

MODELACIÓN HIDROLÓGICA PARA EL PROYECTO INTEGRAL DE LOS DESAGÜES PLUVIALES DE GENERAL ROCA

**Jorge A. Maza⁽¹⁾, Patricia M. López⁽¹⁾, Verónica Benegas⁽¹⁾, Víctor Burgos⁽¹⁾,
Orlando Moreno⁽²⁾, Ricardo Criscuolo⁽³⁾**

⁽¹⁾Instituto Nacional del Agua-Centro Regional Andino

⁽²⁾Municipalidad de Gral. Roca

⁽³⁾Consejo Federal de Inversiones

⁽¹⁾Belgrano 210 M5500FIF Mendoza. TeleFax: 0261 428 8251 E-mail: cra@ina.gov.ar

RESUMEN

Este estudio tuvo como finalidad determinar los caudales de diseño de las futuras obras de desagüe pluvial en la zonas urbanas y suburbanas y de bardas perimetrales de Gral. Roca, Río Negro; en especial, en aquellos puntos que la Municipalidad de Gral. Roca ha visualizado como críticos desde el punto de vista de que son vulnerables a inundaciones.

También estos caudales servirán como información de base a los especialistas en hidráulica para llevar a cabo los estudios de ingeniería, tendientes a determinar las defensas o las precauciones que se deberán tomar, al aprobar loteos en la zona en estudio y proyectar escurrimientos pluviales en la zonas consolidadas.

Sobre la base de los levantamientos topográficos con que cuenta la Municipalidad de Gral. Roca y de los puntos críticos que ella indicó, se consideraron las cuencas de aporte, y se aplicó el modelo de simulación hidrológica ARHYMO a efectos de poder obtener en los puntos precisados los caudales de diseño. Luego con esos caudales de diseño se dimensionaron 16 conducciones de desagües pluviales según las pautas emitidas por el Municipio.

Sobre la base de la información topográfica y de proyecto de los sifones, y considerando el escurrimiento generado por la cuencas pertinentes, se aplicó el modelo de flujo gradualmente variado HEC-RAS a efectos de verificar el modo de funcionamiento y la capacidad de 3 sifones que cruzan al Canal Principal de Riego para protegerlo de las crecidas aluvionales provenientes de la barda norte.

Palabras clave: hidrología urbana – desagües pluviales

INTRODUCCIÓN

Históricamente, General Roca, desde su fundación (1899) sufrió las calamidades provenientes de las inundaciones, en esa época las grandes crecidas del Río Negro, obligó a sus habitantes a promover un nuevo asentamiento. El lugar elegido, fue el cauce seco del otrora importante río. El cambio trajo tranquilidad en cuanto a las grandes crecidas que periódicamente producía el Río Negro, pero no aportó soluciones reales a los problemas que provocaban los grandes aluviones que llegaban con importantes caudales de agua y lodo desde la barda norte, situación ésta que se mantuvo por décadas

Para resolver el problema de los aluviones, se construyó un sistema de defensas, que consisten en tres principales diques de contención con descargas controladas.

En la actualidad el desafío consiste en resolver los problemas generados aguas abajo del sistema de protección aluvional, considerando comprendida dicha problemática en dos sectores (figuras 1 y 2):

1. Zona 1, comprende el sector determinado aguas abajo de las defensas y el comienzo de la zona urbanizada en el norte de la ciudad. El caudal aluvional que se produce en esta zona, es generado por el propio sector, dado que las represas, funcionando correctamente, deben contener las aguas provenientes de la zona norte, es decir las aguas generadas arriba de las represas.
2. Zona 2, comprende el casco urbano de la ciudad hasta la Ruta 22 , a esta área la dividimos en dos subzonas:
 - a. Al norte del canal Principal y de la zona 1.
 - b. Al sur del canal Principal y hasta la ruta 22.

La subzona 2.a ha crecido a un ritmo muy importante por la urbanización constante, residiendo en la misma más del 40% de la población actual. En dicho sector se están realizando permanentes desmalezamientos, desmontes de suelo, etc, al avanzar el desarrollo urbano, aumentándose considerablemente los sectores impermeables (techos, veredas, asfalto etc.) con la consecuente modificación del escurrimiento de las aguas en su avance hacía la ciudad.

En la subzona 2.b al sur del canal principal, se ubica el casco urbano consolidado, encontrándose en ese sector, la mayoría de las calles pavimentadas. En los últimos años se produjo un notable avance en la consolidación del ejido urbano, situación que ha contribuido a incrementar las grandes superficies impermeables que conducen importantes caudales. A ello se le adiciona, agravando el problema, la casi inexistente pendiente del terreno en algunos barrios, del orden de 0,0006 m/m, que resulta insuficiente para producir el drenaje necesario en los momentos de máximas precipitaciones.

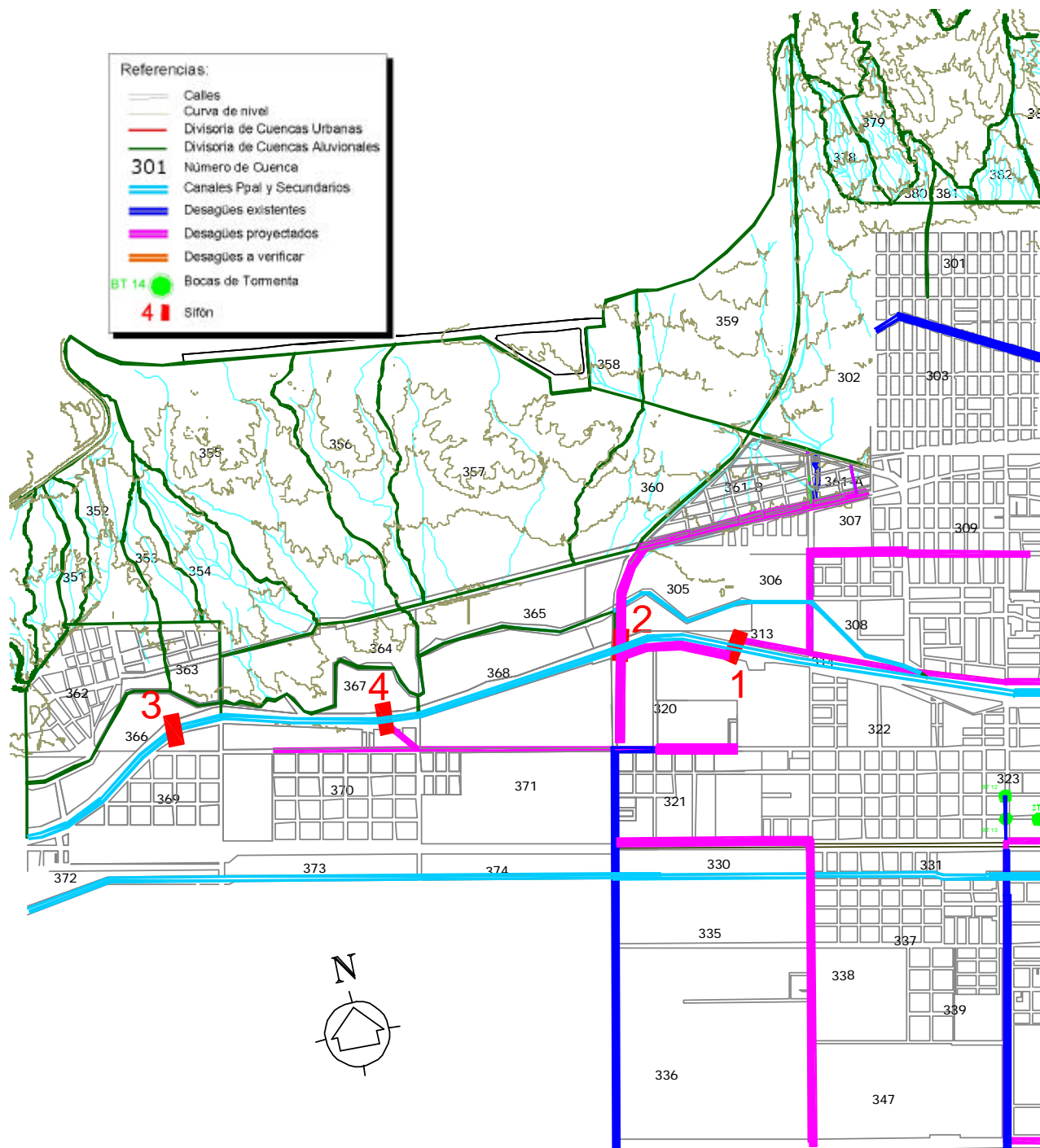


Figura 1. Plano de Gral. Roca (sector oeste)

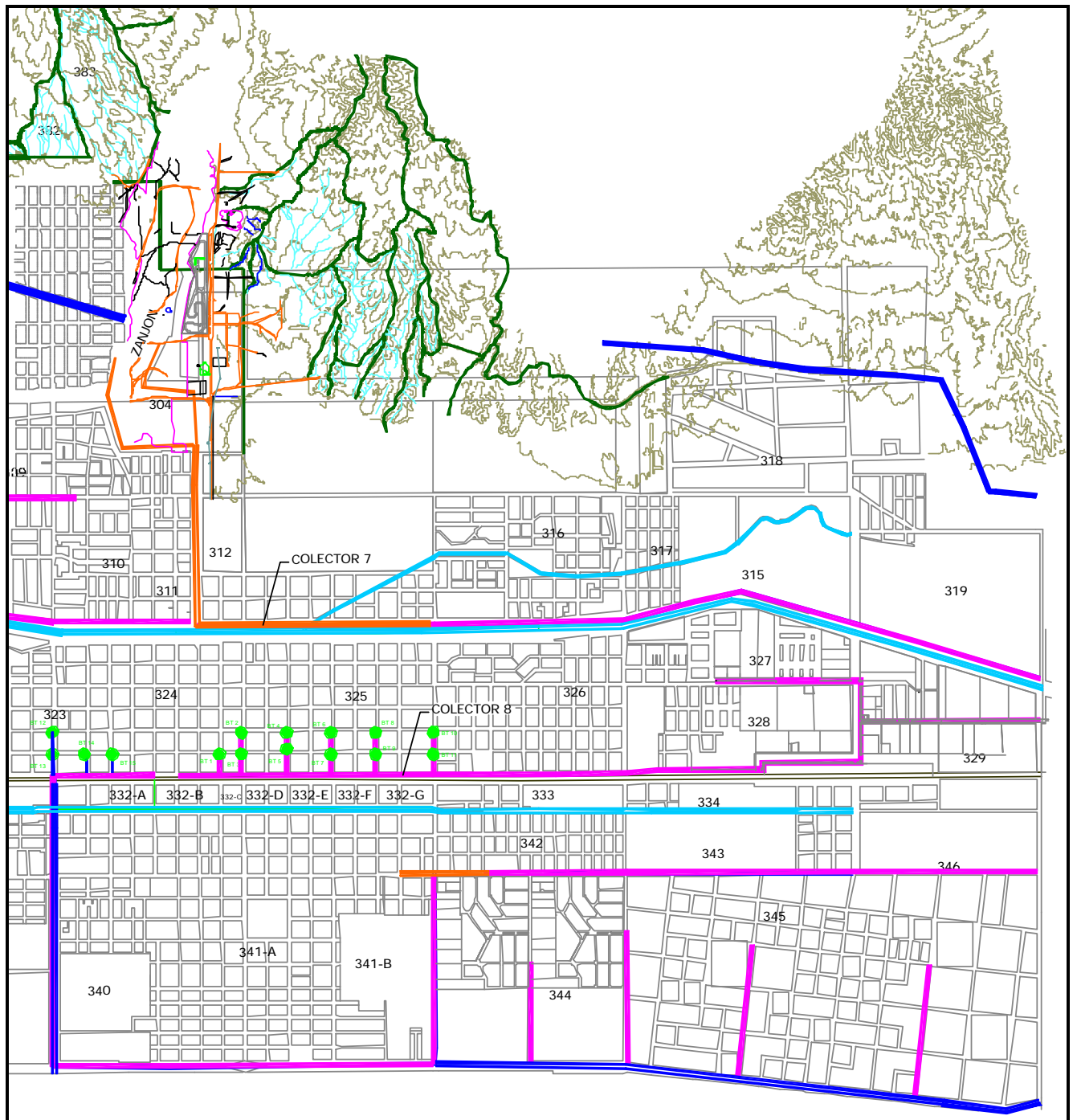


Figura 2. Plano de Gral. Roca (sector este)

Finalidad del Presente Estudio

Este estudio de modelación hidrológica tuvo como finalidad determinar los caudales de diseño de las futuras obras de desagüe pluvial. Estos serán la información de base que los especialistas en hidráulica utilizarán para llevar a cabo los estudios de ingeniería, tendientes a determinar las defensas o las precauciones que se deberán tomar, al aprobar loteos en la zona en estudio y proyectar escurrimientos pluviales en las zonas consolidadas. El estudio hidrológico permitirá conocer para distintas probabilidades de ocurrencia los caudales de diseño en los puntos

del área de estudio que la Municipalidad de Gral. Roca ha visualizado como críticos desde el punto de vista de que son vulnerables a inundaciones.

También en este estudio se realizó el dimensionamiento hidráulico de varios conductos de desagües pluviales programados por el Municipio.

TORMENTAS DE PROYECTO

Se utilizaron las tormentas de proyecto desarrolladas por el CFI en 1990. A efectos de comprobar la metodología utilizada se realizó un estudio estadístico.

Se utilizó la información pluviográfica de la estación meteorológica más cercana, Cipolletti, obtenida del informe (CFI, 1990), con un registro de 40 años desde 1939 a 1987.

Se ajustó una función General de Valores Extremos (GVE) a las series de precipitaciones máximas anuales de igual duración. Los valores de los parámetros estimados por el método de Momentos de Probabilidad Ponderada se presentan en la Tabla 1 para las distintas duraciones consideradas, siendo la forma inversa de la distribución:

$$x = u + \frac{a}{k} [1 - (-\ln F)^k]$$

Tabla 1. Parámetros de la distribución GVE

Duración (min)	<i>u</i>	<i>a</i>	<i>K</i>
5	3.1	1.7	-
	7	4	0.234
10	4.8	2.7	-
	6	5	0.199
15	6.5	3.6	-
	9	0	0.137
30	8.4	4.0	-
	7	8	0.261
45	9.4	4.2	-
	0	9	0.331
60	10.	4.5	-
	44	4	0.367
120	12.	6.0	-
	42	6	0.333
180	14.	7.5	-
	12	2	0.279

donde:

u: parámetro de posición [mm]

a: parámetro de escala [mm]

K: parámetro de forma [1]

En la Tabla 2 se presentan las estimaciones de precipitaciones máximas (mm) para distintos períodos de recurrencia, para las duraciones analizadas.

Tabla 2. Precipitaciones Máximas (mm) según Recurrencia y Duración

Duración (min)	Período de recurrencia (años)						
	2	5	10	20	50	100	200
5	3.8	6.3	8.3	10.6	14.3	17.5	21.4
10	5.9	9.7	12.7	16.0	21.1	25.5	30.7
15	7.9	12.6	16.1	19.8	25.1	29.6	34.6
30	10.0	16.0	20.9	26.8	36.1	44.7	55.1
45	11.1	17.7	23.8	31.1	43.6	55.9	71.3
60	12.2	19.5	26.3	34.9	49.9	65.1	84.5
120	14.8	24.2	32.7	43.1	60.9	78.4	100.3
180	17.0	28.1	37.7	48.9	67.3	84.5	105.3

El análisis de las estimaciones obtenidas indica que el ajuste de la función GVE produce, en general, valores inferiores a los informados anteriormente por el CFI. Dado que estas diferencias no son significativas se decidió utilizar las Curvas de Intensidad – Duración – Recurrencia del mencionado estudio en el cálculo de los desagües de la ciudad de Gral. Roca.

Para poder disponer de una distribución temporal se aplicó el Método de Chicago (Keifer, C. et al., 1957), que genera una distribución temporal sintética de la tormenta de proyecto, es decir con probabilidad de ocurrencia asociada, basado en una ecuación que da forma al hietograma, derivada de la formulación de la conocida curva de Intensidad-Duración-Frecuencia (I-D-F):

$$I(mm/hr) = \frac{A}{(D_{\min} + B)^C}$$

donde:

I = intensidad media correspondiente a una duración D y tiempo de recurrencia TR (años).

A, B y C = parámetros.

Para definir la duración típica de las tormentas de proyecto se recurrió al informe (CFI, 1990) donde se expresa que en el período de análisis (1938-74) las tormentas tienen una duración menor a 2 horas, tiempo que fue adoptado para la generación de los hietogramas sintéticos que se expresan en la Figura 3.

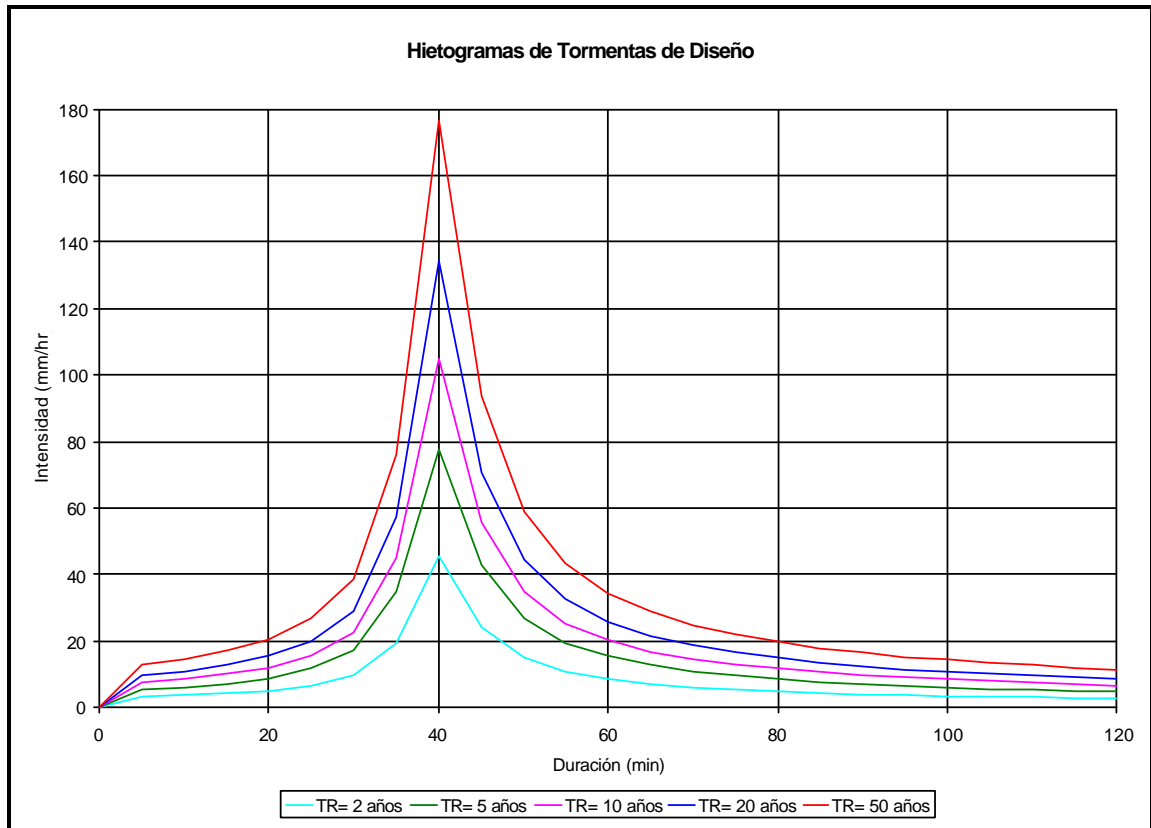


Figura 3. Hietogramas sintéticos

JUSTIFICACIÓN DE TIEMPOS DE RETORNO EN EL DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LOS COLECTORES Y SIFONES

La elección del TR de diseño de obras están fuertemente vinculada a la pregunta ¿qué efectos se producen si la obra es sobrepasada por una crecida superior a la de diseño?. Las respuestas a esta pregunta pueden ser varias y de distintos tenores de gravedad:

- Hay pérdidas de vidas humanas
- Hay elevadas pérdidas de infraestructuras que la obra protegía
- La obra colapsa y se pierde la inversión realizada en su construcción
- Se produce inundación sin pérdidas de vidas ni de infraestructura, el tráfico vehicular y de peatones se interrumpe durante su efecto

Luego se interpreta claramente que el TR de diseño puede ser determinado a partir de un análisis hidroeconómico donde el TR de diseño corresponde al valor mínimo de los costos totales (costos de capital + costos de daños esperados anualmente). Lógicamente este análisis quedaría sin efecto, por razones éticas, si estuvieran en riesgo vidas humanas, aunque existen criterios de valoración de las vidas humanas.

En varios textos sobre hidrología e hidráulica se exponen tablas que dan valores de TR de diseño en función del tipo de obra de protección. Así en (Ven Te Chow et al., 1988) en el caso de drenaje urbano, las alcantarillas para ciudades pequeñas se sugiere que el diseño sea con TR= 2 a 25 años. Para sifones y/o alcantarillas se sugiere utilizar TR=10 a 25 años en el caso de cruce de carreteras con tráfico intermedio y de 50 a 100 años para tráfico alto.

Cuando un colector de drenaje urbano es superado en su crecida de diseño se produce inundación sin pérdidas de vidas ni de infraestructura, y el tráfico vehicular y de peatones se interrumpe durante su efecto, es decir que al dimensionar una obra de este tipo con TR=2 a 5 años no se están poniendo en juego peligros o costos que afecten en gran medida a la comunidad. Por otra parte la utilización de TR mayores implican más costos que no se justifican por los beneficios que se podrían obtener.

En el caso de los sifones de cruce de crecidas aluvionales al Canal Principal de Riego es claro que la función de tales dispositivos es proteger al mencionado canal en cuanto a su infraestructura y a darle seguridad de continuidad al servicio de riego, vital para la economía de la región. Es en función de lo expresado que sería razonable que en este caso el TR de diseño pueda también ser considerado en el orden de 20 a 50 años.

Otro análisis que se realiza a estos efectos es estimar la vida útil de la obra (período de amortización) y asumir un riesgo de que el evento con el TR de diseño se produzca durante la vida útil de la obra. Esto se realiza en base a la expresión:

$$Riesgo = 1 - \left(1 - \frac{1}{TR(\text{años})} \right)^{Vida\ Útil}$$

Si se parte de la base que un período de amortización típico para presas es de 50 años, se podría asumir que el de un sifón puede ser de 15 o 20 años y por lo tanto el riesgo de que el evento de TR años se produzca en los próximos 15 o 20 años es:

TR (años)	Riesgo (%)	
	Vida Útil=15 años	Vida Útil=20 años
2	100.00	100.00
5	96.48	98.85
10	79.41	87.84
20	53.67	64.15
50	26.14	33.24
100	13.99	18.21

DIMENSIONAMIENTO Y/O VERIFICACIÓN HIDRÁULICA DE LOS COLECTORES

Sobre la base de los levantamientos topográficos con que cuenta la Municipalidad de Gral. Roca y de los puntos críticos que ella indicó, se consideraron las cuencas de aporte, y se aplicó el modelo de simulación hidrológica ARHYMO (Fornero, L. et al., 2002) a efectos de poder obtener en los puntos precisados los caudales de diseño.

Con esos caudales de diseño se dimensionaron y/o verificaron 16 conducciones de desagües pluviales (figuras 1 y 2) según las pautas emitidas por la Municipalidad de Gral. Roca. Estas pautas estuvieron relacionadas a:

- la forma de la secciones según fueran a cielo abierto (trapezoidal) o enterradas (circular)
- anchos máximos
- la pendiente de proyecto

El dimensionamiento y/o verificación de las conducciones se realizaron en régimen permanente uniforme. En el caso de dimensionamiento se tuvo en cuenta que la profundidad normal fuera tal que: $y_n < 0,8 y_c$ en régimen supercrítico o $y_n > 1,2 y_c$ en régimen subcrítico.

Si bien en todos los casos de dimensionamiento de colectores las velocidades obtenidas no superan a la indicada como límite para el revestimiento de hormigón (6 m/s) según (Balloffet, A. et al., 1955), es de aclarar que tal referencia se hace para condiciones de flujo permanente y no, como es el caso de los colectores pluviales, donde el flujo es impermanente y el caudal máximo de diseño permanece solamente durante pocos minutos.

Particular tratamiento se le dio al colector 8 (Figura 2) que se desarrolla por una de las calles céntricas de mayor importancia. En este caso el colector fue diseñado para ir enterrado y con bocas de tormenta para captar el escurrimiento pluvial. Para el dimensionamiento de las bocas de tormenta se utilizó el programa HY-22 Drainage of Highway Pavements (U.S. FHWA, 2002).

En la Tabla 3 se puede visualizar el dimensionamiento de las bocas de tormenta correspondientes al colector 8. A efectos de estandarizar la construcción de las bocas de tormenta la Municipalidad de Gral. Roca impuso la pauta de que su longitud fuera de 1,50 m. A partir de esta premisa las eficiencias variaron entre 77 % y 14 %, en función de las pendientes longitudinales de las calzadas, y consecuentemente del tirante frente a la boca de tormenta. A efectos de aumentar la eficiencia de captación se diseñaron con depresión de 0,05 m de profundidad y ancho de 0,30 m.

Pautas generales de diseño de bocas de tormenta

En los últimos 30 años se ha venido desarrollando una nueva tecnología que ha contemplado una cantidad de soluciones estructurales y no-estructurales que se adaptan a los más variados tipos de urbanizaciones y que inciden en la optimización de la capacidad de los distintos elementos que conforman la red de drenaje (Maza, J., 1995).

Uno de los conceptos más importantes que ha introducido esta moderna técnica, es la consideración de que la calzada, denominada técnicamente como "sistema mayor", debe formar parte de la conducción del escurrimiento cuando la capacidad del "sistema menor" (conductos o acequias) es excedido en eventos poco frecuentes (tiempos de retorno mayores de 5 años).

El grado de interferencia del escurrimiento en el tráfico vehicular por precipitaciones frecuentes (TR < 10 años), y la extensión de la intrusión del agua pluvial en áreas adyacentes durante tormentas mayores, debiera depender de la clasificación funcional de la calle (importancia o intensidad del tráfico) y de la zonificación por uso del suelo (residencial, comercial, etc.).

Luego, la ubicación y dimensión de las bocas de tormenta (B.T.) (conexión entre los sistemas mayor y menor), se deberían basar en el criterio que establece la permisibilidad de la extensión y/o del tirante de agua en la calzada.

Uno de los objetivos del diseño de un sistema de drenaje es el de captar el escurrimiento en las cunetas y transportarlo hasta las BT de manera tal de proveer una cierta seguridad al tráfico y a los peatones con un razonable costo.

Tabla 3. Bocas de tormenta en cuenca 325

Ubicación	BT	TR (años)	Q afluente en la calzada (m³/s)	Pend. Calzada (m/m)	Ancho calzada ocupada por el escurrimiento (m)	Ancho cuneta (m)	Pendiente transversal de calzada (m/m)	Eficiencia	Long. BT (m)	Depresión frente a BT (mm)	Ancho depresión (m)	Q interceptado por BT (m³/s)	Q pasante (m³/s)	Tirante frente BT(m)	Área de escurrimiento (m²)
Tucumán esq. España	BT 1	2	0.036	0.0022	4.56	0.3	0.01	0.69	1.5	50	0.3	0.025	0.011	0.046	0.1
		5	0.073	0.0022	5.94	0.3	0.01	0.50	1.5	50	0.3	0.037	0.036	0.059	0.2
Mitre esq. Av. Roca	BT 2	2	0.223	0.0055	7.2	0.3	0.0109	0.24	1.5	50	0.3	0.055	0.168	0.079	0.3
		5	0.454	0.0055	9.4	0.3	0.0109	0.17	1.5	50	0.3	0.077	0.377	0.103	0.5
Tucumán esq. Roca	BT 3	2	0.035	0.003	3.29	0.3	0.0151	0.75	1.5	50	0.3	0.026	0.009	0.05	0.1
		5	0.072	0.003	4.31	0.3	0.0151	0.55	1.5	50	0.3	0.040	0.032	0.065	0.1
Mitre esq. Italia	BT 4	2	0.319	0.0061	8.13	0.3	0.0108	0.20	1.5	50	0.3	0.063	0.256	0.088	0.4
		5	0.651	0.0061	10.62	0.3	0.0108	0.14	1.5	50	0.3	0.089	0.562	0.115	0.6
Tucumán esq. Italia	BT 5	2	0.072	0.0068	5.37	0.3	0.0083	0.38	1.5	50	0.3	0.027	0.045	0.045	0.1
		5	0.147	0.0068	7.02	0.3	0.0083	0.26	1.5	50	0.3	0.038	0.109	0.058	0.2
Mitre esq. Buenos Aires	BT 6	2	0.313	0.0027	12.11	0.3	0.0072	0.20	1.5	50	0.3	0.063	0.250	0.087	0.5
		5	0.638	0.0027	15.82	0.3	0.0072	0.14	1.5	50	0.3	0.088	0.550	0.114	0.9
Tucumán esq. Bs As	BT 7	2	0.071	0.0038	3.27	0.3	0.0217	0.60	1.5	50	0.3	0.043	0.028	0.071	0.1
		5	0.145	0.0038	4.27	0.3	0.0217	0.44	1.5	50	0.3	0.063	0.082	0.093	0.2
Mitre esq. La Pampa	BT 8	2	0.312	0.0005	8.33	0.3	0.0217	0.47	1.5	50	0.3	0.148	0.164	0.181	0.8
		5	0.636	0.0005	10.88	0.3	0.0217	0.35	1.5	50	0.3	0.220	0.416	0.236	1.3
Tucumán esq. La Pampa	BT 9	2	0.07	0.0003	7.74	0.3	0.0116	0.77	1.5	50	0.3	0.054	0.016	0.09	0.3
		5	0.143	0.0003	10.12	0.3	0.0116	0.57	1.5	50	0.3	0.082	0.061	0.117	0.6
Mitre esq. Mendoza	BT 10	2	0.408	0.0015	14.81	0.3	0.0073	0.20	1.5	50	0.3	0.082	0.326	0.108	0.8
		5	0.833	0.0015	19.36	0.3	0.0073	0.14	1.5	50	0.3	0.116	0.717	0.141	1.4
Tucumán esq. Mendoza	BT 11	2	0.091	0.002	5.47	0.3	0.0134	0.51	1.5	50	0.3	0.047	0.044	0.073	0.2
		5	0.186	0.002	7.15	0.3	0.0134	0.36	1.5	50	0.3	0.068	0.118	0.096	0.3

Es evidente que los riesgos de los accidentes de tráfico y los probables peligros al tránsito de peatones se incrementan en la misma medida en que aumenta la intrusión del agua en la calzada.

Consecuentemente la selección del tiempo de recurrencia de la tormenta de diseño y del nivel de intrusión del agua en la calzada, involucra la decisión de aceptar ciertos niveles de los riesgos mencionados a un aceptable costo de la obra. También es de hacer notar que tales riesgos están asociados con el volumen de tráfico, la velocidad vehicular permitida y la importancia de la calle. Lo mencionado se puede manifestar en:

- la inundación de sendas de tráfico es contraria a la expectativa pública y en consecuencia los riesgos de accidente y los costos por demora del tráfico son elevados.
- con velocidad vehicular superior a 70 Km/hr se produce el patinaje del vehículo con agua en el pavimento.
- la intensidad de eventos de lluvia puede afectar la selección del tiempo de retorno y del nivel de intrusión de agua.

La capacidad de interceptación es en gran medida dependiente del tirante adyacente al cordón y de la longitud de la abertura, en consecuencia tanto la captación como la eficiencia se incrementan con una depresión frente a la BT o con una sección transversal compuesta o, cuando la calle tiene fuerte pendiente, por medio de "deflectores" (Figura 4) ubicados en la adyacencia de la abertura que guían los filetes líquidos hacia la BT por medio de la formación de una onda estacionaria.

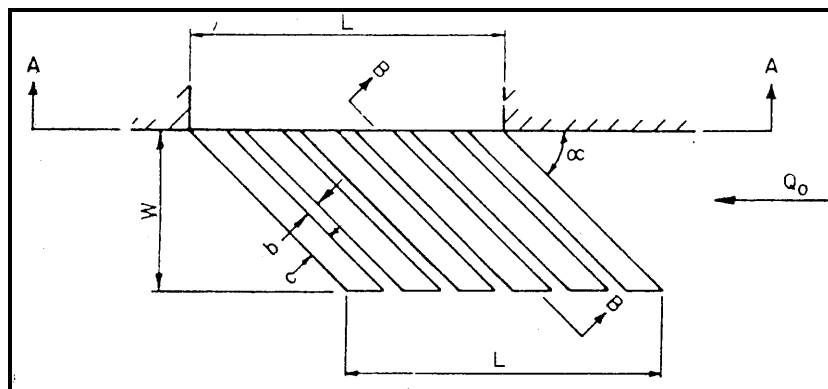


Figura 4. Boca de tormenta sobre cordón con deflectores

Se ha encontrado que, debido a la naturaleza de la eficiencia de la BT, un leve incremento del porcentaje de escurrimiento interceptado, frecuentemente resulta en la necesidad de un considerable aumento de las dimensiones de la BT y el consecuente aumento del costo.

Sin embargo, la misma BT puede captar mayores caudales si un pequeño porcentaje del escurrimiento es dejado pasar de una BT a la próxima. En consecuencia el diseño de BT para interceptar el 100% del escurrimiento superficial es frecuentemente antieconómico.

Lo explicitado, más la necesidad de adoptar criterios sobre la permisibilidad de intrusión de agua en la calzada, son pautas para la determinación del espaciamiento y ubicación de las BT.

En la Figura 5 se puede apreciar el gráfico de caudal pico Vs densidad de BT por Ha impermeable de los sistemas menor y mayor para los eventos de TR= 5 años y TR = 100 años para una cuenca ficticia de 45 Has.

Puede apreciarse que para captar todo el escurrimiento en el evento TR = 5 la densidad de BT debe ser de 1,5 BT/Ha imp. Si se adoptara tal densidad se produciría el rebalse del sistema menor durante las tormentas menos frecuentes (TR > 5 años).

Del gráfico se puede deducir que, para que el escurrimiento captado por las BT en el evento de TR = 100 no supere la capacidad del sistema de drenaje (2 m³/s), es necesario seleccionar una densidad de 0,4 BT/Ha imp. Esta densidad implicará que el sistema de drenaje será utilizado sólo en el 66% (2 m³/s) de su capacidad en el evento de TR = 5 y en consecuencia no se producirán inconvenientes.

Sin embargo esta solución puede no ser conveniente desde otro punto de vista ya que, si la impermeabilidad es de 35% implica que la densidad es de 1 BT/Ha, y para urbanizaciones residenciales esto se traduce en un espaciamiento de 1 BT/175m, lo cual puede llegar a ser no aceptable para reducir la intrusión del agua en la calzada. Tal motivo requiere espaciamientos del orden de 50 m.

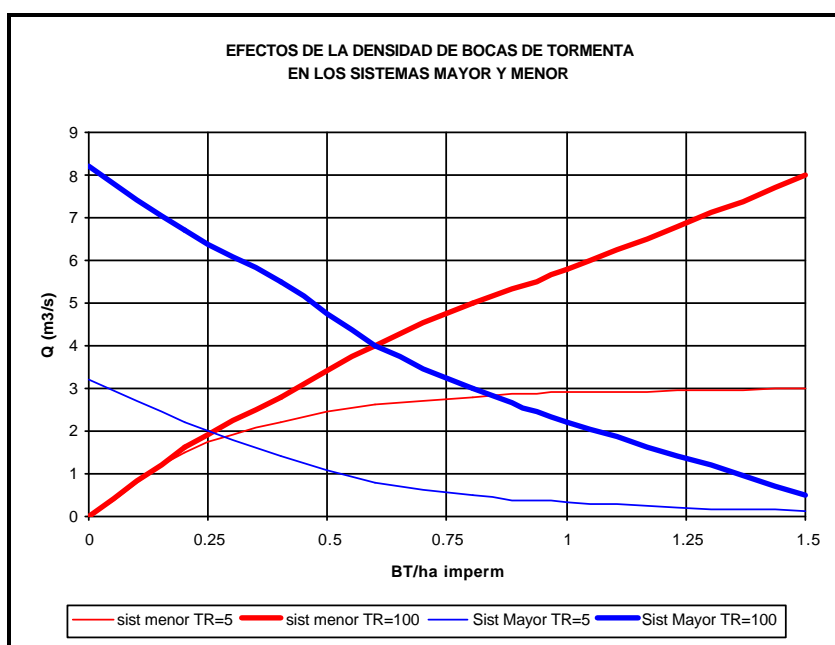


Figura 5. Efecto de la densidad de bocas de tormenta en los sistemas mayor y menor

VERIFICACIÓN Y/O DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DE SIFONES

Sobre la base de la información topográfica y de proyecto de los sifones, y considerando el escurrimiento generado por las cuencas pertinentes, se aplicó, en modo permanente, el modelo de flujo gradualmente variado HEC-RAS (HEC, 2003) a efectos de verificar el modo de funcionamiento y la capacidad de los sifones señalados en las figuras 1 y 2 como 1, 3 y 4 que cruzan al Canal Principal de Riego para protegerlo de las crecidas aluvionales provenientes de la barda norte. En las figuras 6, 7 y 8 se pueden visualizar algunos de los resultados de la aplicación de HEC-RAS.

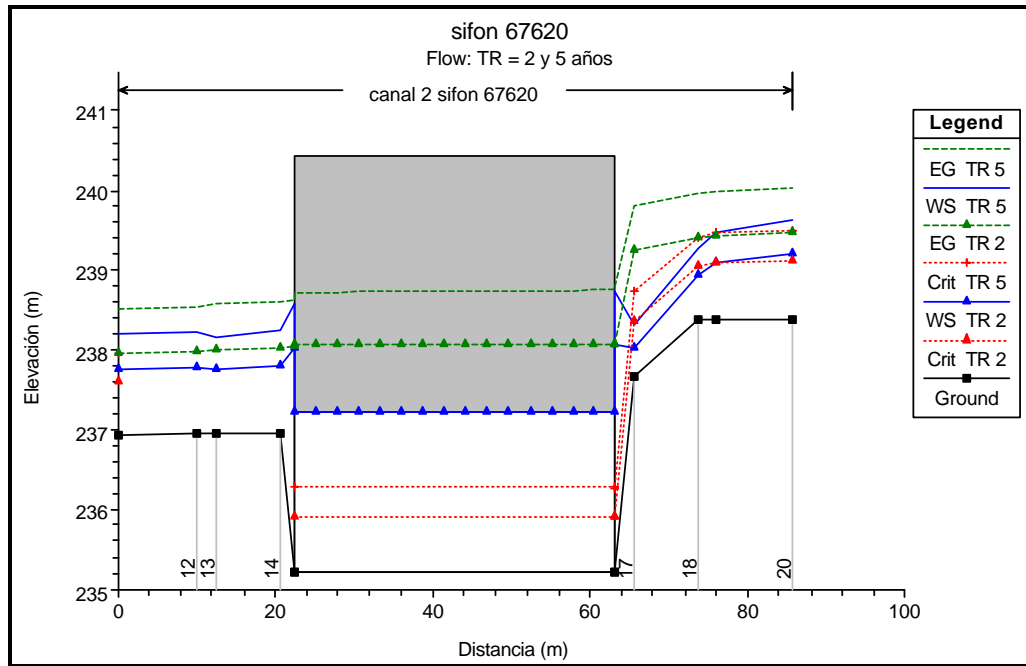


Figura 6. Sifón 1. Perfil longitudinal con visualización de las secciones y de niveles de agua (WS), profundidades críticas (Crit) y energías (EG) para TR = 5 años (PF1) y 2 años (PF2)

Es notable en la Figura 7 correspondiente al sifón 3 como se puede apreciar que para la crecida de TR= 50 años el sifón es sobrepasado. En los demás casos los sifones trabajan a presión.

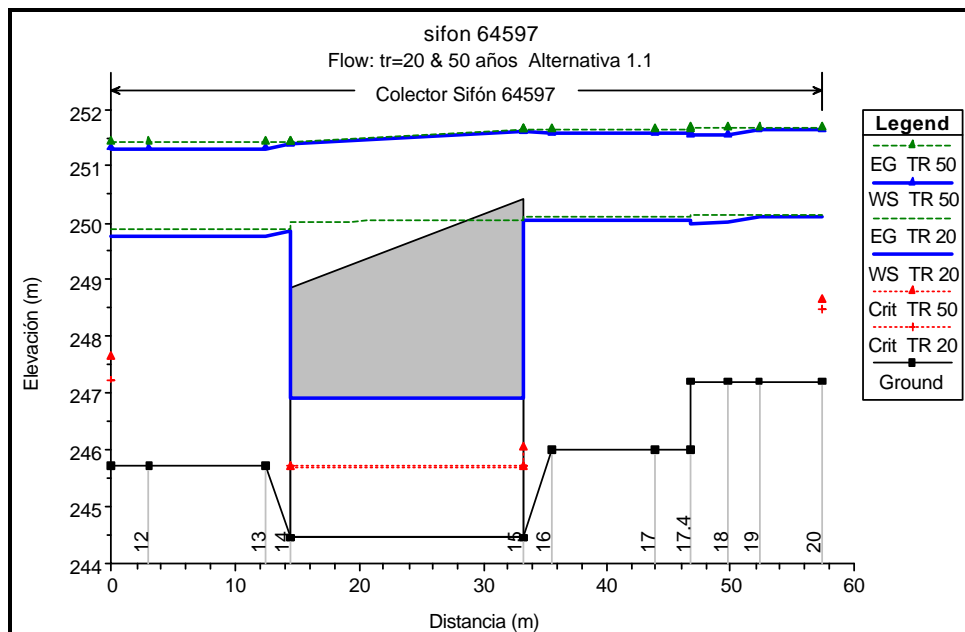


Figura 7. Sifón 3. Perfil longitudinal con visualización de las secciones y de niveles de agua (WS), profundidades críticas (Crit) y energías (EG) para TR= 20 y 50 años

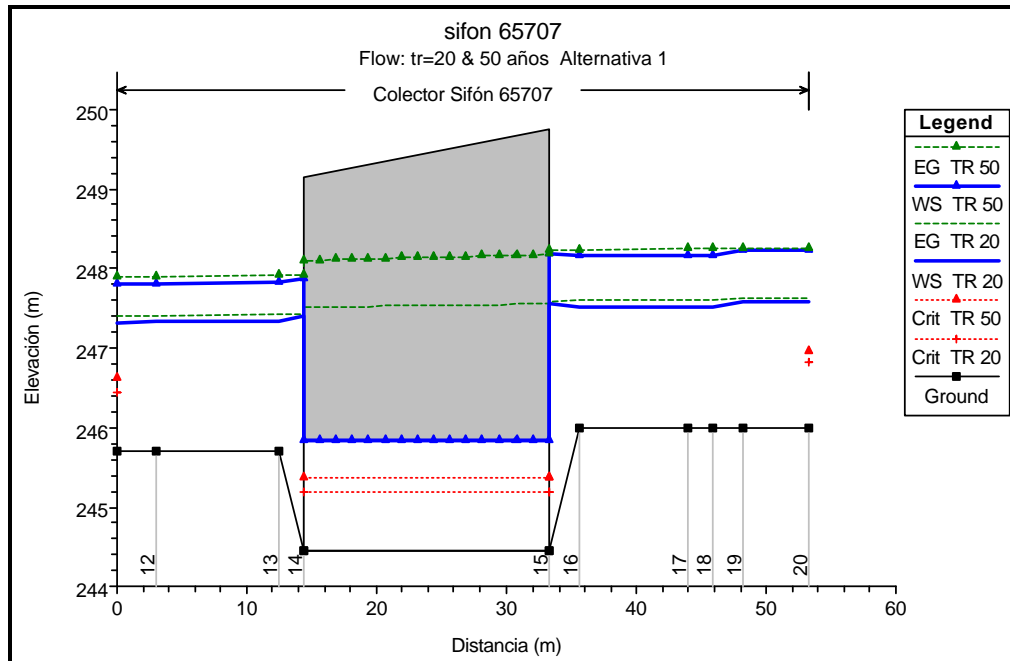


Figura 8. Sifón 4. Perfil longitudinal con visualización de las secciones y de niveles de agua (WS), profundidades críticas (Crit) y energías (EG) para TR= 20 y 50 años

VERIFICACIÓN CAPACIDAD DE ZANJÓN VECINO A LA CÁRCEL

A efectos de verificar si el colector 7 debía ser dimensionado contemplando el escurrimiento generado por las cuencas aportantes al zanjón natural vecino a la cárcel (Figura 2), es que se infirió sobre la capacidad reguladora del mencionado zanjón.

En base a la información topográfica se determinó la relación cota-volumen de los embalses de retención que existen naturalmente en el zanjón (Figura 10) y se verificó su comportamiento frente a los escurrimientos generados con ARHYMO para los eventos de TR= 2, 5 y 50 años provenientes de las cuencas de aporte (Figura 9).

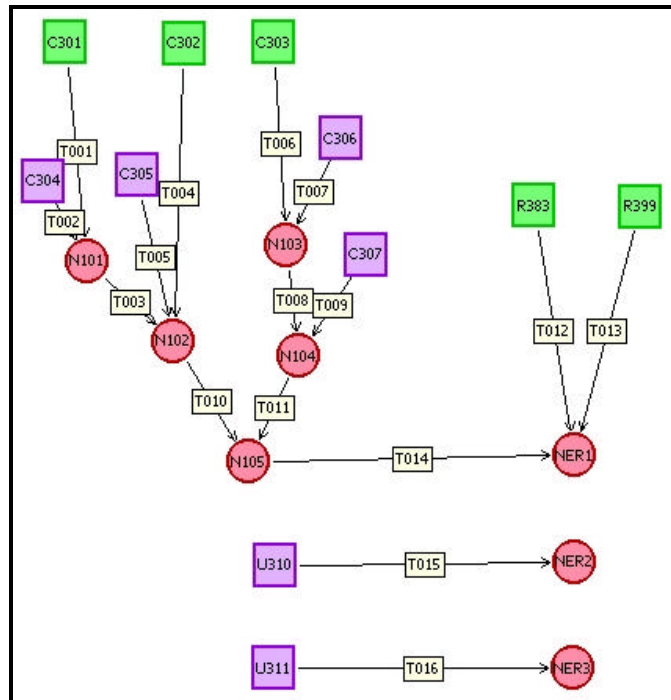


Figura 9. Esquema de modelación con ARHYMO

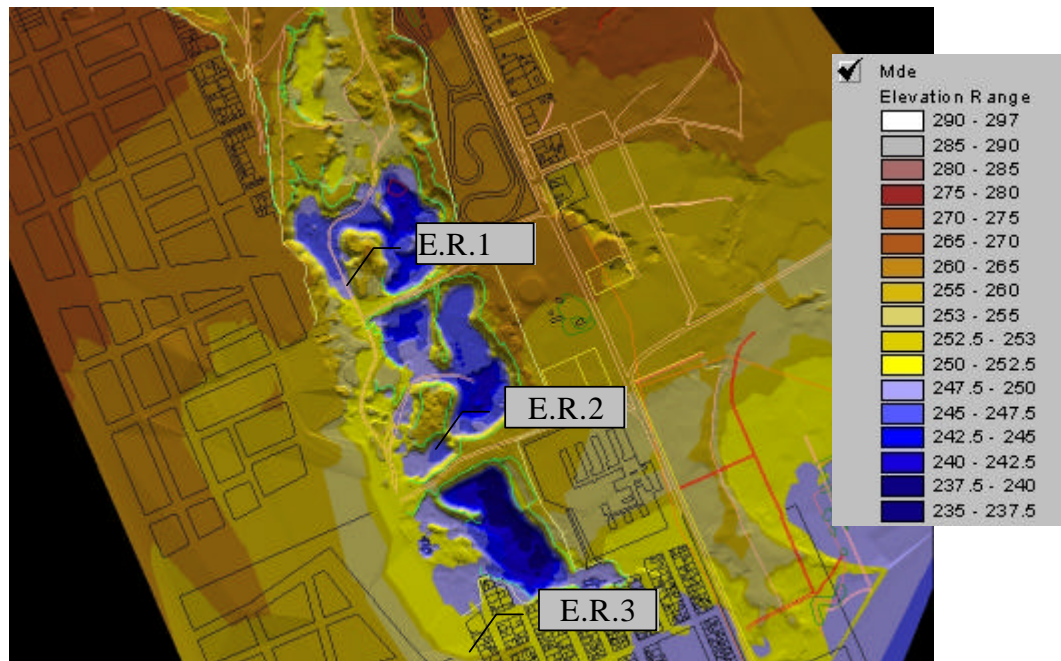


Figura 10. Hipsometría de los embalses de retención

En las Figuras 11, 12 y 13 se explicita la relación cota-área-volumen para los tres embalses de retención.

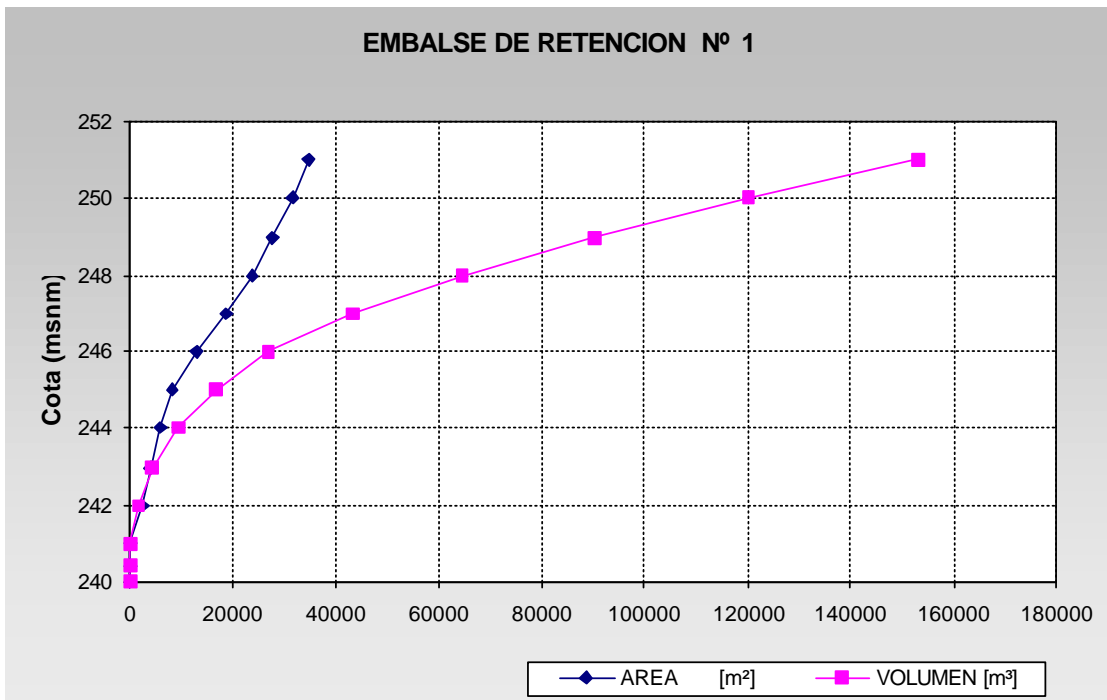


Figura 11

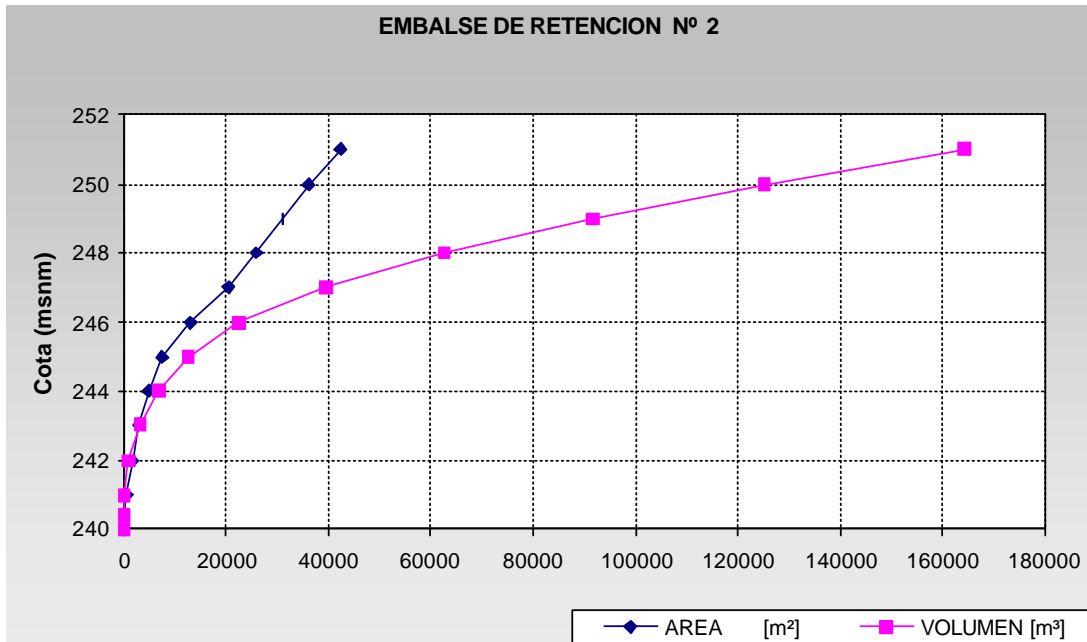


Figura 12

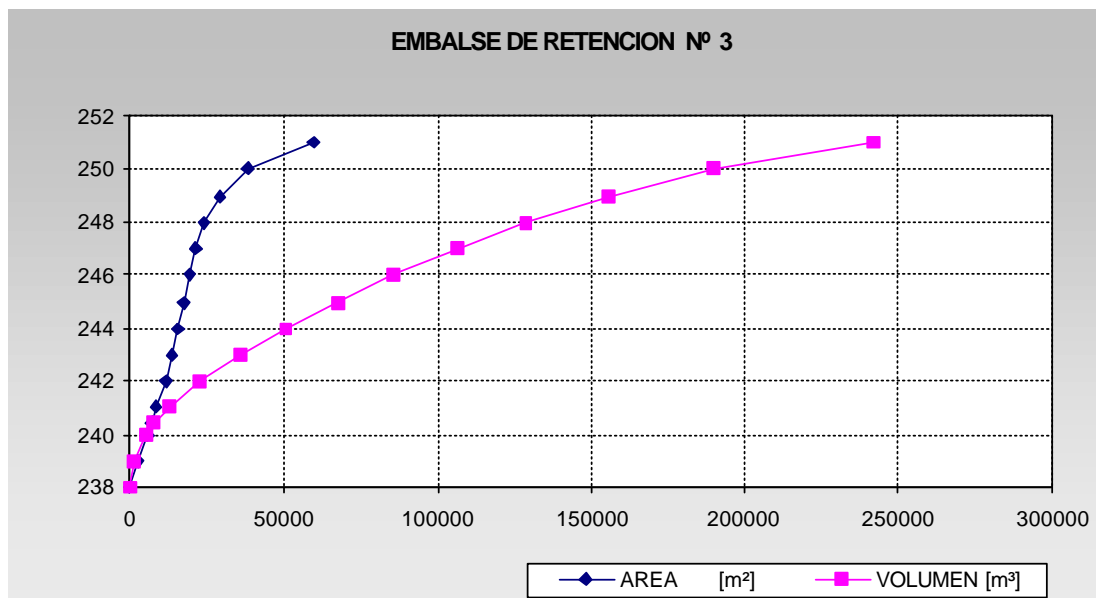


Figura 13

En el caso de las cuencas propias de los embalses de retención el escurrimiento se determinó considerando el método del Servicio de Conservación de Suelos. Se utilizaron para determinar los volúmenes de escurrimiento efectivo, las condiciones de suelo normal y saturado, utilizando CNII y CNIII.

De los resultados obtenidos se pudo concluir que los embalses de retención ubicados sobre el zanjón absorben totalmente los escurrimientos de TR = 2 y 5 años generados desde sus cuencas de aporte. Para un TR = 50 años se observa que el embalse de retención ER1 es superado en su capacidad y se considera que su excedente descarga en el embalse ER2, por lo que no se tienen en cuenta escurrimientos hacia el Colector 7.

CONCLUSIONES

Este servicio tecnológico realizado por el Instituto Nacional del Agua a solicitud del Consejo Federal de Inversiones es un excelente ejemplo de transferencia del sector científico-tecnológico o académico al medio social (Municipalidad de Gral. Roca), cuando no se dan las condiciones para que actúen empresas consultoras de ingeniería, debido a la necesidad de ductilidad a cambios de prioridades y a condiciones iniciales (durante la ejecución del presente estudio se transformó una cuenca aluvional en urbana).

BIBLIOGRAFÍA

- Balloffet, A.; L. Gotelli y G. Meoli** (1955). *“Hidráulica”* Edit. EDIAR, 2ª Edición.
- CFI (Consejo Federal de Inversiones)** (1990). *II Informe - Estudios Básicos- Desagües Pluviales de Cipolletti*. Buenos Aires.
- Chow, V.T., D.R. Maidment and L.W. Mays** (1988) *“Applied Hydrology”*. McGraw-Hill, New York, 570 pp.
- 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 (Hydrologic Engineering Center)** (2003) *HEC-RAS-River Analysis System Version 3.1.1*.
- Keifer, C. J.; Chu, H. H.** (1957) *“Synthetic Storm Pattern for Drainage Design”*. Journal of Hydraulic Division - ASCE - Vol. 83 N° HY4.
- Maza, J.** (1995) *Incidencia de las bocas de tormenta en el diseño y dimensionamiento de un sistema de drenaje pluvial urbano*. Informe Técnico INA-CRA y UTN-FRM. Mendoza.
- U.S. FHWA** (2002) *Urban Drainage Design Program*. Urban Drainage Design Manual Hydraulic Engineering Circular 22. Report No.FHWA-SA-96-078.