

GEOMETRIA HIDROLOGICA EN LOS CURSOS DE LA PAMPA ONDULADA

por

Erik D. Zimmermann¹

RESUMEN

ABSTRACT

¹ Investigador Asistente CONICET, docente Facultad de Cs. Ex., Ingeniería y Agrimensura, Universidad Nacional de Rosario

1. INTRODUCCION: GEOMETRIA HIDROLOGICA EN CURSOS FLUVIALES.

El llamado modelo de Geometría Hidrológica (Caamaño, 1985) se apoya en los conceptos de Geometría Hidráulica (Leopold y Maddock, 1953), de onda cinemática (Lighthill y Whitham, 1955), del perfil equivalente (Caamaño, 1986) y la llamada ley de distribución logarítmica de velocidades de Keulegan (1938).

Para poder comprender las relaciones entre las teorías mencionadas precedentemente, a continuación se realizará una breve reseña de cada una de ellas exponiendo las ideas asimiladas por el modelo.

1.1 La hipótesis de onda cinemática

La ecuación unidimensional dada por Saint-Venant para cantidad de movimiento en canales puede plantearse como:

$$S_f = S - \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{V \partial V}{g \partial x} - \frac{1 \partial V}{g \partial t} \quad 1$$

siendo S_f = pendiente de la línea de energía o pendiente de fricción; S = pendiente de fondo; y = altura de agua (normal al fondo); x = sentido dominante del flujo (paralelo al fondo); V = velocidad media; g = aceleración gravitatoria; t = tiempo y donde los sucesivos términos adimensionales representan respectivamente los efectos de fricción, gravedad, presión, aceleración convectiva y aceleración local.

La hipótesis de onda cinemática considera que los efectos de presión y aceleración son despreciables comparados con las pendientes, con lo cual la ecuación toma la forma:

$$S_f = S \quad 2$$

que indica que la pendiente de fricción es igual a la de fondo.

La relación simplificada que se obtiene en este caso implica una relación unívoca entre alturas y descargas como señalaron en 1955 los autores del planteo, Lighthill y Whitham.

Esto se debe a que, al fijar el valor de S_f , igualándolo al de la pendiente de fondo básicamente estable, se ha eliminado la variabilidad del único factor incidente en el caudal que no depende totalmente del nivel de agua que se registra en la sección analizada.

Lo antedicho puede resultar más evidente si se combina la expresión (2) con la fórmula de Manning, que caracteriza el flujo uniforme y permanente, en cuyo caso la velocidad media, V , en un tramo de canal puede plantearse como:

$$V = \frac{1}{n} S^{1/2} R^{2/3} \quad 3$$

en la cual n es el coeficiente de rugosidad de Manning y R , el radio hidráulico definido

como: $R = \frac{A}{P}^4$ (4) donde A = área transversal al flujo o área de paso; P = perímetro mojado.

El caudal, Q, puede expresarse, por continuidad, como el producto del área de paso por la velocidad media y, en base a los valores dados en (3) y (4) se tiene:

$$Q = A V = \frac{S^{1/2} A^{5/3}}{n P^{2/3}} \quad 5$$

La ecuación de cantidad de movimiento para onda cinemática adopta entonces las formas:

$$V = \alpha A^{m-1} \quad 6$$

ó

$$Q = \alpha A^m \quad 7$$

donde, empleando, como se ha hecho, la fórmula de Manning, los parámetros son:

$$\alpha = \frac{S^{1/2}}{n P^{2/3}} \quad 8$$

y

$$m = 5/3 \quad 9$$

Puesto que S se considera constante y que n y P son funciones unívocas del nivel de agua, h, en la sección, α dependería exclusivamente de h, según la expresión (8); y como el área de paso, A, queda también determinada por h, la ecuación (7) indica indirectamente una relación unívoca entre alturas y caudales.

1.2 Geometría Hidráulica en cursos naturales

En 1953, Leopold y Maddock, en un extenso y notable trabajo estudiaron las interrelaciones entre profundidad, ancho, velocidad, caudal, pendiente, rugosidad y carga de sedimento, es decir las principales variables involucradas en el escurrimiento en cursos naturales. Pero no se limitaron a describir en forma cualitativa los fenómenos, sino que expusieron toda una interpretación de las relaciones causa-efecto responsables de la formación y modificación de los cauces, la fundaron experimentalmente y la plantearon en parte cuantitativamente.

Las deducciones de Leopold y Maddock se referían a las variaciones de los demás factores ante cambios de la descarga.

El rol de variable independiente asignado al caudal no era arbitrario sino basado en el convencimiento de que éste y la carga de sedimento, ligados a su vez entre sí, son condiciones impuestas a las corrientes por la cuenca y que el curso debe entonces autorregular sus otras características para poder acarrearlos.

Según dichos autores, en todas las corrientes, ya sea que estén estabilizadas o no, existe una tendencia fuerte y definida hacia el equilibrio entre los factores geométricos e hidráulicos, que tiende a fijar sus interrelaciones y a contrarrestar cualquier desviación de los patrones prefijados.

En ese esquema, el principal condicionante de la morfología del canal, proveniente del sistema mismo, es la pendiente longitudinal, producto de su historia geológica. La pendiente de fricción realiza sólo ajustes menores a cada estado y, para el análisis de secciones en particular, puede considerársela constante.

Aceptando la secuencia causal antedicha, es una mera circunstancia matemática que la ecuación (7) presente al caudal como variable dependiente, situación razonable para el hidrólogo, para quien Q es la incógnita del problema.

Las relaciones básicas de Leopold y Maddock son ecuaciones potenciales en función del caudal:

$$\begin{aligned} B &= w Q^\omega & \mathbf{10} \\ D &= u Q^\mu & \mathbf{11} \\ V &= v Q^\nu & \mathbf{12} \end{aligned}$$

donde B = ancho de superficie o ancho de boca; D = profundidad media o tirante de la sección; V = velocidad media en la sección; u, v, w = coeficientes dimensionales, constantes para cada sección; ω, μ, ν = exponentes adimensionales constantes para cada sección².

Las igualdades anteriores no representan relaciones exactas sino estadísticas, es decir comportamientos generales de las variables dependientes del caudal.

En cambio, esas tendencias son típicas del gran número de secciones fluviales naturales estudiadas por los antedichos y otros autores para niveles inferiores al umbral.

A partir de las ecuaciones básicas pueden deducirse otras relaciones útiles. Teniendo en cuenta que el tirante hidráulico $D = A/B$ el área de paso resulta, de (10) y (11):

$$\begin{aligned} A &= B \cdot D = w \cdot u Q^{\mu+\omega} & \mathbf{13} \\ Q &= A \cdot V = u \cdot v \cdot w Q^{\mu+\omega+\nu} & \mathbf{14} \end{aligned}$$

y la expresión del caudal se obtiene, por continuidad, de (12) y (13):
identidad de la cual se desprende que:

² No se ha respetado la nomenclatura original de esas fórmulas para evitar confusiones con símbolos ya empleados en la investigación.

$$u \cdot v \cdot w = 1 \quad 15$$

$$\mu + \omega + \nu = 1 \quad 16$$

La ecuación (15) expresa que el producto de los coeficientes de las funciones ancho, tirante y velocidad (o sea de los valores de dichas variables para caudal unitario) debe ser igual a la unidad.

La (16) explicita que la suma de los exponentes del caudal de las ecuaciones (10) y (12) (o bien de las pendientes de las rectas equivalentes en el papel log-log) debe ser igual a uno.

Analizando en forma conjunta ambos enfoques (Caamaño, 1985a), combinando las ecuaciones (7) y (13):

$$A = \alpha^{-1/m} \cdot Q^{1/m} = w \cdot u \cdot Q^{\mu+\omega} \quad 17$$

considerando el valor de m de 5/3 (ec. 9), entonces:

$$\omega + \mu = \alpha^{-0.6} \quad 19$$

de (15) y (16) se tiene:

$$v = Q^{0.4} \quad 20$$

La ecuación (20) indica que el parámetro alfa es una constante característica de una sección fluvial, no dependiendo de la altura de agua. Esta **invariabilidad es en el sentido estadístico** y representa una tendencia del flujo para un rango de alturas medias a altas. Esto último significa que la proposición de alfa constante da una buena correlación con la realidad para tirantes de una sección no cercana al fondo y hasta el nivel de desborde (límite prestablecido por la geometría Hidráulica). Se replantea, entonces, la importancia del parámetro alfa, que independiente del nivel de agua, formará parte de la geomorfología de una sección aluvial y será una característica del sistema.

La ecuación (8) puede escribirse de la forma:

$$\frac{S^{1/2}}{\alpha} = n \cdot P^{2/3} = cte. \quad 22$$

La inalterabilidad estadística del producto $n \cdot P^{2/3}$ implica una ley de variación monótona decreciente con la altura para el n al ser monótonamente creciente la relación altura-perímetro mojado.

De esta manera, α simboliza el equilibrio entre la geometría longitudinal (S) y transversal (P) y la resistencia al flujo (n) e integra la parte geomorfológica de la función respuesta de la cuenca, independiente del impulso de entrada.

1.3 Geometría de los cauces y resistencia al flujo

Adoptando el esquema de onda cinemática en combinación con la fórmula de Manning puede inferirse una expresión indirecta de la curva h-Q, para una sección aluvial.

Apoyándose en la hipótesis de invariabilidad del parámetro alfa, anteriormente expresada, Caamaño (1985b) sostiene que el mismo puede estimarse partiendo de la geometría del curso, a partir de mediciones topográficas exclusivamente. Obtenido alfa, la ecuación (7) sintetiza una curva de descarga que depende indirectamente de h, al ser $A = A(h)$.

Se parte de la conocida Ley Universal de distribución de velocidades de Prandtl-Von Karman:

$$\frac{v}{v^*} = \frac{1}{K} \ln(y/y_0) \quad 23$$

donde v es la velocidad a la altura y del flujo, K es la constante de Von Karman, v* la denominada velocidad de corte e y0 una constante de integración, que para canales hidráulicamente rugosos es proporcional a la altura de rugosidad efectiva k:

$$y_0 = M \cdot k \quad 24$$

donde M es la rugosidad artificial de Nikuradse. La ecuación (23) resulta, entonces:

$$\frac{v}{v^*} = \frac{1}{K} \ln\left(\frac{y}{M \cdot k}\right) \quad 25$$

Keulegan (1938) propone la integración en la vertical de la ecuación (25) para determinar velocidades medias en canales rectangulares y trapeciales basándose en las siguientes hipótesis: la velocidad máxima en la superficie; las isotacas son paralelas al fondo y crecientes proporcionalmente a la distancia desde el mismo y el espesor de la subcapa laminar es despreciable frente al tirante. El llega a la expresión:

$$\frac{V}{v^*} = \frac{1}{K} \ln\left(\frac{T \cdot R}{k}\right) \quad 26$$

siendo:

$$T = \frac{h}{M \cdot R} \cdot \exp\left(-1 - \frac{\delta \cdot h^2}{4 \cdot A}\right) \quad 27$$

donde δ es una característica geométrica de la sección.

Sabiendo que $v^* = (g \cdot R \cdot S)^{1/2}$ y con (3):

$$\frac{V}{v^*} = \frac{S^{1/2} R^{2/3}}{n \sqrt{gRS}} = \frac{R^{1/6}}{n \sqrt{g}} \quad 28$$

Igualando (28) y (26), se tiene que:

$$n = \frac{R^{1/6} K}{\sqrt{g}} \frac{1}{\ln\left(\frac{T \cdot R}{K}\right)} \quad 29$$

Caamaño advierte la inconveniencia de trabajar con esta última ecuación dado por los siguientes motivos:

a) La altura de rugosidad efectiva k es una constante abstracta de gran variabilidad (3 cm a 1 m para cauces naturales) y representaría la granulometría del lecho, forma y orientación de las irregularidades

b) Lo mismo para T cuyo rango empírico (según Bazim y Keulegan) oscila entre 3,64 y 870, variando en función de la altura, merced al término h^2/A creciente linealmente con h .

c) El valor de la constante de Von Karman (K) es variable con la carga de sedimentos que transporta el curso (según Vanoni, Brooks, Ismail, Fowler, Einstein y Chien, no así según Coleman) en un rango entre 0,4 y 0,2 aproximadamente.

Propone, entonces, una alternativa de estimación de alfa en base a la geometría del curso; apoyándose en las ecuaciones (4), (22) y (29):

$$\ln R = \frac{K \cdot \alpha}{\sqrt{gS}} A^{1/6} P^{1/2} + \ln \frac{K}{T} \quad 30$$

o bien:

$$\ln h = \frac{K \cdot \alpha}{\sqrt{gS}} A^{1/6} P^{1/2} + \ln \left[y_0 \cdot \exp\left(\frac{\delta h^2}{4A} + 1\right) \right] \quad 31$$

Aquí el coeficiente de rugosidad, n , ha sido reemplazado por el coeficiente de onda cinemática alfa, como parámetro a estimar por regresión de la forma:

$$Y = a \cdot X + b \quad 32$$

donde:

$$b = \ln \left[\frac{X Y = a X + b}{y_0 \cdot \exp\left(\frac{\delta h^2}{4A} + 1\right)} \right] \quad 33$$

Caamaño sostiene que la ecuación (31) postula formalmente una relación lineal entre

variables geométricas, objetivamente determinables a partir de la topografía del perfil transversal del curso, ligadas por parámetros a determinar.

"Lo que puede ponerse en tela de juicio es que la relación sea aproximadamente lineal, es decir, que los parámetros a y b sean razonablemente constantes, lo cual permitiría estimarlos por regresión.

Considerar que a es constante implica suponer que K también lo es, ya que α , g y S se están aceptando como tales. Mas aún, como α es el parámetro que en definitiva se desea conocer, será necesario fijar el valor del coeficiente de Von Karman para poder deducir el valor de α a partir de la estimación de a .

La alternativa de adoptar un valor para K es menos riesgosa de lo que pudiera parecer, ya que, para toda la gama de situaciones probadas, K puede disminuir, a lo sumo, a la mitad de un valor tope preciso (0,40) y conceptual (aguas claras); limitándonos a cursos naturales el rango se reduce, tanto en valores absolutos como relativos. En comparación, el coeficiente de Manning, cuya estimación es habitual, presenta un rango relativo varias veces mayor, aún limitándonos a cursos naturales.

Se ha optado entonces por emplear para el coeficiente de Von Karman el valor 0,27, intermedio en el rango experimental para ríos.

El estimador elegido es representativo de condiciones medias, a juzgar por el rango experimental, y no de una situación hipotética que lo sitúa por encima de éste. Los errores debieran ser, en consecuencia, mucho menores que con $K = 0,4$, sobre todo a medida que el nivel de agua ascienda, es decir en crecidas.

Por su parte, la invariabilidad del término independiente, b , de la ecuación (32) pasa por la de h^2/A que (como se vió en el título anterior al analizar T) crece por lo general con la altura, afectando en igual sentido a b . No obstante en esto también es superior la ecuación (32) ya que al determinar b en función de las características de un perfil transversal en particular se toma en cuenta la variabilidad de aquél factor entre secciones diferentes, no considerada por la ecuación (29).

Dados los roles de K y T en las ecuaciones (33) y (34) sus variaciones debieran reducir el valor de a y aumentar el de b a medida que crece el río. En otras palabras, h en función de $A^{1/6}$. $P^{1/2}$ debe representar una curva creciente hacia las ordenadas mayores, pero cada vez con menor pendiente.

Si esta curva puede aproximarse con una recta, según se postula aquí, una regresión lineal a lo largo del perfil permitirá obtener a (ec.(32)) y, a partir de este coeficiente se estimará α (33) y las variaciones de n (8), V (6) y Q (7) en función de la altura.

Es evidente que esta metodología difiere en forma sustancial no solo de los procesos de cálculo convencionales para la obtención de la curva $h-Q$ sino de la forma habitual de estimación de α , ambos basados en regresiones a partir de datos de aforo." (Caamaño, 1985b).

1.4 La relación genérica entre altura y caudal

Planteada la estabilidad del parámetro α para aguas medias a altas (hasta el umbral de

desborde) y admitiendo la ley logarítmica de velocidades de Prandtl-Von Karman puede estimárselo a partir de las características geométricas de la sección transversal, como se ha expuesto anteriormente. La ecuación (7) simboliza una curva de descarga en forma indirecta. El paso siguiente consiste en aproximar de manera analítica la geometría del perfil, proponiendo una ecuación que vincule áreas y alturas, y poder definir así una curva h-Q explícitamente. Este "perfil equivalente" es factible de materializar siempre y cuando exista una buena correlación de su función A-h con la obtenida del perfil de campo.

La asimetría de los perfiles no es problema serio, si se tiene en cuenta que lo que se desea preservar es el área de paso en el modelo, despreocupándose de la inclinación individual de los taludes laterales y, en consecuencia, de la asimetría del cauce. A través del área pueden preservarse con suficiente aproximación las demás características geométricas de la sección: tirante y radio hidráulico, ancho de boca y perímetro mojado.

Caamaño (1986a) recogió una serie de opiniones de diversos autores acerca de la forma de los perfiles transversales de un curso natural y señaló la conveniencia de optar por un perfil equivalente parabólico debido a su simplicidad analítica y a su gran versatilidad. El término parabólico es generalizado, como se verá luego, en ecuaciones potenciales simples que incluyen la parábola cuadrática, el rectángulo y el triángulo.

Ecuación del perfil equivalente.

Se parte de las ecuaciones particulares de la parábola de segundo grado, como analogía del perfil natural del río:

$$(x-x_0)^2 = 2\delta(y-y_0) \quad 37$$

siendo δ la distancia vertical entre el foco y la directriz; las constantes x_0 e y_0 definen la posición del vértice de la parábola (talweg).

Llamando:

$$B = f 2 = \left| \frac{2\delta}{x_0} \right| \quad 38$$

$$h = y - y_0 \quad 39$$

Se obtiene que:

$$B = f \cdot h^{1/2} \quad 41$$

representando la función ancho de boca vs. altura; además:

$$P = \delta \left[\frac{B}{2\delta^2} \sqrt{\frac{\delta^2 + B^2}{4}} + \ln \left(\frac{B}{2} \sqrt{\frac{\delta^2 + B^2}{4}} \right) - \ln \delta \right] \quad 42$$

43

y que para canales anchos puede simplificarse a:

$$P = B + \frac{8h^2}{3B} \quad 44$$

La forma potencial de la ecuación (41) induce a interpretarla con un criterio generalizador proponiendo el exponente de h como parámetro. En este sentido, se introduce un grado de libertad más, permitiendo una mejor adaptación a las secciones naturales:

$$B = f h^p \quad 45$$

La parábola cuadrática, el triángulo y el rectángulo son casos particulares de la ecuación (45) ($p = 1/2$, $p = 1$, $p = 0$, respectivamente).

$$A = \int B dh = \frac{f}{p+1} \cdot h^{p+1} \quad 46$$

$$D = \frac{A}{B} = \frac{h}{p+1} \quad 47$$

Caudal y velocidad a través del Perfil Equivalente

Descripta la faz geométrica, debe desviarse la atención al aspecto hidrológico, determinando ecuaciones explícitas de velocidades y caudales en función de la altura; combinando las expresiones (46), (6) y (7):

$$V = F h^q \quad 48$$

$$Q = G h^r \quad 49$$

donde:

$$\varphi_F = \frac{(m-1)f(p+1)}{\alpha \cdot \left(\frac{f}{p+1}\right)^{m-1}} \quad 52$$

$$\Gamma = \frac{m}{p+1} \quad 53$$

$$G = \alpha \cdot \left(\frac{f}{p+1}\right)^m \quad 51$$

Análogamente si se utiliza el tirante hidráulico como variable independiente:

$$V = I D^q \quad 54$$

$$Q = J D^r \quad 55$$

donde:

$$I = \alpha \cdot \left(f \cdot \frac{(p+1)}{p} \right)^{m-1} \quad 56$$

$$J = \alpha \cdot \left(f \cdot \frac{(p+1)}{p} \right)^m \quad 57$$

Los exponentes Φ y Γ no varían por ser la relación entre altura y tirante hidráulico lineal (ec. 47).

2. GEOMETRIA HIDROLOGICA EN LAS SECCIONES DE ESTUDIO

2.1 Viabilidad de las hipótesis

Para garantizar la aplicación del método de Geometría Hidrológica en los cursos fluviales de la Pampa Ondulada (fig. 1) se analizó el cumplimiento de cada una de las hipótesis establecidas.

Hipótesis 1: La aproximación cinemática

La hipótesis primaria, que debe demostrarse es la predominancia del régimen cinemático en el flujo. Asegurada la misma, puede afirmarse que las variaciones de la pendiente de fricción con respecto a la de fondo son despreciables y que una relación biunívoca entre alturas y caudales o velocidades es una buena aproximación (hecho observado en las secciones aforadas bajo estudio) siendo ésta la propuesta por el modelo de Geometría Hidrológica. Esto conlleva a un acercamiento a la hipótesis de invariabilidad del coeficiente alfa, y con ello la constancia del coeficiente v (ec.20), el producto $w \cdot u$ (ec.19) y el exponente v (ec.22) de las ecuaciones de Leopold y Maddock confirmando la validez de sus afirmaciones.

Diversos criterios prácticos se han establecido para anticipar la validez de la teoría de la onda cinemática en el análisis del régimen impermanente de un curso fluvial. Desde algunos conceptos semiempíricos como el de Ponce (1978) o el número cinemático del flujo de Liggett y Woolhiser (1967) hasta algunos más racionales como el análisis adimensional de cada término de la ecuación de cantidad de Movimiento de Saint-Venant (Price y Harrison, 1975). Estos criterios fueron analizados y se exponen a continuación:

¡Error!

donde T es el período de la onda de crecida (tiempo de base del hidrograma); S la pendiente de fondo; V0 y H0 la velocidad media y tirante para la situación analizada.

¡Error!

donde K es el número cinemático; L la longitud del tramo analizado; Fr : número de Froude.

Como ambos criterios establecen una cota inferior por encima de lo cual es válida la aproximación cinemática en el caso b) la situación crítica se presenta con los mayores valores de H_0 y Fr . Dado que este análisis se extiende hasta el umbral de desborde se consideraron las alturas y velocidades aforadas hasta dicho nivel.

Para el criterio a) pueden establecerse hipótesis para relacionar V_0 con H_0 . En general, podría pensarse que V_0 es una función lineal creciente de la altura o de otra manera una relación potencial con exponente unitario. De ser así, no interesaría el análisis para una altura crítica dado que V_0/H_0 es una constante. De las regresiones realizadas con los datos de aforos los exponentes de la aproximación potencial $V_0(H_0)$ variaron entre 0,5 a 3 sin mostrarse un valor predominante. Por ello se analizó este criterio para distintas alturas y se adoptó la relación más crítica.

La tabla 1 muestra los resultados de la aplicación de ambos criterios en las secciones de aforos. Se ha adoptado como períodos de la crecida entre 4 y 6 días, en base a los hidrogramas registrados, aclarando que esta es una situación límite dado que representa a avenidas muy rápidas, donde la probabilidad de que los efectos de difusión no sean despreciables es alta.

Además se ha incluido un segundo criterio de Ponce para establecer si los efectos dinámicos de las ondas de crecida pueden ser despreciados, valiendo la aproximación difusiva (onda de difusión). En este debe cumplirse que:

$$T \cdot S \cdot \sqrt{\frac{g}{H_0}} > 31$$

donde T , S y H_0 tienen el mismo significado que en los párrafos anteriores.

TABLA 1 . Criterios de Ponce y Woolhiser-Liggett para establecer la viabilidad de la teoría cinemática.

SECCION	S_0 por mil	V_0 m/s	T dias	L km	H_0 m	Fr	Criterio Ponce(OC) >171	Criterio Ponce(OD) >31	Criterio Woolh. >20
S04'	0.43	1.90	4.00	656.64	2.00	0.43	141.18	329.13	767.29
S05	1.00	1.00	4.00	345.60	1.50	0.26	230.40	883.82	3390.34
P02	0.66	0.80	4.00	276.48	1.75	0.19	104.27	540.05	2797.03
P08	0.37	1.00	6.00	518.40	2.94	0.19	65.77	353.21	1896.89
SL16	0.49	0.90	6.00	466.56	3.25	0.16	70.34	441.32	2768.77

L02	1.16	1.80	6.00	933.12	3.00	0.33	360.81	1087.42	3277.32
L04	0.47	1.70	6.00	881.28	3.65	0.28	113.48	399.44	1405.99

Siguiendo los criterios de Ponce solamente en dos secciones, S05 y L02, pueden ser válidas las hipótesis de onda cinemática para cualquier situación, y en el resto de ellas, será válida para crecidas de mayor duración que la adoptada. En todos los casos los efectos dinámicos pueden considerarse despreciables (segundo criterio). Debe recordarse que se están analizando situaciones límites que no representan las de mayor frecuencia de ocurrencia.

El criterio del número cinemático estableció que para cualquier situación el régimen del flujo en todas las secciones analizadas es cinemático.

Un tercer procedimiento fue propuesto por Price y Harrison y consistió en el análisis adimensional de los términos de la ecuación de Saint-Venant. Este análisis es sólo a los efectos de conocer los órdenes de magnitud de cada término para evidenciar los que puedan despreciarse. Las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento son:

$$\frac{1}{g} \frac{\partial(Q/A)}{\partial t} + \frac{1}{g} \frac{\partial(Q/A)^2}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial x} = S + \frac{Q|Q|n^2}{A^2 R^{4/3}} = 0$$

Proponiendo valores medios típicos para cada variable, de la ecuación de continuidad:

$$\frac{Q'}{x'} + B' \frac{h'}{t'} = 0$$

$$x' = -\frac{t' Q'}{B' h'} = t' V'$$

y de la ecuación de cantidad de movimiento sabiendo que $Q/A=V$:

$$\frac{V'}{gt'} + \frac{V'^2}{gx'} + \frac{h'}{x'} + \frac{V'^2 n^2}{R'^{4/3}} = \frac{S}{g}$$

donde los primeros términos remarcados del miembro izquierdo representan los términos de inercia, el segundo el gradiente de presiones; el tercero el término de fricción y el miembro de la derecha el de gravedad.

Designando como valores típicos los correspondientes a la altura del bankfull y como período de la onda de crecida los ya propuestos anteriormente se alcanzan los resultados de la tabla 2.

TABLA 2. Análisis adimensional de los términos de la ecuación de movimiento de Saint Venant.

Terminos de la ecuacion de movimiento ($\times 10^{-3}$)

	<i>Ac. local</i>	<i>Ac.conv.</i>	<i>Difus.</i>	<i>Friccion</i>	<i>Gravedad</i>
	V/gT	$V2/gx$	y/x	Sf	$S0$
<i>SECCION</i>					
<i>S04'</i>	0.0006	0.0006	0.0030	1.6008	0.4300
<i>S05</i>	0.0003	0.0003	0.0043	0.6509	1.0000
<i>P02</i>	0.0002	0.0002	0.0063	0.3391	0.6600
<i>P08</i>	0.0002	0.0002	0.0057	0.2652	0.3730
<i>SL16</i>	0.0002	0.0002	0.0070	0.1879	0.4900
<i>L02</i>	0.0004	0.0004	0.0032	0.8365	1.1600
<i>L04</i>	0.0003	0.0003	0.0041	0.5744	0.4700

Aquí se pone de manifiesto la preponderancia de los términos cinemáticos en la onda de crecida dado que los sumandos dinámicos del movimiento representan en valores medios el 0,06 % y 0,06 % de la pendiente de fondo S, el efecto de difusión el 0,89 %; equiparándose la componente gravitatoria con los efectos de fricción (100 % vs. 113 %) y dando de esta manera características cinemáticas al flujo.

En síntesis, se observó lo siguiente:

- a) El criterio de Ponce (1978) indicó que dos de las siete secciones de estudio presentan el flujo con características cinemáticas para las crecidas más rápidas y por ende para las de mayor período. Todas pueden ser representadas por la aproximación de onda difusiva. De las cinco restantes, tres presentarían régimen cinemático para crecidas, entre el 25 % y 75 % más largas y dos para períodos tres veces mayores.
- b) El criterio de Woolhiser y Liggett (1967) estableció que todas las secciones presentan el flujo con características cinemáticas bajo cualquier situación.
- c) El análisis adimensional de los términos de la ecuación de movimiento (Price y Harrison, 1975) estableció que los términos de inercia representan entre el 0,06 % y el 0,06 % del término de gravedad, el de difusión el 0,9 %, equiparándose con el término de fricción. Esto indicó que todas las secciones presentan características cinemáticas para el flujo con cotas de error del orden del 1%.

Hipótesis 2: La constancia del parámetro alfa

En segundo lugar es necesario asegurar la invariabilidad del parámetro alfa para aguas medias a altas. Para ello se analizaron los valores aforados del parámetro en las secciones bajo estudio.

Como puede observarse en la tabla 3, se presentan las medias, desvíos y coeficientes de variación para el rango de aguas medias hasta el umbral de desborde en cada una de las secciones, incluyéndose para comparar las analizadas por Caamaño en su trabajo original (las dos primeras secciones).

El coeficiente de variación (CV) para los cursos de la Pampa Ondulada osciló entre

el 6,5 % y el 20,2 %, volcándose sobre el valor más bajo en la mayoría de los casos. Un valor medio regional de α es 0,094 y de su coeficiente de variación, 10,2 % (contra 15,4 % de los cursos de la región semiárida analizados por Caamaño).

Estos valores permiten afirmar que en términos generales el coeficiente de onda cinemática se mantiene lo suficientemente invariable como para cumplir la primera hipótesis del método, y que su variación en el rango de alturas medias a altas es del 10 % en valores medios.

TABLA 3. Variabilidad del parametro alfa para aguas medias a altas en las secciones de la Pampa Ondulada.

<i>Seccion</i>	<i>alfa med</i>	<i>Desvio</i>	<i>C.Variac</i>	<i>Rango de alturas</i>	
				<i>RH1</i> (m)	<i>RH2</i> (m)
<i>La Suela</i>	0.196	0.025	0.127	0.550	2.300
<i>P.Agua</i>	0.257	0.046	0.180	0.660	3.450
<i>S04'</i>	0.089	0.018	0.202	0.300	1.980
<i>S05</i>	0.091	0.007	0.080	0.750	1.500
<i>P02</i>	0.076	0.006	0.076	0.450	1.740
<i>P08</i>	0.061	0.004	0.065	1.600	2.940
<i>SL16</i>	0.090	0.011	0.119	1.300	2.450
<i>L02</i>	0.138	0.014	0.103	0.470	1.470
<i>L04</i>	0.115	0.008	0.069	1.010	3.650
<i>Valor medio regional</i>				0.094	

2.2 Aplicación del método

Se ha experimentado con el procedimiento de Geometría Hidrológica en las secciones bajo estudio de los cursos de la Pampa Ondulada, siguiendo los lineamientos originales señalados por su autor, sin alteración de algunas de sus partes.

El examen realizado precedentemente garantiza el cumplimiento de las hipótesis básicas del método en los arroyos Ludueña, Saladillo y Pavón y avala la aplicación del método.

A su vez, para alcanzar buenos resultados es necesaria la verificación de una serie de postulados secundarios (una buena correlación en la relación lineal de variables geométricas propuesta en el ítem anterior, por ejemplo) que serán analizados a continuación.

El análisis de las formas de los perfiles estudiados no evidencia tendencias hacia una geometría específica, se han encontrado secciones triangulares, parabólicas, rectangulares e intermedias.

La correlación entre área del perfil real y el equivalente para una altura dada es muy buena, con coeficientes superiores a 0,969, al igual que el estudio de los coeficientes y

exponentes de Leopold y Maddock. Por ello, este análisis se remitirá casi exclusivamente a la interpretación de los resultados en las curvas descarga-altura / velocidad-altura obtenidas por regresión, por Geometría Hidrológica y su contraste con los valores de aforos.

Fuentes de error

Cuatro fuentes principales de errores pueden identificarse para comprender los posibles desfasajes entre modelo y datos experimentales, que expuestas en orden de importancia serían:

- 1) El parámetro alfa de onda cinemática no es constante para aguas medias a altas. Aquí no se cumple la hipótesis básica del método, que incluso impide su aplicación. Aunque, como se lo ha detallado precedentemente, la tendencia regional no pone de manifiesto este tipo de error, existen secciones en donde ésta es la principal fuente de los desajustes.
- 2) El alfa permanece constante pero el valor obtenido en la regresión geométrica ($\ln h$ vs. $A^{1/6} \cdot P^{1/2}$) no es un buen estimador del valor obtenido por regresión hidrológica (de los datos de aforos). Aquí la hipótesis de que los coeficientes **a** y **b** de la regresión geométrica (ecuaciones 33 y 34) no son constantes o bien la regresión es mala, llegándose al parámetro alfa en forma errónea. Una mala estimación del alfa conduce a coeficientes de las ecuaciones v-h y Q-h diferentes a los valores regresados de los aforos. Aplicando la teoría de errores a la ecuación 50, se tiene:

$$\begin{aligned}
 F &= \alpha \cdot \left(\frac{f}{p+1}\right)^{m-1} \\
 \Delta F &= F - F' = (\alpha - \alpha') \left(\frac{f}{p+1}\right)^{m-1} & \mathbf{58} \\
 \varepsilon F &= \frac{\Delta F}{F} = \frac{\alpha - \alpha'}{\alpha} = \frac{\Delta \alpha}{\alpha} = \varepsilon \alpha
 \end{aligned}$$

análogamente:

$$\varepsilon G = \varepsilon \alpha \quad \mathbf{59}$$

Los errores relativos en el coeficiente alfa se trasladan directamente al coeficiente de la ecuación de velocidades (ec.48). Análogamente con la ecuación de caudales. Dado que el alfa no interviene en los exponentes Φ y Γ no se ven afectados por este tipo de error.

- 3) La aproximación de Manning no es representativa, por lo que el exponente **m** de la ecuación 7 no es 5/3. Los errores derivados de esta desviación se trasladan a los coeficientes F y G y a los exponentes Φ y Γ como puede apreciarse en las ecuaciones (50) a (53). Puede demostrarse, aplicando teoría de errores que:

- a) el error relativo del coeficiente m se traslada directamente al exponente Γ de la

ecuación h-Q:

$$\varepsilon \Gamma = \varepsilon m \quad 60$$

b) el error relativo de m produce errores relativos mayores en el exponente Φ de la ecuación h-v ($m > 1$).

$$\varepsilon \Phi = \frac{\Delta m}{m-1} \quad 61$$

c) el error relativo en el coeficiente G (ec. 51) es igual a una constante geométrica $(f/p+1)$ elevado al error absoluto Δm del coeficiente m menos una unidad. En este caso se potencian los errores debido al lugar que juega el m en la estimación de G.

$$\varepsilon G = \left(\frac{f}{p+1}\right)^{\Delta m-1} \quad 62$$

d) para el error relativo del coeficiente F valen idénticas consideraciones que en c).

4) La correlación geométrica entre el perfil real y el equivalente es mala. En este caso no es posible encontrar un par de coeficientes f y p que sintetizen la geometría de la sección o bien aquella no es capaz de transmitir información del régimen hidrológico. En este caso:

$$\varepsilon G \frac{\varepsilon \Phi}{\varepsilon \Gamma} m = \varepsilon \left(\frac{p f}{p+1}\right) \quad 65$$

$$\varepsilon F = (m-1) \varepsilon \left(\frac{f}{p+1}\right) \quad 64$$

Los errores relativos de los coeficientes F y G se magnifican al estar la relación geométrica $f/p+1$ elevada a la potencia m y m-1. En el caso de los exponentes Γ y Φ se trasladan directamente los errores relativos del exponente p.

Descriptas las posibles fuentes principales de errores se las tomará para la interpretación de los resultados derivados de la implementación del modelo de Geometría Hidrológica en las secciones de los arroyos Sauce, Pavón, Saladillo y Ludueña.

La tabla 4 presenta una síntesis de los rangos de alturas en donde la teoría de Geometría Hidrológica es válida (columnas C y D) los coeficientes y exponentes de las funciones potenciales h-v y h-Q alcanzados con el método y regresados de los datos de aforo (columnas E a L) y el parámetro alfa definido por regresión geométrica e hidrológica (Columnas M y N), obtenidos a partir de la aplicación del modelo. Sólo podrán ser contrastados en aquellas secciones en donde se han registrado información aforimétrica.

En la columna O se ha presentado la pendiente topográfica de cada sección extraída de cartografías del IGM escala 1:50000, salvo en las secciones S05, P02 en donde se ha adicionado la pendiente medida en campaña mediante nivelación topográfica.

La experiencia alcanzada indica que en zonas llanas como las de este estudio es muy

difícil tomar la pendiente por nivelación del pelo de agua, ya que al ubicar las reglas sobre la superficie líquida es muy fácil cometer errores debido a las turbulencias del flujo y a que no es una superficie sólida. Una diferencia de 1 cm en la lectura se traduce en un error de apreciación mayor al 1×10^{-4} en la pendiente (la separación entre reglas no supera los 100 m) que representa un orden de magnitud semejante a los valores medidos. Se estimó que la mejor alternativa podría ser la colocación de escalas fijas con sus ceros vinculados, separadas una distancia del orden de 500 m. De las alternativas presentadas, entonces, se optó por la metodología cartográfica para determinar las pendientes.

La tabla 5 muestra, como indicador del error tipo I, el coeficiente de variación del parámetro alfa en el rango de alturas RH1 - RH2 y los errores relativos porcentuales entre los alfa geométricos e hidrológicos (error tipo II) los del exponente m (error tipo III) y de los constantes F, G, Γ y Φ derivados por GH y por regresión de los datos de aforo. También se añaden los coeficientes de correlación de la regresión geométrica del alfa y del perfil equivalente (como indicador del error tipo IV).

TABLA 4. Coeficientes y exponentes de las ecuaciones potenciales altura-velocidad, altura-caudal. El apóstrofe (') indica los valores aforados.

RENG SECC |----RANGO----|-----Coeficientes y exponentes de las funciones h-v y h-Q ---|PEND.

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
		RH1	RH2	F	ϕ	G	Γ	F'	ϕ'	G'	Γ'	$\alpha(GH)$	$\alpha(EX)$	o/oo
		m	m											
1	S01	////	////	////	////	////	////	////	////	////	////	////	////	////
2	S02	0.31	5.04	0.25	1.23	1.06	3.08	////	////	////	////	0.0980	////	1.25
3	S03	0.35	1.44	0.83	0.86	13.24	2.16	////	////	////	////	0.1317	////	0.65
4	S04	0.30	1.98	0.21	1.26	1.14	3.16	0.15	3.34	0.88	5.22	0.0718	0.0847	0.43
5	S04	0.41	2.33	0.19	1.26	0.60	3.16	////	////	////	////	0.0922	////	0.43
6	S05	1.97	3.64	0.08	-1.33	0.30	3.33	0.00	4.91	0.00	8.05	0.0336	0.0735	1.00
7	///	0.75	1.50	0.27	0.93	4.17	2.33	0.59	1.59	11.88	2.58	0.0449	0.0735	0.13
8	///	0.78	1.50	0.74	0.93	11.30	2.33	0.59	1.59	11.88	2.58	0.1219	0.0735	1.00
9	S05	0.67	2.05	1.64	0.66	24.04	1.66	////	////	////	////	0.2759	////	1.00
10	P01	0.50	1.75	0.32	1.20	2.27	3.00	////	////	////	////	0.0904	////	0.83
11	P02	0.45	1.29	0.91	0.83	12.52	2.08	0.42	0.85	5.41	2.19	0.1595	0.0780	0.66
12	///	0.45	1.29	0.59	0.83	8.10	2.08	0.42	0.85	5.41	2.19	0.1036	0.0780	0.28
13	///	0.45	1.74	0.42	0.93	5.40	2.33	0.42	0.85	5.41	2.19	0.0778	0.0780	0.66
14	P02	0.61	1.75	1.21	0.66	14.86	1.66	////	////	////	////	0.2279	////	0.66
15	P03	0.55	2.58	0.26	1.30	1.98	3.25	////	////	////	////	0.0681	////	0.83
16	P04	0.83	2.65	0.39	0.93	4.95	2.33	////	////	////	////	0.0745	////	0.48
17	P05	0.77	2.09	0.49	1.00	7.46	2.50	////	////	////	////	0.0809	////	0.55
18	///	0.77	2.76	0.32	1.00	4.86	2.50	////	////	////	////	0.0541	////	0.55
19	P06	0.71	1.97	0.85	0.86	15.46	2.16	////	////	////	////	0.1243	////	0.67
20	///	0.71	2.24	0.78	0.83	14.63	2.08	////	////	////	////	0.1107	////	0.67
21	P07	0.39	2.39	0.44	1.00	7.98	2.50	////	////	////	////	0.0649	////	0.67
22	///	0.39	2.20	0.43	1.03	7.60	2.58	////	////	////	////	0.0656	////	0.67
23	P08	1.40	2.91	0.23	1.13	2.89	2.83	0.45	0.59	4.42	2.56	0.0453	0.0573	0.37
24	///	1.60	2.94	0.24	1.10	3.04	2.75	0.45	0.59	4.42	2.56	0.0447	0.0573	0.37
25	L01	0.20	1.44	0.76	1.00	4.32	2.50	////	////	////	////	0.2392	////	1.14
26	L02	0.41	1.47	0.64	1.00	6.67	2.50	0.62	0.80	6.72	2.28	0.1348	0.1305	1.16
27	///	0.41	2.44	0.59	1.00	6.25	2.50	0.62	0.80	6.72	2.28	0.1240	0.1305	1.16
28	L02	0.30	3.40	0.54	1.06	4.91	2.66	////	////	////	////	0.1268	////	1.16
29	L03	0.60	4.82	0.20	1.06	2.68	2.66	////	////	////	////	0.0383	////	0.47
30	L04	1.01	3.65	0.30	0.93	2.46	2.33	0.61	0.50	4.05	2.17	0.0772	0.1139	0.47
31	L05	0.60	4.00	0.39	0.96	5.87	2.41	////	////	////	////	0.0482	////	0.47
32	I01	0.50	2.13	0.27	1.06	1.49	2.66	////	////	////	////	0.0903	////	0.40
33	S16	1.00	3.60	0.08	1.33	0.66	3.33	0.32	0.87	1.72	3.16	0.0213	0.0846	0.49
34	///	1.30	2.39	0.08	1.33	0.60	3.33	0.32	0.87	1.72	3.16	0.0236	0.0870	0.49
35	///	1.30	3.25	0.11	1.30	0.68	3.25	0.33	0.91	1.90	2.96	0.0340	0.0897	0.49
	MEDIA			0.49	0.95	6.24	2.57					0.0965	0.6732	

una suerte de compensación de errores como para que en términos medios la diferencia entre velocidades estimadas por Geometría Hidrológica y las aforadas sea del 25 % y entre los caudales estimados y aforados el 12 %; mientras que esa diferencia para las curvas regresadas sea del 15 % y el 13 % respectivamente. En este último caso Geometría Hidrológica estima de mejor manera los caudales que la propia curva de regresión. Nuevamente se evidencia el desfase en el exponente m a través de la subestimación del v . La sección real presentaba una faja de erosión localizada en la pila derecha que desvirtuaba la forma de la sección, dificultando la correlación con un perfil equivalente (renglón 6, tabla 4) la determinación de los coeficientes de las regresiones de aforos y los de Geometría Hidrológica. Se optó por eliminarla ya que tampoco colaboraba como área efectiva de la descarga (renglones 7 y 8). La sección S05P es natural y está emplazada 60 metros aguas arriba de la anterior. El valor de alfa estimado para la misma es 2,3 veces mayor que el de la sección del puente lo que manifiesta una eficiencia superior en la descarga líquida.

En la sección P02 la constancia del alfa se manifiesta a través de un coeficiente de variación medido en el rango de validez de 7,6 % (tabla 5) que aleja del análisis errores del primer tipo. El error en la estimación del alfa por geometría con respecto al valor medio obtenido por regresión de los aforos es del -2,6 % y el cometido por estimar el m por la fórmula de Manning es del -9,0 %, desestimando los del tipo II y III. La correlación geométrica del perfil equivalente es muy buena ($cc= 0,999$) eliminando errores tipo IV. Lo expuesto manifiesta que la estimación por Geometría Hidrológica es muy buena e incluso superior a la obtenida por regresión ya que los errores medios porcentuales son del 13 % y 14 % respectivamente, para las funciones $v-h$ y $Q-h$ en relación a los datos de aforo (fig. 2). Tanto en esta sección como en la S05 se ha estimado los parámetros de Geometría Hidrológica partiendo de las pendientes medidas del pelo de agua (renglones 7 y 12, tabla 4). Como era de esperar los resultados fueron malos por los errores, involucrados en su determinación. Se ha implementado en una sección natural ubicada 60 metros aguas abajo de la P02 (sección P02P) estimándose un valor de alfa similar al de la sección natural S05P que también evidencia una mayor capacidad de transporte que la sección del puente P02 (renglón 14). Los coeficientes F y G estimados para la P02P son mayores que los de la P02 pero la tasa de crecimiento de la velocidad y el caudal con la altura es menor.

En la sección P08 la variación del alfa respecto a la media es de 6,5 % afirmando la validez de los postulados básicos del método, pero la estimación del parámetro utilizando información morfológica del perfil fue por defecto con un 22 % de error respecto al alfa medio aforado. Al ser el exponente v obtenido por regresión de datos experimentales menor que el decretado por Geometría Hidrológica (0,234 vs. 0,4, respectivamente), la estimación del m se realizó con un exceso del 21,7 % (tabla 5). Estos errores se tradujeron en estimaciones por defecto de los coeficientes F y G y por exceso de los exponentes Φ y Γ (ya que están ligados fuertemente al m) y porcentuales medias del 26 % y 24 % en comparación con los aforos de velocidades y caudales siendo los obtenidos por regresión del 7 % y 5 % respectivamente.

En la sección L02 la constancia del alfa va acompañada con un coeficiente de variación

del 10,3 % (tabla 5). El error tipo II es del 3,3 % lo que garantiza una muy buena estimación del alfa a partir de la morfología del perfil y el tipo III del 6,1 % que evidencia la casi coincidencia de los exponentes v y m (figura 3). Los coeficientes F y G de Geometría Hidrológica difieren con los regresados en 2,1 % y -1,5 %, respectivamente, mientras que los exponentes Φ y Γ en 23,7 % y 9,6 %. Las curvas v - h y Q - h , por ende, se aproximan lo suficiente (11 % y 9 % de errores medios con los datos de aforos) entre sí y con los valores experimentales. Los exponentes μ , ω y v según Geometría Hidrológica y de regresiones de aforo coinciden (cuadro 4, fig. 3). La corrida válida es la que define como límite superior de validez el encuentro con el estribo derecho del puente, no obstante se propuso una cota mayor, que abarca el rango de altura de los aforos, para experimentar (renglones 26 y 27). Los cambios no son significativos dado que la sección no varía ostensiblemente.

La sección L02P está ubicada 70 metros aguas abajo de la anterior y presenta una morfología similar (ambas se sitúan en tramos canalizados del Arroyo Ludueña) estimándose un alfa semejante a partir de ella (renglón 28, tablas 4 y 6). Los coeficientes F y G disminuyen pero la tasa de crecimiento de la velocidad y el caudal con la altura aumenta levemente. Esto indica la invarianza de la capacidad de evacuación entre ambas secciones que se ve sustentado por la semejanza geométrica que presentan.

La sección L04 manifiesta una gran inalterabilidad del parámetro alfa con la altura, para el rango permitido ($CV = 6,9$ %, tabla 5). El error tipo II es por defecto con un 32,2 % mientras que el tipo III es por exceso (+23,0 %). Esto implica la subestimación de los coeficientes F y G y la sobrevaloración de los exponentes Φ y Γ . Los errores medios de las curvas v - h y Q - h con respecto a los datos experimentales superan el 80 %.

En la sección SL16, del arroyo Saladillo el parámetro alfa fluctúa alrededor de la media con un coeficiente de variación del 11,9 % lo que indica el cumplimiento de la primera hipótesis: la constancia estadística del alfa. Sin embargo la Geometría Hidrológica no da respuestas para la estimación del parámetro partiendo de la morfología del perfil transversal, presentando errores tipo II del -72,9 % que se trasladan a los coeficientes F y G estimados. El error en la estimación del m no es alto: -9,0 % por lo que los exponentes Φ y Γ , en términos absolutos, no difieren excesivamente. La sección presenta una morfología compleja con la presencia de un canal lateral en la margen derecha y otro más pequeño en la margen izquierda. Esto trajo aparejado el impedimento de encontrar una sección equivalente que representara a la real, con la consecuente imposibilidad de estimar parámetros hidrológicos a partir de la geometría del perfil. Por ello se desglosó el perfil en el canal principal y lateral para estudiarlos por separado. Los datos experimentales, aforos de velocidades y caudales, se asociaron con este fraccionamiento, en la búsqueda de una mejor adecuación del modelo al prototipo (renglón 35 de las tablas 4 y 6). Con la nueva sección, el error tipo II alcanzó el -62,1 % y el tipo III, el -10,9 %, en los coeficientes F y G el -66,18 % y -63,8 %, y en los exponentes Φ y Γ el 42,5 % y 9,6 %, respectivamente, lo que manifiesta que no se alcanzaron sustanciales mejorías.

2.4 Conclusiones

1) Los errores tipo I, provocados por la variabilidad del parámetro alfa con la altura en el rango de alturas medias a altas, han sido expresados indirectamente a través de su coeficiente de variación. Salvo la sección S04, en donde $CV = 20,2 \%$ las demás mantienen la hipótesis de constancia del alfa, con CV menores al 12% , posibilitando la aplicación del método de Geometría Hidrológica. La sección S04 está protagonizando un proceso de reajuste morfológico dado los cambios en las características hidráulicas de los tramos aguas arriba provocados por la recanalización del San Urbano

2) Los errores tipo II, asociados a una mala estimación del alfa, son predominantemente por defecto (5 de las 7 secciones analizadas). Se ha buscado una relación entre estos errores y la bondad de la regresión geométrica de partida (ec. (31) a (35)). Se ha regresado los errores tipo II contra el coeficiente de las regresiones mencionadas (tabla 5, columnas 4 y 5) sin obtener una buena correlación ($r = 0,065$). Esto indica que no existe relación alguna entre ellos, manifestando que los altos errores no dependen de una mala correlación entre variables geométricas. Entonces, se pone en evidencia la necesidad de inspeccionar otras maneras de relacionar el alfa con características morfológicas del perfil, al menos para los cursos estudiados. Los errores tipo II sólo afectan la estimación de los coeficientes F y G de las ecuaciones potenciales h-v y h-Q como se ha demostrado precedentemente [ec. (58) y (59)].

3) En la conformación de los coeficientes F y G intervienen los errores en la estimación del parámetro alfa y del exponente m de la ecuación de onda cinemática. Como se ha visto anteriormente el error del alfa interviene directamente, no ocurriendo lo mismo con el error de estimación del m que aparece en forma absoluta como exponente con una base en función de parámetros geométricos. Esto complica la identificación de la preponderancia de uno u otro, en la estimación de los coeficientes F y G. Entonces, ante la imposibilidad de una interpretación analítica, se ha realizado una correlación múltiple entre los errores de segundo y tercer tipo contra los derivados de los coeficientes F y G demostrándose que el peso relativo de la mala estimación del alfa es mayor que el del exponente m para la estimación de ambos coeficientes (F y G). En cambio, en la determinación de los exponentes Φ y Γ sólo se ven afectados por el error tipo III del exponente m [ec. (60) y (61)] como puede apreciarse, además, en la tabla 5.

4) Los errores tipo IV, provocados por malas correlaciones geométricas entre el perfil real y el equivalente, son despreciables en todos los casos (columna 7, tabla 5). Los coeficientes de dichas correlaciones superaron el valor de 0,997. En algunos casos, la ecuación de la parábola generalizada amortigua las formas rectangulares o triangulares de los perfiles reales, por ejemplo en la sección P02 (cuadro 4, fig. 2) según los exponentes deducidos de datos de aforos la forma del perfil es más rectangular (ω más pequeño) que la presentada por Geometría Hidrológica. Similar situación se da para la sección P08 en donde aquí el perfil real es "más triangular" que el equivalente.

5) Existe cierta relación entre el coeficiente de variación del parámetro alfa y los errores relativos del exponente Γ ($r = 0,8992$) lo que evidencia que a pesar de que el alfa no

interviene en la estimación del Γ [ec. (53)] éste se ve afectado por su variabilidad con la altura.

6) Las correlaciones entre el tirante hidráulico y la velocidad y/o caudal no fueron mejores que las determinadas con la altura como variable independiente. Los errores de estimación del coeficiente de la ecuación potencial $Q = J.D^\Gamma$ son mayores que para el G ($Q = G.h^\Gamma$) las correlaciones con los datos de aforos son mejores para la variable h que para el tirante hidráulico D. Esto puede explicarse dado que la altura es una función creciente de la cota del pelo de agua, en cambio, el tirante hidráulico (como el radio hidráulico) decrece con la cota cuando se alcanza o supera el umbral de desborde. Si bien las ecuaciones se plantean hasta éste límite superior irregularidades en la geometría del curso pueden trasladarse a la función del tirante hidráulico-altura, perturbando la relación D-Q.

7) Las correlaciones velocidad vs. altura y caudal vs. altura de los valores aforados fueron muy buenas (los coeficientes de correlación de las siete secciones consideradas no fueron menores a 0.8372 para las velocidades y 0.9683 para caudales, con promedios de 0.9172 y 0.9840, respectivamente) ratificando la validez de las aproximaciones potenciales para vincular la altura con variables hidráulicas. La mejor correlación del caudal con la altura en comparación con la velocidad obedece a una menor dispersión de los datos de caudales.

3. BIBLIOGRAFIA.

Caamaño Nelli G; 1985a; "*Geometría Hidrológica: Los Parámetros de Onda Cinemática*"; XII Congreso Nacional del Agua; Mendoza.

Caamaño Nelli G; 1985b; "*Geometría Hidrológica: La Curva de Descarga para Cursos no Aforados*"; XII Congreso Nacional del Agua; Mendoza.

Caamaño Nelli G; 1986a; "*Geometría Hidrológica: La Relación Genérica entre Altura y Caudal en Secciones Naturales*"; Centro de Investigaciones Hídricas de la Región SemiÁrida (CIHRSA); V.Carlos Paz.

Caamaño Nelli G; 1986b; "*El programa PERFIL*"; Centro de Investigaciones Hídricas de la Región SemiÁrida (CIHRSA); V.Carlos Paz.

Keulegan G H; 1938; "*Laws of Turbulent Flow in Open Channels*"; J.Research; paper RP 1151; US; National of Bureau of Standard; vol 21.

Kirkby M J; 1977; "*Maximum Sediment Efficiency as a Criterion for Alluvial Channel*"; Cap 27 in *River Channels Changes*; Edit J K Gregory, John Wiley and Sons; Belfast.

Leopold L B, Maddock T; 1953; "*The Hydraulic Geometry of Stream Channels and some Physiographic Implications*"; Geological Survey; Professional paper 252; US Department of Interior; Washington.

Leopold L, Wolman G, Miller J; 1964; "*Fluvial Processes in Geomorphology*"; Freeman & Company; San Francisco.

Lighthill M J, Whitham G B; 1955; "*On Kinematic Waves in Flood Movement in Long Rivers*"; Proceedings Royal Society; vol 229; London.

Price R, Harrison M; 1975; "*Flood Routing Studies*"; Flood Studies Report; Vol.III; Natural Environmental Research Council; London; England.

Ricardi G; 1989; "*Análisis Comparativo de Modelos Matemáticos Hidrodinámicos y sus Aplicaciones*"; Informe de Avance Beca Iniciación Consejo de Investigaciones de la UNR; inédito.

Woolhiser D, Liggett J; 1967; "*Unsteady One-Dimensional Flow Over a Plane- The Rising Hydrograph*";

Water Resources Research; 3(3); 753-771.

Zimmermann E; 1990; Primer Informe Beca Perfeccionamiento CONICET; Departamento de Hidráulica; FCEIA; UNR; inédito.

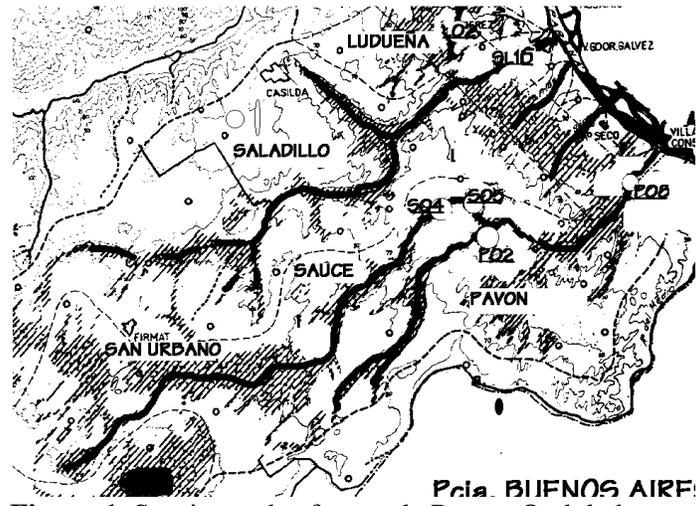


Figura 1. Secciones de aforo en la Pampa Ondulada

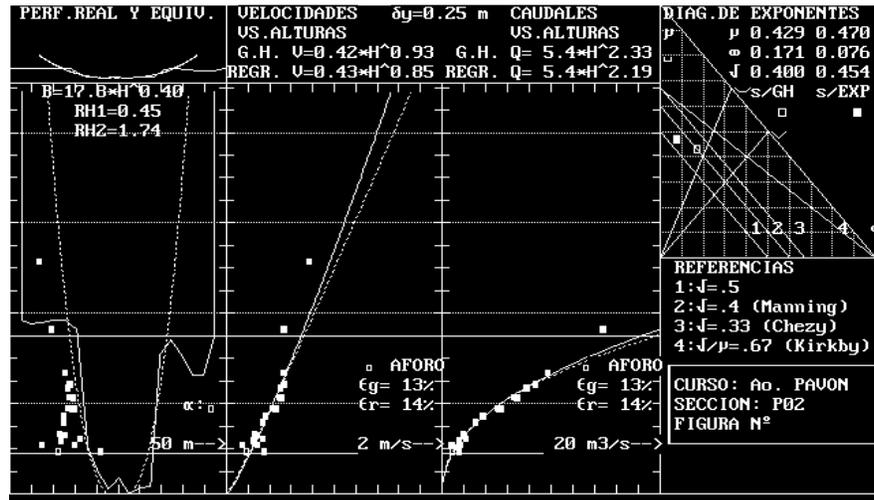


Figura 2

