

**ANÁLISIS CRÍTICO DEL EMPLEO DE LA FÓRMULA RACIONAL EN EL CÁLCULO  
DE SISTEMAS DE EVACUACIÓN DE AGUAS LLUVIAS EN  
PROYECTOS URBANOS Y SU EFECTO SOBRE  
LA CAPACIDAD VIAL**

Ricardo Briones Huerta  
SECTRA Área Sur - U. del Bío-Bío  
A. Pinto 442, 4º piso, Concepción - Chile  
Fax: (56)(41)227358, e-mail: rbriones@sectra.cl

Rodrigo Ruiz Mardones  
Universidad del Bío-Bío  
Avda. Collao 1202 Concepción - Chile  
Fax: (56)(41)261645

**RESUMEN**

El presente trabajo, tuvo por finalidad realizar un análisis crítico del método de cálculo de los sistemas de evacuación de aguas lluvias de proyectos viales urbanos y analizar el efecto sobre la capacidad vial que generan, considerando información de la ciudad de Concepción. Los principales resultados se refieren en primer término, a cambiar el método de diseño hidráulico, basado en datos diarios por los provenientes de pluviógrafos existentes en la ciudad, este cambio en la metodología de diseño, para el caso de Concepción, significa utilizar valores superiores en torno a un 30% a los valores utilizados tradicionalmente. Por otra parte, se analiza el efecto sobre la capacidad vial que origina este método y se realiza una discusión de las potencialidades que podría tener una función que relacionara el ancho de la superficie inundada con el flujo de saturación. Este último aspecto cobra relevancia en ciudades en las cuales se dispone de sistemas de control de tránsito, dado que es posible ajustar la programación de semáforos a la disminución de capacidad que originan los eventos de precipitación.

## 1. INTRODUCCIÓN

La capacidad vial, comúnmente se define como el número máximo de vehículos que cruza una sección de la vía, bajo las condiciones prevalecientes de circulación. Sin embargo el término prevaleciente, por lo general está asociado, en lo que se refiere al clima, a días sin lluvia.

Los eventos de precipitación, se hacen más importantes y permanentes, en la medida que nos desplazamos de Norte a Sur, así como los efectos sobre la capacidad vial, que se traducen inevitablemente en aumentos en los grados de congestión, los cuales se hacen particularmente notorios en las áreas urbanas.

Es precisamente en los sectores urbanos, donde existen más limitaciones al adecuado escurrimiento de las aguas lluvias, derivadas de la imposibilidad de evacuar en forma inmediata de la calzada, el agua caída sobre ella. Mas aún, en el caso urbano, la calzada vial es receptora del agua proveniente de áreas aportantes contiguas a ella, lo que aumenta el caudal que debe ser evacuado por ella.

El problema anterior, en el presente trabajo, ha sido abordado desde dos perspectivas, primero, ¿Es adecuada la utilización de la Fórmula Racional para el diseño de los sistemas de evacuación de aguas lluvias? y segundo ¿Cuál es el efecto sobre la capacidad vial?. A la primera de las preguntas se pudo dar una respuesta. Sin embargo dadas las limitaciones de tiempo propia de los estudios desarrollados bajo el alero de memorias de Título, no se pudo obtener resultados precisos referentes a la pérdida de capacidad vial.

Uno de los resultados claves obtenidos en el desarrollo del estudio, se refirió al análisis crítico de la Fórmula Racional para la estimación de los caudales a ser evacuados, que para el caso urbano resultan extremadamente sensibles a la relación utilizada entre Intensidad – Duración – Frecuencia (curvas IDF). La obtención de esta familia de curvas, requiere contar con registros pluviográficos continuos, los cuales son escasos en nuestro país, donde lo común es contar con registros pluviométricos.

## 2. MÉTODO DE DISEÑO EN ÁREAS URBANAS

El método de dimensionamiento de los sistemas de evacuación de aguas lluvias urbanas, que más ampliamente se utiliza, es la Fórmula Racional (Mulvaney, 1850), dado que es en este caso en donde se dan con frecuencia áreas aportantes reducidas (menores a 1.000 ha), lo que legitimiza su uso. A pesar de que han surgido críticas válidas acerca de lo adecuado de este método, se sigue utilizando para el diseño de alcantarillados. Debido a su simplicidad, ha tenido y tiene bastante aplicación para estimar el caudal de diseño en cuencas urbanas y rurales pequeñas, debido a su evidente lógica. El método ha sido recomendado para cuencas menores de 1.000 há., pero se reportan casos de aplicación a cuencas del orden de 30.000 há.. Sin embargo, para áreas mayores de 1.300 há., se debería utilizar un modelo más apropiado a las características de la cuenca, por ejemplo el método del hidrograma unitario, el método del Soil Conservation Service u otro similar (Chow, Maidment, Mays, 1996).

La idea de la Fórmula Racional, es que si una lluvia con intensidad  $i$  empieza en forma instantánea y continúa en forma indefinida, la tasa de escorrentía aumentará hasta que se llegue al tiempo de concentración, en el cual toda la cuenca está contribuyendo al flujo en la salida.

Este método establece que el caudal máximo, es proporcional a la lluvia de diseño, al tamaño de la cuenca aportante y al coeficiente de escorrentía, por lo cual el caudal máximo asociado a un determinado período de retorno, se calcula con la siguiente expresión:

$$Q = \frac{C * i * A}{3.6} \quad (1)$$

donde:

$Q$  = caudal en  $m^3/s$ .

$C$  = coeficiente de escorrentía.

$i$  = intensidad de la lluvia de diseño en  $mm/hr$ .

$A$  = área aportante en  $km^2$ .

La determinación adecuada del coeficiente de escurrimiento y de la intensidad de la lluvia de diseño, implica un cuidadoso y juicioso análisis en cada caso. Adoptada una frecuencia o período de retorno y seleccionada la duración de diseño, puede estimarse la intensidad de la lluvia recurriendo a la familia de curvas IDF representativas del lugar de interés.

El coeficiente de escorrentía depende de las características del terreno, uso y manejo del suelo, condiciones de infiltración y otros factores difíciles de cuantificar. Para elegir el valor más apropiado, se recurre a tablas y a la experiencia y criterio del proyectista. En situaciones complejas, se puede determinar un coeficiente ponderado en proporción a las áreas que ocupan cada tipo de superficie. Sin embargo, lo común en zonas urbanas, es que este coeficiente sea de un valor cercano a la unidad, ya que gran parte de la superficie se encuentra impermeabilizada por el uso intensivo del suelo.

## 2.1. Críticas a la Aplicación de la Fórmula Racional

Al aplicar este procedimiento, es preciso tener presente sus hipótesis y limitaciones. El método supone que el coeficiente de escurrimiento es constante para las distintas tormentas, lo cual es más valedero para tormentas intensas, donde una gran parte de la superficie tiende a saturarse y a comportarse como área impermeable. Además, está la hipótesis de que la frecuencia de la lluvia de diseño, es igual a la frecuencia del escurrimiento máximo, lo cual significa que el coeficiente de escorrentía es constante. Finalmente se acepta que la situación de lluvia más crítica, es aquella con duración igual al tiempo de concentración. La importancia de esta restricción, puede analizarse, simulando los caudales estimados para varias situaciones (MOP, 1981).

## 2.2. El Diseño Vial Urbano

En el caso del diseño vial urbano, es posible obviar las críticas anteriores, dado que en ciudades de tamaño intermedio y en el caso específico de Concepción, se ha encontrado que las áreas aportantes que conforman una unidad, no sobrepasan la decena de há., lo que facilita que se verifiquen los supuestos de la Fórmula Racional. No obstante, es precisamente en este punto donde surge una nueva fuente de incertidumbre, dado que áreas pequeñas necesariamente están asociadas a tiempos de concentración bajos, los que oscilan generalmente entre los 10 y 20 minutos, la pregunta que surge entonces es ¿cómo obtener curvas de IDF adecuadas para lapsos de tiempo cortos?. En el desarrollo del presente trabajo, se presentan los resultados obtenidos de utilizar directamente la lectura de un pluviógrafo, el cual registra intensidades de lluvia cada 10 minutos (característica del equipo del área de estudio), por lo cual se obtiene en forma directa la intensidad de lluvia para períodos cortos de tiempo y los obtenidos a través de la utilización de precipitaciones en 24 horas en conjunto con los coeficientes requeridos para pasar a tiempos menores.

## 3. DESARROLLO

Se recopiló y utilizó la información de precipitaciones máximas en 10, 30 Y 60 minutos por cada año de registro, siendo esta necesaria para la estimación de intensidades observadas; junto con los valores máximos anuales en 24 horas. Para esto se analizó 29 años de registro en forma completa, el cual está asociado a más de 2200 eventos de tormentas (registros de la estación Bellavista de la U. De Concepción). Es decir, se contó con registros continuos y se seleccionaron las lluvias más intensas de diferentes duraciones en cada año (ver tabla 2).

Con la serie de datos de la estación, se realizó un análisis de frecuencia, con el objeto de obtener la precipitación máxima en 24 hrs, en 60, 30 y 10 minutos, asociada a distintos períodos de retorno. Para realizar el análisis de frecuencias, se ordenó de mayor a menor la serie de precipitaciones de la estación pluviográfica, asignándole a cada valor de precipitación la probabilidad de excedencia según Weibull, cuya expresión se muestra a continuación:

$$P = \frac{M}{n+1} \quad (2)$$

donde:

$P$  : Probabilidad de excedencia.

$M$  : Número de orden de cada valor de precipitación.

$n$  : Número total de valores.

### 3.1. Determinación De Curvas I-D-F

Las curvas IDF que caracterizan la zona de interés, para distintos períodos de retorno, se derivaron a partir de los antecedentes disponibles, de acuerdo a los siguientes procedimientos :

- a) Estimación Directa (Chow, Maidment, Mays, 1996): Para determinar estas curvas se constó con registros continuos de lluvia en el lugar de interés (Concepción) y se seleccionó la lluvia más intensa de diferentes duraciones (24 hr., 60', 30' y 10') para cada año, para un total de 29 años, con ello se realizó un estudio de frecuencia con cada una de las series así formadas, con lo que se obtiene como resultado, una asignación de probabilidad a la intensidad correspondiente a cada duración.
- b) Estimación a partir de datos diarios: Este procedimiento requirió de las siguientes etapas (MOP, 1981):
- Se recopiló información de lluvias máximas diarias registradas y se forma una serie anual de lluvias máximas diarias seleccionando del registro el día más lluvioso de cada año. Como resultado de este proceso se obtuvo la lluvia máxima diaria asociada a un periodo de retorno de 10 años.
  - Para tener una estimación de lluvias para duraciones entre 1 y 24 horas, al valor encontrado en el punto anterior (PD10), se le debe multiplicar por factores de duración para t horas y factores de frecuencia asociado a T años de frecuencia de la zona de estudio (MOP, 1981).
  - Para tener una estimación de lluvias para duraciones menores a 1 hora, se aplicó la misma metodología anterior, pero con factores de duración para t minutos.

En la tabla 1, se muestran las curvas que se ajustaron con los datos para las probabilidades de la tabla 2 que originan el gráfico Nº1, a través de una regresión lineal al logaritmo de las probabilidades. En tanto que los valores del gráfico 2, fueron obtenidos según la metodología usual de cálculo (MOP, 1981) y validada con los resultados obtenidos en numerosos estudios como el Plan Maestro de Evacuación y Drenaje de Aguas Lluvias del Gran Concepción (MOP, 1999).

**Tabla 1: Intensidades – Duración – Frecuencia para Períodos Menores a 24 hr.**  
Fuente: Elaboración Propia

	Duración			
	24 (hr)	60 (min)	30 (min)	10 (min)
R^2	0.987	0.979	0.959	0.978
Constante	49.1	12.9	10.1	6.7
Estadístico t	33	25	21	30
Pendiente	-36.9	-10.2	-6.9	-4.2
Estadístico t	-32	-25	-18	-24
I mm/hr, T=2 años	3	20	30	58
I mm/hr, T=5 años	5	29	42	81
I mm/hr, T=10 años	6	36	52	99
I mm/hr, T=25 años	7	46	64	122
I mm/hr, T=50 años	8	53	74	140
I mm/hr, T=100 años	9	60	83	157

### 3.2. Síntesis de Resultados de Determinación de las Curvas IDF

Los resultados obtenidos y que se sintetizan en los gráficos 1 y 2, muestran la diferencia que se obtiene entre la aplicación de ambos procedimientos en la determinación de la intensidad de diseño, valor que para el área en estudio presenta diferencias apreciables. Por ejemplo para el caso

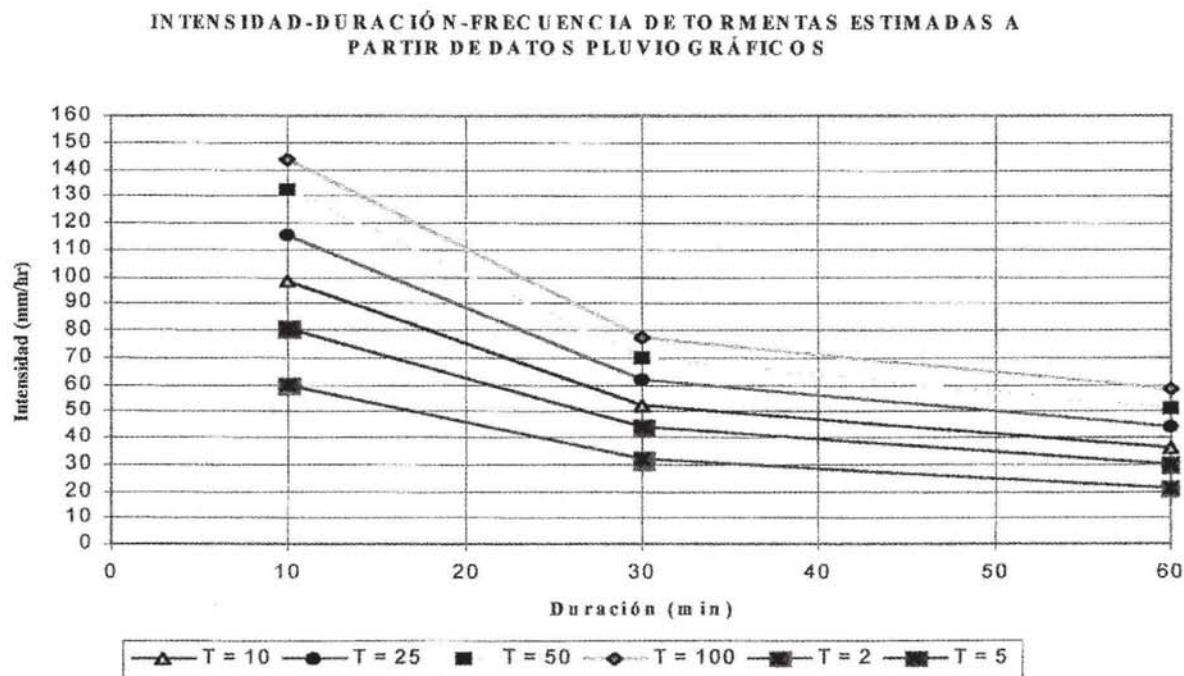
típico de una lluvia con tiempo de concentración 10 minutos y con un periodo de retorno de 10 años, se obtiene en el caso de utilizar una estimación derivada de lecturas de máximos diarios una precipitación de 70 mm, mientras que con los datos pluviográficos (lectura cada 10 minutos) se obtiene un valor de 100 mm, con lo que la diferencia entre ambos métodos es de un 30%.

Alternativamente se puede interpretar el subdimensionamiento de la escorrentía como el considerar períodos de retorno menores, lo que en el caso del ejemplo significa pasar de 10 años de retorno a 3.5 años de retorno. Si a lo anterior, se suman los problemas de mantenimiento de los sistemas de evacuación (limpieza de sumideros, cámaras, etc.) se explica en cierta forma porque los fenómenos de inundación son más usuales que lo estimado.

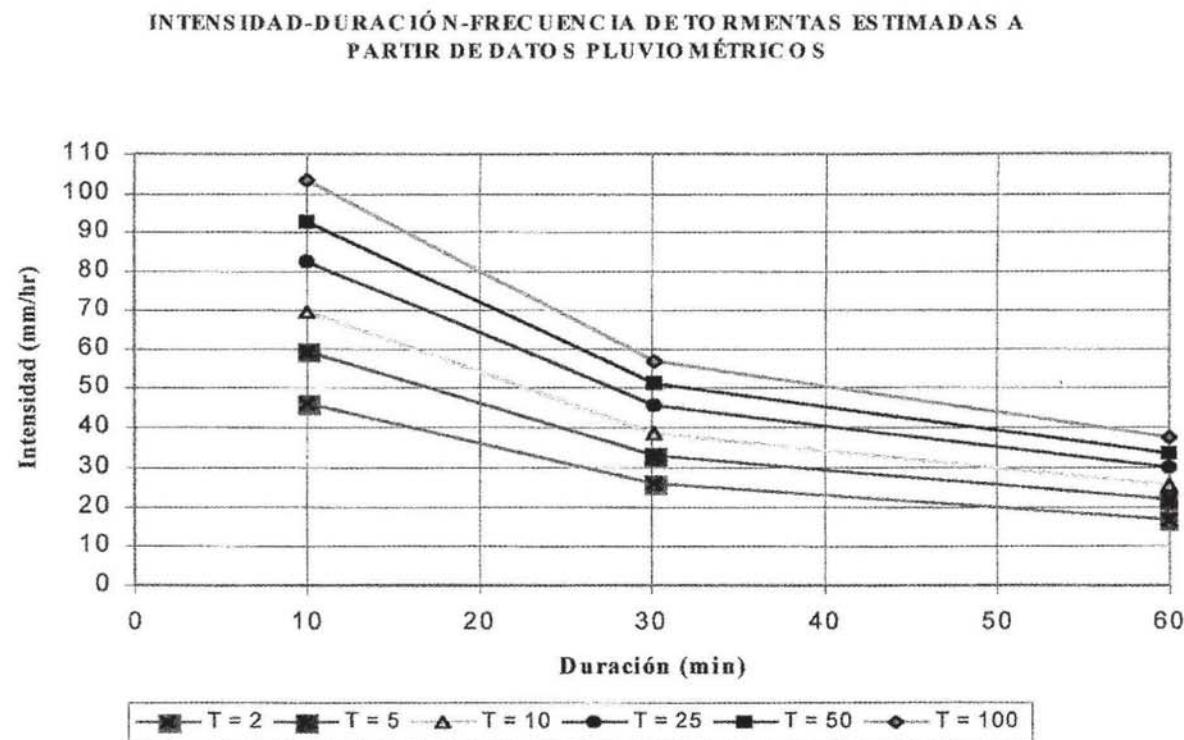
**Tabla 2: Resumen de Precipitaciones Máximas por Evento (mm)**

Fuente: Procesamiento datos estación Bellavista.

año	24 horas			60 minutos			30 minutos			10 minutos		
	intensidad (mm)	Orden Descendente	probabilidad de excedencia									
1971	55.7	171.7	3.33	14	48	3.33	9	33.5	3.33	7	21	3.33
1972	75.2	148.9	6.67	30	40	6.67	20	32	6.67	10.5	20	6.67
1973	56.0	143.9	10.00	17.5	32.5	10.00	13	22	10.00	10	16.2	10.00
1974	143.9	115.7	13.33	14	32.5	13.33	12	21	13.33	8	14.2	13.33
1975	78.2	115.2	16.67	48	30	16.67	32	20	16.67	21	13	16.67
1976	43.6	109.8	20.00	22	30	20.00	15	20	20.00	9	13	20.00
1977	66.5	100.1	23.33	26.4	26.4	23.33	18.6	20	23.33	16.2	13	23.33
1978	115.7	97.7	26.67	25	26	26.67	18	20	26.67	11	12	26.67
1979	82.1	94.9	30.00	25.6	25.6	30.00	15.6	18.6	30.00	9	11	30.00
1980	75.3	83.9	33.33	23	25	33.33	18	18.5	33.33	13	11	33.33
1981	115.2	82.4	36.67	32.5	25	36.67	22	18	36.67	13	11	36.67
1982	60.0	82.1	40.00	40	24	40.00	33.5	18	40.00	20	10.5	40.00
1983	82.4	78.2	43.33	11	24	43.33	10	17.8	43.33	7	10	43.33
1984	94.9	77.0	46.67	20.5	23	46.67	16	17.1	46.67	14.2	10	46.67
1985	58.4	76.4	50.00	13.3	22	50.00	11	17	50.00	8.7	10	50.00
1986	148.9	75.3	53.33	24	21	53.33	18.5	16	53.33	11	10	53.33
1987	77.0	75.2	56.67	19.5	20.5	56.67	17	15.6	56.67	13	10	56.67
1988	109.8	74.0	60.00	21	20	60.00	17.8	15	60.00	12	10	60.00
1989	97.7	66.6	63.33	16	19.5	63.33	12	13.5	63.33	7	9	63.33
1990	74.0	66.5	66.67	25	17.8	66.67	20	13	66.67	10	9	66.67
1991	76.4	66.4	70.00	32.5	17.5	70.00	21	13	70.00	10	9	70.00
1992	100.1	63.0	73.33	17.8	16	73.33	13.5	12	73.33	10	8.7	73.33
1993	66.6	61.0	76.67	26	14	76.67	17.1	12	76.67	10	8	76.67
1994	66.4	60.0	80.00	11	14	80.00	8.5	11	80.00	6	8	80.00
1995	63.0	58.4	83.33	30	13.3	83.33	20	10	83.33	10	7	83.33
1996	61.0	56.0	86.67	20	12	86.67	13	10	86.67	9	7	86.67
1997	171.7	55.7	90.00	24	11	90.00	20	9	90.00	11	7	90.00
1998	32.5	43.6	93.33	11	11	93.33	8	8.5	93.33	5	6	93.33
1999	83.9	32.5	96.67	12	11	96.67	10	8	96.67	8	5	96.67



**Gráfico 1: Curvas IDF a Partir de Datos Pluviográficos**

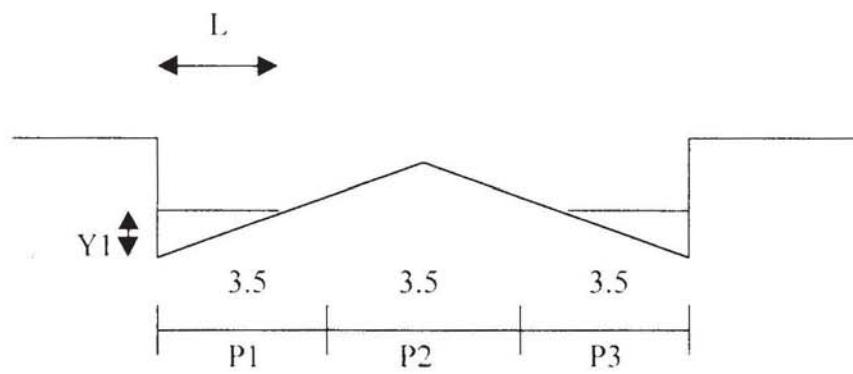


**Gráfico 2: Curvas IDF a Partir de Intensidades en 24 horas**

En el caso del área de estudio, los sistemas de evacuación de aguas lluvias, están dimensionados para descargar el agua de diseño, pero esta resulta ser un 30% mayor a lo supuesto, con los consiguientes problemas de inundación, los cuales se acrecientan a medida que el agua escurre a los puntos más bajos; en cada intersección se suma un 30% más de agua que no pudo ser evacuada.

#### 4. ESCORRENTIA Y CAPACIDAD VIAL

En los puntos anteriores se discutió el caudal que origina la precipitación de aguas lluvias, en tanto que en el presente punto, se analizará su relación con la capacidad vial. Para lo anterior, es necesario recurrir a la forma como se produce el escurrimiento en la calzada vial, fenómeno que se modela a través de la hidráulica de canales abiertos. En la figura siguiente, se ilustra una sección típica con un ancho L de inundación.



**Figura 1: Esquema de intersección inundada**

El supuesto básico utilizado es que la reducción de la capacidad vial está relacionada con el ancho de inundación, cuando éste sobrepasa un cierto valor mínimo, bajo el cual prevalece la disminución de la capacidad vial por efecto de la disminución de la visibilidad, adherencia, etc.

Si se observa el comportamiento del tráfico bajo anchos de inundación considerables, es decir mayores a 1.0 (m), se aprecia un cambio en el comportamiento vehicular: el tráfico tiende a circular, no utilizando la superficie mojada, es decir el ancho efectivo de circulación disminuye.

En intersecciones semaforizadas, se observa un efecto similar. Sin embargo, los vehículos tienden a ocupar en un mayor porcentaje de la superficie inundada, compensando esta ocupación a través de una reducción de la velocidad de operación.

En términos prácticos, se puede plantear que el flujo de saturación base  $S_h$ , está relacionado con el ancho de inundación a través de la siguiente expresión, que debe ser calibrada.

$$S_t = S_h \cdot f_k \cdot f_t(L) \quad (3)$$

Donde:

$S_b$  : Flujo de saturación base

$S_l$  : Flujo de saturación bajo condiciones de lluvia

$L$  : Ancho de inundación

$f_i$  : Factor de reducción por ancho de inundación

$f_k$  : Factor de reducción bajo las condiciones prevalecientes de circulación.

#### 4.1. Relación entre ancho de pista y flujo de saturación

La relación entre las características geométricas de una vía y el flujo de saturación son ampliamente conocidas y, en forma particular, las referidas al efecto del ancho de la pista de circulación, con el flujo de saturación que ésta puede alcanzar. La expresión algebraica que permite cuantificar el efecto de la reducción del flujo de saturación por ancho de pista y composición vehicular, está dada por (Acelik, 1989):

$$S = S_b (ADE / hr) \cdot f_k (veh / ADE) \quad (4)$$

Donde  $f_k$  es un factor de corrección, que recoge las diferencias entre la corriente real y la básica. Estas diferencias están asociadas al ancho de pista, a la pendiente longitudinal y a los vehículos (composición del flujo y movimientos que realizan). De tal manera que  $f_k$ , se puede descomponer en:

$$f_k = \frac{f_a \cdot f_g}{f_c} \quad (5)$$

Donde:

$f_a$  : Coeficiente de corrección por ancho de pista a.

$f_g$  : Coeficiente de corrección por pendiente g.

$f_c$  : Coeficiente de corrección por composición del tránsito.

$q_j$  : Flujo en veh/hora del tipo j.

$q$  : Flujo total en veh / hora.

$$f_a = \begin{cases} 0.55 + 0.14 a & \text{para } a < 3.00 \text{ m} \\ 1.0 & \text{para } 3.00 \leq a \leq 3.70 \text{ m} \\ 0.83 + 0.05 a & \text{para } a > 3.70 \text{ m} \end{cases}$$

$$f_g = 1 + 0.5 * g / 100 \quad \text{en que lá pendiente } g \text{ en \% se define como positiva si es cuesta abajo y negativa si es cuesta arriba}$$

$$f_c = \frac{\sum e_j * q_j}{q} \quad \text{donde } e_j \text{ se obtiene, por ejemplo de MINTRATEL (1982)}$$

Si suponemos que cuando existen precipitaciones, no cambia  $f_g$  y  $f_c$ , entonces, el factor de reducción por ancho de inundación, puede ser interpretado como la reducción práctica del ancho de circulación.

Dado que no fue posible estimar la relación entre flujo de saturación y ancho inundado, de forma de calibrar  $f_i$ , se procedió a analizar el potencial efecto sobre la congestión vehicular, para una intersección de la red centro de la ciudad de Concepción.

#### **4.2. Aproximación a los efectos sobre la capacidad vial.**

El sector estudiado correspondió a Tucapel, en la intersección con calle Freire, por ser una intersección típica, perteneciente a la zona urbana de Concepción. Geométricamente posee 3 pistas (ver figura 1), y en una de ellas (P1) se permite el viraje hacia la izquierda, logrando el acceso a calle Freire. Posee al llegar a la intersección, sumideros de rejilla simple, típicos utilizados en Concepción de 0.42 m de ancho por 0,98 m de largo.

La pendiente longitudinal es del 2 % en sentido Sur – Norte, tiene una longitud de 120 m, y recibe toda la escorrentía al final del tramo, en los dos sumideros (s1 y s2) apostados en cada lado de la vía, siendo esta solución común en la mayoría de las vías urbanas de Concepción. Calle Freire tiene una longitud aproximada de 120 (m), posee una pendiente longitudinal  $i=0.6\%$  en sentido Poniente – Oriente, y la solución a la evacuación de la escorrentía, es igual a la que posee Tucapel, es decir sumideros a ambos lados de la calzada (s3 y s4). Permite el viraje a través de la pista 2 para entrar a calle Tucapel, en dirección Norte. Ambas pistas poseen bombeo doble. El flujo vehicular para el periodo más cargado, corresponde a 240 veq movimiento de viraje y 640 veq movimiento directo.

De aplicar las curvas IDF, obtenidas de este estudio y realizar el análisis hidráulico correspondiente, se determinó que el ancho de inundación y profundidad de escurrimiento corresponden a:

$$\begin{aligned} L_1 \text{ (m)} &= 2.171 \text{ (ancho inundado)} \\ Y_1 \text{ (m)} &= 0.054 \text{ (profundidad inundada)} \end{aligned}$$

El siguiente paso corresponde a asociar, qué proporción de la superficie inundada es utilizada por el tráfico y por ende cual es el ancho efectivo de circulación. Para cuantificar el efecto anterior, se realizaron dos supuesto:

- H1: El porcentaje inundado que es utilizado por el tráfico corresponde al 50%
- H2: El porcentaje inundado que es utilizado por el tráfico corresponde al 25%

Con las hipótesis anteriores, es posible estimar la reducción en el flujo de saturación, a partir de la expresión (5 y 4), resultado que se presenta en la tabla 3.

**Tabla 3: Cambios en el Flujo de Saturación por Disminución en el Ancho de Circulación**  
Fuente: Elaboración Propia

<b>Pista</b>	CONDICIONES NORMALES		CONDICIONES HIPÓTESIS 1		CONDICIONES HIPÓTESIS 2	
	ANCHO	S	ANCHO	S	ANCHO	S
1	3.5	1320	2.41	1171	1.87	1071
2	3.5	1650	3.50	1650	3.5	1650
3	3.5	1650	2.41	1464	1.87	1340

De la tabla anterior, se observa como la reducción del ancho de circulación disminuye el flujo de saturación y por ende la capacidad vial, en tanto que en la tabla Nº4, se observa el efecto sobre el grado de saturación de cada pista el que pasa, para el caso de una intersección sin niveles de congestión ( $X < 0.65$ ) a una intersección con síntomas de congestión.

**Tabla 4: Grado de Saturación Resultante**  
Fuente: Elaboración Propia

<b>Pista</b>	CONDICIONES NORMALES		CONDICIONES HIPÓTESIS 1		CONDICIONES HIPÓTESIS 2	
	$\Delta S(\%)$	X (q/S)	$\Delta S(\%)$	X (q/S)	$\Delta S(\%)$	X (q/S)
1	0	0.545	-11%	0.615	-19%	0.672
2	0	0.582	0%	0.582	0%	0.582
3	0	0.582	-11%	0.656	-19%	0.717

## 5. RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Como principal resultado de este estudio, surge la recomendación de cambiar el método de diseño de sistemas de evacuación de aguas lluvias en el diseño de vías urbanas, por la determinación directa de las curvas IDF obtenidas del análisis pluviográfico, dado que el método tradicional, para el caso estudiado, arroja una importante sub valoración de la intensidad en períodos cortos de tiempo, esta es tal que, equivale a utilizar un periodo de retorno de 3 años en casos en el cual el diseñador basó sus cálculos en un periodo de retorno de 10 años.

En lo referente a la capacidad vial, se analizó que efectivamente anchos de inundación generan efectos sobre la capacidad vial, y por ende sobre la congestión vehicular. Además, se esboza una relación entre el ancho de inundación y la reducción de capacidad vial, la cual los autores consideran que debe ser estudiada en trabajos posteriores.

La importancia de una relación ancho de inundación – capacidad vial, radica en la posibilidad de tener sistemas de control de áreas de tráfico, que bajo días de lluvia, (que en el área de estudio corresponden a 70 eventos al año), puedan ajustar las programaciones de tal manera de minimizar los efectos sobre el tráfico.

Si bien es evidente que una solución definitiva al problema del escurrimiento de aguas lluvias, pasa por adecuados sistemas de evacuación, no es menos cierto, que estos tardarán años en ser construidos, por lo que se deben generar medidas de mitigación transitorias, para lo cual el presente trabajo constituye un aporte.

## REFERENCIAS

- Akcelik, R. (1989) Traffic Signals: Capacity And Timing Analysis. Australian Road Research Board.
- Chow, V.T., Maidment, D. R. y Mays, L.W. (1996) **Hidrología Aplicada**. Editorial M°Graw-Hill. Latinoamérica
- MINTRATEL. (1982) Manual de Señalización de Tránsito. Santiago.
- MOP (1981) Manual de Carreteras. Vol. 3. Santiago.
- MOP (1999) Plan Maestro de Evacuación y Drenaje de Aguas Lluvias del Gran Concepción. Concepción.
- Morgali, J.R. y Linsley, R.K. (1965) Computer Analisys Of Overland Flow. **J. Hyd. Div., Am. Soc. Civ. Eng.**, vol 91, No. HY3, pp. 81-100.
- Mulvaney, T.J. (1850) On The Use Of Self-Registering Rain And Flood Gauges In Making Observations Of The Relations Of Rainfall And Of Flood Discharges In A Given Catchment. **Proc. Inst. Civ. Eng. Ireland**, vol 4, 18-31.