W.S. US. (m)	479.79	Culv Inv El Dn (m)	469.70		
E.G. DS (m)	479.79	Culv Frctn Ls (m)	0.00		
W.S. DS (m)	479.78	Culv Exit Loss (m)	0.00		
Delta EG (m)	0.01	Culv Entr Loss (m)	0.01		
Delta WS (m)	0.01	Q Weir (m3/s)	1200.83		
E.G. IC (m)	479.80	Weir Sta Lft (m)	12479.29		
E.G. OC (m)	479.80	Weir Sta Rgt (m)	13092.73		
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	1.00		
Culv WS Inlet (m)	472.44	Weir Max Depth (m)	7.03		
Culv WS Outlet (m)	471.84	Weir Avg Depth (m)	6.65		
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	4076.55		
Culv Crt Depth (m)	0.66	Min El Weir Flow (m)	472.80		

Figura 7.70 Informe del HEC-RAS sobre el comportamiento hidráulico del Puente-Alcantarilla RP51 para el $Q= 1600 \text{ m}^3/\text{s}$

8. Mapas de Riesgo de Inundación por Rotura de Presa

8.1. Metodología

Por medio de la interfaz gráfica RAS Mapper y Hec Geo RAS, se volcaron los resultados en un Sistema de Información Geográfica, obteniendo la distribución espacial de los tirantes y las velocidades.

El algoritmo de procesamiento geográfico, utiliza los resultados de cotas de superficies de agua por sección transversal, y a través del modelo digital de elevaciones, encuentra la poligonal de inundación entre dos perfiles, generando así, una línea continua de inundación, siguiendo las cotas del terreno.

El mapa de riesgos de inundación por rotura de presa El Carrizal, se conformó siguiendo la analogía de Crichton (descrita en el punto 9.1), donde el Riesgo (R) es una función del producto espacial entre la Amenaza (A), la Exposición (E) y la Vulnerabilidad (V)

En estudios de Riesgos por inundación debido a tormentas o crecidas de ríos, el factor de Amenaza (A) se define como la probabilidad de ocurrencia del evento (en analogía con la peligrosidad), o la inversa del tiempo de retorno, pero; en este caso en particular, al tratarse de un evento extremo de rotura o colapso de presa, el factor sería lineal y único, quedando entonces representada espacialmente como la ocupación o distribución territorial de la inundación.

8.2. Mapa de Tirantes

El mapa de tirantes fue confeccionado exportando los resultados de la modelación hidráulica al entorno SIG, por medio de las extensiones RASMapper y Hec GeoRAS. El mapa así generado, en formato grilla posee una celda de 20 x 20 m e indica el nivel relativo de inundación o tirantes de agua en cada celda. En la figura 8.1 se indica un ejemplo, y los mapas producidos están disponibles en el Anexo IV.

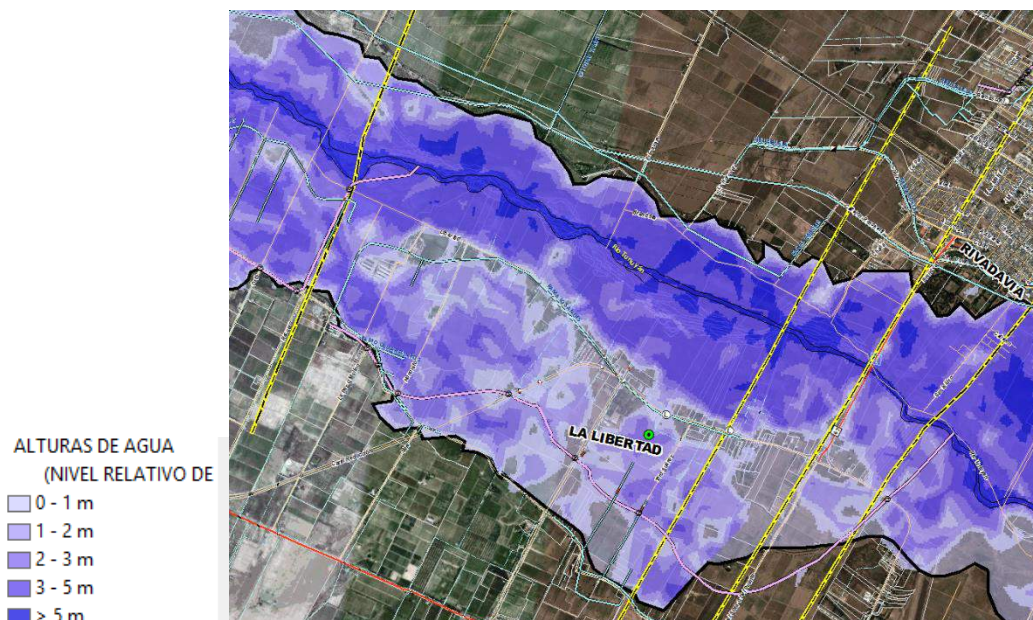


Figura 8.1 Mapa de Alturas de agua (nivel relativo de inundación)

8.3. Mapa de Velocidades

Una de las opciones de cálculo en la modelación hidráulica, fue la de subdividir la sección en dovelas para obtener una distribución de velocidades en cada sección. (Figura 8.2)

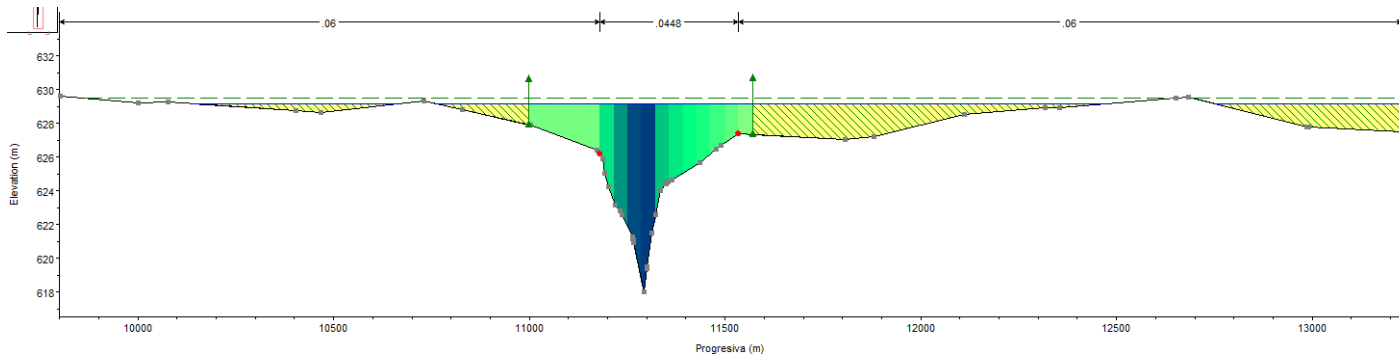


Figura 8.2. Sección transversal con distribución de velocidades

Los puntos son interpolados linealmente para producir una distribución espacial, como se indica en la figura 8.2. Los mapas producidos están disponibles en el Anexo IX

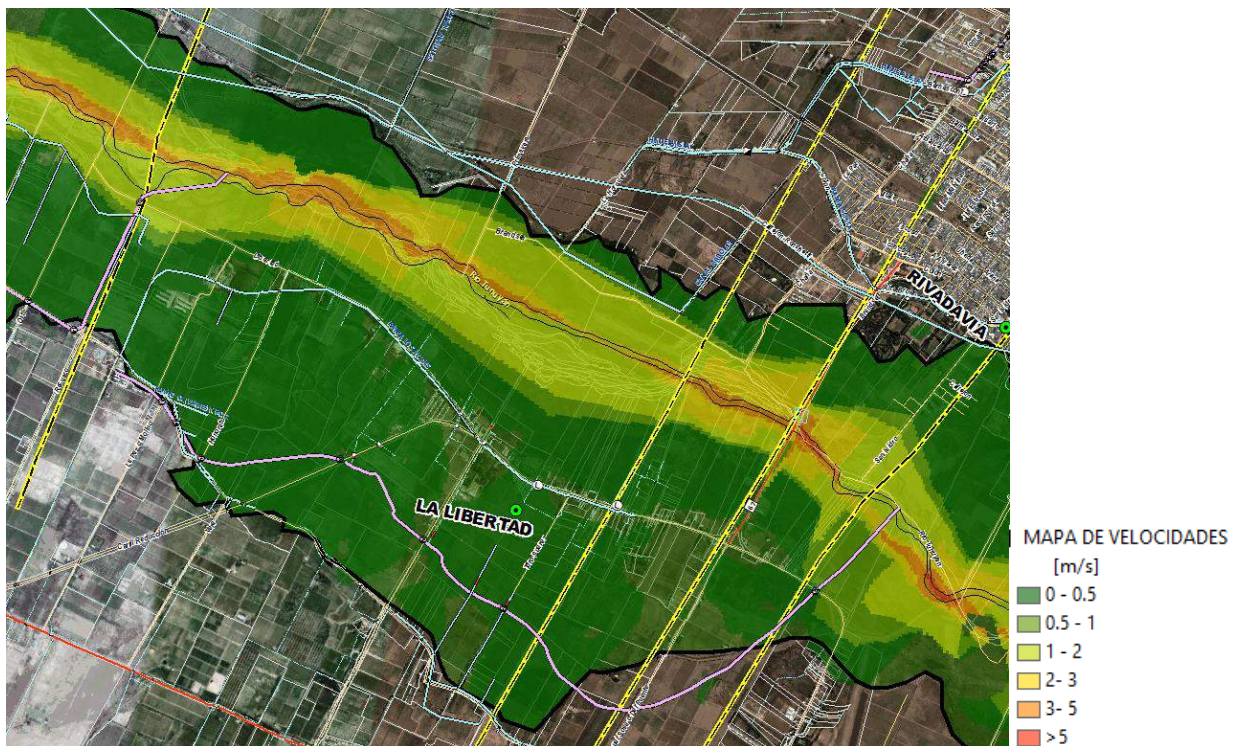


Figura 8.1 Mapa de Velocidades

8.4. Mapa de Vulnerabilidades

- ✓ La **Vulnerabilidad** (V) ha sido representada en función del daño parcial o colapso de las personas o bienes expuestos a la presión dinámica (y^*v^2 o y^*v) que ejerce el agua sobre ellos:

Tabla 8.1: Vulnerabilidad en función del daño

Daño a:	Ecuación	Condición	Vulnerabilidad
Personas	$y^*v^2 < 1.23 \text{ m}^3/\text{s}^2$ $y^*v < 1 \text{ m}^2/\text{s}$	Estable	V = 1
	$y^*v^2 \geq 1.23 \text{ m}^3/\text{s}^2$ $y^*v \geq 1 \text{ m}^2/\text{s}$	Inestable	V = 10
Vehículos	$y^*v \leq -0.0564 v^2 + 0.6599 v + 0.0584$	Estable	V = 1
	$y^*v > -0.0564 v^2 + 0.6599 v + 0.0584$	Inestable	V = 10
Edificios	$y^*v \leq 3 \text{ m}^2/\text{s}$ $v < 2 \text{ m/s}$	Inundación	V = 1
	$3 < y^*v \leq 7 \text{ m}^2/\text{s}$ $v \geq 2 \text{ m/s}$	Daño Parcial	V = 5
	$y^*v > 7 \text{ m}^2/\text{s}$ $v \geq 2 \text{ m/s}$	Daño Total	V = 10

8.5. Mapa de Exposición

El mapa de Exposición es una función de ubicación relativa respecto a la máxima distancia de inundación.

La **Exposición** (E) ha sido dimensionada en función de la distancia entre la ubicación del bien o persona y el eje del río, en proporción con la distancia máxima del área inundada, quedando:

$$E = \frac{(D_{MAX} - Dist.río)}{D_{MAX}}$$

El mapa Dist.río, se generó por medio de buffers desde el eje del río Tunuyán, hasta la máxima distancia de cobertura de las líneas de inundación, con valor DMAX. = 4900 m (Figura 8.3)

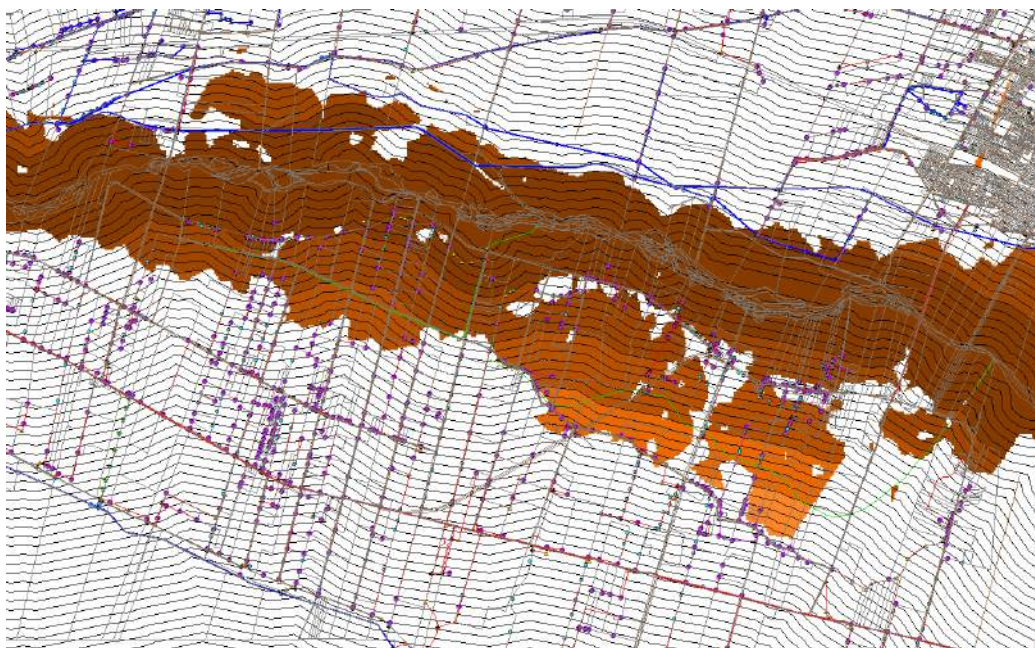


Figura 8.3 Mapa de Exposición con distancias a río

8.6. Mapas de Riesgos

Adoptando esta nomenclatura es posible definir el Índice de riesgo hidráulico (R) como una magnitud que expresa la presencia simultánea, dentro de un área, de una situación de Amenaza, de Exposición y de Vulnerabilidad, o sea:

$$R = A \cdot E \cdot V$$

Esta definición sintetiza muy bien el concepto de interferencia entre ambiente natural y actividad antrópica, permitiendo su inmediata representación gráfica por mapas temáticos, debido a que la vulnerabilidad y la exposición tienen intrínsecamente distribución espacial.


Al multiplicar por medio de álgebra de mapas: el mapa de daño del elemento (valores de V) por el mapa de exposición (valores en m) y por la Amenaza (A) entendida como la mancha de inundación por rotura de presa, este producto arroja un índice de riesgo (R) con valores que se encuentran en un rango numérico entre 1 y 10. (Figura 9.10) Una vez que se ha asignado el índice de riesgo (R) para cada elemento, cada área es clasificada en una de las cuatro clases de riesgo:

RIESGO MUY ELEVADO

Riesgo R4 (**Muy Elevado**): Posibles pérdidas de vidas humanas y lesiones graves a las personas, daños graves a los edificios y a la infraestructura, daños al patrimonio ambiental, destrucción de actividades socioeconómicas. (Rango >5)

 RIESGO ELEVADO

Riesgo R3 (**Elevado**): Posibles problemas respecto a la seguridad de las personas, daños funcionales a los edificios y a la infraestructura, con consecuente inhabitabilidad de los mismos y la interrupción de las actividades socioeconómicas, daños al patrimonio ambiental. (Rango de 0,9 a 5)

 RIESGO MODERADO

Riesgo R2 (**Moderado**): Posibles daños menores a los edificios, a la infraestructura y al patrimonio ambiental que no perjudican la seguridad de las personas, la inhabitabilidad de los edificios y la funcionalidad de las actividades socioeconómicas. (Rango de 0,6 a 0,9)

 RIESGO MEDIO

Riesgo R1 (**Medio o Bajo**): Los daños sociales, económicos y al patrimonio ambiental son marginales. (Rango < 0,6)

Los mapas así generados se presentan en Anexos V, VI y VII.

En la figura 8.4 se indica a modo de ejemplo un detalle del mapa de Riesgo de Inundación para Personas.

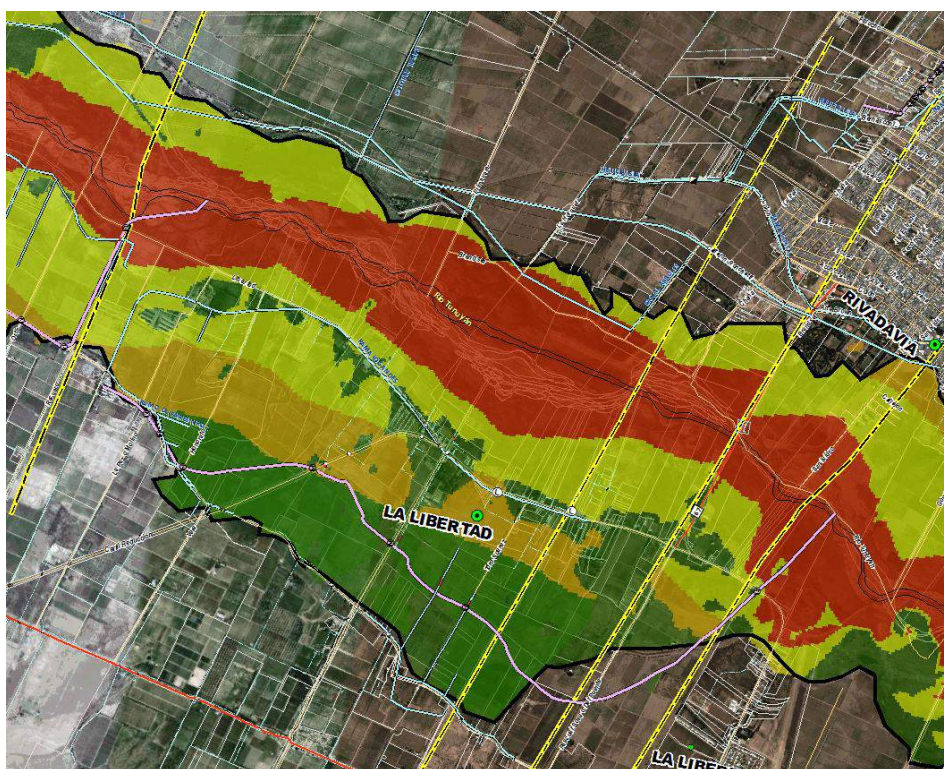


Figura 8.4 Mapa de Riesgos a Personas (en cercanías a Rivadavia)

9. PLAN DE ACCIÓN DE EMERGENCIAS

En (Blasco E., et al., 2008) se expresa: *“Un PADE es un plan formal escrito en el que se establecen la estructura organizativa del Operador de la presa para atender situaciones de emergencia que puedan poner en peligro de rotura a la misma, los procedimientos que el personal del Operador debe seguir, y las acciones que debe realizar durante una emergencia para proteger a las poblaciones ubicadas aguas abajo. Por estar escrito permite que la versión vigente, al transmitirse de un grupo a otro, no se distorsione, como seguramente ocurriría si la misma fuese oral, y que todos los que lo consulten compartan la misma información.*

Si bien proteger la presa como inversión y como obra necesaria para fines como el riego, la provisión de agua potable, la generación de energía eléctrica, etc., es importante, y de allí los programas de auscultación y mantenimiento que se llevan a cabo en un número considerable de presas, mucho más importante es proteger la vida y los bienes de las poblaciones que se verán afectadas si la presa se rompe. Este es el fin último o el objetivo fundamental de un PADE.”

También expresa: *“En los primeros PADE, que se encuentran vigentes actualmente (Mayo 2008), se aprecia también una preocupación por extender la organización del sistema de emergencia, incluidos los procedimientos para actuar, a las Defensas Civiles, avanzando sobre aspectos que corresponden exclusivamente a éstas. El argumento empleado en la oportunidad de su elaboración fue que las Defensas Civiles no estaban suficientemente preparadas para implementar los procedimientos necesarios para emergencias de la magnitud de desastre que implicaría la rotura de una presa y por eso convenía incluir en los PADE principios de intervención y esquemas de avisos que éstas deberían realizar en los casos de emergencia considerados.*

Esta extensión de los PADE a los ámbitos de las Defensas Civiles introduce una confusión en las responsabilidades de los Operadores, ya que éstos deben limitarse a elaborarlos y a mantenerlos actualizados periódicamente. Lo otro constituye una intromisión en las responsabilidades de las Defensas Civiles.

No incluir el tema Comunicación entre Operadores y Comunidades en Riesgo”

Bajo estos conceptos es que en este capítulo se da a conocer la información técnica imprescindible para elaborar el PADE, cuyo contenido es sugerido en la publicación de ORSEP **“Lineamientos de seguridad de presas”**. (Versión 3.0. Marzo 2011) y que se adjunta como Anexo III.

9.1. Conceptos de Riesgo

Los Factores del Riesgo son tres: la Peligrosidad, la Exposición y la Vulnerabilidad (Ayala-Carcedo, F.J., 2001).

- La Peligrosidad se compone de dos aspectos, la Severidad o Intensidad y la Probabilidad, ambas relacionadas (cuanto más intenso o severo es un peligro, afortunadamente, es tanto menos frecuente). En este estudio la Peligrosidad ha sido representada por la probabilidad de ocurrencia o tiempo de retorno.
- La Exposición es el conjunto de personas y bienes potencialmente expuestos a la acción de un Peligro. En este estudio la Exposición ha sido dimensionada en función de la distancia entre la ubicación del bien o persona y la línea de ribera.
- La Vulnerabilidad, es la potencialidad del daño que puede producir un Peligro de una determinada Severidad o Intensidad sobre el conjunto de personas y bienes potencialmente expuestos. En este estudio la Vulnerabilidad ha sido representada en función del daño parcial o colapso de las personas o bienes expuestos a la presión dinámica que ejerce el agua sobre ellos.

Sin que se den los tres, no existe Riesgo. Un terremoto en un desierto donde no hay Exposición de personas o bienes, no supone Riesgo.

Por otra parte, existen niveles de Riesgo para la población, admisibles y no admisibles. El Riesgo 0 (cero) no existe, y voluntariamente se asumen Riesgos significativos como pasear en automóvil, bañarse en una piscina, fumar o tener productos tóxicos en casa. En general, se admite mayor nivel de riesgo, de pérdida potencial, cuando el riesgo es asumido o no es catastrófico.

No existe peligrosidad o vulnerabilidad independientemente, ya que son situaciones mutuamente condicionantes que se definen en forma conceptual de manera independiente para efectos metodológicos y para una mejor comprensión del riesgo. Este concepto queda muy bien expresado por el Triángulo del Riesgo de Crichton (Fig. 9.1)



Fig. 9.1 El Triángulo del Riesgo de Crichton

Así, al intervenir uno o dos componentes del riesgo se está interviniendo al riesgo mismo.

Sin embargo, dado que en muchos casos no es posible intervenir la peligrosidad, para reducir el riesgo no queda otra alternativa que modificar las condiciones de vulnerabilidad de los elementos expuestos. Esta es la razón por la cual con mucha frecuencia se hace énfasis en el estudio de la vulnerabilidad y en la necesidad de reducirla mediante medidas de prevención-mitigación, sin embargo lo que realmente se intenta de esta manera es la reducción del riesgo.

Así entonces el PADE constituye una herramienta que reduce el Riesgo a través de la modificación de las condiciones de exposición y de la vulnerabilidad, por medio de la evacuación y campañas preventivas de concientización.

Otras herramientas importantes en tal sentido son:

- la zonificación y el ordenamiento territorial
- demarcación del deslinde público del privado (línea de ribera)
- restricciones al uso del suelo
- implementación de sistemas de alerta en tiempo real
- la formación y capacitación de las comunidades en la preparación para enfrentar adecuadamente la contingencia.
- concientizar a la población sobre que las soluciones estructurales que se adopten no tienen riesgo cero, siempre existe un evento que puede superar al de diseño; esto es que las soluciones estructurales (por ej. defensas) no aumenten la vulnerabilidad de las áreas defendidas al crear una falsa sensación de seguridad total.

9.2. Mapas de inundación por la crecida de rotura de la Presa El Carrizal

Para implementar el PADE, el material imprescindible, lo constituye el conjunto de mapas que indican las áreas inundables y otros factores que contribuyen a hacer eficiente la reducción del riesgo.

Los 9 mapas que describen las áreas de inundación y que se adjuntan en el Anexo IV están en escala 1:20.000 los ocho primeros mapas y en 1:75.000 el último.

Los mapas están elaborados de tal manera que en cada uno de ellos figuran sitios significativos y las infraestructuras de cruce que se detallan en las tablas 9.1 y 9.2

En cada uno de esos mapas, en las secciones transversales que son significativas, ya sea porque describen procesos hidráulicos o porque representan afectaciones de interés, se señalan parámetros en carteles como los de la Figuras 9.2. De los parámetros indicados merecen una descripción más explícita los siguientes:

Tiempo de permanencia: es el tiempo durante el cual el nivel del agua permanece sobre el nivel umbral de desborde del río indicado en el limnigrama que se muestra en la lámina

Velocidad de ascenso: es la velocidad en cm/min con que el nivel de agua asciende en la rama ascendente del limnigrama que se muestra en la lámina

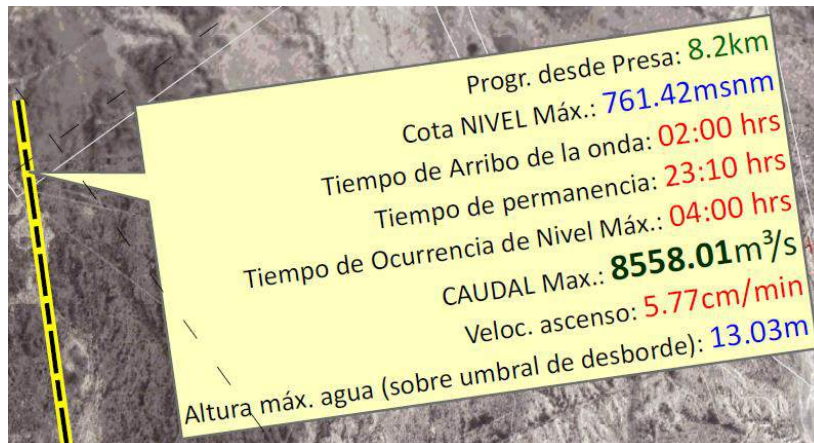


Fig. 9.2 Cartel indicativo de parámetros en los mapas de inundación

De igual manera, en las estructuras de cruce (puentes y alcantarillas) del Río Tunuyán se indican parámetros (Fig. 9.3) que describen la afectación por la inundación en coincidencia con lo indicado en la Tabla 9:2:

- T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
- T.A.Qmax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
- Tirante Máx.: Máxima profundidad del agua sobre el puente
- T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente



Fig. 9.3 Cartel indicativo de parámetros en las estructuras de cruce de los mapas de inundación

Tabla 9.1 Sitios significativos afectados por la crecida por rotura de la Presa El Carrizal

Lámina Nº	Infraestructura	Descripción	Progresiva desde Presa	Cota Nivel Máx de Inundación	Tiempo de Arribo de la onda	Tiempo de Ocurrencia Nivel Máx	Caudal Máx	Tiempo de Permanencia de Inundación	Velocidad de ascenso de nivel	Altura de agua máx sobre umbral de desborde
			km	msnm	día-hr:min	día-hr:min	m ³ /s	día-hr:min	cm/min	m
1	Presa El Carrizal		0.0	783.11	00 - 00:00	00 - 00:00	8880.95		0.00	7.36
1	Dique Benegas		8.2	761.42	00 - 02:00	00 - 04:00	8558.01	00 - 23:10	5.77	13.03
2	Inicio vertedero lateral ficticio	Pérdida de flujo	14.9	738.78	00 - 02:40	00 - 04:50	8432.03	01 - 03:30	5.69	7.40
2	Fin vertedero lateral ficticio	Pérdida de flujo	20.4	722.94	00 - 03:20	00 - 05:30	3384.31	01 - 04:00	4.26	5.54
2	Medrano	Localidad	20.9	720.01	00 - 04:10	00 - 05:40	3383.42	01 - 03:40	4.67	4.30
2		Aguas abajo de la localidad	21.6	718.17	00 - 03:30	00 - 05:50	3380.40	01 - 04:00	4.23	5.92
2	Los Árboles	Puente	25.4	708.95	00 - 04:00	00 - 06:10	6948.03	01 - 04:10	5.50	7.15
2		Reingreso de flujo	27.4	704.35	00 - 04:10	00 - 06:30	8004.31	01 - 04:20	4.67	6.54
2			29.9	698.34	00 - 04:30	00 - 07:10	7881.54	01 - 04:30	4.19	6.70
3	Rivadavia	Aguas arriba de la localidad	34.4	688.36	00 - 05:10	00 - 08:10	7673.26	01 - 04:40	3.98	7.16
3		Puente	35.2	685.71	00 - 05:20	00 - 08:20	7661.78	01 - 03:50	3.92	7.06
3		Localidad	36.0	683.80	00 - 05:20	00 - 08:30	7633.07	01 - 04:50	3.84	7.30
3		Aguas abajo de la localidad	39.0	678.61	00 - 05:50	00 - 09:10	7576.82	01 - 05:00	2.93	5.86
3	Santa María de Oro	Alcantarilla	42.1	673.66	00 - 06:20	00 - 10:00	7298.59	01 - 07:40	2.84	6.25
3	Dique Phillips	Puente	48.6	666.77	00 - 08:00	00 - 12:00	6842.87	01 - 07:50	2.61	6.27
4			53.4	663.23	00 - 09:00	00 - 13:10	6595.26	01 - 08:10	2.80	7.01
4	El Mirador	Puente	58.6	654.93	00 - 09:40	00 - 14:10	6491.89	01 - 08:20	2.50	6.76
4	Inicio vertedero lateral ficticio	Pérdida de flujo	61.5	652.22	00 - 10:00	00 - 15:20	6315.41	01 - 08:30	2.26	7.22
4		Pérdida de flujo	61.7	652.03	00 - 10:00	00 - 15:30	6263.68	01 - 08:40	2.29	7.56
4	Fin vertedero lateral ficticio	Pérdida de flujo	62.2	651.75	00 - 10:10	00 - 15:30	6006.72	01 - 08:40	2.48	7.95
4	Inicio vertedero lateral ficticio	Pérdida de flujo	62.4	651.53	00 - 10:10	00 - 15:40	5993.92	01 - 08:40	2.39	7.88
4		Pérdida de flujo	62.7	651.29	00 - 10:10	00 - 15:50	5902.67	01 - 08:40	2.29	7.78
4	Fin vertedero lateral ficticio	Pérdida de flujo	64.4	649.29	00 - 10:30	00 - 16:50	5356.46	01 - 08:50	1.81	6.86

4			66.7	646.81	00 - 10:50	00 - 17:20	5307.82	01 - 09:00	1.72	6.70
5			72.2	638.40	00 - 11:40	00 - 18:00	5300.42	01 - 09:00	1.62	6.15
5	Santa Rosa	Aguas arriba de la localidad	77.9	632.85	00 - 12:40	00 - 19:40	5217.34	01 - 09:20	1.65	6.93
5		Localidad	80.2	630.69	00 - 13:00	00 - 20:20	5185.04	01 - 09:30	1.73	7.61
5		Aguas abajo de la localidad	82.3	627.47	00 - 13:20	00 - 20:40	5171.02	01 - 09:40	1.42	6.23
5			87.5	618.36	00 - 14:10	00 - 21:30	5156.74	01 - 10:00	1.51	6.65
5	Las Catitas	Aguas arriba de la localidad	92.6	612.79	00 - 15:30	00 - 23:10	5112.58	01 - 11:40	1.35	6.19
5		Puente FFCC	93.7	612.21	00 - 15:50	00 - 23:20	5106.5	01 - 11:40	1.34	6.02
5		Puente	93.8	612.13	00 - 15:50	00 - 22:50	5105.89	01 - 11:40	1.42	5.95
5		Aguas abajo de la localidad	95.7	610.87	00 - 16:10	00 - 23:30	5095.93	01 - 12:00	1.28	5.65
6			104.9	601.00	00 - 18:20	01 - 00:00	5085.00	01 - 11:00	0.99	3.47
6	Calle Stern	Alcantarilla	112.1	593.32	00 - 19:30	01 - 00:50	5078.26	01 - 14:00	0.88	2.80
6	La Dormida	Localidad	114.0	590.93	00 - 20:00	01 - 01:10	5077.76	01 - 14:00	1.36	4.23
6		Aguas abajo de la localidad	117.2	586.02	00 - 20:20	01 - 01:30	5076.27	01 - 14:10	1.22	3.78
7			126.9	573.98	00 - 21:40	01 - 02:00	5069.19	01 - 15:30	1.16	3.01
7			136.4	564.27	00 - 23:00	01 - 03:20	5049.85	01 - 15:50	2.21	5.75
8			146.9	549.43	00 - 23:50	01 - 04:50	5028.02	01 - 16:20	1.73	5.18
8	La Paz	Aguas arriba de la localidad	155.8	537.35	01 - 00:40	01 - 06:40	4994.72	01 - 17:10	1.34	4.81
8		Localidad	158.1	531.49	01 - 00:50	01 - 07:10	4976.93	01 - 17:10	1.35	5.14
9		Puente	159.9	530.41	01 - 01:00	01 - 07:50	4943.56	01 - 17:10	1.85	7.58
9	Inicio vertedero lateral ficticio	Pérdida de flujo	162.4	525.39	01 - 01:10	01 - 08:40	4876.93	01 - 18:20	1.06	4.75
9	Fin vertedero lateral ficticio	Pérdida de flujo	166.0	523.81	01 - 01:50	01 - 12:30	1884.34	01 - 19:10	0.70	4.50
9			172.7	516.87	01 - 03:30	01 - 21:30	1690.42	02 - 01:40	0.44	4.72
9			181.7	506.27	01 - 05:50	02 - 23:00	1213.50	04 - 12:40	0.16	4.05
9			191.8	494.35	02 - 01:20	05 - 08:30	579.47	06 - 01:50	0.07	3.12
9			201.7	485.03	02 - 15:30	08 - 04:50	417.63	08 - 05:30	0.03	2.29
9	RP 51	Alcantarilla	215.5	476.52	04 - 19:10	11 - 03:00	336.02	10 - 20:30	0.02	2.01
9			228.0	467.71	06 - 00:00	12 - 05:00	320.69	10 - 16:10	0.02	1.54

Tabla 9.2. Afectación de las estructuras de cruce sobre el Río Tunuyán

Progresiva desde Presa	Estructura	Estructura tipo	Tiempo comienzo vertido sobre tablero	Tiempo arribo qmax	Q máx total	Q máx sobre tablero	Tirante máximo sobre tablero	Tiempo finalización vertido sobre tablero
(km)			(día-hr:min)	(día-hr:min)	(m3/s)	(m3/s)	(m)	(día-hr:min)
8.2	Tiburcio Benegas	azud derivador	00 - 00:00	00 - 04:00	8558	8558	9.23	01 - 15:40
25.4	Los Árboles	puente	00 - 04:20	00 - 06:00	6962	6081	3.78	01 - 00:00
35.2	Cdad. de Rivadavia	puente	00 - 06:00	00 - 08:20	7663	6489	5.97	01 - 05:20
42.1	Sta. María de Oro	alcantarilla	00 - 00:00	00 - 09:40	7444	7399	7.69	01 - 23:10
48.6	Dique Philips	puente	00 - 08:40	00 - 11:20	6970	6900	4.75	01 - 12:20
58.6	El Mirador	puente	00 - 10:20	00 - 14:10	6502	6014	4.03	01 - 13:00
93.7	Las Catitas	puente FFCC	00 - 16:00	00 - 23:00	5111	4769	5.32	02 - 01:20
93.8	RP 153 - Las Catitas	puente	00 - 16:20	00 - 23:00	5110	4672	3.37	01 - 22:40
112.1	Calle J. Stern	alcantarilla	00 - 04:00	01 - 01:20	5078	5058	3.42	02 - 18:50
159.9	RP 77 - La Paz	puente	01 - 02:00	01 - 08:00	4943	1207	3.08	01 - 17:40
215.5	RP 51	alcantarilla	01 - 00:00	11 - 19:50	342	334	3.75	20 - 20:40

9.2.1. Mapas de Riesgo por la crecida de rotura de la Presa El Carrizal

En los anexos V, VI y VII se adjuntan, respectivamente mapas de riesgo a personas, vehículos y edificaciones generados por la crecida de rotura de la Presa El Carrizal.

La técnica de producción de los valores de riesgo para personas, vehículos y edificios se describe en el capítulo 8.1.

Las áreas con distintos niveles de riesgo están enmarcadas por las áreas de inundación descritas en 9.2, y en consecuencia permite, durante la ejecución del PADE, conocer la variabilidad espacial de la intensidad del riesgo (exposición y vulnerabilidad) a que estarán sometidas las personas, vehículos y edificaciones.

Como ejemplo se puede visualizar en la Fig. 9.4, extraída de la Lámina Nº 12 (Anexo V), que, mientras los habitantes de la Cdad. de Rivadavia no se encuentran sometidos a riesgo alguno, los habitantes de la localidad La Libertad comenzarán a tener a las 05:10 hr desde el comienzo de la rotura de la presa un riesgo de categoría “moderado” y que llegará al máximo nivel a las 08:10 hr, con una velocidad de ascenso del nivel de agua de 3.98 cm/min. Se deberá tener en cuenta que, para actividades de socorro y evacuación de los habitantes de La Libertad, el puente más cercano es el de la Cdad. de Rivadavia, el cual comenzará a tener flujo sobre el tablero a partir de las 06:00 hr (Tabla 9.1).

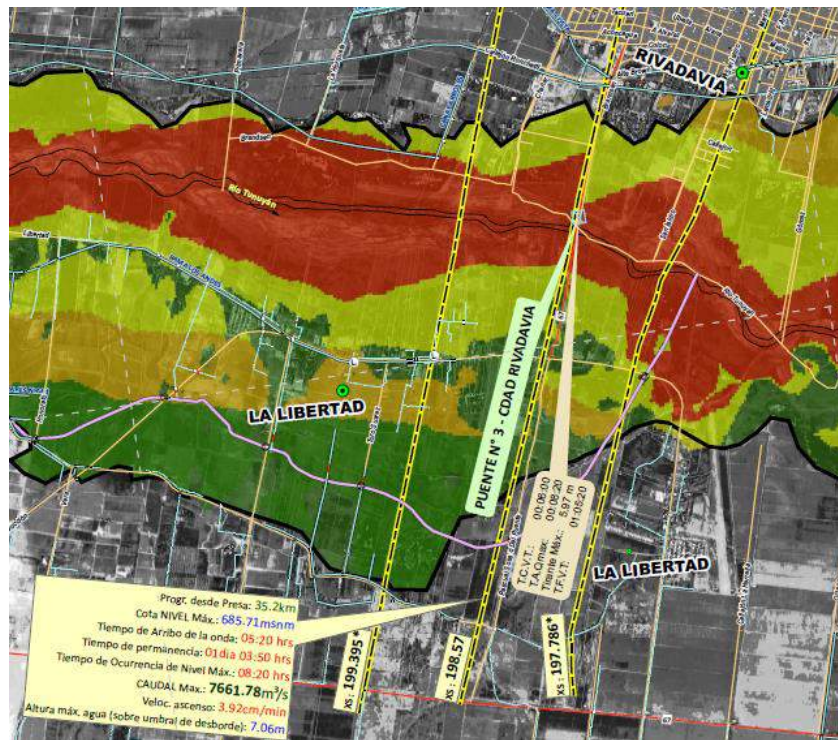


Figura 9.4 Mapas de riesgo para personas en las localidades de Rivadavia y La Libertad
(Lámina N° 12, Anexo V)

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este estudio se determinó que la crecida de diseño del vertedero de la presa realizada con el proyecto, hace 45 años, superó en valor a la determinada en este estudio, generando en consecuencia la situación de que la rotura de la presa a simular no podía ser por sobrepaso sino por sifonamiento. En la amplia bibliografía consultada no se ha encontrado antecedente de esta situación en el país.

Aunque la información planialtimétrica utilizada, modelo digital de terreno a partir de información de SRTM más el relevamiento de perfiles transversales del cauce en los sitios de las estructuras de cruce, tiene una precisión válida como entrada geométrica al modelo hidráulico y para la escala de trabajo (1:20000), de todas maneras genera incertidumbre en las mapas de inundación y consecuentemente en los de riesgo por lo que **se recomienda la realización de levantamientos topográficos de detalle, especialmente y con énfasis en los sitios donde se puede apreciar un riesgo potencial considerable, como serían las proximidades y frente a las poblaciones ribereñas.**

El modelo de simulación hidráulica utilizado, HEC-RAS, es actualmente el modelo homologado en Estados Unidos para la obtención de crecidas originadas por rotura de presa.

La simulación de rotura por sifonamiento ha sido fundamentada: 1) en base a una amplia recopilación bibliográfica, 2) a la obtención de resultado por otro método, 3) a la comparación con eventos históricos similares y 4) a un análisis de sensibilidad de los parámetros involucrados.

La modelación del tránsito de la onda dinámica requirió de un gran esfuerzo dirigido a la estabilización del modelo contemplando condiciones de borde, verificación de la condición de Courant y procesos iterativos con distintos valores de los parámetros específicos sobre la estabilidad del modelo.

A pesar de las mencionadas incertidumbres, y otras de tipo hidráulico, se trataron de acotar lo más posible aquéllas vinculadas con: 1) la determinación de parámetros de entrada al modelo HEC-RAS, como, por ejemplo, el coeficiente de rugosidad de Manning y 2) los resultados de la modelación como, por ejemplo, la verificación volumétrica de la onda de crecida.

Se ha asumido en la aplicación de HEC-RAS que no hay procesos de erosión-sedimentación, lo cual resulta en una simplificación de la complejidad del proceso a simular, pero que a su vez genera también incertidumbre en los conservadores resultados obtenidos.

Las corridas del modelo HEC-RAS con otros caudales, además de la crecida originada por la rotura de la presa, ponen en evidencia que las estructuras de cruce están en riesgo para caudales superiores a 50 m³/s.

Del análisis de los mapas de riesgo obtenidos se puede concluir, con las mencionadas incertidumbres asociadas, que no hay situaciones de compromiso para las poblaciones ribereñas, solamente para estructuras de cruce, infraestructura vial y de irrigación.

Tales mapas de riesgo constituyen la herramienta técnica fundamental para el desarrollo de un Plan de Acción de Emergencias (PADE) por parte de la Dirección de Defensa Civil de Mendoza.

11. Bibliografía

- ❑ **Ackermann, F.** (1994). "*Digital Elevation Models – Techniques and Application, Quality Standards, Development*". International Archives of Photogrammetry and Remote Sensing. 30(4):421-432
- ❑ **Alamdari Z., M. Banihashemi, A. Mirghasemi.** (2012) "*A numerical Modeling of Piping Phenomenon in Earth Dams*". World Academy of Science, Engineering and Technology 70 2012
- ❑ **Alberta Transportation,** Transportation and Civil Engineering Division, Civil Projects Branch (2004). *Guidelines on Extreme Flood Analysis*. Canada.
- ❑ **Alessandro, Moira Beatriz y otros.** (2009). "*La complejidad de los ecosistemas del norte de la provincia de Mendoza*". Informe final de investigación (06/6395). Mendoza, Universidad Nacional de Cuyo. Facultad de Filosofía y Letras
- ❑ **Ayala-Carcedo, F.J.** (2001) "*La Ordenación del Territorio en la prevención de catástrofes naturales y tecnológicas. Bases para un procedimiento técnico-administrativo de evaluación de riesgos para la población*". Boletín de la Asociación de Geógrafos Españoles, 30, 37-50, 2001
- ❑ **Baker, M. E., D. E. Weller, and T.E. Jordan,** (2006). "*Comparison of automated watershed delineations: effects on land cover areas, percentages and relationships to nutrient discharge*" in Photogrammetric and Remote Sensing. Smithsonian Environmental Research Center, Utah State Univ., US.
- ❑ **Bambangtrisakti y Itacarolita,** (2007) "*Comparison result of DEM generated from Aster stereo data and SRTM*", National Institute of Aeronautics and Space (LAPAN), en Remote Sensing Application and Technology Development Center , Vol. 4, Sept. 2007
- ❑ **Barnes, H. Jr.** (1987) *Roughness Characteristics of Natural Channels*. U.S. GEOLOGICAL SURVEY WATER-SUPPLY PAPER 1849. Third printing
- ❑ **Bladé i Castellet, Ernest** (2005) "*Modelación del flujo en lámina libre sobre cauces naturales. Análisis integrado con esquemas en volúmenes finitos en una y dos dimensiones*" Universitat Politècnica de Catalunya. Departament d'Enginyeria Hidràulica, Marítima i Ambiental Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins Canals i Ports . Tesis doctoral
- ❑ **Blasco, E., M. Baylac.** (2008) *Criterios para la Elaboración de Planes de Acción Durante Emergencias en Presas*. V Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos Tucumán.
- ❑ **Bonelli S. y N. Benahmed.**(2010) "*Piping flow erosion in water retaining structures: inferring erosion rates from hole erosion tests and quantifying the failure time*". IECS 2010, 8th ICOLD European Club Symposium Dam Safety - Sustainability in a Changing Environment, Innsbruck, Austria
- ❑ **Burgos, V. H.** (2005) "*Modelación Hidrológica de Cuencas Piedemontanas. Uso de Sistemas de Información Geográfica en Hidrología Superficial*" XX Congreso Nacional del Agua . Mendoza

- ❑ **Cea L., Blade E.** (2005) *“Modelización matemática en lecho fijo del flujo en ríos. Modelos 1D y 2D en régimen permanente y variable”* Universitat Politècnica de Catalunya.
- ❑ **Cuartero, A; Felicísimo, A. M. y Ariza, F. J.** (2001) *“Análisis del error en modelos digitales de elevaciones según la fuente de datos”* Universidad de Extremadura
- ❑ **Cuervo Muñoz, Astrid Elena** (2012) *“Comparación de los modelos hidráulicos unidimensional (HEC-RAS) y bidimensional (IBER) en el análisis del rompimiento de presas de materiales sueltos”*, Universitat Politècnica de Catalunya.
- ❑ **Díaz, G. M.; Gómez, M. ; Deccechis, F.; Lencinas, J.D. y del Valle, H.F.** (2010) *“Evaluación de los modelos digitales de elevación SRTM-C/X y ASTER GDEM y su relación con los errores planimétricos de datos pancromáticos Quickbird ortorrectificados”* Laboratorio de Percepción Remota y SIG. Centro de Investigación y Extensión Forestal Andino Patagónico (CIEFAP).
- ❑ **Dutta D, Herat S.** (1998) *“Methodology for flood damage assessment using GIS and Distributed Hydrologic Model”*
- ❑ **ERSDAC,** (2003) *“Aster reference Guide Version 1.0.”* Earth Remote Sensing Data Analysis Center, Japan.
- ❑ **ERSDAC,** Earth Remote Sensing Data Analysis Center (2009): *“ASTER GDEM”*. Web site: <http://www.ersdac.or.jp/GDEM/E/index.html>
- ❑ **Fattorelli, S., Fernández, P.C.** (2007) *Diseño Hidrológico*, Ed. Zeta Editores
- ❑ **Euillades, P. ; Vénere, M.** (2003) *“Corrección de modelos de elevación en base a un conjunto de puntos seguros”* Inst. CEDIAC, UNC – PLADEMA , CNEA en Rev. Int. Mét. Num. Cál. Dis. Ing. Vol 19, 1,33-44
- ❑ **Felicísimo, A. M.** (1994) *Modelos Digitales de Terreno*, Ed. Pentalfa-Oviedo
- ❑ **Felicísimo, A.M.** (1994) *“Modelos Digitales del Terreno: introducción y aplicaciones en las ciencias ambientales”*. Visitado 2011-10-06 <http://www.etsimo.uniovi.es/~feli>
- ❑ **Felicísimo, A.M.** (1994) *“Parametric statistical method for error detection in digital elevation models”*. ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing, 49(4): 29-33.
- ❑ **Fread D.** (1996). *Dam-Breach Floods*. Hydrology of Disasters .Water Science and Technology Library Volume 24, 1996, pp 85-126
- ❑ **FRY J. J., Jean-Pierre BLAIS.** (2006) *Analyse du Risque d’Erosion Interne des Barrages en Terre et en Enrochement”* (Assessment of internal erosion risk of embankment or rockfill dams). Commission Internationale des Grands Barrages. Vingt Deuxieme Congres des Grands Barrages. Barcelone, juin 2006

- ❑ **Fornero L.A., A. Pavese, J. Maza, D. Vega.** (2002) "Actualización del Modelo Hidrológico ArHymo" Libro de Resúmenes del XIX Congreso Nacional del Agua (ISBN 987-20378-0-9), págs. 49-50 y en CD (ISBN 987-20378-1-7) Trabajo N° 14 de la Comisión 2. Carlos Paz, Córdoba.
- ❑ **HEC-GeoHMS** Hydrologic Engineering Center Geospatial Hydrologic Modeling Extension, (2000) "User's Manual" US Army Corps of Engineers .
- ❑ **Hirt, C.; Filmer; M. S. y Featherstone, W. E.** (2010) "Comparison and validation of the recent freely available ASTER-GDEM ver1, SRTM ver4.1 and GEODATA DEM-9S ver3 digital elevation models over Australia" Australian Journal of Earth Sciences: Volume 57, Issue 3, 2010, pages 337-347
- ❑ **Hu H., J. Howard, D. Huang.** (2012) *Dam-Break Flood Inundation Analysis for Lake Youngs Reservoir. The United States Society on Dams.* 32nd Annual USSD Conference New Orleans, Louisiana, April 23-27, 2012
- ❑ **INA-CRA** (2008) "Tormenta de Proyecto para el Pedemonte del Gran Mendoza"
- ❑ **Jacobsen, K.** (2004) "Analysis of digital elevation models based on space information" EARSEL Symposium, Dubrovnik. www.ipi.uni-hannover.de/upload/tx_tkpublikationen/JAC_dubrov04.pdf visitado el 25.Nov.2011
- ❑ **Jacobsen, K.** (2010) "Comparison of ASTER GDEMs with SRTM Height Models" EARSEL Symposium, Dubrovnik. Remote Sensing for Science, Education and Natural and Cultural Heritage. pp521-526
- ❑ **Kerenyi K., T. Sofu, and J. Guo.** (2009) *Hydrodynamic Forces on Inundated Bridge Decks.* Report No. FHWA-HRT-09-028. U.S. Federal Highway Administration.
- ❑ **Kiamehr, R., Sjöberg, L.E.,**(2005). "Effect of the SRTM global DEM on the determination of a high-resolution geoid model: a case study in Iran". J Geod, Vol. 79, p. 540-551.
- ❑ **Kumar Singh, Shailesh** (2005) "Analysis of uncertainties in digital elevation models in flood (hydraulic) modelling" International Institute for Geo-Information Science and Earth Observation Enschede, The Netherlands & Indian Institute of Remote Sensing, National Remote Sensing Agency (NRSA) Department of Space , Dehradun India.
- ❑ **Lencinas, J. y Díaz, G.** (2011): "Corrección geométrica de datos satelitales QuickBird, incidencia de los modelos digitales de elevación SRTM-C/X y ASTER GDEM", GeoFocus , nº11, p. 431-454. ISSN: 1578-5157
- ❑ **Li Zhilin.** (1991). "Effects of check points on the reliability of DTM accuracy estimates obtained from experimental tests". In Photogrammetric Engineering & Remote Sensing, vol 47, nº 10, pp 1333-1340.

- ❑ **Li, Z.; Zhu, Q. and Gold, Ch.** (2005) *“Digital Terrain Modeling: Principles and Methodology”*. ISBN 0-415-32462-9. CRC Press, 318 pp
- ❑ **Li, J., & Wong, D.,** (2009) *“Effects of DEM sources on hydrologic applications”*. Computers Environment and Urban Sys ems, p. 1-11.
- ❑ **López, C.** (1997) *“Locating Some Types of Random Error in Digital Terrain Models”*, International Journal of Geographical Information Science, Vol.11, nº 7,pp.677-698, Visitado 2011/10, <http://www.informaworld.com/smpp/title~db=all~content=t713599799>
- ❑ **López, C.** (2000) *‘On the improving of elevation accuracy of Digital Elevation Models: a comparison of some error detection procedure’* Transactions in GIS, Vol. 4, nº 1, pp. 43-64, visitado 2011/10, <http://www.thedigitalmap.com/~carlos/papers/tog2000/index.html>
- ❑ **Ludwig, R. y Schneider, P** (2006) *“Validation of digital elevation models from SRTM X-SAR for applications in hydrologic modeling”* ISPRS Journal of Photogrammetry & Remote Sensing 60 (2006) 339–358
- ❑ **Maidment, D.R.** (1992) *Handbook of Hydrology*. McGraw Hill. New York.
- ❑ **Marín Rubís, À.**(2006) *Clasificación de presas y evaluación del riesgo con programa HEC-RAS*. Universitat Politècnica de Catalunya, mar-2006, Minor thesis
- ❑ **Maza, J. A., López, P.M., Seoane, R. S., Fornero, L. A., Burgos, V. H. y Nuñez, M. S.** (2008) *Complejo Hidroeléctrico Los Blancos Crecidas De Diseño De Los Aliviaderos De Las Presas “Los Blancos” Y “Los Tordillos”*. INA IT Nº 113-CRA.
- ❑ **METI/NASA** (2009). *ASTER Global Digital Elevation Model* by Ministry of Economy, Trade and Industry of Japan (METI) and the National Aeronautics and Space Administration (NASA)
- ❑ **Méndez, R. y López, C.** (2010) *“Modelo Digital de Elevación de mejora continua con aporte voluntario de datos”* Proyecto PR_FMV_2009_1_2647 SGM
- ❑ **Méndez, R. y López, C.** (2009). *“Evaluación del ASTER GDEM 30 en el Uruguay”*. Informe interno 2/2009 del SGM.
- ❑ **METI – NASA** (2009) *“ASTER Global DEM Validation”*. Ministry of Economy, Trade and Industry of Japón and NASA www.ersdac.or.jp/GDEM/E/image/ASTERGDEM_ValidationSummaryReport_Ver1.pdf Visitado 13-07-11
- ❑ **Nanía, L.S., Gómez Valentín, M.** (2005) *“Ingeniería Hidrológica”*, Ed. Grupo Editorial Universitario
- ❑ **Oñate-Valdivieso , F y Bosque Sendra , J.** (2007) *“Extracción de modelos digitales de elevación a partir de imágenes ASTER para la determinación de características morfológicas de cuencas*

hidrográficas” Área de Hidrología, Universidad Técnica Particular de Loja, Ecuador en Congreso de la Asociación Española de Teledetección, Mar del Plata.

- ❑ **Phillips J. V., S. Tadayon.** (2007) *Selection of Manning’s Roughness Coefficient for Natural and Constructed Vegetated and Non-Vegetated Channels, and Vegetation Maintenance Plan Guidelines for Vegetated Channels in Central Arizona*. Prepared in cooperation with the FLOOD CONTROL DISTRICT OF MARICOPA COUNTY. Scientific Investigations Report 2006–5108. U.S. Department of the Interior. U.S. Geological Survey.
- ❑ **Raquel, J. H.,** (2010) *Análisis numérico de los fenómenos hidrodinámicos en escolleras con aplicaciones a presas de materiales sueltos*. Minor Thesis. Universitat Politècnica de Catalunya
- ❑ **Reed S., F. Moreda, A. Gutierrez, C. Aschwanden.** (2009) *Guidelines for the Transition from FLDWAV to HEC-RAS; Forecast Implications and Transition Tools*.
- ❑ **Rozas Vásquez, D; Rebolledo C, Gutiérrez Z. P** (2010) *“Evaluación de la calidad de los DEM SRTM y ASTER en una cuenca costera de la Región de la Araucanía, bajo distintas condiciones de relieve y cobertura vegetal.”* Latin American Remote SensingWeek, LARS ISPRS
- ❑ **Schumann, G., Matgen, P., Cutler, M.E.J., Black, A., Hoffmann, L., and Pfister, L.,** (2008). *“Comparison of remotely sensed water stage from LiDAR, topographic contours and SRTM”*. Journal of Photogrammetry & Remote Sensing, Vol. 63, p.283-296.
- ❑ **Tarboton, D. y Ames, D.** (2001) *“Advances in the mapping of flow networks from digital elevation data”* World Water and Environmental Resources Congress, Orlando, Florida
- ❑ **US Army Corps of Engineers** .(2000) Hydrologic Engineering Center. *HEC-GeoHMS Geospatial Hydrologic Modeling Extension, “User’s Manual”*
- ❑ **U.S. Army Corps of Engineers.** (2010) Hydrologic Engineering Center. *HEC-RAS River Analysis System. User’s Manual. Version 4.1..*
- ❑ **U.S. Department of Commerce.** National Oceanic and Atmospheric Administration. (2007) National Weather Service. *Evaluation of Different Hydraulic Models in Support of National Weather Service Operations*. Final Report.
- ❑ **USGS, United States Geological Survey** (2004). *“Shuttle Radar Topography Mission - Processing Flow”*. <http://seamless.usgs.gov>.
- ❑ **USGS, United States Geological Survey** (2005a). *Shuttle Radar Topography Mission (SRTM) 1 arc second (30m)*, URL: <http://seamless.usgs.gov/website/seamless/products/srtm1arc.asp> (last date accessed: 12 December 2005).
- ❑ **USGS, United States Geological Survey** (2005b). *Shuttle Radar Topography Mission*, URL: <http://srtm.usgs.gov> (last date accessed: 12 December 2005).

- ❑ **USGS, United States Geological Survey, (2010) EROS Data Center**
- ❑ **Ven Te Chow, D. R. Maidment, L. W. Mays. (1994) Hidrología Aplicada.** McGraw-Hill.
- ❑ **Wagner, M., (2003). SRTM DTED format, Product Description SRTM/PD03/11/03, Version 1.1,** Deutsches Zentrum für Luft-und Raumfahrt, URL: <http://www.dlr.de/srtm/produkte/SRTM-XSAR-DEM-DTED-1.1.pdf> (last date accessed: 12 December 2005).
- ❑ **Wang W., Yang, X. y Yao, T. (2012) “Evaluation of ASTER GDEM and SRTM and their suitability in hydraulic modelling of a glacial lake outburst flood in southeast Tibet”** en Hydrological Processes, Volume 26, Issue 2, pags 213–225, 15 Enero 2012
- ❑ **Werner M. (2001). Shuttle Radar Topography Mission. Mission overview.** Journal of Telecommunication 55, 75-79
- ❑ **Yang, X. y Hodler, T. (2000). “Visual and statistical comparisons of surface modeling techniques for point-based environmental data”** in Cartography and Geographic Information Science, vol 27, nº2, pp 165-175.
- ❑ **Yamazaki, D.; Baugh, C.A. ; Bates, P.D. ; Kanae, S. ; Alsdorf, D.E. y Oki, T. (2012) “Adjustment of a spaceborne DEM for use in floodplain hydrodynamic modelling”** Journal of Hydrology 436-437, pag.81-91
- ❑ **Zhou, R.D., D. G. Judge, C. R. Donnelly, (2005) Comparison of HECRAS with FLDWAV and DAMBRK models for dam break analysis.** Canadian Dam Association.

LINEAMIENTOS DE SEGURIDAD DE PRESAS

(Versión 3.0)

Marzo de 2011

ÍNDICE

PREFACIO.....	4
PRINCIPIOS DE LA SEGURIDAD DE PRESAS.....	7
I.1 INTRODUCCIÓN.....	7
I.2 OBJETIVO DE LA SEGURIDAD DE PRESAS.....	7
I.3 PRINCIPIOS DE LA SEGURIDAD DE PRESAS.....	7
II. GESTIÓN DE LA SEGURIDAD DE PRESAS.....	11
II.1 INTRODUCCIÓN	11
II.2 SISTEMA DE GESTIÓN DE LA SEGURIDAD DE PRESAS (SGSP)	11
II.3 COMPONENTES DEL SISTEMA DE GESTIÓN.....	12
II.3.1 Políticas de Seguridad de Presas.....	12
II.3.2 Planificación.....	14
II.3.3 Implementación.....	14
II.3.4 Verificación y Revisión	15
II.3.5 Informes.....	15
II.3.6 Evaluación de Gestión	15
II.4 PROCESOS DE RESPALDO	15
II.4.1 Capacitación y Calificación del Personal	16
II.4.2 Comunicación.....	16
II.4.3 Registros de la Documentación	16
III. CLASIFICACION DE PRESAS	18
III.1 FINALIDAD.....	18
III.2 ALCANCE.....	18
III.3 CRITERIO ADOPTADO.....	18
III.4 SISTEMA DE CLASIFICACIÓN.....	18
III.5 CONSIDERACIONES CONCEPTUALES PARA LA ESTIMACIÓN DE LAS CONSECUENCIAS INCREMENTALES.....	20
III.6 REVISIONES PERIÓDICAS DE LA CLASIFICACIÓN DE LA PRESA	22
IV. OPERACIÓN, MANTENIMIENTO Y VIGILANCIA.....	23
IV.1. INTRODUCCIÓN.....	23
IV.2 REQUISITOS GENERALES.....	23
IV.3 OPERACIÓN	24
IV.3.1 Criterios Operativos y Restricciones.....	24
IV.3.2 Datos y Sistemas	24
IV.3.3 Procedimientos Operativos.....	25
IV.4 MANTENIMIENTO	27
IV.4.1 Programas de Mantenimiento.....	27
IV.4.2 Estructuras de Hormigón.....	27
IV.4.5 Vertederos. Canales de Aducción y Descarga.....	29
IV.4.6 Conductos de Carga, Túneles y Tuberías a Presión.....	29
IV.4.7 Mantenimiento del equipamiento electromecánico	29
IV.4.8 Infraestructura.....	30
IV.5 VIGILANCIA.....	30
IV.5.1 General.....	30
IV.5.2 Inspecciones Visuales	31
IV.5.2.1 Inspecciones de rutina.....	31
IV.5.2.2 Inspecciones anuales o cada dos años.....	32
IV.5.2.3 Inspecciones Especiales.....	32
IV.5.3 Auscultación	32
V. ENSAYOS DE LOS EQUIPOS DE CONTROL DE CAUDALES.....	37
V.1 GENERAL.....	37
V.2 TIPOS Y ALCANCE DE LOS ENSAYOS	37

V.2.1 Ensayos de apertura parcial.....	37
V.2.2 Ensayos de apertura total sin evacuación de agua.....	37
V.2.3 Ensayos con evacuación de agua.....	38
V.2.4 Ensayos de los sistemas de emergencia de alimentación de energía.....	38
V.2.5 Ensayos de los equipos auxiliares.....	38
V.3 SIMULACIÓN.....	38
V.4 PERSONAL AFECTADO A LOS ENSAYOS.....	38
V.5 PROGRAMACIÓN Y FRECUENCIA DE LOS ENSAYOS.....	38
VI. REVISIONES DE SEGURIDAD DE LA PRESA	40
VI.1 INTRODUCCIÓN.....	40
VI.2 REVISIONES PERIÓDICAS.....	40
VI.3 REVISIONES INTEGRALES.....	41
VI.4 REVISIONES ESPECIALES	41
VI.5 ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DEL RIESGO	41
VII. ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL	44
VII.1 INTRODUCCIÓN	44
VII.2 ASPECTOS GEOLÓGICOS GEOTÉCNICOS	44
VII.3 CONSIDERACIONES HIDROLÓGICAS	45
VII.4 PRESA. CONSIDERACIONES SÍSMICAS	45
VII.5 ESTRUCTURAS AUXILIARES. CONSIDERACIONES SÍSMICAS	46
VIII. AUDITORÍAS POR CONSULTORES INDEPENDIENTES	48
VIII.1 INTRODUCCIÓN.....	48
VIII.2 CONDICIONES DE LOS CONSULTORES INDEPENDIENTES.....	48
VIII.3 CARÁCTER Y OPORTUNIDAD DE LAS AUDITORÍAS.....	48
VIII.4 ALCANCE DE LAS AUDITORÍAS	48
VIII.5 ENTIDADES INVOLUCRADAS. ROLES Y RESPONSABILIDADES.....	49
IX. GESTIÓN DE EMERGENCIA EN PRESAS	51
IX.1 INTRODUCCIÓN.....	51
<i>Entidad Responsable</i>	<i>51</i>
<i>Organismo Regulador o Autoridad Competente</i>	<i>51</i>
<i>Organismos de Protección Civil.....</i>	<i>51</i>
IX.2 PLAN DE ACCIÓN DURANTE EMERGENCIAS (PADE).....	51
IX.3 ACTIVACIÓN DEL PLAN Y RESPUESTA INICIAL	52
IX.4 CONTENIDO DE UN PADE	53
IX.4.1 <i>Detección, evaluación y clasificación de emergencias.....</i>	<i>53</i>
IX.4.2 <i>Procedimientos de Notificación.....</i>	<i>53</i>
IX.4.3 <i>Responsabilidades</i>	<i>54</i>
IX.4.4 <i>Prevención de emergencias</i>	<i>55</i>
IX.4.5 <i>Acciones durante emergencias</i>	<i>56</i>
IX.4.6 <i>Anexos.....</i>	<i>57</i>
IX.5 IMPLEMENTACIÓN DE UN PADE.....	57
IX. 6 PUESTA EN SERVICIO Y MANTENIMIENTO DE UN PADE.....	58
IX.7 INFORMACIÓN PARA USO DE LOS ORGANISMOS DE PROTECCIÓN CIVIL.....	59
X. GLOSARIO	61
XI. REFERENCIAS.....	64

LINEAMIENTOS EN SEGURIDAD DE PRESAS

PREFACIO

Las presas constituyen un preciado bien de la sociedad por sus aportes al bienestar y desarrollo de los pueblos, tales como el control de crecidas, la provisión de agua para uso consuntivo, producción de energía, áreas de esparcimiento y otros.

No obstante lo mismo, también imponen un cierto riesgo por las consecuencias derivadas de su eventual colapso.

La historia nos muestra numerosas fallas de presas que constituyeron verdaderas catástrofes, traducidas en fuertes pérdidas de vidas, daños económicos, daños al ambiente y fuerte impacto social. Se mencionan: Austin, E.U., 1911 (80 muertos); St. Francis, E.U., 1928 (450); Vega de Tera, España, 1959 (144); Malpasset, Francia, 1959 (421); Vaiont, Italia, 1963 (2600); Baldwin Hills, E.U., 1963 (5); Oros, Brasil, 1960 (1000); Panshet, India, 1961 (4000); Frías, Argentina, 1970 (42); Teton, E.U. 1976 (14); Machu, India, 1979 (2000), entre muchos otros.

Por lo expuesto, la Seguridad de Presas ha sido un tema de constante preocupación y desarrollo, en función de exigencias de la sociedad cada vez mayores. Con los años mejoraron fuertemente los criterios de seguridad aplicados al proyecto y la construcción, así como los sistemas operativos, la auscultación y el control de las obras, a la vez que se incorporaron previsiones para situaciones de emergencias. También se avanzó con legislación específica y se crearon organismos regulatorios y de fiscalización, existiendo en la actualidad numerosos documentos en la materia.

En la República Argentina se ha construido más de un centenar de grandes presas y un importante número de presas pequeñas. Existen también diques de protección ante crecidas, terraplenes de recrecimiento de cuerpos lagunares, azudes y presas de relave minero o diques de cola.

Si bien, el territorio nacional presenta un alto porcentaje de recursos hídricos aún no explotados, actualmente varios proyectos hidráulicos en desarrollo prevén la construcción y puesta en operación de nuevas presas en los próximos años.

En el año 1999, mediante el decreto 239 del Poder Ejecutivo Nacional se crea el Organismo Regulador de Seguridad de Presas (ORSEP), autoridad de aplicación de los contratos de concesión para la explotación de las treinta presas propiedad del Estado Nacional, como garante del cumplimiento de las obligaciones en la materia por parte de las firmas concesionarias.

En función de lo anterior, las presas concesionadas por el Estado Nacional disponen de un marco regulatorio para la seguridad estructural y operativa de sus instalaciones, que procura un tratamiento riguroso y homogéneo en la temática, bajo fiscalización del organismo regulador.

Independientemente de lo mencionado, la mayoría de las presas del país se encuentran bajo las jurisdicciones provinciales, donde la gestión de la seguridad sigue criterios y modalidades diferentes según lo adoptado en cada caso.

Con frecuencia se observa que las actividades de control, mantenimiento y previsiones frente a emergencias, son inadecuadas y hasta inexistentes.

El ORSEP tiene como misión fundamental lograr que todas las presas alcancen los más elevados estándares de seguridad, con el fin de proteger a la población y resguardar el patrimonio nacional.

En el marco de su misión es que ha desarrollado este documento sobre “*Lineamientos para la Seguridad de Presas*”, con el fin de proveer de un marco de referencia a todas las instituciones y personas con responsabilidades en la temática, para contribuir al establecimiento de los mejores estándares de seguridad en todas las presas del país.

Los presentes *Lineamientos* han sido redactados, fundamentalmente, para la gestión de la seguridad de las presas existentes. No obstante lo mismo, podrán encontrarse puntos de aplicación a las fases del proyecto y construcción de las obras. Asimismo se encontrarán conceptos, criterios y procedimientos de aplicación a la seguridad de diques y terraplenes de protección contra inundaciones.

Las presas de relave minero, por sus características particulares, se encuentran fuera del alcance de los presentes lineamientos.

Para su redacción se han tenido en consideración documentos similares de otros países y de instituciones de reconocido prestigio internacional en la materia. Entre otras referencias se mencionan: *Lineamientos en Seguridad de Presas* de Canadá, Nueva Zelanda, Australia, Estados Unidos, el Reglamento Técnico Español y los boletines técnicos de la Comisión Internacional de Grandes Presas.

El ORSEP entiende que los beneficios derivados de las mejores prácticas de la Seguridad de Presas, incluyen la protección pública y ambiental, el resguardo del patrimonio federal, una mayor confianza y mejor calidad vida de la sociedad, así como el aprovechamiento seguro y sostenible de los recursos del país.

El ORSEP entiende al presente documento como una guía dinámica, de necesaria revisión y actualización periódica en función del avance de los conocimientos y de las técnicas, así como de la experiencia y conocimientos de los usuarios.

La interpretación, verificación y aplicación de estos lineamientos recae sobre las instituciones y personas involucradas en la seguridad de presas. No se trata de una norma, ni de especificaciones de directa aplicación, sino de un marco orientador cuya aplicación deberá realizarse con prudencia y de acuerdo a las condiciones prevalecientes de cada caso.

AVISO LEGAL

Ninguna de las consideraciones y/o recomendaciones del presente documento podrá ser entendida en el sentido de relevar a la Entidad Responsable, ni a cualquier otra persona o institución vinculada a la seguridad de presas, de sus responsabilidades y obligaciones en la materia, contenidas en las Leyes del Estado y/o en los Contratos de Concesión.

PRINCIPIOS DE LA SEGURIDAD DE PRESAS

I.1 Introducción

Las presas y sus estructuras auxiliares y complementarias constituyen un tipo específico de obras cuya instalación pretende producir beneficios tangibles y mensurables a la sociedad. A la vez, presentan un cierto riesgo por las consecuencias que resultarían de una eventual falla operativa y/o colapso de la obra.

La seguridad pública y la protección ambiental plantean exigencias cada vez mayores en materia de la administración y la seguridad de estas instalaciones.

A fin de dar respuesta a las exigencias planteadas, se requieren *Sistemas de Gestión y Seguridad* de las presas y embalses, que aseguren la integridad y operación de las obras de acuerdo con las mejores prácticas y los estándares internacionalmente aceptados.

En este marco *Gestión de Presas y Seguridad de Presas* se entienden expresiones sinónimas.

I.2 Objetivo de la Seguridad de Presas

El objetivo fundamental de la Seguridad de Presas es proteger a las personas, los bienes y el medio ambiente, de los efectos perjudiciales de una operación inadecuada o del eventual colapso de las obras.

El objetivo mencionado se logra mediante la retención del embalse y el control de los flujos de salida de agua dentro de límites establecidos. Para lo mismo deberán implementarse todas las medidas razonablemente posibles tendientes a prevenir una falla de la obra, así como tomar las previsiones para actuar en caso de emergencias.

Como operación inadecuada se entiende todo apartamiento de las normas de diseño para la operación segura de las obras o de sus sistemas de seguridad.

Los límites especificados, resultan de los procesos de aprobación y habilitación establecidos por el *Organismo Regulador o la autoridad competente*.

El objetivo de la Seguridad de Presas debe estar presente durante todo el ciclo de vida de las obras: planificación, proyecto, construcción, puesta en marcha, operación, sustentabilidad a largo plazo y eventual desactivación.

I.3 Principios de la Seguridad de Presas

Un Sistema de Gestión de la Seguridad de Presas resulta imprescindible para la Entidad Responsable de la operación de las obras.

Este documento constituye una guía para el establecimiento de un marco de gestión integral, que permita abordar satisfactoriamente todas las metas de la Entidad Responsable en la gestión de la Seguridad de Presas.

El proceso de gestión, la cultura de la organización y las prácticas diarias, se encuentran profundamente interrelacionados a través de un complejo sistema de interconexiones. La integración de estos componentes requiere de un único sistema de gestión, que incluya las estructuras, recursos y procesos, a efectos de lograr la eficiencia y efectividad requeridas.

Principio 1:

La responsabilidad primaria de la seguridad de la presa y de sus operaciones recae en la entidad directamente a cargo de las obras (Entidad Responsable)

En ciertos casos la *Entidad Responsable* podrá ser una Institución o agencia de gobierno, propietaria de la presa y a cargo de la operación, con capacidad interna y/o de gestión de ingeniería de presas y administración de la seguridad.

En otros casos la *Entidad Responsable* podrá ser una firma privada concesionaria de la explotación de la obra, con responsabilidad directa sobre la seguridad de la presa y de las actividades operativas.

Principio 2:

El marco legal y gubernamental de las actividades industriales, constituye la estructura sostén de la integridad operacional y la seguridad de presas.

El marco legal y gubernamental contempla las normas generales que rigen las actividades relacionadas con la integridad y operación de las presas y embalses, para la protección pública, de bienes, infraestructura y del medio ambiente.

El ORSEP es la autoridad de aplicación y órgano de control de los Contratos de Concesión de los Aprovechamientos Hidroeléctricos del Estado Nacional en materia de Seguridad de Presas (Decreto PEN 239/99)

Los Gobiernos Provinciales y Municipales son la autoridad superior sobre las presas de sus respectivas jurisdicciones.

Las autoridades gubernamentales son responsables de fijar las normas y el marco regulatorio para la protección pública de los riesgos derivados de las presas y de su operación.

La *Entidad Responsable* de la presa tiene bajo su responsabilidad el control de los riesgos derivados de la presa y su operación, asegurando que los mismos se mantengan dentro de los niveles aceptables fijados por el marco legal correspondiente.

En los casos donde la *Entidad Responsable* sea una institución o rama del gobierno, es altamente recomendable su independencia de la institución con funciones regulatorias.

Principio 3:

Implantar y mantener un liderazgo que asegure la gestión efectiva de la integridad operacional y la seguridad de presas.

En general, el liderazgo en las cuestiones de seguridad debería demostrarse en el nivel más alto de la organización.

Para implantar y mantener un elevado nivel de seguridad se requiere de un efectivo sistema de gestión. El sistema debe tener en cuenta y compatibilizar con distintas componentes de la administración, tales como la calidad, el factor humano, la seguridad del personal, previsiones presupuestarias y de organización, y demás factores que puedan interferir con el logro de los objetivos.

El sistema de gestión debe promover una cultura de la seguridad, la evaluación periódica del comportamiento del propio sistema, y la aplicación de las lecciones derivadas de la experiencia. Deberá alentar el compromiso individual y de grupo con la seguridad en todos los niveles de la organización.

A fin de prevenir fallas humanas deberá tenerse especial atención en la capacitación del personal, promoviendo y respaldando las buenas prácticas y su adecuado comportamiento.

El gerenciamiento debe asegurar que un elevado nivel de seguridad sea alcanzado en todas las instalaciones y actividades operativas.

Principio 4:

La construcción y operación de una presa debe ser claramente justificada.

El posible colapso o falla operativa de una presa representa un riesgo para la población, en función de la potencial pérdida de vidas, daños a la propiedad e impacto ambiental.

La construcción y operación de una presa debe ser claramente justificada en función de significativos beneficios para la población, por encima de un riesgo controlado y aceptable para quienes habitan aguas abajo.

Principio 5:

El nivel de seguridad de una presa debe ser tan elevado como razonablemente posible.

El nivel de seguridad de las instalaciones y de las actividades operativas de la presa deberá ser, durante toda la vida útil, el más elevado posible sin afectar indebidamente su aprovechamiento.

Con tal fin deberán evaluarse periódicamente los riesgos derivados de una posible falla de la presa o de una mala operación. El análisis deberá tener en cuenta la importancia relativa de distintos factores, entre otros: el número de personas en riesgo, probabilidad de ser afectados, factores económicos, sociales y ambientales.

Las prácticas de seguridad y los recursos aplicados por la *Entidad Responsable*, serán proporcionales a la magnitud de los riesgos asociados a la presa.

Se entiende por “vida útil” la vida física de la presa, no su vida económica.

Principio 6:

Las medidas de seguridad deberán procurar que ninguna persona soporte un riesgo inaceptable de daño y que el riesgo social no supere los límites fijados por el Gobierno.

Los límites de riesgo en general representan un tope legal de aceptabilidad. Los mismos no son suficientes en sí mismos para asegurar la mejor protección a la que pueda aspirarse en circunstancias dadas. Deberán realizarse todos los esfuerzos razonablemente posibles para optimizar la seguridad, limitando los riesgos a niveles aceptables por la sociedad.

Principio 7:

Las presas y embalses deben ser sustentables a largo plazo. Con tal fin deben realizarse todos los esfuerzos razonables para prevenir y mitigar fallas y accidentes.

Es fundamental tener en cuenta que las decisiones que se tomen en seguridad de presas, no sólo serán de importancia para la sociedad actual, sino que también podrán afectar a generaciones futuras.

A fin de minimizar la posibilidad de fallas o accidentes deberán implementarse, en lo posible, múltiples líneas de defensa, tal que la pérdida de una de las mismas no represente la falla total del sistema.

Un sistema de defensa en profundidad se logra mediante:

- Un sistema de gestión efectivo que incluya un fuerte compromiso de la gerencia y una sólida cultura de la seguridad
- La incorporación de las mejores prácticas en el diseño y la ingeniería del sistema de seguridad. Lo mismo implica asegurar:
 - Diseño, tecnología y materiales de alta calidad y confiabilidad
 - Sistemas efectivos de control, protección y supervisión
 - Combinación adecuada de atributos de seguridad mediante ingeniería
- Adecuados procedimientos operativos y prácticas integrales.

Principio 8:

Deberán asegurarse las provisiones necesarias para actuar en caso de emergencias.

Los objetivos de la planificación frente a emergencias, por eventual colapso de la presa, incidentes o accidentes operativos, son el control y protección de las propias instalaciones y personal, así como el mitigar el impacto aguas abajo.

Toda presa en que su eventual colapso o falla operativa pueda resultar en la pérdida de vidas humanas, deberá indispensablemente contar con un *Plan de Acción Durante Emergencias (PADE)*.

II. GESTIÓN DE LA SEGURIDAD DE PRESAS

II.1 Introducción

La Gestión de la Seguridad de Presas tiene por fin prevenir la ocurrencia de fallas, tanto estructurales como operativas, así como la preparación frente a emergencias.

Se requiere por tanto de un Sistema de Gestión, marco de las actividades, procesos y decisiones, relativos a la seguridad de las presas existentes y de sus obras auxiliares.

La planificación e implementación de este Sistema, requiere de criterios, prácticas y procedimientos establecidos y aceptados internacionalmente. Como referencia se dispone de numerosas publicaciones técnicas de Instituciones de prestigio, tales como los boletines del ICOLD, lineamientos en Seguridad de Presas de diversos países y otros documentos de importancia.

Las actividades en seguridad derivadas del Sistema de Gestión, deberán en todo caso cumplir con las políticas públicas y las normas en la materia dictadas por el Estado.

Toda Gestión de la Seguridad de Presas deberá ajustarse, en alcance y profundidad, a las posibles consecuencias de una falla, así como a las características y estado de las estructuras.

II.2 Sistema de Gestión de la Seguridad de Presas (SGSP)

La autoridad competente del Estado (Nacional, Provincial, Municipal) es responsable última del control y regulación de la seguridad, durante todo el ciclo de vida de las obras, desde el proyecto hasta su eventual desmantelamiento.

La *Entidad Responsable* a cargo de la operación y el mantenimiento de la presa, es responsable primaria de la gestión de la seguridad, en cumplimiento de las normas y directivas del Estado.

A fin de garantizar la seguridad estructural y operativa de las obras, la *Entidad Responsable* deberá contar con un efectivo *Sistema de Gestión de la Seguridad de Presas (SGSP)*.

Un SGSP debe desarrollarse desde una visión integral del problema, contemplando los aspectos de planificación, procedimientos, revisión y medidas correctivas, mantenimiento y vigilancia, ensayos, planes de emergencia, registro y resguardo de la documentación, capacitación del personal, y demás aspectos pertinentes.

Un SGSP debería incorporar las siguientes actividades esenciales (*Gráfico II.1*):

- ***Planificación***

Programas para el cumplimiento de las políticas y objetivos de la seguridad.

- ***Implementación***

Procedimientos documentados con clara división de responsabilidades. Implementación de las mejores prácticas aceptadas internacionalmente

○ ***Verificación***

Revisión de programas y resultados para evaluar la efectividad.

○ ***Información***

Informes de comportamiento de las obras, de anomalías y resultados de acciones correctivas, sobre previsiones frente a emergencias, sobre eventos extremos (sismos, crecidas) etc.

○ ***Evaluación de gestión***

Evaluación de la gestión por parte de la Entidad Responsable.

El Sistema de Gestión podrá ser específico a una sola presa, o con alcance a un grupo de presas bajo un mismo operador responsable.

La administración de presas en cascada deberá asegurar que los impactos operativos, aguas arriba y aguas abajo de cada obra, se identifiquen y gestionen de manera adecuada.

Las entidades responsables de la operación deberán prestarse máxima colaboración recíproca, a fin de garantizar la seguridad y minimizar las eventuales consecuencias derivadas de emergencias, en estricto cumplimiento de las normas dictadas por el Estado.

II.3 Componentes del Sistema de Gestión

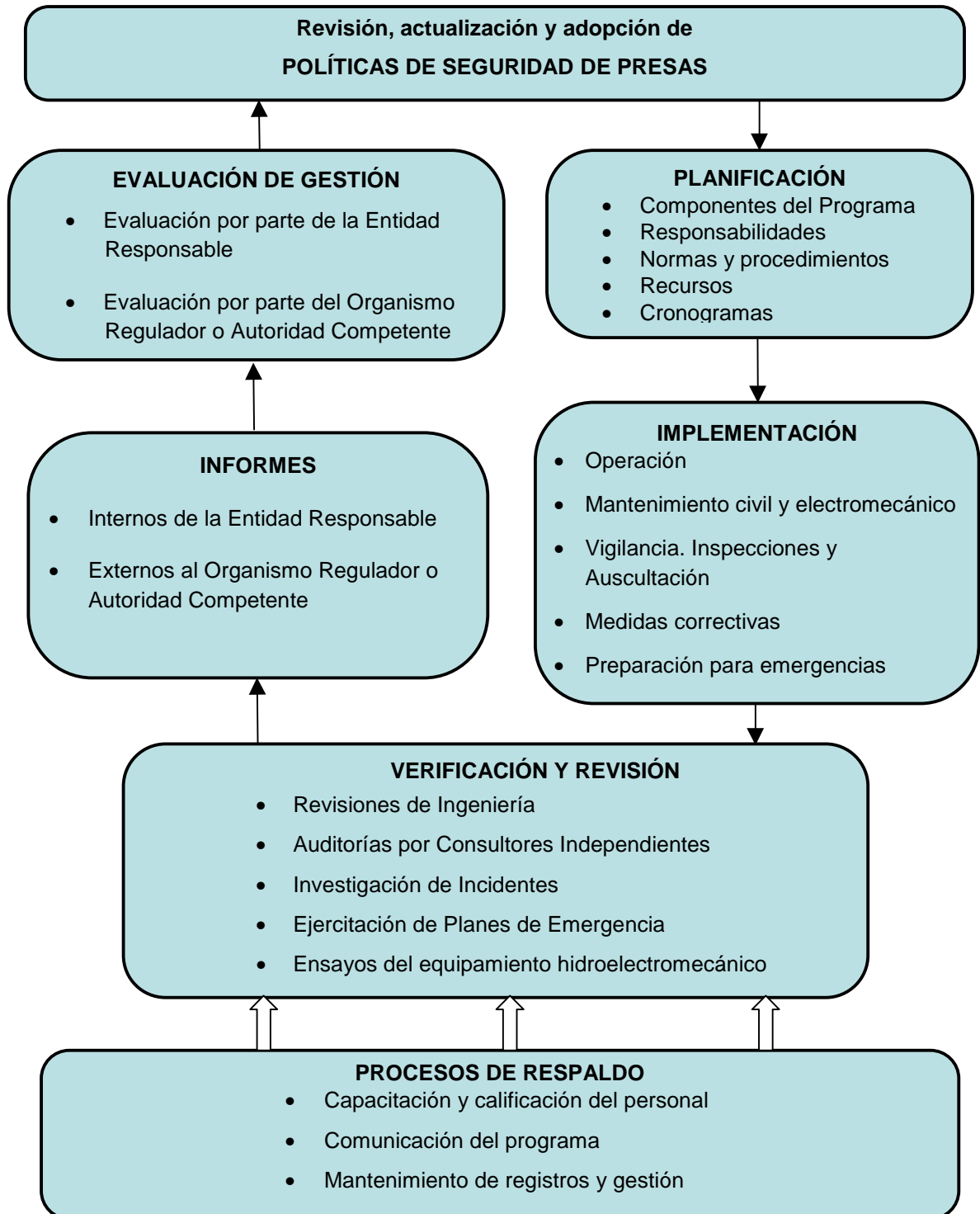
II.3.1 Políticas de Seguridad de Presas

La *Entidad Responsable* de la presa debe contar con una política demostrativa del fuerte compromiso de la organización, con una gestión efectiva de todos los aspectos asociados a la seguridad de las obras. Esta política se enmarca en los siguientes conceptos:

- Clara definición de criterios y prácticas de seguridad, en cumplimiento de los mejores estándares aceptados en la materia y de las normas establecidas por el Estado.
- La máxima responsabilidad de la seguridad de la presa representada en el nivel más elevado de la conducción.
- Clara delegación de facultades y definición de responsabilidades en todas las actividades vinculadas a la seguridad.
- Definición del proceso para la toma de decisiones.

Un SGSP requiere de una precisa identificación de las funciones, facultades y responsabilidades de las distintas unidades de la organización, así como de los responsables individuales a cargo de las distintas actividades, sean operativas, de vigilancia, de mantenimiento y para situaciones eventuales de emergencia.

Gráfico II.1 Esquema General de un Sistema de Gestión de la Seguridad de Presas de la Entidad Responsable



A fin de garantizar que los objetivos de seguridad no queden relegados a otros de índole comercial, la máxima responsabilidad de la seguridad estructural y operativa de la presa debe encontrarse representada en el nivel más alto de conducción.

En concordancia con lo anterior la alta gerencia debe informarse periódicamente del estado de seguridad de las instalaciones, así como de los niveles de riesgo y aspectos normativos relacionados.

Los conceptos y principios enunciados cobran aún mayor importancia para grandes organizaciones, responsables primarias de la operación de obras de envergadura y/o donde las consecuencias de una falla fueran significativas.

II.3.2 Planificación

La planificación incluye identificar los componentes del programa de trabajo, la asignación de responsabilidades en cada caso, así como el asegurar los recursos necesarios para la concreción de las distintas actividades.

Los planes deben incluir las metodologías de implementación, los estándares aceptables y la frecuencia para la ejecución de determinadas tareas.

En general suelen considerarse tres niveles de planificación: a largo plazo, anual y operativo.

El Plan Anual de Seguridad debe identificar los elementos del programa, el presupuesto asignado, la unidad coordinadora responsable, las prioridades y las relaciones con otras tareas y unidades organizativas.

Las distintas unidades organizativas deben coordinar las tareas de seguridad que le han sido asignadas con sus demás tareas y prioridades.

Los planes operativos (específicos para determinada tarea o proyecto) deberán tener en cuenta los permisos normativos, las restricciones ambientales o específicas del sitio, los riesgos asociados a la ejecución de las tareas y las provisiones para su mitigación.

II.3.3 Implementación

La implementación de un programa de seguridad de presas implica la puesta en marcha y el mantenimiento de múltiples actividades, tales como las tareas de control del comportamiento estructural de las obras, la revisión periódica y actualización de los criterios de diseño y operativos, inspecciones y registros de instrumentación, detección de anomalías y su evaluación, acciones correctivas, ensayos de equipos hidromecánicos, preparación y actualización de planes de acción en emergencias y demás tareas relacionadas. Todas las tareas deben estar adecuadamente planificadas e integradas en el SGSP.

El SGSP debe permitir detectar a tiempo eventuales anomalías o deficiencias ya sean estructurales u operativas, permitiendo su pronta evaluación y las medidas correctivas que fueran necesarias.

Los trabajos correctivos deberán estar respaldados por estudios y proyectos desarrollados por profesionales y/o firmas con experiencia, y su ejecución a cargo de empresas con antecedentes en la ejecución de obras de similares características.

II.3.4 Verificación y Revisión

Las tareas de verificación implican revisiones del estado de las instalaciones y de su comportamiento, así como una revisión del Sistema de Gestión de la Seguridad en todas sus partes.

En obras de envergadura y/o donde las consecuencias de una eventual falla puedan ser significativas (presas de elevado impacto - categoría I) es de práctica general la realización periódica de Auditorías Técnicas por Consultores Independientes.

El Sistema de Gestión de la Seguridad también deberá ser revisado con regularidad. Esta revisión debería incluir las políticas, planificación, procedimientos para la toma de decisiones, niveles de compromiso, así como todas las actividades vinculadas a la seguridad. Al igual que en el caso anterior estas revisiones deben ser realizadas por profesionales externos de probada experiencia en la materia.

Toda vez que ocurriera un accidente o un hecho significativo para la seguridad, la Entidad Responsable debería realizar una exhaustiva investigación de las causas que dieron lugar al mismo, minimizar la posibilidad de que lo mismo pueda repetirse, y asegurar que la experiencia sea incorporada al sistema y transferida al personal.

Asimismo, en las presas clasificadas en las categorías I y II, deberán realizarse ensayos de los equipos electromecánicos de los órganos de evacuación de caudales con una frecuencia anual

II.3.5 Informes

Las máximas autoridades de la Entidad Responsable deben ser informadas periódicamente de las condiciones de seguridad estructural y operativa de la obras, de las mejoras y trabajos correctivos realizados y a realizar, de las previsiones existentes frente a emergencias, así como del funcionamiento del SGSP y de su actualización.

En particular deberán destacarse deficiencias y problemas pendientes de resolución, incidentes ocurridos, propuesta de medidas correctivas y recursos necesarios para su implementación, posibles mejoras al sistema de gestión y todo otro aspecto que tenga relevancia para la seguridad.

II.3.6 Evaluación de Gestión

Con el resultado de las tareas de verificación y revisión indicadas en el apartado II.3.4, la Entidad Responsable evaluará la necesidad y/o conveniencia de confirmar las políticas adoptadas o proceder a su adecuación, y de realizar los ajustes del proceso de gestión si ello fuera pertinente.

II.4 Procesos de Respaldo

Deberán establecerse procesos de respaldo que aseguren una efectiva implantación del SGSP. Estos procesos incluyen: la capacitación y calificación del personal, una comunicación adecuada de la política y el programa de seguridad, así como el registro permanente del

proyecto, construcción, operación y de las actividades de gestión de la seguridad de la presa y sus instalaciones.

II.4.1 Capacitación y Calificación del Personal

Todo el personal vinculado a las actividades de seguridad de la presa debe ser adecuadamente capacitado, acorde con su misión y función dentro del sistema.

La capacitación debe incluir el conocimiento de las instalaciones, de su funcionamiento, de los sistemas de control, peligros y accidentes potenciales, las previsiones frente a emergencias y demás aspectos relevantes para la seguridad.

La capacitación debe también contemplar los problemas y características particulares de cada sitio, los distintos modos posibles de fallas, sus complejidades e interacciones.

Deberá alentarse a que el personal se mantenga actualizado con relación a nuevos procedimientos y herramientas tecnológicas. A la vez los titulares deberán participar de los esfuerzos y avances de la industria y la ingeniería de presas, para una actualización y mejora permanente acorde a la importancia y complejidad de sus instalaciones.

La Entidad Responsable deberá también asegurar la participación de consultoría de adecuado nivel y experiencia toda vez que sea necesaria.

II.4.2 Comunicación

Es de vital importancia que la política, el compromiso de la gerencia y el programa de seguridad sean comunicados con claridad y entendidos por el personal. Los esfuerzos en este sentido deben apuntar a lograr una elevada conciencia en la temática y una cultura de mejora continua.

Se deberá fomentar una comunicación ascendente y abierta, que asegure una pronta comunicación a los niveles superiores de decisión, de cualquier problema o incidente que pueda afectar a la seguridad.

Con relación a tareas correctivas o de mantenimiento de cierta significación, se deberá asegurar una comunicación hacia el público, oportuna, precisa y coherente, que asegure la adecuada comprensión de los beneficios y riesgos controlados de los trabajos a realizar.

En el mismo sentido será fundamental transmitir y mantener adecuados canales de comunicación pública sobre las condiciones de seguridad de las obras y de las previsiones para actuar en casos de emergencia.

II.4.3 Registros de la Documentación

Deberá mantenerse un registro actualizado de la documentación del proyecto de la presa y obras auxiliares, de la construcción, operación y de las actividades de gestión de la seguridad.

Tales documentos incluyen en general:

- Permisos y licencias. Contratos de concesión
- Registros y memorias del proyecto
- Criterios de diseño y cálculo hidráulico y estructura empleados
- Registro de estudios hidrometeorológicos.
- Registro de Investigación Geotécnica
- Registro de normas y reglamentos para el diseño, cálculo y especificación técnica.
- Planos conforme a obra
- Informes finales de construcción
- Registros fotográficos
- Lecturas de instrumentación
- Informes de inspecciones y ensayos
- Revisiones de la seguridad
- Estudios de investigación y especiales
- Incidentes y accidentes. Acciones de respuesta
- Registros de capacitación del personal
- Registros de ensayos de órganos de control de caudales
- Planes de Acción Durante Emergencia. Prácticas y actualizaciones
- Toda otra información relevante para la seguridad

Deberá asegurarse el resguardo, disponibilidad y acceso a los registros de la documentación, durante todo el ciclo de vida de la presa.

Ciertos documentos, por su naturaleza, deberán estar bajo control, siendo revisados y actualizados periódicamente, para luego ser aprobados por la autoridad designada. Entre los documentos bajo control se encuentran el Manual de Operación, Mantenimiento y Vigilancia (o documentos equivalentes) y el Plan de Acción Durante Emergencias.

Cambios significativos en las operaciones, requisitos normativos, trabajos correctivos o mejoras, etc., deberán dar lugar a una actualización de la documentación correspondiente.

Los documentos obsoletos deberán darse de baja y puestos fuera de circulación.

III. CLASIFICACION DE PRESAS

III.1 Finalidad

La finalidad de la clasificación es proporcionar una guía sobre el estándar de cuidado que debería aplicarse en la gestión de la seguridad de las presas existentes, en función de las consecuencias potenciales que produciría la falla de una presa. Es decir que se propone categorizar las presas, para distinguirlas en función de los daños que una descarga incontrolada del embalse pudiera producir, con el fin de establecer los niveles y procedimientos de seguridad pertinentes.

III.2 Alcance

La Clasificación propuesta se ha adoptado en función de experiencias y estándares internacionales. La misma no debe tomarse como prescriptiva, constituyendo una herramienta de ayuda para las autoridades responsables de la clasificación de una presa.

III.3 Criterio adoptado

Se ha adoptado un sistema de clasificación basado en las consecuencias incrementales que produciría la falla potencial de una presa (accidente o colapso). Las consecuencias incrementales son aquellos daños o pérdidas adicionales a los que podrían haber ocurrido debido al mismo evento, si la presa no hubiese fallado.

Las consecuencias incrementales se han dividido en: pérdida de vidas humanas, daño socioambiental y pérdidas económicas. Las mismas se corresponden con el escenario de falla más desfavorable que pueda presentarse: falla con buen tiempo o falla inducida por crecida.

III.4 Sistema de Clasificación

En la Tabla 1 se presenta el esquema de clasificación de presas propuesto.

Tabla 1 – Clasificación de Presas

Categoría		Consecuencias incrementales		
Designación	Nivel de Consecuencias	Pérdida de vidas	Daño Socioambiental	Daño económico
I	Alto	Si	Alto	Alto
II	Significativo	No	Significativo	Significativo
III	Bajo	No	Bajo	Bajo

La categoría debe determinarse de acuerdo a las consecuencias incrementales más severas, ya sea pérdida de vidas, daño socioambiental o económico.

Para clasificar una presa en las Categorías II y III será necesario verificar que los tres tipos de consecuencias incrementales no superen la consigna establecida para la categoría respectiva. Si

sólo una de las consignas se supera, la presa calificaría en la categoría que se corresponde con esa consigna. Por ejemplo si se determinara que la falla de una presa no produciría pérdida de vidas ni daño socioambiental significativo, pero resultaría en elevado daño económico, la presa se clasificará en la Categoría I.

Para clasificar una presa en la Categoría I, basta con verificar que una sola de las consecuencias incrementales alcanza la consigna establecida para esta categoría. Por ejemplo si se determina que la falla de una presa implica la pérdida de vidas, la presa clasificará en la Categoría I, sin necesidad de realizar la evaluación de las pérdidas socioambientales y económicas.

En los casos que existan dos o más presas en un mismo río (en cascada), si la presa ubicada aguas arriba provoca la rotura de la presa aguas abajo, su clasificación debe ser al menos tan alta como la clasificación de la presa aguas abajo.

Caracterización de las Categorías

a) Categoría I - Nivel de Consecuencias Alto

Pérdida de vidas

Es posible que ocurran pérdidas de vida. Existe población en riesgo en zonas cercanas a la presa, y/o en zonas alejadas pero muy pobladas, en las cuales, aún con un rápido aviso existe la posibilidad que alguna persona pueda perder la vida.

Daño socioambiental

Afectación de bienes ambientales de gran valor. Daños ambientales no recuperables o recuperables a largo plazo. Afectaciones a la vida y a la salud humana. Pérdidas o deterioros de importantes hábitats de la fauna y de la flora. Afectación a instalaciones de producción, almacenamiento o transporte de sustancias peligrosas que puedan afectar al medio ambiente o a las personas.

Daño económico

Grandes pérdidas económicas. Afectación a bienes y servicios públicos y privados. Daños a la infraestructura, servicios, viviendas, instalaciones industriales y comerciales.

b) Categoría II – Nivel de Consecuencias Significativo

Pérdida de vidas

No se esperan pérdidas de vida. Existe población en riesgo pero en zonas muy alejadas a la presa, de manera que es posible dar el aviso con tiempo suficiente para asegurar su evacuación. La población en riesgo, para esta categoría, se limita a pobladores rurales y/o a poblaciones pequeñas (asentamientos urbanos de menos de 2.000 habitantes).

Daño socioambiental

Daños ambientales significativos pero recuperables en el corto plazo. El hábitat de la flora y la fauna se pierde solo en forma marginal. No hay afectaciones a instalaciones de producción, almacenamiento o transporte de sustancias peligrosas que puedan afectar al medio ambiente o a las personas.

Daño económico

Pérdida de obras de infraestructura y de servicios menores, que afecten a un limitado número de usuarios, pérdida de instalaciones recreativas, pérdida de lugares de trabajo estacionales.

c) Categoría III - Nivel de Consecuencias Bajo

Pérdida de vidas

No se esperan pérdidas de vida. No existe población en riesgo por lo que no hay posibilidad de pérdida de vidas excepto debido a desgracias impredecibles.

Daño socioambiental

Pérdidas mínimas a corto plazo y no existen pérdidas a largo plazo

Daño económico

Pérdidas económicas menores y generalmente circunscriptas al dueño de la presa. El área afectada comprende infraestructura y servicios limitados.

III.5 Consideraciones conceptuales para la estimación de las consecuencias incrementales.

A continuación se desarrollan criterios y conceptos generales a tener en cuenta para la evaluación de los distintos tipos de daño que contempla la clasificación propuesta. Los métodos y procedimientos para su valoración o cuantificación están fuera del alcance de estas guías. Sin perjuicio de lo anterior, en algunos casos se hace referencia a metodologías que podrían aplicarse en caso que no se disponga de una solución más precisa.

General

- Los daños deben ser evaluados tanto en el valle aguas abajo de la presa en la zona afectada por la onda de inundación, como en la zona aguas arriba de la presa afectada por el vaciado del embalse.
- Los análisis conducentes a la evaluación de las consecuencias deben incluir la caracterización de la rotura de la presa, la propagación de la onda de crecida, la elaboración de mapas de inundación y la evaluación de los impactos. Pueden aplicarse una gran variedad de métodos para cada uno de esos pasos, cuya elección dependerá de la información necesaria.
- En general, es conveniente realizar un análisis preliminar utilizando procedimientos simples y conservadores para obtener una primera aproximación del nivel de consecuencias. La complejidad y precisión deben aumentar si existiera la necesidad de obtener mayores detalles para confirmar la clasificación de la presa. Este enfoque permite utilizar la clasificación por consecuencias para estructuras pequeñas o con evidentes bajas consecuencias, evitando realizar costosos y detallados estudios.
- Independientemente de la confiabilidad y precisión de las metodologías utilizadas para la evaluación de las consecuencias, el buen criterio y el juicio equilibrado de los analistas deben prevalecer en la valoración final.

Pérdida de vidas

- La estimación de la pérdida esperada de vidas requiere, en primer lugar, la determinación de la población en riesgo, es decir todas aquellas personas directamente expuestas que se encuentran dentro del área que abarca la inundación provocada por la falla de una presa.
- Las potenciales pérdidas de vida dependen de diversos factores muy inciertos y variables: la distancia desde la presa, el tiempo de aviso, el momento del día, la profundidad y velocidad del agua, la topografía, la densidad de la población y las características de la movilidad de la misma, entre otros.
- La clasificación propuesta no requiere que necesariamente se realice una cuantificación de las pérdidas esperadas de vida. Por lo tanto la evaluación de la potencial pérdida de vidas podrá realizarse tanto cuantitativa como cualitativamente; en este último caso alcanzará con evaluar la posibilidad o no de que ocurran pérdidas de vida.
- La evaluación de las pérdidas esperadas de vida debería considerar escenarios específicos que tengan en cuenta la mayor cantidad de los factores que intervienen. Los criterios, las presunciones, los razonamientos y los cálculos deben documentarse claramente.
- Si bien no existe una metodología de aplicación universal para la estimación de pérdida esperada de vidas, una guía se encuentra en la publicación “*A Procedure for Estimating Loss of Life Caused for Dam Failure. DSO-99-06*” elaborado por Wayne Graham para el USBR.

Daño Económico

- El cálculo de las pérdidas económicas debería considerar los daños materiales soportados por terceros cuantificables en términos económicos, sean directos (destrucción de elementos) o indirectos (reducción o pérdida de producción), incluyendo:
 - Daños a viviendas, instalaciones industriales, instalaciones con fines sociales, instalaciones comerciales, establecimientos agropecuarios y todas las instalaciones relacionadas con la producción de bienes afectados por la inundación.
 - Daños a la infraestructura y a los servicios: sistemas de transporte, sistemas de comunicaciones, sistemas de suministro de energía, sistemas de abastecimiento de agua y saneamiento. En la valoración de estos daños se debería tener en cuenta el tiempo de interrupción de cada sistema.
 - Daños en la presa y su impacto en la sociedad.
- También podrían incluirse como consecuencias económicas, a aquellos impactos sociales y culturales a los cuales se les puedan asignar costos o valores.
- La calificación de los daños económicos podría realizarse comparando el valor total de daños calculado, con el valor Producto Bruto de la región afectada por la falla de la presa (PBRA). Podría considerarse que los daños económicos son bajos si son inferiores al 1 % de PBRA y que son altos si superan el 10 % del PBRA.

Daño socio ambiental

- Se incluyen aquí las pérdidas ambientales así como los daños a referencias históricas y culturales.
- Debido a su naturaleza multifacética sería muy difícil, cuanto no imposible, llegar a un valor numérico único que caracterice la extensión de estos daños, por lo que resulta más apropiado realizar una evaluación cualitativa de los mismos.
- La magnitud de estas pérdidas debería evaluarse en términos de la factibilidad de su restitución y del tiempo que demoraría lograrlo.
- La evaluación del daño socioambiental deberá realizarse en consonancia con la Legislación Ambiental de la Nación y de las Provincias afectadas por la inundación provocada por la falla de una presa.

III.6 Revisiones periódicas de la clasificación de la presa

El impacto que produce la falla de una presa puede cambiar durante su ciclo de vida, debido a la naturaleza y a la ocupación de los valles tanto aguas abajo como aguas arriba.

Por ello es necesario que, en forma periódica, se realice una revisión de las consecuencias. Una revisión cada 10 años sería recomendable, excepto que en la zona afectada por la inundación se produzcan cambios muy evidentes (por ejemplo la incorporación de instalaciones industriales peligrosas), en cuyo caso la revisión de la categoría de la presa se realizará inmediatamente después de haberse producido dichos cambios.

IV. OPERACIÓN, MANTENIMIENTO Y VIGILANCIA

IV.1. Introducción

En esta sección se describen las actividades de operación, mantenimiento, control del comportamiento y auditoría, que la Entidad Responsable de una presa debería desarrollar para el funcionamiento seguro de las instalaciones.

Los procedimientos que aquí se enuncian deben quedar documentados en Manuales de Operación, Mantenimiento y Vigilancia (MOMV), a ser elaborados durante la construcción de las obras y posteriormente actualizados periódicamente durante la explotación de las mismas. En el caso que estos documentos no existieran debe procederse a su inmediata elaboración.

Dependiendo de la categoría e importancia de la obra, los MOMV podrán integrar un único documento o bien conformar diferentes documentos específicos y autónomos.

Las actividades de mantenimiento deberán ejecutarse prioritariamente y documentarse adecuadamente, considerando debidamente la seguridad de la presa.

El control del comportamiento de las obras, con base en las tareas de inspección y auscultación, resulta fundamental a fin de la detección temprana de anomalías y la toma de acciones correctivas en caso necesario.

IV.2 Requisitos generales

Todas las presas y embalses deben ser operados y mantenidos acorde a las mejores prácticas y estándares de seguridad aceptados y en cumplimiento de las normativas dictadas por el Estado.

Los procedimientos de operación, mantenimiento y vigilancia deben tener en cuenta las condiciones de operación normal y las condiciones excepcionales que puedan pudieran presentarse. Estos procedimientos deben ser revisados y actualizados periódicamente por la Entidad Responsable de la seguridad de las obras.

El alcance de los MOMV deberá ser adecuado a la categoría de la presa, según el nivel de su potencial impacto en caso de accidente operativo o colapso. En general las presas de reducido impacto, que no presenten una amenaza para la vida de personas ni eventuales daños significativos aguas abajo, requerirán de una vigilancia de menor intensidad y de procedimientos operativos menos rigurosos que las presas de impacto medio a elevado (categorías II y I).

Todo el personal vinculado a las tareas de operación, mantenimiento y vigilancia, deberá encontrarse adecuadamente capacitado acorde a la misión y funciones asignadas en la organización.

En general para presas clasificadas de mediano a elevado impacto, los MOMV deberían incluir como mínimo:

- Descripción de la presa mediante una selección de planos clave del proyecto y conforme a obra
- Procedimientos de operación de los componentes funcionales
- Requisitos de estado de las obras y condiciones de seguridad
- Procedimientos de mantenimientos de rutina de los equipos y estructuras
- Requisitos de puesta a punto de los equipos
- Requisitos de inspecciones y auscultación

- Procedimientos de evaluación, niveles de aceptabilidad y para la toma de decisiones
- Procedimientos en situaciones de emergencia

En los puntos IV.5.2, IV.5.3 y IV.5.4 se indican frecuencias típicas de las inspecciones y en el punto IV.5.6.4 se indican frecuencias típicas de tareas de auscultación.

IV.3 Operación

IV.3.1 Criterios Operativos y Restricciones

La explotación de una presa requiere de límites operativos claros y de información suficiente y confiable que permita asegurar el cumplimiento de dichos límites, en salvaguarda de la integridad de las estructuras y en prevención de eventuales accidentes.

Las restricciones a las operaciones de una presa tendientes a resguardar su integridad, deben definirse en la etapa del proyecto y luego revisarse periódicamente durante la explotación. Estas restricciones deben tenerse en cuenta en el desarrollo de los procedimientos operativos y deberían incluir:

- Caudales máximos de descarga de los equipos de control
- Nivel máximo de operación del embalse
- Niveles de operación normal
- Restricciones a las operaciones bajo circunstancias especiales de llenado o descenso del embalse (primer llenado, vaciado rápido, etc.)
- Restricciones legales
- Restricciones estacionales
- Restricciones ambientales

La extensión de los criterios y restricciones operativas, deberá ajustarse a la complejidad y características de cada sitio, así como al nivel de impacto del eventual colapso de la presa o de una falla operativa.

IV.3.2 Datos y Sistemas

Los operadores de las presas requieren de datos y sistemas para el respaldo de sus decisiones.

Entre la información y datos requeridos se mencionan:

- Niveles del embalse y de restitución en tiempo real para la toma de las decisiones operativas
- Procedimientos para el cálculo del caudal erogado mediante las unidades de generación y/o los órganos de control
- Sistemas de información climática y de caudales en la cuenca
- Curvas altura - volumen el embalse
- Estadísticas de crecidas
- Curvas de descarga de los órganos de evacuación de caudales
- Herramientas para simular la operación de los embalses

IV.3.3 Procedimientos Operativos

Los procedimientos operativos deben quedar claramente establecidos para las condiciones de operación normal, inusual y de emergencia.

- *Condiciones normales.* Son las que se esperan a lo largo de la mayor parte del ciclo de vida de las obras
- *Condiciones inusuales.* Eventos sísmicos, crecidas, fallas en los órganos de control, obstrucciones, etc.
- *Condiciones de emergencia.* Accidentes o eventos que requieren intervención inmediata y particular a fin de minimizar el riesgo de fallas de la presa o sus estructuras auxiliares.

Los procedimientos deben ser suficientemente detallados y claros en las acciones a tomar frente a los diferentes escenarios y los responsables de las mismas.

Los procedimientos deben incluir el requisito de documentar las distintas condiciones operativas y las acciones tomadas, tales como niveles del embalse, caudales de descarga, operaciones de los equipos, eventos inusuales, alarmas y medidas resultantes, y todo detalle o incidente relacionado con las operaciones.

El registro de las operaciones y las acciones que se tomen, resultará fundamental a las revisiones periódicas del sistema, tendientes a eventuales correcciones, capacitación del personal y/o mejoras operativas generales.

IV.3.3.1 Operaciones Normales

Los procedimientos de operación en condiciones normales deben documentarse adecuadamente e incluir lo siguiente:

- La definición de facultades y responsabilidades del personal de operación.
- Los procedimientos operativos de los órganos de control de caudales, apertura de compuertas, notificaciones, alarmas y toda otra acción preventiva.
- Identificación de las áreas afectadas por las operaciones, incluyendo las comunidades aguas abajo, las industrias y responsables de otras presas, como toda área sensible susceptible de ser inundada por descargas operativas, aún inferiores a la capacidad máxima del vertedero.
- Los requerimientos de personal y el tiempo necesario para completar las operaciones del sistema.
- Los protocolos de comunicación con las distintas partes interesadas.
- Todo procedimiento necesario para asegurar el funcionamiento de las compuertas en situaciones de crecidas, manejo de detritos, instalación de barreras, operaciones especiales, etc.

Las reglas frente a la operación de crecidas deben quedar claramente definidas al comienzo de la explotación de la presa, a efectos de que el personal pueda seguir las mismas sin necesidad de consulta o aprobación específica.

IV.3.3.2 Operaciones Inusuales

Los operadores deben estar capacitados para pasar de una operación en condición normal, a la condición de operación inusual o de emergencia. Los procedimientos correspondientes deben incluir las notificaciones internas a realizar, los planes de contingencia provisionales (para evacuación o manejo alternativo del embalse), así como los criterios para regresar a la condición normal de operación.

En general deberá contarse con previsiones y/o adecuada preparación del personal, frente a posibles desvíos de la condición normal, tales como las siguientes:

- Salida de servicio de equipos de control de caudales por mantenimiento u otra actividad programada.
- Inoperatividad de los equipos de control de caudales por falta de energía, atascamiento de compuertas, obstrucciones, etc.
- Falla de una presa aguas arriba o de otra estructura de retención de agua.
- Descensos rápidos del embalse que pudieran afectar la estabilidad de taludes en el embalse o en la propia presa
- Sumideros, asentamientos y/o filtraciones repentinas o aumento de caudales de drenaje no previstos.
- Fallas en los sistemas de control.
- Imposibilidad de acceso al sitio en condiciones normales o de crecidas

Una identificación temprana de anomalías o apartamientos del funcionamiento normal de las instalaciones, así como las medidas de control y acciones que correspondan, suelen ser determinantes para la seguridad de la presa.

En presas de mediano a elevado impacto (categorías II y I) por fallas operativas o eventual colapso, debería disponerse de dispositivos de alerta y/o alarma, que permitan advertir a los operadores de condiciones inusuales o de emergencia.

IV.3.3.3 Operaciones en Emergencias

Los procedimientos de las operaciones durante emergencias se encuentran generalmente definidos en un *Plan de Acción Durante Emergencias* (punto VIII de la presente guía).

No obstante lo mismo, resulta conveniente disponer de previsiones en cuanto a medidas paliativas que el personal pueda adoptar en situaciones inusuales, a fin de evitar el progreso hacia situaciones de emergencia extrema (colapso de la presa)

Estas posibles medidas pueden quedar expresadas ya sea en el MOMV o en el PADE.

En todo caso debe quedar claramente expresada la autoridad del personal operativo para iniciar los procedimientos de emergencia.

IV.3.4 Control de caudales

Las operaciones relacionadas con el sistema de control de caudales deben identificarse y documentarse adecuadamente. Las mismas deben ser realizadas siguiendo las recomendaciones de uso fijadas en los manuales de operación y mantenimiento confeccionados por los fabricantes y/o conforme a las especificaciones de los mismos.

Los sistemas de supervisión, control y adquisición de datos, son herramientas operativas fundamentales para la seguridad de las operaciones. Deberá disponerse de procedimientos que garanticen la calidad en el diseño e implementación de estos sistemas, así como prever su verificación periódica, tal de asegurar la información correcta y oportuna para la operación de los órganos de evacuación de caudales. Toda vez que sea posible deberá disponerse de alarmas para advertir sobre anomalías del funcionamiento.

Los sistemas de emergencia pueden incluir alarmas tempranas de ruptura de la presa, alimentación eléctrica alternativa y demás equipos relacionados.

Todos estos sistemas deben ser incluidos en el programa de mantenimiento y vigilancia de la obra, a fin de asegurar su funcionamiento adecuado cuando sea necesario. El conocimiento de los sistemas por parte del personal resultará beneficioso a la hora de tomar acciones en caso de emergencias.

IV.4 Mantenimiento

IV.4.1 Programas de Mantenimiento

El mantenimiento de los equipos y sistemas resulta imprescindible a fin de garantizar la disponibilidad y seguridad de las operaciones, así como la integridad de la presa. Lo mismo resulta particularmente importante con relación al equipamiento mecánico y eléctrico de los órganos de control de caudales, donde las fallas por falta de mantenimiento pueden ser repentinas y dramáticas. Las estructuras civiles también pueden presentar problemas de importancia para la seguridad, originados en deficiencias de mantenimiento.

Los programas de mantenimiento deben identificar las partes y componentes que requieren atención, así como el cronograma de actividades. En todos los casos deberá llevarse un registro del cumplimiento de las tareas, fechas de realización y del personal responsable de la ejecución. El registro de las actividades de mantenimiento, junto con los resultados de las inspecciones periódicas, resultará valioso en la identificación de problemas crónicos y en la adopción de medidas correctivas.

El mantenimiento programado o de rutina podrá variar desde el simple cambio de un lubricante hasta el reemplazo de componentes importantes del equipamiento. El mantenimiento preventivo o de rutina deberá programarse según corresponda, según uso (horas, ciclos), función del tiempo (semanal, mensual, etc.) o de acuerdo a niveles de desgaste.

Complementariamente a los mantenimientos de rutina, deberá preverse la necesidad de realizar mantenimientos por imprevistos. Con tal fin deberá disponerse de material crítico, herramientas, taller y personal capacitado competente; así como de un listado actualizado de firmas especializadas para actuar en situaciones de emergencia.

Cuando los órganos de evacuación de caudales no se operen durante un período extendido, es conveniente que se realicen descargas a fin de verificar su estado de funcionamiento. Esto es particularmente importante en el caso de los descargadores de fondo para permitir la eliminación de los sedimentos adyacentes.

IV.4.2 Estructuras de Hormigón

En presas de hormigón y estructuras auxiliares, las necesidades de mantenimiento pueden incluir ítems como los siguientes:

- Limpieza periódica de los sistemas de drenaje internos y de la fundación
- Mantenimiento y sellado de juntas

- Sellado de fisuras y grietas
- Limpieza y mantenimiento de recatas de compuertas
- Limpieza periódica de los sedimentos en las obras de toma
- Instalación y limpieza periódica de barreras para material flotante en las obras de toma y aducciones a vertederos

En ciertos casos las estructuras de hormigón se encuentran sujetas a la reacción álcali agregado (RAA), causa de expansiones, fisuración y hasta pérdida de la integridad estructural.

El fenómeno puede afectar las operaciones provocando atascamiento de ataguías y compuertas, fallas estructurales en vigas o losas, u otros problemas de mayor importancia.

Se trata de una problemática de difícil control y solución, que en todo caso debe ser motivo de estudio y análisis adecuado, a fin de la toma de las decisiones que correspondan. En ciertos casos podrán adoptarse procedimientos especiales tendientes a retrasar y mitigar los efectos de la RAA, con un seguimiento de la evolución del fenómeno, y en casos extremos tomar las acciones correctivas que fueran necesarias para la seguridad operativa y estructural de las instalaciones.

IV.4.3 Presas de Materiales Suelos

El mantenimiento de terraplenes y presas de materiales sueltos podrá incluir tareas como las siguientes:

- Extracción de árboles, plantas, segado y control de vegetación perjudicial
- Mantenimiento de cubierta vegetal deseada
- Mantenimiento de rip rap
- Limpieza de sistemas de drenaje
- Control y corrección de erosiones superficiales
- Corrección de depresiones por asentamientos
- Encauzamiento, control y corrección de filtraciones

La falta de un mantenimiento adecuado de las estructuras civiles en muchos casos puede conducir a fallas de importancia hasta el colapso de una presa.

El adecuado funcionamiento de los sistemas de drenaje resulta fundamental para las condiciones de estabilidad de las obras. El deterioro o insuficiencia de los rip rap de protección puede significar riesgo severo para la presa sujeta a fuertes oleajes. La degradación de la cubierta vegetal como protección de taludes, puede resultar en fuertes erosiones y/o deslizamientos del talud por el efecto de lluvias torrenciales.

IV.4.4 Estructuras de Acero

El mantenimiento de las estructuras de acero podrá incluir lo siguiente:

- Protección contra la corrosión (limpieza, pintura, protección catódica, etc.)
- Mantenimiento de conectores (tuercas y bulones, remaches y soldaduras)

IV.4.5 Vertederos. Canales de Aducción y Descarga

El mantenimiento periódico de estas estructuras resulta de importancia, a fin de asegurar su adecuado funcionamiento y capacidad de erogación de caudales. Entre las tareas de mantenimiento requeridas se visualizan las siguientes:

- Eliminación de detritos y limpieza de vegetación
- Reparación de daños por cavitación o erosión superficial
- Limpieza y reparación de los sistemas de drenaje
- Reparación y mantenimiento de cuencos de disipación, enrocados y otras protecciones aguas abajo

IV.4.6 Conductos de Carga, Túneles y Tuberías a Presión

Las fallas en conductos de carga, túneles y tuberías a presión, pueden originarse en deficiencias de proyecto, vicios de la construcción, errores de operación, deficiencias de mantenimiento, cargas inusuales y/o paso del tiempo. Las consecuencias pueden ser muy severas, incluyendo descargas incontroladas de agua y/o colapso de la presa, derivando en pérdidas de vidas, daños ambientales, daños a la infraestructura y propiedad, etc.

El mantenimiento de estas estructuras resulta primordial para la integridad de las obras.

Un programa de mantenimiento efectivo incluirá las siguientes tareas:

- Mantener en buenas condiciones el revestimiento de protección anticorrosiva para extender la vida útil de las tuberías o los conductos de descarga o a presión
- Reparación de los revestimientos de hormigón de los túneles o extracción de derrumbes de roca en túneles sin revestir

IV.4.7 Mantenimiento del equipamiento electromecánico

Los equipos mecánicos y eléctricos relacionados con las presas consisten principalmente en los equipos de control de caudal (incluidas compuertas, válvulas y ataguías), equipos auxiliares (incluidos puentes grúas, sistemas de presión de aceite y aire), equipos de alimentación eléctrica (normal y de emergencia) y sistemas de operación y control.

Las inspecciones, el mantenimiento y las pruebas de funcionamiento generalmente se realizan como actividades integradas. Los procedimientos de operación y mantenimiento dependen de la cantidad y la complejidad de los equipos en el sitio e incluyen inspecciones, informes, reparaciones y controles.

Los equipos deben operarse al menos una vez al año.

Un programa de mantenimiento del equipamiento electromecánico para asegurar su funcionalidad, incluye:

- Controles periódicos del sistema
- Pruebas o ensayos de los componentes estructurales del sistema (ultrasonido, tintas penetrantes, radiografías, etc.)
- Funcionamiento intencional del equipo si no ha operado con frecuencia.
- Lubricación de las partes móviles y mantenimiento de los niveles de aceite

- Control y reparación de la corrosión
- Reparación o reemplazo del equipo gastado o dañado
- Funcionamiento de equipos auxiliares, como generadores de reserva y baterías, para garantizar carga y combustible adecuados siempre disponibles.
- Repuestos disponibles para los componentes críticos.

Los intervalos apropiados de inspección y mantenimiento variarán dependiendo de su condición, frecuencia de uso, historial de mantenimiento y carácter crítico para la seguridad de la presa, como también de las condiciones climáticas del sitio.

Los programas de mantenimiento deben asegurar que se cumplen los requerimientos mínimos establecidos por su diseñador o fabricante (Manual de Operación y Mantenimiento).

IV.4.8 Infraestructura

El mantenimiento de la infraestructura, incluyendo el acceso al sitio, resulta de importancia para asegurar la integridad de la presa, las tareas operativas y la seguridad pública.

Entre las actividades de posibles mantenimientos se visualizan:

- El perfilado y relleno de caminos de superficie granular
- Extracción de nieve en vías de acceso
- Mantenimiento de las estructuras de acceso
- Limpieza de alcantarillas y acequias en las vías de acceso
- Señalizaciones adecuadas tanto para desarrollar las actividades de operación y mantenimiento habituales como para casos de emergencias
- Mantenimiento de vías alternativas para el casos de derrumbes, sismos, otros
- Instalación y extracción de estructuras estacionales como barreras o boyas
- Inspecciones periódicas para garantizar la integridad de todos los componentes del sistema (señales, cercas, etc.)

IV.5 Vigilancia

IV.5.1 General

Tal como ha sido mencionado, la construcción de una presa impone un riesgo a la población, en función de las pérdidas de vidas, daños a la propiedad y afectación al medio ambiente, que resultarían de una descarga incontrolada del embalse.

El Riesgo (probabilidad de falla por consecuencias) es variable en función del tiempo y de difícil cuantificación.

La Vigilancia tiene por fin minimizar y controlar el riesgo, reduciendo la probabilidad de la ocurrencia de una falla o accidente, mediante la identificación temprana de anomalías de comportamiento, defectos estructurales o situaciones adversas para la seguridad de las obras.

La planificación e implementación de un sistema de Vigilancia tiene entonces como objetivos fundamentales:

- La identificación de los posibles modos de falla

- La detección a tiempo de procesos o situaciones que puedan resultar en un accidente o falla de las obras.
- El entendimiento del comportamiento de la presa y de sus componentes, mediante el registro y análisis de parámetros claves de su comportamiento.

La Vigilancia es así una componente esencial de la seguridad de una presa, que incluye una serie de actividades complementarias entre sí y redundantes, como inspecciones visuales (sistemáticas y especiales), auscultación manual o automática, el mantenimiento y calibración del instrumental, el registro y proceso de la documentación,

Las fallas en las presas suelen estar precedidas por indicios, tales como grietas, fisuras, movimientos del terreno, filtraciones anormales, etc. Los mismos pueden darse con años, meses o días de anterioridad, y en ciertos casos sólo con horas o minutos previos a un accidente o falla significativa.

En este sentido resulta primordial que el personal a cargo de la vigilancia de la presa, sea adecuadamente capacitado en el reconocimiento de los potenciales problemas, en los procedimientos para documentar e informar de las eventuales deficiencias, y para tomar las acciones que correspondan en el caso de emergencias.

Los boletines técnicos de ICOLD constituyen una valiosa referencia para la planificación y el desarrollo de las distintas actividades de *Vigilancia*. Entre los más recientes sobre la temática se mencionan: *B87 (1992) "Improvement of Existing Dam Monitoring"*; *B118 (2000) "Automated Dam Monitoring Systems"*; *B138 (2007) "General Approach to Dam Surveillance"*.

El alcance del sistema y programa de vigilancia (inspecciones y auscultación) se ajustará en función de las características, importancia, complejidad y categoría de la presa.

En ciertos casos la vigilancia podrá reducirse a inspecciones periódicas y a ciertos controles geodésicos, sin requerirse instrumentación específica. En presas de envergadura cuyo potencial colapso o accidente pudiera significar la muerte de personas y/o daños a la propiedad y/o significativo impacto ambiental, se requiere de sistemas y programas de vigilancia de la mayor rigurosidad.

IV.5.2 Inspecciones Visuales

Las inspecciones visuales constituyen una parte fundamental de un programa efectivo de vigilancia. El alcance y características de las mismas dependen de diversos factores, abarcando las inspecciones de rutina por parte del personal a cargo de la vigilancia, así como las realizadas con cierta periodicidad por ingenieros especialistas y/o consultores expertos.

IV.5.2.1 Inspecciones de rutina

Las inspecciones de rutina forman parte del control de comportamiento de la seguridad de presas que en forma continua y rutinaria debe desarrollar la Entidad Responsable.

En presas de un mediano a elevado impacto derivado de su eventual colapso, las inspecciones rutinarias, en general, se realizan con una frecuencia semanal a mensual. Las mismas estarán a cargo del personal de vigilancia de las obras, y tienen por fin detectar anomalías en las condiciones o funcionamiento de las instalaciones y/o de los sistemas de control. La detección de toda anomalía o deficiencia, tales como filtraciones imprevistas, deslizamientos, desprendimientos, erosiones, desplazamientos, grietas, obstrucciones, etc. podría resultar significativa para la seguridad de la obra.

Toda novedad o apartamiento de las condiciones normales previstas deberá ser documentado e informado a la superioridad en forma inmediata, a fin de su evaluación y las acciones que correspondan.

IV.5.2.2 Inspecciones anuales o cada dos años.

Se realizan en correspondencia con las revisiones periódicas de la seguridad de presas (apartado VI.2). Comprenden un examen detallado de las obras civiles así como del equipamiento electromecánico de los órganos de evacuación de caudales y de otros componentes relacionados con la seguridad de presas (sistemas de drenaje por ejemplo) y los sistemas de control de la operación.

En estas inspecciones se deberán documentar todos los cambios significativos ocurridos desde la inspección anterior.

Por el carácter y alcance de estas inspecciones, las mismas deberán realizarse con la participación de un ingeniero civil, o de un equipo de profesionales, especializados de la ingeniería de presas, acorde a la complejidad y envergadura de la obra

IV.5.2.3 Inspecciones Especiales

Además de las inspecciones planificadas, las presas deben inspeccionarse con posterioridad a eventos extremos, tales como crecidas significativas, sismos, tormentas severas, lluvias torrenciales u otros.

Trabajos de construcción, voladuras, u otros eventos inusuales, también pueden ser motivo de inspecciones especiales.

El fin de estas inspecciones es el relevamiento del estado y funcionamiento de las obras, luego de un evento adverso para la seguridad, documentando eventuales daños para su corrección o bien determinar la necesidad de una revisión especial de ingeniería.

IV.5.3 Auscultación

IV.5.3.1 Objetivo y alcance

El objetivo de la auscultación es proveer información sobre el comportamiento de las estructuras, detectar a tiempo eventuales anomalías, y dar respaldo para la toma de decisiones en materia de seguridad de las obras.

La auscultación complementa las inspecciones visuales, mediante la medición de parámetros claves del funcionamiento, tales como presiones neutras, deformaciones, caudales de filtración, estados de tensión, etc.

El conjunto de instrumentos y observaciones a realizar requiere de adecuada planificación, a fin de asegurar un sistema de auscultación efectivo.

El programa de auscultación debe identificar y documentar con claridad los parámetros a medir, frecuencias de las mediciones, personal responsable, valores o bandas de comportamiento normal, niveles de alerta, mantenimiento y calibración de la instrumentación, el registro de datos, periodicidad de los informes y demás aspectos que fueran pertinentes.

La efectividad del sistema de instrumentación debe revisarse periódicamente y actualizarse según sea necesario.

IV.5.3.2 Objetivos particulares, mediciones y evaluaciones

Entre otros objetivos, se mencionan:

- Controlar que las deformaciones y movimientos de las estructuras se correspondan con un comportamiento normal, acorde con las variaciones de temperatura y niveles del embalse.
- Verificar que los niveles y distribución de las presiones del agua intersticial en la presa y su fundación, se mantengan dentro de valores aceptables.
- Verificar que los caudales de filtración a través de la presa y fundación se encuentren dentro de rangos históricos de comportamiento normal.
- Verificar los estados de tensión deformación en las estructuras y su comparación con las previsiones del proyecto
- Controlar los niveles de las subpresiones del agua en la fundación de las estructuras de hormigón.
- Detectar a tiempo apartamientos y/o anomalías en el comportamiento de las estructuras.

El conocimiento de las subpresiones hidráulicas actuantes en las fundaciones de las estructuras de hormigón y su control, resultan determinantes para asegurar su estabilidad al deslizamiento.

Las mediciones se realizan mediante manómetros colocados en drenes y pozos de alivio, debiendo realizarse controles periódicos en correspondencia con distintos niveles del embalse.

En el caso de apartamientos de valores históricos considerados aceptables, deberá analizarse la significación de los mismos para la estabilidad de la obra y la necesidad de medidas correctivas.

En presas de materiales sueltos las mediciones de las presiones del agua intersticial (presiones neutras) se realizan mediante piezómetros de distintos tipos (hidráulicos, neumáticos, eléctricos, a cuerda vibrante)

El control de filtraciones tiene relevancia para la seguridad estructural de las obras, dado que apartamientos de los caudales de filtración de los valores históricos normales, pueden ser indicios de serias anomalías y/o deterioros en progreso, tales como tubificación, sufusión disolución, fractura hidráulica y otros, que pueden conducir a la falla de la presa.

La medición de caudales totales de las filtraciones correspondientes a zonas de la presa, es un control valioso del comportamiento global de las obras, así como las mediciones de caudales en puntos específicos.

Las mediciones se realizan en galerías, cunetas, drenes y juntas, mediante aforadores y caudalímetros de distinto tipo.

Las observaciones de deformaciones, movimientos y corrimientos en estructuras de hormigón, se realizan mediante distintos dispositivos y aparatos (extensómetros, triaxiales de junta, inclinómetros, clinómetros y péndulos).

Los péndulos, directos (mediciones relativas) y/o invertidos anclados en la roca de fundación (mediciones absolutas), son instrumentos de medición sencillos y relativamente económicos.

La cantidad y tipo de instrumentos a colocar dependerá de la importancia, características y tamaño de la obra.

La graficación de los movimientos registrados en función del tiempo, permitirá analizar los distintos ciclos de deformación, observar su histéresis y detectar eventuales deformaciones permanentes en crecimiento.

Otros aparatos sencillos son los medidores triaxiales de juntas, los que permiten conocer y controlar movimientos relativos entre módulos de la presa y de otras estructuras.

Las mediciones de microgeodesia complementan las mediciones directas antes mencionadas, añadiendo información valiosa para el control de los movimientos horizontales y verticales de las estructuras. Se trata de mediciones de alta precisión, que requieren de adecuado instrumental y personal especializado. Las nivelaciones, alineaciones y colimaciones, permiten establecer asentamientos y corrimientos. Las mismas se realizan desde puntos fijos, ubicados en las márgenes y aguas abajo, a distancias suficientemente alejadas de las obras, y mediante puntos de medición adecuadamente identificados y distribuidos en las estructuras. En general estas mediciones se realizan con intervalos de varios meses.

Adicionalmente a lo mencionado deberá preverse el registro de movimientos sísmicos, en la base y coronamiento de las presas, así como la obtención de información sobre parámetros meteorológicos en el sitio (temperatura ambiente, radiación solar, precipitación, vientos, evaporación, etc.).

En las cuencas con significativos aportes de materiales sólidos en suspensión, debe realizarse un control periódico del volumen útil del embalse mediante estudios batimétricos.

IV.5.3.3 Características del instrumental

La instrumentación de una presa debería cumplir con ciertas condiciones, entre las que se mencionan:

- Simpleza y robustez
- Confiabilidad y estabilidad
- De lectura directa y sencilla
- Reemplazables
- Cierta grado de redundancia

IV.5.3.4 Frecuencia de las mediciones

La frecuencia de las mediciones se ajustará en función de distintos factores, tales como la etapa de la presa, su estado y funcionamiento, tipo de parámetros a medir, características de la obra, etc.

En general las mediciones se realizan con mayor frecuencia durante el primer llenado del embalse. También podrá ser necesario frente a un comportamiento anormal o bien inmediatamente después de efectuar trabajos correctivos.

También será necesario realizar mediciones específicas del comportamiento de la presa y demás estructuras, luego de desembalses o de la ocurrencia de eventos extremos como crecidas o sismos.

FRECUENCIAS USUALES

TIPO DE MEDICIÓN	CONSTRUCCIÓN Y PRIMER LLENADO	OPERACIÓN NORMAL
Microgeodesia	Mensual a una vez cada dos meses	Semestral a una vez cada dos años
Deformaciones y movimientos	Diariamente a dos veces por semana	Mensual a una vez cada dos meses
Presiones neutras	Diariamente	Cada una a dos semanas
Filtraciones	Continuamente (*) o diariamente	Continuamente (*) o cada una a dos semanas

() En presas CFRD o similar, donde los caudales de filtración pueden crecer rápidamente y se requiere de alerta inmediata.*

IV.5.3.5 Adquisición Automática de Datos

La automatización en el registro y procesamiento de datos resulta altamente beneficiosa para el mejoramiento de la calidad, adquisición, transmisión y análisis de la información.

La utilización de estos sistemas permite la disponibilidad inmediata de datos, así como el procesamiento inmediato de la información. Lo mismo resulta particularmente valioso en obras de gran envergadura y complejidad, donde el número de instrumentos y registros es elevado.

El sistema debe incorporar niveles de alerta para cuando la información se aparta o excede límites o bandas preestablecidas.

Toda alerta debe ser investigada rápidamente y en profundidad, a fin de confirmar su validez y causa.

En todos los casos deberá asegurarse la posibilidad de realizar lecturas manuales del instrumental, frente a fallas del sistema automático.

En ningún caso un sistema automático de adquisición de datos, puede justificar la no realización de inspecciones a las obras.

IV.5.3.6 Calibración y mantenimiento del instrumental

El mantenimiento de los instrumentos debe realizarse con regularidad y siguiendo las instrucciones de los fabricantes. Algunas tareas simples podrán ser realizadas en el sitio por los operadores responsables, en otros casos deberá recurrirse a técnicos especializados.

El instrumental de medición deberá ser calibrado y controlado periódicamente. Todo cambio o adecuación deberá ser adecuadamente registrado.

IV.5.3.7 Precisión de los datos

La precisión en los datos a obtener es absolutamente esencial. Los datos erróneos pueden dar lugar a confusión y/o ser perjudiciales para el análisis.

El personal responsable de las tareas de campo deberá ser adecuadamente capacitado y entender la importancia de su tarea para la seguridad de las obras. Deberá prestarse la máxima atención en evitar errores de lectura, registro y/o transcripción.

IV.5.3.8 Procesamiento y análisis de datos

El análisis de los datos debe realizarse inmediatamente después de obtenida la información (sin superar uno o dos días), a fin de validar las lecturas obtenidas para su posterior almacenamiento. El análisis preliminar debe realizarse instrumento por instrumento en base al criterio del operador y los resultados deben ser interpretados por un especialista.

V. ENSAYOS DE LOS EQUIPOS DE CONTROL DE CAUDALES

V.1 General

Los equipos y dispositivos de control de caudales incluyen todos los aparatos, mecanismos y estructuras, necesarios para posibilitar la evacuación controlada del agua acumulada por la presa. Incluye las compuertas de toma relacionadas con los equipos de generación de energía que poseen tuberías forzadas, toda vez que su falla pueda afectar la seguridad de la presa.

Lo anterior comprende las instalaciones eléctricas, mecánicas e hidromecánicas, asociadas a compuertas y válvulas de descarga, que posibilitan su normal operación o condicionan de alguna manera la misma. Asimismo incluye los equipos auxiliares para la colocación de ataguías, grúas pórtico, malacates, etc., y los equipos de supervisión, sistemas de mando local y tele mando. Estos últimos incluyen todo equipo o sistema utilizado para operar y/o controlar a distancia el estado en que se encuentran los equipos de evacuación de caudales, controlar niveles del embalse, etc.

La experiencia indica que el mal funcionamiento de estos equipos suele ser causa de serios accidentes y/o falla de la presa. A efectos de minimizar la ocurrencia de estos sucesos adversos, resulta de vital importancia el mantenimiento programado, las inspecciones y los ensayos de operabilidad de los mismos.

Los ensayos tienen por fin verificar el adecuado funcionamiento de los equipos y dispositivos, así como la adecuada capacitación y destreza del personal afectado a su operación.

V.2 Tipos y alcance de los ensayos

Entre los ensayos a realizar se distinguen los siguientes:

- De apertura parcial de compuertas y/o válvulas de descarga
- De apertura total de compuertas y/o válvulas de descarga sin evacuación de agua
- Ensayos de dispositivos de evacuación de caudales con evacuación de agua
- Ensayos de los sistemas de emergencia de alimentación de energía
- Ensayo de los equipos auxiliares

V.2.1 Ensayos de apertura parcial

Los ensayos con apertura parcial de compuertas y/o válvulas de descarga, tienen por fin verificar la capacidad de los mecanismos de accionamiento para efectuar el despegue de los sellos de estanqueidad. Esta condición se considera crítica, por verse sometidos los motores, bombas y circuitos intervinientes a las mayores exigencias.

En tanto que la carga de agua es un factor determinante de la fuerza resistente que ejercen los sellos eventualmente pegados, las pruebas deberán realizarse con un nivel del embalse lo más elevado posible, con un valor mínimo del orden del 80% del valor de carga máxima de diseño.

V.2.2 Ensayos de apertura total sin evacuación de agua

Los ensayos de apertura total sin evacuación de agua, permiten verificar la operabilidad de las compuertas y/o válvulas de descarga durante todo su recorrido, debiendo comprobarse que no existan elementos que pudieran dificultar su desplazamiento, el estado y alineación de las guías, recorrido de los vástagos de servomotores, vibraciones por falta de ajustes, funcionamiento de motores, trabas mecánicas y demás aspectos pertinentes.

Para compuertas de accionamiento hidráulico se deberá verificar la capacidad de dicho accionamiento para recuperar en forma automática la posición de la apertura seleccionada (remonte).

V.2.3 Ensayos con evacuación de agua

Estos ensayos tienen por fin verificar el estado operativo de compuertas y/o válvulas de descarga de los dispositivos de evacuación de caudales y de sus equipos asociados, sometidos a los esfuerzos estáticos y dinámicos que se generan durante su operación real.

En descargadores de fondo con compuertas planas y dependiendo de la geometría de las mismas, el mayor esfuerzo se observa al 40-50% de apertura, como consecuencia de efectos dinámicos de la descarga.

En estos ensayos, además de verificarse el funcionamiento de los equipos, deberá observarse el estado y comportamiento de conductos, canales, tomas de aire y disipadores de energía.

V.2.4 Ensayos de los sistemas de emergencia de alimentación de energía

En todos los casos deberá verificarse la existencia de equipos alternativos de provisión de energía y su adecuado funcionamiento, para el caso de emergencias.

V.2.5 Ensayos de los equipos auxiliares

Estos ensayos permiten verificar el funcionamiento de los equipos de grúas pórtico o malacates para la colocación o extracción de las ataguías de mantenimiento y de los equipos o sistemas de tele control.

V.3 Simulación

Considerando la imposibilidad fáctica de la presencia simultánea de todas las condiciones extremas bajo las cuales los dispositivos de evacuación de caudales deberán poder funcionar adecuadamente, se recurrirá a la simulación para alcanzar el mayor grado de realismo posible. El objetivo es llegar a un grado razonable de convicción respecto a que los aludidos dispositivos responderán eficientemente bajo una verdadera situación de emergencia

V.4 Personal afectado a los ensayos.

Todas las operaciones, sobre tableros, comandos, válvulas, motores, bombas, sistemas eléctricos y demás dispositivos, deberán realizarse con el personal normalmente afectado a las respectivas maniobras.

Esta regla no será de aplicación a lo relacionado con las tareas de apoyo, tal como movimientos de ataguías u otras operaciones accesorias.

V.5 Programación y frecuencia de los ensayos

La Entidad Responsable desarrollará el programa anual de ensayos teniendo en cuenta las necesidades operativas, los períodos de crecidas y las condiciones a cumplir en cada caso particular.

Es de práctica general la realización de ensayos al menos con una frecuencia anual, a excepción de los ensayos con apertura total y descarga de agua que generalmente se realizan cada cinco años.

En el caso de un sismo u otra circunstancia particular podrá ser necesario realizar ensayos especiales.

En el caso de que los resultados de un ensayo fueran no satisfactorios, debería realizarse una nueva prueba lo antes posible, luego de corregida la falla.

Los ensayos correspondientes a los aliviaderos deben realizarse algunos meses antes del período de crecidas. En particular, los ensayos de apertura parcial de compuerta de los aliviaderos deberán preverse para el mes de niveles máximos del embalse dentro del período mencionado.

VI. REVISIONES DE SEGURIDAD DE LA PRESA

VI.1 Introducción

El objeto de estas revisiones es establecer y certificar que los estándares de seguridad son aceptables y/o en su defecto dar lugar a las investigaciones y medidas correctivas que fueran necesarias.

Las Revisiones de Seguridad suelen ser de distinto alcance y periodicidad, pudiendo según el caso, incluir el relevamiento y evaluación de todos los aspectos del diseño, construcción, operación, mantenimiento, procesos y sistemas que afectan a las obras, así como en la evaluación periódica del sistema de gestión.

Las revisiones podrán alcanzar a todas las partes del complejo (presa, vertedero, obra de toma, canales de aducción y descarga, fundaciones y estribos, y demás componentes de la obra civil) así como al equipamiento electromecánico de los órganos de control de caudales, los sistemas de control, y otros aspectos de la seguridad.

Las revisiones estarán a cargo de la Entidad Responsable de la seguridad de las obras, siendo su extensión y frecuencia dependientes de la clasificación por impacto de la presa, del estado de las obras, de su funcionamiento y del objeto de las mismas.

Cuando la Entidad Responsable no disponga de áreas específicas y personal propio capacitado para estas revisiones, deberá recurrir al apoyo de consultoría externa especializada.

VI.2 Revisiones periódicas

Estas revisiones en general se realizan en forma anual o una vez cada dos años, e incluyen una inspección detallada de las obras (apartado IV.5.2.2) y de los registros de instrumentación para el control del funcionamiento.

En estas revisiones se deberán documentar todos los cambios significativos ocurridos desde la revisión anterior. Asimismo se evaluarán las condiciones de funcionamiento y del estado general de las instalaciones, documentando en un informe detallado las condiciones de seguridad operativa y estructural de las obras, las recomendaciones sobre mejoras y/o trabajos correctivos, la necesidad de estudios o investigaciones, y demás cuestiones pertinentes.

Por el carácter y alcance de estas revisiones, las mismas deberán realizarse con la participación de un ingeniero civil, o de un equipo de profesionales, especializados de la ingeniería de presas, acorde a la complejidad y envergadura de la obra.

Los resultados de esta revisión deberán volcarse en un informe final con el resultado de la evaluación del comportamiento de las obras con un diagnóstico sobre sus condiciones de seguridad, indicando claramente las conclusiones emergentes de la evaluación.

Para presas de mediano a elevado impacto se recomienda la realización de revisiones de la seguridad con frecuencia anual. Para presas de reducido impacto estas revisiones podrán realizarse una vez cada dos años.

En presas bajo jurisdicción del ORSEP, es de práctica la realización de una revisión de la seguridad de las obras una vez al año. La firma concesionaria responsable de la seguridad, debe presentar al ente regulador un informe integral del estado y funcionamiento de la presa.

Estos controles no incluyen la revisión de criterios y procedimientos del proyecto, ni una revisión integral del sistema de gestión, aspectos que son específicos de las Revisiones integrales (apartado VI.3).

VI.3 Revisiones integrales

Estas revisiones de seguridad deben ser exhaustivas e integrales. Las mismas suelen realizarse con intervalos de algunos años. La complejidad, alcance y periodicidad, dependerán de la clasificación, edad y estado de la presa.

La práctica internacional indica, para presas de elevado impacto (categoría I) como mínimo una revisión exhaustiva integral cada cinco años; para presas de mediano impacto (categoría II) entre cinco y siete años; y para presas de reducido impacto (categoría III) diez años.

Las mismas incluirán la revisión de los criterios de seguridad del proyecto, de aspectos constructivos, operativos, sistemas, procesos, planes de emergencia y demás aspectos vinculados a la seguridad. Se inspeccionarán todas las partes y componentes de las obras civiles, así como el adecuado funcionamiento de los órganos de control de caudales. Se analizará el comportamiento histórico de la presa en base a los registros de instrumentación y de la información de las inspecciones realizadas.

Los criterios del proyecto, así como los procedimientos de análisis y la información utilizada, deberán ser debidamente actualizados, de acuerdo con las normas y prácticas vigentes.

Los resultados deberán volcarse en un informe final con las conclusiones sobre la seguridad de las obras y de su funcionamiento, incluyendo recomendaciones sobre posibles mejoras, trabajos correctivos y estudios complementarios que se consideren necesarios.

VI.4 Revisiones Especiales

Las revisiones especiales de seguridad podrán tener lugar toda vez que la presa haya sufrido eventos extremos, tales como sismos o crecidas extraordinarias, o bien por razones de incidentes de significación, fallas o claras anomalías en el funcionamiento.

La oportunidad y alcance de estas revisiones dependerá de las características específicas de cada caso y de la mayor o menor urgencia del problema. Las inspecciones especiales (apartado IV.5.2.3) determinarán su necesidad. Para su realización será necesario contar con la asistencia de especialistas y/o expertos específicos.

VI.5 Análisis y Evaluación del Riesgo

La Seguridad de Presas se basa en la aplicación de normas y estándares, en procedimientos de análisis determinísticos y semi probabilísticos, y en factores de seguridad adoptados en base a la experiencia y el criterio.

Los procedimientos han sido desarrollados a lo largo de muchos años, inicialmente para el proyecto de nuevas presas, y en las últimas décadas para la evaluación de la seguridad de las presas existentes.

Esta práctica tradicional de la seguridad ha sido exitosa en el proyecto, construcción y operación de grandes presas, y es totalmente vigente en la actualidad.

La misma se encuentra ampliamente documentada por numerosas publicaciones, normas específicas, lineamientos en seguridad de presas y por los boletines técnicos de la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD).

Desde poco más de una década toma fuerza una nueva tendencia, complementaria de la práctica tradicional, que sigue ejemplos de aplicación en otras industrias y actividades peligrosas (nuclear, aeronáutica, petroquímica), con base en el análisis del riesgo y teoría de confiabilidad.

La nueva metodología denominada “*Análisis y Evaluación del Riesgo*” comienza a ser de aplicación en varios países desarrollados. Algunos ejemplos son lo previsto por las Guías en Seguridad de Presas de Australia y Nueva Zelanda (SA/SNZ, 1999) y las de Canadá (CSA, 1991, 1993 y 1997), y la práctica reciente de instituciones como el Bureau of Reclamation, el Corps of Engineers y la FERC de Estados Unidos.

Se define como “*Riesgo*” la resultante de la “*probabilidad de falla*” de la presa por las “*consecuencias*” de dicha falla.

Estimar la probabilidad de falla requiere de un análisis sistémico, donde se tengan en cuenta las distintas amenazas que podrían dar lugar al colapso de la obra, los distintos modos de falla asociados a estas amenazas, y los procesos correspondientes a cada caso.

Las consecuencias se evalúan en términos del número esperado de pérdidas de vidas, daños económicos e impacto ambiental.

Los riesgos asociados a la presa se comparan con valores aceptables, a fin de certificar que los mismos se encuentran adecuadamente controlados o en su defecto tomar las acciones para reducir los mismos.

El análisis del riesgo puede realizarse en forma cualitativa y/o cuantitativa.

El boletín técnico N° 130 de ICOLD “*Risk Assessment In Dam Safety Management*” (2005) trata específicamente sobre esta nueva metodología. Este documento introduce conceptos y métodos para el análisis y la evaluación del riesgo, en conjunto con sus beneficios y limitaciones.

El procedimiento presenta aspectos conceptuales valiosos y a la vez propone un camino para tratar la problemática que presenta la gran cantidad de presas existentes y su envejecimiento progresivo.

El establecimiento de portafolios de presas de acuerdo al riesgo permitiría orientar las inversiones en seguridad, priorizando los casos de mayor gravedad

La aplicación de esta metodología requiere de un conocimiento detallado y entendimiento profundo del proyecto y de los principios utilizados en evaluar el comportamiento presente y futuro de las obras. En presas existentes, requiere de un cuidadoso examen del proyecto, de las características de los materiales, de causas de anomalías o deterioros, de los modos posibles de falla y de las consecuencias asociadas a cada caso.

El análisis cuantitativo del riesgo presenta aún ciertas dificultades y limitaciones, particularmente en la estimación de la probabilidad de falla, especialmente en ciertos procesos de índole geotécnica como la erosión interna.

No obstante lo mismo el “*Análisis y Evaluación del Riesgo*” es una técnica valiosa, complementaria de la práctica tradicional, para un mejoramiento de la gestión de la seguridad de presas.

El *Análisis y Evaluación del Riesgo* permiten cuantificar el grado de conservadurismo aplicado en el criterio ingenieril, e identificar las fuentes claves de las incertidumbres que pueden influenciar en la toma de decisiones en materia de seguridad.

VII. ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL

VII.1 Introducción

El análisis y evaluación de la seguridad estructural, se basa en la aplicación de normas, de procedimientos determinísticos y/o semiprobabilísticos, y en factores de seguridad sustentados por la experiencia y el criterio.

Los análisis que se realizan se refieren a las distintas partes y componentes de la presa y de sus obras auxiliares, y apuntan a establecer la competencia de las obras para resistir diferentes combinaciones de cargas, estáticas y dinámicas, usuales, inusuales y extremas.

Los estudios y cálculos que se realizan requieren de un conocimiento adecuado de las condiciones del emplazamiento (geológico-geotécnicas; topográficas, hidrológicas, sísmicas) así como de las propiedades de los materiales de construcción y demás información pertinente del proyecto.

Las incertidumbres se tienen en cuenta mediante la adopción de valores conservadores para las cargas, factores de reducción para las resistencias, y de factores de seguridad aceptados por la práctica.

Las cargas aleatorias, como sismos o crecidas, suelen adoptarse en función de criterios deterministas y/o estadísticos (probabilidad de excedencia para un período de retorno y/o de exposición o vida útil de la obra)

Los criterios y procedimientos del enfoque determinista, se encuentran ampliamente documentados por numerosas publicaciones, normas y guías, y por los boletines técnicos de la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD).

La metodología sucintamente enunciada, ha sido satisfactoriamente utilizada a través de varias décadas de la ingeniería de presas, y es totalmente vigente en la actualidad.

Complementariamente a la práctica tradicional enunciada, el “Análisis y Evaluación del Riesgo” permite un análisis sistémico y más explícito de las incertidumbres, asociadas a la estimación de la probabilidad de falla y de las consecuencias. Se trata de una herramienta emergente, valiosa para la toma de decisiones (Punto III de la presente guía).

Los boletines técnicos de ICOLD constituyen una muy valiosa referencia y guía técnica, tanto para el proyecto y la construcción de las obras, como en la evaluación de la seguridad estructural de presas en operación y para la investigación de anomalías y durante trabajos correctivos.

VII.2 Aspectos Geológicos Geotécnicos

Las consideraciones y los aspectos geológico-geotécnicos relativos al proyecto y a la evaluación estructural de la seguridad de presas, se encuentran ampliamente tratados por varios boletines técnicos de ICOLD.

El boletín técnico N° 88 “*Rock Foundations for Dams*” (1993), es una revisión de los problemas de fundación en presas de hormigón y de materiales sueltos. El mismo trata sobre los distintos aspectos de las investigaciones geológico-geotécnicas, del diseño de las obras y del tratamiento de los problemas.

Los métodos de investigación considerados incluyen: ensayos y mediciones in-situ; ensayos de laboratorio; la auscultación de macizos rocosos y la interpretación de resultados.

El boletín presenta una revisión crítica de los conceptos de “*factor de seguridad*” y de “*probabilidad de falla*”, reconociendo las limitaciones de los modelos determinísticos de análisis, así como las ventajas y limitaciones del enfoque probabilístico. En este último aspecto resalta las muchas dificultades y limitaciones en la estimación de las incertidumbres en términos numéricos.

Finalmente se refiere al método paramétrico, para el análisis de la estabilidad de masas rocosas, de las estructuras y de su fundación.

El boletín también contiene consideraciones respecto de los métodos de análisis de deformaciones, efectos de filtraciones y tratamientos de las fundaciones.

El boletín técnico N° 129 “*Dam Foundations Geologic Considerations-Investigation Methods. Treatment. Monitoring*”(2005), es una extensión y actualización del boletín N° 88 aún vigente.

Este documento se refiere enteramente a los problemas de fundación.

Considera la importancia e influencia de la fundación en el tipo de presa; las características geológico-geotécnicas de la fundación; las condiciones adversas; la interacción presa-fundación (estabilidad, deformación, y análisis de flujo); escenarios inestables; métodos computacionales disponibles y demás aspectos de la temática).

Asimismo describe: planes de investigación y procedimientos (hidrogeológicos, geofísicos y geotécnicos); tratamientos de la fundación (limpieza, excavación, inyecciones); sistemas de drenaje; consolidación; auscultación y aspectos del comportamiento.

El boletín presenta también varios casos históricos y lecciones aprendidas en el tratamiento y comportamiento de las fundaciones, tales como las incertidumbres y limitaciones asociadas a las investigaciones, y los ajustes y medidas correctivas realizadas.

VII.3 Consideraciones Hidrológicas

Los boletines técnicos de ICOLD: N° 82 “*Selection of Design Flood. Current Methods*”(1992) y N°125 “*Dams and Floods. Guidelines and Case Histories*” (2003); se refieren a distintos aspectos de la seguridad de presas asociados a crecidas extraordinarias.

El boletín N° 82 hace referencia a las fallas de presas por sobrepaso, con mención de varios casos históricos, la mayoría por incapacidad de evacuación de los vertederos, agravados en ocasiones por errores operativos y/o mal funcionamiento de compuertas.

Este documento presenta una descripción de los procedimientos para la estimación de crecidas: determinísticos, para estimación de la *Precipitación Máxima Probable (PMP)* y de la *Crecida Máxima Probable (CMP)*, y de los métodos probabilísticos disponibles; así como un análisis crítico de las distintas metodologías, y recomendaciones para la selección de las mismas.

El boletín también provee de orientación para la selección de la crecida de proyecto, en función de las consecuencias que derivarían de una eventual rotura de la presa. Finalmente se hace referencia a los conceptos de crecidas de diseño y de verificación, de uso extendido en muchos países.

El boletín N°125 desarrolla los conceptos antes enunciados con mayor detalle, e incorpora la metodología del “*Análisis y Evaluación del Riesgo*” para la selección de crecidas extraordinarias (Punto III de la presente Guía)

VII.4 Presa. Consideraciones Sísmicas

El boletín técnico de ICOLD N° 72 “*Selecting Seismic Parameters for Large Dams*”, provee de una guía y criterios para la selección de las cargas sísmicas, así como metodologías de análisis y parámetros relevantes a tener en cuenta, para el proyecto y la evaluación sismo resistente de presas.

En el documento se definen tres tipos de sismos, por sus siglas en inglés: SEE (Safety Evaluation Earthquake); OBE (Operating Basis Earthquake; RTE (Reservoir Triggered Earthquake).

- SEE – Sismo de Verificación o de Seguridad. Se acepta la posibilidad de daños de importancia en la presa, sin que existan descargas incontroladas del embalse.
- OBE – Sismo Básico de Operación. Se aceptan daños menores en la presa; pero todas las estructuras y el equipamiento deben mantenerse totalmente operativos luego del sismo.
- RTE – Sismo Inducido por el Embalse. Su posibilidad debe considerarse antes de la construcción de la presa y del primer llenado del embalse.

El boletín describe dos metodologías para la evaluación del SEE y del OBE: determinista y probabilística.

En el criterio determinista se evalúa el denominado *Terremoto Máximo Creíble* (TMC), en base al análisis de la información histórica, geológica y sismológica disponible.

En el análisis probabilístico se utiliza información de todos los sismos conocidos (registros de instrumental e información histórica), con el fin de evaluar la probabilidad de excedencia para un período de retorno o vida útil de la presa, respecto de una intensidad dada en el sitio de la obra.

Para la adopción de los sismos SEE y OBE mencionados, se recomienda la utilización de ambos métodos de análisis, y la evaluación de sus resultados en base a la experiencia y el criterio.

El boletín también provee de orientación en la selección del período de retorno, en función de la clasificación de la presa por consecuencias derivadas de su falla.

Asimismo, el documento sugiere el tipo de análisis a seguir (pseudostático, modal espectral, dinámico temporal) en función del tipo de presa, de sus características y de las condiciones del sitio.

Se sugieren tres tipos de clasificación:

- Según el nivel de agitación o amenaza (aceleración máxima en cuatro niveles)
- Según factor de riesgo (ponderado en función de la altura de la presa, volumen del embalse, y nivel de consecuencias socio económicas)
- Según el tipo de presa (de hormigón o de materiales sueltos)

El boletín técnico N° 120 “*Guidelines on Design Features of Dams to Effectively Resist Seismic Ground Motion*” provee lineamientos sobre las consideraciones estructurales requeridas para que las estructuras resistan los movimientos sísmicos, teniendo en cuenta la geología del sitio, consideraciones topográficas y tipo de presa, así como recomendaciones para el diseño de las obras.

VII.5 Estructuras auxiliares. Consideraciones sísmicas

El boletín técnico de ICOLD N° 123 “*Seismic Design and Evaluation of Structures Appurtenant to Dams*”(2002), constituye una guía para la selección del input sísmico y del método de análisis a seguir, para la evaluación sismo resistente de las estructuras auxiliares de la presa.

Los principios y criterios de este boletín técnico son de aplicación a cinco tipos diferentes de estructuras auxiliares: vertederos; conducciones; compuertas y válvulas; obras de toma; esclusas de navegación y puentes.

El documento provee recomendaciones para el diseño sismo resistente y evaluación de la seguridad frente a terremotos.

Los criterios se basan en la ubicación y posibles consecuencias de la eventual falla de estas estructuras.

En el documento se definen las estructuras consideradas “*críticas*” (cuya falla puede resultar en el colapso de la presa) y las estructuras “*no críticas*”.

Las estructuras “*críticas*” deben sustentar el denominado Sismo de Verificación o de Seguridad (SEE); mientras que las consideradas “*no críticas*” se diseñarán para el Sismo Básico Operativo (OBE).

El boletín también define tres tipos de análisis (pseudostático, modal espectral, dinámico temporal) y recomienda la selección entre los mismos en función del tipo de estructura. Asimismo se proponen las combinaciones de carga a adoptar y se formulan criterios para la aceptación de tensiones y deformaciones.

VIII. AUDITORÍAS POR CONSULTORES INDEPENDIENTES

VIII.1 Introducción

Las *Auditorías por Consultores Independientes* tienen por objeto verificar el cumplimiento de las prácticas y de los estándares de seguridad de la presa y de sus obras auxiliares; identificar anomalías en el mantenimiento y/o comportamiento, así como de cualquier riesgo potencial no contemplado; recomendar la necesidad de estudios y/o investigaciones complementarias, trabajos correctivos u otras mejoras para la seguridad; verificar la existencia de adecuadas previsiones frente a emergencias y demás aspectos relevantes para el control de los riesgos en niveles aceptables.

Estas auditorías técnicas deberían realizarse en todas las presas clasificadas por consecuencias de categoría I. Lo mismo es de práctica en muchos países y recomendación de ICOLD.

Para las presas bajo jurisdicción del ORSEP estas auditorías técnicas son de carácter obligatorio, y se realizan con frecuencias variables según la edad y/o condición de las obras.

A continuación se indican algunas características de la práctica seguida por el ORSEP, recomendándose su aplicación.

VIII.2 Condiciones de los Consultores Independientes

Los Consultores Independientes deben revestir la calificación de expertos en Ingeniería y Seguridad de Presas, por su reconocida y acreditada experiencia en dichas materias.

Los mismos no deben tener ninguna vinculación y/o interés con la Entidad Responsable de la presa, y no haber tenido participación reciente en el proyecto, construcción, u operación de las obras.

El requerimiento de independencia antes mencionado se extiende a un mínimo de dos años previos a la auditoría a realizar.

VIII.3 Carácter y oportunidad de las Auditorías

Las Auditorías pueden ser de distinto carácter y realizarse en distintas situaciones:

- Periódicas, en intervalos de tiempo preestablecidos, en función de la edad, clasificación y/o características de la presa.
- En los casos de: ampliación, reparación, modificación de la presa y/o de sus obras auxiliares. Siempre que la magnitud o complejidad de los trabajos lo justifiquen.
- En los casos de remoción y/o abandono de obras existentes.
- Frente a situaciones de emergencia.
- Previo al primer llenado de un embalse.

VIII.4 Alcance de las Auditorías

El alcance de una auditoría debe fijarse con suficiente antelación a la fecha de su realización, indicando el objeto y carácter de la misma, las partes de las obras a ser inspeccionadas por los consultores independientes, las disciplinas y temas a tratar, los tiempos previstos y el cronograma de las actividades.

Lo anterior debe ser puesto a consideración de los auditores técnicos, a fin de su conocimiento previo y eventuales comentarios u observaciones.

Asimismo la Entidad Responsable debe preparar un informe técnico actualizado sobre las condiciones de seguridad del aprovechamiento, con sus conclusiones y previsiones de mejoras o eventuales trabajos correctivos. El Informe sobre Revisión de la Seguridad deberá ser remitido a los auditores, con anterioridad suficiente a la fecha de la auditoría.

Complementariamente, la Entidad Responsable debe disponer para consulta, la siguiente documentación:

- Planos del proyecto y conforme a obra.
- Memorias técnicas y criterios de diseño (sísmicos, hidrológicos, geotécnicos, hidráulicos, estructurales)
- Informes específicos del proyecto y construcción (geología, geotecnia, hidrología, sismicidad, procedimientos, metodologías, controles de calidad, otros)
- Testigos de perforación en condiciones de identificación y observación.
- Informes de auscultación y mantenimiento
- Informes sobre incidentes y medidas correctivas adoptadas.
- Manuales de operación, mantenimiento y vigilancia.
- Informes sobre ensayos y mantenimiento del equipamiento de control de caudales.
- Planes de Acción en Emergencias.
- Toda otra información relevante para la seguridad.

Las auditorías periódicas incluyen las siguientes actividades:

- La inspección física de la presa, obras de alivio, toma, obras de conducción, casa de máquinas, chimenea de equilibrio, fundaciones y estribos, galerías, sistemas de impermeabilización y drenaje, laderas del embalse, obras de restitución, y de los sistemas de auscultación.
- La inspección de los sistemas de control y del equipamiento de los órganos de control de caudales.
- La evaluación del estado y comportamiento de las obras civiles. Lo mismo incluye la revisión y análisis de erosiones, asentamientos, deformaciones, movimientos de distinto tipo, filtraciones, roturas, deterioros, piezometría, funcionamiento de drenes y pozos de alivio, cortinas de inyección, etc.
- La verificación de las previsiones frente a emergencias y de su actualización periódica.
- La revisión de los criterios del proyecto (sísmicos, hidrológicos, geotécnicos, estructurales) y su correspondiente actualización acorde a la práctica vigente.

VIII.5 Entidades involucradas. Roles y responsabilidades

Las Auditorías deben contar con la participación de la Entidad Responsable, del Organismo Regulador y por los Consultores Independientes.

La Entidad Responsable (Concesionario) tiene a su cargo la planificación en tiempo y forma de la Auditoría, y debe proponer al Organismo Regulador (ORSEP), la fecha prevista de realización, así como el cronograma de actividades.

Asimismo debe preparar la documentación y los informes específicos antes señalados.

El ORSEP designa los Consultores Independientes a propuesta de la Entidad Responsable. Asimismo debe dar acuerdo al alcance y programa de la auditoría.

Al finalizar la Auditoría, los Consultores Independientes deben emitir un informe con sus conclusiones y recomendaciones sobre las condiciones de seguridad de las obras. Dicho informe es leído y presentado, preferentemente al terminar la auditoría, o en caso necesario dentro de los treinta días de finalizada la misma. El informe debe ser firmado por todos los auditores.

La Entidad Responsable entrega una copia de dicho informe al ORSEP. Asimismo tiene sesenta días corridos para remitir opinión sobre el informe de los Consultores Independientes y la propuesta de las acciones que correspondan. La Entidad Responsable puede formular desacuerdos, observaciones o propuestas alternativas a las recomendaciones de los Consultores Independientes, con la correspondiente justificación

IX. GESTIÓN DE EMERGENCIA EN PRESAS

IX.1 Introducción

Un completo sistema de emergencias para presas requiere enlazar distintos planes de respuesta, algunos de los cuales exceden el ámbito de la presa e involucran a los organismos de protección civil.

Los roles de los distintos actores institucionales son:

Entidad Responsable

La *Entidad Responsable* de una presa o de un conjunto de presas, detecta, evalúa y califica una emergencia, y emite un aviso en tiempo y forma según corresponda, al Organismo Regulador o Autoridad Competente, a los pobladores cercanos y a los organismos de protección civil.

Organismo Regulador o Autoridad Competente

Aprueba el PADE y fiscaliza las acciones que desarrolla la *Entidad Responsable* para implementar y mantener el PADE.

Organismos de Protección Civil

Los organismos de protección civil implementan un plan de acción de alerta y eventual evacuación de la población potencialmente afectada, e inician la respuesta a la emergencia.

La gestión de las emergencias se basa en la constitución de una estructura de respuesta que incluya los siguientes componentes:

- a) Un plan de acción durante emergencias (PADE) interno de la *Entidad Responsable*, específico para cada presa, que ordene las acciones ante situaciones inusuales o de emergencia
- b) Información para uso de los organismos de Protección Civil preparada por la *Entidad Responsable*.
- c) Planes de Protección Civil de respuesta ante emergencias, desarrollados por las agencias de nivel regional, comunitario o municipal.

Los PADE y la información para los organismos de Protección Civil pueden constituir un único documento, aún cuando es preferible diferenciarlos para evitar errores de interpretación. Deberá controlarse el registro de todas las copias y facilitar que las personas designadas las mantengan actualizadas.

IX.2 Plan de Acción Durante Emergencias (PADE)

Un Plan de Acción Durante Emergencias (PADE) es un manual interno de la Entidad Responsable que describe el proceso efectivo de gestión de emergencias para la presa, incluye procedimientos para prevenir y actuar durante emergencias, guiando a la Entidad Responsable y a su personal a través del proceso de respuesta.

Toda presa de categoría I debe contar con procedimientos de acción durante emergencias.

Por su naturaleza, los PADE son específicos para cada emplazamiento.

El proceso de gestión de emergencias debe actualizarse durante todo el ciclo de vida de la presa, incluso durante la etapa de construcción.

En el caso de una presa nueva, los planes deben establecerse antes del primer llenado del embalse.

La ausencia de normativa del gobierno en la materia no excluye la responsabilidad de la *Entidad Responsable* de disponer de planes de acción durante emergencias.

Los procedimientos de acción durante emergencias describen los pasos que debe seguir el personal de operaciones, estableciendo claramente, en orden de prioridad, las funciones y responsabilidades claves, como así también las notificaciones y los contactos externos que deban ser informados.

Los procedimientos operativos y de vigilancia normal, establecidos por la *Entidad Responsable* para el manejo de crecidas, deben estar relacionados con las acciones durante emergencias.

La coordinación entre la *Entidad Responsable* y los *Organismos de Protección Civil* es un elemento crítico en la respuesta a las emergencias.

IX.3 Activación del Plan y Respuesta Inicial

Detectada una situación de riesgo, el personal operativo debe verificar y determinar el nivel de la emergencia y poner en marcha los mecanismos de respuesta frente a la misma.

Por lo general, las situaciones de emergencia pueden encuadrarse entre una de las siguientes:

- *Crecida extraordinaria.* Erogación de altos caudales por requerimiento de manejo del embalse, dentro de las condiciones de operación del complejo. Se debe notificar a las comunidades bajo riesgo.
- *Situación de contingencia operativa.* Erogación imprevista de caudales. No existe peligro estructural. Se debe notificar a las comunidades bajo riesgo.
- *Emergencia potencial en la presa.* Existe una situación potencialmente peligrosa que requiere de medidas de control y correctivas. Se debe notificar al Organismo Regulador o Autoridad Competente, y a los organismos de protección civil a efectos de su preparación frente a la eventual necesidad de una evacuación.
- *Emergencia real o inminente en la presa.* El colapso de la presa ha sucedido o es inminente. Resulta necesario evacuar la población aguas abajo.

IX.4 Contenido de un PADE

IX.4.1 Detección, evaluación y clasificación de emergencias

El PADE debe describir los procedimientos sistemáticos para detectar situaciones que pudieran conducir a la declaración de una emergencia en la presa.

Estas situaciones incluyen:

- ❖ El pronóstico de una tormenta significativa
- ❖ Fallas en el equipamiento esencial, como las compuertas para operar crecidas
- ❖ Deslizamientos en los taludes, con el potencial de causar una falla en la presa
- ❖ La falla total de la presa causada por sobrepaso, sismo, erosión interna, tubificación, o atribuible a otros factores
- ❖ Actos de vandalismo o terrorismo

Los procedimientos operativos y de auscultación normales deben relacionarse con los procedimientos de respuesta ante emergencias. Los documentos deben incluir claras referencias cruzadas y las instrucciones deben ser consistentes. Los documentos relacionados deben encontrarse fácilmente accesibles.

Se deben cubrir los siguientes elementos principales:

- ❖ Condiciones o eventos que indican una emergencia existente o potencial
- ❖ Medios para identificar una emergencia actual o potencial
- ❖ Procedimientos para evaluar la gravedad y la magnitud de una emergencia existente o potencial
- ❖ Designación de la(s) persona(s) responsable(s) de identificar y evaluar una emergencia e implementar el PADE

IX.4.2 Procedimientos de Notificación

Declarada la emergencia, el PADE indicará al personal cumplir los Procedimientos de Notificación, los que deben:

- ❖ ser claros y fáciles de seguir.
- ❖ estar permanentemente preparados y operativos,
- ❖ ser activados por el jefe de la emergencia,
- ❖ alcanzar a los pobladores cercanos mediante una señal de alarma diferenciada
- ❖ garantizar la inexistencia de falsas alarmas mediante la implementación de códigos de validación entre el emisor y el receptor.

Diagrama de notificación

El PADE resume el procedimiento de notificación en una representación gráfica. Incluye los nombres individuales y sus cargos, números telefónicos particulares y laborales, contactos y medios de comunicación alternativos, asignando un responsable alterno para cada emisor y receptor.

Para cada tipo de emergencia, se indica cuáles son los criterios o factores que inician el proceso, a quién se debe llamar, el orden de prioridad y quién debe realizar cada llamada. Se procura que cada responsable deba notificar al menor número posible de personas. Los diagramas de flujo deben ser fáciles de seguir por el personal involucrado.

Deben entregarse copias a todos los individuos con responsabilidades en el plan y disponerse su colocación en lugares visibles en la presa y en la Sala de Operación Durante Emergencia.

Se puntualiza cómo y a quienes comunicar las emergencias, junto con modelos de dichas comunicaciones.

Aviso a pobladores cercanos

Deberá asegurarse que las poblaciones cercanas al emplazamiento reciban la alerta de una emergencia en el menor tiempo posible.

Los acuerdos suscritos entre la *Entidad Responsable* y los *Organismos de Protección Civil*, deben establecer que pobladores serán alertados desde la presa y cuáles a través de los organismos de protección civil.

La *Entidad Responsable* deberá instalar sistemas de alerta fácilmente identificables por la población, en las zonas cercanas aguas abajo de la presa. Los sistemas de alerta sonoros deben ser ensayados al menos una vez al año, tomando el cuidado de que su activación no genere falsas alarmas.

Los *Organismos de Protección Civil* son responsables de brindar el apoyo necesario para facilitar la auto - evacuación de los pobladores cercanos en caso que esta fuera necesaria.

IX.4.3 Responsabilidades

Responsabilidades de la Entidad Responsable

La *Entidad Responsable* debe procurar que su personal conozca perfectamente la importancia y necesidad del plan y ejercite las acciones a cumplir antes, durante y después de declarada una emergencia.

La *Entidad Responsable* desarrollará el PADE como resultado de la coordinación y consulta con los *Organismos de Protección Civil*.

Responsabilidad de coordinación del PADE

La *Entidad Responsable* designará una persona como Coordinador de la implementación del PADE. Sus funciones deberán incluir como mínimo la conducción de los programas de capacitación, la preparación y desarrollo del programa de ejercitaciones y la revisión y actualización del PADE. La misma será la encargada de contestar todas las inquietudes y dudas que surjan con referencia al PADE, incluidas las del Organismo Regulador o Autoridad Competente.

Responsabilidades del personal de la Entidad Responsable

El PADE establece los medios y la/s persona/s a través de los cuales se mantendrán informadas a las autoridades de Protección Civil del desarrollo de una situación de emergencia. La

realización de reuniones y ejercitaciones conjuntas, permite alcanzar un mejor entendimiento mutuo.

Se designará a una persona como responsable de observar y mantener informadas a las autoridades de Protección Civil sobre el desarrollo de la situación en el emplazamiento, desde el momento en que se inicie la emergencia hasta que ésta concluya. La misma persona o su alterno será responsable de declarar finalizada la emergencia.

Deberá especificarse la forma en que se llevará a cabo la evaluación posterior de la emergencia, registrando los resultados en un informe escrito.

Responsabilidad del Organismo Regulador o Autoridad Competente

El Organismo Regulador o Autoridad Competente con jurisdicción sobre la presa, es responsable de aprobar el PADE y fiscalizar su implementación y mantenimiento.

IX.4.4 Prevención de emergencias

La *Entidad Responsable* debe disponer actividades destinadas a prevenir la ocurrencia de emergencias o, en caso de que estas se declaren, a facilitar la respuesta. Estas acciones pueden incluir la instalación de equipos y/o el establecimiento de procedimientos con alguno de los siguientes objetivos:

- ❖ Prevenir el desarrollo de condiciones de emergencia,
- ❖ Advertir acerca del desarrollo de una emergencia
- ❖ Facilitar la operación de la presa durante una emergencia
- ❖ Minimizar los daños resultantes de una emergencia

Control del Comportamiento

El PADE debe contener una breve descripción de las previsiones para efectuar el control del comportamiento de la presa. Las condiciones para detectar la aparición de una situación de emergencia están generalmente cubiertas en el MOMV. Deben incluirse claras referencias cruzadas y las instrucciones deben ser consistentes. Los documentos relacionados deben ser fácilmente accesibles.

Equipamiento hidráulico y electromecánico

Cuando corresponda, las indicaciones que figuren en el PADE deben relacionarse de la forma más simple y rápida posible con los procedimientos de mantenimiento, inspecciones y ensayos previstos en los MOMV.

Debe asegurarse que los equipos comandados a distancia se encuentren siempre operativos.

Seguridad frente a vandalismo y/o sabotaje

El PADE debe incluir una revisión de las condiciones de seguridad contra actos de vandalismo o ataques externos y el análisis de escenarios que los prevean. Cuando este tipo de escenarios sea descartado se dejará constancia de lo mismo.

IX.4.5 Acciones durante emergencias

Evacuación de las instalaciones de la Entidad Responsable

Será necesario prever la evacuación de todo el personal y de personas ajenas que se encuentren en las instalaciones, para el caso de que las mismas puedan verse afectadas por una falla de la presa.

Sala de Operación Durante Emergencias

Es recomendable que la *Entidad Responsable* prevea una instalación en el emplazamiento, como centro de operación en caso de declarar la presa en emergencia. Esta instalación puede ser dispuesta ad hoc o formar parte de otras instalaciones que reúnan las siguientes condiciones:

- Destinada a manejar emergencias en la presa.
- Constituir un sitio siempre seguro y con accesos permanentes.
- Disponer de sistemas de comunicación redundantes y seguros, aún en caso de emergencias
- Contar con provisión de energía asegurada.
- Disponer de una copia fácilmente accesible de la documentación que se estima pueda necesitarse durante la emergencia.
- Permitir la observación directa o tener fácil acceso a los acontecimientos.
- Con espacio para el personal que actuará y los elementos a emplear durante la emergencia.
- Su utilización debe incluirse en los programas de capacitación del personal y de ejercitaciones del PADE.

Materiales, Equipos y Sistemas de Comunicación

Deberán incluirse detalles completos de los sistemas de comunicación internos y externos, primarios y alternativos, que se aplicarán a la respuesta ante emergencias. Asimismo, la ubicación y disponibilidad de los equipos, las fuentes de energía de emergencia, las empresas contratistas y los materiales de reserva críticos para la respuesta.

Acceso al Sitio

Se suministrará información sobre el acceso, las rutas primarias y secundarias, incluidos los puentes, y los medios para llegar al sitio.

Respuesta en períodos de oscuridad

Deberán incluirse provisiones para la respuesta durante períodos de oscuridad, aún para aquellos causados por fallas en la energía eléctrica. Deberán preverse grupos electrógenos de emergencia capaces de alimentar los equipos auxiliares.

Respuesta durante feriados y fines de semana

Deberá cubrirse la respuesta durante feriados y fines de semana. Se considerarán especialmente los lapsos de tiempo en que en el emplazamiento permanece sólo el personal de turnos.

Respuesta durante períodos de mal tiempo

Un PADE abarca la respuesta en condiciones climáticas adversas, como por ejemplo situaciones de frío extremo, incendios forestales, cenizas volcánicas, interrupción de las vías de acceso por reclamos sociales, sismo, nieve y tormentas.

IX.4.6 Anexos

Mapas de inundación

Los mapas de inundación son representaciones cartográficas de las áreas ubicadas aguas abajo del emplazamiento de una presa, que podrían ser inundadas como consecuencia de su falla, hasta un punto más allá del cual la crecida ya no represente un peligro para la vida y la propiedad. Suelen producirse utilizando modelos matemáticos que simulan la rotura de la presa y el desplazamiento de la onda resultante por el valle ubicado aguas abajo del emplazamiento. Muestran los tiempos de traslado del frente de la onda de inundación, los picos de la crecida y sus tiempos de arribo a secciones críticas del valle ubicado aguas abajo. Se deben elaborar utilizando la mejor cartografía disponible.

Los mapas de inundación son de utilidad para los *Organismos de Protección Civil*. Facilitan la notificación a tiempo y la eventual evacuación de las áreas afectadas por la falla de la presa o por crecidas.

La claridad y la simpleza son atributos importantes de los mapas y cuadros de inundación.

La escala del mapa debe ser tal que todas las características importantes puedan ser identificadas por el personal operativo o los organismos de protección civil.

La precisión de los mapas de inundación está limitada por el método de cálculo y la precisión de la información utilizada como datos en el análisis. La información de secciones transversales del valle suele limitarse a secciones precisas como la presa, cruces de puentes, estaciones de aforo y el área ocupada por ciudades y pueblos.

A efectos de que los mapas de inundación sean claros y útiles a los organismos de protección civil que deben organizar los planes de alerta y evacuación, es necesario seleccionar una cantidad finita representativa de escenarios claves.

Los escenarios más utilizados incluyen crecidas extraordinarias, rotura estructural de la presa, rotura de presas ubicadas en la misma cuenca aguas arriba, apertura súbita no programada de órganos de evacuación, operación de los órganos de evacuación a su máxima capacidad.

Si los resultados de varias crecidas y/o escenarios se incluyen en un solo grupo de planos, ellos deben poder diferenciarse claramente.

Estudios utilizados para el PADE

En anexos separados, deben adjuntarse todos los estudios técnicos y socio - económicos utilizados para elaborar el PADE.

IX.5 Implementación de un PADE

La implementación de un PADE abarca un proceso continuo, que comprende el diseño, puesta en servicio, ejercitación y actualización, de los procedimientos y acciones requeridas para mitigar los efectos de un error operativo, o de una falla total o parcial de la presa.

En general implica los siguientes pasos:

1. Recopilación de antecedentes.
2. Identificación de las situaciones o los eventos que requieren el inicio de una acción de emergencia, especificando las medidas a tomar y quién debe adoptarlas.
3. Identificación de todas las jurisdicciones, los organismos y las personas físicas que se verán involucradas en la respuesta ante emergencias.
4. Desarrollo de un borrador del PADE.
5. Reuniones de coordinación con todas las partes incluidas en el listado de notificaciones de modo tal que puedan revisar el borrador y realizar sus comentarios.
6. Participar en ejercitaciones preliminares que pudiera organizar la autoridad de protección civil, para detectar posibles mejoras.
7. Revisión sobre la base de los conocimientos adquiridos y modificaciones.
8. Consideración interna del documento por la Entidad Responsable
9. Revisiones finales y emisión del documento.
10. Revisión por el Organismo Regulador o Autoridad Competente.
11. Puesta en servicio y mantenimiento del PADE

IX. 6 Puesta en servicio y mantenimiento de un PADE

La implementación del PADE debe ser notificada fehacientemente a todo el personal.

El Coordinador del PADE debe preparar un programa plurianual que contemple como mínimo: capacitación, ejercitación, actualización e informe anual.

Capacitación

Todo el personal técnico debe conocer perfectamente el complejo y recibir capacitación en la detección y evaluación de problemas y en la adopción de medidas de reparación adecuadas.

Ejercitación

La ejercitación debe asegurar que tanto los documentos como la capacitación de las partes involucradas sean adecuados. Las pruebas pueden variar desde un ejercicio de gabinete limitado, hasta una simulación a gran escala.

Actualización

La *Entidad Responsable* debe proceder a la actualización del PADE una vez al año o con la frecuencia que establezca el Organismo Regulador o Autoridad Competente. Las mismas pueden incluir cambios en las fechas de vigencia, en los directorios telefónicos, en los responsables en la cadena de notificaciones, tanto en la *Entidad Responsable* como en los organismos de protección civil u otras entidades involucradas, en los procedimientos, en los mapas de inundación u otras.

Los números telefónicos y los nombres de las personas de contacto deben verificarse y actualizarse al menos una vez por año.

Las actualizaciones del PADE que modifiquen la información para los Organismos de Protección Civil, deben trasladarse a los poseedores de los documentos. Si no sufrieran ninguna modificación, esta novedad igualmente debe ser informada.

Al inicio del PADE, es conveniente que se registren las fechas de las actualizaciones y las modificaciones introducidas.

Informe anual

Terminado cada ciclo anual de implementación del PADE, su Coordinador debe elaborar un Informe Anual en el que queden registradas todas las actividades cumplidas, incluyendo un listado y breves comentarios sobre las acciones desarrolladas, los resultados, las mejoras propuestas e introducidas, así como delinear el plan para el próximo ciclo anual.

Normalmente el Informe Anual será distribuido entre los responsables del PADE, archivado en el centro de documentación de la *Entidad Responsable* y un original será remitido al Organismo Regulador o Autoridad Competente, para sus comentarios y/o recomendaciones si correspondieran.

IX.7 Información para uso de los Organismos de Protección Civil

Los Organismos de Protección Civil que pudieran tener intervención en caso de un accidente o falla de presas, deben contar con la información necesaria para elaborar planes de alerta y evacuación destinados a proteger a las poblaciones potencialmente afectadas.

La *Entidad Responsable* debe tomar contacto previo con las autoridades de protección civil de las zonas potencialmente afectadas, relevar las necesidades de los planes de alerta y evacuación, y proceder a la elaboración de información, proporcionándola en contenidos y formatos que sean útiles a esos usuarios.

El informe para la Protección Civil puede provenir totalmente del PADE o requerir alguna elaboración adicional para su adecuación a las necesidades de dichos organismos.

La información debe permitir:

- (i) la planificación por parte de los gobiernos municipales, provinciales y servicios de defensa civil, que se verían involucrados en la respuesta ante una emergencia producida por una descarga incontrolada del embalse.
- (ii) la coordinación de esfuerzos por parte de los niveles nacional, provincial y municipal de gobierno.

La información no es un documento de respuesta en sí mismo.

La *Entidad Responsable* debe describir de manera clara y simple, los escenarios, las notificaciones que emitirá en caso de emergencia y las afectaciones esperadas aguas abajo, mediante mapas de inundación y definición de las características de la onda de crecida, para que las autoridades locales puedan desarrollar sus propios planes de respuesta.

La información debe ser entregada a las autoridades de protección civil con suficiente antelación al inicio de la puesta en servicio de la presa. En caso de que la presa sea preexistente, es conveniente que la *Entidad Responsable* la entregue en un plazo no mayor a un año desde el inicio de su explotación.

Los usuarios de la información deben comunicar a la *Entidad Responsable* cualquier modificación en los datos de contacto y de las responsabilidades. La *Entidad Responsable* debe mantener actualizado el diagrama de notificaciones e informar de toda modificación a los usuarios.

El PADE y la información entregada a los organismos de protección civil, deben ser documentos compatibles entre sí. Cualquier modificación en uno de los documentos que pudiera afectar al otro, deberá ser correspondientemente ajustada en este último.

X. GLOSARIO

Abandono. Fase de la obra en que la misma deja de ser explotada.

Accidente. Evento no controlado que puede dar lugar a una inundación.

Amenaza. Situación o causa que puede poner en riesgo la integridad estructural u operativa de la presa.

Anomalía. Defecto o circunstancia que no se encuadra dentro de lo previsto.

Ciclo de vida de una presa. Lapso que abarca las etapas de Diseño, Construcción, Operación y Desmantelamiento de una presa.

Colapso. Rotura total de la presa que da lugar a la pérdida incontrolada del embalse.

Consecuencias. Medida cuantitativa o apreciación cualitativa de las pérdidas de vidas, daños económicos y/o impacto ambiental, derivados del colapso o accidente en una presa.

Consecuencias incrementales de las fallas. Pérdidas o daños incrementales que puede causar la falla de una presa aguas arriba, aguas abajo o en la presa misma, más allá de las pérdidas o daños que hubieran tenido lugar debido al mismo hecho o a las mismas condiciones si la presa no hubiera fallado.

Daños Potenciales. Daños posibles de ocurrir independientemente de su probabilidad de ocurrencia.

Emergencia. En términos de la gestión de presas, cualquier condición que se desarrolle natural o inesperadamente, que ponga en peligro la integridad de la presa y/o de la vida o la propiedad aguas abajo y que requiera acción inmediata.

Entidad Responsable. Persona física o jurídica responsable por la seguridad de la presa. Generalmente es el responsable de la operación de la presa.

La persona jurídica puede ser una empresa, una dependencia del gobierno, una empresa de servicios públicos o una sociedad comercial, que puede poseer (i) una licencia del gobierno para operar la presa; (ii) el título de propiedad del lugar donde se encuentra la presa y/o de la presa y/o del embalse; o (iii) ambas cosas.

Escenario. Situación hipotética posible que puede dar lugar a un accidente o colapso de presa.

Estructuras complementarias. Estructuras y equipos distintos de la presa misma, que se encuentran en el emplazamiento de un complejo hidráulico. Incluyen, entre otros, instalaciones tales como la obra de toma, casas de máquinas, canales, conductos de carga, descargadores de fondo, cámaras y chimeneas de equilibrio, compuertas y sus equipos de accionamiento, válvulas, así como también todas las instalaciones de control crítico y de descarga de agua.

Además, se encuentran incluidos los equipos de control electromecánico y de alimentación eléctrica de reserva ubicados en la casa de máquinas o en centros de control remoto.

Evaluación de riesgos. Proceso que consiste en decidir si los riesgos existentes son tolerables y si las medidas actuales de control de riesgos son adecuadas y, si no lo fueran, si se justifican o si se implementarán medidas de control de riesgos alternativas.

La evaluación de riesgos incorpora el análisis y la valoración de riesgos.

Falla de la presa. Descarga incontrolada de un embalse debido al colapso de una presa, de alguna parte de ésta, o de alguna de las estructuras que componen el cierre.

Mantenimiento. Conjunto de medidas destinadas a garantizar las condiciones de seguridad y funcionamiento de las obras.

Organismo Regulador o Autoridad Competente. Ente, Organismo, departamento, oficina u otra dependencia del gobierno nacional o provincial facultado por ley o acto administrativo para actuar como Autoridad de Aplicación en materia de seguridad de presas, con Poder de Policía dentro de su jurisdicción para fiscalizar el cumplimiento de normas regulatorias de seguridad vinculadas al diseño, la construcción y la operación de presas y embalses. *En las obras bajo jurisdicción del Estado Nacional, este rol lo cumple el ORGANISMO REGULADOR DE SEGURIDAD DE PRESAS (ORSEP).*

Plan de Acción Durante Emergencias (PADE). Documento que contiene procedimientos y prácticas que deben cumplirse en la presa ante la ocurrencia de emergencias. Incluye listas de recursos a movilizar, comunicaciones a efectuar, mapas de inundación que muestran los niveles de agua y el tiempo de llegada de las ondas de inundación aguas arriba y aguas abajo que serían consecuencia de fallas de la presa o de sus estructuras complementarias.

Presa. En estos lineamientos, el término *Presa* se aplica a toda barrera construida para la retención o derivación de agua en estado natural o que contenga cualquier otra sustancia, residuos líquidos o relaves, cuando las consecuencias de su incorrecta operación o de su falla pudieran ser inaceptables o implicar un riesgo para el público.

El término incluye las *estructuras auxiliares y complementarias* que integran el complejo hidráulico cuando su correcto funcionamiento resulte imprescindible para la operación segura de la presa.

Presa segura. Presa que no impone un riesgo inaceptable para las personas o la propiedad y que cumple con los criterios de seguridad que resultan aceptables para el Estado, la profesión de ingeniería y el público.

Presa fuera de servicio. Presa que, en su ciclo de vida, ha llegado a la etapa en la que tanto su construcción como su uso previsto han finalizado en forma permanente de conformidad con un plan de desmantelamiento de la presa.

Programa de seguridad de presas. Es el proceso en el que se fijan los objetivos y las metas a cumplir, se desarrollan los planes a implementar y se definen los estándares de desempeño para mantener la presa dentro de los mayores niveles de seguridad compatibles con el estado del arte.

Protección civil. Sistema que coordina y ejecuta las acciones de prevención y respuesta requeridas para la protección civil de los habitantes ante hechos del hombre y de la naturaleza que puedan generar emergencias.

Los organismos de protección civil son responsables de implementar un plan de acción de alerta y eventual evacuación de la población potencialmente afectada por una emergencia en la presa e iniciar la respuesta en la planicie de inundación.

La estructura prevista en el nivel nacional se denomina Dirección Nacional de Protección Civil, depende de la Subsecretaría de Desarrollo y Fomento Provincial del Ministerio del Interior. En los estados provinciales suele denominarse Defensa Civil Provincial.

En los estados municipales suele denominarse Defensa Civil Municipal.

Riesgo. Medida de la probabilidad y severidad de un efecto adverso sobre la salud, la propiedad o el medio ambiente.

El riesgo se estima según la expectativa matemática de ocurrencia de las consecuencias de un evento adverso (es decir, "el producto entre la probabilidad de ocurrencia y su consecuencia").

Riesgo aceptable. Riesgo que la sociedad está preparada para aceptar sin gestiones adicionales. El nivel de aceptación de un riesgo puede estar reflejado en normas del Estado.

Sistema de Gestión de la Seguridad de Presas. Organización de un conjunto de procesos relacionados e integrados, a través de los cuales se llevan a cabo las actividades operativas tendientes a alcanzar y mantener los mayores niveles de integridad estructural de la presa.

Los sistemas de gestión bien diseñados son escalables, de forma que los mismos elementos generales del proceso de gestión se aplican en todos los niveles de la organización operativa, aunque en distintos grados y con distinto detalle.

Vida útil. Lapso durante el cual la presa conserva su integridad física.

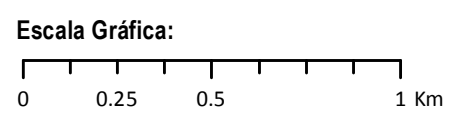
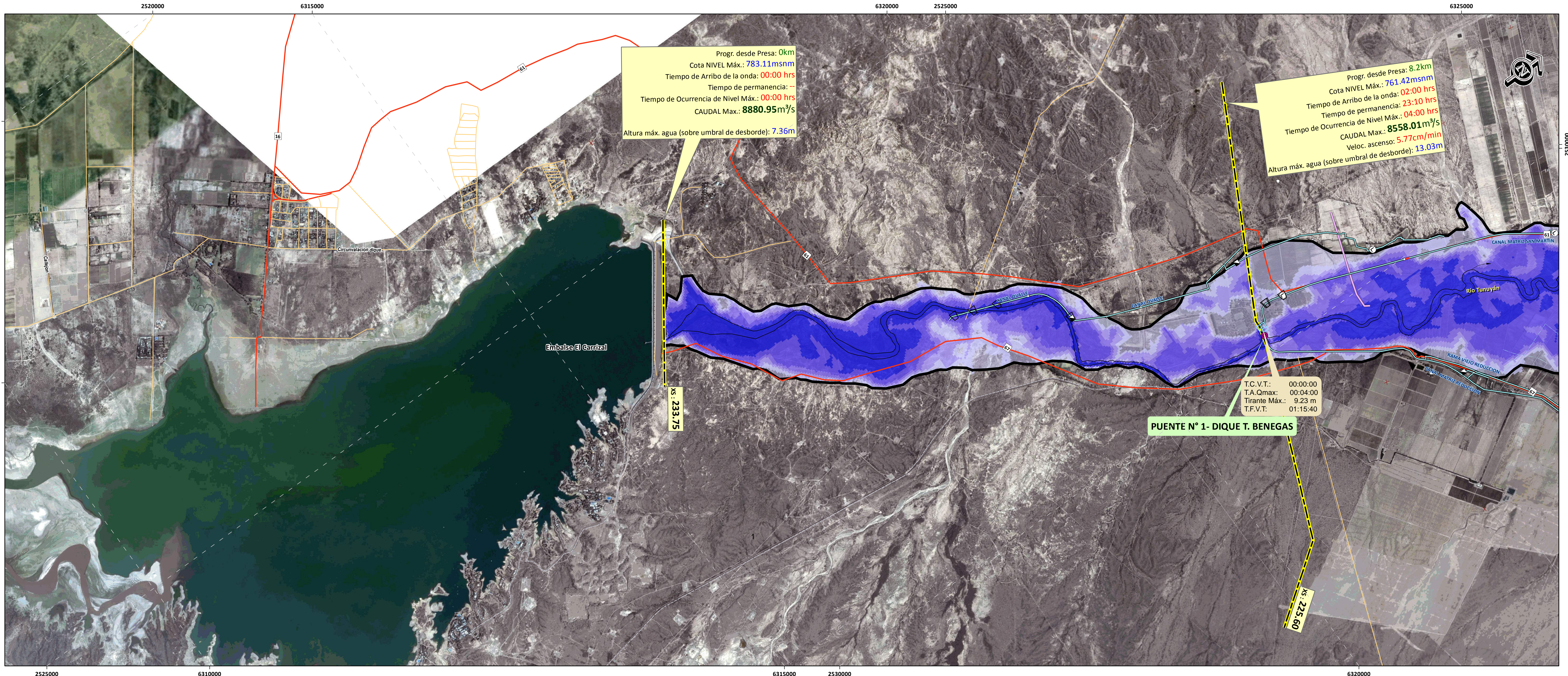
Estos lineamientos no toman en cuenta la vida económica de la presa

Vigilancia. El control del comportamiento de la presa. Incluye la recolección sistemática de datos mediante inspecciones visuales e instrumentación, su análisis y su interpretación.

XI. REFERENCIAS

- Australian National Committee on Large Dams. Guidelines on Risk Assessment. 2003.
- Bradley, D., Palmieri, A. Regulatory Frameworks for Dam Safety. A comparative Study. The World Bank Law, Justice and Development Series. D. 2002.
- Canadian Dam Association. Dam Safety Guidelines. 2007.
- Federal Emergency Management Agency. Federal Guidelines for Dam Safety. April 2004.
- Federal Emergency Management Agency. Federal Guidelines for Dam Safety. Hazard Potential Classification System for Dams. Jan. 2004.
- ICOLD Bulletins:
 - Nº 59 (1987). Dam Safety Guidelines.
 - Nº 130 (2005). Risk Assessment in Dam Safety Management.
 - Nº 60 (1988). Dam Monitoring. General Considerations.
 - Nº 49a (1986). Operations of Hydraulic Structures of Dams.
 - Nº 67 (1989). Sedimentation Control of Reservoirs.
 - Nº 68 (1989). Monitoring of Dams and their Foundations.
 - Nº 88 (1993). Rock Foundations for Dams
 - Nº 129 ((2005). Dam Foundations Geologic Considerations.
 - Nº 123 (2002). Seismic Design and Evaluation of Structures Appurtenant to Dams.
 - Nº 72 Selecting Seismic Parameters for Large dams.
- Jansen, R. B., Van Nostrand Reinhold, E. Advanced Dam Engineering. 1988.
- Ministerio de Obras Públicas de Transportes y Comunicaciones. Portugal. Decreto Ley Nº 344/2007. Reglamento de Seguridad de Presas.
- New Zealand Society on Large Dams. Dam Safety Guidelines. Nov. 1995.
- Queensland Government. Natural Resources and Mines. Queensland Dam Safety Management Guidelines. Australia. Feb. 2002.
- SEPREM. Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses. 1996. Madrid.
- USBR. Dams and Public Safety. Jansen R.B. 1983.
- USBR. A Procedure for Estimating Loss of Life Caused for Dam Failure. DSO- 99-06. Wayne Graham.
- Villarino, E. Tratado Básico de Presas. 1994. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid.
- Diario Oficial da Uñiau, República Federativa do Brasil. Año CXLVII, Nº 181, LEI Nº 12.334 (Política Nacional de Segurança de Barragens. 2010
- Consejo de Ministros (1994). – Directriz básica de planificación de protección civil ante el riesgo de inundaciones, 009/12/1994 – España

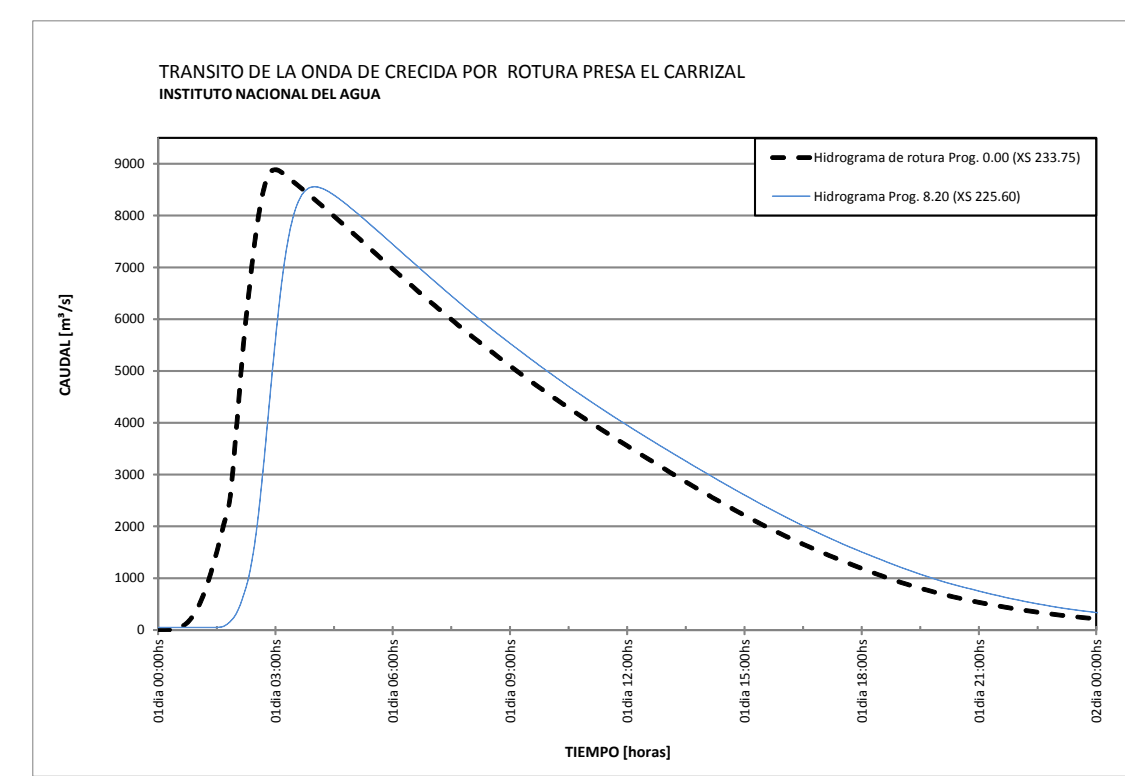
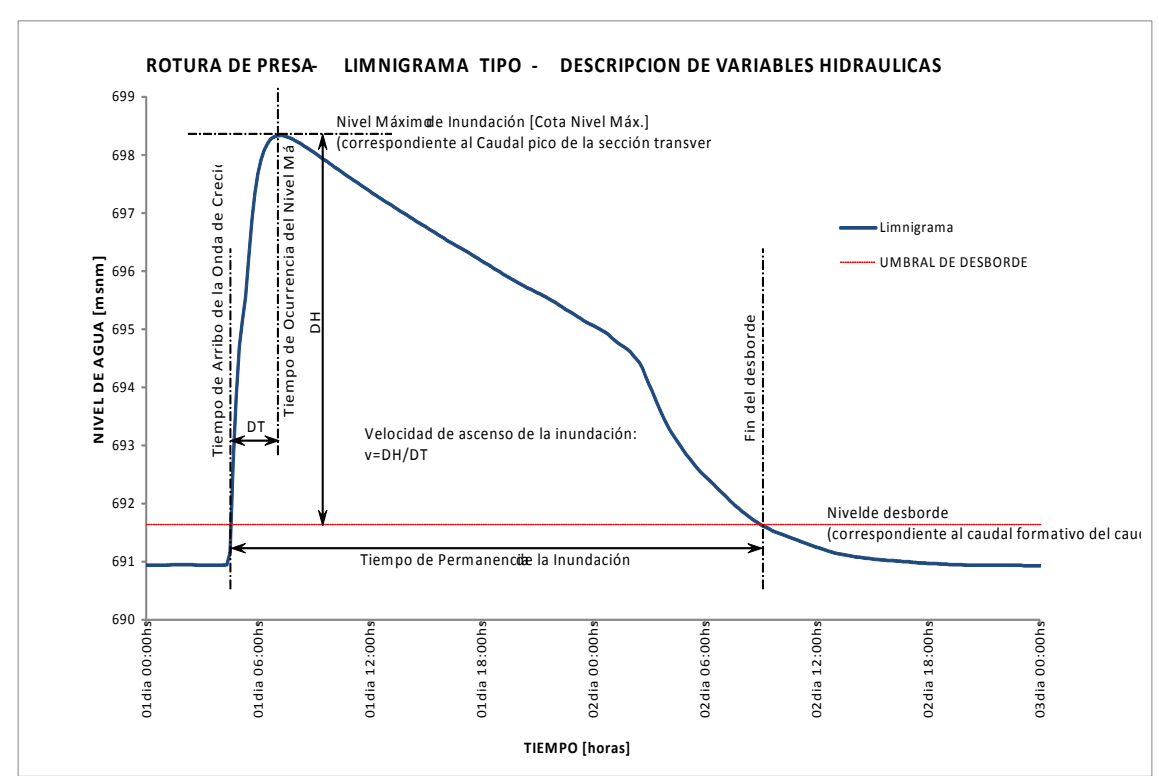
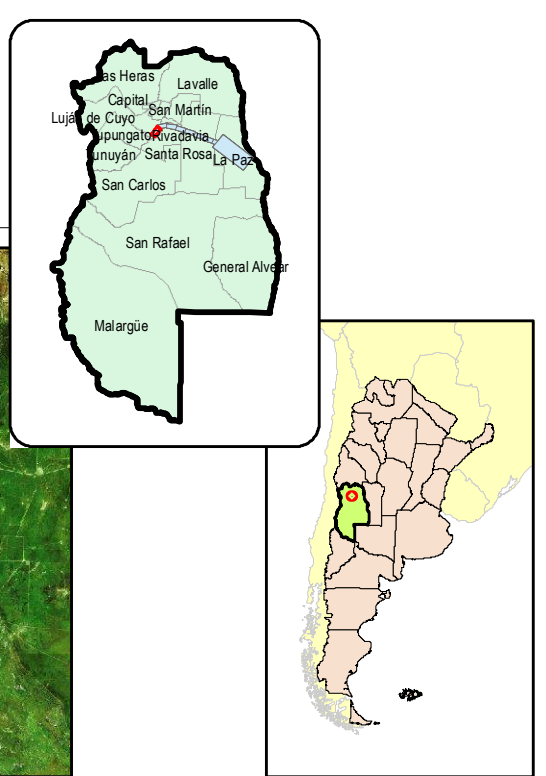
- Ministerio de Medio Ambiente, Reglamento aprobado por Orden Ministerial 12/3/96 (1996).- Reglamento técnico sobre seguridad de presas y embalses.- ESPAÑA
- Presidente della Repubblica, Decreto del 24 de marzo 2003, n. 136 .- regolamento concernente l'organizzazione, e compiti ed il funzionamento del Registro italiano dighe – RID – ITALIA.
- Ministerio das Obras Públicas, Transportes e Comunicações, Decreto-Lei nº 344/2007 de 15 de outubro, 2007 – Regulamento de segurança de Barragens – PORTUGAL
- Senate and House of Representatives of the United States of America, U.S.A., Public Law 107-310- dec. 2, 2002. Dam safety and security act of 2002 . – ESTADO UNIDOS DE AMÉRICA.
- Association of State Dam Safety Officials (ASDSO), www.damsafety.org, What is the National Dam Safety & Security Program and Why Should It Continue? – ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA.
- Bureau of Reclamation (USBR) - Training Aids for Dam Safety (TADS). 1989. Denver, Colorado, ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA



Croquis de Ubicación de Tramos



Ubicación Relativa



Referencias

- | | | |
|--|--|---|
| <p>CARTOGRAFÍA</p> <ul style="list-style-type: none"> ● CIUDAD ● LOCALIDAD ○ CASERIO ✈ AERODROMO ⚡ POLICIA ⚪ ESCUELA ▭ CATASTRO URBANO ▭ CATASTRO RURAL — CALLES — HUELLAS — RUTAS — FFCC | <p>RED DE RIEGO</p> <ul style="list-style-type: none"> — CANAL o RAMA — HIJUELA — DESAGUE — ALCANTARILLA — PUENTE CANAL — SIFON ● DIQUE DERIVADOR ➤ DESARENADOR ⬇ DESCARGADOR ⬇ RESALTO HIDRAULICO ○ SIFON / ALCANT. ⬇ AFORADOR | <p>MODELACIÓN HIDRAULICA</p> <p>ALTURAS DE AGUA (NIVEL RELATIVO DE INUNDACIÓN)</p> <ul style="list-style-type: none"> 0 - 1 m 1 - 2 m 2 - 3 m 3 - 5 m > 5 m <p>— SECCION TRANSV.</p> <p>▭ UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES</p> <p>▭ AREA MAX. DE INUNDACION</p> |
|--|--|---|

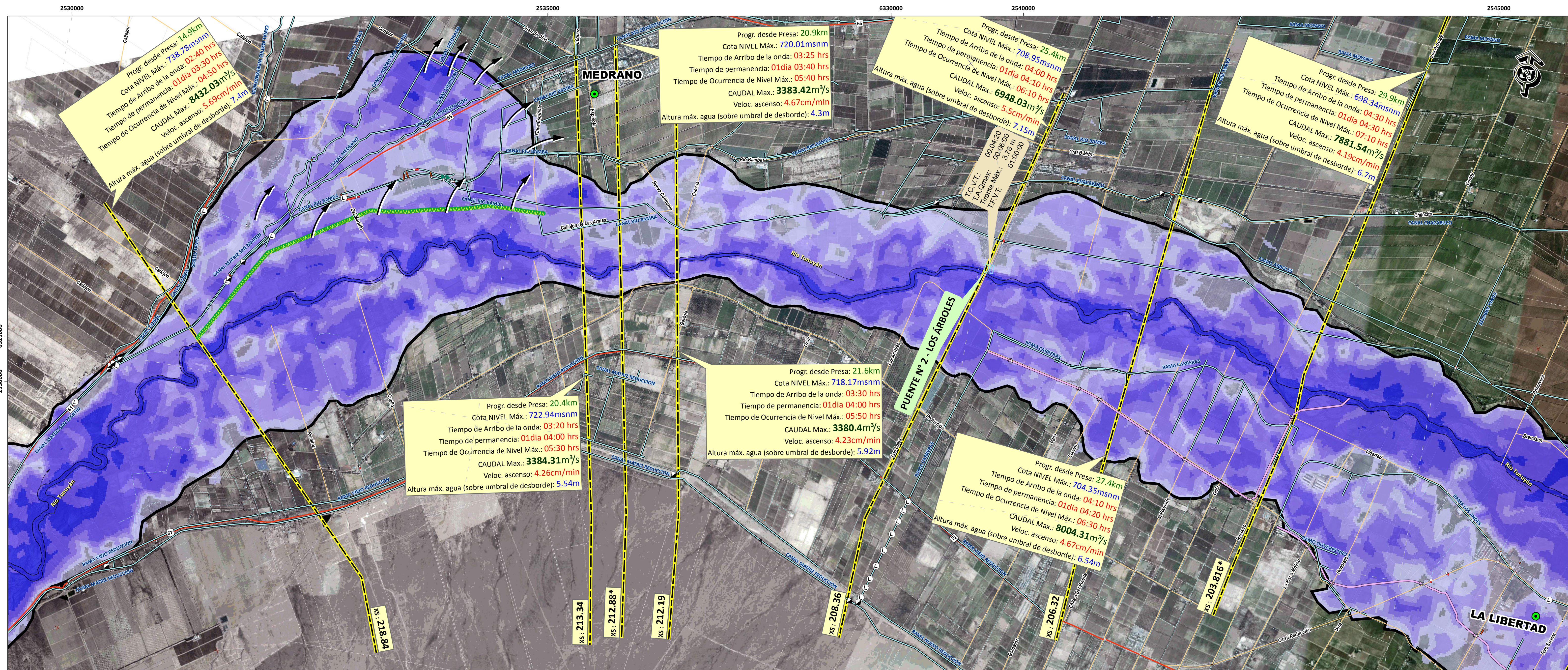
Notas

Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
 T.A.Qmax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
 T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

	<p>Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA</p> <p>"Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"</p>	
Resp. Proy.: Ing. J. Maza Elaboró: Ing. V. Burgos	Áreas de Inundación por Rotura de Presa El Carrizal	Esc.: 1:20000 Fecha: Abril 2014 Lam. N°: 01



Progr. desde Presa: 14.9km
 Cota NIVEL Máx.: 738.78msnm
 Tiempo de Arribo de la onda: 02:40 hrs
 Tiempo de permanencia: 01 día 03:30 hrs
 CAUDAL Máx.: 8432.03m³/s
 Veloc. ascenso: 5.69cm/min
 Altura máx. agua (sobre umbral de desborde): 7.4m

Progr. desde Presa: 20.9km
 Cota NIVEL Máx.: 720.01msnm
 Tiempo de Arribo de la onda: 03:25 hrs
 Tiempo de permanencia: 01 día 03:40 hrs
 Tiempo de Ocurrencia de Nivel Máx.: 05:40 hrs
 CAUDAL Máx.: 3383.42m³/s
 Veloc. ascenso: 4.67cm/min
 Altura máx. agua (sobre umbral de desborde): 4.3m

Progr. desde Presa: 25.4km
 Cota NIVEL Máx.: 708.95msnm
 Tiempo de Arribo de la onda: 04:00 hrs
 Tiempo de permanencia: 01 día 04:10 hrs
 CAUDAL Máx.: 6948.03m³/s
 Veloc. ascenso: 5.5cm/min
 Altura máx. agua (sobre umbral de desborde): 7.15m

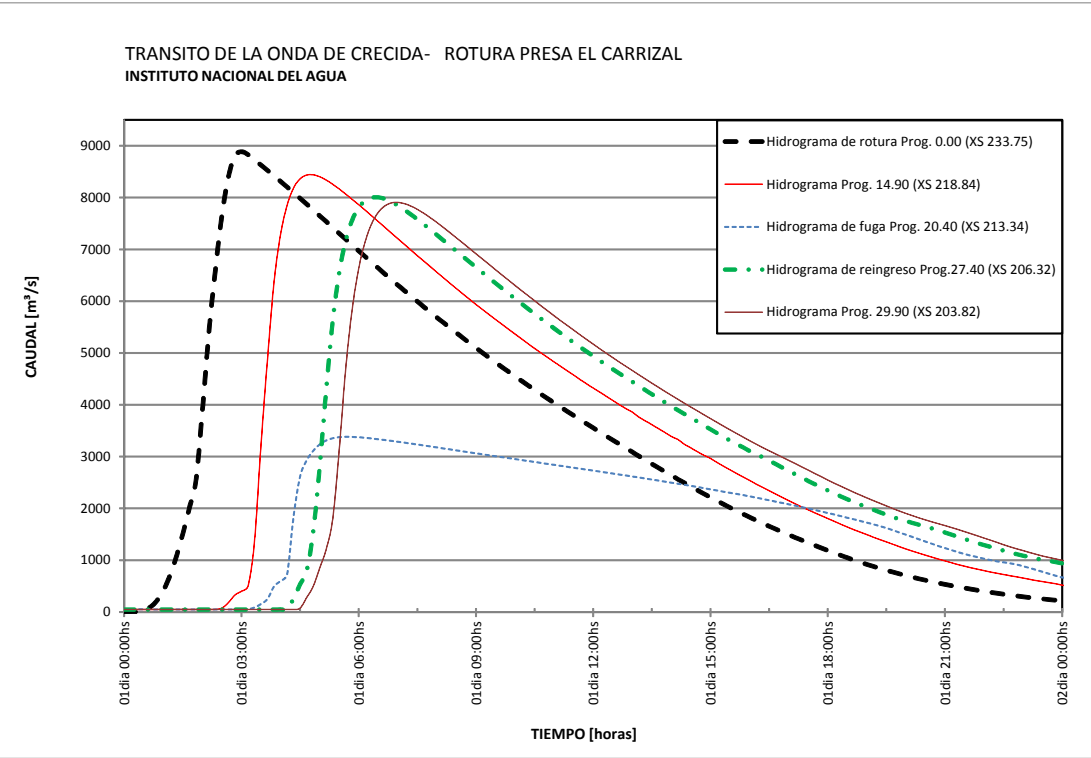
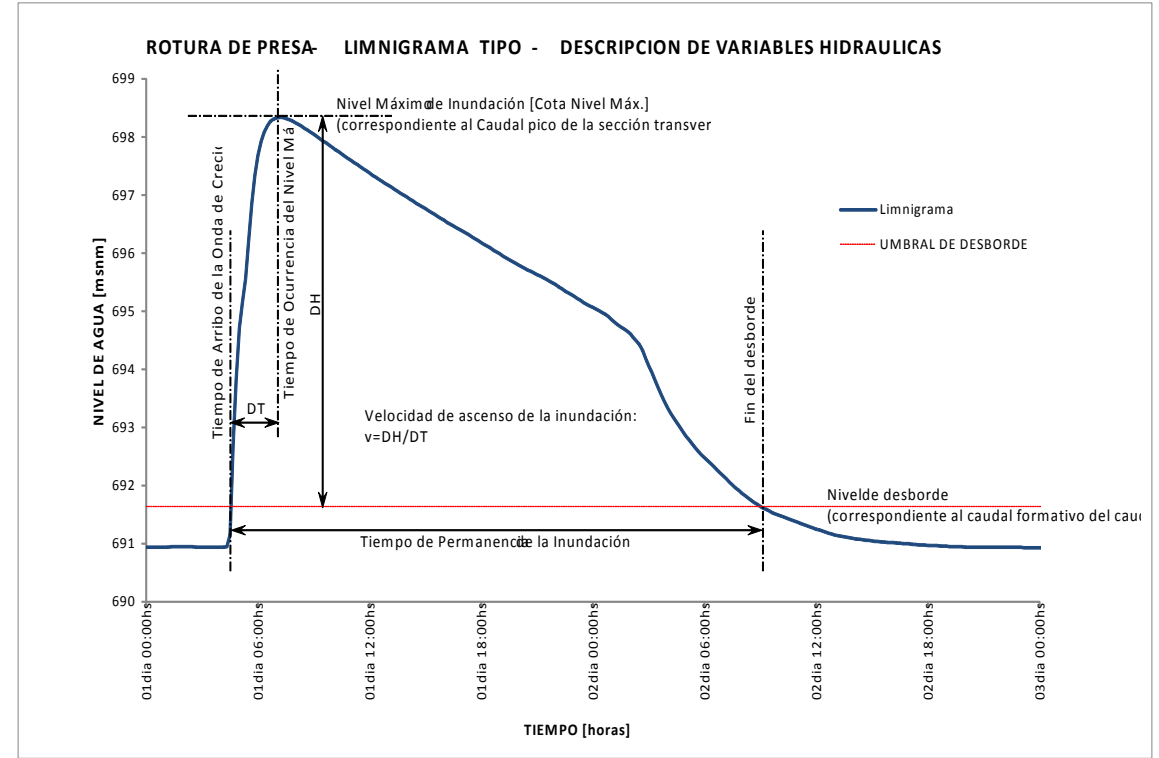
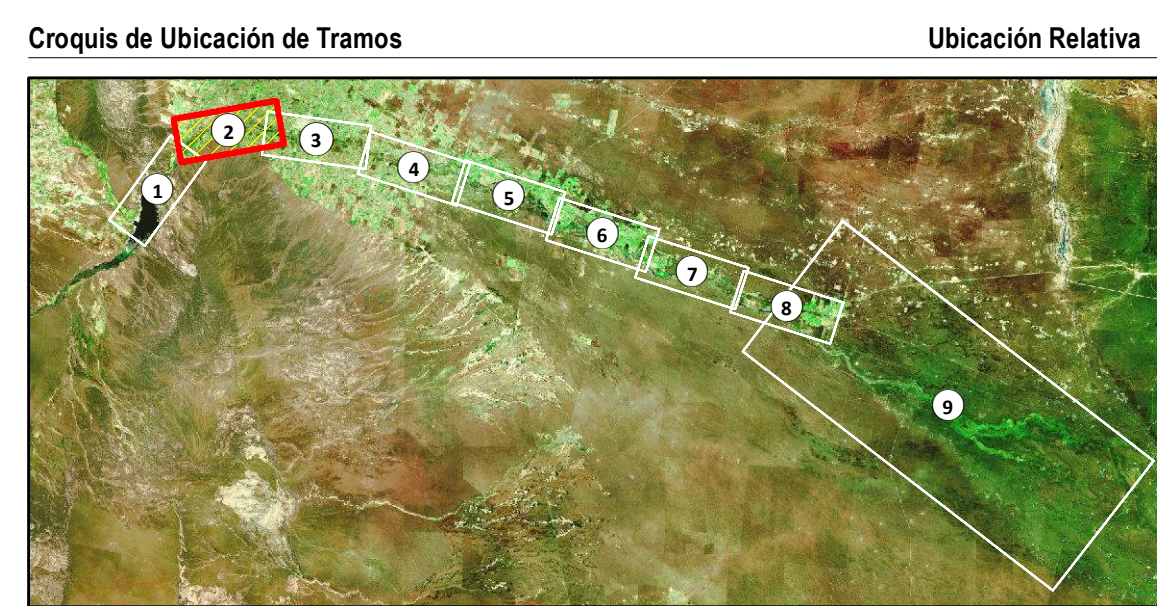
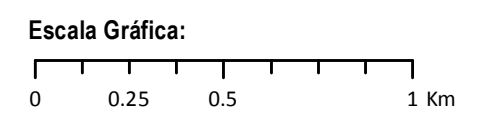
Progr. desde Presa: 29.9km
 Cota NIVEL Máx.: 698.34msnm
 Tiempo de Arribo de la onda: 04:30 hrs
 Tiempo de permanencia: 01 día 04:30 hrs
 CAUDAL Máx.: 7881.54m³/s
 Veloc. ascenso: 4.19cm/min
 Altura máx. agua (sobre umbral de desborde): 6.7m

Progr. desde Presa: 20.4km
 Cota NIVEL Máx.: 722.94msnm
 Tiempo de Arribo de la onda: 03:20 hrs
 Tiempo de permanencia: 01 día 04:00 hrs
 Tiempo de Ocurrencia de Nivel Máx.: 05:30 hrs
 CAUDAL Máx.: 3384.31m³/s
 Veloc. ascenso: 4.26cm/min
 Altura máx. agua (sobre umbral de desborde): 5.54m

Progr. desde Presa: 21.6km
 Cota NIVEL Máx.: 718.17msnm
 Tiempo de Arribo de la onda: 03:30 hrs
 Tiempo de permanencia: 01 día 04:00 hrs
 Tiempo de Ocurrencia de Nivel Máx.: 05:50 hrs
 CAUDAL Máx.: 3380.4m³/s
 Veloc. ascenso: 4.23cm/min
 Altura máx. agua (sobre umbral de desborde): 5.92m

Progr. desde Presa: 27.4km
 Cota NIVEL Máx.: 704.35msnm
 Tiempo de Arribo de la onda: 04:10 hrs
 Tiempo de permanencia: 01 día 04:20 hrs
 Tiempo de Ocurrencia de Nivel Máx.: 06:30 hrs
 CAUDAL Máx.: 8004.31m³/s
 Veloc. ascenso: 4.67cm/min
 Altura máx. agua (sobre umbral de desborde): 6.54m

T.C.V.T.: 00:04:20
 T.A.Q.máx.: 00:06:00
 T.F.V.F.: 01:00:00
 T.I.máx.: 3.78 m



- Referencias
- CARTOGRAFÍA**
 - CIUDAD
 - LOCALIDAD
 - CASERIO
 - AERODROMO
 - POLICIA
 - ESCUELA
 - CATASTRO URBANO
 - CATASTRO RURAL
 - CALLES
 - HUELLAS
 - RUTAS
 - FFCC
 - PUENTES
 - RED DE RIEGO**
 - CANAL o RAMA
 - HUJUELA
 - DESAGUE
 - ALCANTARILLA
 - PUENTE CANAL
 - SIFON
 - DIQUE DERIVADOR
 - DESARENADOR
 - DESCARGADOR
 - RESALTO HIDRAULICO
 - SIFON / ALCANT.
 - AFORADOR
 - MODELACIÓN HIDRAULICA**
 - ALTURAS DE AGUA (NIVEL RELATIVO DE INUNDACIÓN)
 - 0 - 1 m
 - 1 - 2 m
 - 2 - 3 m
 - 3 - 5 m
 - > 5 m
 - SECCION TRANSV.
 - UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES
 - AREA MAX. DE INUNDACION

Notas
 Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
 T.A.Q.máx.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
 T.F.V.F.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

Resp. Proy.: Ing. J. Maza
 Elaboró: Ing. V. Burgos

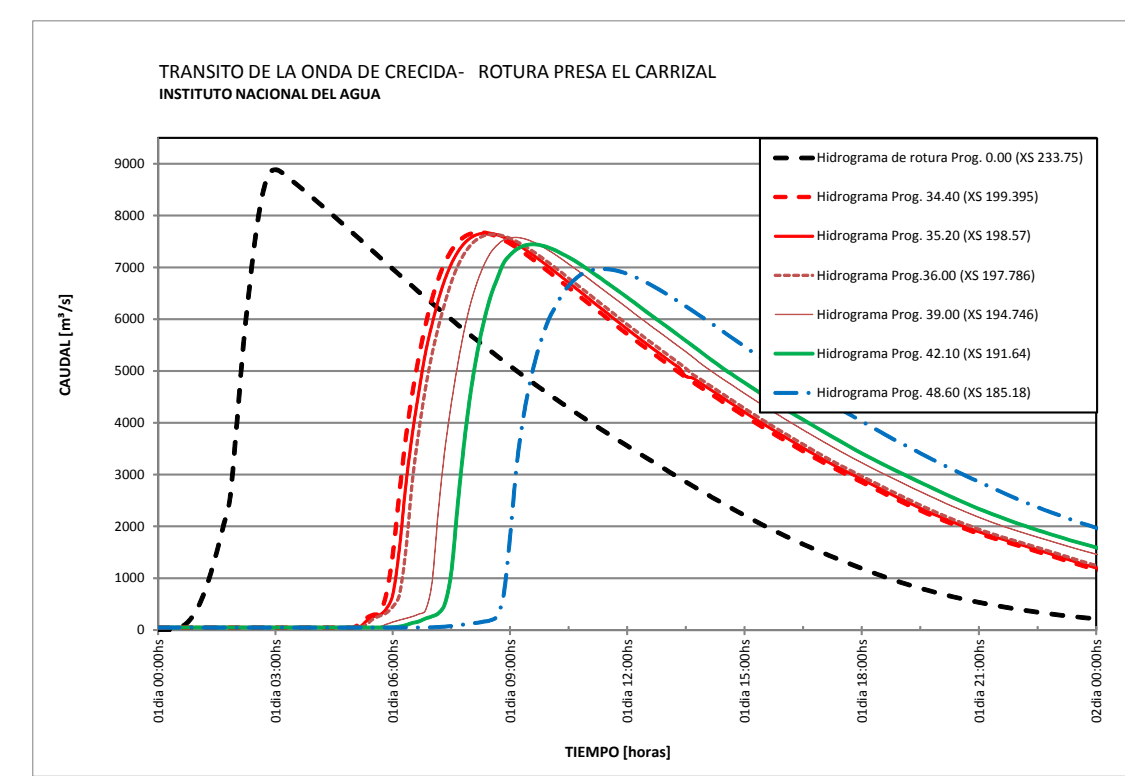
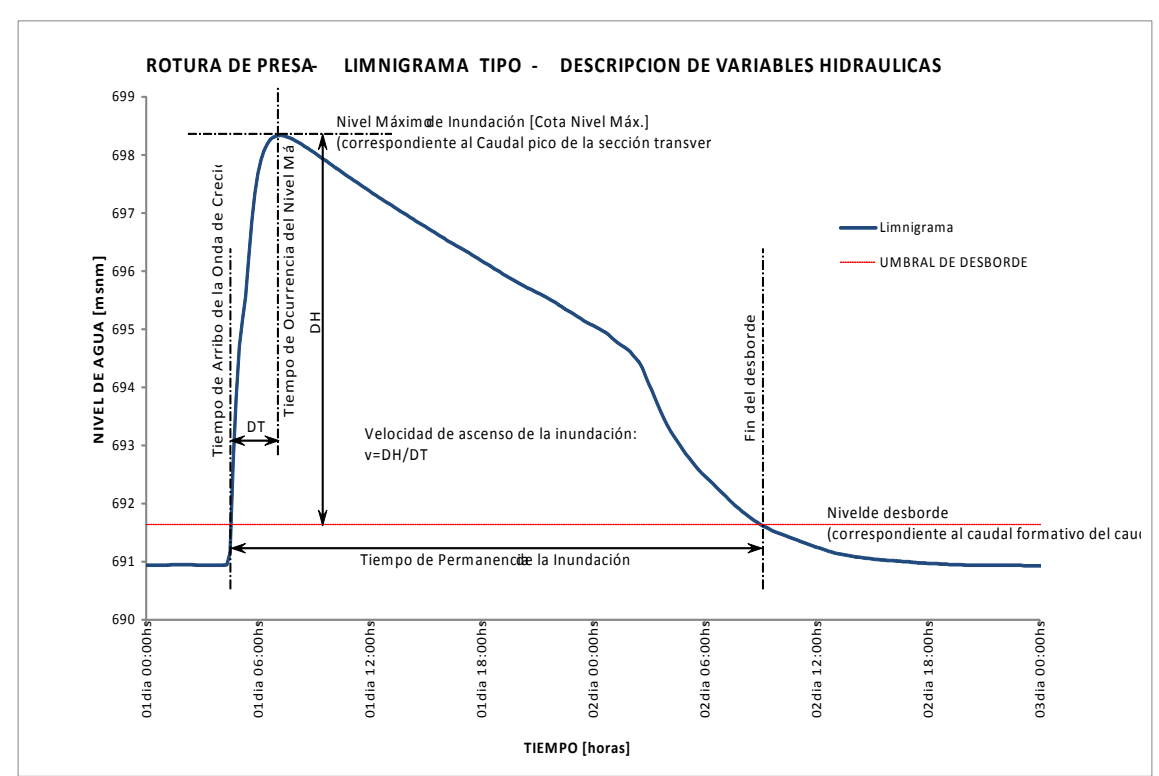
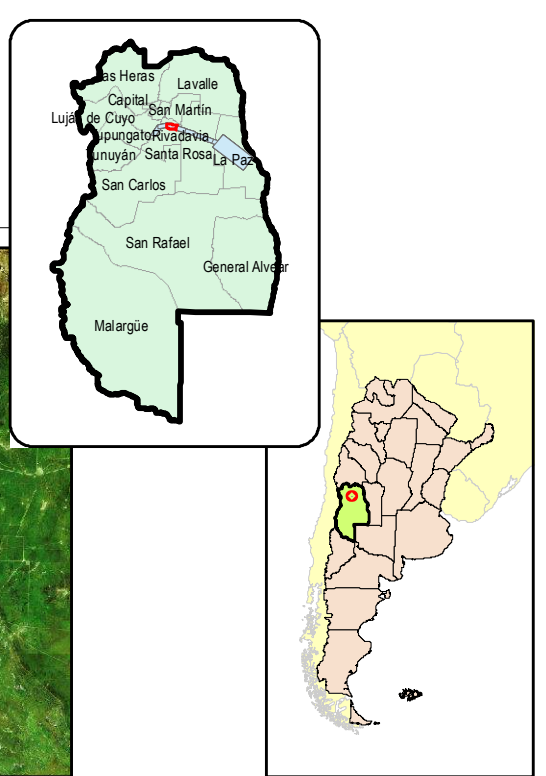
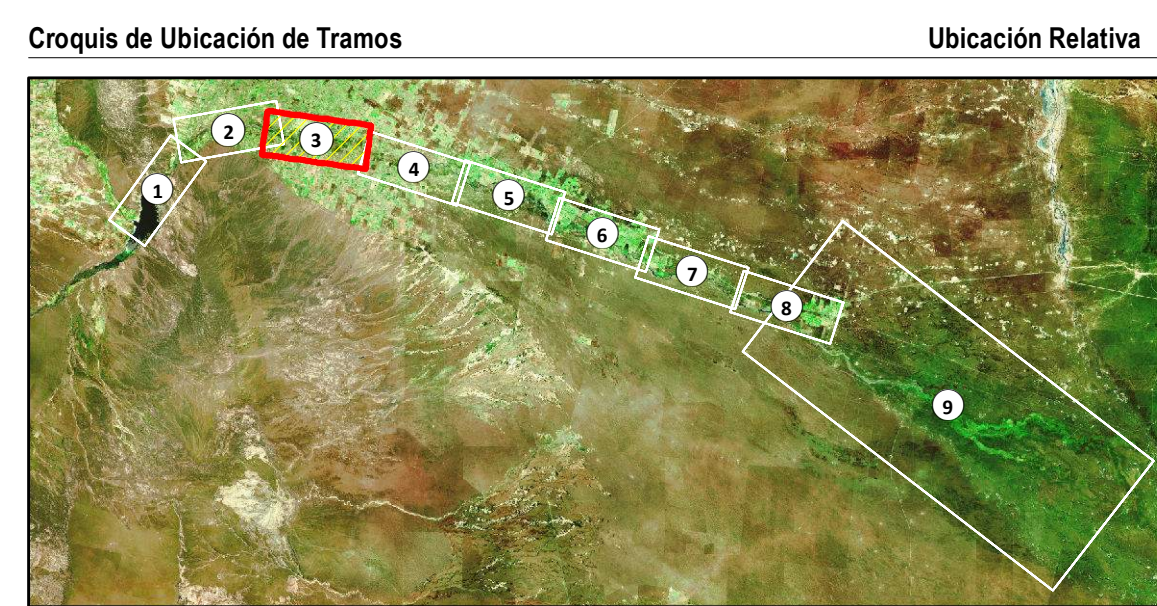
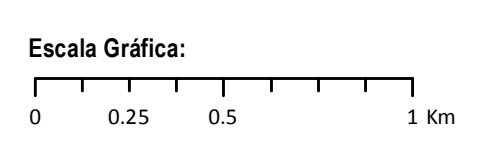
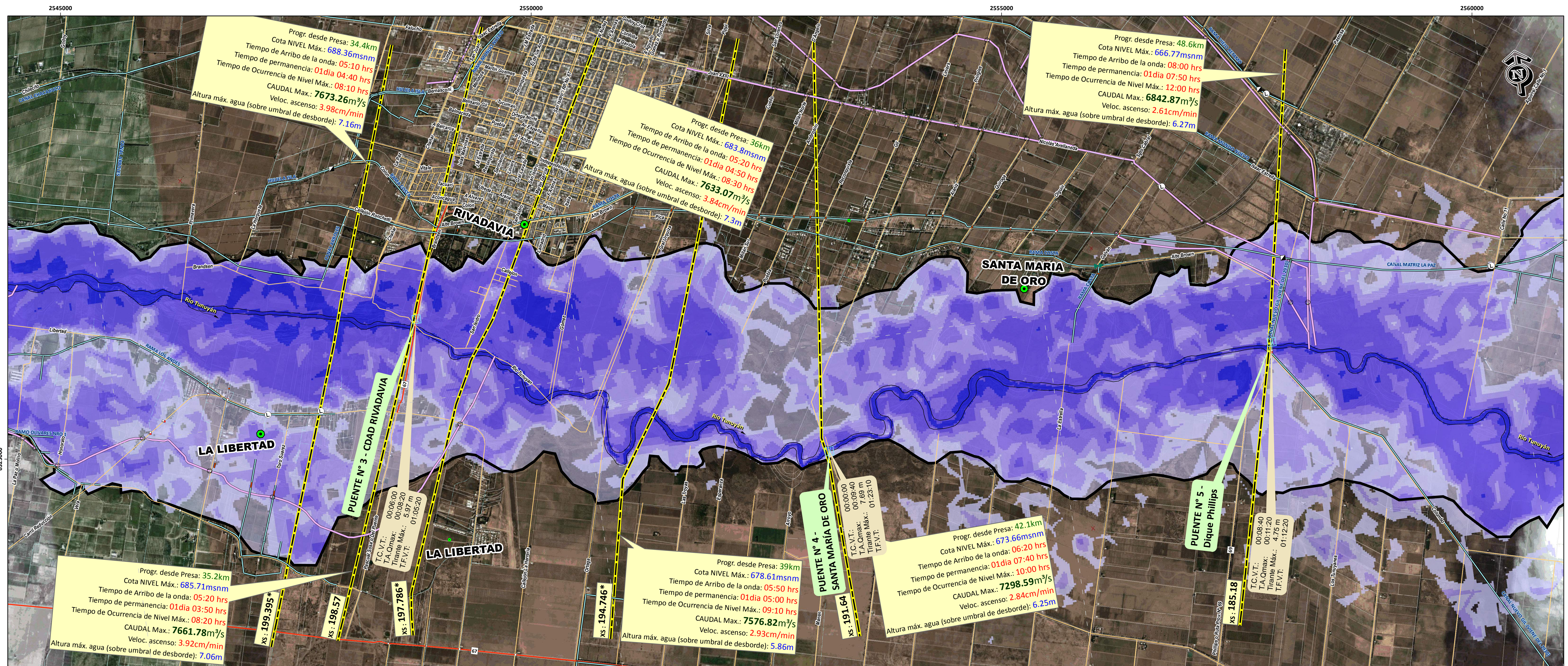
Título Lámina:
Áreas de Inundación por Rotura de Presa El Carrizal

Esc.: 1:20000
 Fecha: Abril 2014
 Lam. Nº : 02

Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Transporte
 Subsecretaría de Obras Públicas
 Dirección de Hidráulica
 Gobierno de Mendoza

Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios
 Secretaría de Obras Públicas
 Subsecretaría de Recursos Hídricos
 Instituto Nacional del Agua
 Centro Regional Andino

Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA
 "Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"



- Referencias
- CARTOGRAFÍA**
 - CIUDAD
 - LOCALIDAD
 - CASERIO
 - ✈ AERODROMO
 - 🚓 POLICIA
 - 🎓 ESCUELA
 - 🏠 CATASTRO URBANO
 - 🏡 CATASTRO RURAL
 - 🛣 CALLES
 - 🗺 HUELLAS
 - 🛣 RUTAS
 - 🟡 FFCC
 - RED DE RIEGO**
 - CANAL o RAMA
 - HIJUELA
 - CASERIO
 - DESAGUE
 - ALCANTARILLA
 - PUENTE CANAL
 - SIFON
 - DIQUE DERIVADOR
 - ➡ DESARENADOR
 - ⬇ DESCARGADOR
 - ⬇ RESALTO HIDRAULICO
 - SIFON / ALCANT.
 - ⚡ AFORADOR
 - MODELACIÓN HIDRAULICA**
 - ALTURAS DE AGUA (NIVEL RELATIVO DE INUNDACIÓN)**
 - 0 - 1 m
 - 1 - 2 m
 - 2 - 3 m
 - 3 - 5 m
 - > 5 m
 - SECCION TRANSV.
 - 🚫 UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES
 - 🚫 AREA MAX. DE INUNDACION

Notas
Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
T.A.Qmax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

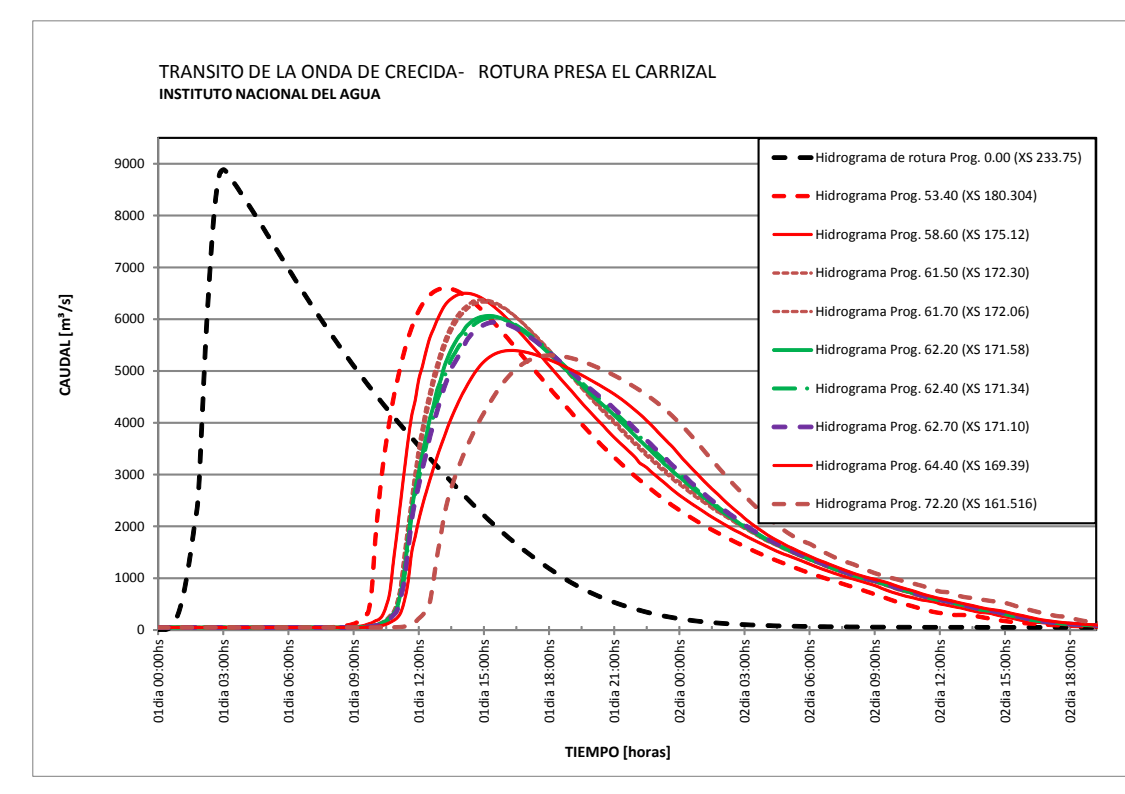
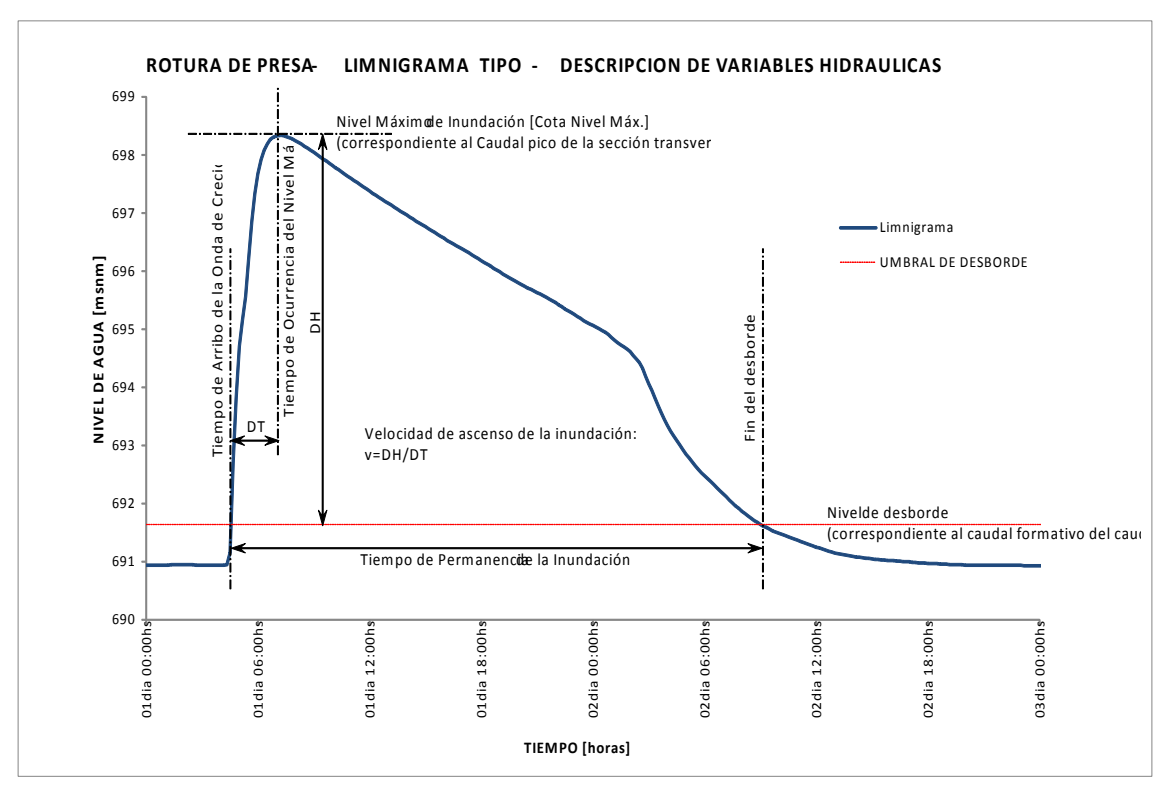
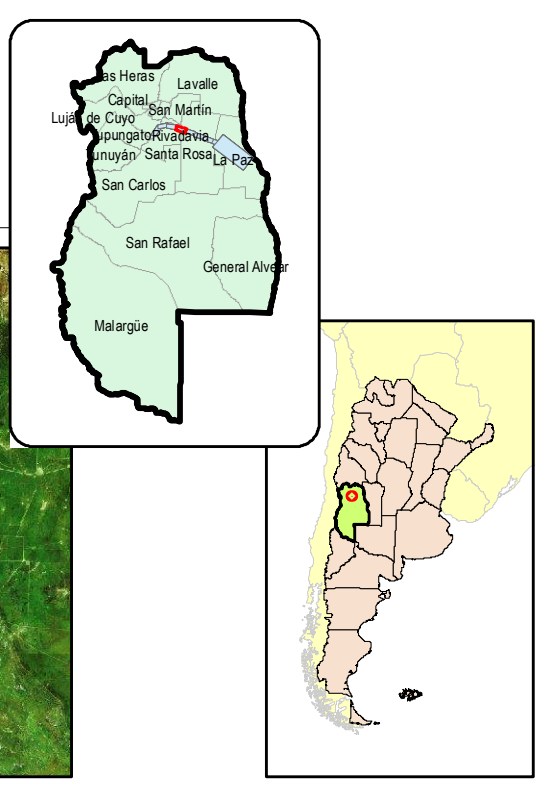
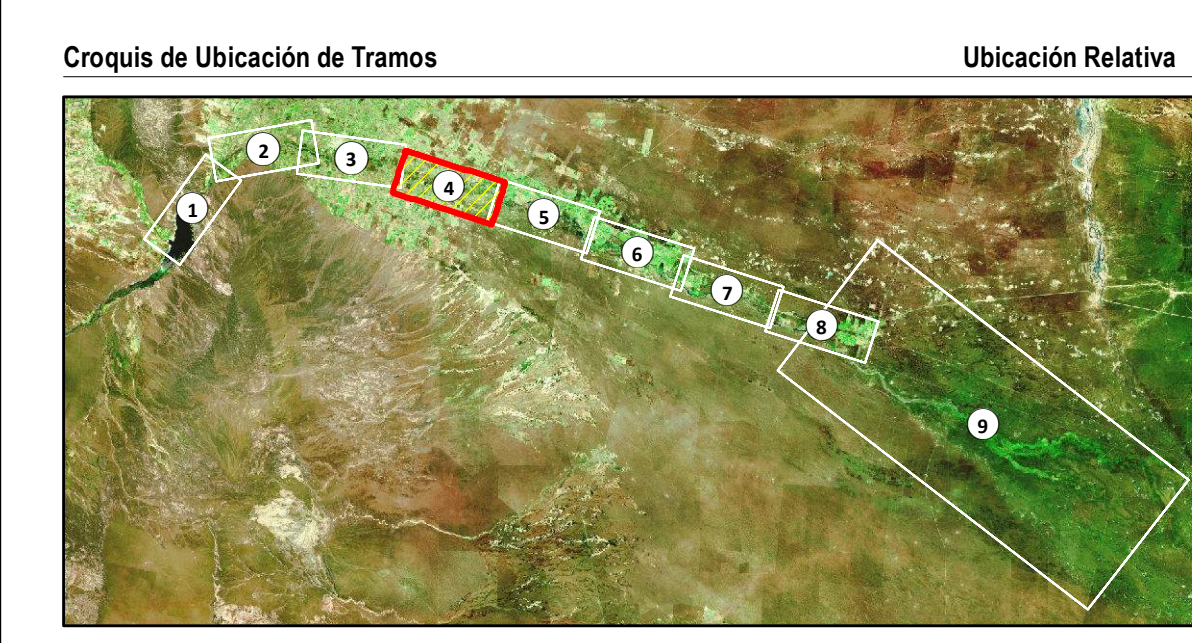
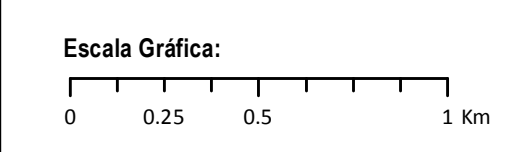
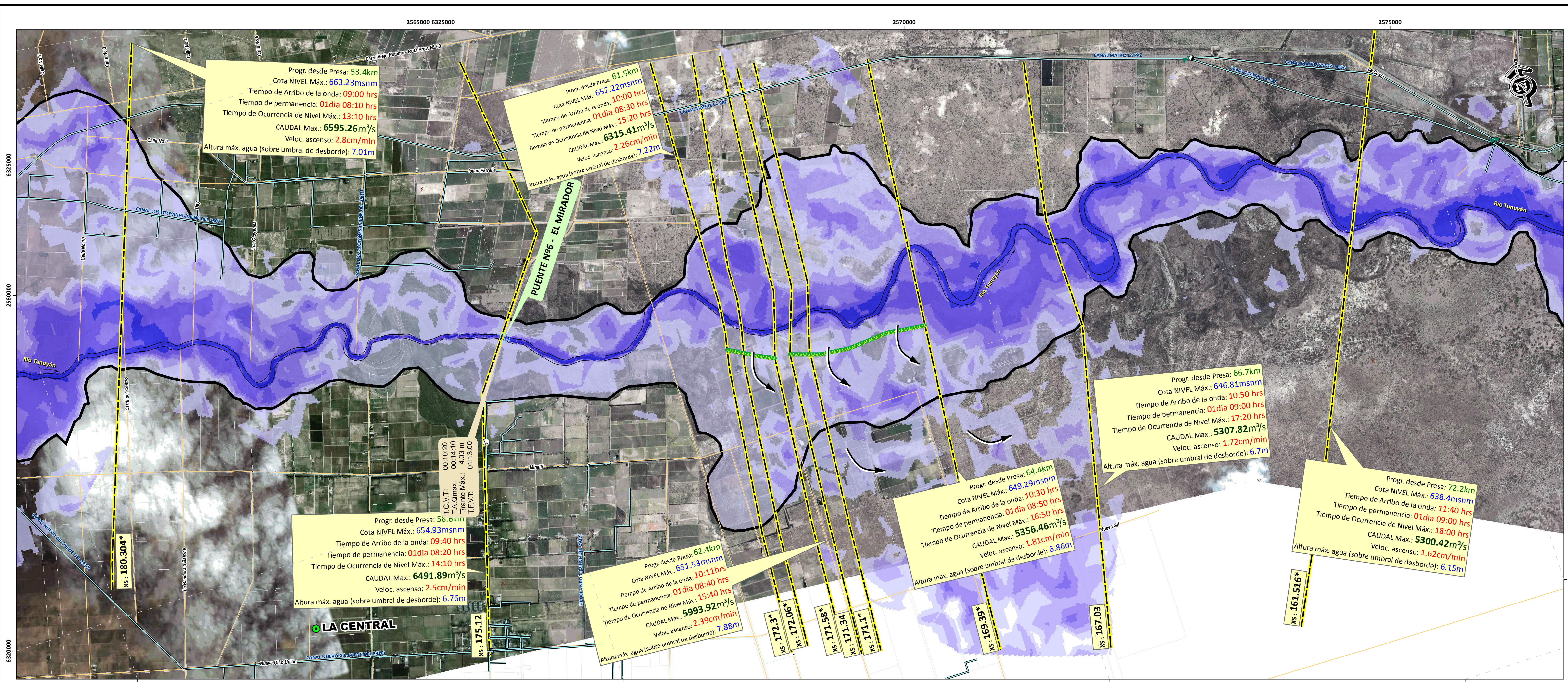
Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Transporte
Subsecretaría de Obras Públicas
Dirección de Hidráulica
Gobierno de Mendoza

Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios
Secretaría de Obras Públicas
Subsecretaría de Recursos Hídricos
Instituto Nacional del Agua
Centro Regional Andino

Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA

"Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"

Resp. Proy: Ing. J. Maza	Título Lámina:	Esc.: 1:20000
Elaboró: Ing. V. Burgos	Áreas de Inundación por Rotura de Presa El Carrizal	Fecha: Abril 2014
		Lam. Nº: 03



- Referencias
- CARTOGRAFÍA**
 - CIUDAD
 - LOCALIDAD
 - CASERIO
 - ✚ AERODROMO
 - 🚓 POLICIA
 - 🎓 ESCUELA
 - 🏠 CATASTRO URBANO
 - 🏡 CATASTRO RURAL
 - 🛣 CALLES
 - 🛤 HUELLAS
 - 🛤 RUTAS
 - 🛤 FFCC
 - RED DE RIEGO**
 - CANAL o RAMA
 - HIJUELA
 - DESAGUE
 - ALCANTARILLA
 - PUENTE CANAL
 - SIFON
 - DIQUE DERIVADOR
 - ➡ DESARENADOR
 - ⬇ DESCARGADOR
 - ⬇ RESALTO HIDRAULICO
 - ⊙ SIFON / ALCANT.
 - ⊠ AFORADOR
 - MODELACIÓN HIDRÁULICA**
 - ALTURAS DE AGUA (NIVEL RELATIVO DE INUNDACIÓN)
 - 0 - 1 m
 - 1 - 2 m
 - 2 - 3 m
 - 3 - 5 m
 - > 5 m
 - SECCION TRANSV.
 - UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES
 - AREA MAX. DE INUNDACION

Notas
Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
T.A.Qmax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

Resp. Proy.: Ing. J. Maza
Elaboró: Ing. V. Burgos

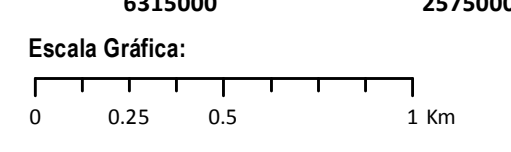
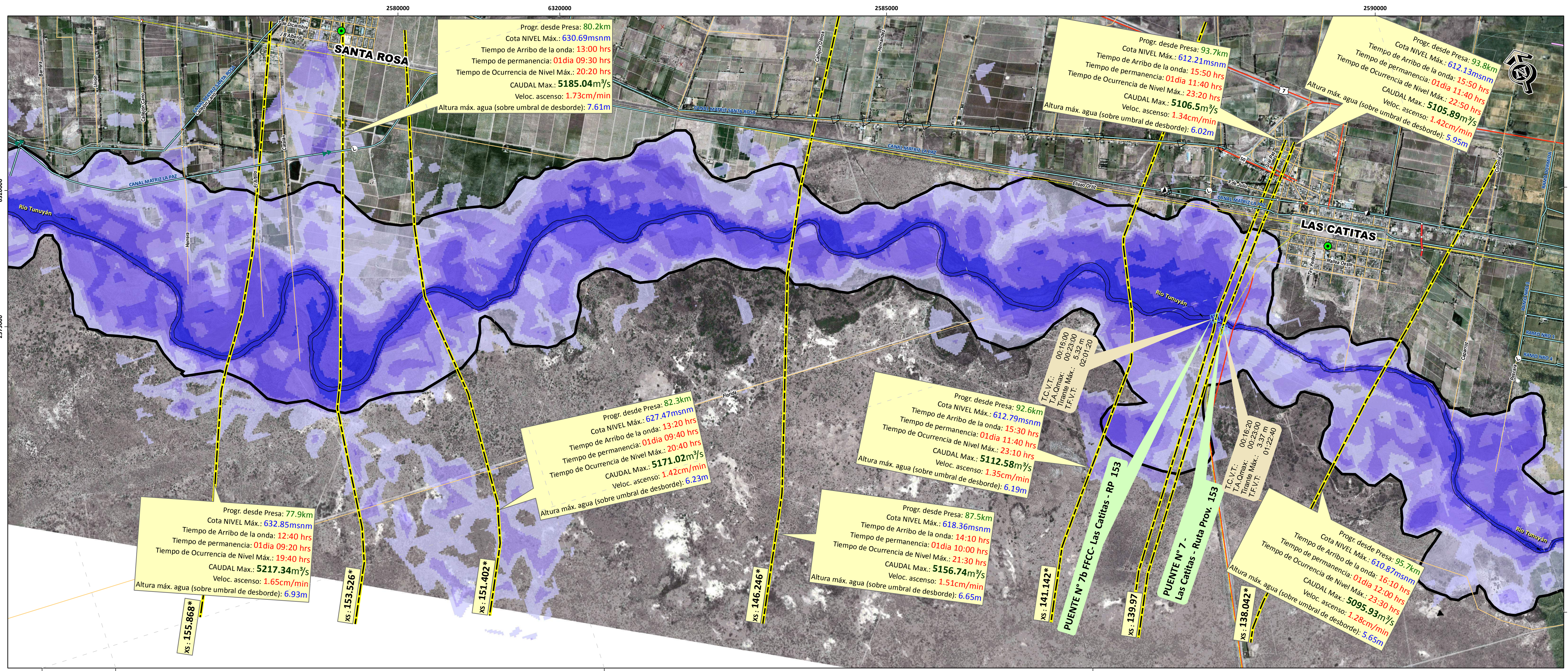
Título Lámina:
Áreas de Inundación por Rotura de Presa El Carrizal

Esc.: 1:20000
Fecha: Abril 2014
Lam. Nº: 04

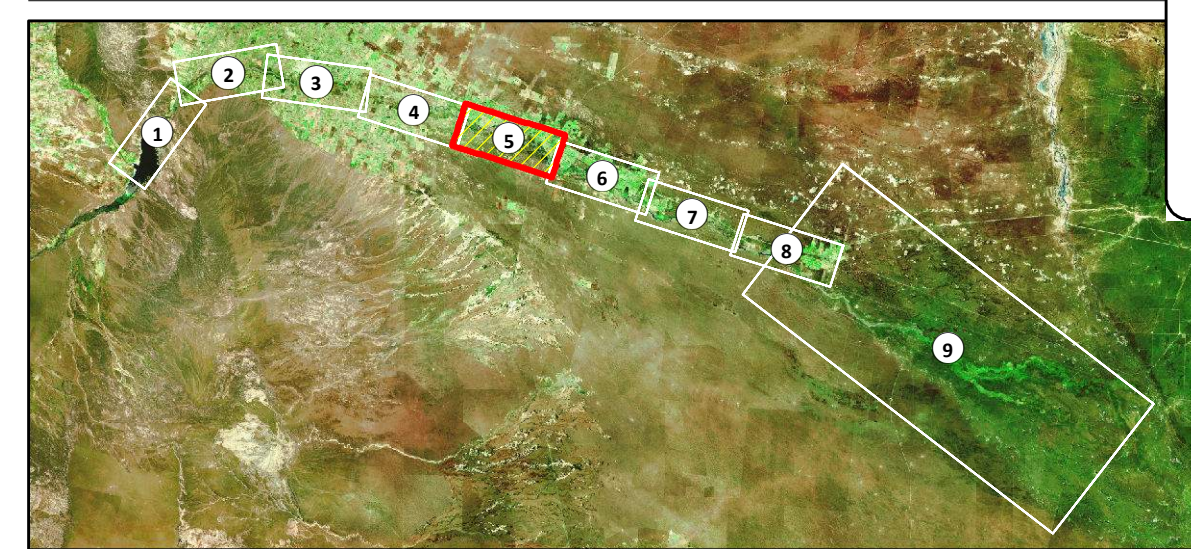
Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Transporte
Subsecretaría de Obras Públicas
Dirección de Hidráulica
Gobierno de Mendoza

Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios
Secretaría de Obras Públicas
Subsecretaría de Recursos Hídricos
Instituto Nacional del Agua
Centro Regional Andino

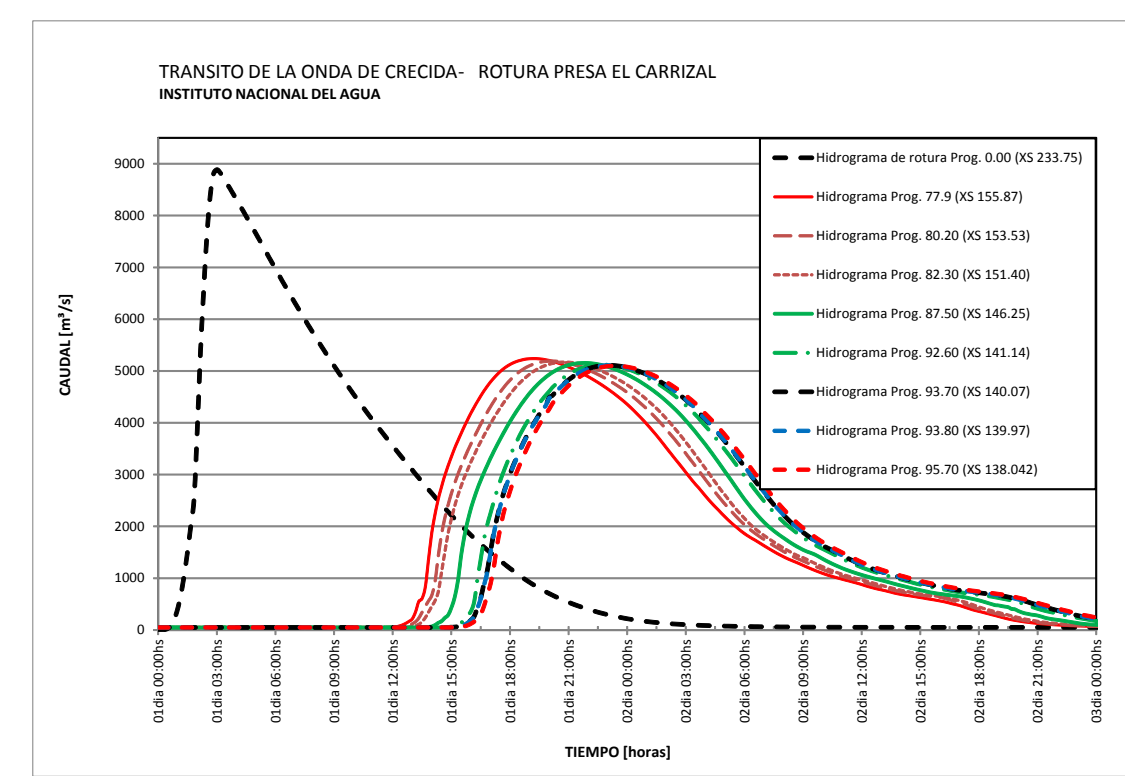
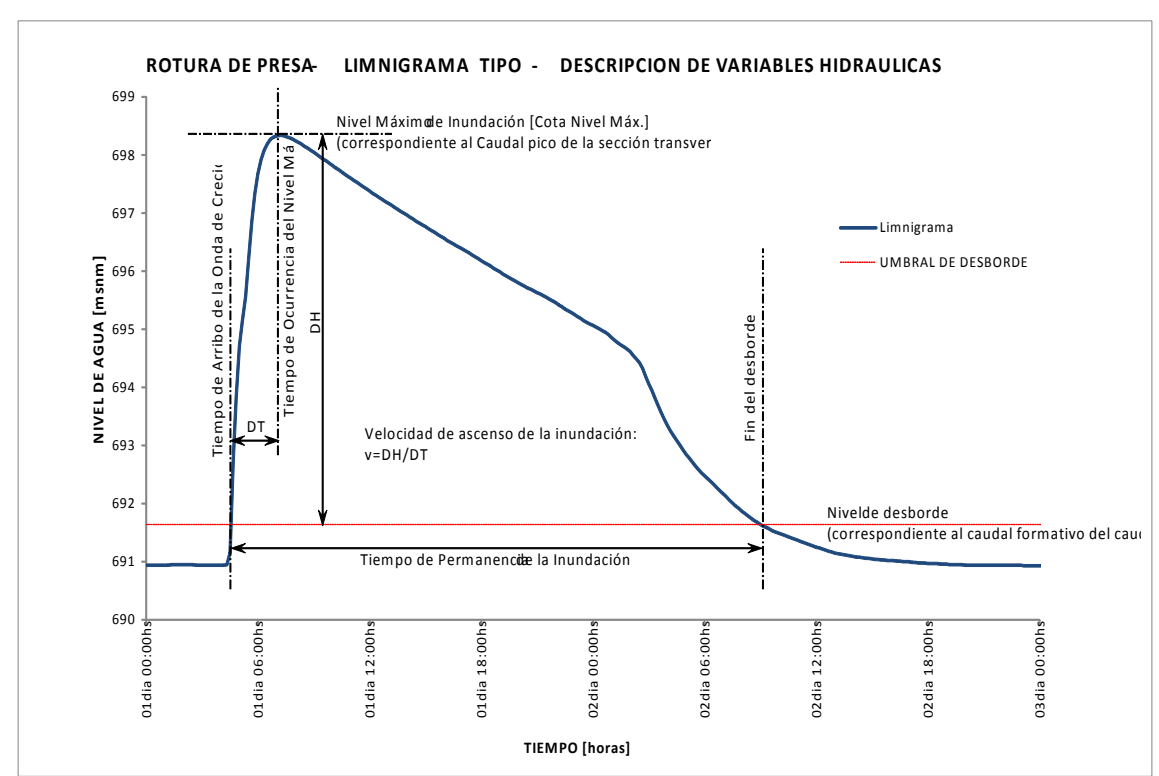
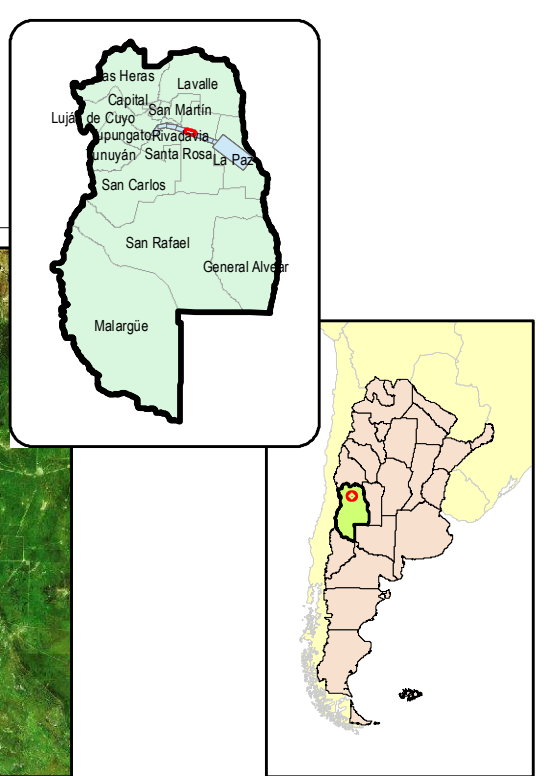
Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA
"Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"



Croquis de Ubicación de Tramos



Ubicación Relativa



Referencias

- CARTOGRAFÍA**
 - CIUDAD
 - LOCALIDAD
 - CASERIO
 - ✚ AERODROMO
 - 🚓 POLICIA
 - 🏫 ESCUELA
 - 🏠 CATASTRO URBANO
 - 🏡 CATASTRO RURAL
 - 🛣 CALLES
 - 🛤 HUELLAS
 - 🛤 RUTAS
 - 🛤 FCC
- RED DE RIEGO**
 - CANAL o RAMA
 - HIJUELA
 - DESAGUE
 - ALcantarilla
 - PUENTE CANAL
 - SIFON
 - DIQUE DERIVADOR
 - ➡ DESARENADOR
 - ⬇ DESCARGADOR
 - RESALTO HIDRAULICO
 - SIFON / ALCANT.
 - ⚡ AFORADOR
- MODELACIÓN HIDRAULICA**
 - ALTURAS DE AGUA (NIVEL RELATIVO DE INUNDACIÓN)
 - 0 - 1 m
 - 1 - 2 m
 - 2 - 3 m
 - 3 - 5 m
 - > 5 m
 - SECCION TRANSV.
 - UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES
 - AREA MAX. DE INUNDACION

Notas

Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2
 Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.
 T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
 T.A.Omax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
 T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Transporte
 Subsecretaría de Obras Públicas
 Dirección de Hidráulica
 Gobierno de Mendoza

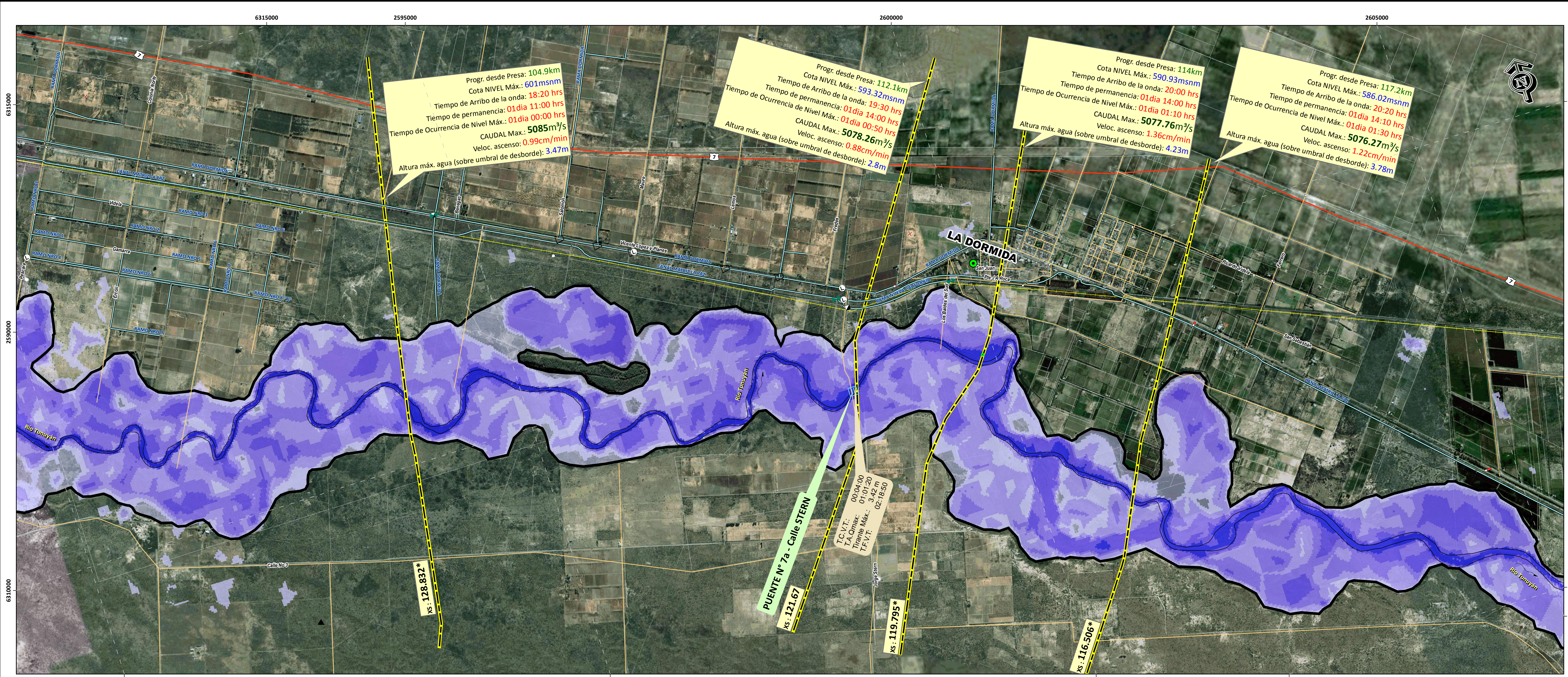
Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios
 Secretaría de Obras Públicas
 Subsecretaría de Recursos Hídricos
 Instituto Nacional del Agua
 Centro Regional Andino

Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA
 "Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"

Resp. Proy.: Ing. J. Maza
 Elaboró: Ing. V. Burgos

Título Lámina:
Áreas de Inundación por Rotura de Presa El Carrizal

Esc.: 1:20000
 Fecha: Abril 2014
 Lam. N°: 05



Progr. desde Presa: 104.9km
 Cota NIVEL Máx.: 601msnm
 Tiempo de Arribo de la onda: 18:20 hrs
 Tiempo de permanencia: 01 día 11:00 hrs
 Tiempo de Ocurrencia de Nivel Máx.: 01 día 00:00 hrs
 CAUDAL Máx.: 5085m³/s
 Veloc. ascenso: 0.99cm/min
 Altura máx. agua (sobre umbral de desborde): 3.47m

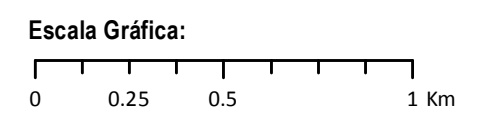
Progr. desde Presa: 112.1km
 Cota NIVEL Máx.: 593.32msnm
 Tiempo de Arribo de la onda: 19:30 hrs
 Tiempo de permanencia: 01 día 14:00 hrs
 Tiempo de Ocurrencia de Nivel Máx.: 01 día 00:50 hrs
 CAUDAL Máx.: 5078.26m³/s
 Veloc. ascenso: 0.88cm/min
 Altura máx. agua (sobre umbral de desborde): 2.8m

Progr. desde Presa: 114km
 Cota NIVEL Máx.: 590.93msnm
 Tiempo de Arribo de la onda: 20:00 hrs
 Tiempo de permanencia: 01 día 14:00 hrs
 Tiempo de Ocurrencia de Nivel Máx.: 01 día 01:10 hrs
 CAUDAL Máx.: 5077.76m³/s
 Veloc. ascenso: 1.36cm/min
 Altura máx. agua (sobre umbral de desborde): 4.23m

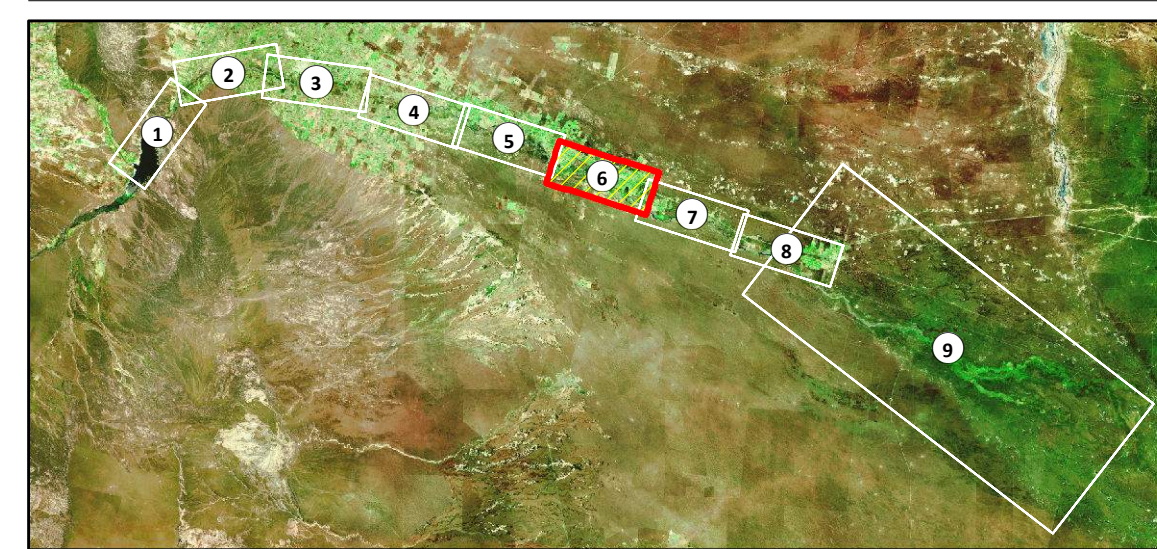
Progr. desde Presa: 117.2km
 Cota NIVEL Máx.: 586.02msnm
 Tiempo de Arribo de la onda: 20:20 hrs
 Tiempo de permanencia: 01 día 14:10 hrs
 Tiempo de Ocurrencia de Nivel Máx.: 01 día 01:30 hrs
 CAUDAL Máx.: 5076.27m³/s
 Veloc. ascenso: 1.22cm/min
 Altura máx. agua (sobre umbral de desborde): 3.78m

PUENTE N° 7a - Calle STERN
 AS: 121.67
 AS: 119.795*
 AS: 116.506*
 AS: 128.832*

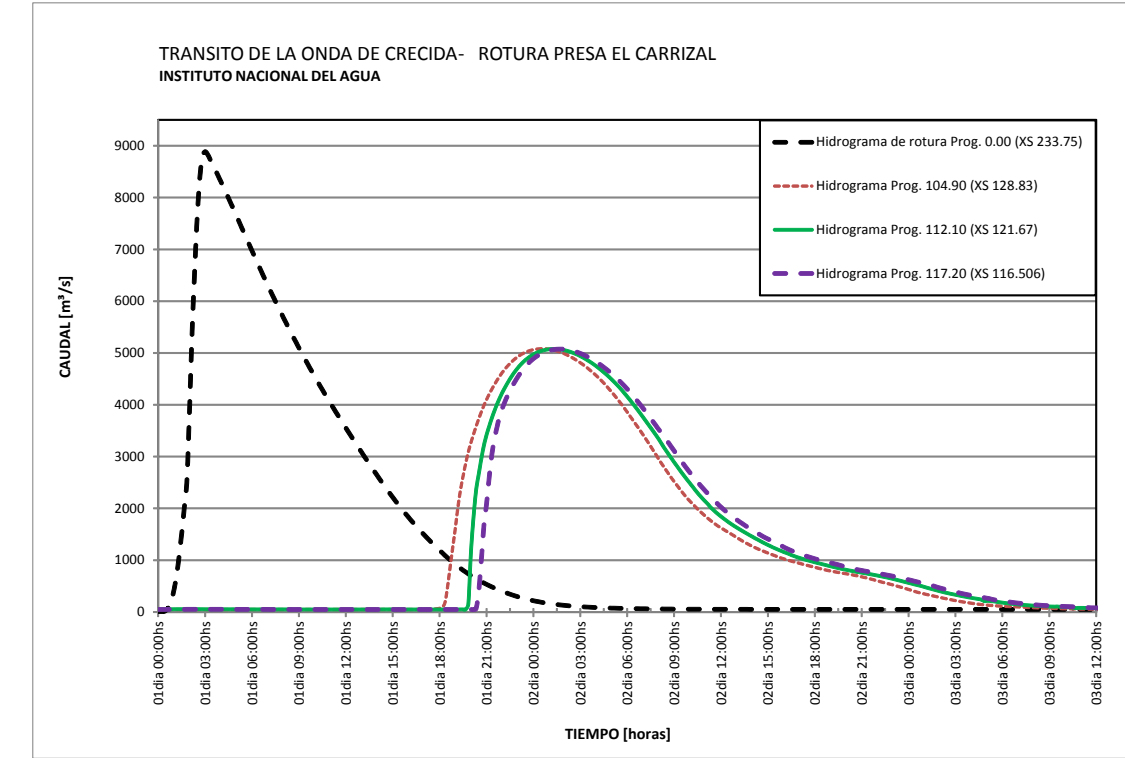
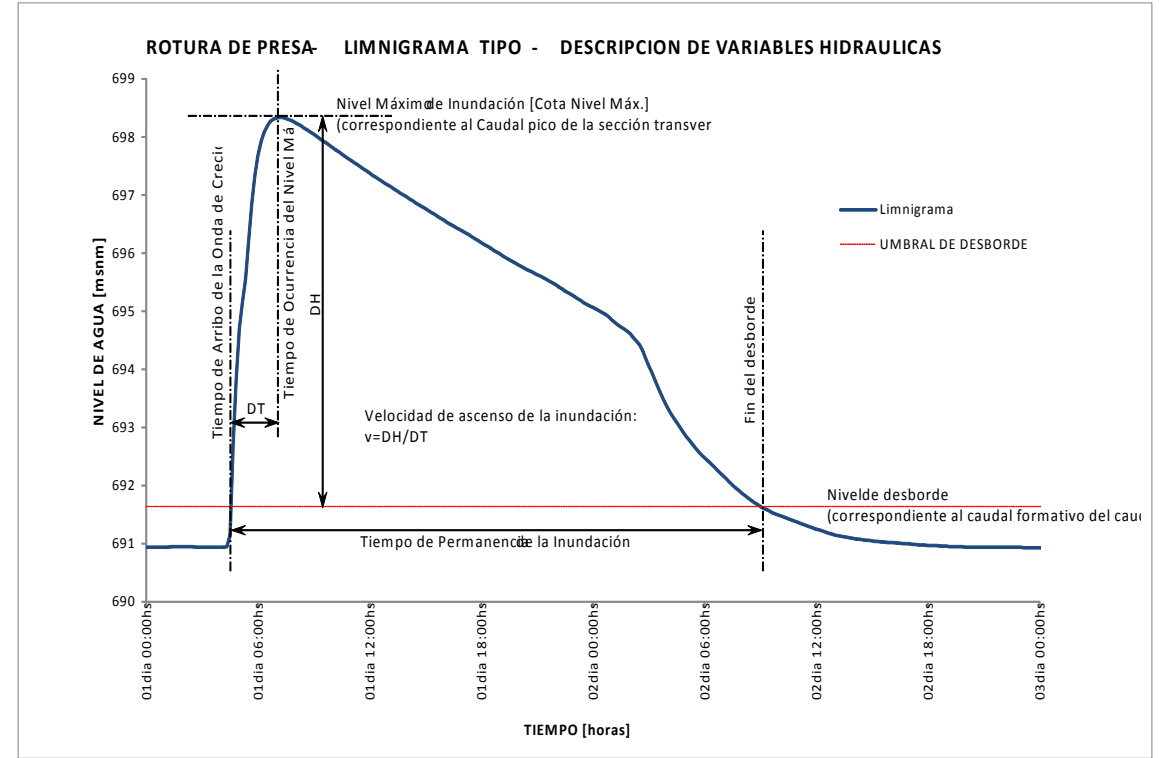
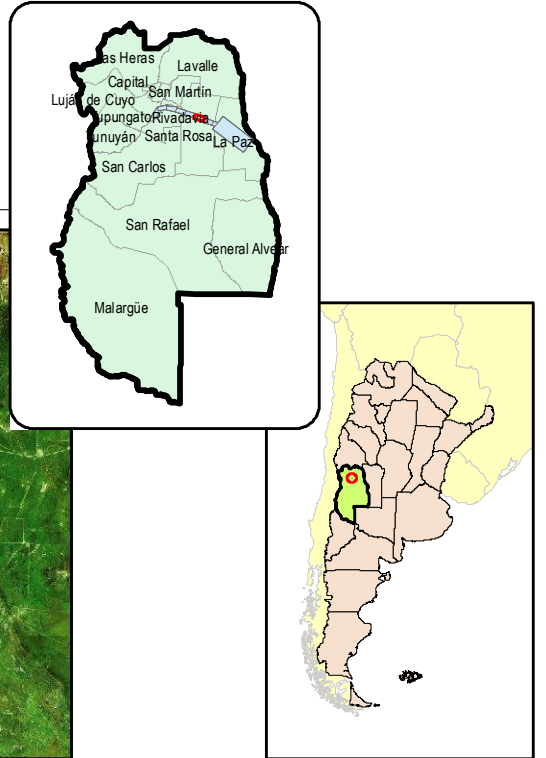
I.C.V.T.: 00:04:00
 I.A. Qmax: 01:01:20
 T.F.V.T.: 02:18:50
 Tiroante Máx.: 3.42 m



Croquis de Ubicación de Tramos



Ubicación Relativa



- Referencias
- CARTOGRAFÍA**
 - CIUDAD
 - LOCALIDAD
 - CASERIO
 - ✈ AERODROMO
 - 🚓 POLICIA
 - 🎓 ESCUELA
 - 🏠 CATASTRO URBANO
 - 🏡 CATASTRO RURAL
 - 🛣 CALLES
 - 🛤 HUELLAS
 - 🛣 RUTAS
 - 🛣 FFCC
 - RED DE RIEGO**
 - CANAL o RAMA
 - HIJUELA
 - DESAGUE
 - ALCANTARILLA
 - PUENTE CANAL
 - SIFON
 - DIQUE DERIVADOR
 - ➡ DESARENADOR
 - ▽ DESCARGADOR
 - RESALTO HIDRAULICO
 - SIFON / ALCANT.
 - ⚡ AFORADOR
 - MODELACIÓN HIDRAULICA**
 - ALTURAS DE AGUA (NIVEL RELATIVO DE INUNDACIÓN)
 - 0 - 1 m
 - 1 - 2 m
 - 2 - 3 m
 - 3 - 5 m
 - > 5 m
 - SECCION TRANSV.
 - UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES
 - AREA MAX. DE INUNDACION

Notas
 Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
 T.A.Qmax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
 T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

Resp. Proy.: Ing. J. Maza
 Elaboró: Ing. V. Burgos

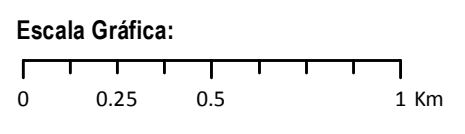
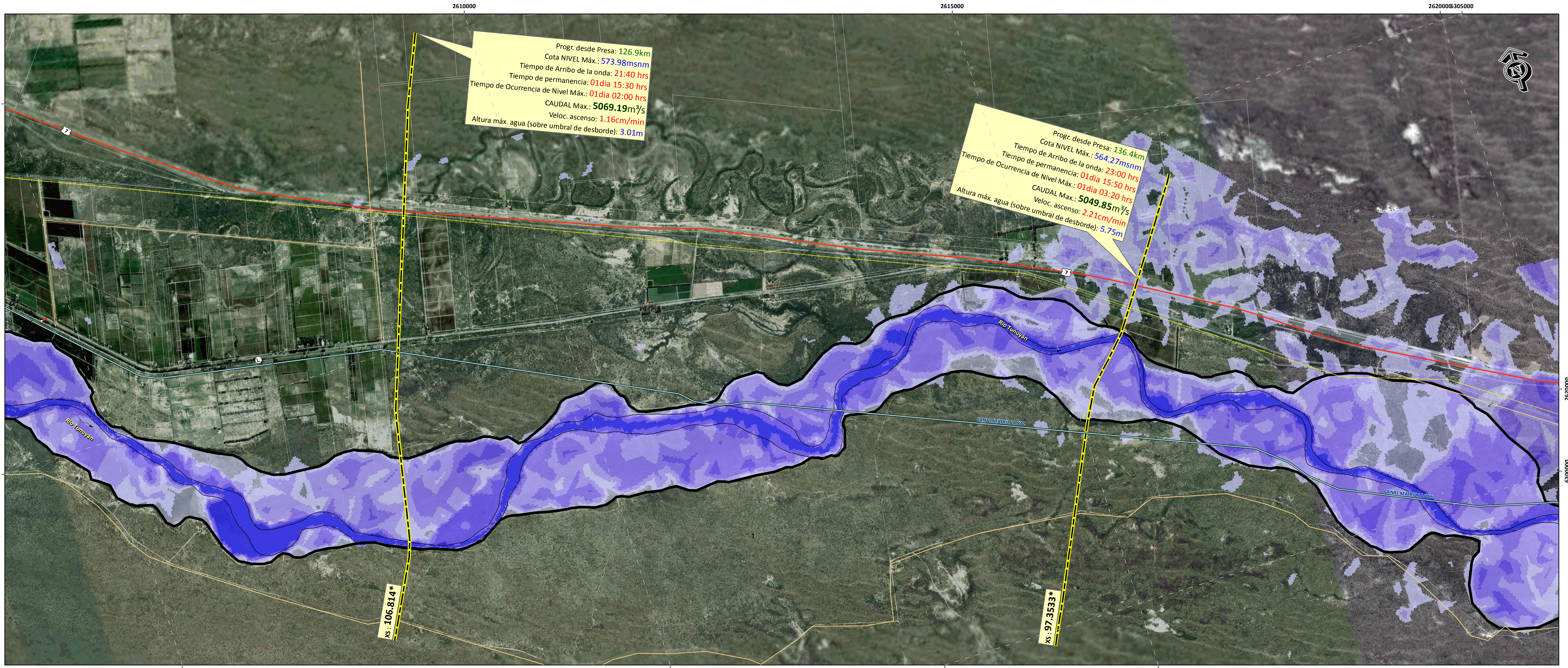
Título Lámina:
Áreas de Inundación por Rotura de Presa El Carrizal

Esc.: 1:20000
 Fecha: Abril 2014
 Lam. N°: 06

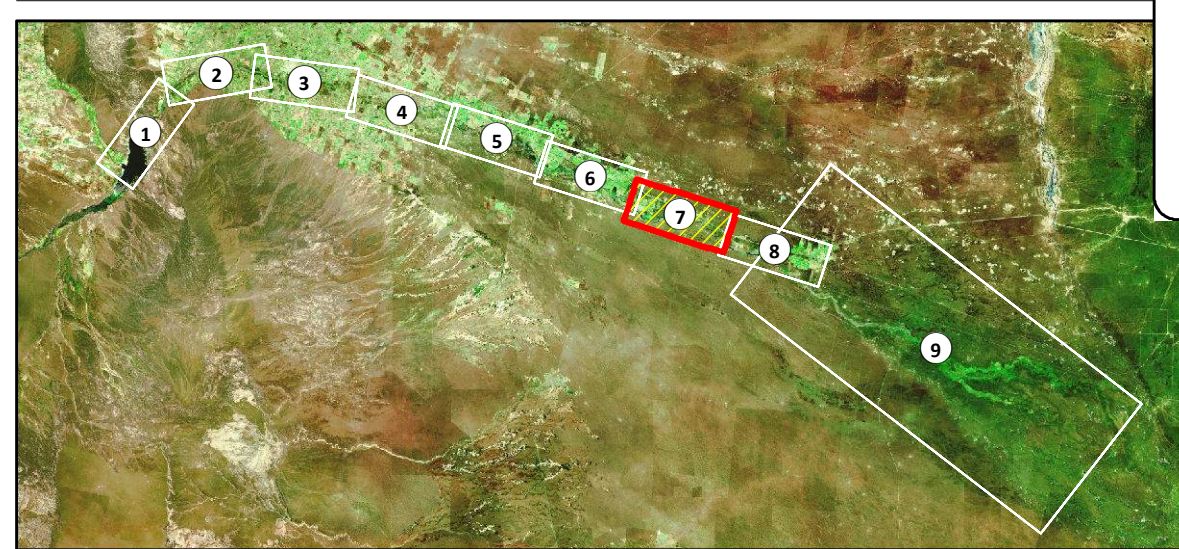
Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Transporte
 Subsecretaría de Obras Públicas
 Dirección de Hidráulica
 Gobierno de Mendoza

Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios
 Secretaría de Obras Públicas
 Subsecretaría de Recursos Hídricos
 Instituto Nacional del Agua
 Centro Regional Andino

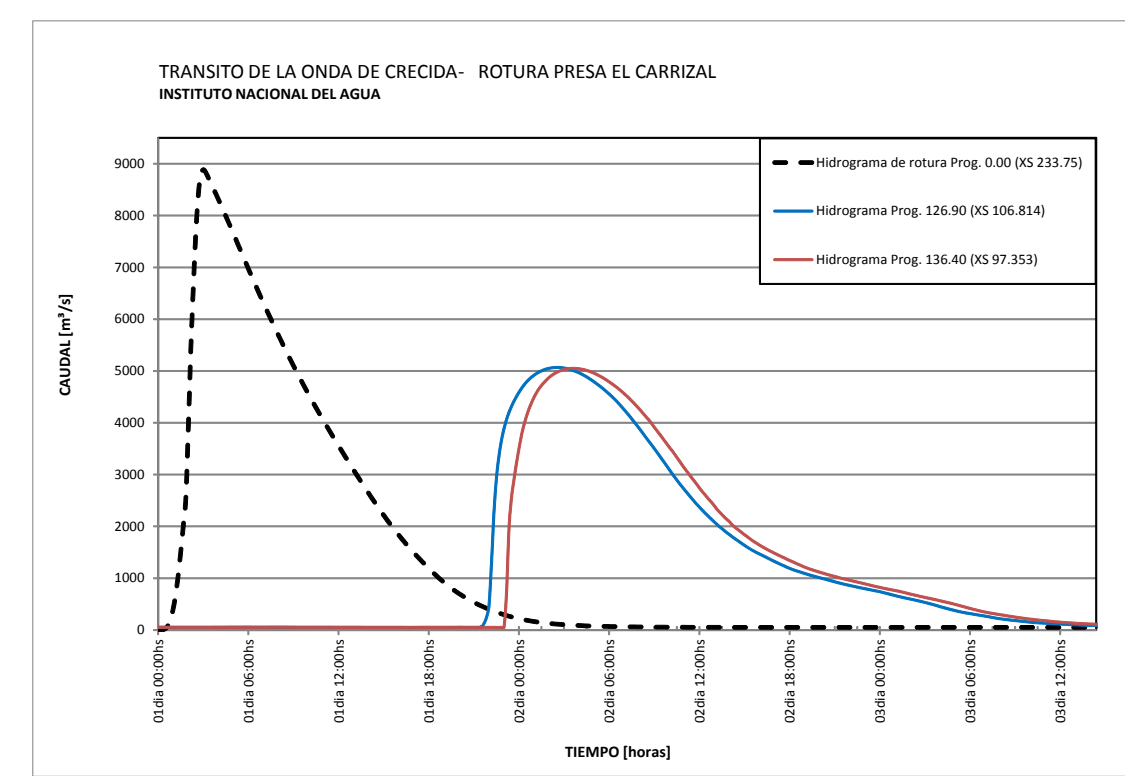
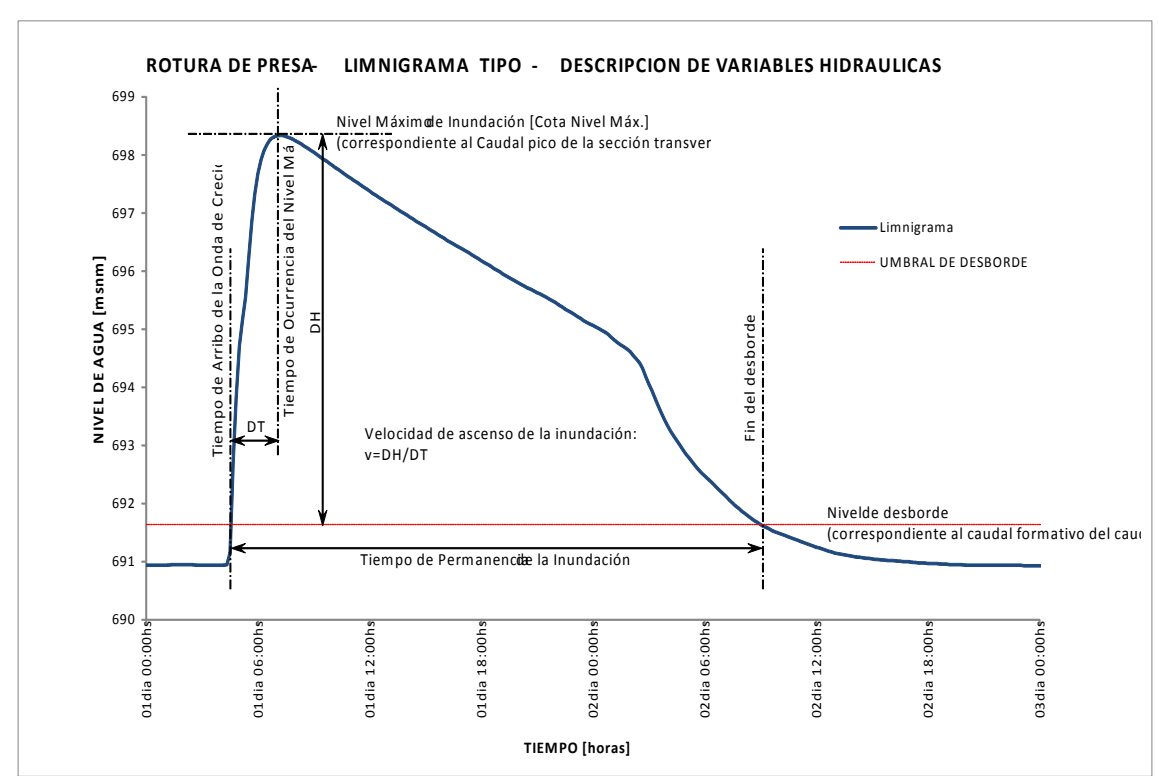
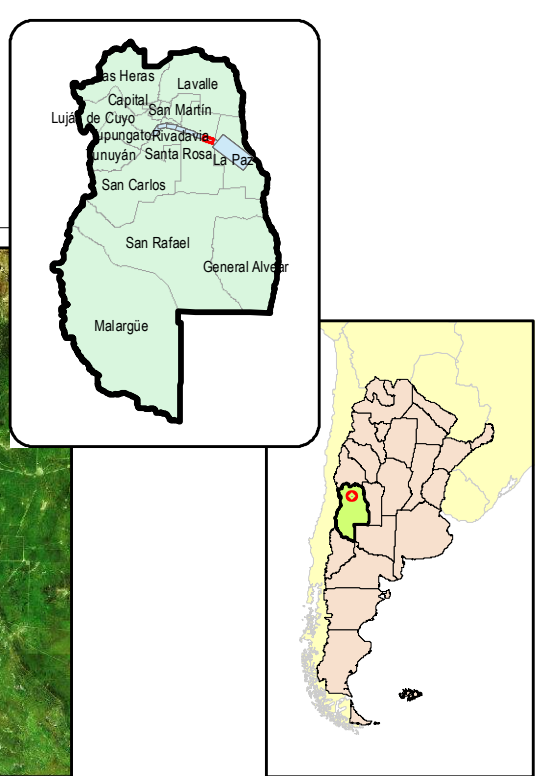
Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA
"Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"



Croquis de Ubicación de Tramos



Ubicación Relativa



Referencias

- | | | |
|--------------------|----------------------|--------------------------------|
| CARTOGRAFÍA | RED DE RIEGO | MODELACIÓN HIDRAULICA |
| ● CIUDAD | — CANAL o RAMA | ALTURAS DE AGUA |
| ● LOCALIDAD | — HIJUELA | (NIVEL RELATIVO DE INUNDACIÓN) |
| ○ CASERIO | — DESAGUE | 0 - 1 m |
| ✈ AERODROMO | — ALCANTARILLA | 1 - 2 m |
| ✈ POLICIA | — PUENTE CANAL | 2 - 3 m |
| ✈ ESCUELA | — SIFON | 3 - 5 m |
| □ CATASTRO URBANO | ● DIQUE DERIVADOR | > 5 m |
| □ CATASTRO RURAL | ▶ DESCARGADOR | — SECCION TRANSV. |
| — CALLES | ◻ RESALTO HIDRAULICO | — UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES |
| — HUELLAS | ○ SIFON / ALCANT. | — AREA MAX. DE INUNDACION |
| — RUTAS | ☑ AFORADOR | |
| — FFCC | | |
| □ PUEBLOS | | |

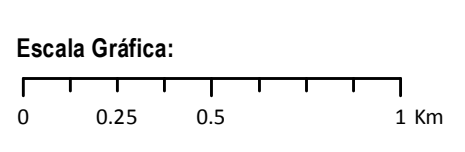
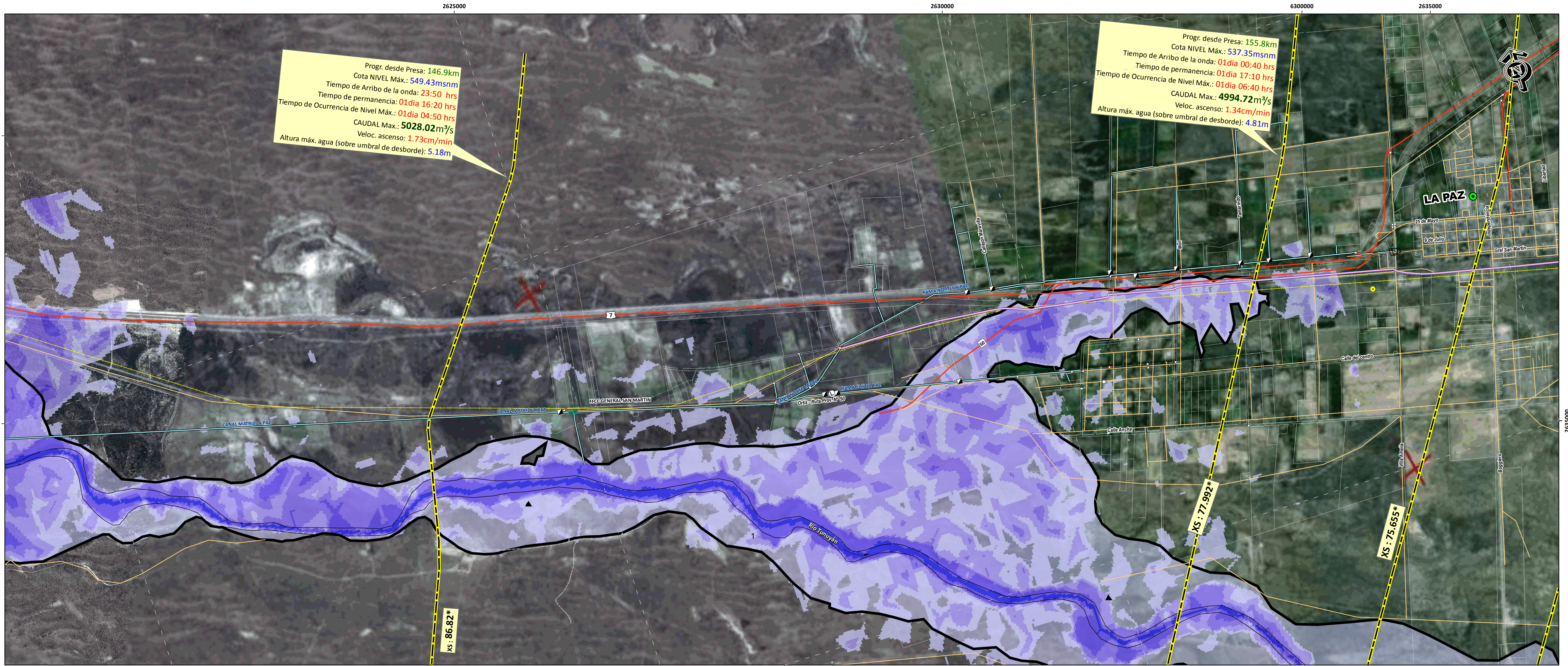
Notas

Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

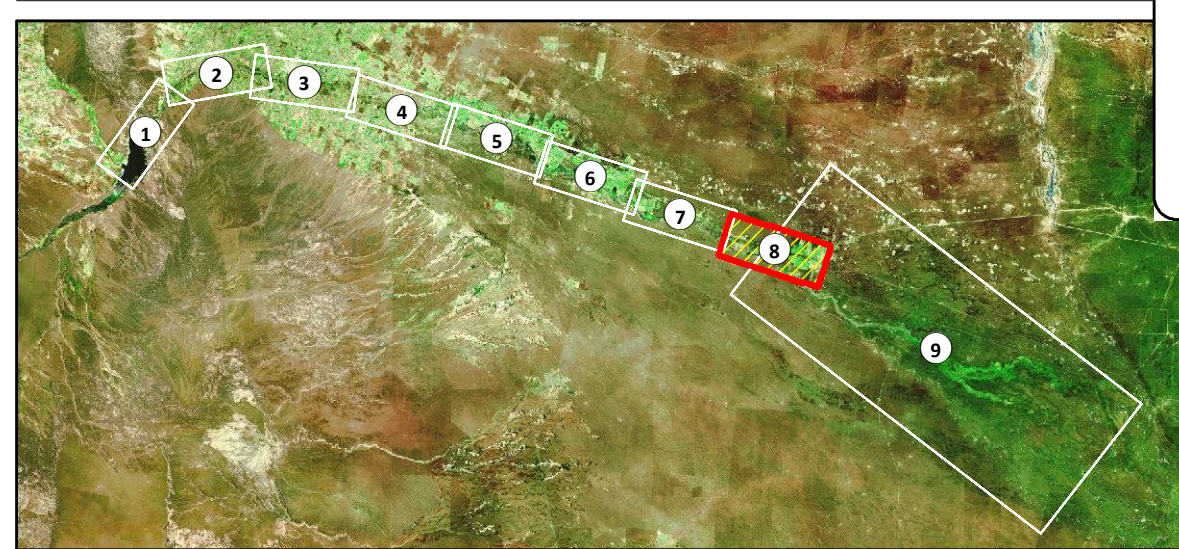
Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
 T.A.Qmax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
 T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

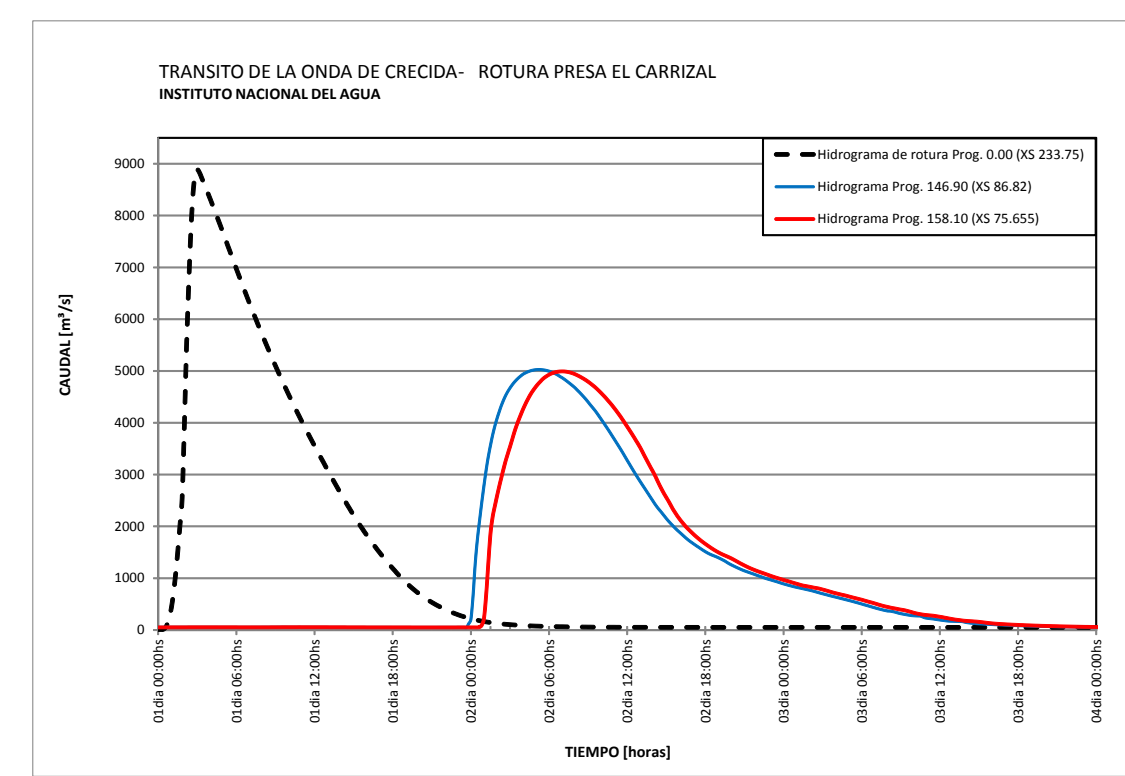
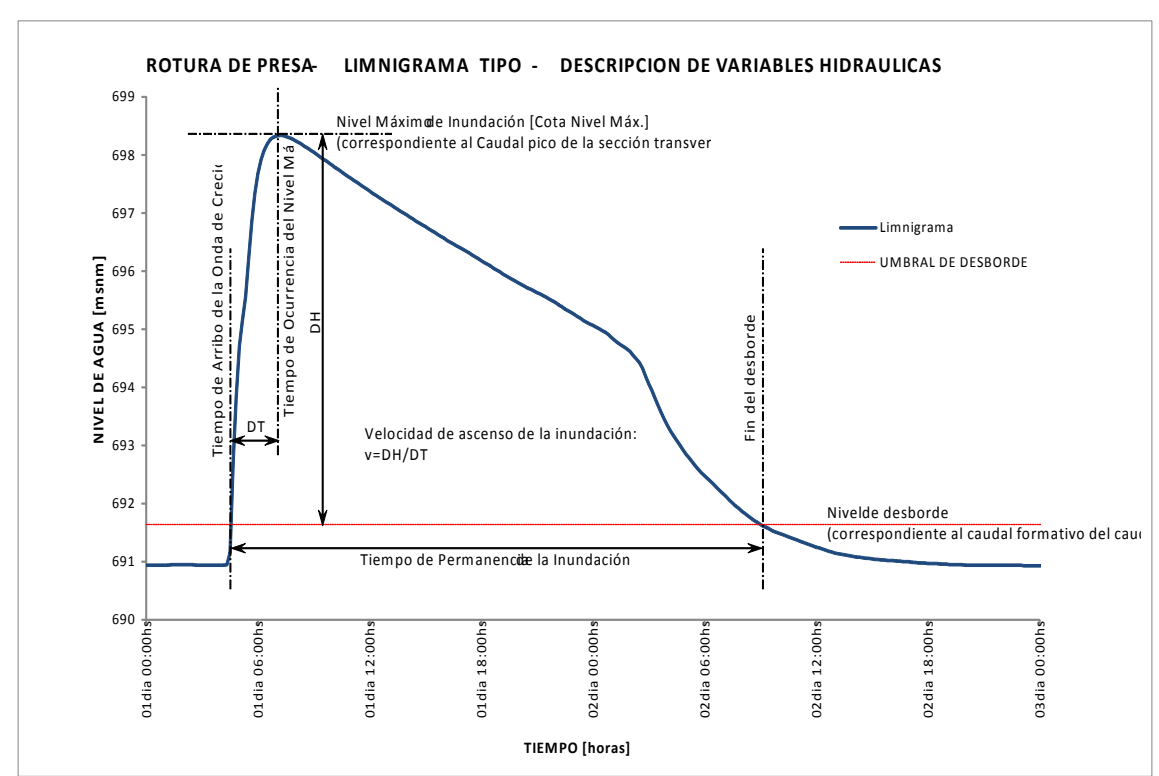
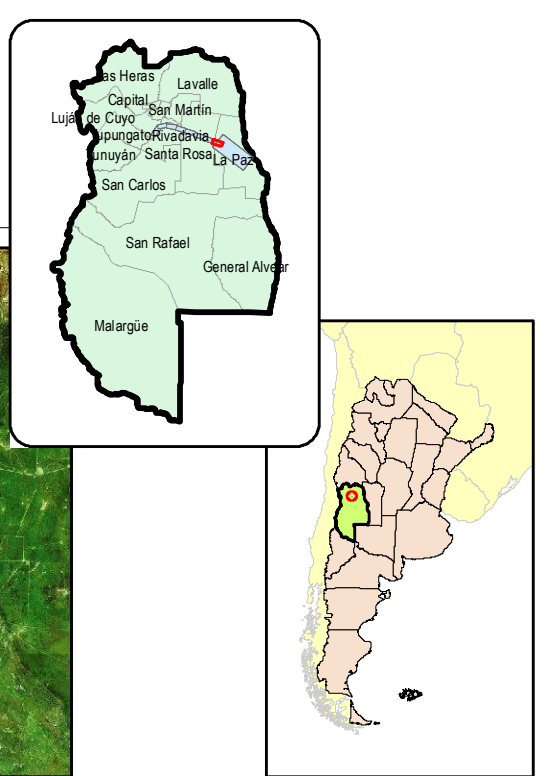
<p>Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Transporte Subsecretaría de Obras Públicas Dirección de Hidráulica Gobierno de Mendoza</p>	<p>Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios Secretaría de Obras Públicas Subsecretaría de Recursos Hídricos Instituto Nacional del Agua Centro Regional Andino</p>
<p>Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA</p> <p>"Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"</p>	
<p>Resp. Proy.: Ing. J. Maza</p> <p>Elaboró: Ing. V. Burgos</p>	<p>Título Lámina:</p> <p>Áreas de Inundación por Rotura de Presa El Carrizal</p>
<p>Esc.: 1:20000</p> <p>Fecha: Abril 2014</p> <p>Lam. N°: 07</p>	



Croquis de Ubicación de Tramos



Ubicación Relativa



Referencias

- | | | |
|---|--|---|
| <p>CARTOGRAFÍA</p> <ul style="list-style-type: none"> ● CIUDAD ○ LOCALIDAD ○ CASERIO ✈ AERODROMO 🚓 POLICIA 🎓 ESCUELA 🏠 CATASTRO URBANO 🏠 CATASTRO RURAL 🛣 CALLES 🚧 HUELLAS 🛣 RUTAS 🛣 FFCC 🚧 PUENTES | <p>RED DE RIEGO</p> <ul style="list-style-type: none"> — CANAL o RAMA — HIJUELA — CASERIO — AERODROMO — POLICIA — ESCUELA — CATASTRO URBANO — CATASTRO RURAL — CALLES — HUELLAS — RUTAS — FFCC — PUENTES | <p>MODELACIÓN HIDRAULICA</p> <p>ALTURAS DE AGUA (NIVEL RELATIVO DE INUNDACIÓN)</p> <ul style="list-style-type: none"> 0 - 1 m 1 - 2 m 2 - 3 m 3 - 5 m > 5 m <p>— SECCION TRANSV.</p> <p>— UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES</p> <p>— AREA MAX. DE INUNDACION</p> |
|---|--|---|

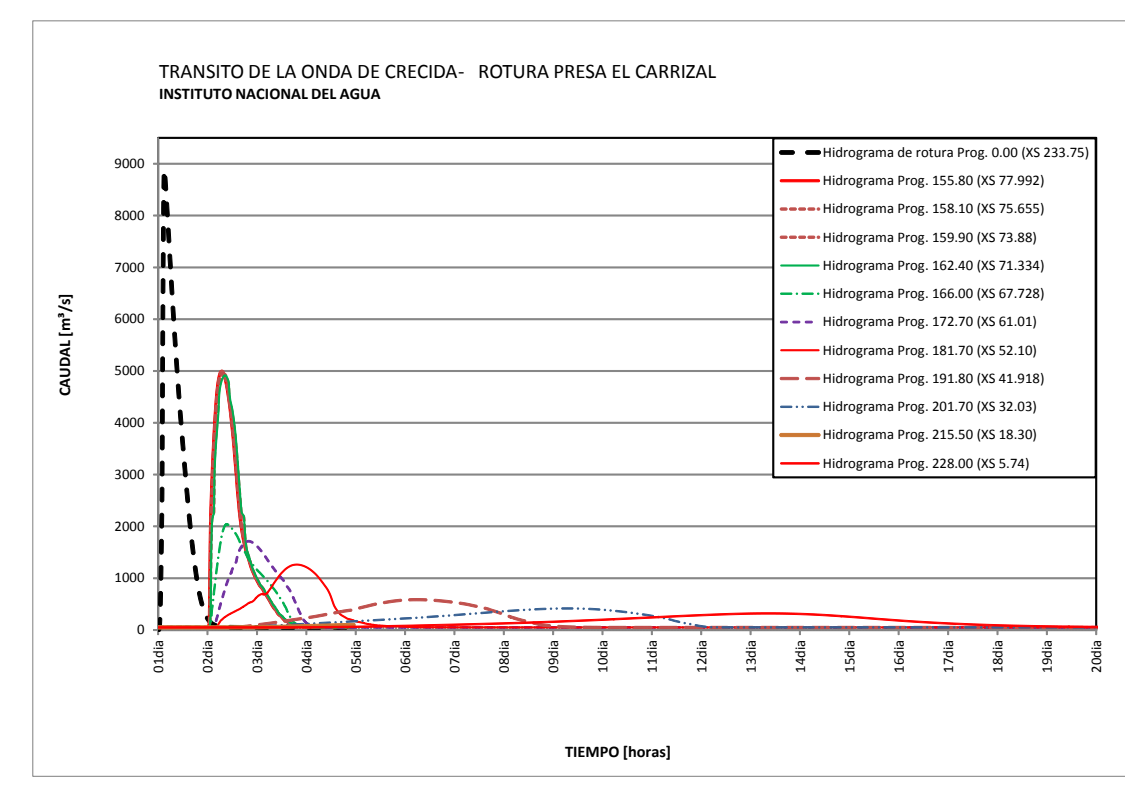
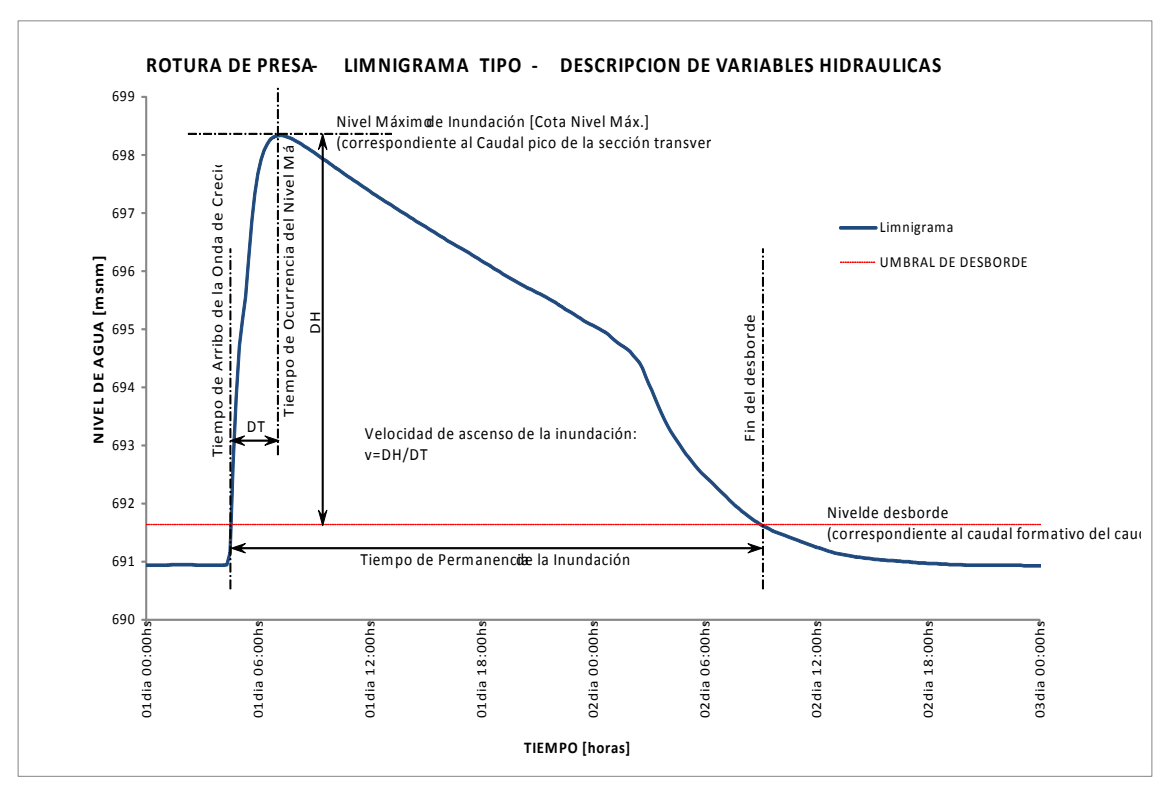
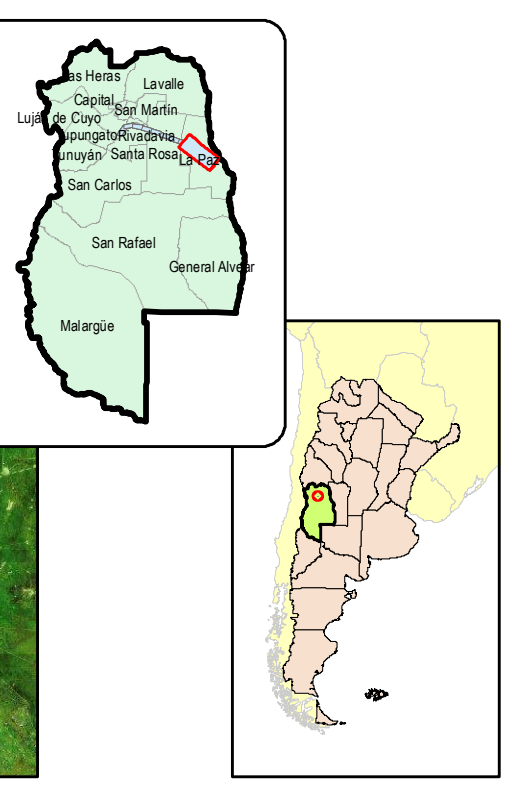
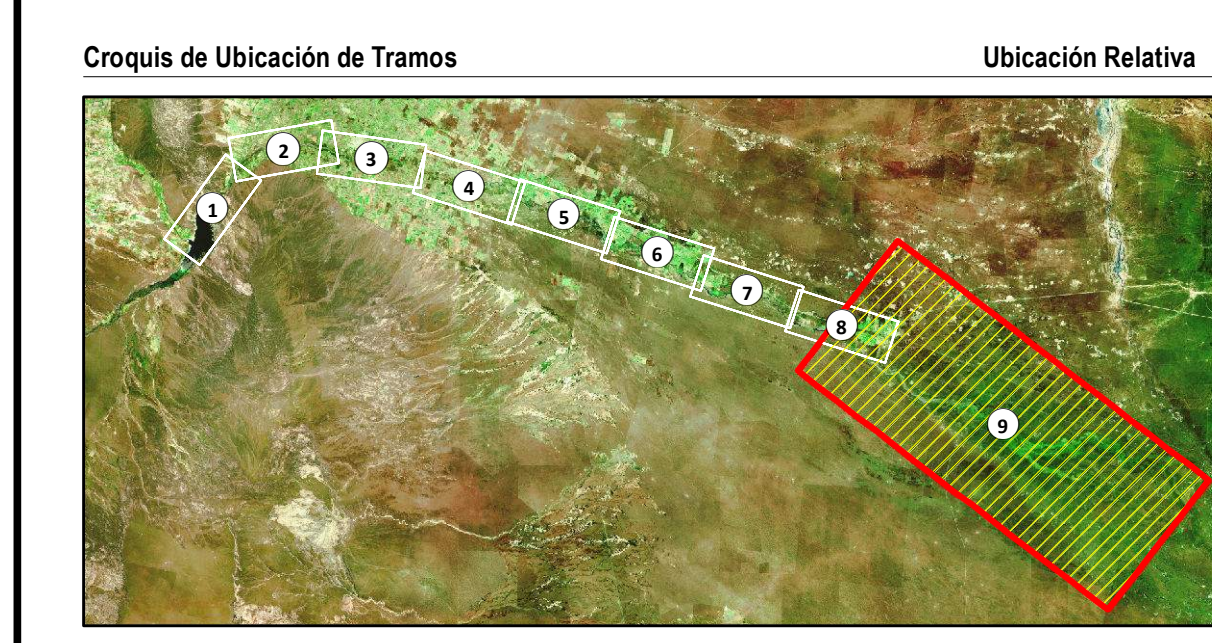
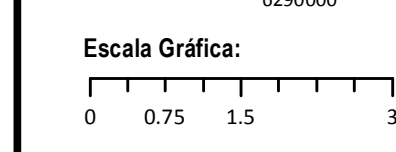
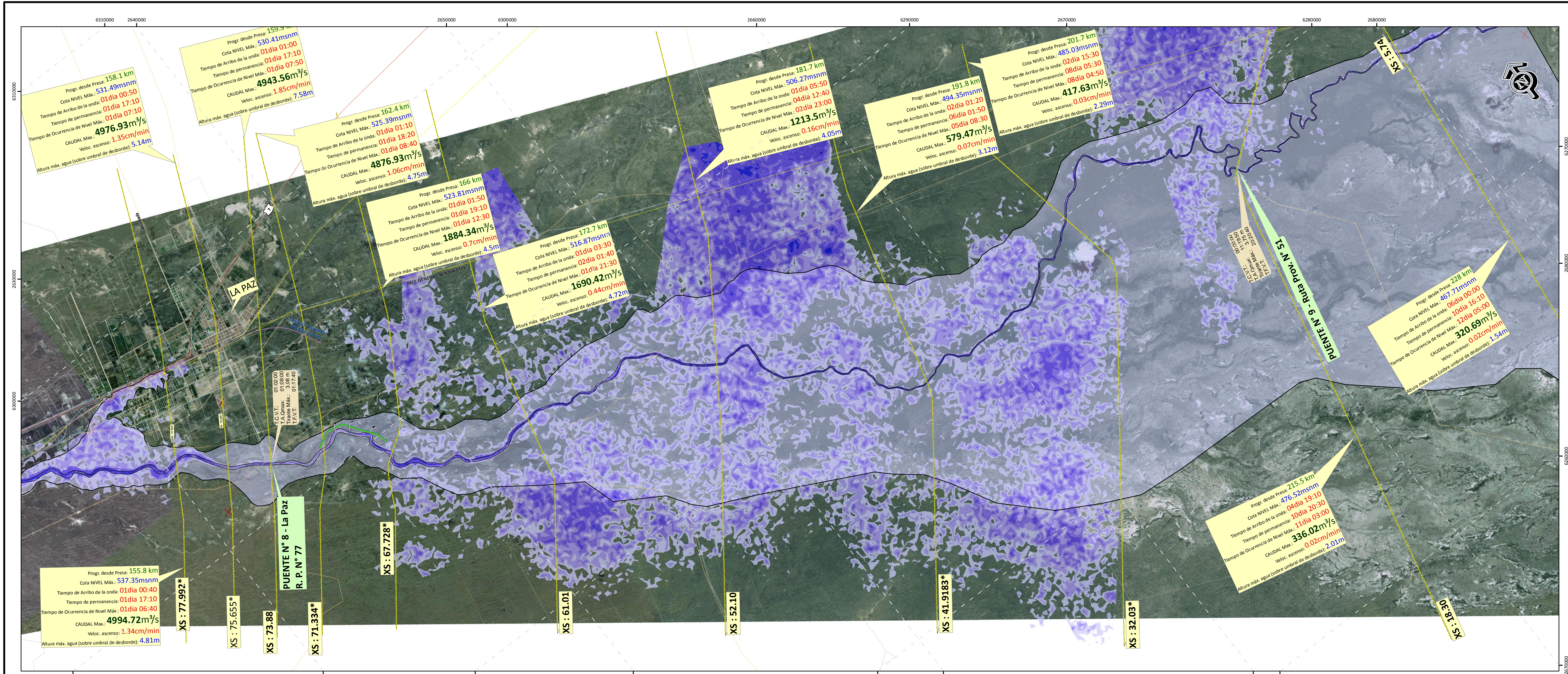
Notas

Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
 T.A.Qmax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
 T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

	<p>Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA</p> <p>"Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"</p>	
Resp. Proy.: Ing. J. Maza Elaboró: Ing. V. Burgos	<p>Áreas de Inundación por Rotura de Presa El Carrizal</p>	Esc.: 1:20000 Fecha: Abril 2014 Lam. Nº: 08



- Referencias**
- CARTOGRAFÍA**
- CIUDAD
 - LOCALIDAD
 - CASERIO
 - ✈ AERODROMO
 - ✈ POLICIA
 - ✈ ESCUELA
 - CATASTRO URBANO
 - CATASTRO RURAL
 - CALLES
 - HUELLAS
 - RUTAS
 - FFCC
 - PUENTES
- RED DE RIEGO**
- CANAL o RAMA
 - HIJUELA
 - DESAGUE
 - ALCANTARILLA
 - PUENTE CANAL
 - SIFON
 - DIQUE DERIVADOR
 - DESCARGADOR
 - RESALTO HIDRAULICO
 - SIFON / ALCANT.
 - AFORADOR
- MODELACIÓN HIDRAULICA**
- ALTURAS DE AGUA (NIVEL RELATIVO DE INUNDACIÓN)**
- 0 - 1 m
 - 1 - 2 m
 - 2 - 3 m
 - 3 - 5 m
 - > 5 m
- SECCION TRANSV.
- UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES
- AREA MAX. DE INUNDACION

Notas

Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
T.A.Qmax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

Resp. Proy.: Ing. J. Maza
Elaboró: Ing. V. Burgos

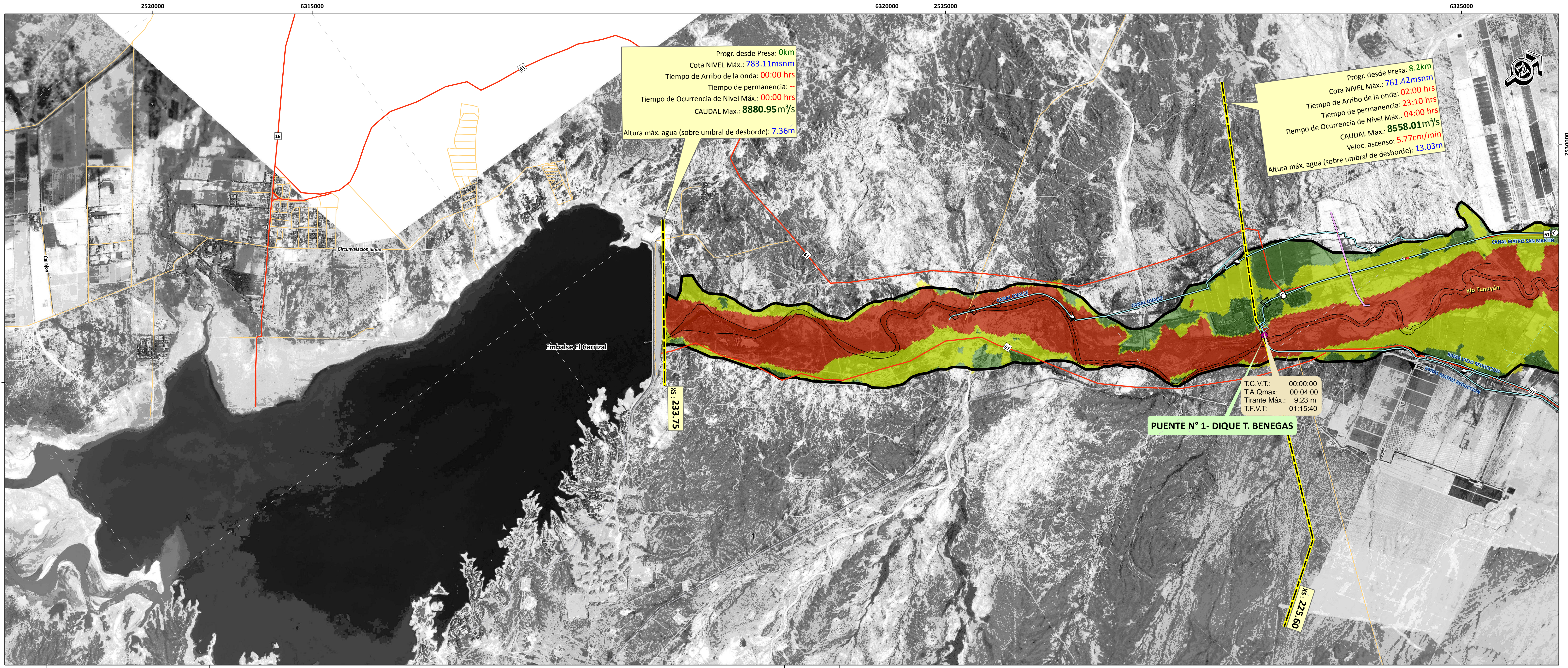
Título Lámina:
Áreas de Inundación por Rotura de Presa El Carrizal

Esc.: 1:75000
Fecha: Abril 2014
Lam. N° : 09

Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Transporte
Subsecretaría de Obras Públicas
Dirección de Hidráulica
Gobierno de Mendoza

Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios
Secretaría de Obras Públicas
Subsecretaría de Recursos Hídricos
Instituto Nacional del Agua
Centro Regional Andino

Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA
"Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"



Progr. desde Presa: 0km
 Cota NIVEL Máx.: 783.11msnm
 Tiempo de Arribo de la onda: 00:00 hrs
 Tiempo de permanencia: --
 Tiempo de Ocurrencia de Nivel Máx.: 00:00 hrs
 CAUDAL Max.: 8880.95m³/s
 Altura máx. agua (sobre umbral de desborde): 7.36m

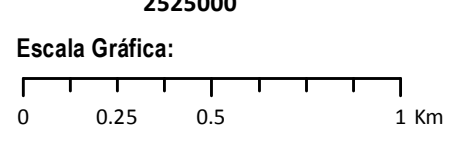
Progr. desde Presa: 8.2km
 Cota NIVEL Máx.: 761.42msnm
 Tiempo de Arribo de la onda: 02:00 hrs
 Tiempo de permanencia: 23:10 hrs
 Tiempo de Ocurrencia de Nivel Máx.: 04:00 hrs
 CAUDAL Max.: 8558.01m³/s
 Veloc. ascenso: 5.77cm/min
 Altura máx. agua (sobre umbral de desborde): 13.03m

T.C.V.T.: 00:00:00
 T.A.Qmax: 00:04:00
 Tirante Máx.: 9.23 m
 T.F.V.T.: 01:15:40

PUENTE N° 1- DIQUE T. BENEGAS

XS 233.75

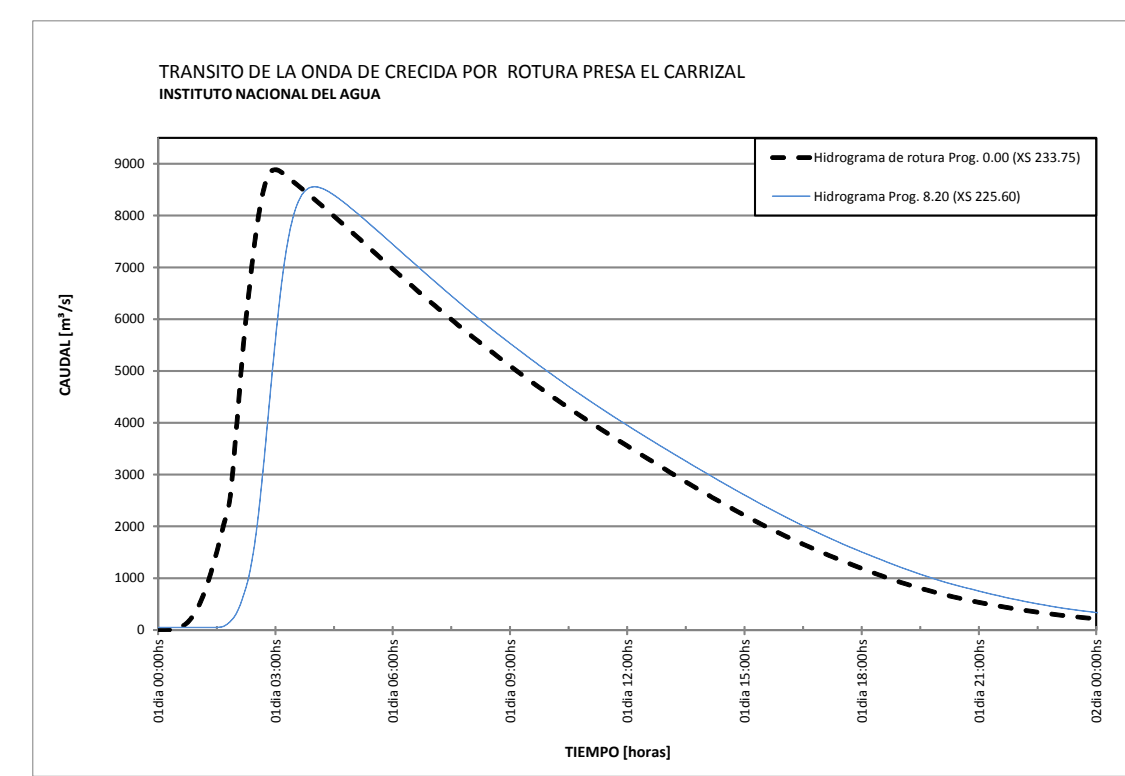
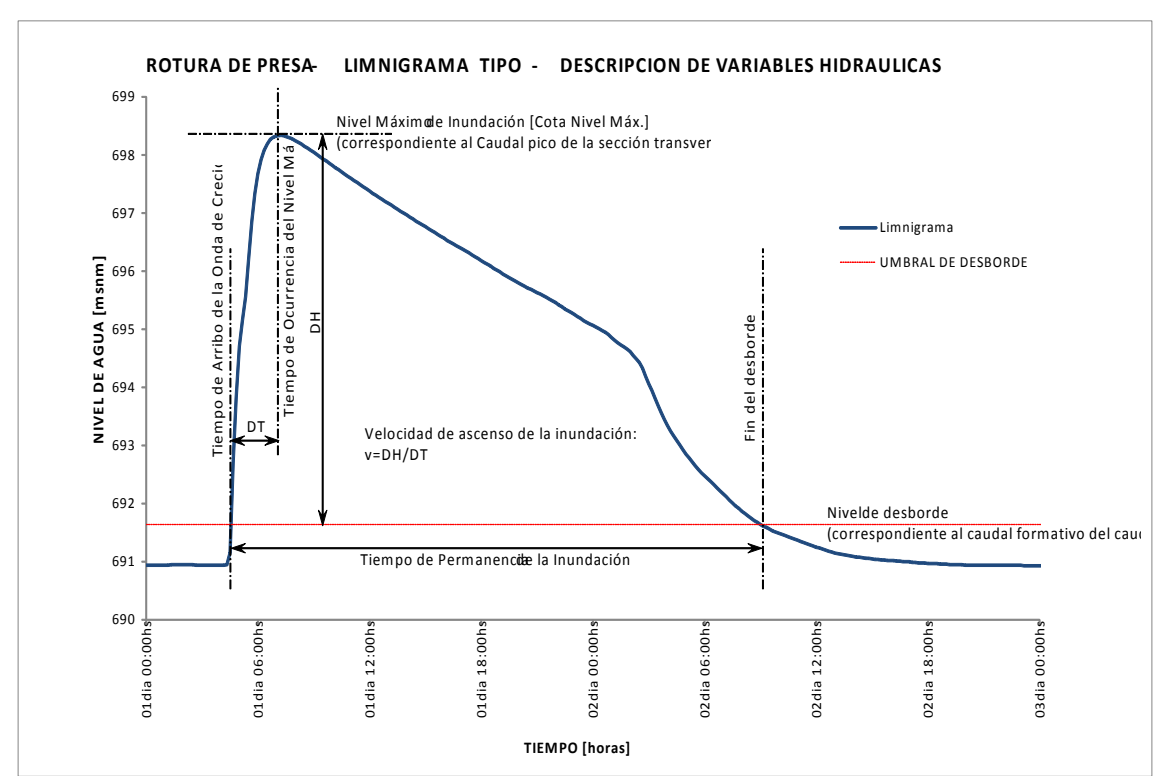
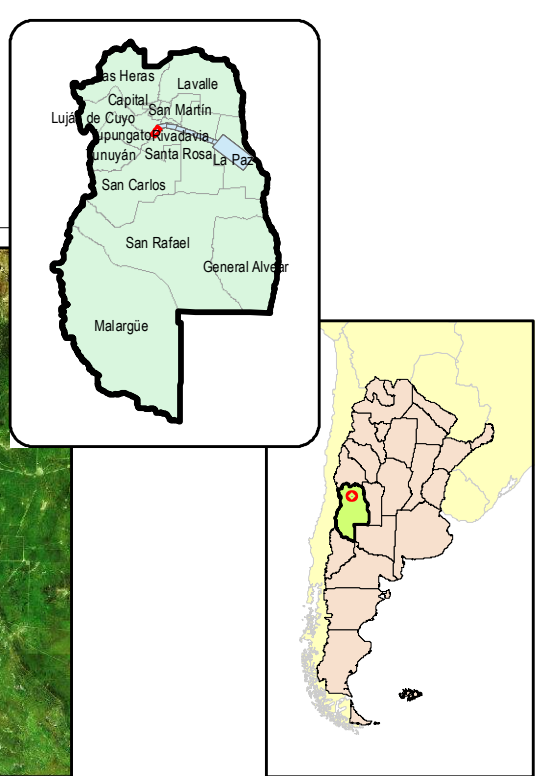
XS 225.60



Croquis de Ubicación de Tramos



Ubicación Relativa



Referencias

- CARTOGRAFÍA**
 - CIUDAD
 - LOCALIDAD
 - CASERIO
 - ✈ AERODROMO
 - 🚓 POLICIA
 - 🎓 ESCUELA
 - 🏠 CATASTRO URBANO
 - 🏡 CATASTRO RURAL
 - 🛣 CALLES
 - 🛤 HUELLAS
 - 🛣 RUTAS
 - 🟡 FFCC
- RED DE RIEGO**
 - CANAL o RAMA
 - HIJUELA
 - DESAGUE
 - ALCANTARILLA
 - PUENTE CANAL
 - SIFON
 - DIQUE DERIVADOR
 - ➡ DESARENADOR
 - ⬇ DESCARGADOR
 - ⬇ RESALTO HIDRAULICO
 - SIFON / ALCANT.
 - ⚡ AFORADOR
- MODELACIÓN HIDRAULICA**
 - RIESGO MEDIO
 - RIESGO MODERADO
 - RIESGO ELEVADO
 - RIESGO MUY ELEVADO
 - SECCION TRANSV.
 - 🚫 UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES
 - ⬛ AREA MAX. DE INUNDACION

Notas

Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2
 Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.
 T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
 T.A.Qmax: Tiempo de arribo del Caudal máximo
 T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Transporte
 Subsecretaría de Obras Públicas
 Dirección de Hidráulica
 Gobierno de Mendoza

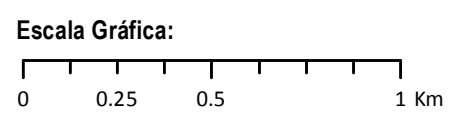
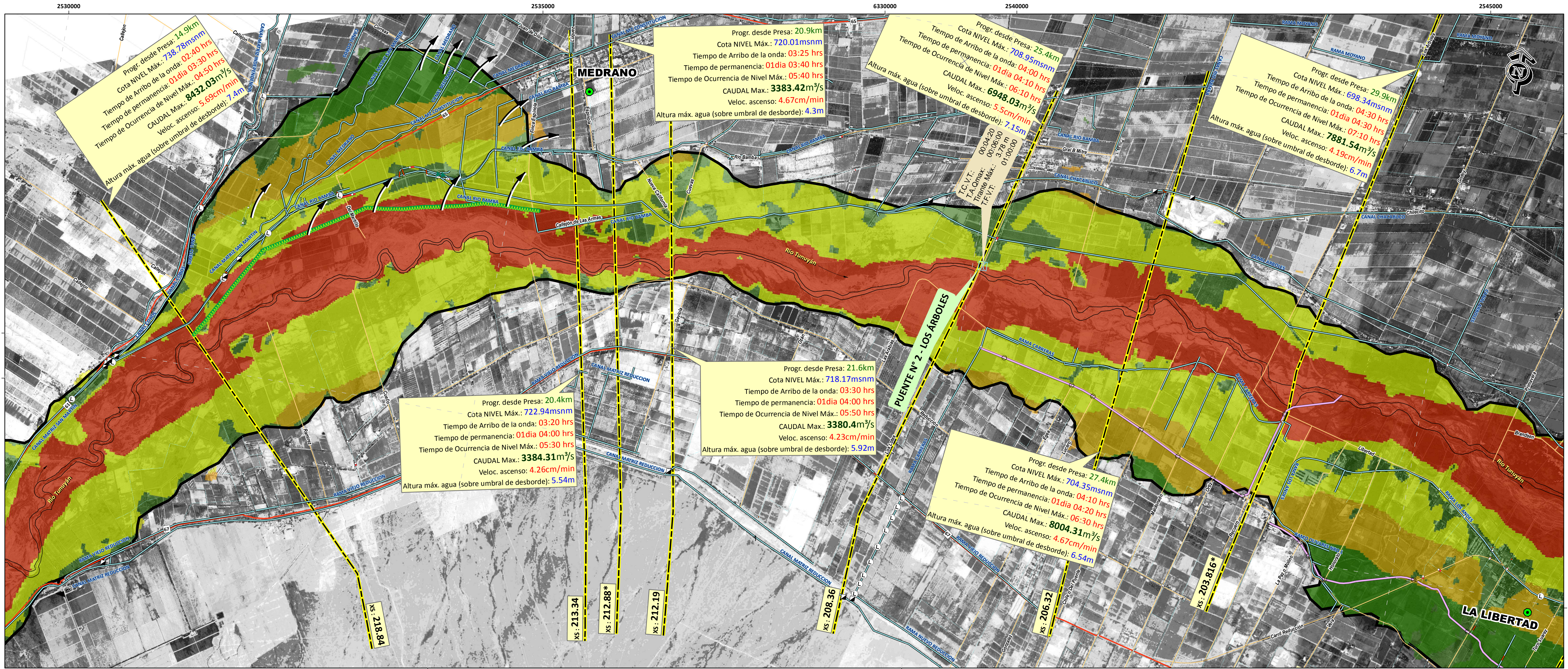
Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios
 Subsecretaría de Recursos Hídricos
 Instituto Nacional del Agua
 Centro Regional Andino

Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA
 "Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"

Resp. Proy.: Ing. J. Maza
 Elaboró: Ing. V. Burgos

Título Lámina:
Mapa de Riesgos para Personas por inundación- Rotura Presa El Carrizal

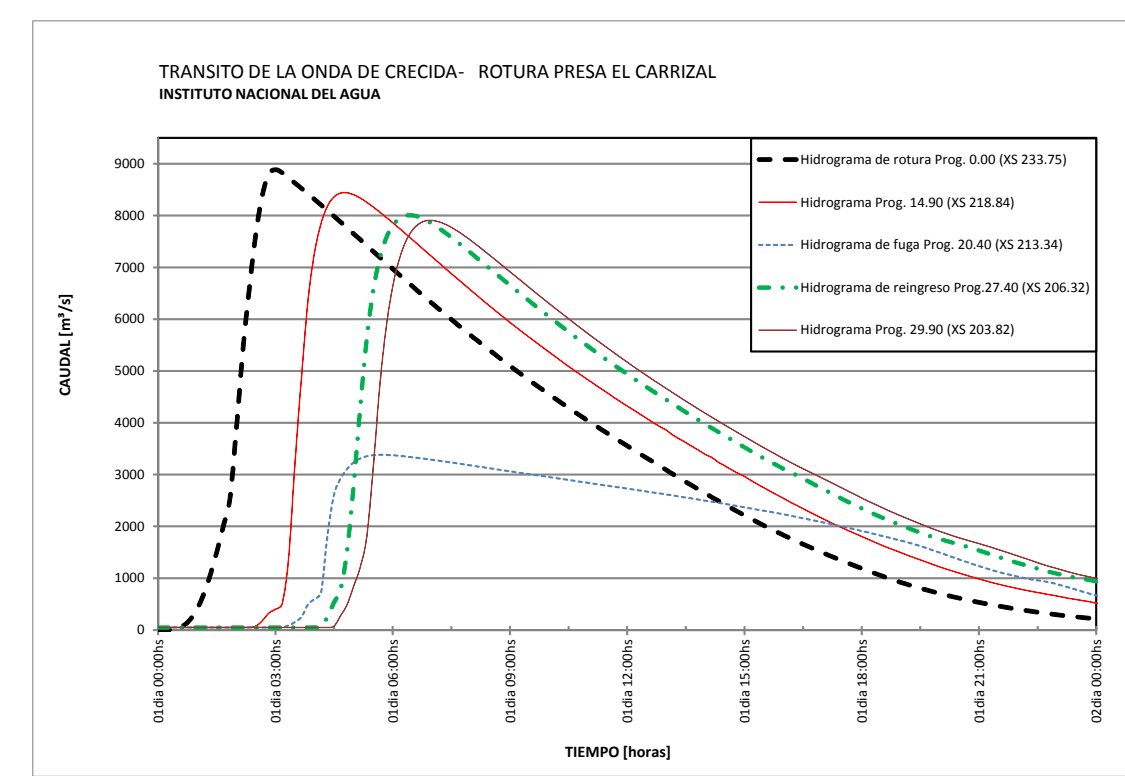
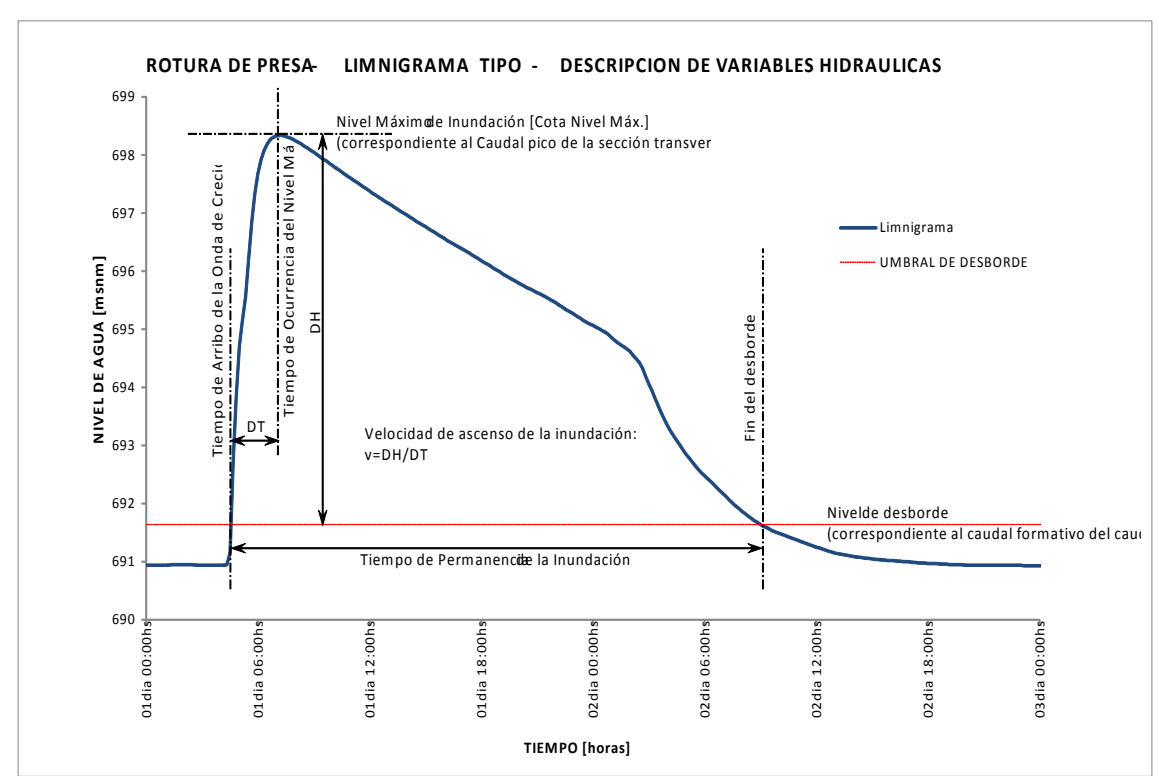
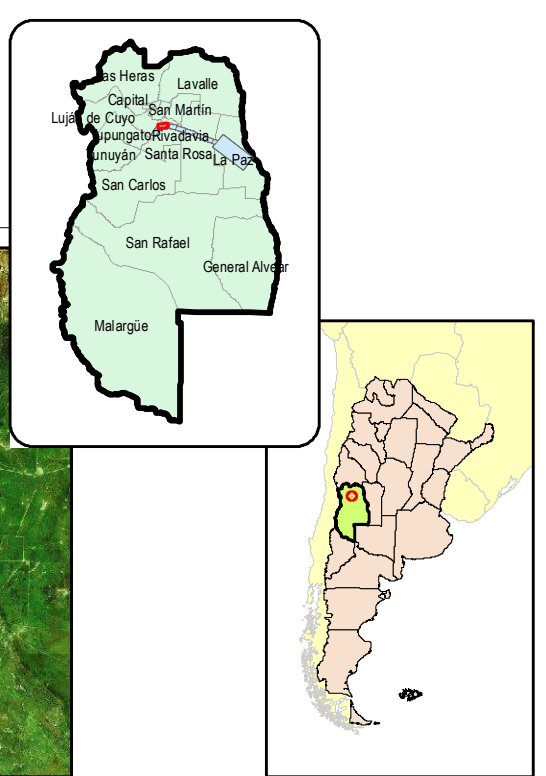
Esc.: 1:20000
 Fecha: Abril 2014
 Lam. N°: 10



Croquis de Ubicación de Tramos



Ubicación Relativa



Referencias

- | | | |
|--------------------|----------------------|------------------------------|
| CARTOGRAFÍA | RED DE RIEGO | MODELACIÓN HIDRAULICA |
| ● CIUDAD | — CANAL o RAMA | ■ RIESGO MEDIO |
| ● LOCALIDAD | — HIJUELA | ■ RIESGO MODERADO |
| ○ CASERIO | — DESAGUE | ■ RIESGO ELEVADO |
| ✚ AERODROMO | — ALCANTARILLA | ■ RIESGO MUY ELEVADO |
| 🚓 POLICIA | — PUENTE CANAL | — SECCION TRANSV. |
| 🎓 ESCUELA | — SIFON | — AREA MAX. DE INUNDACION |
| 🏠 CATASTRO URBANO | ● DIQUE DERIVADOR | |
| 🏠 CATASTRO RURAL | ➡ DESARENADOR | |
| — CALLES | ◻ DESCARGADOR | |
| — HUELLAS | — RESALTO HIDRAULICO | |
| — RUTAS | ○ SIFON / ALCANT. | |
| — FFCC | ☒ AFORADOR | |
| | □ PUENTES | |

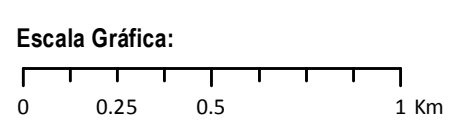
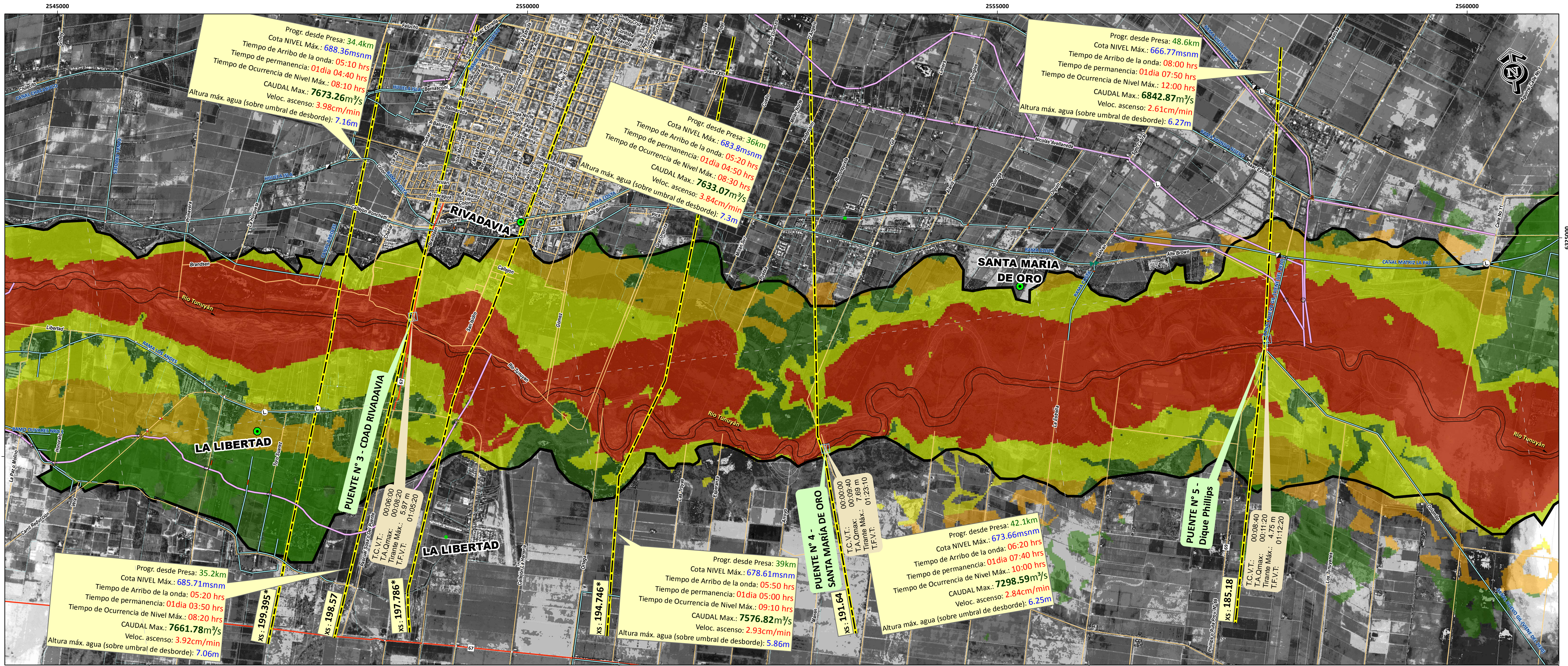
Notas

Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

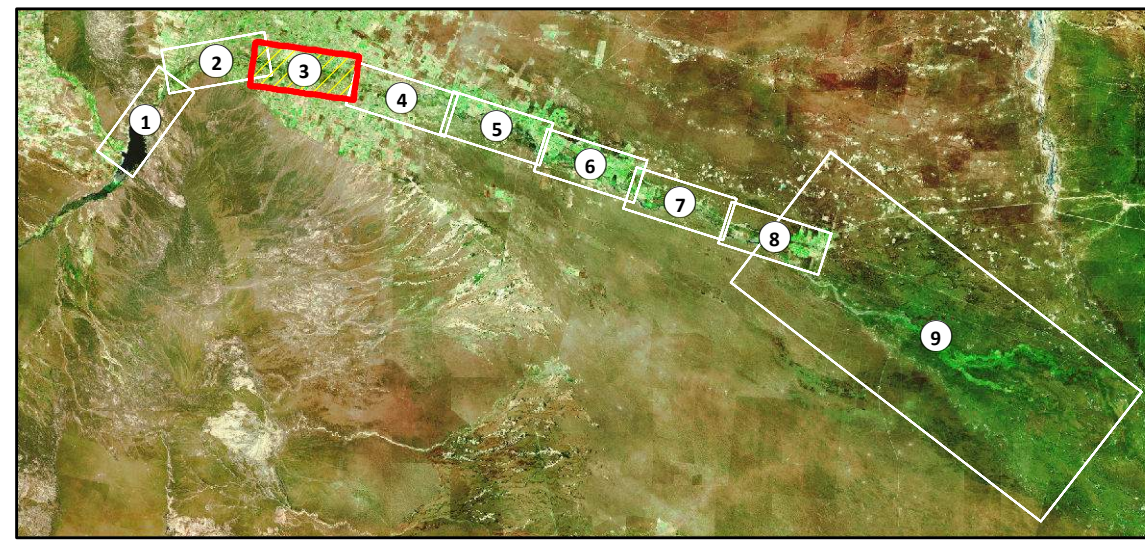
Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
 T.A.Q.máx.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
 T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

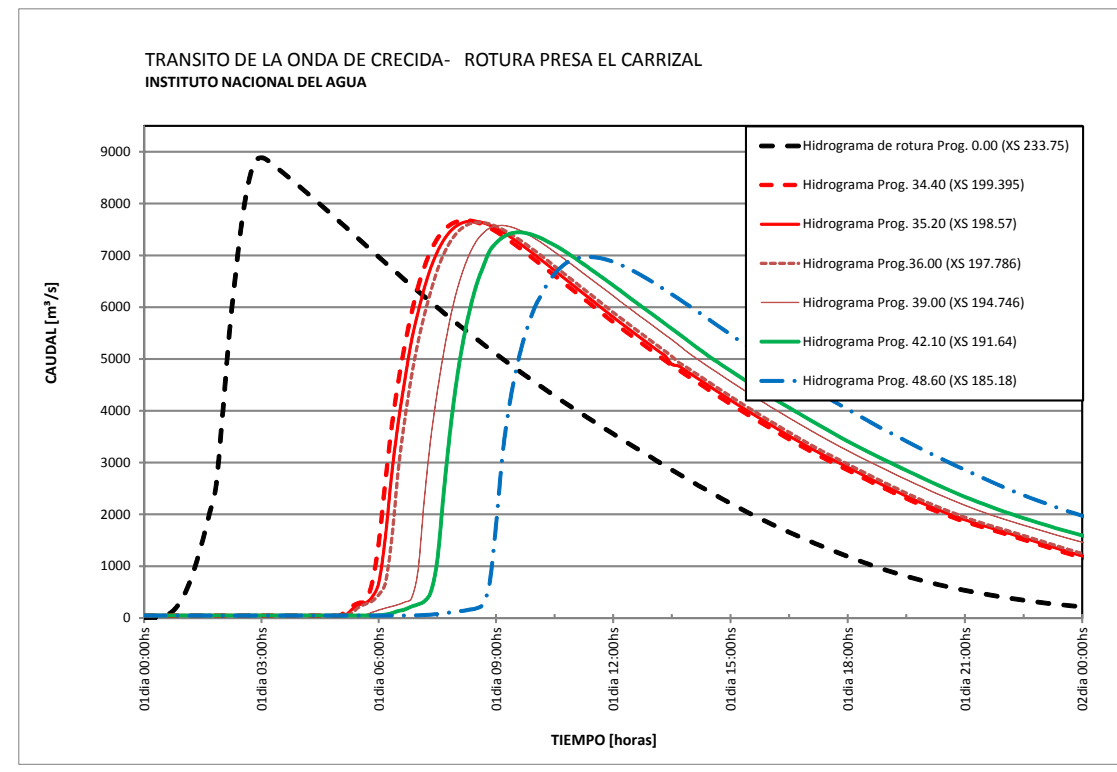
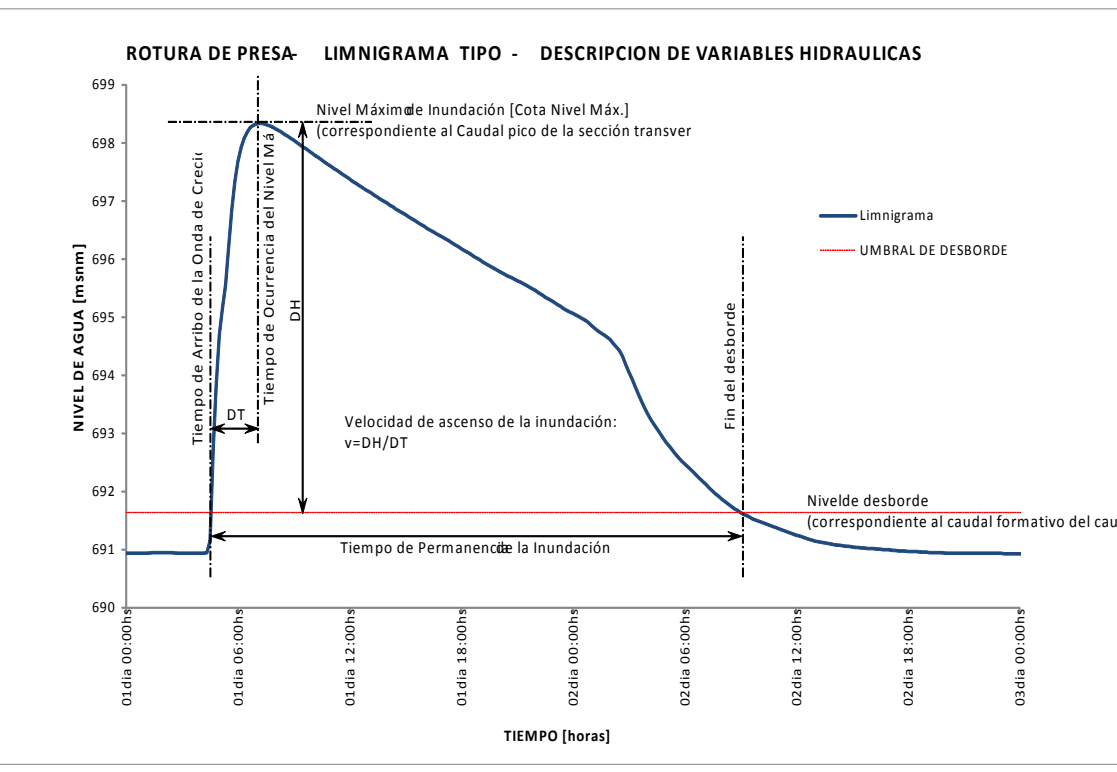
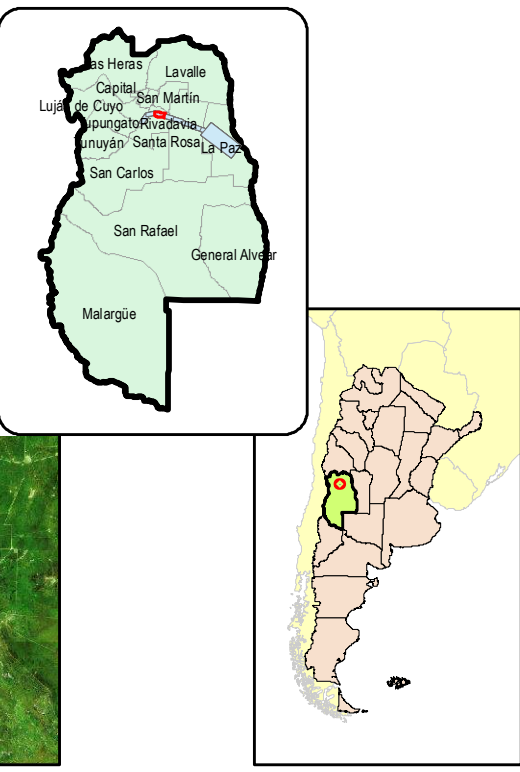
<p>Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA</p> <p>"Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"</p>			
Resp. Proy:	Ing. J. Maza	Título Lámina:	Mapa de Riesgos para Personas por inundación- Rotura Presa El Carrizal
Elaboró:	Ing. V. Burgos	Escala:	1:20000
		Fecha:	Abril 2014
		Lam. Nº:	11



Croquis de Ubicación de Tramos



Ubicación Relativa



- Referencias**
- CARTOGRAFÍA**
 - CIUDAD
 - LOCALIDAD
 - CASERIO
 - AERODROMO
 - POLICIA
 - ESCUELA
 - CATASTRO URBANO
 - CATASTRO RURAL
 - CALLES
 - HUELLAS
 - RUTAS
 - FFCC
 - RED DE RIEGO**
 - CANAL o RAMA
 - HUJUELA
 - CASERIO
 - AERODROMO
 - POLICIA
 - ESCUELA
 - CATASTRO URBANO
 - CATASTRO RURAL
 - CALLES
 - HUELLAS
 - RUTAS
 - FFCC
 - MODELACIÓN HIDRAULICA**
 - RIESGO DE INUNDACIÓN (PARA PERSONAS)
 - RIESGO MEDIO
 - RIESGO MODERADO
 - RIESGO ELEVADO
 - RIESGO MUY ELEVADO
 - SECCION TRANSV.
 - UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES
 - AREA MAX. DE INUNDACION

Notas

Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
T.A.Omax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Transporte
Subsecretaría de Obras Públicas
Dirección de Hidráulica
Gobierno de Mendoza

Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios
Secretaría de Obras Públicas
Subsecretaría de Recursos Hídricos
Instituto Nacional del Agua
Centro Regional Andino

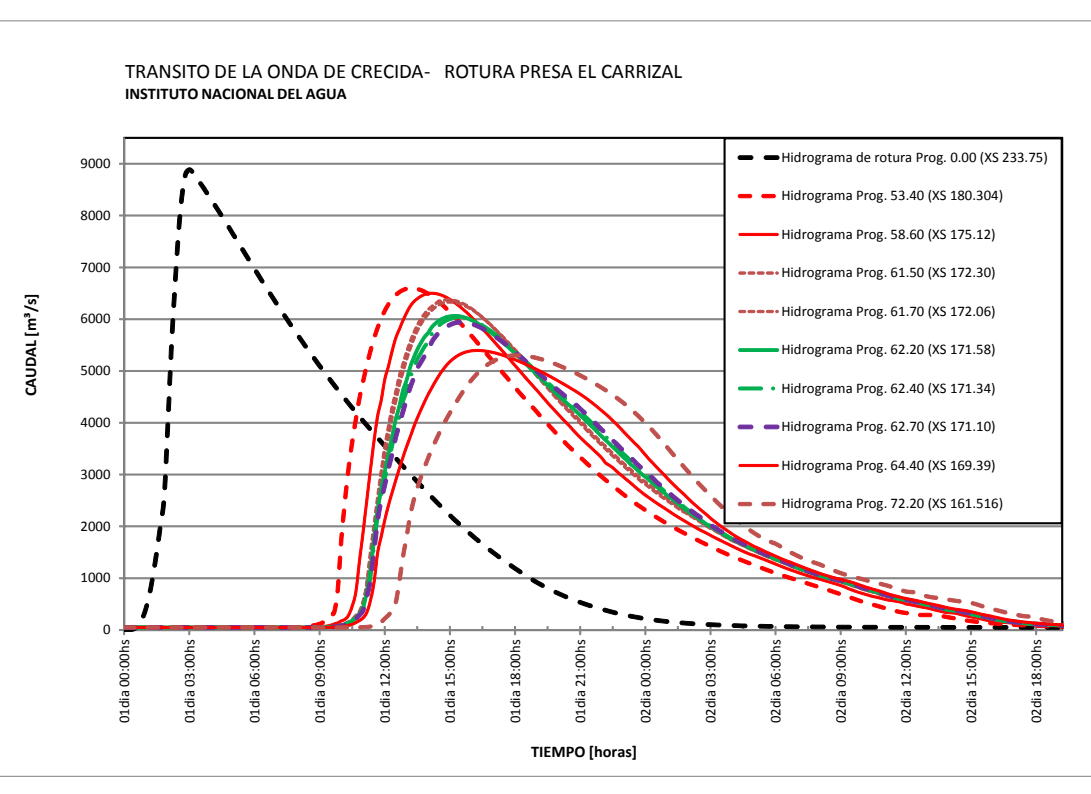
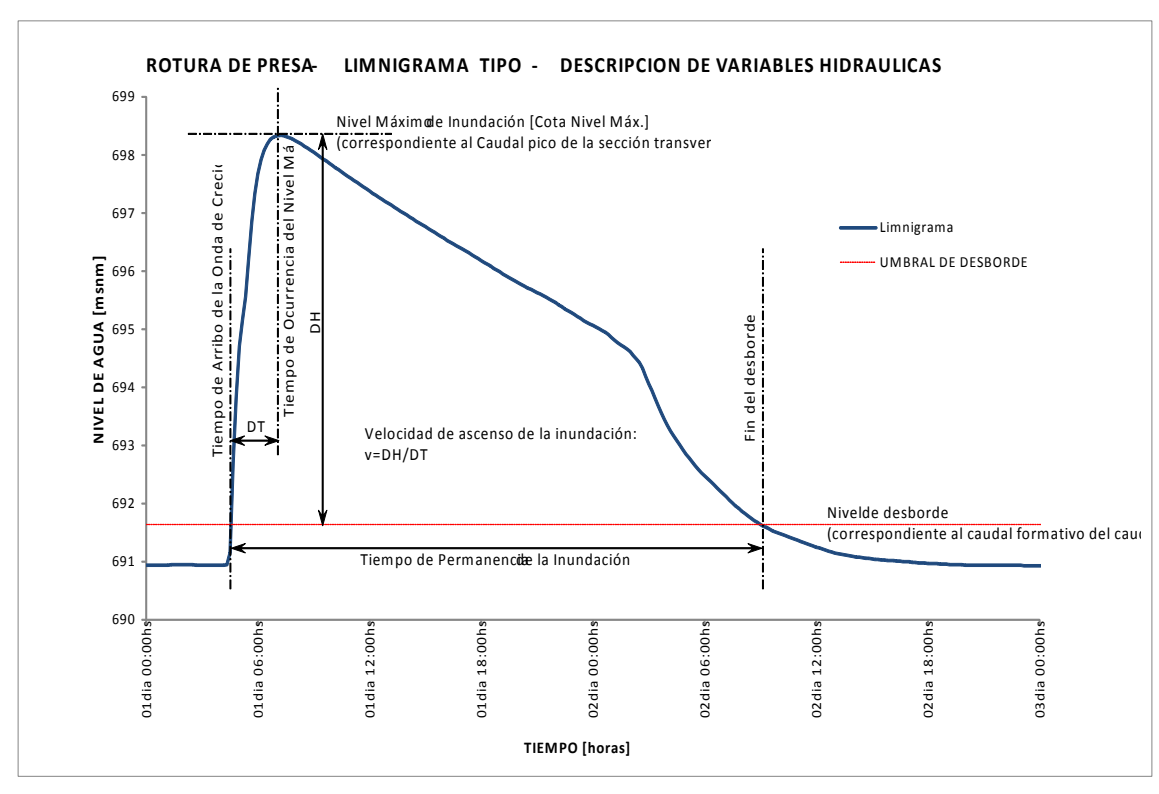
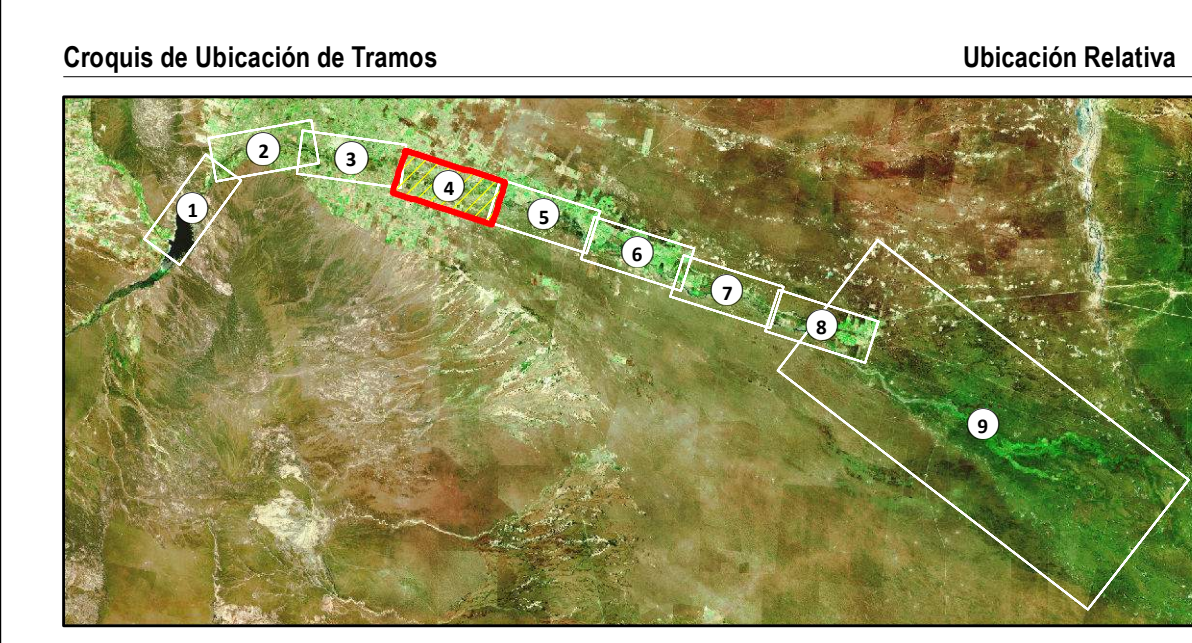
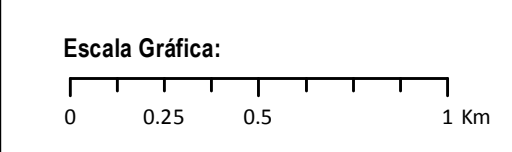
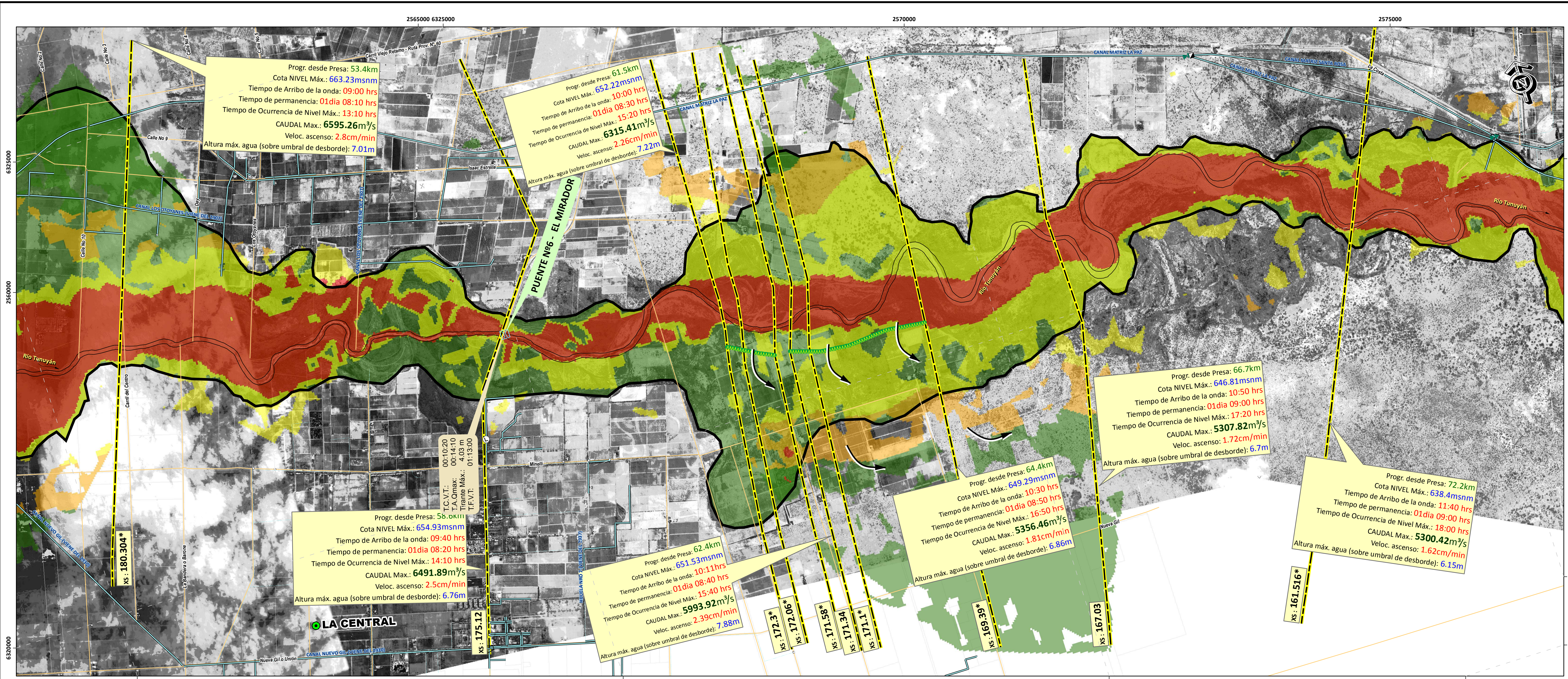
Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA

"Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"

Resp. Proy.: Ing. J. Maza
Elaboró: Ing. V. Burgos

Título Lámina:
Mapa de Riesgos para Personas por inundación- Rotura Presa El Carrizal

Esc.: 1:20000
Fecha: Abril 2014
Lam. N°: 12



- Referencias**
- CARTOGRAFÍA**
 - CIUDAD
 - LOCALIDAD
 - CASERIO
 - ✈ AERODROMO
 - 🚓 POLICIA
 - 🎓 ESCUELA
 - 🏠 CATASTRO URBANO
 - 🏡 CATASTRO RURAL
 - 🛣 CALLES
 - 🛤 HUELLAS
 - 🛤 RUTAS
 - 🛤 FFCC
 - RED DE RIEGO**
 - CANAL o RAMA
 - HIJUELA
 - CASERIO
 - DESAGUE
 - ALCANTARILLA
 - PUENTE CANAL
 - SIFON
 - DIQUE DERIVADOR
 - DESARENADOR
 - RESALTO HIDRAULICO
 - SIFON / ALCANT.
 - AFORADOR
 - MODELACIÓN HIDRAULICA**
 - RIESGO MEDIO
 - RIESGO MODERADO
 - RIESGO ELEVADO
 - RIESGO MUY ELEVADO
 - SECCION TRANSV.
 - UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES
 - AREA MAX. DE INUNDACION

Notas
Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
T.A.Qmax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Transporte
Subsecretaría de Obras Públicas
Dirección de Hidráulica
Gobierno de Mendoza

Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios
Secretaría de Obras Públicas
Subsecretaría de Recursos Hídricos
Instituto Nacional del Agua
Centro Regional Andino

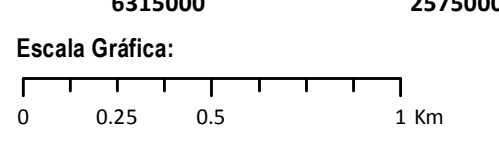
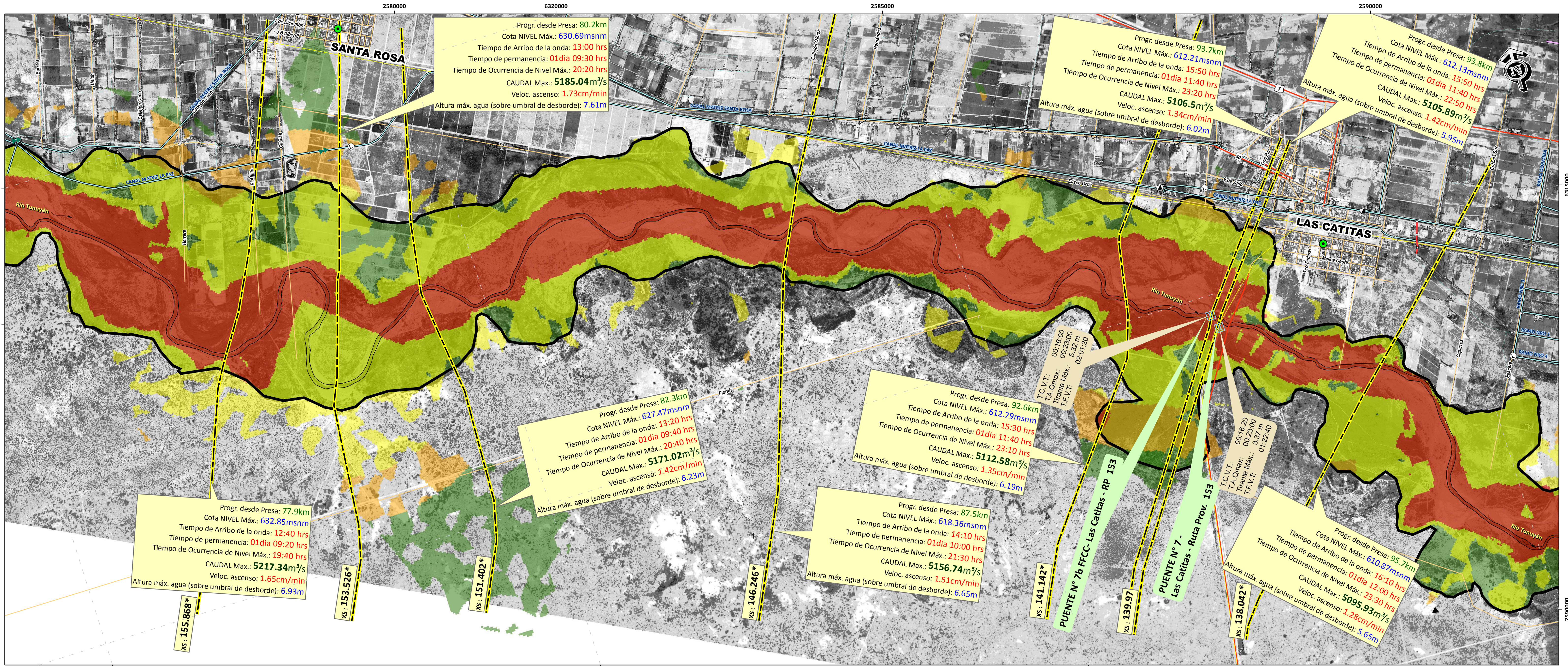
Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA

"Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"

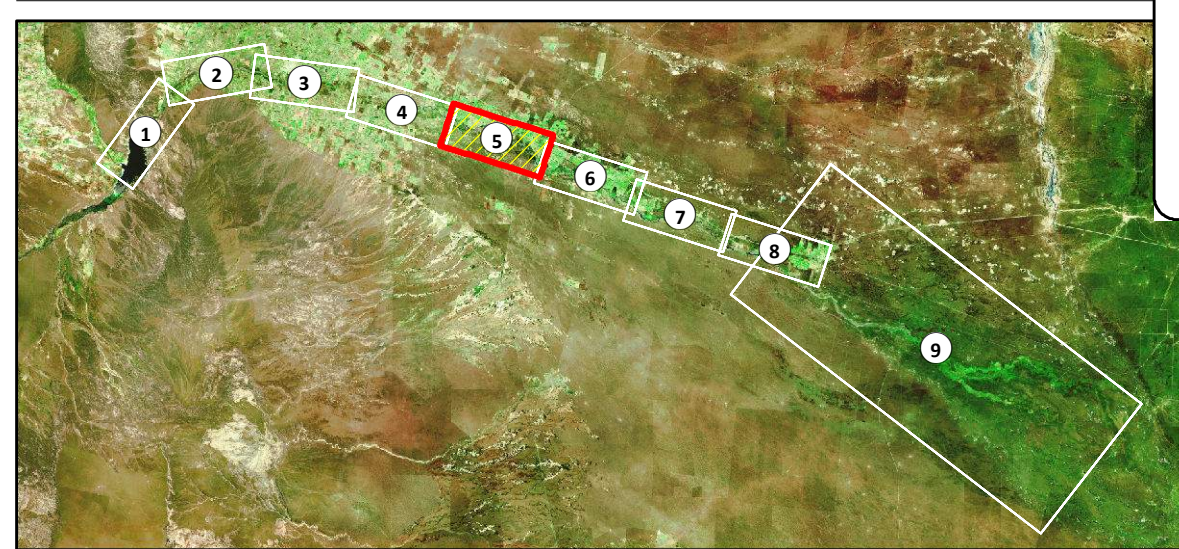
Resp. Proy.: Ing. J. Maza
Elaboró: Ing. V. Burgos

Título Lámina:
Mapa de Riesgos para Personas por inundación- Rotura Presa El Carrizal

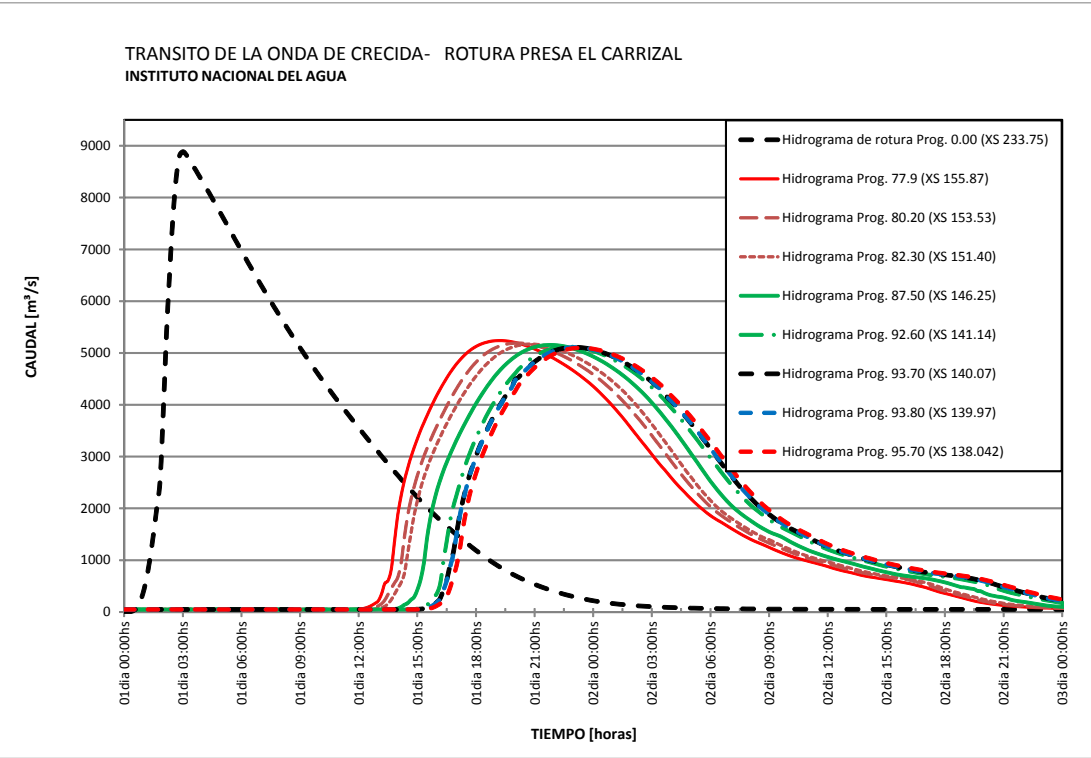
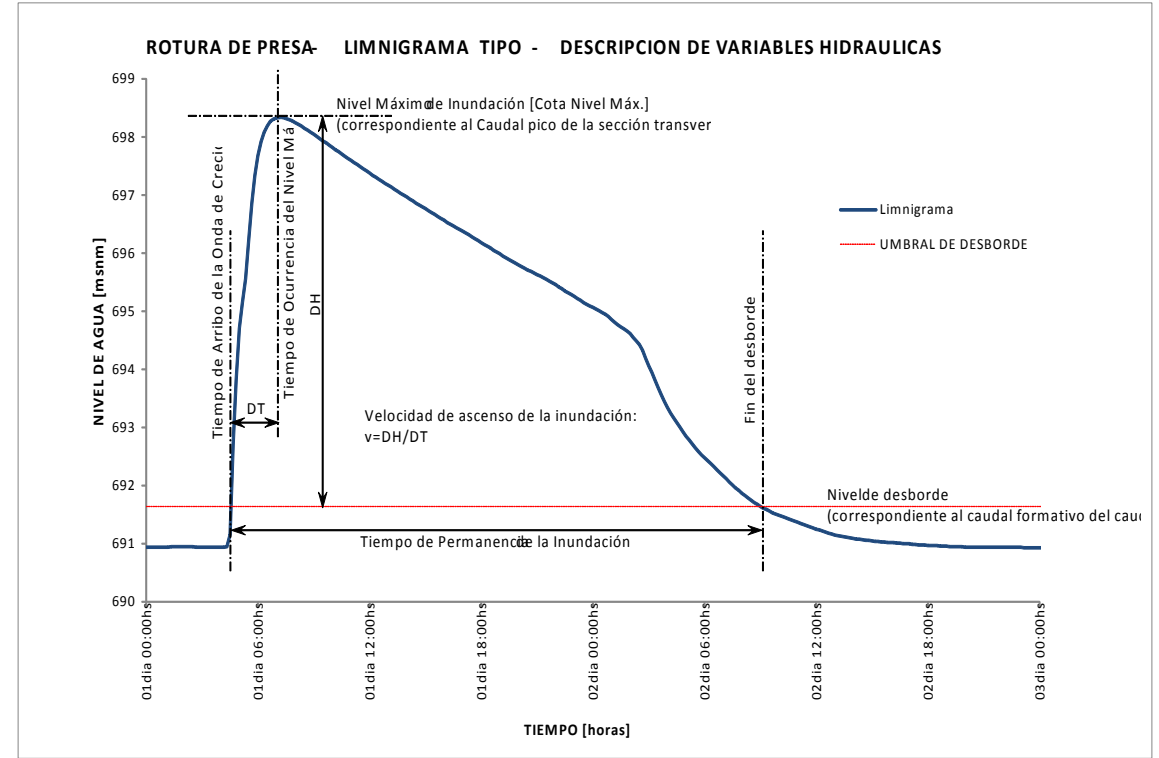
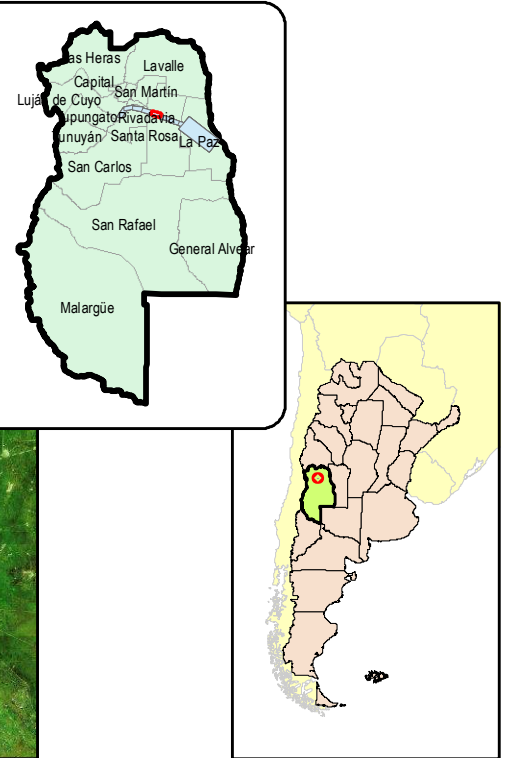
Esc.: 1:20000
Fecha: Abril 2014
Lam. N°: 13



Croquis de Ubicación de Tramos



Ubicación Relativa



- Referencias
- CARTOGRAFÍA**
 - CIUDAD
 - LOCALIDAD
 - CASERIO
 - AERODROMO
 - POLICIA
 - ESCUELA
 - CATASTRO URBANO
 - CATASTRO RURAL
 - CALLES
 - HUELLAS
 - RUTAS
 - FCC
 - RED DE RIEGO**
 - CANAL o RAMA
 - HUJUELA
 - DESAGUE
 - ALCANTARILLA
 - PUENTE CANAL
 - SIFON
 - DIQUE DERIVADOR
 - DESARENADOR
 - DESCARGADOR
 - RESALTO HIDRAULICO
 - SIFON / ALCANT.
 - AFORADOR
 - MODELACIÓN HIDRAULICA**
 - RIESGO DE INUNDACIÓN (PARA PERSONAS)
 - RIESGO MEDIO
 - RIESGO MODERADO
 - RIESGO ELEVADO
 - RIESGO MUY ELEVADO
 - SECCION TRANSV.
 - UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES
 - AREA MAX. DE INUNDACION

Notas
Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
T.A.Omax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

Resp. Proy.: Ing. J. Maza
Elaboró: Ing. V. Burgos

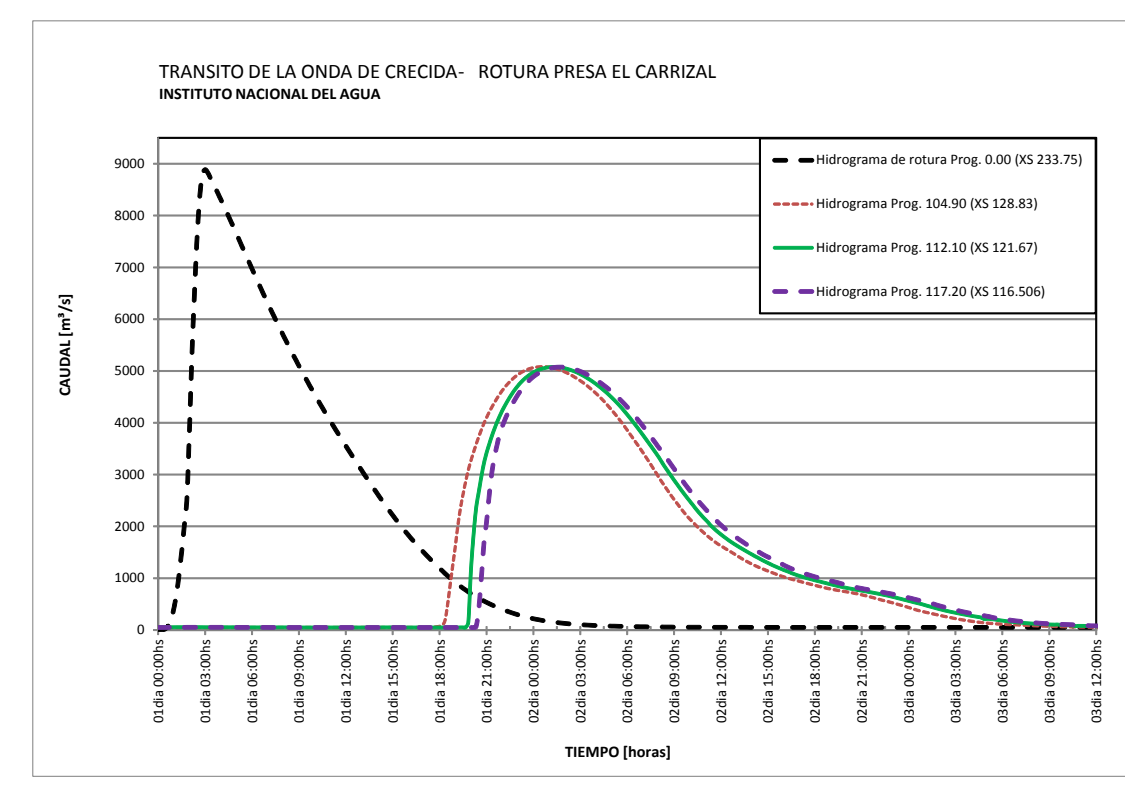
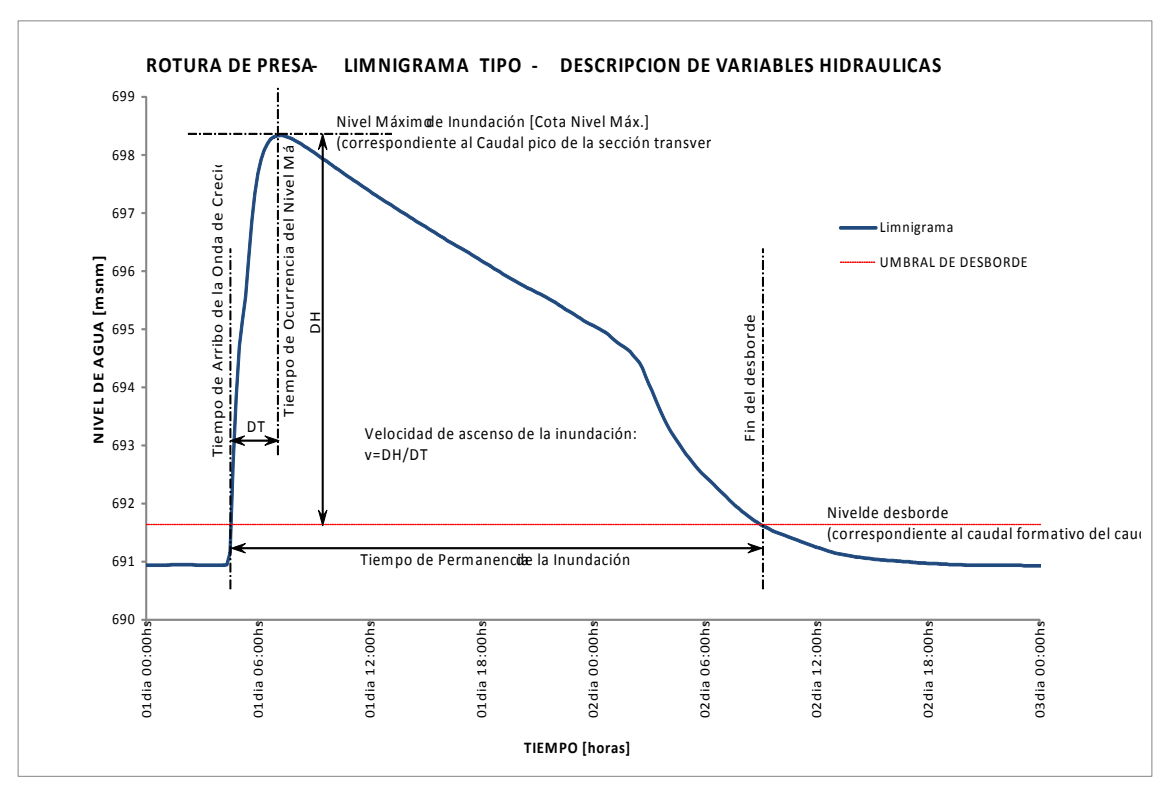
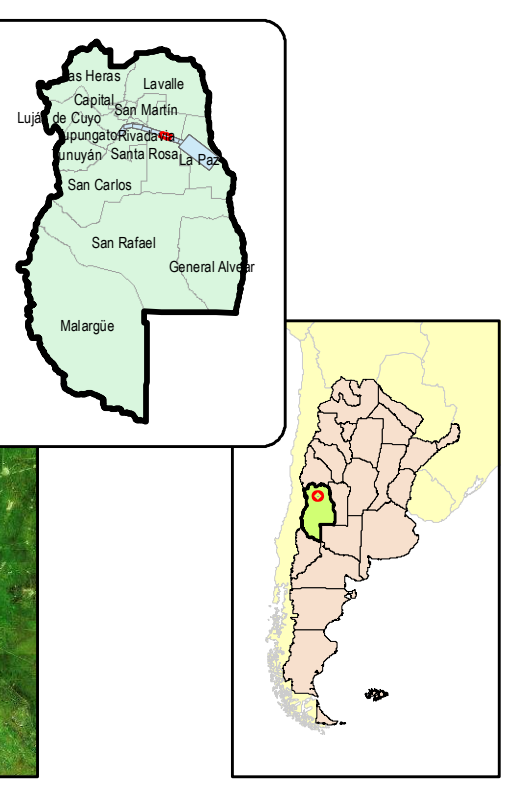
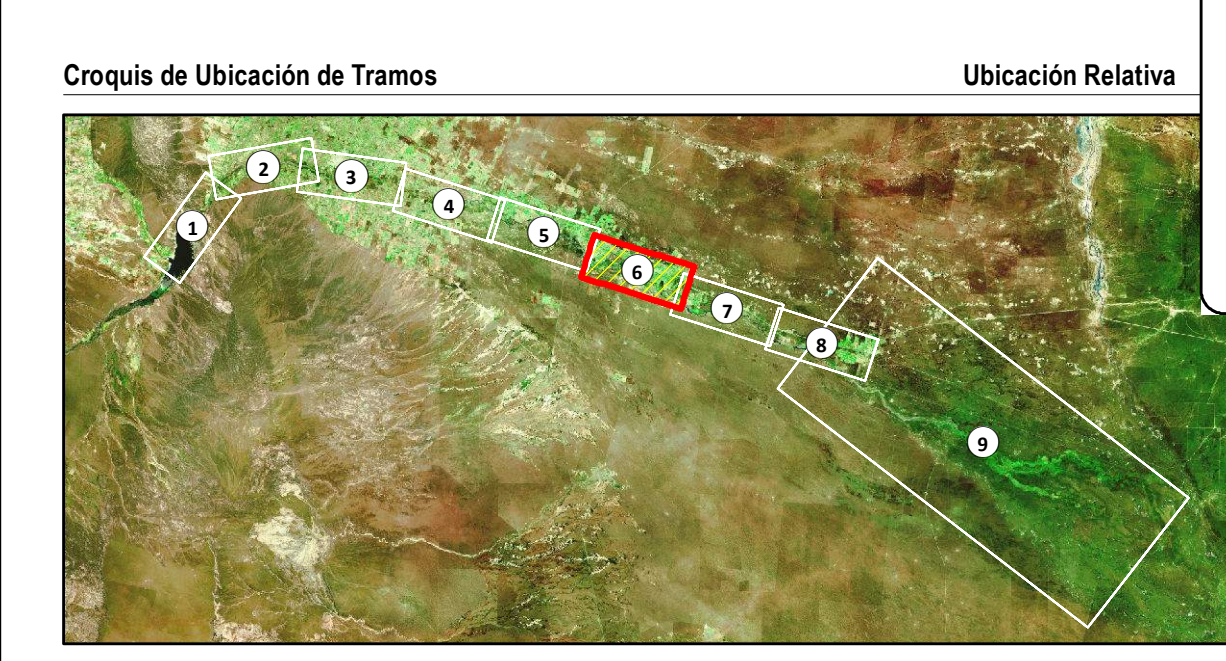
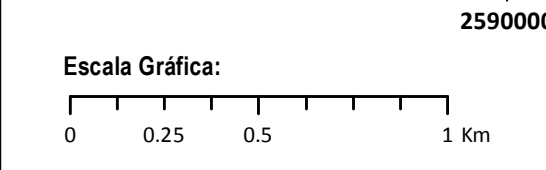
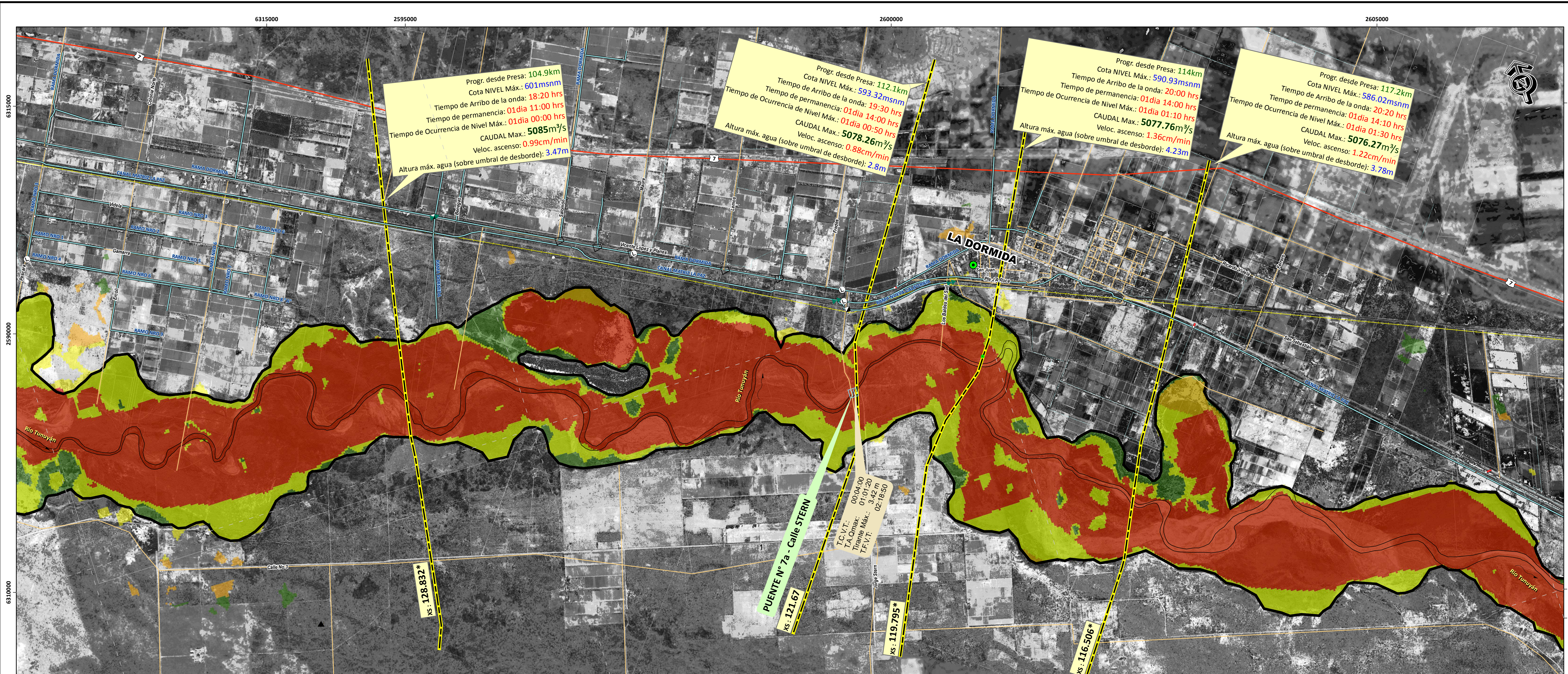
Título Lámina:
Mapa de Riesgos para Personas por inundación- Rotura Presa El Carrizal

Esc.: 1:20000
Fecha: Abril 2014
Lam. N°: 14

Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Transporte
Subsecretaría de Obras Públicas
Dirección de Hidráulica
Gobierno de Mendoza

Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios
Secretaría de Obras Públicas
Subsecretaría de Recursos Hídricos
Instituto Nacional del Agua
Centro Regional Andino

Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA
"Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"



- Referencias
- CARTOGRAFÍA**
 - CIUDAD
 - LOCALIDAD
 - CASERIO
 - ✈ AERODROMO
 - 🚓 POLICIA
 - 🎓 ESCUELA
 - 🏠 CATASTRO URBANO
 - 🏡 CATASTRO RURAL
 - 🛣 CALLES
 - 🛤 HUELLAS
 - 🛣 RUTAS
 - 🛣 FFCC
 - RED DE RIEGO**
 - CANAL o RAMA
 - HIJUELA
 - DESAGUE
 - ALCANTARILLA
 - PUENTE CANAL
 - SIFON
 - DIQUE DERIVADOR
 - ➡ DESARENADOR
 - ⬇ DESCARGADOR
 - RESALTO HIDRAULICO
 - SIFON / ALCANT.
 - ⚙ AFORADOR
 - MODELACIÓN HIDRAULICA**
 - RIESGO MEDIO
 - RIESGO MODERADO
 - RIESGO ELEVADO
 - RIESGO MUY ELEVADO
 - SECCION TRANSV.
 - 🚫 UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES
 - 🚫 AREA MAX. DE INUNDACION

Notas
Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

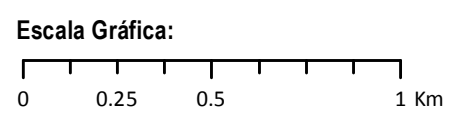
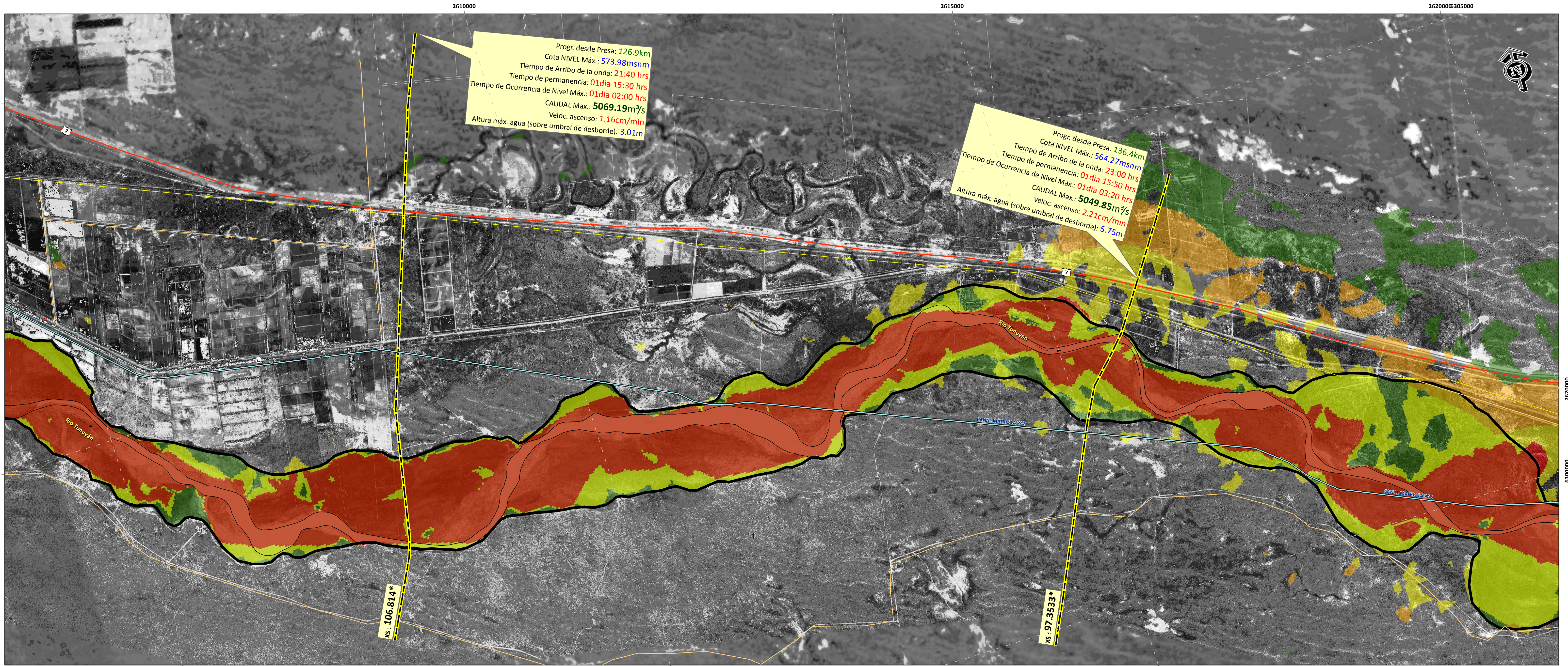
T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
T.A.Qmax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

Resp. Proy.: Ing. J. Maza
Elaboró: Ing. V. Burgos

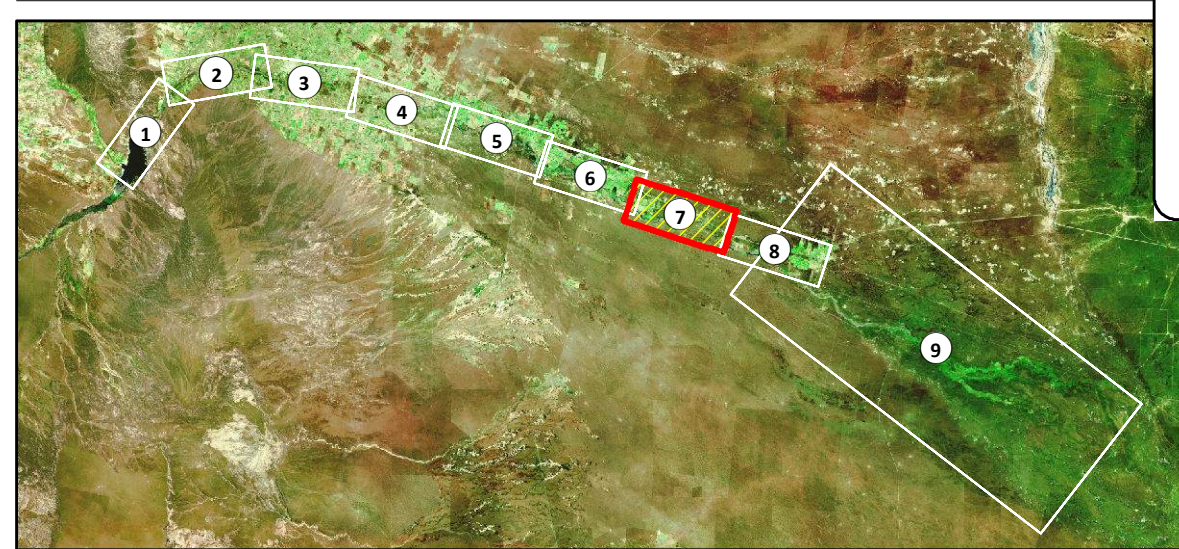
Título Lámina:
Mapa de Riesgos para Personas por inundación- Rotura Presa El Carrizal

Esc.: 1:20000
Fecha: Abril 2014
Lam. Nº: 15

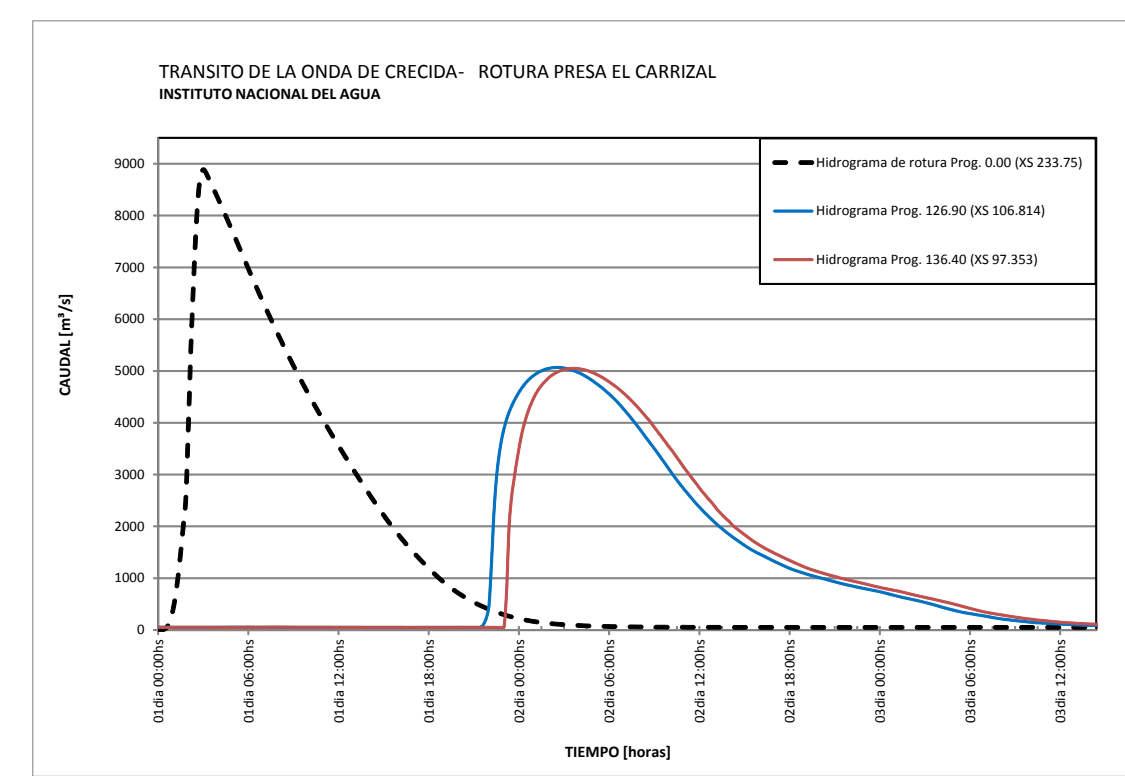
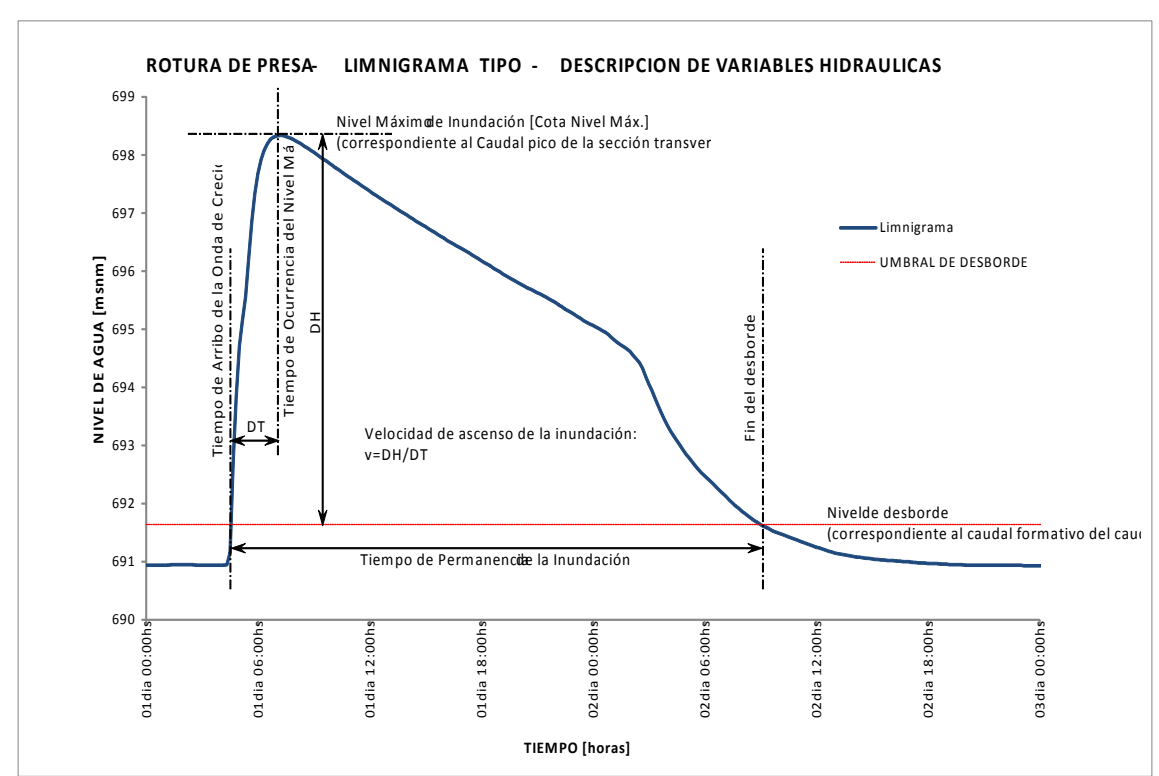
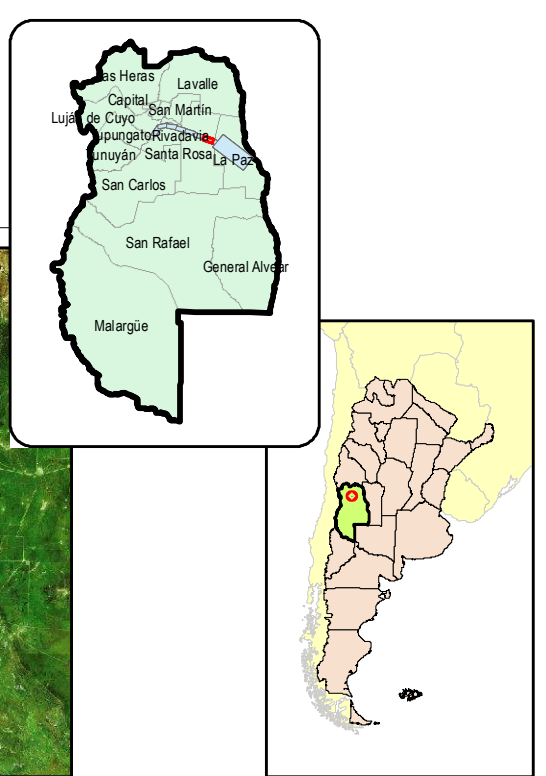
Logos: Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Transporte; Subsecretaría de Obras Públicas; Dirección de Hidráulica; Gobierno de Mendoza; Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios; Secretaría de Obras Públicas; Subsecretaría de Recursos Hídricos; Instituto Nacional del Agua; Centro Regional Andino; INA-CRA



Croquis de Ubicación de Tramos



Ubicación Relativa



Referencias

- | | | |
|--------------------|----------------------|------------------------------|
| CARTOGRAFÍA | RED DE RIEGO | MODELACIÓN HIDRAULICA |
| ● CIUDAD | — CANAL o RAMA | ■ RIESGO MEDIO |
| ● LOCALIDAD | — HIJUELA | ■ RIESGO MODERADO |
| ○ CASERIO | — DESAGUE | ■ RIESGO ELEVADO |
| ✚ AERODROMO | — ALCANTARILLA | ■ RIESGO MUY ELEVADO |
| ✚ POLICIA | — PUENTE CANAL | — SECCION TRANSV. |
| ✚ ESCUELA | — SIFON | ■ UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES |
| □ CATASTRO URBANO | ● DIQUE DERIVADOR | ■ AREA MAX. DE INUNDACION |
| □ CATASTRO RURAL | ▽ DESCARGADOR | |
| — CALLES | △ RESALTO HIDRAULICO | |
| — HUELLAS | ○ SIFON / ALCANT. | |
| — RUTAS | ■ AFORADOR | |
| — FFCC | | |
| □ PUENTES | | |

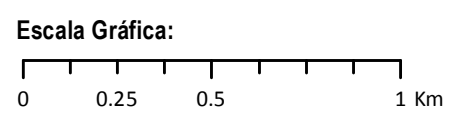
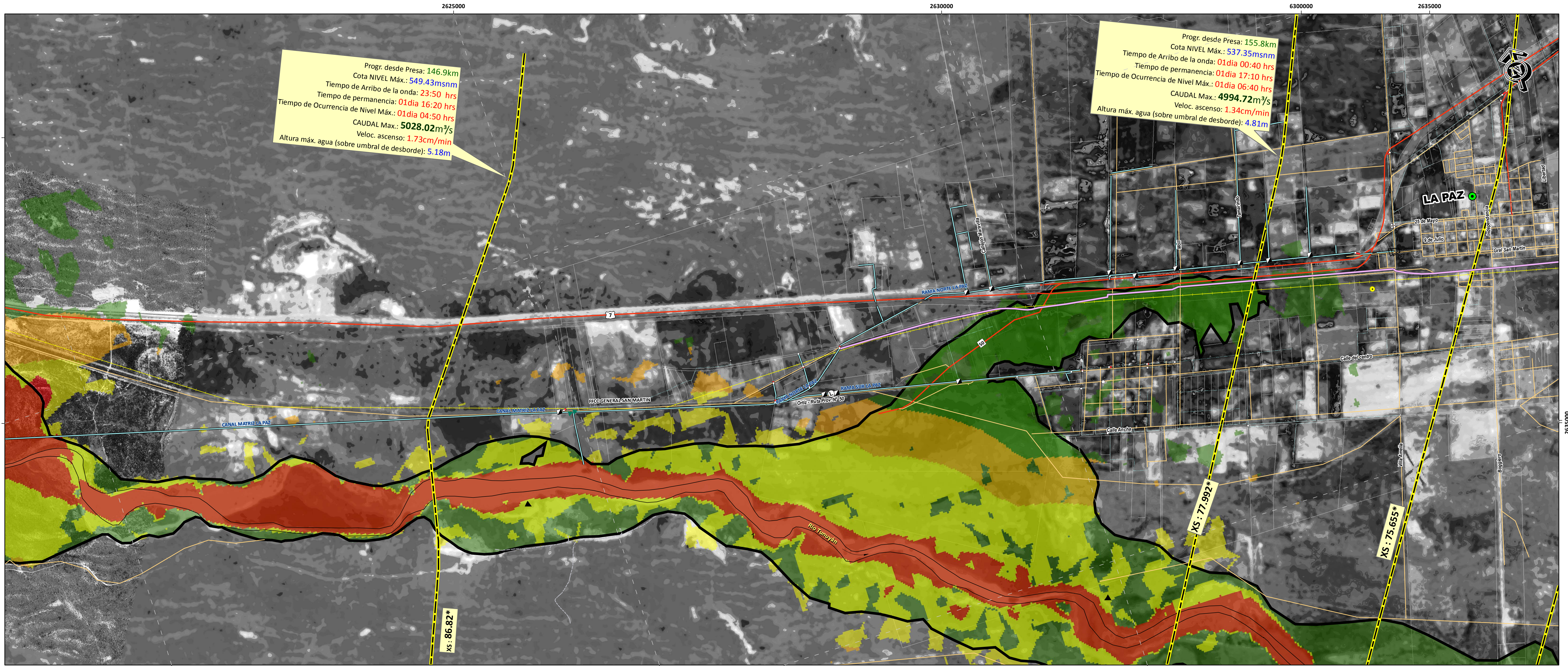
Notas

Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

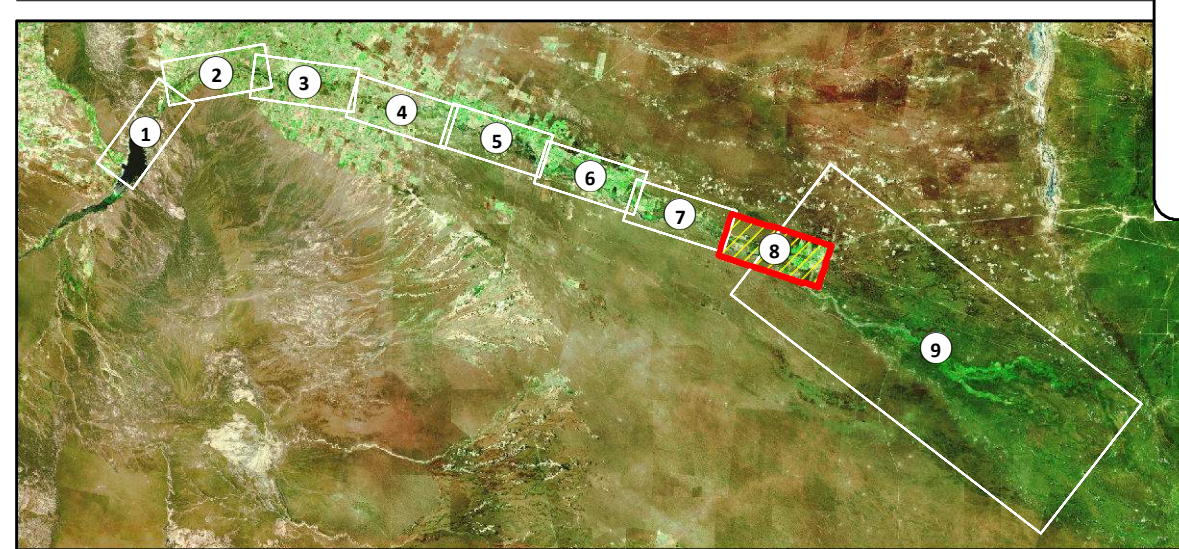
Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
 T.A.Qmax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
 T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

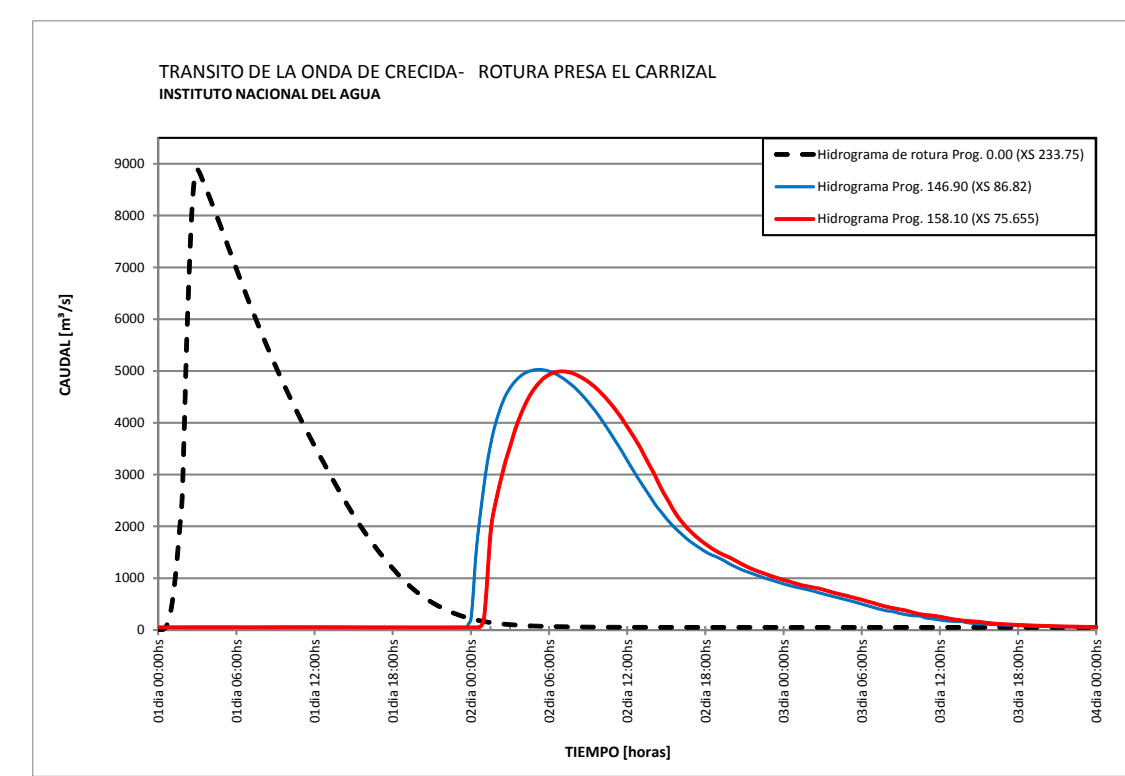
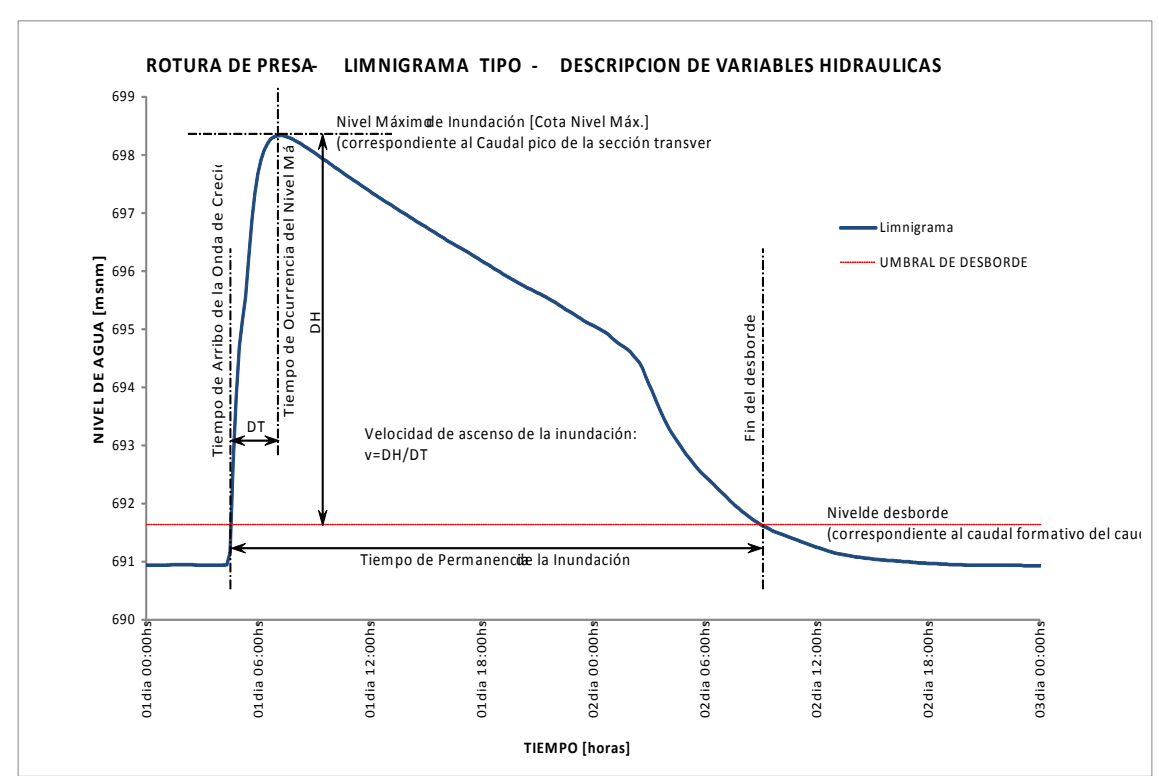
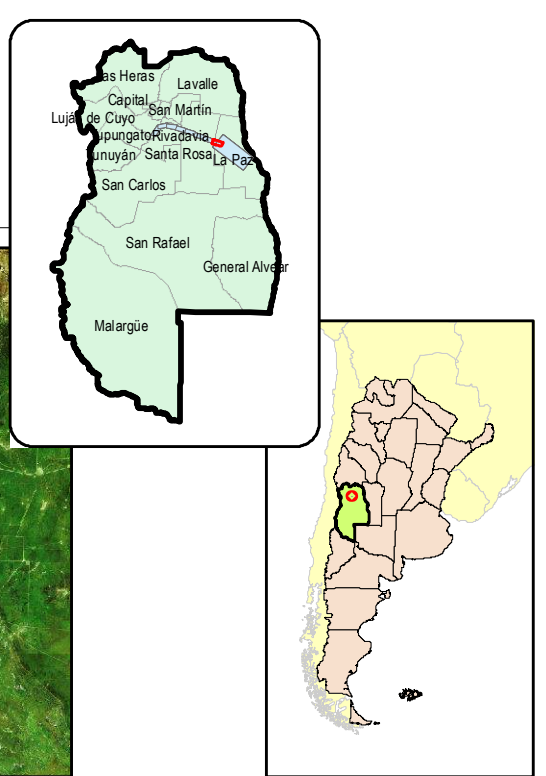
<p>Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA</p> <p>"Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"</p>		
Resp. Proy: Ing. J. Maza	Título Lámina: Mapa de Riesgos para Personas por inundación- Rotura Presa El Carrizal	Esc.: 1:20000 Fecha: Abril 2014 Lam. Nº: 16
Elaboró: Ing. V. Burgos		



Croquis de Ubicación de Tramos



Ubicación Relativa



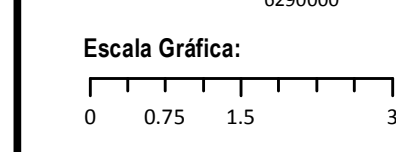
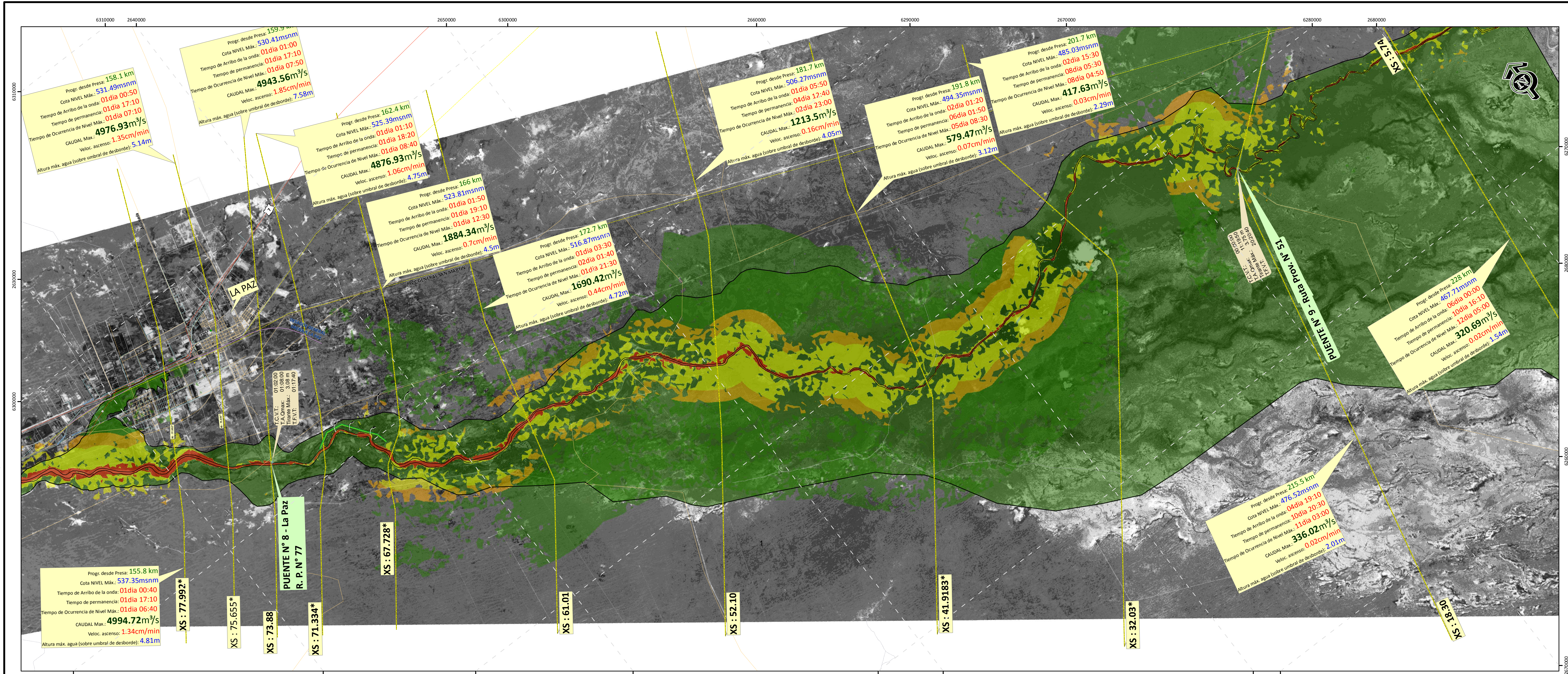
Referencias

- CARTOGRAFÍA**
 - CIUDAD
 - LOCALIDAD
 - CASERIO
 - ✈ AERODROMO
 - ⚡ POLICÍA
 - ⚪ ESCUELA
 - ▭ CATASTRO URBANO
 - ▭ CATASTRO RURAL
 - CALLES
 - HUELLAS
 - RUTAS
 - FFCC
- RED DE RIEGO**
 - CANAL o RAMA
 - HIJUELA
 - DESAGUE
 - ALCANTARILLA
 - PUENTE CANAL
 - SIFÓN
 - DIQUE DERIVADOR
 - DESARENADOR
 - ◻ DESCARGADOR
 - RESALTO HIDRAULICO
 - SIFÓN / ALCANT.
 - ◻ AFORADOR
- MODELACIÓN HIDRAULICA**
 - RIESGO MEDIO
 - RIESGO MODERADO
 - RIESGO ELEVADO
 - RIESGO MUY ELEVADO
 - SECCIÓN TRANSV.
 - UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES
 - ▭ ÁREA MÁX. DE INUNDACIÓN

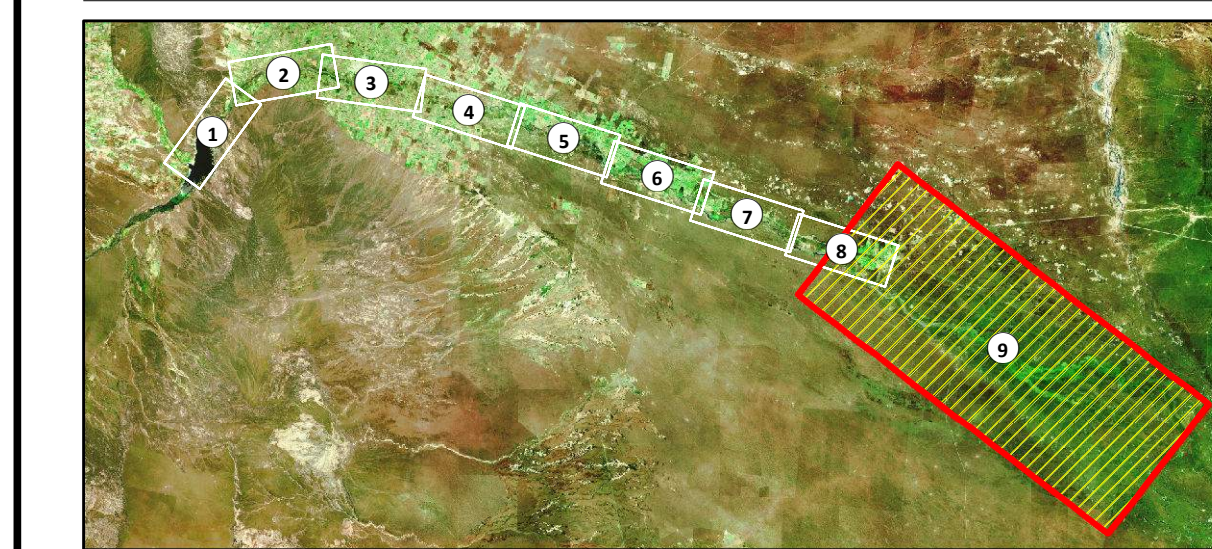
Notas

Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2
 Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.
 T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
 T.A.Qmax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
 T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

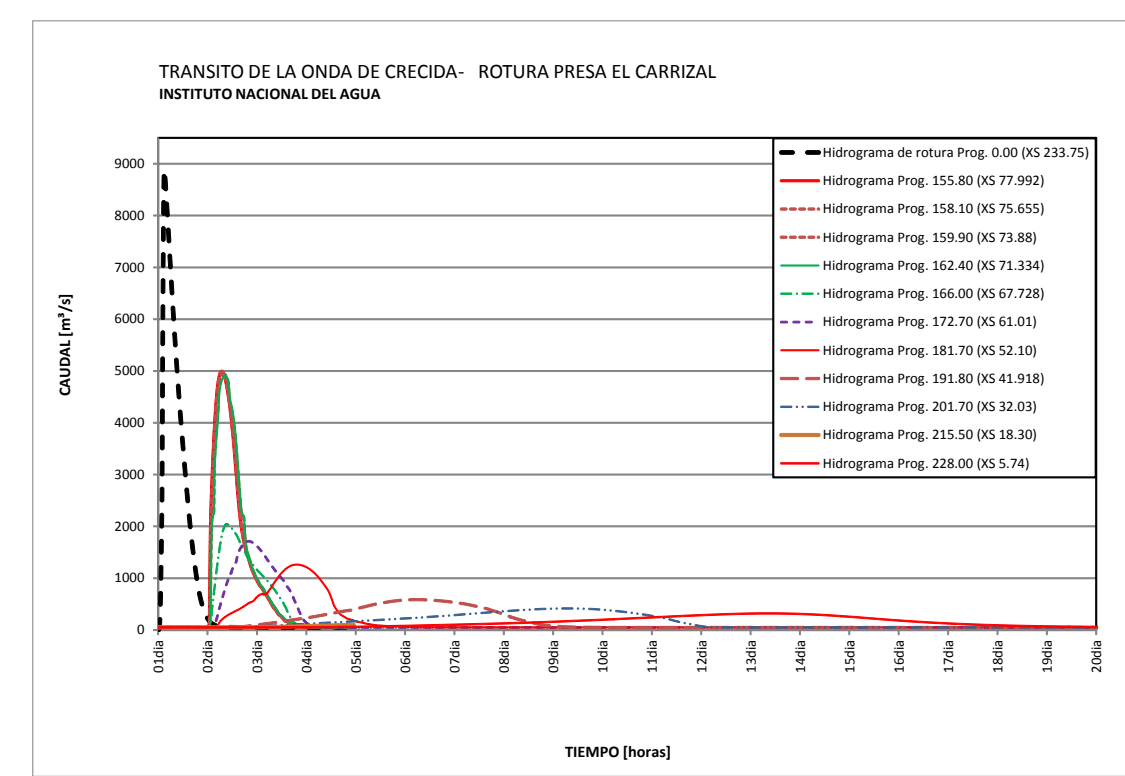
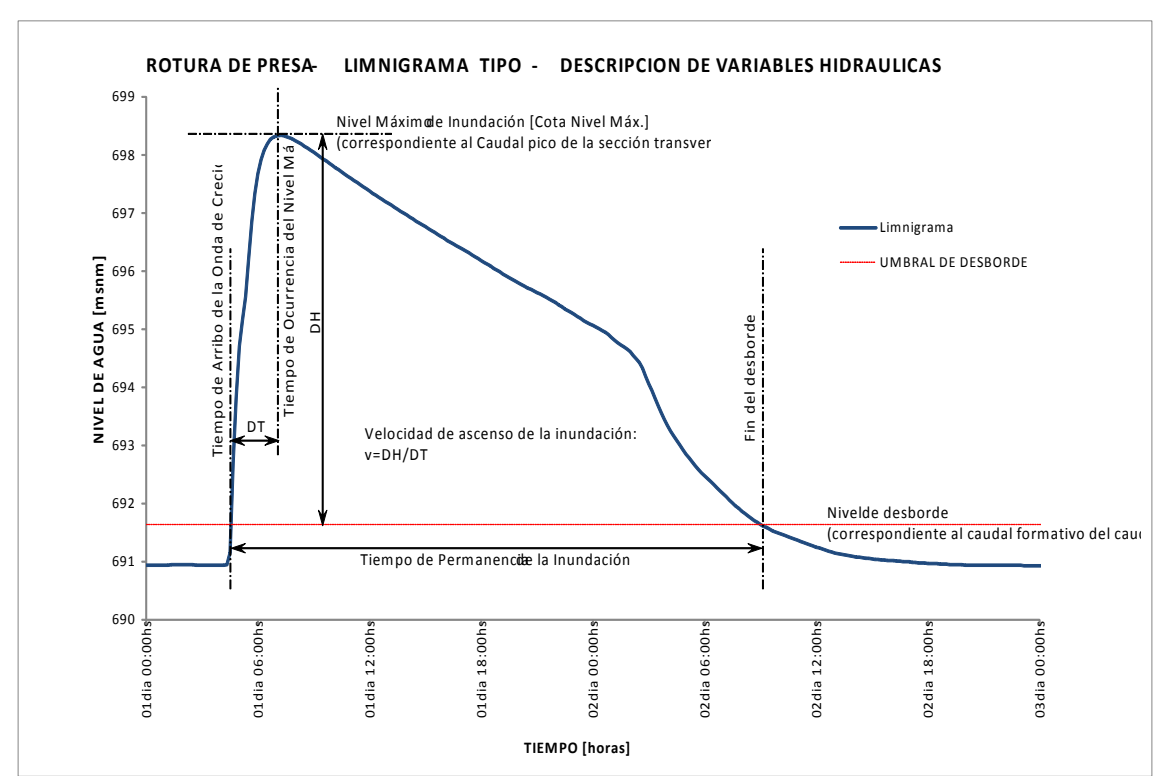
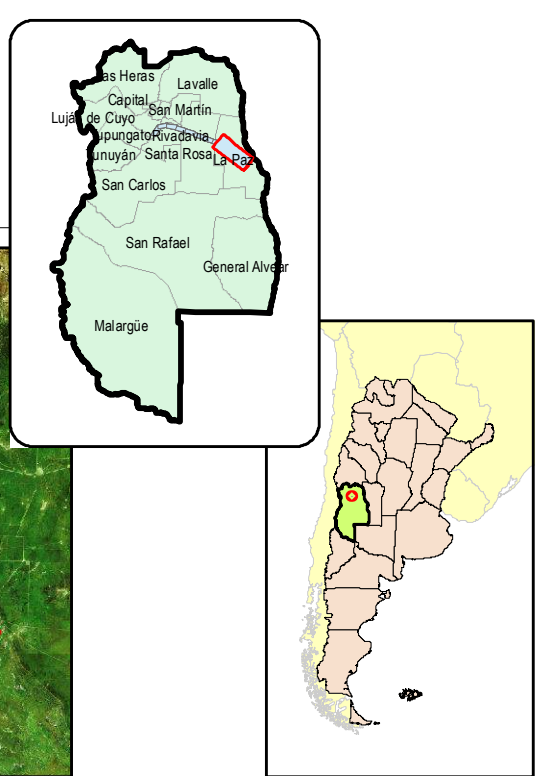
	Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA "Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"	
Resp. Proy.: Ing. J. Maza Elaboró: Ing. V. Burgos	Mapa de Riesgos para Personas por inundación- Rotura Presa El Carrizal	Esc.: 1:20000 Fecha: Abril 2014 Lam. N: 17



Croquis de Ubicación de Tramos



Ubicación Relativa



Referencias

- CARTOGRAFÍA**
 - CIUDAD
 - LOCALIDAD
 - CASERIO
 - AERODROMO
 - POLICIA
 - ESCUELA
 - CATASTRO URBANO
 - CATASTRO RURAL
 - CALLES
 - HUELLAS
 - RUTAS
 - FFCC
 - PUENTES
- RED DE RIEGO**
 - CANAL o RAMA
 - HUJUELA
 - DESCAGUE
 - ALCANTARILLA
 - PUENTE CANAL
 - SIFON
 - DIQUE DERIVADOR
 - DESCARGADOR
 - RESALTO HIDRAULICO
 - SIFON / ALCANT.
 - AFORADOR
- MODELACIÓN HIDRAULICA**
 - RIESGO DE INUNDACIÓN (PARA PERSONAS)
 - RIESGO MEDIO
 - RIESGO MODERADO
 - RIESGO ELEVADO
 - RIESGO MUY ELEVADO
 - SECCION TRANSV.
 - UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES
 - AREA MAX. DE INUNDACION

Notas

Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
T.A.Qmax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

Resp. Proy.: Ing. J. Maza
Elaboró: Ing. V. Burgos

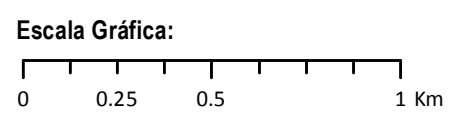
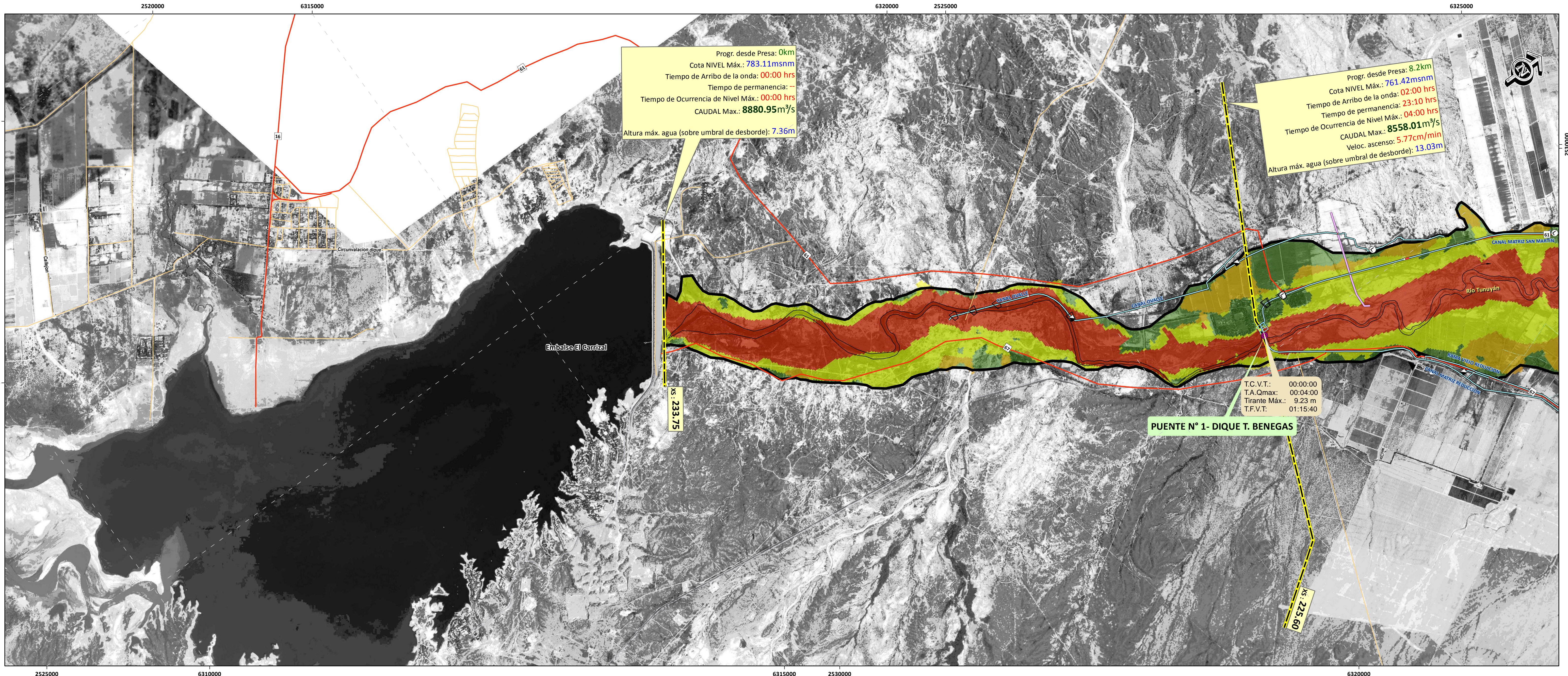
Título Lámina:
Mapa de Riesgos para Personas por inundación- Rotura Presa El Carrizal

Esc.: 1:75000
Fecha: Abril 2014
Lam. Nº: 18

Logos: Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Transporte; Subsecretaría de Obras Públicas; Dirección de Hidráulica; Gobierno de Mendoza; Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios; Secretaría de Obras Públicas; Subsecretaría de Recursos Hídricos; Instituto Nacional del Agua; Centro Regional Andino; INACRA

Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA

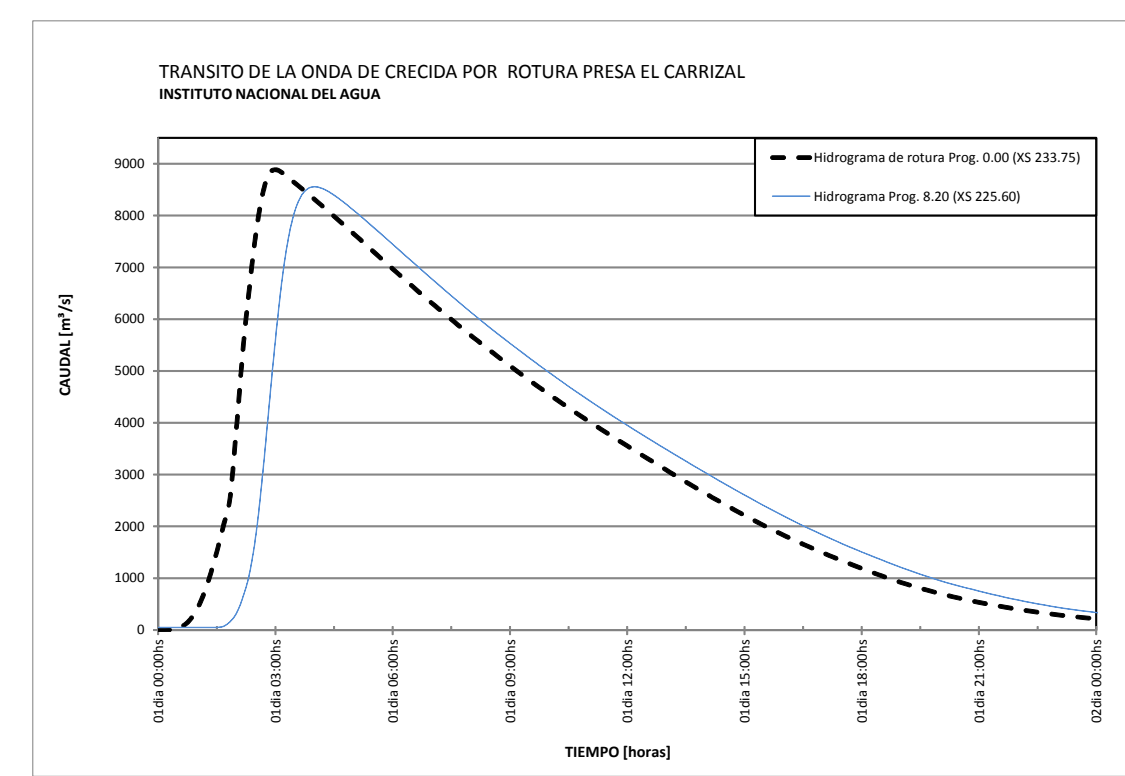
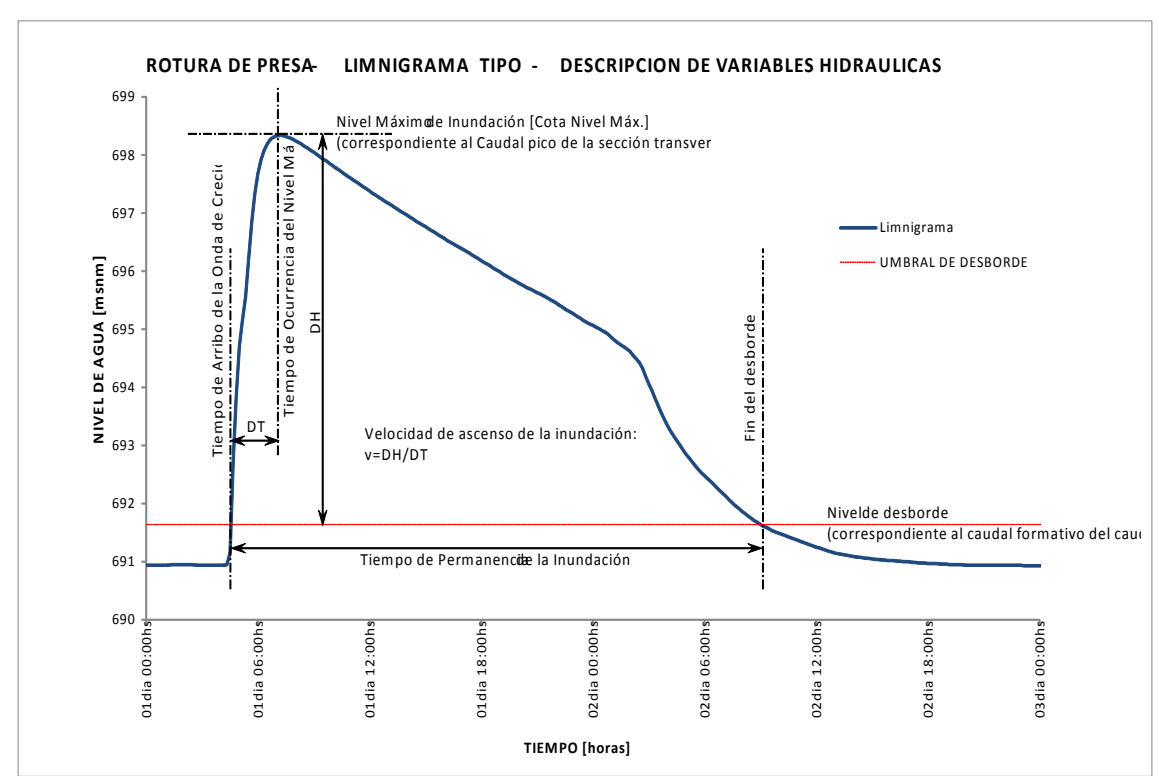
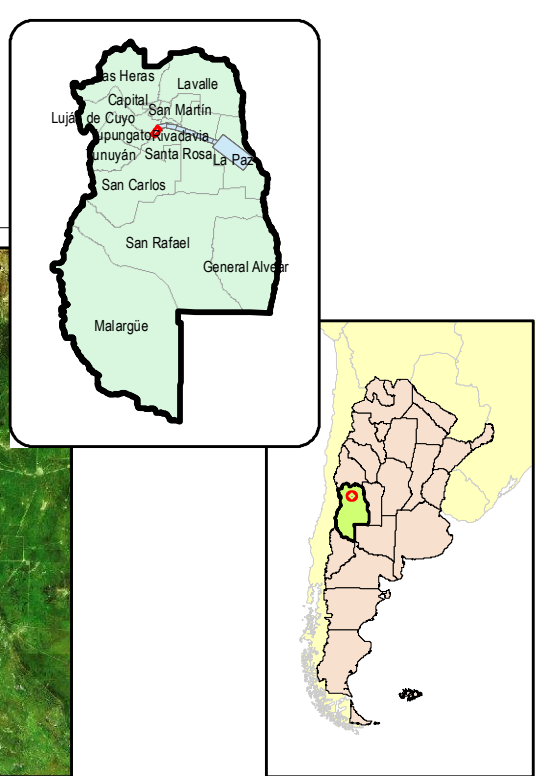
"Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"



Croquis de Ubicación de Tramos



Ubicación Relativa



Referencias

- | | | |
|--------------------|----------------------|---|
| CARTOGRAFÍA | RED DE RIEGO | MODELACIÓN HIDRÁULICA |
| ● CIUDAD | — CANAL o RAMA | ■ RIESGO DE INUNDACION (PARA INFRAESTRUCTURA) |
| ● LOCALIDAD | — HIJUELA | ■ RIESGO MEDIO |
| ○ CASERIO | — DESAGUE | ■ RIESGO MODERADO |
| ✚ AERODROMO | — ALCANTARILLA | ■ RIESGO ELEVADO |
| ✚ POLICIA | — PUENTE CANAL | ■ RIESGO MUY ELEVADO |
| ✚ ESCUELA | — SIFON | ■ SECCION TRANSV. |
| □ CATASTRO URBANO | ● DIQUE DERIVADOR | ■ UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES |
| □ CATASTRO RURAL | ● DESARENADOR | ■ AREA MAX. DE INUNDACION |
| — CALLES | □ DESCARGADOR | |
| — HUELLAS | □ RESALTO HIDRAULICO | |
| — RUTAS | ○ SIFON / ALCANT. | |
| — FFCC | □ AFORADOR | |
| | □ PUENTES | |

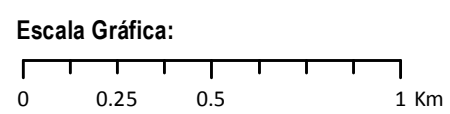
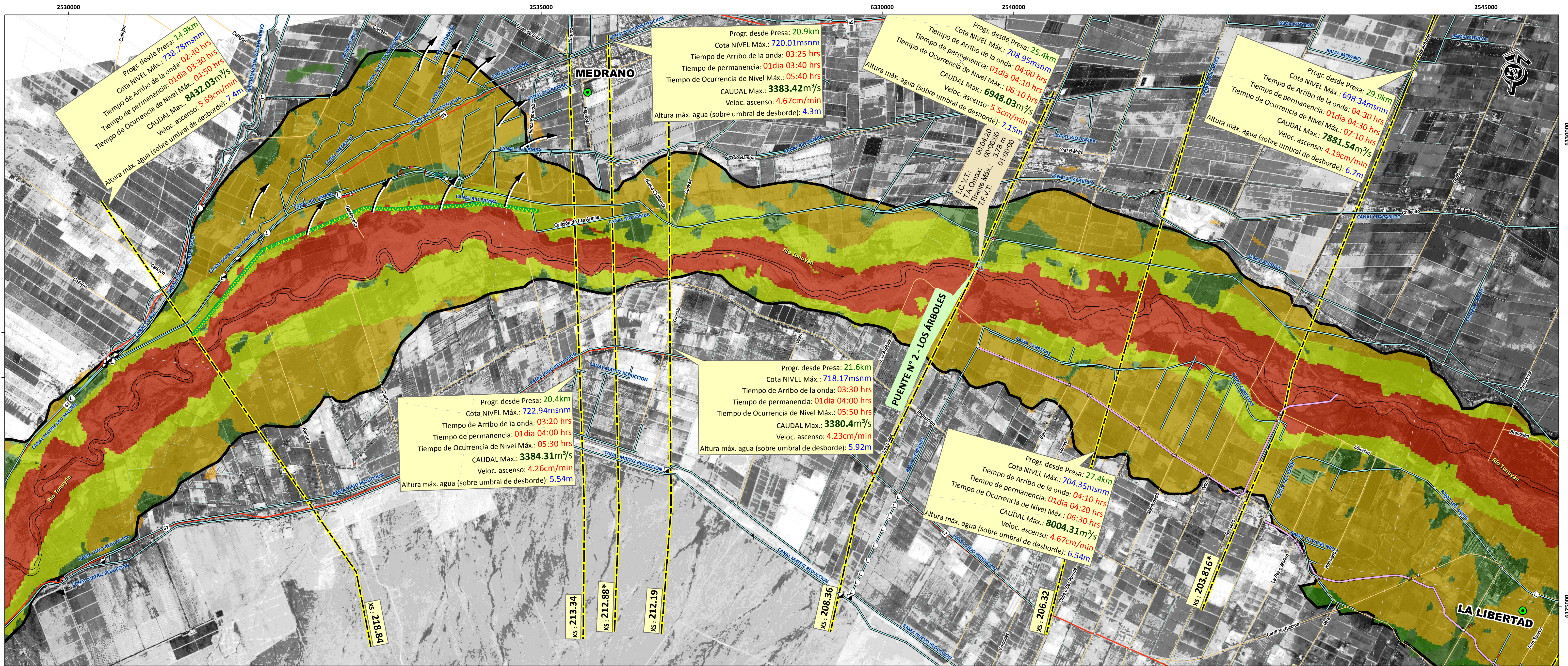
Notas

Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
 T.A.Qmax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
 T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

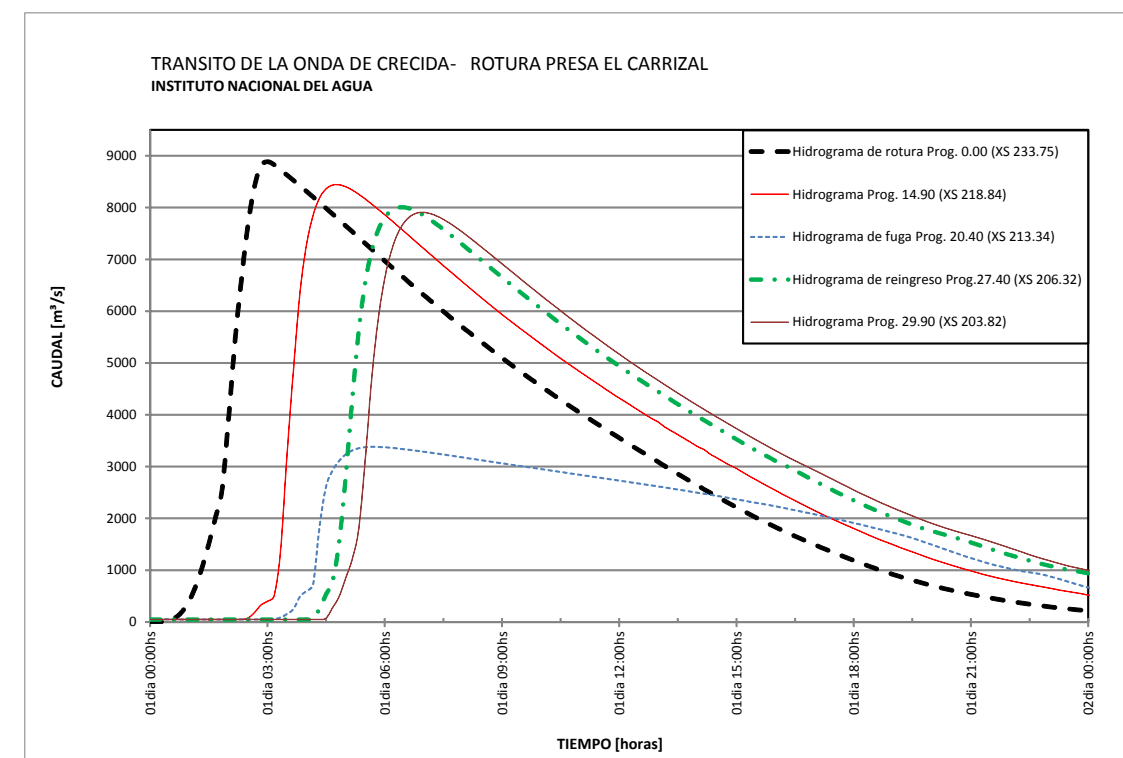
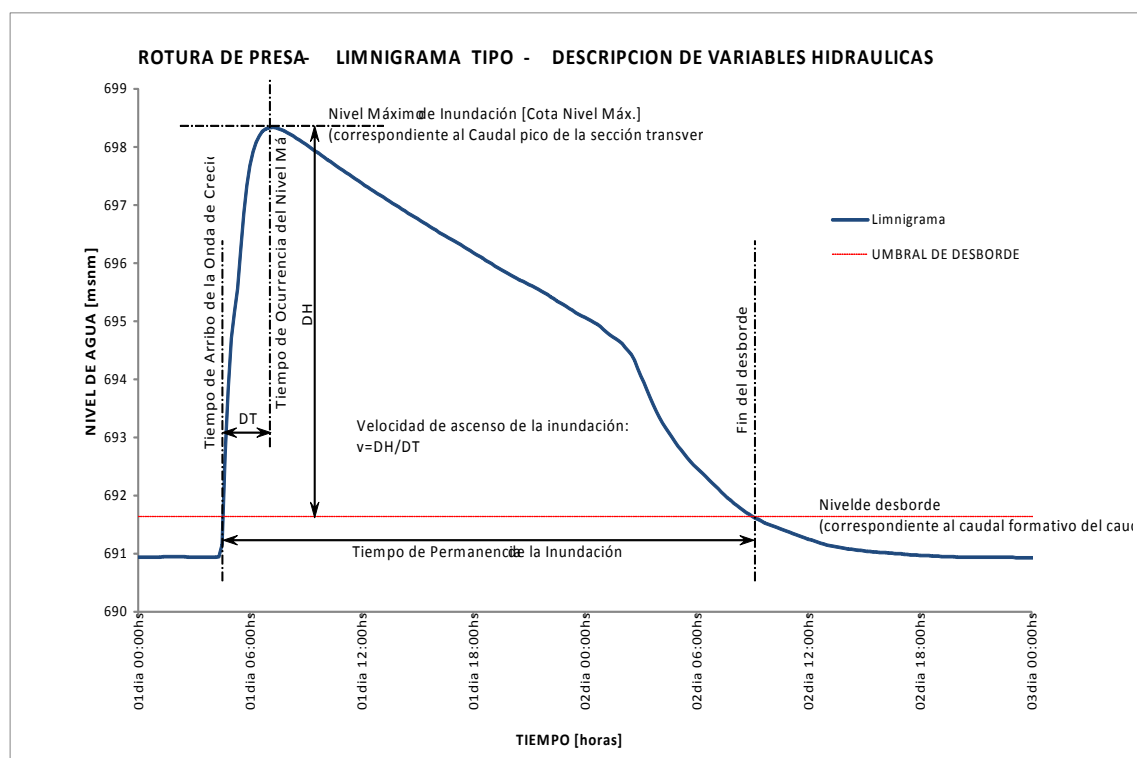
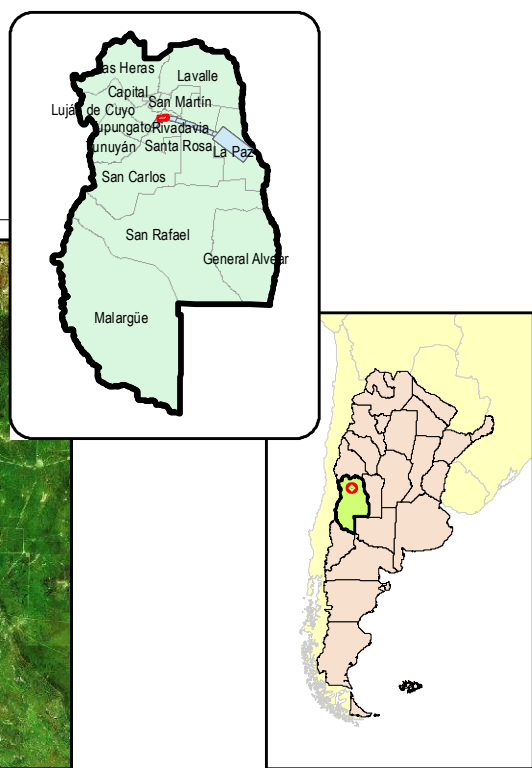
Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA "Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"			
Resp. Proy:	Ing. J. Maza	Título Lámina:	Mapa de Riesgos para Edificaciones por inundación- Rotura Presa El Carrizal
Elaboró:	Ing. V. Burgos	Esc.:	1:20000
		Fecha:	Abril 2014
		Lam. N°:	28



Croquis de Ubicación de Tramos



Ubicación Relativa



Referencias

- | | | |
|--------------------|----------------------|--|
| CARTOGRAFÍA | RED DE RIEGO | MODELACIÓN HIDRÁULICA |
| ● CIUDAD | — CANAL o RAMA | RIESGO DE INUNDACION (PARA INFRAESTRUCTURA) |
| ● LOCALIDAD | — HIJUELA | ■ RIESGO MEDIO |
| ○ CASERIO | — DESAGUE | ■ RIESGO MODERADO |
| ✚ AERODROMO | — ALICANTARILLA | ■ RIESGO ELEVADO |
| ✚ POLICIA | — PUENTE CANAL | ■ RIESGO MUY ELEVADO |
| ✚ ESCUELA | — SIFON | — SECCION TRANSV. |
| □ CATASTRO URBANO | ● DIQUE DERIVADOR | — UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES |
| □ CATASTRO RURAL | ▶ DESARENADOR | — AREA MAX. DE INUNDACION |
| — CALLES | ◻ DESCARGADOR | |
| — HUELLAS | — RESALTO HIDRAULICO | |
| — RUTAS | ○ SIFON / ALCANT. | |
| — FFCC | ■ AFORADOR | |
| | □ PUENTES | |

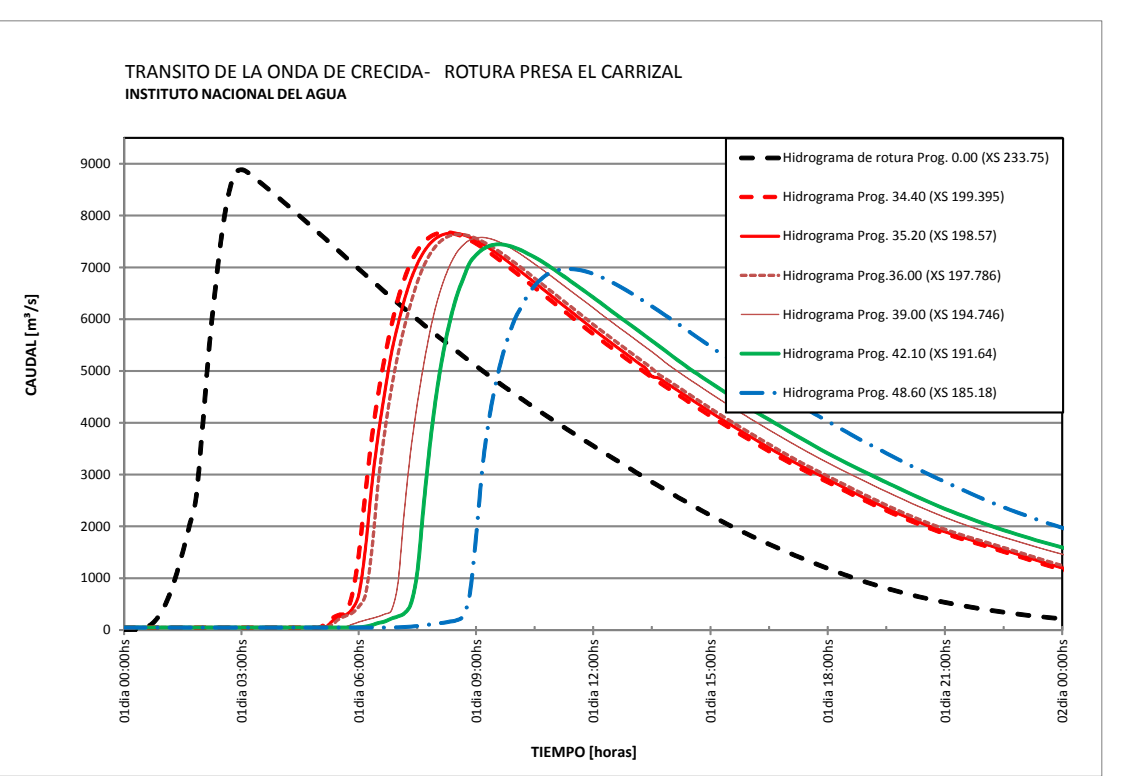
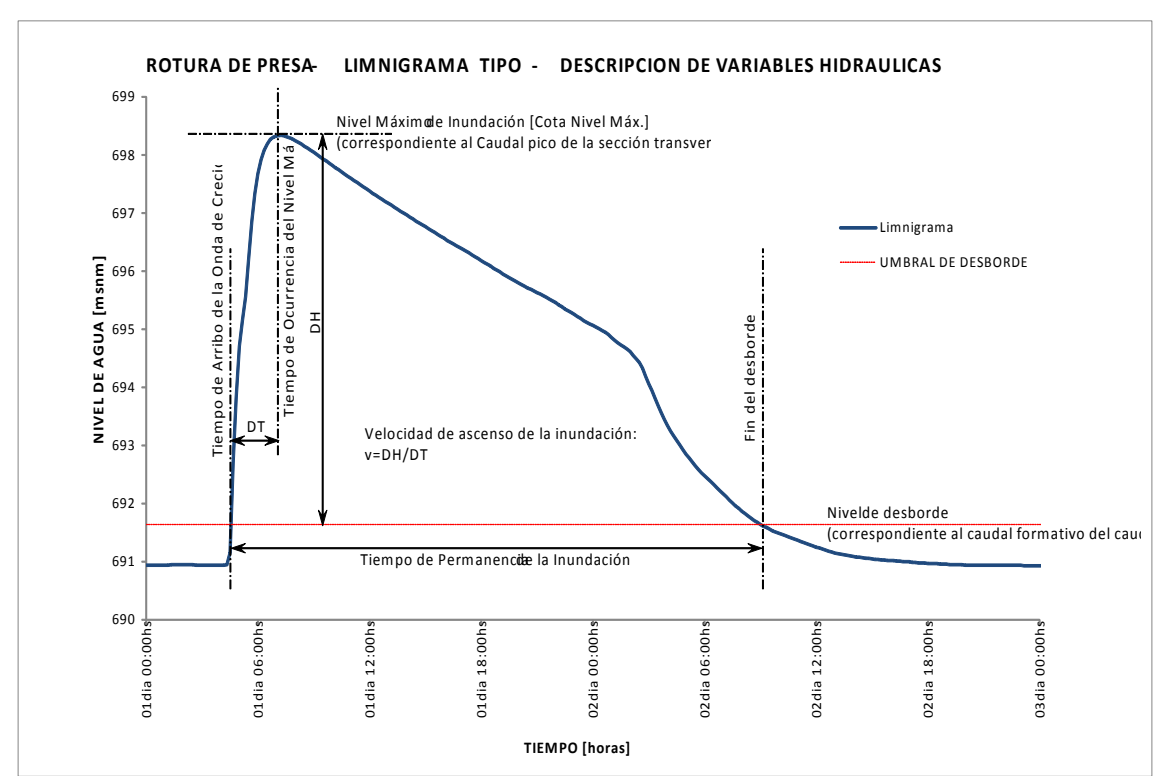
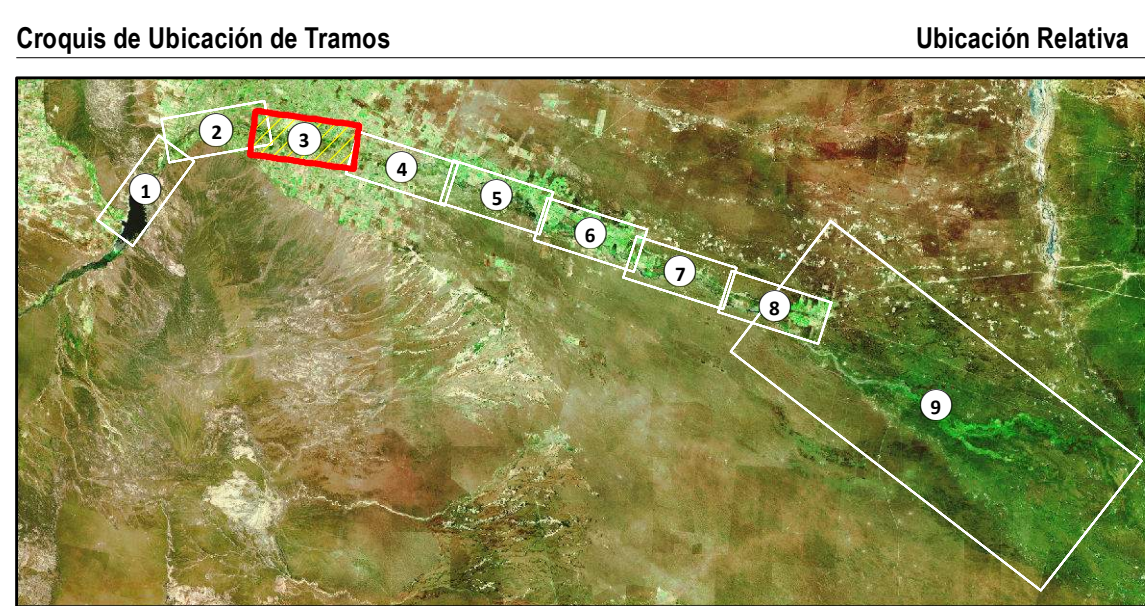
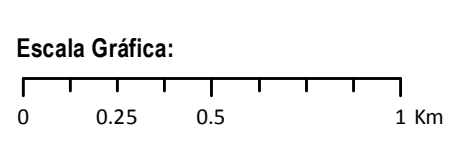
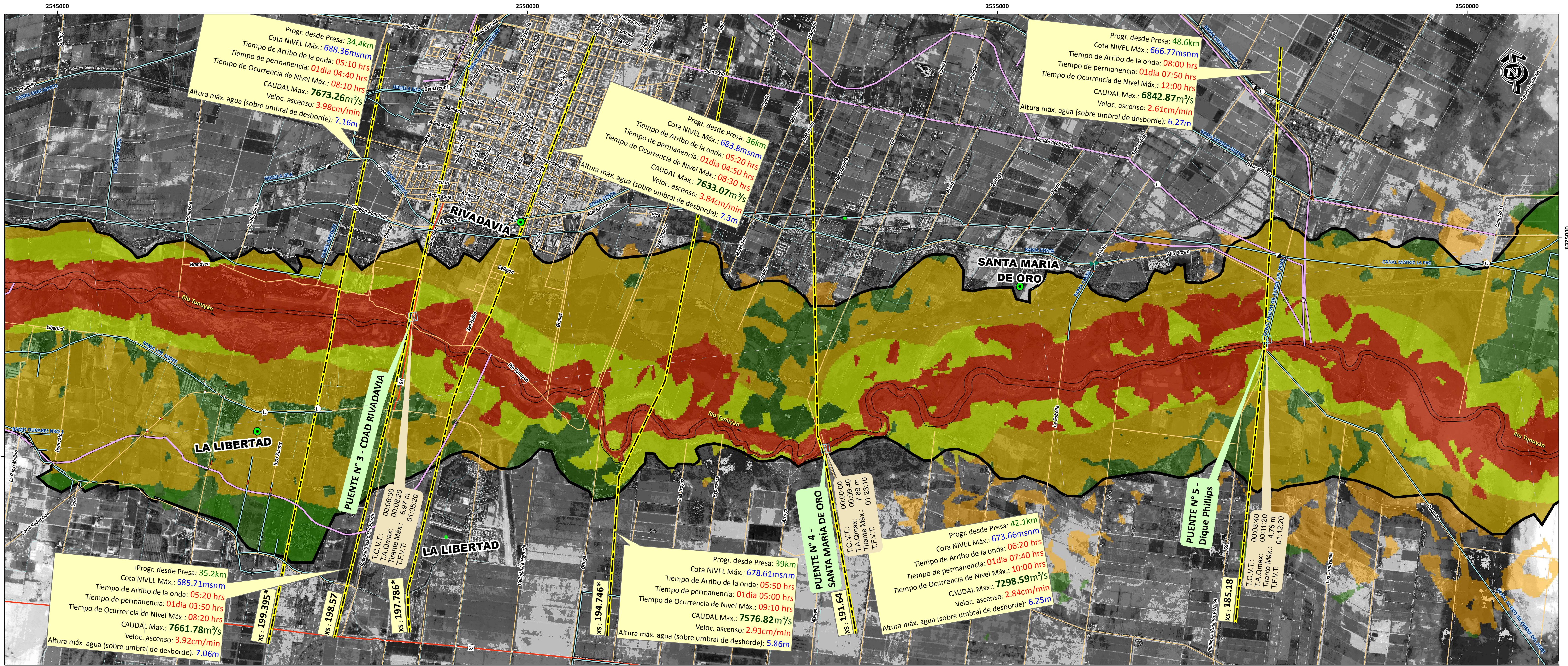
Notas

Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
T.A.Qmax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

		<p>Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA</p> <p>"Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"</p>
<p>Resp. Proy.: Ing. J. Maza</p> <p>Elaboró: Ing. V. Burgos</p>	<p>Título Lámina:</p> <p>Mapa de Riesgos para Edificaciones por inundación- Rotura Presa El Carrizal</p>	<p>Esc.: 1:20000</p> <p>Fecha: Abril 2014</p> <p>Lam. Nº: 29</p>



- Referencias**
- CARTOGRAFÍA**
 - CIUDAD
 - LOCALIDAD
 - CASERIO
 - ✈ AERODROMO
 - 🚓 POLICIA
 - 🎓 ESCUELA
 - 🏠 CATASTRO URBANO
 - 🏠 CATASTRO RURAL
 - 🛣 CALLES
 - 🛣 HUELLAS
 - 🛣 RUTAS
 - 🛣 FFCC
 - RED DE RIEGO**
 - CANAL o RAMA
 - HIJUELA
 - CASERIO
 - DESAGUE
 - ALCANTARILLA
 - PUENTE CANAL
 - SIFON
 - DIQUE DERIVADOR
 - ➡ DESARENADOR
 - ⬇ DESCARGADOR
 - ⬇ RESALTO HIDRAULICO
 - SIFON / ALCANT.
 - ⚙ AFORADOR
 - MODELACIÓN HIDRÁULICA**
 - RIESGO DE INUNDACION (PARA INFRAESTRUCTURA)
 - RIESGO MEDIO
 - RIESGO MODERADO
 - RIESGO ELEVADO
 - RIESGO MUY ELEVADO
 - SECCION TRANSV.
 - ⚡ UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES
 - ⬜ AREA MAX. DE INUNDACION

Notas
 Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

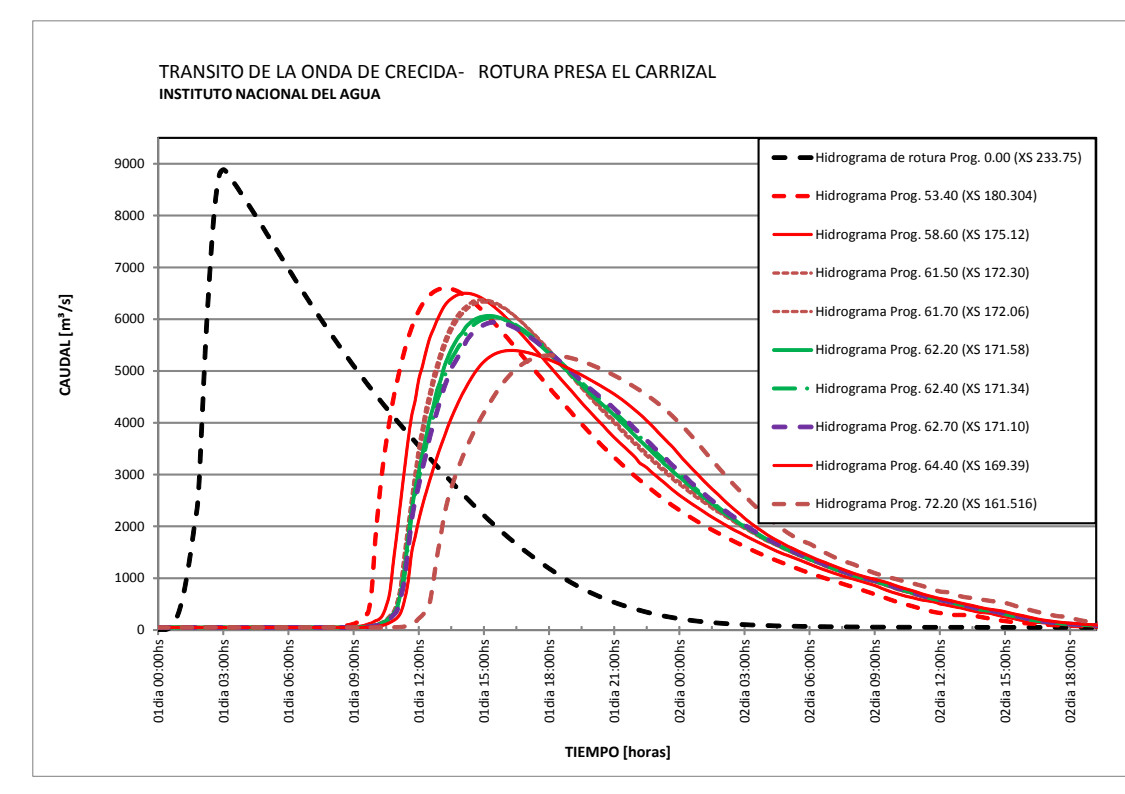
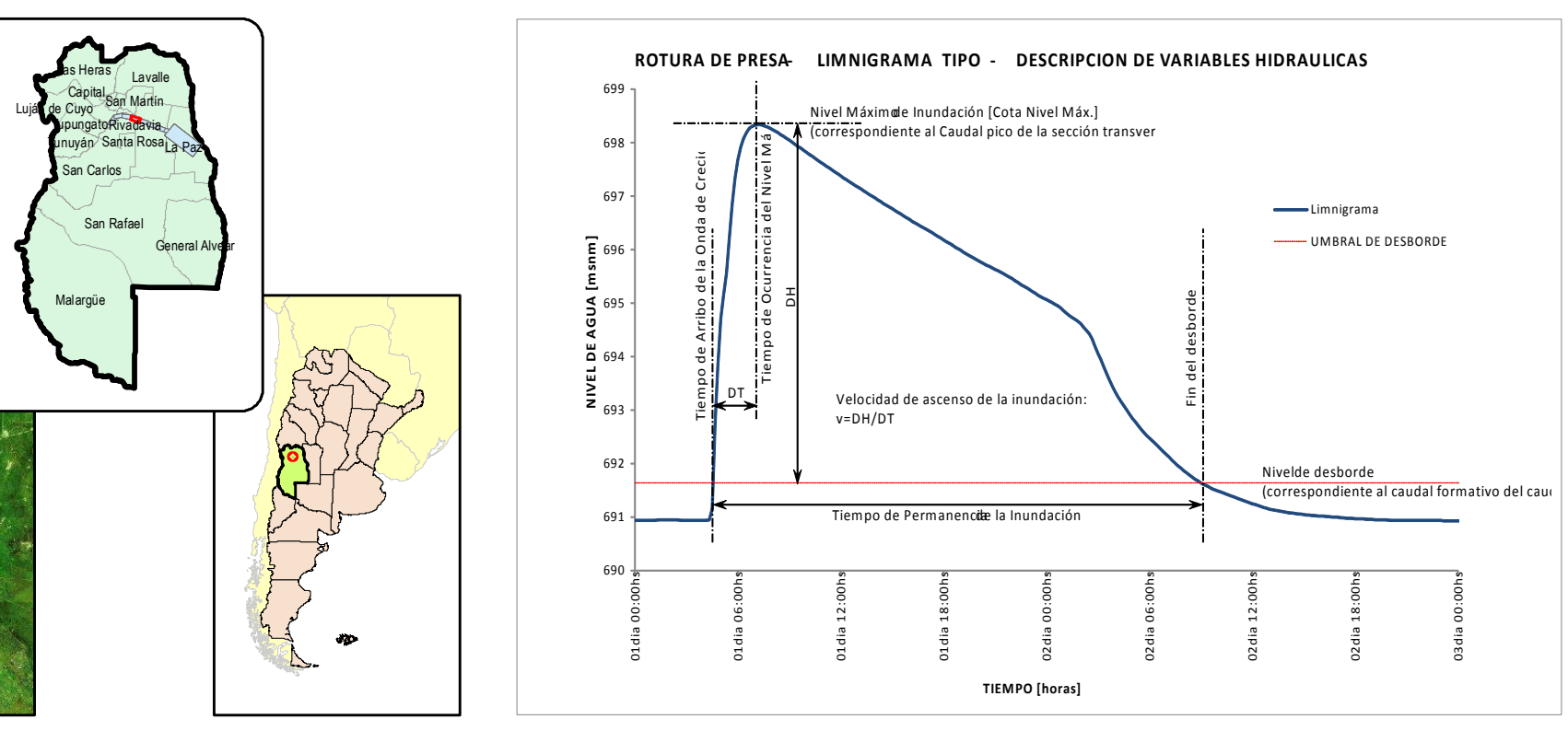
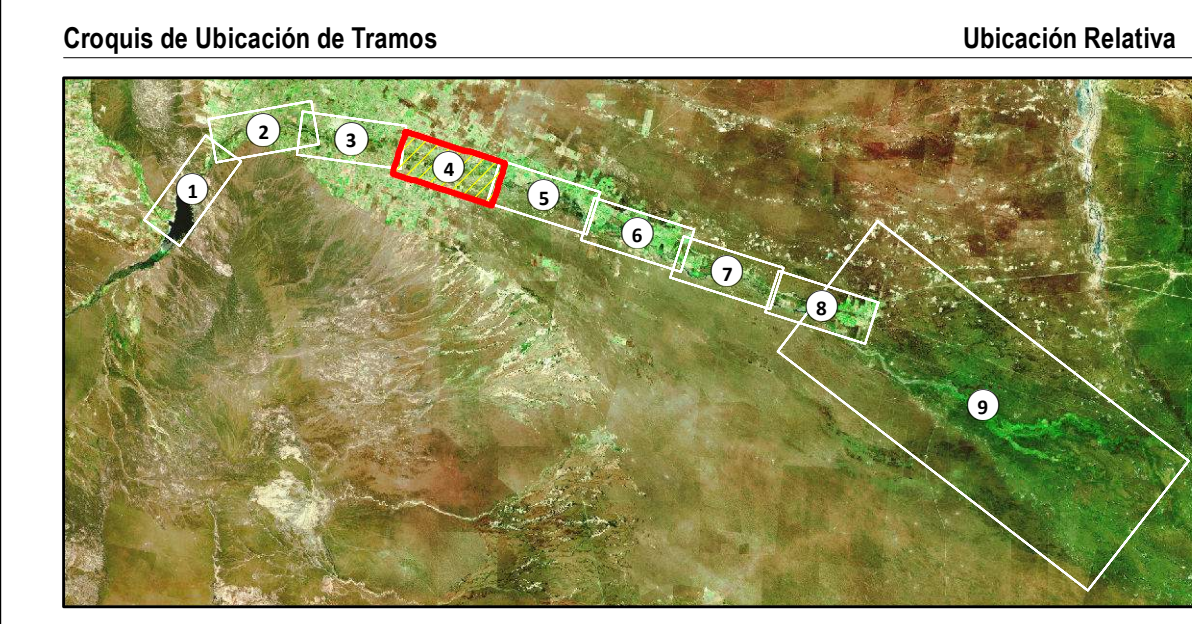
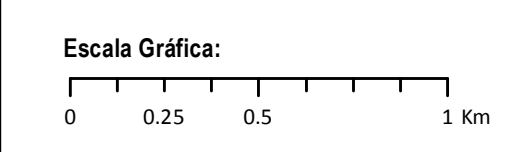
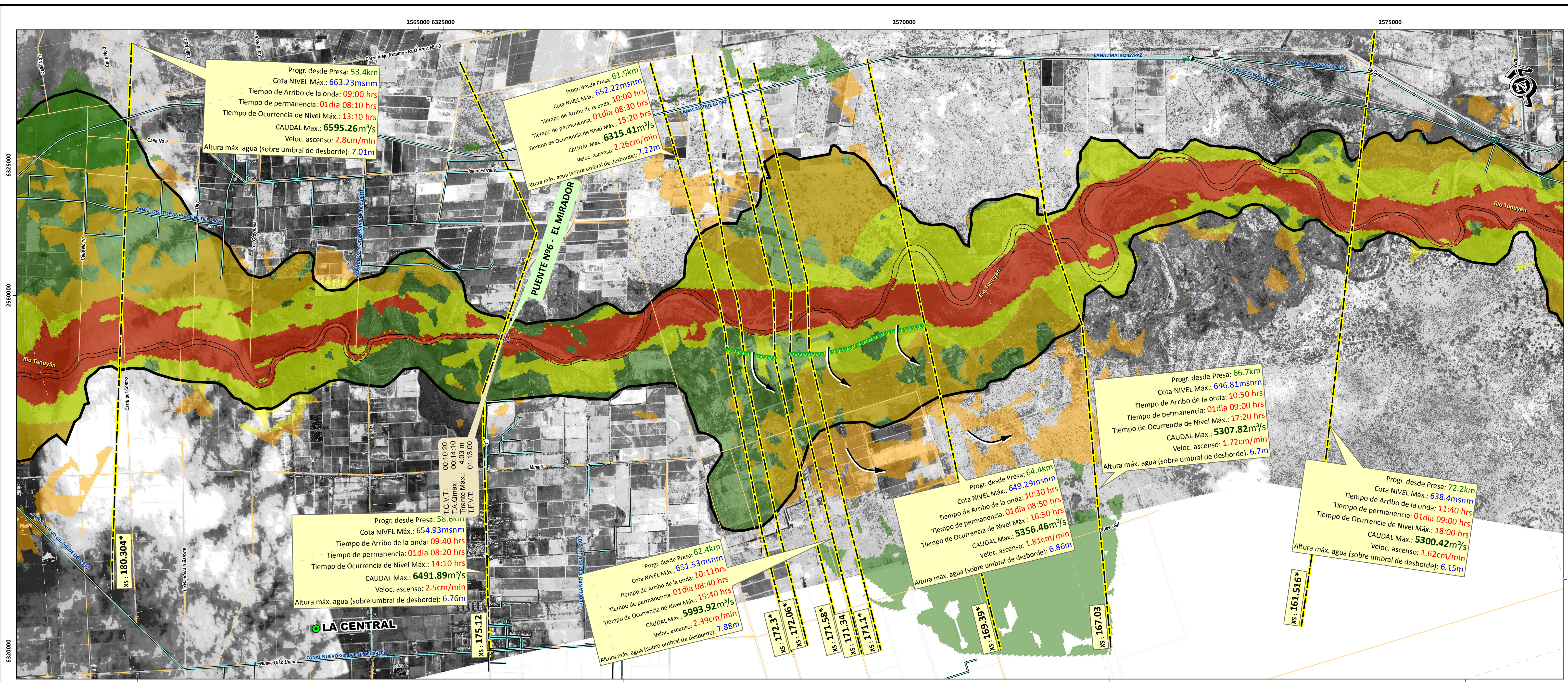
Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
 T.A.Omax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
 T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA

"Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"

Resp. Proy: Ing. J. Maza	Título Lámina: Mapa de Riesgos para Edificaciones por inundación- Rotura Presa El Carrizal	Esc.: 1:20000
Elaboró: Ing. V. Burgos		Fecha: Abril 2014
		Lam. Nº: 30



- Referencias**
- CARTOGRAFÍA**
 - CIUDAD
 - LOCALIDAD
 - CASERIO
 - ✈ AERODROMO
 - 🚓 POLICIA
 - 🎓 ESCUELA
 - 🏠 CATASTRO URBANO
 - 🏡 CATASTRO RURAL
 - 🛣 CALLES
 - 🛤 HUELLAS
 - 🛣 RUTAS
 - 🛣 FFCC
 - RED DE RIEGO**
 - CANAL o RAMA
 - HIJUELA
 - CASERIO
 - DESAGUE
 - ALCANTARILLA
 - PUENTE CANAL
 - SIFON
 - DIQUE DERIVADOR
 - ➡ DESARENADOR
 - ⬇ RESALTO HIDRAULICO
 - SIFON / ALCANT.
 - ⚙ AFORADOR
 - MODELACIÓN HIDRÁULICA**
 - RIESGO DE INUNDACION (PARA INFRAESTRUCTURA)
 - RIESGO MEDIO
 - RIESGO MODERADO
 - RIESGO ELEVADO
 - RIESGO MUY ELEVADO
 - SECCION TRANSV.
 - UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES
 - AREA MAX. DE INUNDACION

Notas
Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

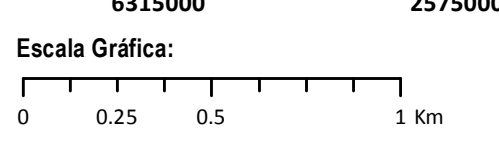
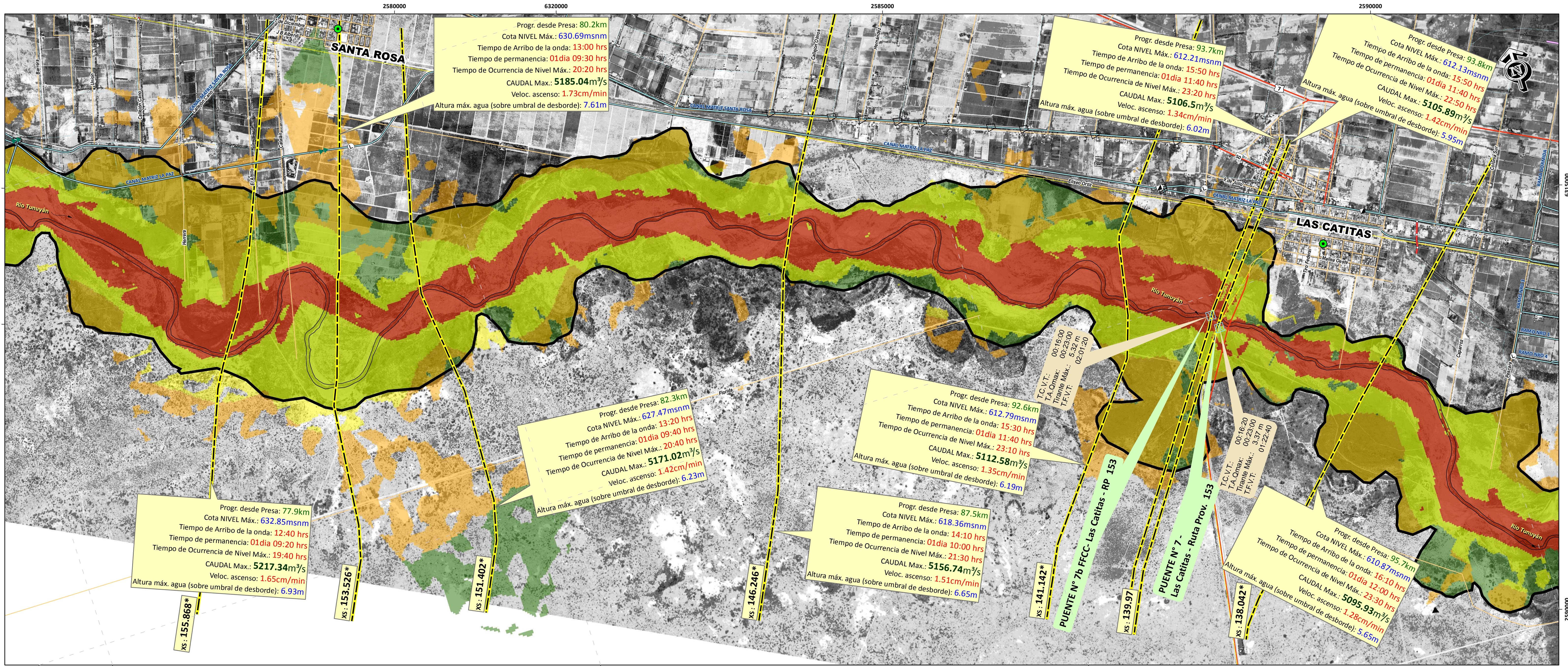
T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
T.A.Qmax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

Resp. Proy.: Ing. J. Maza
Elaboró: Ing. V. Burgos

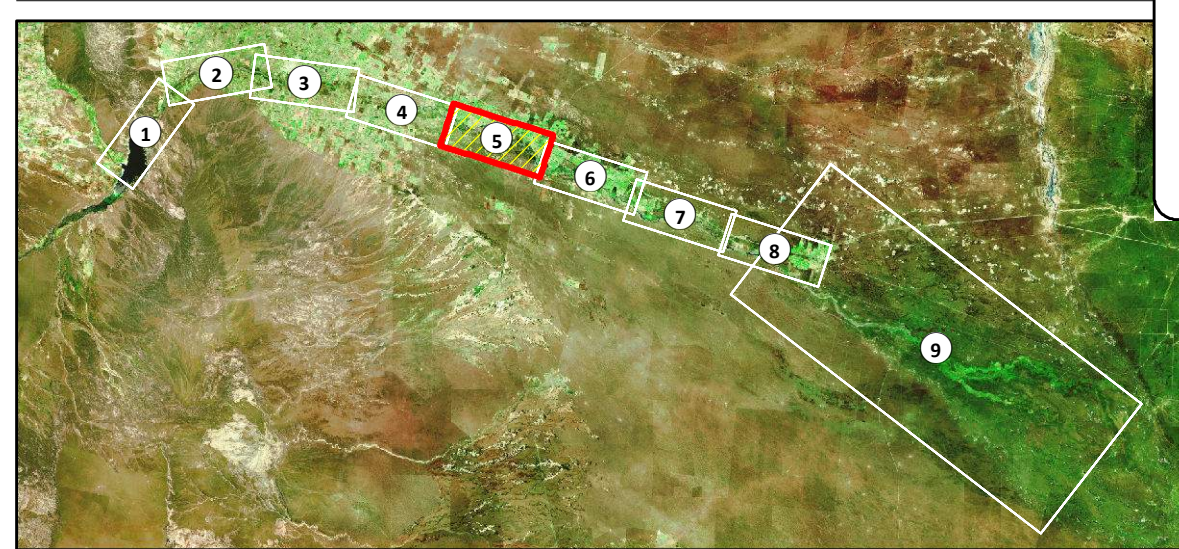
Título Lámina:
Mapa de Riesgos para Edificaciones por inundación- Rotura Presa El Carrizal

Esc.: 1:20000
Fecha: Abril 2014
Lam. N°: 31

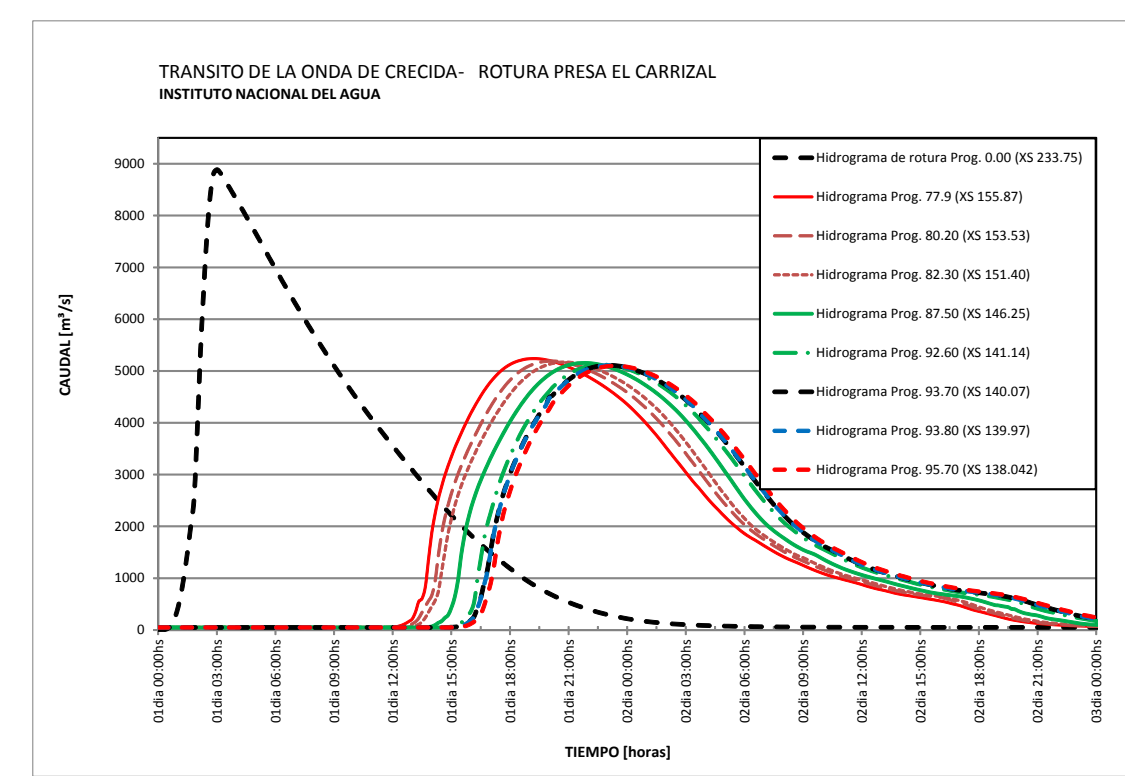
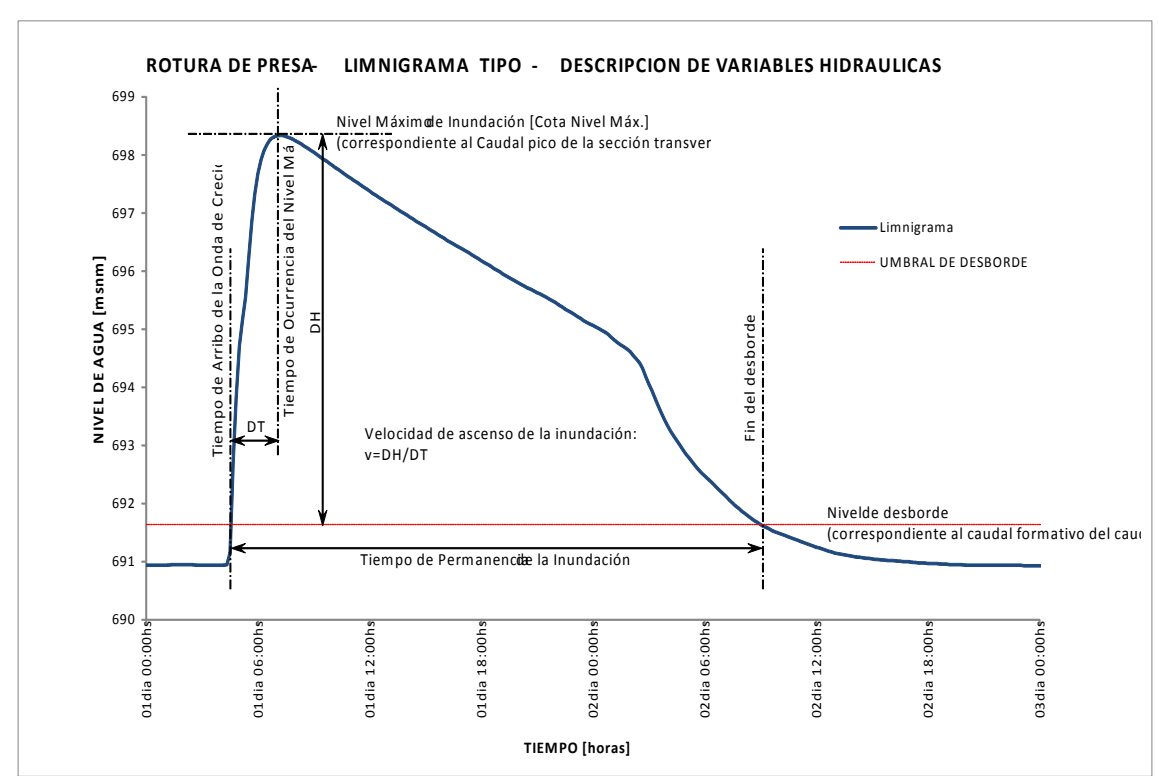
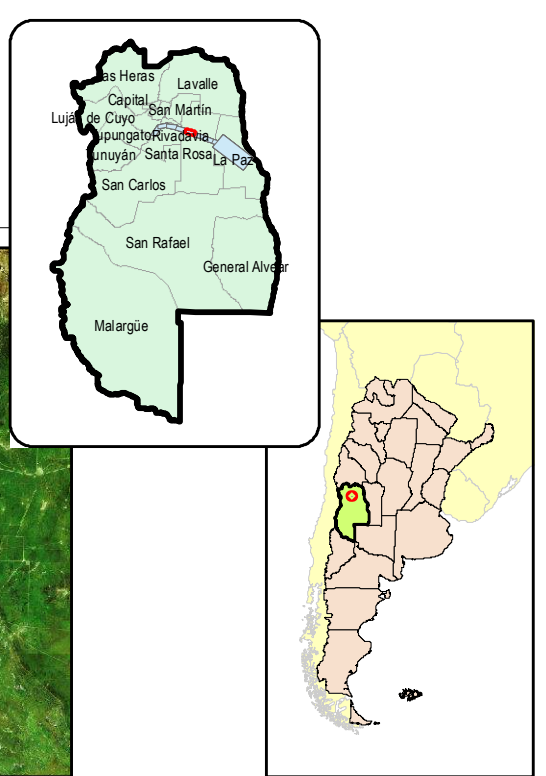
Logos: Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Transporte; Subsecretaría de Obras Públicas; Dirección de Hidráulica; Gobierno de Mendoza; Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios; Secretaría de Obras Públicas; Subsecretaría de Recursos Hídricos; Instituto Nacional del Agua; Centro Regional Andino; INA-CRA



Croquis de Ubicación de Tramos



Ubicación Relativa



Referencias

- | | | |
|--------------------|----------------------|---|
| CARTOGRAFÍA | RED DE RIEGO | MODELACIÓN HIDRÁULICA |
| ● CIUDAD | — CANAL o RAMA | ■ RIESGO DE INUNDACION (PARA INFRAESTRUCTURA) |
| ● LOCALIDAD | — HIJUELA | ■ RIESGO MEDIO |
| ○ CASERIO | — DESAGUE | ■ RIESGO MODERADO |
| ✚ AERODROMO | — ALCANTARILLA | ■ RIESGO ELEVADO |
| ✚ POLICIA | — PUENTE CANAL | ■ RIESGO MUY ELEVADO |
| ✚ ESCUELA | — SIFON | — SECCION TRANSV. |
| □ CATASTRO URBANO | ● DIQUE DERIVADOR | — UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES |
| □ CATASTRO RURAL | ▽ DESARENADOR | ■ AREA MAX. DE INUNDACION |
| — CALLES | ▽ RESALTO HIDRAULICO | |
| — HUELLAS | ○ SIFON / ALCANT. | |
| — RUTAS | ▲ AFORADOR | |
| — FFCC | | |
| □ PUNTES | | |

Notas

Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
T.A.Omax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

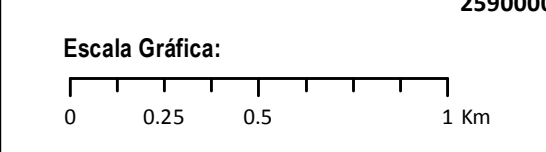
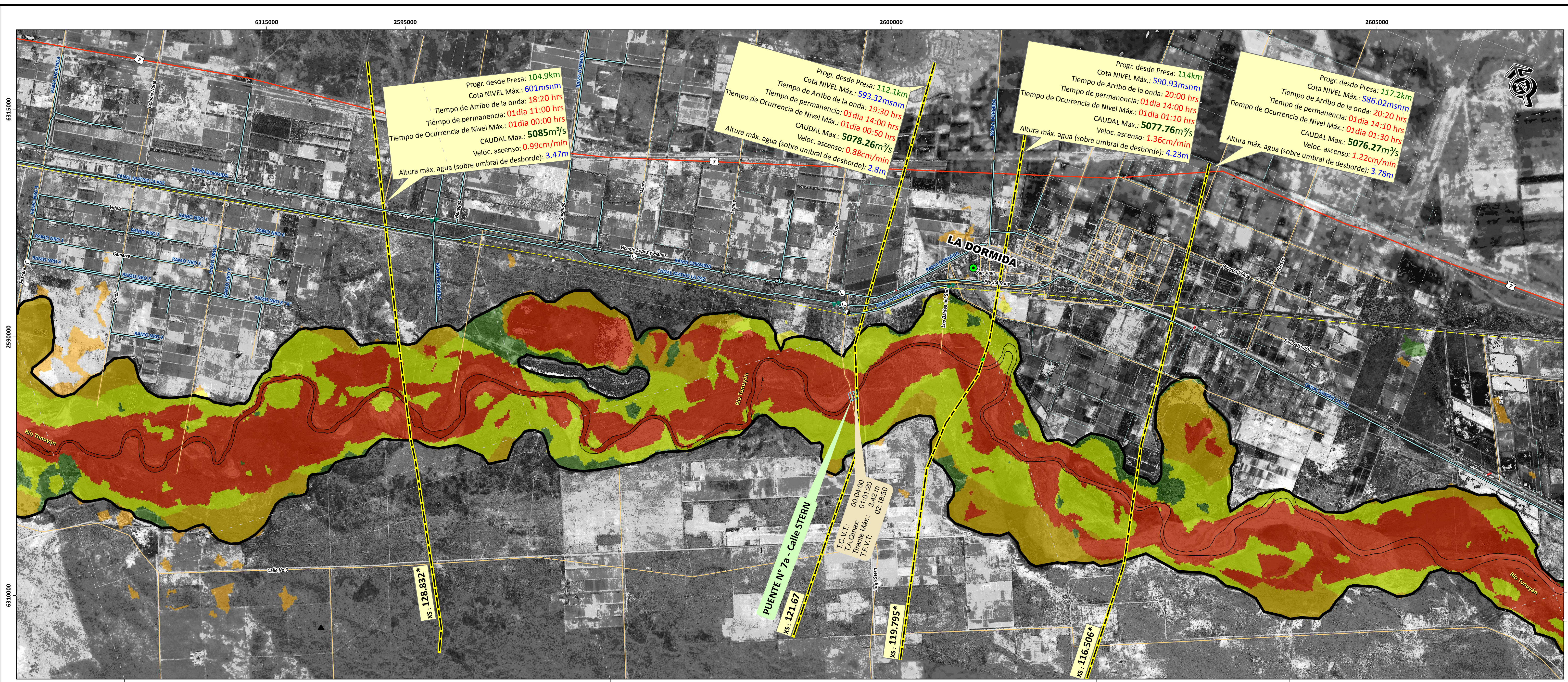
Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Transporte
Subsecretaría de Obras Públicas
Dirección de Hidráulica
Gobierno de Mendoza

Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios
Secretaría de Obras Públicas
Subsecretaría de Recursos Hídricos
Instituto Nacional del Agua
Centro Regional Andino

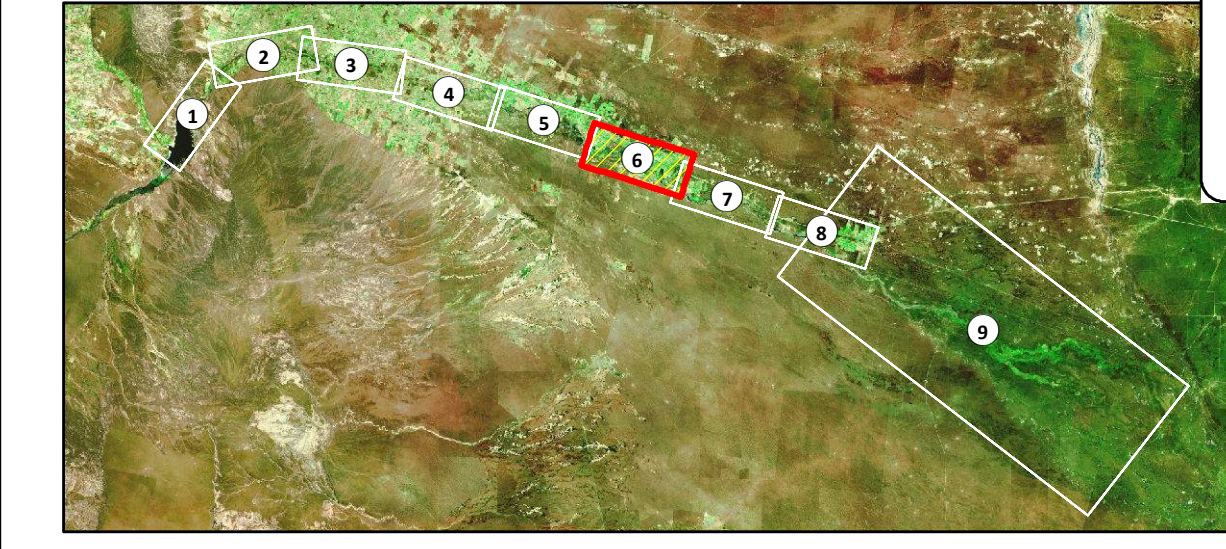
Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA

"Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"

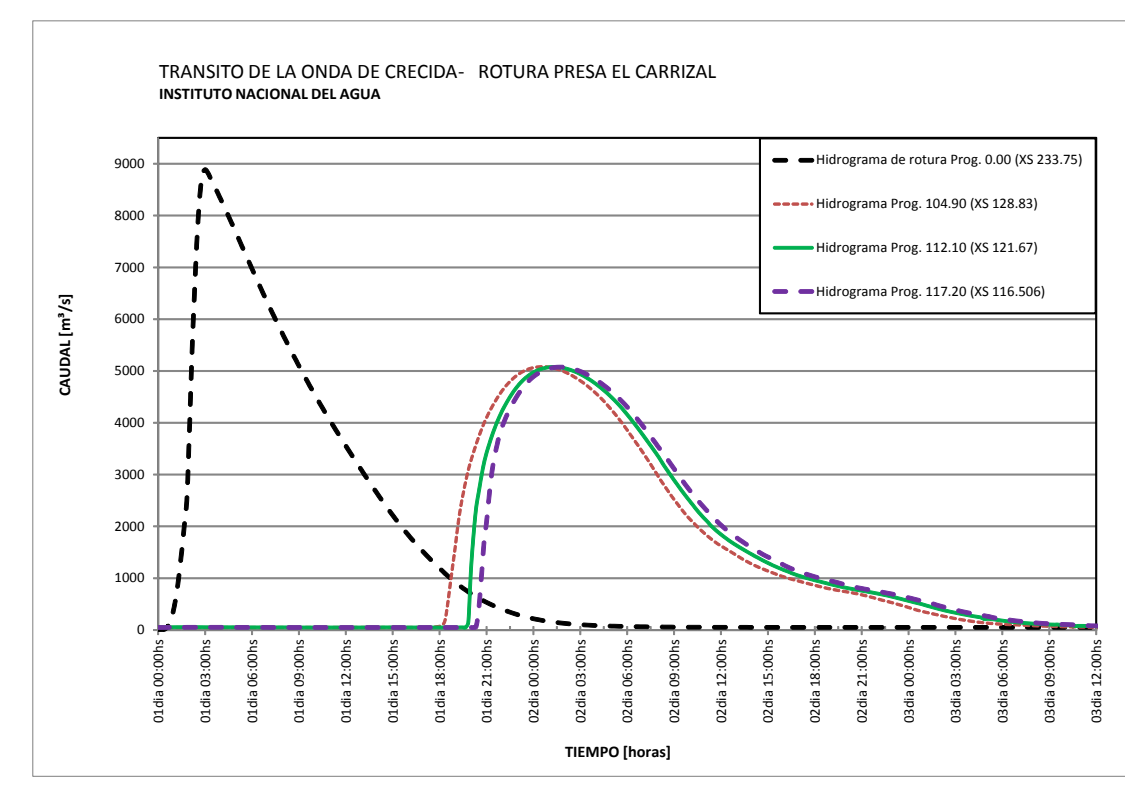
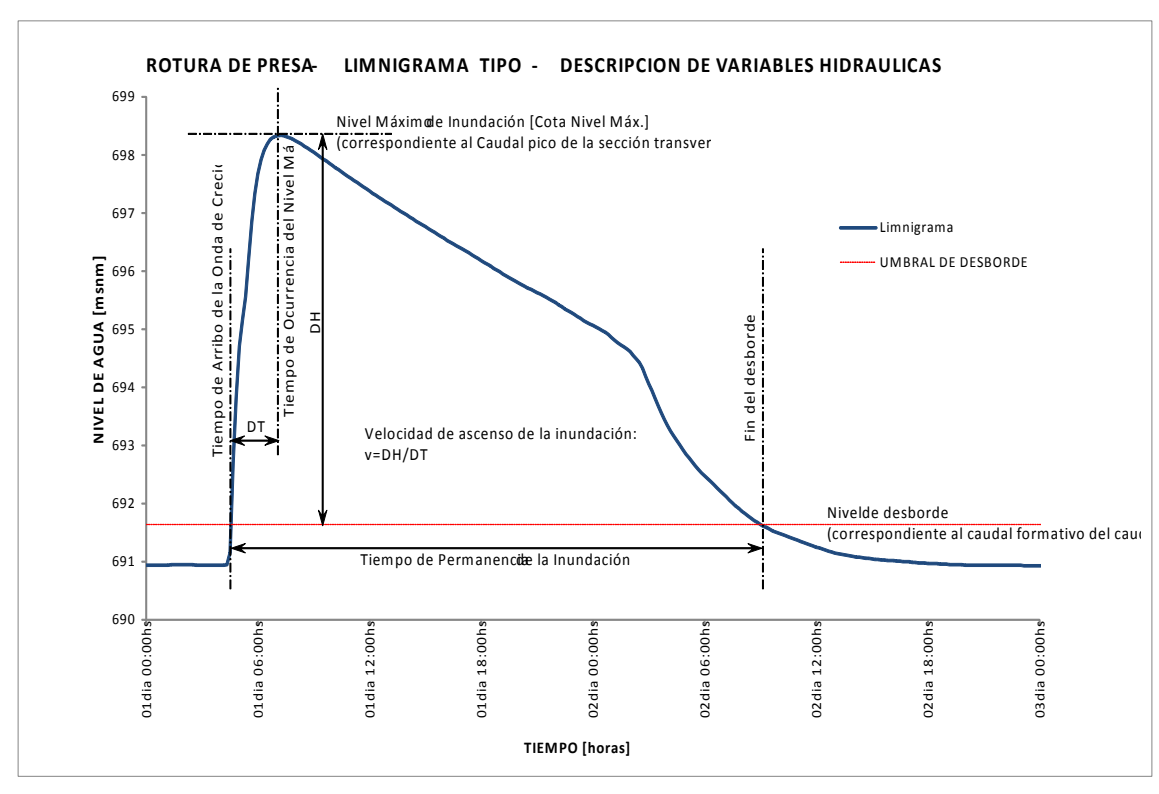
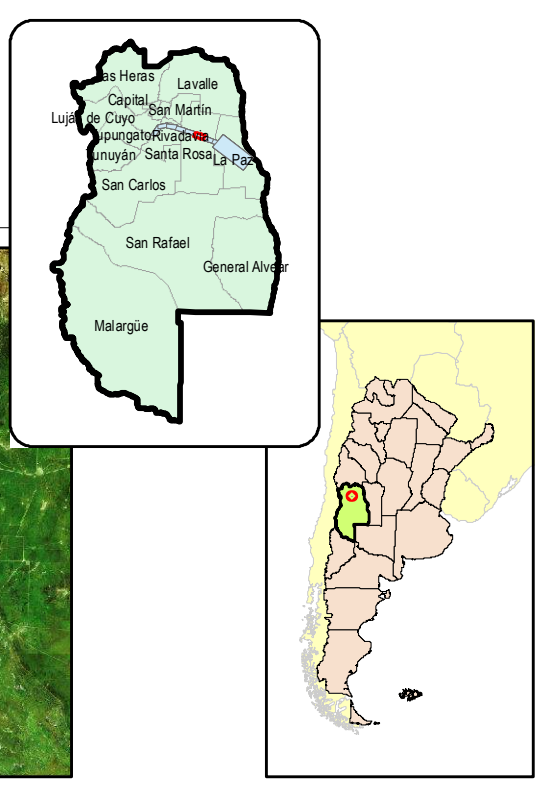
Resp. Proy: Ing. J. Maza	Título Lámina: Mapa de Riesgos para Edificaciones por inundación- Rotura Presa El Carrizal	Esc.: 1:20000
Elaboró: Ing. V. Burgos		Fecha: Abril 2014
		Lam. Nº: 32



Croquis de Ubicación de Tramos



Ubicación Relativa



- Referencias
- CARTOGRAFÍA**
 - CIUDAD
 - LOCALIDAD
 - CASERIO
 - ✈ AERODROMO
 - 🚓 POLICIA
 - 🏫 ESCUELA
 - 🏠 CATASTRO URBANO
 - 🏡 CATASTRO RURAL
 - 🛣 CALLES
 - 🛤 HUELLAS
 - 🛣 RUTAS
 - 🛣 FFCC
 - RED DE RIEGO**
 - CANAL o RAMA
 - HIJUELA
 - DESAGUE
 - ALCANTARILLA
 - PUENTE CANAL
 - SIFON
 - DIQUE DERIVADOR
 - ▽ DESARENADOR
 - RESALTO HIDRAULICO
 - SIFON / ALCANT.
 - 🔧 AFORADOR
 - MODELACIÓN HIDRAULICA**
 - RIESGO MEDIO
 - RIESGO MODERADO
 - RIESGO ELEVADO
 - RIESGO MUY ELEVADO
 - SECCION TRANSV.
 - 🚫 UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES
 - AREA MAX. DE INUNDACION

Notas
Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

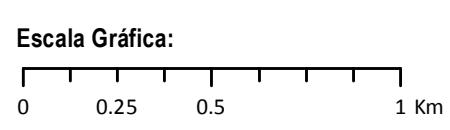
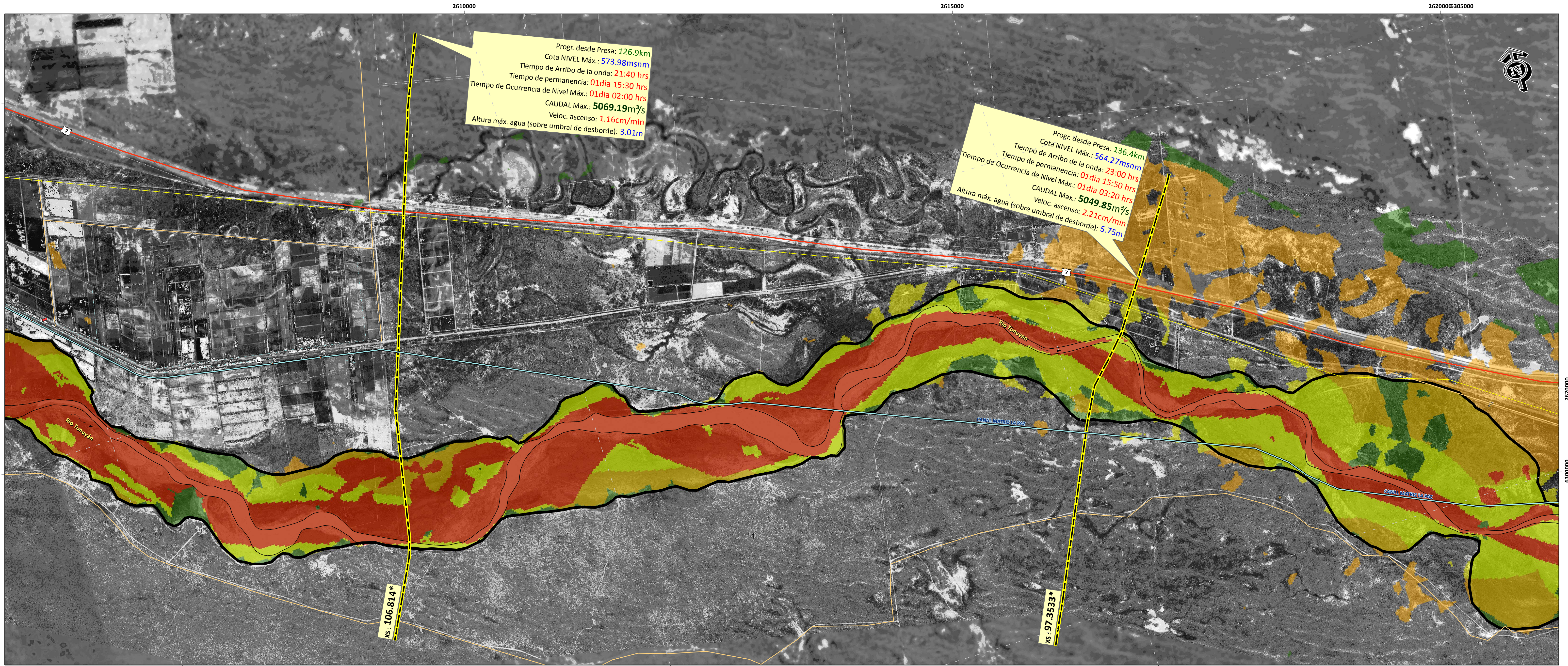
T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
T.A.Qmax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

Resp. Proy.: Ing. J. Maza
Elaboró: Ing. V. Burgos

Título Lámina:
Mapa de Riesgos para Edificaciones por inundación- Rotura Presa El Carrizal

Esc.: 1:20000
Fecha: Abril 2014
Lam. Nº: 33

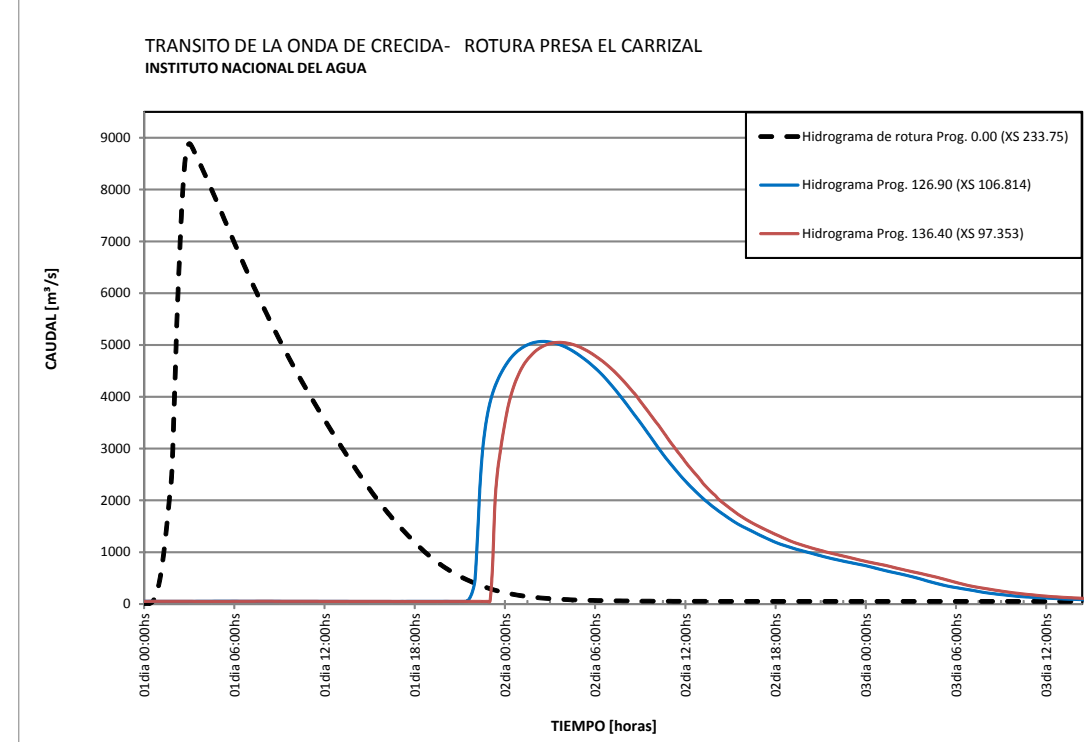
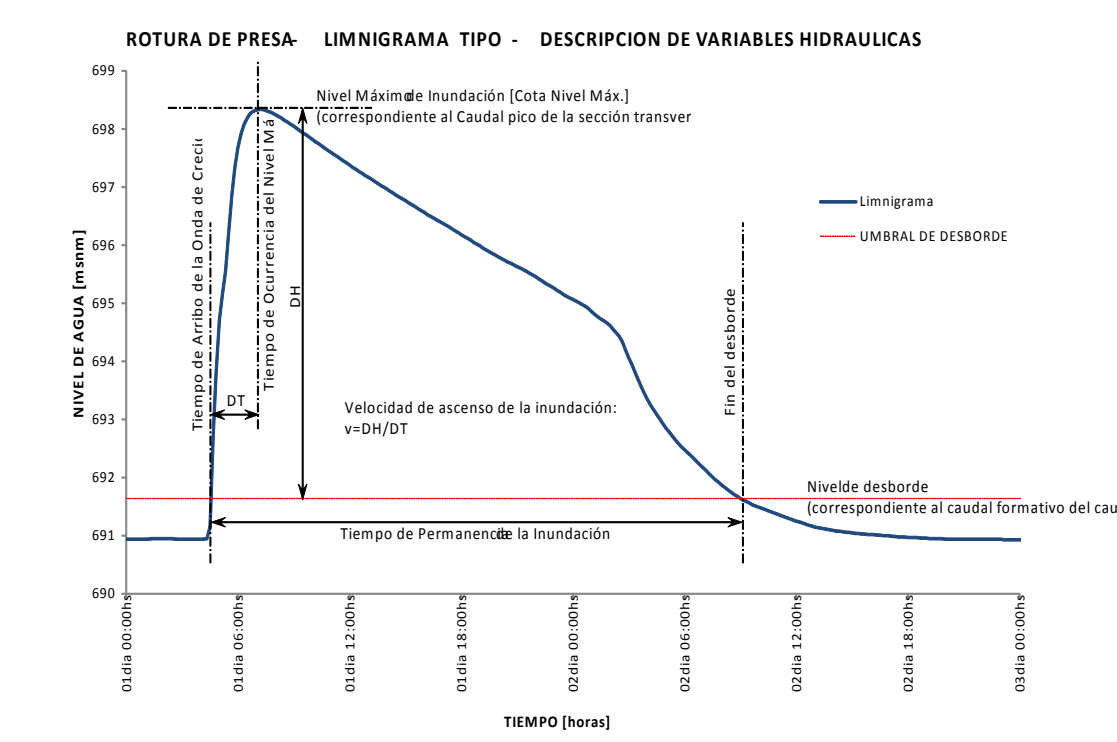
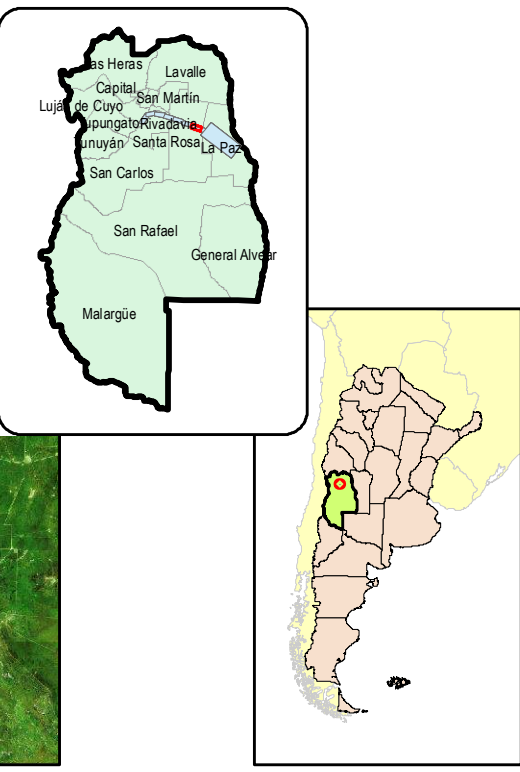
Logos: Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Transporte; Subsecretaría de Obras Públicas; Dirección de Hidráulica; Gobierno de Mendoza; Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios; Secretaría de Obras Públicas; Subsecretaría de Recursos Hídricos; Instituto Nacional del Agua; Centro Regional Andino; INA-CRA



Croquis de Ubicación de Tramos



Ubicación Relativa



Referencias

- | | | |
|--------------------|----------------------|--|
| CARTOGRAFÍA | RED DE RIEGO | MODELACIÓN HIDRAULICA |
| ● CIUDAD | — CANAL o RAMA | RIESGO DE INUNDACION (PARA INFRAESTRUCTURA) |
| ● LOCALIDAD | — HIJUELA | ■ RIESGO MEDIO |
| ○ CASERIO | — DESAGUE | ■ RIESGO MODERADO |
| ✚ AERODROMO | — ALCANTARILLA | ■ RIESGO ELEVADO |
| ✚ POLICIA | — PUENTE CANAL | ■ RIESGO MUY ELEVADO |
| ✚ ESCUELA | — SIFON | — SECCION TRANSV. |
| □ CATASTRO URBANO | ● DIQUE DERIVADOR | — UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES |
| □ CATASTRO RURAL | ● DESARENADOR | ■ AREA MAX. DE INUNDACION |
| — CALLES | □ DESCARGADOR | |
| — HUELLAS | — RESALTO HIDRAULICO | |
| — RUTAS | ○ SIFON / ALCANT. | |
| — FFCC | ■ AFORADOR | |
| □ PUENTES | | |

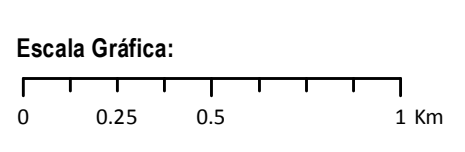
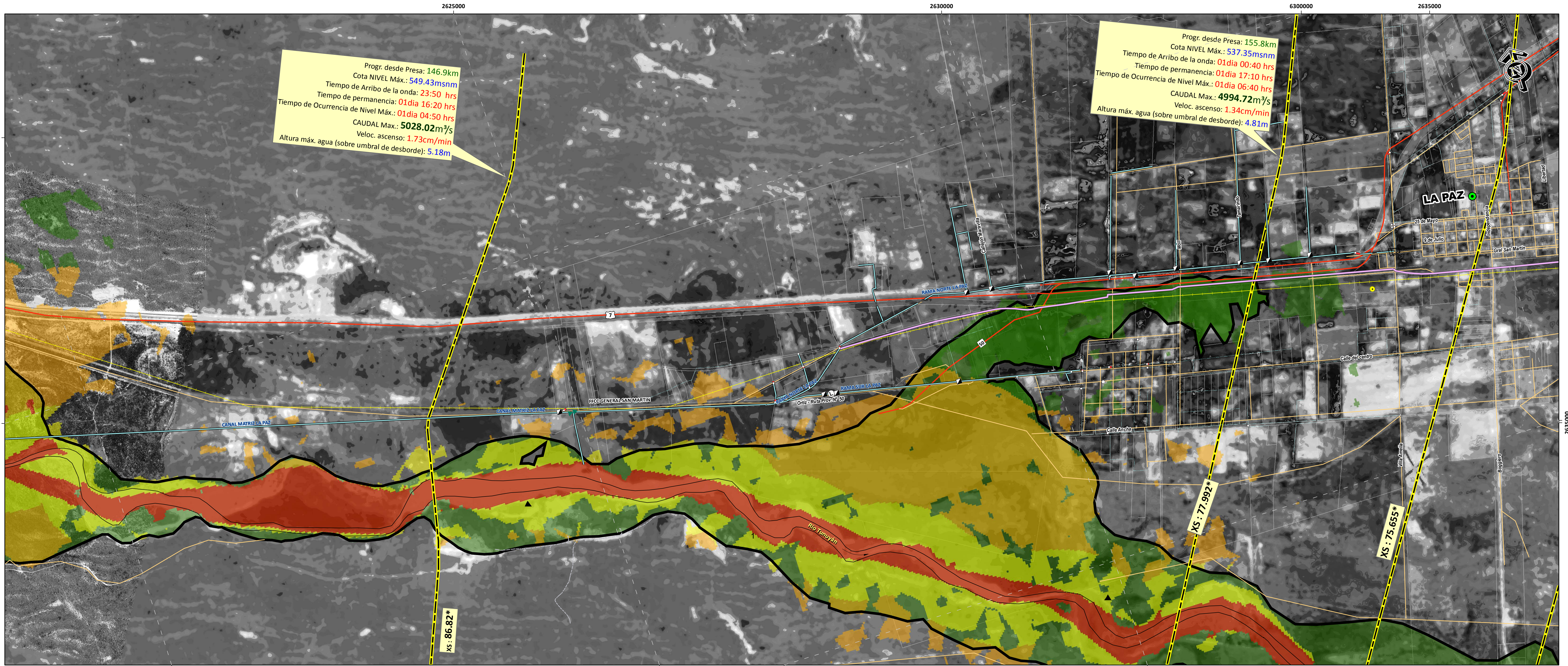
Notas

Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

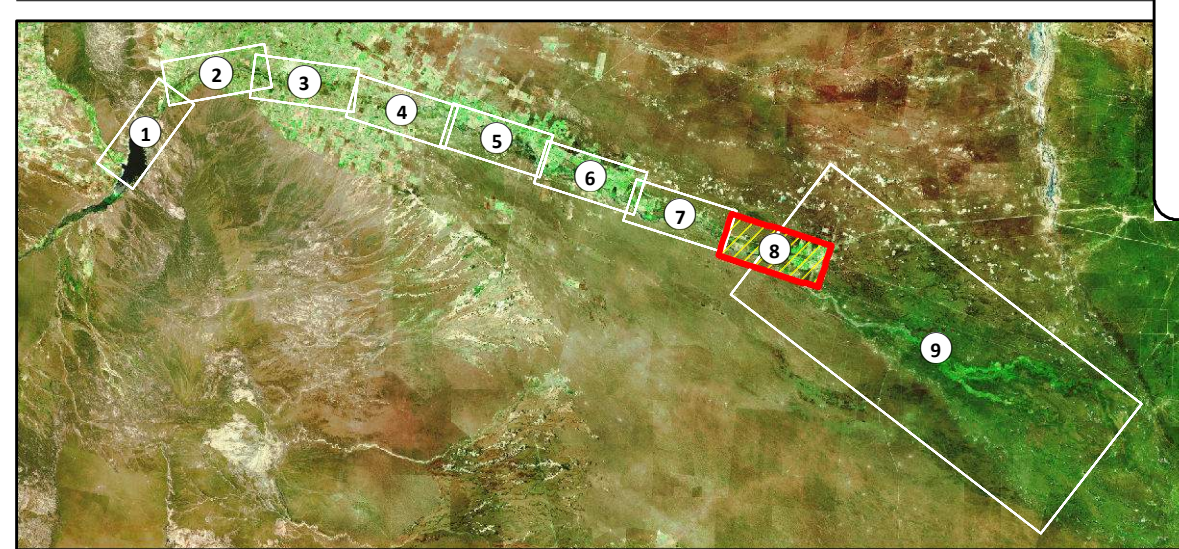
Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
 T.A.Qmax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
 T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

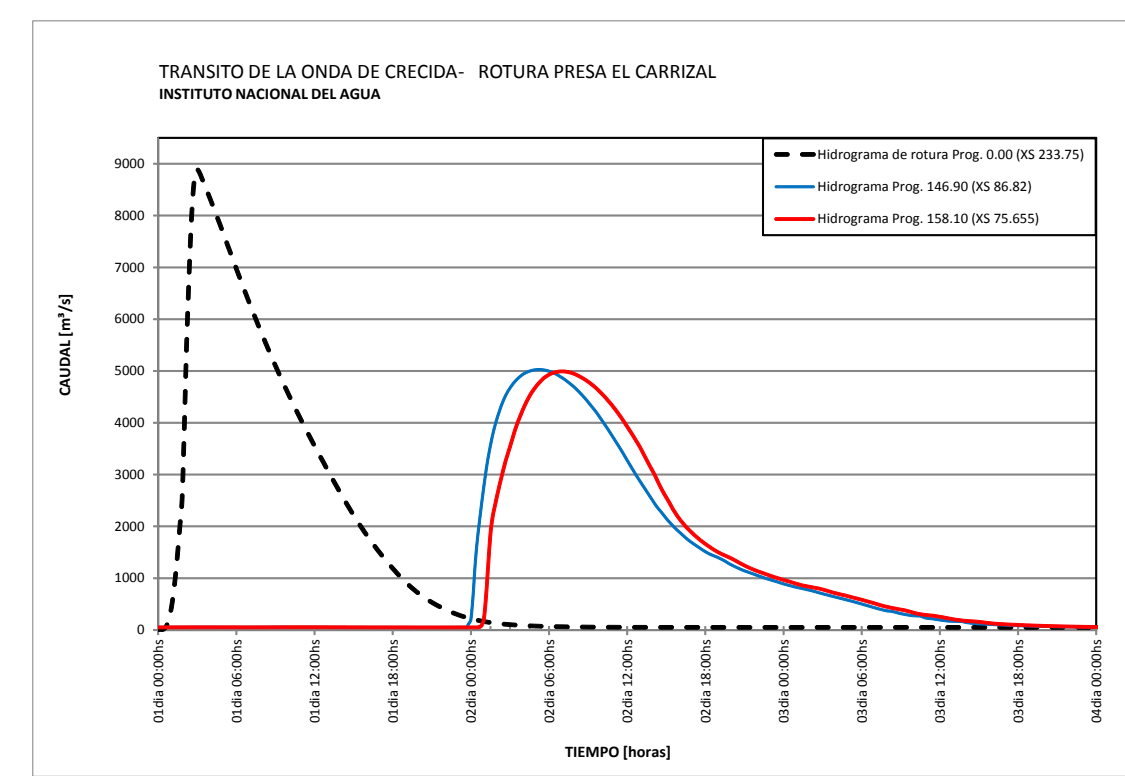
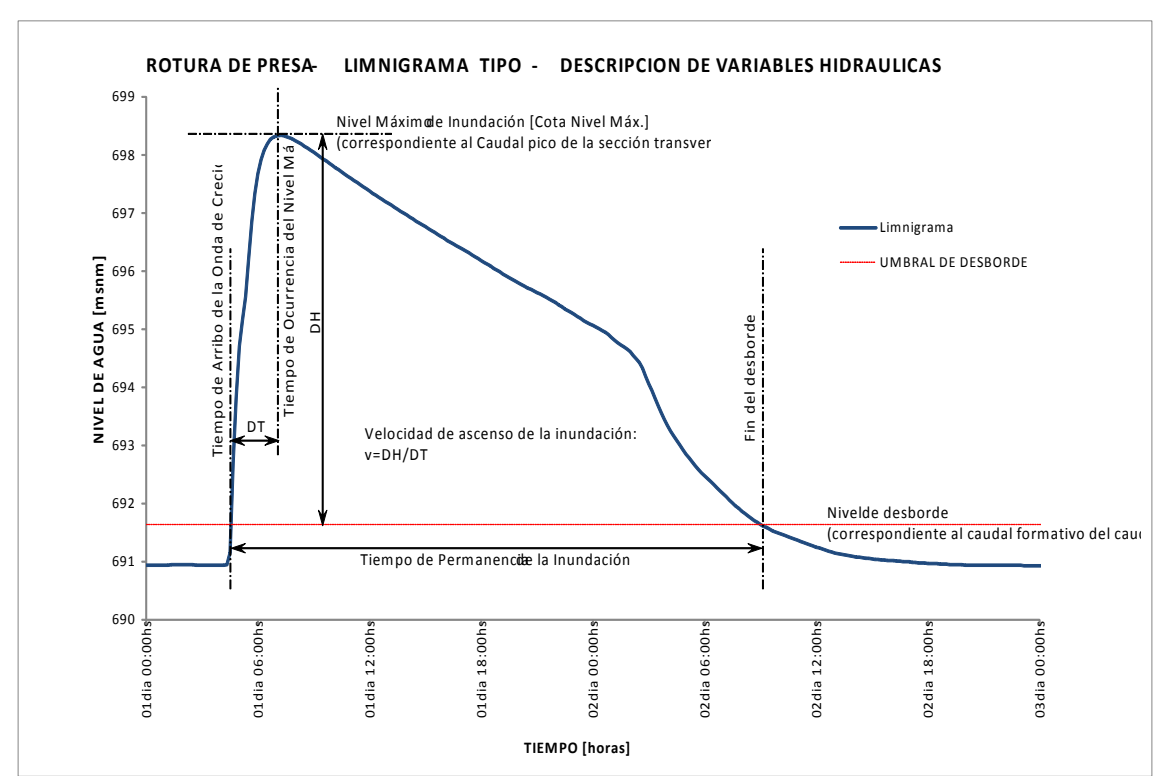
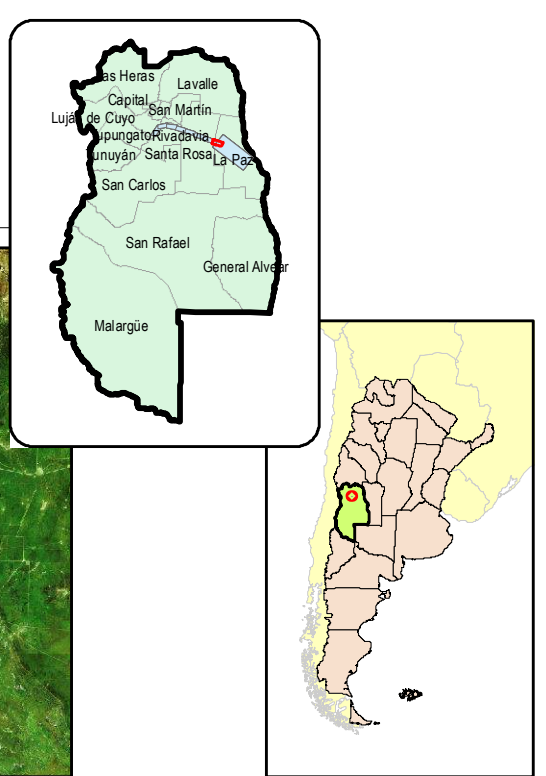
		Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Transporte Subsecretaría de Obras Públicas Dirección de Hidráulica Gobierno de Mendoza	Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios Secretaría de Obras Públicas Subsecretaría de Recursos Hídricos Instituto Nacional del Agua Centro Regional Andino
Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA "Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"			
Resp. Proy: Ing. J. Maza	Título Lámina: Mapa de Riesgos para Edificaciones por inundación- Rotura Presa El Carrizal	Esc.: 1:20000 Fecha: Abril 2014 Lam. Nº: 34	



Croquis de Ubicación de Tramos



Ubicación Relativa



Referencias

- | | | |
|--------------------|----------------------|-------------------------------|
| CARTOGRAFÍA | RED DE RIEGO | MODELACIÓN HIDRAULICA |
| ● CIUDAD | — CANAL o RAMA | ■ RIESGO MEDIO |
| ○ LOCALIDAD | — HIJUELA | ■ RIESGO MODERADO |
| ○ CASERIO | — DESAGUE | ■ RIESGO ELEVADO |
| ✈ AERODROMO | — ALCANTARILLA | ■ RIESGO MUY ELEVADO |
| ⚡ POLICIA | — PUENTE CANAL | — SECCIÓN TRANSV. |
| ⚪ ESCUELA | — SIFON | — UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES |
| □ CATASTRO URBANO | ● DIQUE DERIVADOR | ■ AREA MAX. DE INUNDACION |
| □ CATASTRO RURAL | ▶ DESARENADOR | |
| — CALLES | ◻ DESCARGADOR | |
| — HUELLAS | — RESALTO HIDRAULICO | |
| — RUTAS | ○ SIFON / ALCANT. | |
| — FFCC | ⊠ AFORADOR | |
| | □ PUENTES | |

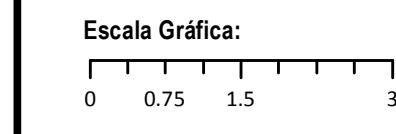
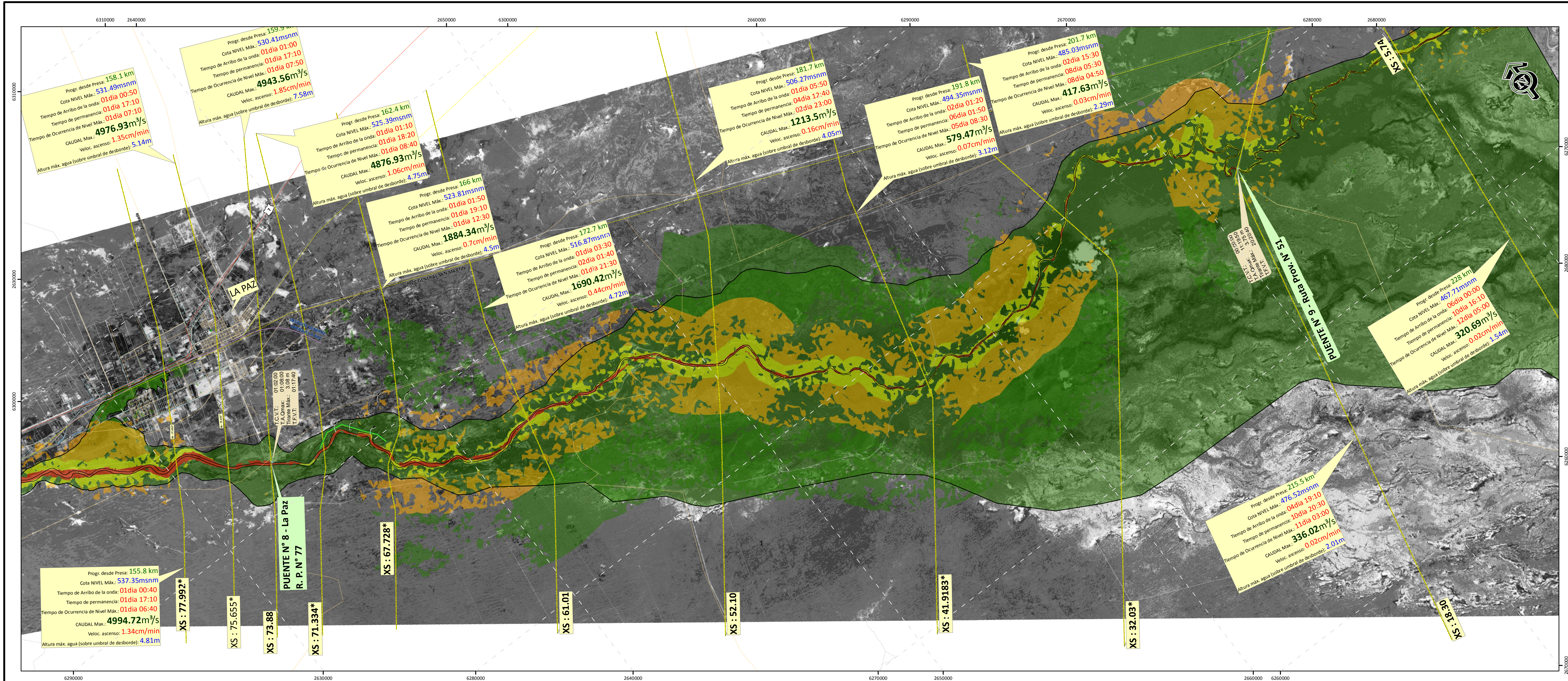
Notas

Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

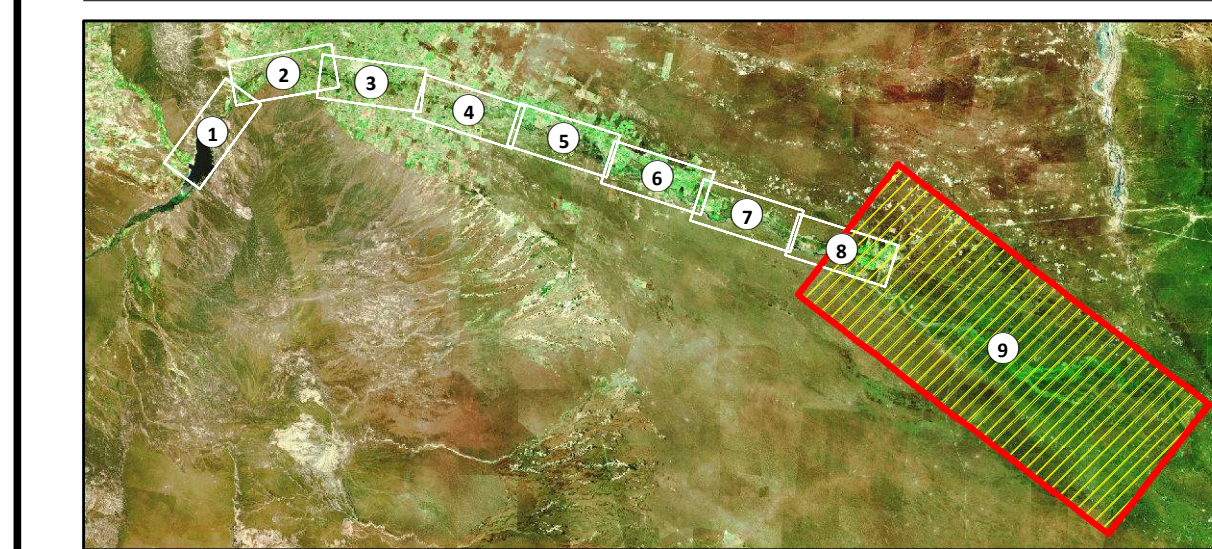
Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
 T.A.Qmax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
 T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

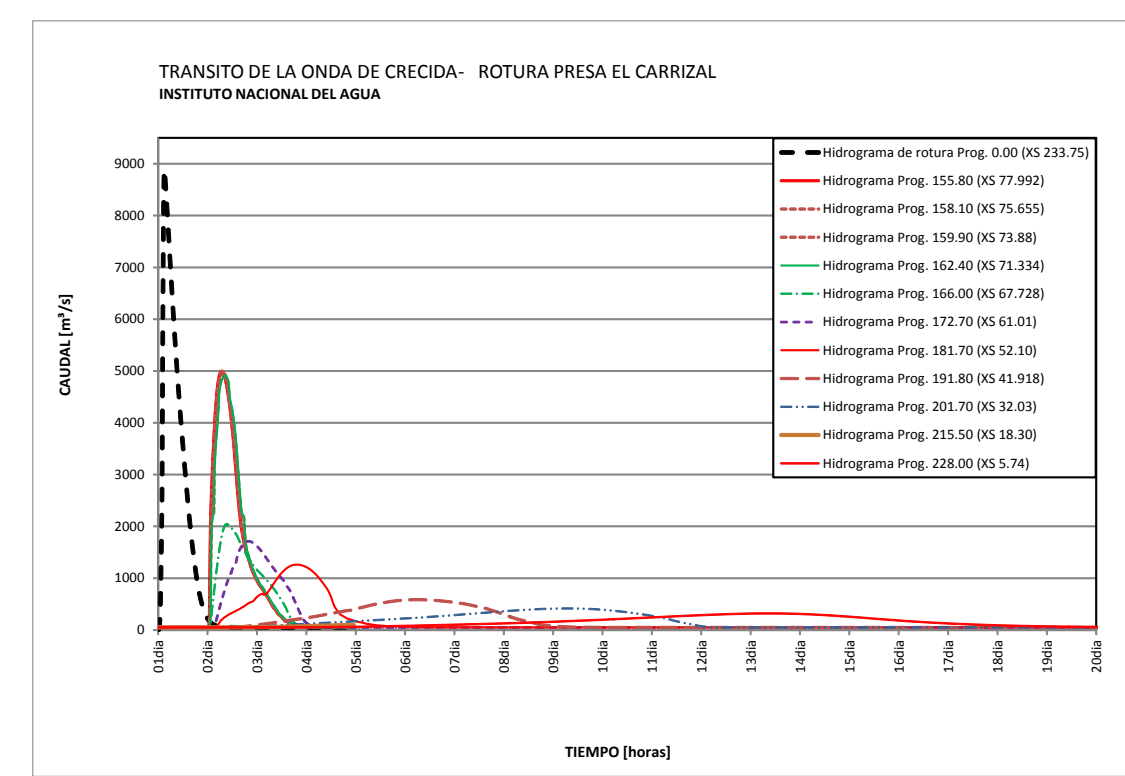
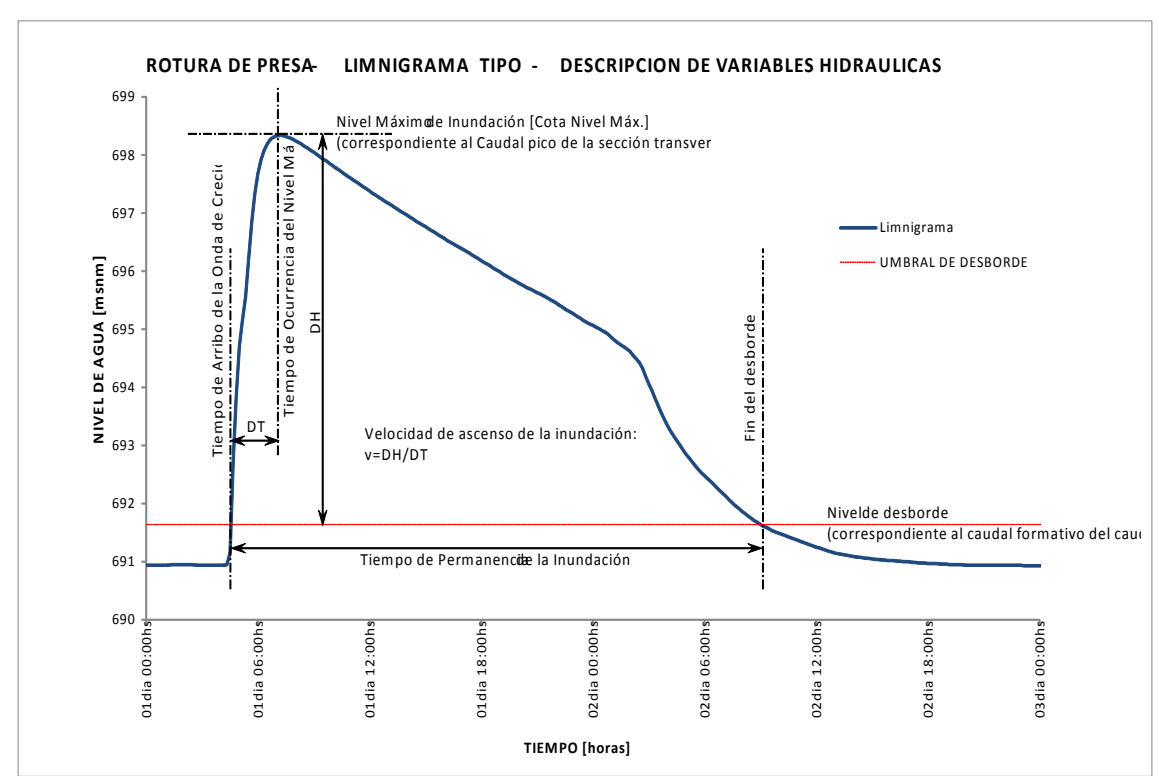
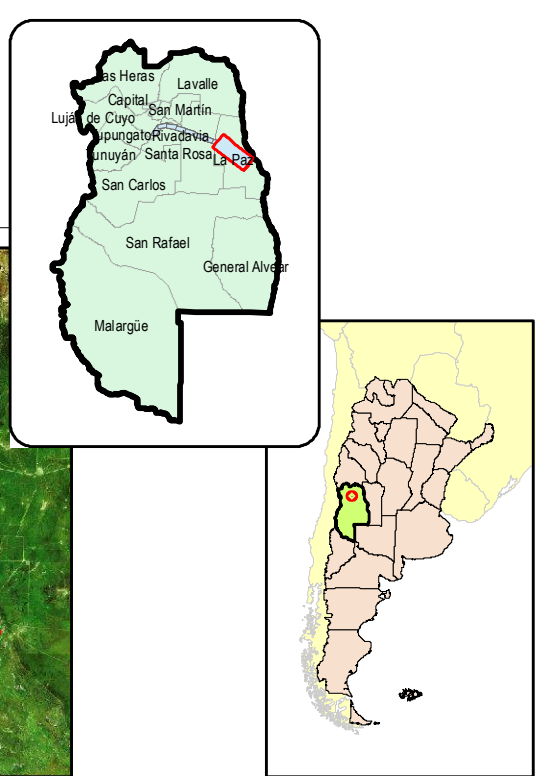
		Esc.: 1:20000 Fecha: Abril 2014 Lam. No: 35
Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA "Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"		
Resp. Proy.: Ing. J. Maza	Título Lámina: Mapa de Riesgos para Edificaciones por inundación- Rotura Presa El Carrizal	
Elaboró: Ing. V. Burgos		



Croquis de Ubicación de Tramos



Ubicación Relativa



Referencias

- CARTOGRAFÍA**
 - CIUDAD
 - LOCALIDAD
 - CASERIO
 - AERODROMO
 - POLICIA
 - ESCUELA
 - CATASTRO URBANO
 - CATASTRO RURAL
 - CALLES
 - HUELLAS
 - RUTAS
 - FFCC
 - PUENTES
- RED DE RIEGO**
 - CANAL o RAMA
 - HUJUELA
 - DESCAGUE
 - ALCANTARILLA
 - PUENTE CANAL
 - SIFON
 - DIQUE DERIVADOR
 - DESCARGADOR
 - RESALTO HIDRAULICO
 - SIFON / ALCANT.
 - AFORADOR
- MODELACIÓN HIDRÁULICA**
 - RIESGO DE INUNDACION (PARA INFRAESTRUCTURA)**
 - RIESGO MEDIO
 - RIESGO MODERADO
 - RIESGO ELEVADO
 - RIESGO MUY ELEVADO
 - SECCION TRANSV.
 - UMBRAL DE FUGA DE CAUDALES
 - AREA MAX. DE INUNDACION

Notas

Sistema de Referencia: Posgar'94 Faja2

Las variables Tiempo de arribo de la onda de crecida, velocidad de ascenso y Tiempos de Permanencia de la Inundación se establecieron a partir del desborde de cauce activo.

T.C.V.T.: Tiempo de comienzo de vertido sobre tablero de Puente
T.A.Qmax.: Tiempo de arribo del Caudal máximo
T.F.V.T.: Tiempo de finalización de vertido sobre tablero de Puente

Resp. Proy.: Ing. J. Maza
Elaboró: Ing. V. Burgos

Título Lámina:
Mapa de Riesgos para Edificaciones por inundación- Rotura Presa El Carrizal

Esc.: 1:75000
Fecha: Abril 2014
Lam. Nº: 36

Logos: Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Transporte; Subsecretaría de Obras Públicas; Dirección de Hidráulica; Gobierno de Mendoza; Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios; Secretaría de Obras Públicas; Subsecretaría de Recursos Hídricos; Instituto Nacional del Agua; Centro Regional Andino; INACRA

Convenio INA-MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA, VIVIENDA Y TRANSPORTE DEL GOBIERNO DE MENDOZA

"Actualización de la crecida de Proyecto y Simulación matemática de las condiciones de ROTURA DE LA PRESA EL CARRIZAL, Áreas de inundación y Plan de Acción de Emergencia"