

Republica de Venezuela

Aplicación de los Programas de
Computadora al Caso Río Santo Domingo
, Estado Barinas

CALCULO DE CAUDALES BAJOS Y DESARROLLO
RECURSOS HIDRAULICOS

Calculo de flujo No-Uniforme

Agencia de Cooperación Internacional
del Japón

JICA

INDICE

1. NORMA TÉCNICA DEL JAPÓN	1
----------------------------------	---

"Norma Técnica sobre Ríos y Sabo (Ministerio de Construcción)"

CAPITULO 6 CALCULO DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD Y NIVEL DE AGUA

2. EXPLICACION SOBRE USO DE PROGRAMA DE COMPUTADORA	45
---	----

2.1 Cálculo de Flujo No-Uniforme

VFLOW.FOR

1 NORMA TÉCNICA DEL JAPÓN

"Norma Técnica sobre Ríos y Sabo (Ministerio de Construcción)"

CAPÍTULO 6 CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD Y NIVEL DE AGUA

THEORETICAL BACKGROUND

3.1. THEORETICAL FRAMEWORK OF THE PROPOSED MODEL

3.1.1. THEORETICAL FRAMEWORK OF THE PROPOSED MODEL

CAPITULO 6 CALCULO DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD Y NIVEL DE AGUA

Sección 1 General

Este capítulo prescribe el método estándar para calcular el coeficiente de rugosidad y el nivel de agua de los ríos.

Sección 2 Coeficiente de Rugosidad

2.1 General

El cálculo del nivel del agua para los ríos debe generalmente ser hecho usando el coeficiente de rugosidad de Manning.

Explicación:

El coeficiente de rugosidad expresando el grado de resistencia del curso del río es uno de los valores numéricos básicos necesitados cuando se realizan varios cálculos hidráulicos para los ríos. Convencionalmente, el coeficiente de Chézy, la rugosidad equivalente y las fórmulas basadas en la teoría de régimen fueron usadas en adición al coeficiente de Manning, pero el coeficiente de rugosidad de Manning es el más ampliamente usado para el cálculo del nivel de agua de los ríos. Ya que elementos no claros de las corrientes están contenidos en cantidades en el coeficiente de rugosidad, su precisión es limitada a dos dígitos significativos.

El coeficiente de rugosidad de Manning es normalmente expresado por el símbolo n , pero el coeficiente de rugosidad compuesto es a veces expresado por N para el curso de los ríos con secciones transversales compuestas.

Para los valores del coeficiente de rugosidad usados para planificar, refiérase al Capítulo 9, en el Volumen de Planificación.

2.2 Revisión del Coeficiente de Rugosidad

2.2.1 Revisión del Coeficiente de Rugosidad

Los coeficientes de rugosidad para los ríos deben ser examinados para el flujo bajo y para la descarga de crecida basada en tanta data observada como sea posible.

Explicación:

Coefficientes de rugosidad altamente precisos se requieren para los cálculos del nivel de agua de los ríos. Sin embargo, el coeficiente de rugosidad fluctúa de año en año aun para la misma sección del mismo río. Estas fluctuaciones son causadas por muchos elementos listados a continuación, y por lo tanto, la observación constante y la verificación son necesarias para hacer al coeficiente de rugosidad tan preciso como sea posible.

1. Cambios por cantidades hidráulicas

- (1) Las formas del lecho del río (tales como los fenómenos de ocurrencia, desarrollo, desaparición e histéresis de los fenómenos de escarceos y bancos de arena) y las fluctuaciones del lecho del río durante las crecidas
- (2) El aumento o disminución en la rapidez del transporte de sedimentos, especialmente en la rapidez de la carga suspendida
- (3) La forma del hidrograma

2. Cambios debidos a las formas longitudinales y transversales del curso de los ríos

- (1) Cambios repentinos en la profundidad media hidráulica (cuando la influencia del componente de la sección transversal existe)
- (2) La ocurrencia de desvío y aguas muertas en el curso del río
- (3) Vegetación (crecida en verano y crecida en invierno)
- (4) Cuña de agua salada cerca de la boca del río

3. Excavación artificial y mejoras del lecho de los ríos, y bajadas y subidas del lecho de los ríos**4. Errores en las medidas y otros**

- (1) Errores en las medidas del caudal, de la velocidad media y del gradiente de la superficie del agua
- (2) Errores en la mediciones de la profundidad del agua y de la profundidad media hidráulica y en la remoción de aguas muertas
- (3) Errores debido al depósito del curso del río (errores en el caudal debido a la deformación de la onda de crecida)
- (4) Errores en la medición en las marcas del nivel de agua de las crecidas
- (5) Errores en los cálculos del coeficiente de rugosidad

2.2.2 Coeficiente de Rugosidad para el Curso del Río

Como el coeficiente de rugosidad para el curso de los ríos, los valores óptimos basados en los cálculos invertidos por tales como los cálculos de flujo no uniforme deben ser usados.

Como el coeficiente de rugosidad para un tramo relativamente corto, un valor obtenido por cálculos invertidos a partir de los cálculos de flujo uniforme para el tramo podrían ser usados. Sin embargo, el coeficiente de rugosidad determinado por este método debe ser usado sólo para el tramo como una regla.

Explicación:

El coeficiente de rugosidad calculado invertidamente por los cálculos de flujo uniforme es el coeficiente de rugosidad medido para el tramo relevante, podría no ser capaz de representar un tramo largo aguas arriba y aguas abajo, y es normalmente diferente del valor de n determinado por los cálculos no uniformes. Sin embargo, este puede ser una mejor estimación donde otros valores medidos no estén disponibles.

[Referencia 6.1] El Coeficiente de Rugosidad para un Canal de Flujo Bajo, el Coeficiente de Rugosidad para un Canal de Crecida y el Coeficiente de Rugosidad Compuesto

El coeficiente de rugosidad representando la resistencia a cada corriente en un canal de flujo bajo y un canal de crecida es llamado el coeficiente de rugosidad para canal de flujo bajo y coeficiente de rugosidad para canal de crecida, respectivamente.

Y los valores de rugosidad sintetizados de acuerdo con el método de Ida son llamados el coeficiente de rugosidad compuesto.

El coeficiente de rugosidad para el canal de aguas bajas es el determinado por los cálculos del flujo no uniforme para el caudal que normalmente está por debajo del canal de crecida. Pero este coeficiente es a menudo aplicado aún el caudal por encima del canal de crecida. El coeficiente de rugosidad para el canal de crecida determinado por los cálculos invertidos a partir de los cálculos no uniformes, es establecido para un gran caudal por encima del canal de crecida, bajo la suposición de que otro caudal que no sea la llevado por el canal de aguas bajas será llevado por el canal de crecida. Si el coeficiente es determinado por los cálculos invertidos a partir de los cálculos del flujo uniforme, el coeficiente es determinado para el canal de crecida por el método explicado en la [Referencia 6.4]. Sin embargo, para los ríos donde se esperen cambios en la forma del

lecho del río del canal de flujo bajo, el coeficiente de rugosidad para el canal de flujo bajo no puede ser constante desde las descargas pequeñas a las descargas grandes, así que a veces resultará una contradicción. En este caso, se requiere re-medir la velocidad para ambos, el canal de crecida y el canal de flujo bajo, en una sección uniforme del curso del río cuando la descarga es grande para encontrar un coeficiente de rugosidad más apropiado. Refiérase a la [Referencia 6.13.2] para el método de Ida.

[Referencia 6.2] Valores Típicos del Coeficiente de Rugosidad

El coeficiente de rugosidad para los ríos o canales está aproximadamente en el rango establecido a continuación.	
Los canales artificiales y los ríos mejorados	
Condición del río y del canal	Rango de la "n" de Manning
Ríos naturales	0.014 - 0.020
Canal de concreto artificial	0.021 - 0.030
Canal semitubular espiral	0.025 (media)
Canal pequeño con bancos inclinados de piedra (lecho de fango)	0.035 - 0.05
Roca base como excavada	0.025 - 0.04
Roca base arreglada	0.016 - 0.022
Lecho del río arcilloso con velocidad no ocasionando erosión	0.020 (media)
Suelo arenoso, suelo arcilloso	0.025 - 0.033
Lecho dragado por cable de arrastre con poca maleza	
Condición del río y del canal	Rango de la "n" de Manning
Canal pequeño en llanuras sin malezas	0.025 - 0.033
Canal pequeño en llanuras con malezas	0.030 - 0.040
Canal pequeño en llanuras con muchas malezas y guijarros en el lecho	0.040 - 0.055
Curso de agua en región montañosa con grava y guijarros	0.030 - 0.050
Curso de agua en región montañosa con guijarros y piedra rodada	Por encima de 0.040
Curso de agua grande con arcilla, lecho arenoso, ligeramente meandroso	0.018 - 0.035
Curso de agua grande con piedra rodada en el lecho	0.025 - 0.040

Los valores de arriba son dados simplemente par mostrar el rango de valores medidos anteriormente y no limitará el coeficiente de rugosidad calculado. El coeficiente de rugosidad para ríos y canales es gobernado por muchos elementos, y los valores del coeficiente de rugosidad usado para los cálculos de flujo no uniforme para ríos típicos en Japón son mostrados en la Figura 6-1 con relación a los materiales del lecho del río.

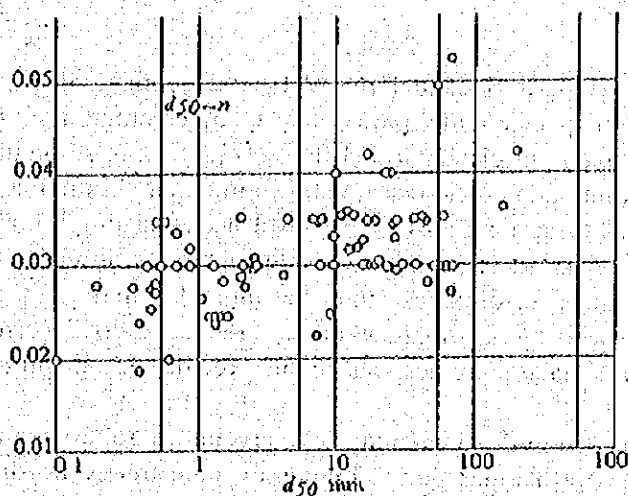


Figura 6-1: Valores del Coeficiente de Rugosidad en Puntos Estándar en Ríos de Japón

Los valores mostrados en la fig. 6-1 tienden a elevarse generalmente hacia la derecha, esto es, el coeficiente de rugosidad tiende a aumentar a medida que el tamaño del grano de los materiales del lecho aumenta. Sin embargo, el valor de n es distribuido en un rango relativamente amplio aún en el tramo del curso del río sobre tierras planas donde la arena fina más pequeña que 1 mm. para d_{50} (50% del tamaño del grano) está presente. Esto ocurre primeramente, porque la forma del lecho del río (bancos de arena) se desarrolla en respuesta a las cantidades hidráulicas; En segundo lugar, las secciones son irregulares (la sección transversal compuesta o cambios en la sección longitudinal en un tramo corto), y en tercer lugar debido a los meandros y las curvas. Se debe notar que el coeficiente es grandemente afectado por las secciones irregulares, los meandros y curvas para ríos con arenas finas.

Por otra parte, en los tramos con tamaños de grano grande, el coeficiente es menos afectado por la forma del lecho del río y es más afectado por el tamaño del grano ya que la profundidad del agua es normalmente pequeña, y grandemente afectado por las secciones irregulares y las curvas.

2.3 Medición de las Marcas de Crecidas

Las marcas de crecidas deben ser medidas para examinar el coeficiente de rugosidad. Las marcas de crecida deben ser medidas tan densamente como sea posible y tan rápidamente como sea posible en ambas márgenes, el derecho y el izquierdo.

Explicación:

Las marcas de crecida para el caudal real deben ser conocidas para examinar el coeficiente de rugosidad. Especialmente para calcular inversamente el coeficiente de rugosidad para la descarga pico por el cálculo del flujo no uniforme, se requiere conocer el nivel máximo del agua durante una crecida en muchos puntos en el curso del río. Para este propósito, la data proveniente de los registros del nivel del agua por hora tomado en las estaciones de observación registradoras son insuficientes, de manera que los registros de los limnómetros de nivel de aguas máximas así como la altura las marcas de la crecida son también utilizadas. El arrastre y las marcas de la crecida y los acarreos deben ser investigados y medidos inmediatamente después de una crecida, de otra forma estas pronto se perderán.

La precisión de la medición de las marcas de la crecida es gobernada por la precisión en la determinación de las posiciones de los puntos de muestreo y de su nivelación. La precisión también es gobernada por la desviación del tiempo entre el nivel de aguas máximo y el caudal máximo, aumento en el nivel del agua debido a la acción del viento durante las crecidas (especialmente en la costa de sotavento cuando la longitud expuesta a la acción del viento es larga), la diferencia en el nivel del agua entre el banco derecho y el izquierdo en una curva, o el movimiento del arrastre por acción del viento o del hombre después de las crecidas. Por lo tanto, se requiere medir densamente las marcas de las crecidas en la dirección longitudinal tan rápidamente, como sea posible, después de una crecida en ambos márgenes derecho e izquierdo, mientras cuidadosamente se chequean las marcas de la crecida una por una. Con respecto a los intervalos de las marcas de la crecida, se desea tomar por lo menos una muestra cada 50 a 100 m. para porciones rectas del curso del río. En los ríos de pendientes empinadas donde puedan ocurrir flujos supercríticos pueden ocurrir, las marcas de la crecida, creadas por el salpicar del agua pueden a veces encontrarse, pero nunca deben usarse.

Refiérase a la sección 7.2 "Levantamiento de las Marcas de Crecidas", Capítulo 18 "Levantamientos", en el Volumen de Levantamiento.

[Referencia 6.3] Medición de la Pendiente de la Superficie del Agua

Cuando se mide la pendiente de la superficie de agua para encontrar el coeficiente de rugosidad local, una mayor precisión puede ser esperada usando la distancia apropiada entre secciones basado en la pendiente promedio en el lugar relevante.

Considerando la fórmula de Manning de $Q = (AR^{2/3}1^{1/2})n$ en un tramo de flujo uniforme, la siguiente fórmula para los errores pueden ser deducida:

$$\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{\Delta n}{n} + \frac{\Delta A}{A} + \frac{2}{3} \frac{\Delta R}{R} + \frac{1}{2} \frac{\Delta I}{I}$$

Si cada uno de, la descarga (Q), el área de la sección transversal (A), la profundidad media hidráulica (R) y la pendiente de la superficie del agua (I) tiene un error del 10% entonces el error afectando el coeficiente de rugosidad será de 10%, 10%, 6,7% y 5% respectivamente, por lo tanto la influencia de la pendiente del nivel del agua es relativamente pequeña. Sin embargo, la precisión en la medición de la pendiente de la superficie de agua es a veces muy baja comparada con las otras cantidades. Esto es, si la verdadera diferencia en el nivel del agua de un tramo con distancia L es H y el error medido es ΔH , el error medido de la pendiente de la superficie de agua es $I' = (H + \Delta H)/L$, $I = H/L$ así la siguiente fórmula es obtenida:

$$\frac{\Delta I}{I} = \frac{I' - I}{I} = \frac{\Delta H}{H}$$

Por lo tanto, para reducir la tasa de error de la pendiente de la superficie de agua, la tasa de error de la lectura del nivel del agua debe ser reducida. Normalmente la tasa de error $\Delta H/H$ puede ser reducida a medida que ΔH se hace mayor. Si la tasa de error de la pendiente de la superficie del agua puede ser igualada a esa del caudal o a la del área de la sección transversal, $\Delta H/H$ es permitido ser 0,2 para $\Delta Q/Q = 0,1$. Si ΔH es 2 cm, H puede ser 10 cm. Así, L.L. = 10 cm. debería ser satisfecho, de manera que los estándares para la distancia permitida entre los dos limnómetros correspondientes a la pendiente de la superficie de agua en el campo pueden ser:

Pendiente de la superficie de agua	Distancia permitida
1/500	50 m
1/1000	100 m
1/2000	200 m
1/5000	500 m

Si la precisión del caudal es más pobre que el 10%, la distancia permisible puede ser reducida. Aún en este caso, muchos esfuerzos deben ser hechos para ser la precisión tan alta como sea posible. Si las distancias mostradas arriba no pueden ser realmente usadas, el error absoluto de ΔH debe ser pequeño. La pendiente de la superficie del agua puede ser medida por un manómetro así como también por las mediciones del nivel del agua usando limnómetros, pero una alta precisión debe ser mantenida determinando cuidadosamente la ubicación de la instalación y haciéndole el mantenimiento. El coeficiente de rugosidad en la sección de flujo supercrítico puede ser casi que solamente determinado por la pendiente de la superficie de agua pero la medición de la pendiente de la superficie de agua es normalmente muy difícil comparada con la sección de flujo subcrítico.

La ubicación de la instalación de los limnómetros debe ser seleccionada apropiadamente, porque esto es más importante que la precisión en la lectura de los limnómetros para encontrar la media correcta de la pendiente de la superficie del agua. La ubicación debe ser cuidadosamente seleccionada refiriéndose al Capítulo 2 "Levantamiento del Nivel de Agua", en el Volumen del Levantamiento.

2.4 Cálculos Invertidos del Coeficiente de Rugosidad Usando las Marcas de Crecida

2.4.1 Selección de las Marcas de Crecida

En la selección de las marcas de crecida a ser utilizadas para calcular invertidamente el coeficiente de rugosidad, debe darse importancia a las más precisas.

Explicación:

Si los niveles de agua obtenidos a partir de las marcas de crecida son muy diferentes los unos de los otros y ellos son considerados que tienen casi la misma precisión de medición, no es deseable seleccionar sólo ciertas marcas de crecidas con una idea fija desde el comienzo. Siempre se requiere calcular la forma de la superficie del agua varias veces y entonces secuencialmente descartar solamente esos datos que no pueden ser debidamente explicados. Si el nivel del agua varía grandemente entre las márgenes izquierdo y derecho o las marcas de crecida aguas abajo están más altas que aquellas en las aguas arriba, se requiere encontrar un coeficiente de rugosidad correspondiente al valor medio del nivel de agua calculado siempre y cuando la precisión de la data sea considerada ser la misma.

2.4.2 Selección del Método para el Cálculo Invertido del Coeficiente de Rugosidad

El método de calcular invertidamente el coeficiente de rugosidad usando las marcas de la crecida debe ser como sigue dependiendo del tipo, precisión e intervalo de la data:

1. Donde existe la data de las marcas de crecida y caudal densamente y longitudinalmente: Los cálculos invertidos de los cálculos del flujo no uniforme y de los cálculos de flujo inestable.
2. Donde existe solamente la data tomada en estaciones de observación del nivel del agua relativamente esparcidas: Los cálculos invertidos de los cálculos del flujo uniforme (para el tramo con sección transversal uniforme solamente) y los cálculos de flujo no uniforme.
3. Donde existe solamente la data tomada en dos o tres puntos en una sección corta: Los cálculos invertidos de los cálculos uniformes.

[Referencia 6.4] El Método de Calcular Invertidamente el Coeficiente de Rugosidad a partir de los Cálculos de Flujo Uniforme

Donde el número de las marcas de crecida es pequeño o la sección transversal cambia poco longitudinalmente, el coeficiente de rugosidad local allí o el coeficiente de rugosidad aproximado en el tramo incluyendo porciones aguas arriba y aguas abajo puede ser estimado por los cálculos invertidos de los cálculos de flujo uniforme.

Si la diferencia del nivel del agua entre dos puntos es ΔH , apartados el uno del otro longitudinalmente por ΔX , la velocidad media del agua en el tramo es V , y la profundidad hidráulica media es R , entonces "n" de Manning puede ser dado por

$$n = R^{2/3} \sqrt{\Delta H / \Delta X} / V$$

[Referencia 6.5] Método de Calcular Invertidamente el Coeficiente de Rugosidad por los Cálculos del Flujo No-uniforme

Donde hay una diferencia considerable en la forma de la sección transversal longitudinalmente en un tramo sin influjo lateral, el coeficiente de rugosidad puede ser calculada invertidamente por la fórmula siguiente en el cual la pendiente de la superficie de agua es reemplazada por el gradiente de energía:

$$n^2 = 2 \left\{ \left(H_2 + \frac{V_2^2}{2g} \right) - \left(H_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) \right\} / \left\{ \left(\frac{V_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{V_2^2}{R_2^{4/3}} \right) \Delta X \right\}$$

donde, el suscrito 1 es para la cantidad hidráulica de la sección aguas abajo y el suscrito 2 es para la cantidad hidráulica de la sección aguas arriba.

El método arriba mencionado puede dar una precisión mas alta comparado con el método mencionado en la [Referencia 6.4] para el tramo donde la sección transversal varía considerablemente. Sin embargo, al igual que el método de la [Referencia 6.4], el valor de "n" así obtenido es un valor local.

[Referencia 6.6] Método Estándar para el Cálculo Invertidamente del Coeficiente de Rugosidad por los Cálculos de Flujo No-uniforme

Cuando se encuentra exhaustivamente el coeficiente de rugosidad desde la parte aguas abajo a la parte aguas arriba de un río, y existe un tramo relativamente largo que tiene un coeficiente de rugosidad casi constante, el coeficiente de rugosidad puede ser calculado invertidamente por el siguiente método estándar:

1. Método calculado sucesivo estándar

Este método debe ser usado para los cálculos del flujo no-uniforme. La pérdida de energía debe ser la media aritmética de dos secciones. El error truncado, expresado por la diferencia en la magnitud de la energía, debe ser (gradiente del lecho del río por la longitud del tramo) $\times$ (1/20 a 1/50). Si este error ha de hacerse mayor, el método de cálculo seleccionado debe ser capaz de hacer la acumulación del error tan pequeña como sea posible.

2. Intervalo de las secciones en los cálculos

El intervalo ΔX es a menudo fijado a ser 200 mt, pero debe ser debidamente seleccionado dependiendo del ancho del río. Un intervalo de $\Delta X = 500$ m., puede ser usado si no existe levantamiento de secciones transversales en el medio. El intervalo debe ser 1/10 del anterior en zonas con descenso rápido del nivel o los cambios repentinos de gradiente. Si no existen tantas secciones levantadas, las características de la sección pueden ser determinadas por la interpolación entre secciones adyacentes.

3. Método de cálculo

El método de los cálculos para la sección transversal única o sección transversal compuesta debe ser usada. El método de IDA debe ser usado para calcular sobre la sección transversal compuesta.

4. Data del caudal

Los estimados obtenidos a partir de la curva de gastos en las estaciones de observación de caudal o la curva de gastos determinada a partir del caudal observado debe ser usada.

5. Sección transversal

El perfil lateral medido después de la crecida debe ser usado.

6. Establecimiento del tramo con coeficiente de rugosidad constante

El tramo con un coeficiente de rugosidad constante es deseado que sea tan largo como sea posible. El punto de cambio del coeficiente de rugosidad puede ser determinado ya sea mecánicamente o considerando los materiales del lecho del río o la forma longitudinal y las secciones transversales.

7. Determinación del coeficiente de rugosidad

Para el tramo donde el coeficiente de rugosidad se considera que es constante, el coeficiente de rugosidad para el tramo debe ser así determinado como para hacer la variación de las marcas de crecida alrededor de la línea de regresión la más pequeña, cuando el perfil del nivel de agua longitudinal calculado para un coeficiente de rugosidad constante es tomado como que es la línea de regresión.

1. El gradiente de energía a ser usada para los cálculos puede ser expresada por varios métodos. Cuando la pérdida entre dos secciones es dada por he, el método mencionado en la [Referencia 6.13.1] debe ser usado como un estándar. El error truncado de 1 mm. significa que la diferencia entre la energía potencial calculada y la energía potencial real es un milímetro en lugar de un milímetro de diferencia en el nivel del agua. En el comportamiento de marea donde el gradiente es suave, un milímetro de error puede ser demasiado grande, por otra parte, el error puede ligeramente mayor en un tramo donde el gradiente es empinada. Si existen muchas secciones para los cálculos del nivel del agua, es deseable usar un método de cálculo, el cual pueda reducir grandemente los errores acumulados en los cálculos.
2. Al menos una marca de crecida con alta precisión es necesaria por cada 200 a 500 mt. de distancia longitudinal en cada lado de los bancos, y su precisión debe ser alta. Es generalmente difícil muestrear marcas de crecida precisas solamente en los puntos de cálculo del nivel del agua, y por tanto es deseable muestrear marcas de crecidas precisas tantas como sean posibles. Para el significado de y el método de determinar la sección interpolada, refiérase a la Sección 5 en este capítulo.
3. Para las fórmulas de cálculo para la sección transversal única y la sección transversal compuesta, refiérase a la [Referencia 6.13], Sección 5 en este capítulo.
4. Para la sección donde el hidrograma está considerablemente deformado o la confluencia o desviación, se requiere usar la descarga que fue examinada separadamente.
5. Para los tramos donde el coeficiente de rugosidad puede ser considerado como constante, cada valor de los siguientes debe estar dentro del rango entre 0,5 y 1,5:

$$\frac{A}{A_0}, \frac{B}{B_0}, \frac{D}{D_0}, \frac{I}{I_0}$$

donde, A, B, D e I, son respectivamente el área de la sección transversal del río, el ancho del río, la media del tamaño de grano y el gradiente, y el subscrito o muestra el valor medio dentro del tramo. Adicionalmente, el punto de cambio del coeficiente de rugosidad a menudo corresponde a los repentinos puntos de cambios en la pendiente de la superficie de agua, el ancho del río y los materiales del lecho del río. Para detectar mecánicamente el punto de cambio en n por computadora, el valor movable de la desviación estándar formada por el nivel de agua y las marcas de crecidas calculadas debe ser tomado, y así el punto donde esta valor obviamente aumenta o disminuye y su tendencia cambia debe ser considerado como el punto de cambio de " n ". La desviación estándar formada por una combinación de m número de niveles de agua y marcas de crecidas calculadas es definida por:

$$\sigma = \sqrt{(\sum (HK - H)^2) / m}$$

Entonces, el punto de cambio puede ser relativamente fácilmente determinado examinando la tendencia de los valores movibles de la desviación estándar obtenida cambiando los datos hacia aguas arriba uno por uno, con m fijo, por ejemplo $m=10$, y también examinando la tendencia de los valores movibles de la siguiente ecuación para la diferencia del nivel del agua moviendo los datos hacia aguas arriba uno por uno:

$$HM = \frac{1}{m} \sum (HK - H)$$

Donde, HK es el nivel de agua calculado, y H es el nivel de la marca de crecida.

6. Aún si " n " es mecánicamente determinado por el método de los mínimos cuadrados, es deseable reconfirmar la validez de " n " comparando finalmente el nivel de agua calculado con las marcas de crecida por examen visual.

[Referencia 6.7] Correcciones del Caudal Usado para los Cálculos

Cuando se calcula invertidamente el coeficiente de rugosidad por los cálculos de flujo no-uniforme usando las marcas de crecidas, el caudal máximo pasó a través de la sección transversal relevante y el tramo debe ser usado.

Cuando se determina el coeficiente de rugosidad por los cálculos invertidos de los cálculos de flujo no-uniformes, el caudal medido o el caudal determinado a partir de curva de gastos debe ser usada como una regla. Sin embargo, el caudal debe ser corregido si el caudal pico no puede ser medido, una sección para la cual la curva de gastos puede ser

usada no está disponible cerca; un lazo extremo es visto, o la onda de la crecida está considerablemente deformada.

Si la descarga pico no ha sido medida, se requiere examinar la porción medida del hidrograma y apropiadamente encontrar la curva de gastos por interpolación o extrapolación. Si solamente están disponibles los resultados de la observación del caudal en un tiempo considerablemente lejano del tiempo pico y la crecida es más grande que la descarga máxima en el pasado, entonces el coeficiente de rugosidad debe ser calculado por ensayo haciendo los cálculos del flujo no-uniforme para utilizar efectivamente el caudal observado y el nivel del agua medido en ese tiempo, y entonces es requerido mejorar la precisión de la extrapolación para el pico del caudal y la curva de gastos. Si la sección para la cual curva de gastos puede ser usada está demasiado lejos, o la onda de la crecida dentro del tramo a ser calculado es considerado que está deformado, entonces los cálculos de flujo inestable deben ser hechos usando el coeficiente de rugosidad medido teniendo la precisión más alta en el pasado y entonces la reducción del caudal pico debe ser estimada. Si hay una cuenca retardadora, confluencia, desviación o un dique roto, las correcciones apropiadas son necesarias. Si la curva de gastos muestra un lazo durante una crecida cuando se estima el caudal a partir de la curva de gastos, el caudal debe ser corregido por el método de Linsley, método basado en el cambio del nivel del agua o métodos basados en la diferencia del nivel del agua.

2.4.3 Cálculos Invertidos del Coeficiente de Rugosidad por los Cálculos del Flujo Inestable

Si se requiere calcular invertidamente el coeficiente de rugosidad para variar escalas de crecida seriamente para un río para el cual suficiente data de observación de crecida está disponible, los cálculos de flujo inestable pueden ser usados.

[Referencia 6.8] Método para el Cálculo Invertidamente de Coeficiente de Rugosidad por el Cálculo de Flujo Inestable

La siguiente fórmula es obtenida resolviendo la ecuación del movimiento de flujo inestable con respecto a "n":

$$n^2 = \frac{A^3 R^{4/3}}{|Q| \cdot Q} \left\{ \frac{1}{gA} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{2QB}{gA^2} \cdot \frac{\partial H}{\partial t} - \frac{Q^2 B}{gA^3} \left(1 + \frac{\partial H}{\partial X} \right) + \frac{\partial H}{\partial X} \right\}$$

Usando data de dos secciones o de un grupo de estaciones de observación del nivel de agua y del caudal y calculando el lado derecho de la ecuación de arriba por el método de la diferencia, es posible determinar el cambio con el tiempo en el coeficiente de rugosidad para una sección durante una crecida o la media del coeficiente de rugosidad del río durante una crecida (la media de los extremos aguas arriba y aguas abajo). Si fuese necesario, la ecuación de continuidad de $\partial A / \partial t + \partial Q / \partial X = 0$ las curvas de gastos de cada

sección (basada en los valores medidos) y la curva del nivel del agua vs. el área de la sección transversal deben ser usadas adicionalmente.

Sin embargo, el coeficiente de rugosidad varía de acuerdo con muchos factores, pero la mayoría de los ríos no tienen tantas estaciones de observación y por lo tanto no es siempre posible hacer los cálculos para todos estos factores. Por tanto, no es fácil usar realmente (o explicar físicamente), el "n" calculado excepto para los casos donde una alta correlación es encontrada entre el coeficiente de rugosidad y la escala de la crecida de hacer muchos cálculos.

Los cambios con el tiempo para el coeficiente de rugosidad pueden también ser conocidos calculando inversamente a "n" por medio de los cálculos de flujo uniforme para cada momento entre estaciones adjuntas:

2.4.4 Estimación del Coeficiente de Rugosidad Usando los Materiales del Lecho del Río.

Para los ríos donde suficiente data hidráulica no está disponible, el coeficiente de rugosidad puede ser estimado a partir de los materiales provistos en el lecho del río. La precisión es mejorada comparando los estimados con aquellos de otros ríos similares o haciendo observaciones posteriormente.

[Referencia 6.9] Estimación del Coeficiente de Rugosidad Usando los Materiales del Lecho del Río

Con el propósito de confirmar la validez del coeficiente de rugosidad calculado inversamente o la estimación del coeficiente de rugosidad de ríos con poca data, los materiales del lecho del río para el tramo del río es uno de los índices más significativos. Esto es, de acuerdo con la hidráulica de los sedimentos, la resistencia de los lechos móviles del río es expresada por la suma de la resistencia de roce de la superficie de los materiales del lecho y la forma de la resistencia debido a la forma del lecho (tal como barras de arena y marcas de rizos) sobre la superficie del lecho del río. La resistencia de roce de la superficie corresponde a la resistencia de los pisos fijos y puede ser relativamente fácilmente estimada. Sin embargo, la predicción de la forma del lecho del río que es producida, desarrollada y perdida dependiendo del tamaño del grano y de las cantidades hidráulicas, y la cantidad de la resistencia de la forma basada en la predicción no puede ser determinada siempre claramente y teóricamente aún en los experimentos de canales bajo condiciones bien controladas.

En el presente, la aproximación de la deducción empírica en la cual los valores experimentales para muchos parámetros introducidos, basados en el estudio teórico y el análisis dimensional son arreglados para explicar cuantitativamente los fenómenos, es considerado a ser superior a la aproximación teórica. Aunque en muchos estudios ha sido hecho con respecto a esta aproximación, el método de Kishi-Kuroki para estimar la

rugosidad del lecho del río que se mueve usando los alcances de la hidráulica de sedimentos será explicado debajo.

Este método está basado en los resultados del estudio por Engelund, para el cual el parámetro importante R/d es sumado y las correcciones son hechas. En este método, las categorías de los lechos de río (lecho de río de duna, lecho de río de transición, lecho del río llano y lecho de río de antiduna) son determinados usando el tamaño de los materiales del lecho del río y las cantidades hidráulicas, y entonces la ley de resistencia para cada categoría es determinada a partir de los resultados de muchos experimentos.

El gráfico de Garde-Radu mostrado en la fig. 6-2 fue usado para la clasificación y la línea límite de cada zona fue cuantificada como se muestra debajo.

La línea límite entre el lecho de duna y el lecho de transición es dada por:

$$V/S = 0.02(R/d)^{1/2}$$

"o"

$$\tau_{*a} = 0.02(R/d)^{1/2}$$

Ambas fórmulas mostradas arriba están conectadas por:

$$\Psi_0^2 = F_r^2 / I = \frac{1}{S} \cdot \frac{R}{d} \cdot \frac{F_r^2}{\tau_*} \quad (\text{idénticamente})$$

y estas son expresiones diferentes para un mismo significado. También, la línea límite entre el lecho de transición y el lecho antiduna es dada por:

$$V/S = 0.07(R/d)^{3/5}$$

"o"

$$\tau_{*b} = 0.02(R/d)^{2/5}$$

La ley de resistencia para cada zona es como sigue:

$$(A) \text{ Lecho Duna I: } \Psi_0 = V/U_* = 2.4(R/d)^{1/6} \tau_*^{-1/3}$$

$$(B) \text{ Lecho Duna II: } \Psi_0 = 8.9$$

$$(C) \text{ Lecho de transición I: } \Psi_0 = 1.1 \times 10^6 (R/d)^{-3/2} \tau_*^3$$

$$(D) \text{ Lecho llano: } \Psi_0 = 6.9(k_0/k)^{1/2} (R/d)^{1/6}$$

$$(E) \text{ lecho antiduna: } \Psi_0 = 2.8(R/d)^{3/10} \tau_*^{-1/3}$$

Cada zona es mostrada en la fig. 6-3 (con R/D como parámetro). Donde,

- I = gradiente;
 S = $\sigma/\rho - 1$ (gravedad específica de las partículas del suelo en agua=1.65);
 τ_* = $U^2 S g d$ = $R I / S d$;
 g = Aceleración de la gravedad;
 d = Medía del tamaño del grano o tamaño del grano al 50%;
 V = Velocidad media;
 k_0 = 0.4 (constante de Karman);
 k = Valor de la constante de Karman la cual varía por la concentración de la carga de sedimento;

La relación entre k y k_0 es dada por la fórmula de Shimura como sigue:

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{k_0} + \frac{4.8 \bar{C} W_0 S \cdot g (H - \delta)}{U_*^3 \left(\log_e \frac{H}{\delta} - 1 \right)}$$

donde,

- $\bar{C}$ = La concentración seccional promedio de la carga de sedimentos;
 H = La profundidad del agua;
 W_0 = Velocidad de caída de las partículas;
 d = La fórmula de Stokes es usada para arena fina;
 δ = Espesor de la capa inferior cohesiva;
 ν = Viscosidad quinemática del agua.

Para la profundidad del agua H , la profundidad media hidráulica R puede ser usada para ríos excepto el caso donde la influencia de la sección transversal compuesta es significativa. La fórmula de Hino también está disponible para expresar la relación entre k y k_0 .

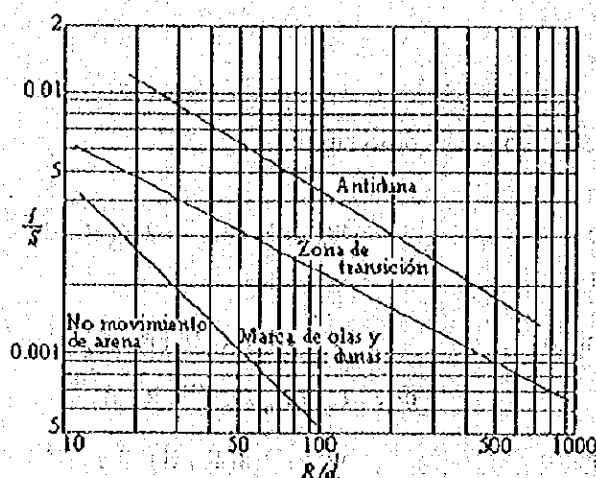


Figura 6-2 Gráfico de Grad-Radu

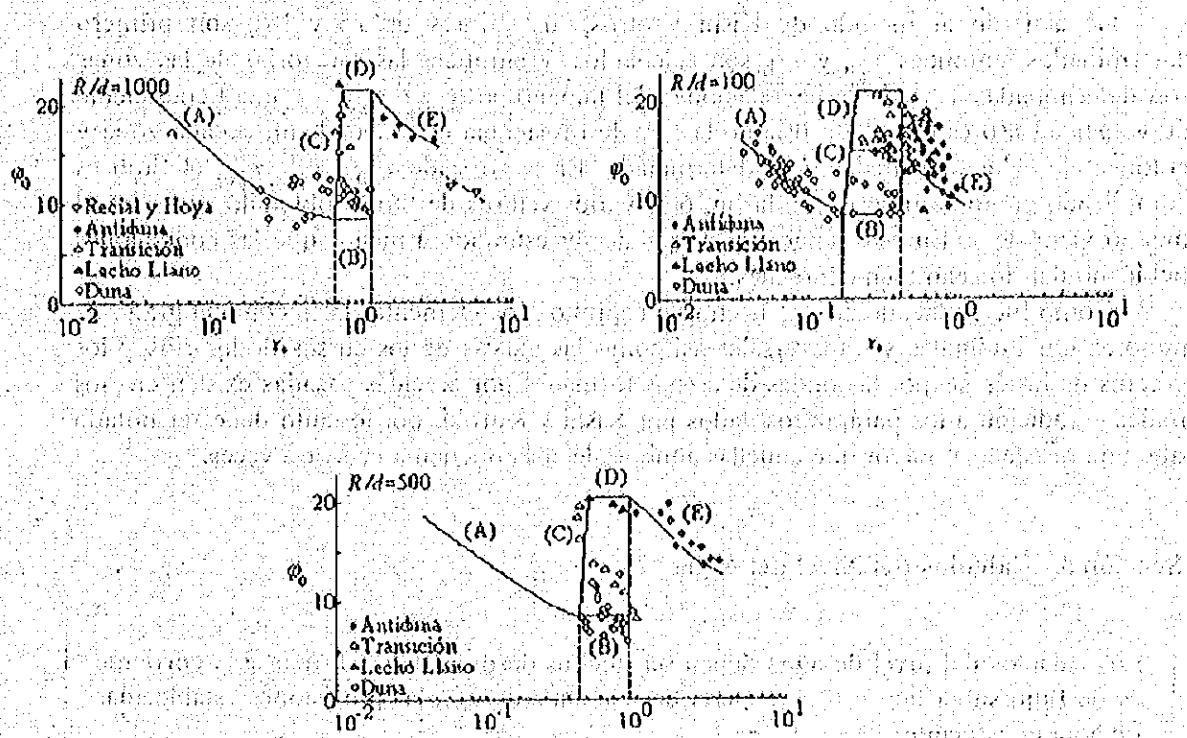


Fig. 6.3 Comparación de los Valores calculados y los Valores Experimentados del Coeficiente de Velocidad (Kishi- Kuroki) (Las zonas son mostradas por (A), (B),... (E))

De acuerdo al método de Kishi y otros, los valores de τ_* y R/d son primero determinados, entonces τ_{*a} y τ_{*b} son calculados, y entonces las categorías de las zonas son determinadas a partir de las relaciones del tamaño entre τ y τ_{*a} , τ_{*b} . El coeficiente de velocidad Ψ_0 es calculado usando la Ley de resistencia correspondiente a cada zona y entonces la velocidad media V es determinada. En la zona de $\tau_{*a} < \tau < \tau_{*b}$, el flujo es complicado como se muestra en la fig. 6-3, varios valores de Ψ_0 es obtenido aun para el mismo valor de τ . En este rango, V no puede ser estimado a menos que las condiciones del lecho del río sean bien conocidas.

Como fue explicado en 2.2.1. en este capítulo, los elementos tales como el grado de mejoras longitudinales y transversales así como las curvas de los cursos de los ríos y los efectos de histéresis por las ondas de arenas formadas por crecidas pasadas existen en ríos reales en adición a los parámetros dados por Kishi y Kuroki, por lo tanto debe ser notado que una resistencia mayor que aquellas aquí predecidas pueden a ocurrir a veces.

Sección 3 Cálculos del Nivel del Agua

Los cálculos del nivel de agua deben ser hechos después de confirmar si la corriente es de flujo subcrítico o flujo supercrítico de acuerdo con las provisiones establecidas de aquí en adelante.

[Referencia 6.10] Flujo Rápido

[Referencia 6.10.1] Cálculos del Nivel del Agua para Ríos Inclinados

El nivel de agua en el flujo supercrítico en ríos empinados está restringido por el nivel de agua aguas arriba de la sección. Si el tramo empinado es relativamente largo, la forma de la superficie del agua puede ser estimada conectando la profundidad del flujo cuasi-uniforme.

Un canal empinado hidráulicamente significa el que tiene la profundidad crítica mayor que la profundidad del agua de flujo uniforme.

Si la forma de la sección no es lisa y es irregular longitudinalmente como es el caso de los ríos naturales, el gradiente del lecho del río la cual puede causar el flujo supercrítico es dada por la siguiente fórmula a partir de la fórmula de Manning preferiblemente a la condición de que el número de Froude es mayor que 1:

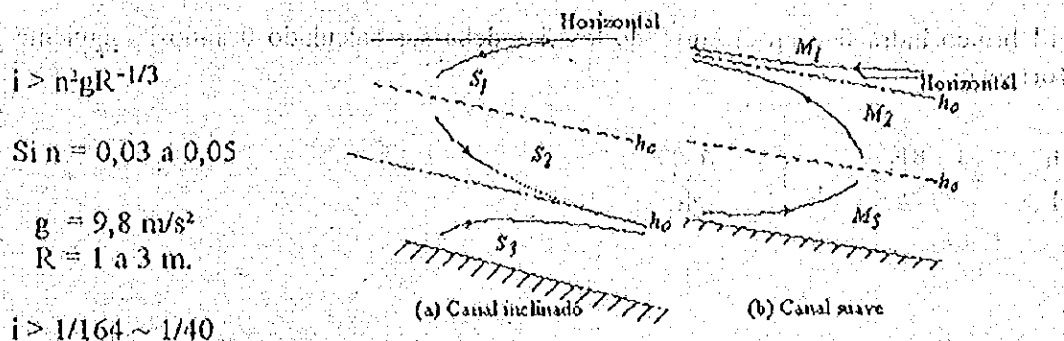


Figura 6-4 Forma de la Superficie del Agua en Canales Inclinados y Suaves

La sección de control en flujo supercrítico está localizado en el extremo aguas arriba de cada tramo inclinado continuo, y este será suavemente conectado a la profundidad del agua del flujo cuasi-uniforme en cada tramo a través de la sección de transición de la forma de la superficie del agua de S_2 ó S_3 dependiendo de la profundidad del flujo uniforme en el tramo aguas abajo. Si el tramo de los tipos S_2 y S_3 es corto, el nivel del agua conectando la profundidad del agua del flujo cuasi-uniforme puede ser usado como el nivel de agua requerido.

Si existe un tramo suave (un tramo donde la profundidad del agua del flujo uniforme es mayor que la profundidad crítica) en el medio de la sección empinada, ocurre un brinco hidráulico en el extremo aguas arriba del tramo suave, y su nivel de agua del flujo subcrítico es restringido por el nivel del agua de la sección de control aguas abajo de dicho tramo.

Si el ancho del río repentinamente aumenta, una gran distancia de espacamiento es requerida para esparcir la corriente a través del ancho completo del río. Por lo contrario, si este repentinamente disminuye, se producen ondas cruzadas y el nivel del agua a veces se hace mayor que el nivel del agua del flujo cuasi-uniforme. Adicionalmente, hay otros fenómenos que fácilmente causan ondas estacionarias, las cuales no aparecen en los cálculos para la forma de la superficie de agua, y por lo tanto debe ser examinada caso por caso para poder determinar si las ondas estacionarias aparecen o no.

La profundidad del agua del flujo cuasi uniforme puede ser calculada a partir de:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} V^{1/2}, \quad Q = AV$$

y la profundidad crítica se considera que ocurre en la profundidad de agua correspondiente a la media de la profundidad hidráulica R_c satisfaciendo la siguiente fórmula:

$$V / \sqrt{g R_c} = 1$$

[Referencia 6.10.2] El Brinco Hidráulico

El brinco hidráulico en el curso de los ríos debe ser calculado usando la siguiente fórmula:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1}{2}, \quad F_1^2 = \frac{\beta V_1^2}{gh_1}$$

El salto hidráulico ocurre en el lugar donde la fórmula anterior es satisfecha, por ejemplo aguas abajo de un durmiente, vertedero o compuerta. La fórmula anterior muestra las relaciones de la profundidad del agua entre el lado aguas arriba y el lado aguas abajo de los saltos hidráulicos generados en los canales con pendientes suaves del lecho, y los símbolos son como se muestran en la fig. 6-5 y $\beta = 1$ pueden ser usados. La profundidad del flujo de agua subcrítico h_2 en el lado aguas abajo es dado por los cálculos del flujo no-uniforme en el tramo aguas abajo. Las oscilaciones u ondas sobre la superficie del agua ocurrirán dependiendo del número de Froude.

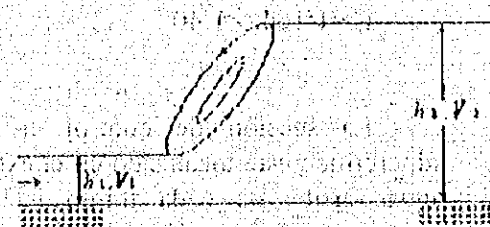


Figura 6-5

Sección 4 Cálculos del Flujo Uniforme

Si una descarga constante fluye a través de un canal con la forma de la sección y las gradientes invariables, las cantidades hidráulicas deben ser determinadas por los cálculos del flujo uniforme como una regla.

[Referencia 6.11] Lineamientos de los Cálculos del Flujo Uniforme:

Si tres de cantidades, velocidad, coeficiente de rugosidad, profundidad media hidráulica (o profundidad del agua) y gradiente de la superficie del agua fuesen conocidas, la cantidad restante pueden ser calculadas por los cálculos del flujo uniformes.

El flujo uniforme aparece cuando un caudal constante fluye a través de una canal de agua infinitamente largo con gradiente y forma de sección invariables. Por lo tanto, cada cantidad hidráulica mencionada arriba no cambiará con el tiempo ni la ubicación. Las relaciones entre las cantidades hidráulicas pueden ser dadas por:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} S^{1/2} \text{ o } Q = \frac{1}{n} \cdot A R^{2/3} S^{1/2}$$

Sin embargo, el flujo uniforme en realidad no es posible, y por tanto la anterior solo puede ser usada cuando la corriente parece aproximarse a un flujo uniforme. En los ríos verdaderos, los flujos uniformes, aproximadamente, tienden a aparecer cuando no hay puntos de cambios repentinos de gradientes o no hay estructuras para controlar el nivel del agua o el caudal; la forma de la sección es casi longitudinalmente uniforme y el tramo recto es relativamente largo.

Ya que la fórmula anterior emplea la profundidad media hidráulica, esta es usada para la velocidad media en la sección. Si se usa la profundidad del agua en una línea de medida, tal como la usada para soltar los flotadores, en vez de la profundidad media hidráulica R , aun la velocidad para cada línea de medida (velocidad media desde el lecho del río hasta la superficie del agua), puede ser expresada. Los cálculos del flujo uniforme son a menudo utilizados para cálculos aproximados para los cuales los errores son permitidos y también son bases para los cálculos del flujo no-uniforme y del flujo inestable que se mencionarán más adelante. Normalmente, el nivel del agua determinado por los cálculos de flujo uniforme usando el gradiente de la sección del curso del río se dice que es mayor que el obtenido por los cálculos del flujo no-uniforme. Por esto es que, los cálculos del flujo uniforme están siendo ampliamente usados como un método simple.

Sección 5 Cálculos de Flujo No-uniforme

Cuando una descarga constante fluye a través de un canal con la forma de la sección y el gradiente cambiando longitudinalmente, las cantidades hidráulicas deben ser determinadas por los cálculos del flujo no uniforme como una regla.

[Referencia 6.12] Lineamientos para los Cálculos del Flujo No-uniforme

Cuando el caudal no cambia con el tiempo, los cálculos de flujo no uniformes son usados para encontrar el perfil longitudinal de la superficie del agua del curso de los ríos o canales, la velocidad media y la fuerza de tracción.

Cuando se analiza la corriente con el caudal cambiando a través del tiempo, los cálculos de flujo inestable son usados, pero las otras corrientes son consideradas mayormente como de flujo no-uniforme.

Para los cálculos de flujo no-uniformes, ambos, el método de solución numérica y el método de solución gráfica, están disponibles, pero la precisión es casi la misma. Hoy los cálculos numéricos del flujo no-uniforme pueden ser hechos no solamente por computadoras grandes de alta velocidad, sino también por computadoras pequeñas de escritorio (micro computadoras).

Para realizar los cálculos de flujo no uniforme, se requiere investigar las características de las secciones del río. Adicionalmente, se requiere chequear la localización de las facilidades controladoras del nivel del agua tales como vertederos y durmientes y también conocer si una sección de control puede ocurrir en puntos donde el gradiente o la sección cambien repentinamente. Especialmente en las confluencias o desviaciones, pueden haber normalmente estructuras controladoras del caudal, por lo tanto es necesario hacer cálculos preliminares de acuerdo con las funciones controladoras del caudal. Refiérase a la [Referencia 6.10] si el gradiente del río es empinada y si el flujo supercrítico siempre aparece.

La condición limitante para los cálculos del flujo no uniforme es el nivel del agua en el extremo aguas abajo (nivel del mar en la boca del río, el nivel del agua de la curva de gasto, el nivel del agua de la sección de control, etc.) para flujo subcrítico y el nivel del agua en la sección de control aguas arriba para flujos supercríticos.

[Referencia 6.13] Fórmula para los Cálculos del Flujo No-uniforme

[Referencia 6.13.1] Para una Sección Transversal Única

Para calcular numéricamente el nivel del agua de flujo subcrítico por los cálculos de flujo no uniforme, las siguientes fórmulas de los cálculos sucesivos estándar deben ser usados para las secciones transversales únicas:

$$\text{Ecuación de Energía: } \left\{ H_2 + \frac{1}{2g} \left(\frac{Q_2}{A_2} \right)^2 \right\} - \left\{ H_1 + \frac{1}{2g} \left(\frac{Q_1}{A_1} \right)^2 \right\} = h_e$$

$$\text{Pérdida de Energía: } h_e = \frac{1}{2} \left(\frac{n_1^2 Q_1^2}{A_1^2 R_1^{4/3}} + \frac{n_2^2 Q_2^2}{A_2^2 R_2^{4/3}} \right) \Delta X$$

Donde, el subscrito 1 es para la cantidad hidráulica conocida de las secciones aguas abajo, el subscrito 2 es para la cantidad hidráulica conocida de las secciones aguas arriba, y Q y n son conocidas.

Varios métodos de las soluciones numéricas están disponibles para el flujo no-uniforme, pero el método estándar para cálculos sucesivos puede ser el más fácilmente usado cuando las secciones cambian como en el caso de los ríos. Las fórmulas anteriores pueden ser también aplicadas cuando el caudal varía entre secciones. Hay también un método de solución gráfica por el cual los cálculos anteriores pueden ser hechos en dibujos. En lugar de la fórmula de pérdida de energía explicada arriba también se puede usar la siguiente fórmula:

$$h_c = \frac{n^2 Q^2 \Delta X}{\left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right)^2 \left(\frac{R_1 + R_2}{2} \right)^{4/3}}$$

La fórmula arriba puede estabilizar los cálculos aún más en algunos casos.

[Referencia 6.13.2] Para un Canal con Secciones Transversales Compuestas

Para calcular numéricamente el nivel del agua de flujo subcrítico por los cálculos no-uniforme, el siguiente método estándar de cálculo sucesivos debe ser usado para secciones transversales compuestas:

$$\left\{ H_2 + \frac{D_2}{2g} \left(\frac{Q_2}{A_2} \right)^2 \right\} - \left\{ H_1 + \frac{D_1}{2g} \left(\frac{Q_1}{A_1} \right)^2 \right\} = h_c$$

$$h_c = \frac{1}{2} \left\{ \frac{N_1^2 Q_1^2}{A_1^2 R_1^{4/3}} + \frac{N_2^2 Q_2^2}{A_2^2 R_2^{4/3}} \right\} \Delta X$$

Lo anterior es llamado el método de Ida. Si las corrientes de elementos columnares no han de afectarse unos a otros como se muestra en la figura debajo, Ida derivó la fórmula anterior bajo la suposición de que el coeficiente de corrección de la energía es constante a través de la sección entera y ambos el nivel de agua y el gradiente de la superficie del agua son los mismos a través de todo el ancho de la sección. En este caso, D y N pueden ser dados como sigue:

$$D = \alpha \frac{A^3 \int_0^b \frac{h^3}{n} d\xi}{\left(\int_0^b \frac{h^{5/2}}{n} d\xi \right)^3} \quad R = \left(\frac{1}{A} \int_0^b h^{5/2} d\xi \right)^{3/2}$$

$$N = \frac{\int_0^b h^{5/2} d\xi}{\int_0^b \frac{h^{5/2}}{n} d\xi}$$

Para los cálculos reales, la integral anterior es reemplazada por Σ (sigma) para los elementos columnares como se muestra en la fig. 6-6. ALPHA (α) es el coeficiente de corrección de la energía y está entre 0,95 y 1,1 pero 1,0 es usado frecuentemente como una media. Refiérase a la figura 6.6 para los otros símbolos. Este conjunto de fórmulas es útil para los cálculos para canales con secciones transversales compuestas porque puede

prevenir una caída rápida en la profundidad media hidráulica cuando el agua está ligeramente sobre el canal de crecida y también un descenso en la descarga debido a la caída.

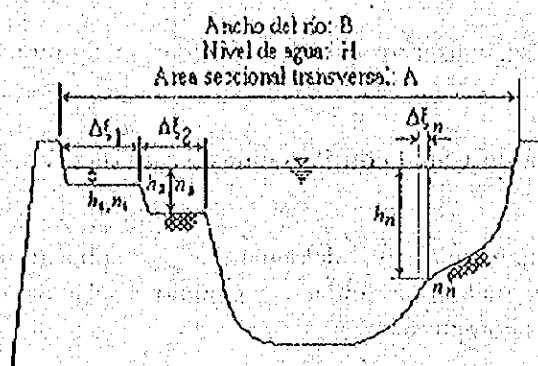


Figura 6.6 Sección Transversal del Curso del Río

[Referencia 6.14] Vistas Seccionales

[Referencia 6.14.1] Preparación de las Características de la Sección

Cuando se realizan los cálculos de flujo no-uniformes, las siguientes características de la sección deben ser preparadas realizando un levantamiento longitudinal y transversal de la sección para los cursos de los ríos:

H-A, H-R (o H-B), ΔX

El levantamiento de las secciones transversales y longitudinales de los cursos de los ríos es realizado periódicamente en muchos casos con el propósito de varias investigaciones necesarias para la planificación del río tales como la investigación de las fluctuaciones del lecho del río. Sin embargo, para los cálculos de flujo no-uniforme, se requieren secciones de las condiciones presentes y así es deseable añadir los levantamientos de las secciones longitudinales y transversales en cualquier momento después de crecidas grandes para los ríos en los que se espere tener fluctuaciones del lecho del río. Esto también se aplica cuando se realizan excavaciones de gran escala en el curso de los ríos.

Si la forma de una sección es considerada como una sección transversal sencilla se requiere encontrar el área de la sección transversal y el ancho correspondiente de la superficie del agua, B , para cada nivel de agua H ; en el perfil lateral después de remover el área de aguas muertas del perfil lateral producido por el levantamiento de la sección transversal (Refiérase a la [Referencia 6.15.4]). El nivel del agua H debe ser cuidadosamente escogido ya que en los cálculos el nivel del agua es primero asumido y

entonces el área de la sección transversal y la profundidad media hidráulica son determinados por interpolación (estas precauciones son necesarias porque la profundidad media hidráulica R afecta grandemente la velocidad en la fórmula de Manning).

Cuando el nivel de agua es bajo, hay normalmente porciones donde el ancho de la superficie del agua aumenta repentinamente por un pequeño incremento en el nivel de agua. En estos casos, parece ser mejor proveer distanciamientos anchos para los intervalos del nivel del agua incluyendo los puntos de cambio. En este caso, si los intervalos del nivel del agua son demasiado pequeños, la profundidad media hidráulica R disminuirá repentinamente cuando el nivel del agua aumente ligeramente, creando el problema de una velocidad demasiado pequeña. Por otra parte, si los intervalos del nivel del agua incluyendo los puntos de cambios repentinos son grandes, el descenso en R puede ser prevenido. No es tan fácil dar un estándar para el intervalo del nivel del agua, pero es importante no tener disminuciones en el caudal cuando aumente el nivel del agua. Si la profundidad media hidráulica disminuye demasiado rápidamente, puede ser a veces más ventajoso tener una aproximación que es usada para manejar las secciones transversales compuestas explicadas posteriormente. En cualquier caso, es difícil confiar plenamente en el nivel del agua calculado, cuando el nivel del agua calculado está cerca del punto de cambio repentino de la profundidad media hidráulica. También si se sabe que el nivel de agua calculado está por debajo del punto de cambio repentino, es mejor tomar las características de la sección en los puntos de cambios repentinos.

Si el nivel del agua es alto, el área de la sección y la profundidad media hidráulica normalmente aumentan a una tasa constante en muchos casos, de manera que el intervalo del nivel del agua puede ser más mayor.

El área de la sección transversal de un río, A , puede ser determinada: Usando un planímetro, por cálculos numéricos si la sección simple o por procesamiento con computadora en la cual la forma de la sección es expresada por coordenadas.

El ancho de la superficie del agua, B , significa la longitud de los perímetros húmedos ya que la profundidad media hidráulica R es determinada a partir de A/B siempre y cuando el ancho del río no sea demasiado pequeño comparado con la profundidad del agua del ancho del río. Para los ríos con un ancho del río pequeño y una gran profundidad de agua, se requiere calcular la longitud del perímetro húmedo en lugar del ancho de la superficie del agua.

Si la forma seccional del curso del río tiene una sección transversal compuesta o una sección transversal doble compuesta, que consiste de un canal de flujo bajo y un canal de crecida, se requiere primero dividir la sección en varios elementos columnares, cada uno teniendo una profundidad del agua constante y un coeficiente de rugosidad constante por cada nivel del agua como se muestra en la fig. 6-6, para encontrar la profundidad de agua h_i , el coeficiente de rugosidad n_i y el ancho de la superficie del agua H_i , y para determinar el coeficiente de rugosidad compuesto N , la profundidad media hidráulica R y el coeficiente de corrección D usando las fórmulas para calcular explicadas en la [Referencia 6.13.2]. En este caso, el subscrito i es el número del elemento columnar. Como determinar los intervalos del nivel de agua no es problemático en este caso.

Con respecto a la distancia seccional ΔX , es importante tomar la distancia a lo largo de la corriente principal, que no siempre coincide con la distancia longitudinal del curso del río. Si el canal de flujo bajo en una sección recta del curso del río para a través de su

porción central y la corriente principal está dentro del canal de flujo bajo, la distancia longitudinal debe ser a lo largo del canal del flujo bajo. También, si el curso del río está doblado y el canal de flujo bajo y la corriente principal están en el lado más de afuera de la curva, la distancia longitudinal debe ser tomada a lo largo de la corriente principal. Las fotografías aéreas tomadas durante las crecidas son útiles para determinar lo arriba mencionado.

[Referencias 6.14.2.] Preparación de la Sección Interpoladas

Si una sección ha de ser determinada cerca de la sección de control o cuando la sección la sección cambia grandemente longitudinalmente, esta debe ser preparada por interpolación a partir de las secciones en ambos de los extremos en el caso de que las características de la sección en el medio no sean conocidas. Sin embargo, las características de la sección en el medio pueden ser usadas si ellas son conocidas.

El significado de la sección interpolada será explicado en la [Referencia 6.15.2]. La sección interpolada es más efectiva si es usada cerca de los puntos donde el gradiente de la superficie del agua en los cálculos del flujo subcrítico es grande (o el cambio longitudinal del gradiente de la superficie del agua es grande) tal como una sección de control o un paso angosto. Si las características de la sección de una sección apropiada son ya conocidas por los resultados del levantamiento, es mejor usarlas. Si solamente las secciones en ambos extremos son conocidas, el área de la sección A y el ancho de la superficie de agua B para el mismo nivel de agua de las secciones en ambos extremos debe ser determinada por interpolación y debe ser usada como las características de la sección de las secciones interpoladas.

[Referencia 6.15] Precauciones para los Cálculos

[Referencia 6.15.1.] Aparición de la Sección de Control

Si la sección de control aparece en un canal no uniforme (río natural), las precauciones deben ser tomadas para hacer los cálculos del nivel del agua.

A diferencia de los casos de los canales artificiales uniformes, los cálculos serán hechos para intervalos de sección limitados en los cálculos de flujos no uniformes para los ríos naturales. Así, si una sección de control aparece, por ejemplo, entre la sección aguas abajo 1 y la sección aguas arriba 2, los niveles de agua de la sección aguas arriba y la sección aguas abajo en ese punto no se afectarán el uno al otro (arribas corrientes son asunidas como flujos subcríticos), y se deberán tomar precauciones especiales. En este caso, los cálculos basados en el nivel del agua de la sección aguas abajo 1 pueden ser

hechos sólo hasta el punto inmediatamente aguas abajo de la sección de control, y se requiere calcular nuevamente el nivel del agua para la sección aguas arriba 2 usando el nivel del agua en la sección de control como el nivel de agua en el extremo aguas abajo. En los cálculos reales, la presencia del flujo supercrítico es a menudo reconocida cuando el gradiente de la superficie del agua se encuentra que es muy grande o cuando la energía aumenta al bajar el nivel del agua. Así, que se requiere estimar la ubicación donde la sección de control aparece en el punto de cambio repentino del gradiente o para los siguientes casos donde la forma de la superficie del agua especial, tal como el tipo M_2 , puede aparecer siempre y cuando una forma de superficie del agua precisa sea necesaria:

1. Cuando el nivel de agua en la boca del río es bajo (la sección de control aparece en la boca del río)
2. Cuando el río repentinamente se hace más ancho y el nivel del agua aguas abajo es bajo (la sección de control aparece inmediatamente aguas abajo de la porción de ensanchamiento).
3. Cuando las estructuras controladoras del nivel del agua, tales como vertedero y durmiente (corriente principal o confluencia o desviación) están presentes y ellas no son vertederos sumergidos (una sección de control aparece en las estructuras).
4. Cuando hay un gran banco de arena (una sección de control aparece aguas abajo del banco de arena).
5. El punto de cambio repentino del gradiente.
6. Cuando la descarga es pequeña.

En los casos arriba mencionados las precauciones siguientes son necesarias en los cálculos de flujo no-uniforme (refiérase a la [Referencia 6.10] para flujo con pendiente empinada tal como el flujo supercrítico):

1. Si hay un punto de transición del flujo entre dos secciones adyacentes, el punto debe ser localizado. Esta transición ocurre solamente en los puntos arriba mencionados.
2. Si hay una estructura controlado del nivel del agua, tal como un vertedero o un durmiente, en el medio la sección de control normalmente aparece allí. Así que la profundidad crítica para el caudal calculado en el vertedero o durmiente debe ser determinada. Si el flujo subcrítico aparece aguas arriba de la estructura, los cálculos del nivel del agua aguas-arriba deben ser hechos usando el flujo crítico en la estructura como el nivel del agua inicial del extremo aguas abajo. Es mejor usar las secciones interpoladas en este caso.
Si un flujo supercrítico aparece aguas arriba de la estructura, la profundidad crítica no aparece en la estructura. El nivel del agua aguas arriba de la estructura

está muy cerca de la profundidad del agua del flujo uniforme (flujo supercrítico). Si el flujo subcrítico aparece aguas abajo de la estructura, un salto hidráulico ocurre entre la estructura y la sección aguas abajo.

3. Si hay un vertedero o durmiente pero la profundidad del agua aguas abajo es suficientemente grande, a veces no aparecerá una sección de control y el vertedero se convertirá en un vertedero sumergido. En este caso, el vertedero de una resistencia adicional a las corrientes y por tanto los cálculos no-uniformes ordinarios podrían ser hechos.
4. A veces aparece una sección de control aún si no hay una estructura. En este caso, el punto repentino de cambio de la pendiente o punto de ensanchamiento debe ser asumido como la sección de control y la profundidad crítica será determinada a partir de las características de la sección y los cálculos pueden ser hechos agua que en dos si el lecho del río en tal punto tiene una base de roca, este puede ser una sección de control permanente. Por otro lado, si este es un lecho movable, una fluctuación local del lecho del río puede ocurrir, resultando en el movimiento de la sección de control.
5. Si un punto para el que se requiere el nivel del agua, está suficientemente lejos de los puntos arriba mencionados y no se necesita de una alta precisión en los cálculos, los cálculos subsecuentes pueden ser hechos bajo la suposición de que la profundidad crítica ocurrirá en la sección aguas arriba que actualmente está siendo calculado.
6. La facilidad de los cálculos no-uniformes varía grandemente dependiendo de si el nivel del agua en la boca del río como condición limitante es mayor o menor que el nivel del agua que da la profundidad crítica cerca de la boca del río. Esto es lo mismo que en ejemplo de 4 y en este caso tres tipos de formas de superficie de agua pueden básicamente considerados como se muestra en la fig. 6-7.

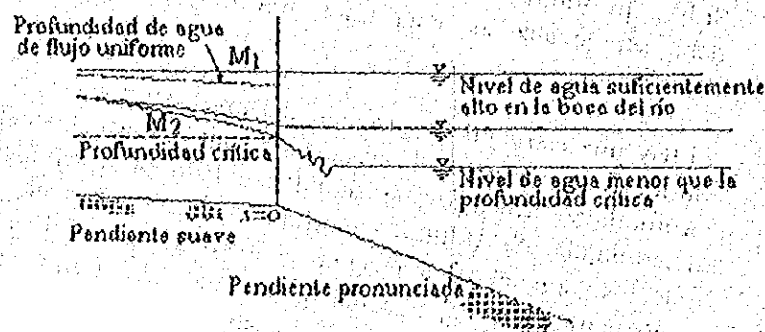


Fig. 6-7 Formas de Superficies de Agua cerca del Río de la montaña

Si el nivel del agua en la boca del río es más bajo que el nivel del agua que da la profundidad crítica en la boca del río para la descarga calculada, entonces la profundidad crítica aparece en la boca del río, un flujo de bajada empinada ocurre en el tramo aguas abajo y una forma de la superficie del agua del tipo M_2 ocurre en el tramo aguas-arriba. En este caso, una fluctuación del lecho del río es esperada en la boca del río y la precisión del nivel del agua calculada podría ser ligeramente bajada. Los cálculos son fáciles si el nivel del agua es alto.

[Referencia 6.15.2.] Significado de la Sección Interpolada

Si una sección de control aparece, o si una gradiente de energía grande aparece, resultados mejores resultados pueden ser esperados normalmente colocando las secciones interpoladas cuando se calcula el nivel del agua aguas-arriba.

El gradiente de la energía es normalmente grande cerca de la sección de control y la sección reducida repentinamente, mientras que el gradiente de energía es pequeña para la sección aguas arriba, tal como $\Delta X = 200$ m. De acuerdo con el método estándar para los cálculos no-uniforme, la energía específica en el lado aguas-arriba (nivel del agua + carga de velocidad) en ese tiempo será evaluado como (gradiente de energía media de ambos) $\times \Delta X +$ (Energía específica en el lado aguas-abajo). Así que, en este caso, la media del gradiente de energía está excesivamente evaluada y por tanto un nivel de agua aguas-arriba excesivo es calculado. Si el gradiente en el lado aguas arriba es pequeña, una curva de remanso resulta y el error puede permanecer de allí en lo adelante (este problema difícilmente ocurre para un punto de ensanchamiento repentino ya que esta influencia es perdida rápidamente).

Lo siguiente considera el caso donde hay un durmiente en una sección de flujo suave en un río. La distancia de la sección entre la sección de control 1 y la sección aguas-arriba 2 es ΔX y la forma de la superficie del agua calculada es A. En este caso, la curva de remanso normalmente ocurre aguas-arriba de la sección 2. En el caso de los canales uniformes, una forma de la superficie del agua del tipo M_2 debería aparecer cerca de este si los cálculos son hechos usando un valor pequeño de ΔX . La diferencia entre ambas formas de la superficie de agua es el error del nivel de agua calculado. Este error disminuye grandemente lejos aguas-arriba del durmiente, pero la precisión en los cálculos del nivel del agua es baja cerca del durmiente.

No hay un estándar para el número de secciones interpoladas. La distancia ΔX puede ser igualmente dividida en diez partes y cada sección dividida podría ser interpolada, o dos o tres secciones interpoladas podrían estar concentradas cerca de la sección de control.

Descripción de la figura

Se asume que hay un durmiente en el punto de $X = 0$ (punto 1) en el curso de un río con una pendiente suave de 1/1000 y una profundidad crítica aparece allí. En lugar de

considerar la sección interpolada, la forma de la superficie del agua del mismo caudal cuando la distancia de la sección ΔX es secuencialmente cambiada es mostrada en la fig. La forma de la superficie del agua para $\Delta X = 10$ m. es casi la misma que aquella de $\Delta X = 50$ m., de manera que la forma de la superficie del agua de $\Delta X = 50$ m. pudiera ser considerada como la curva M_2 . La curva M_1 aparece en este caso, que no aparecerá en realidad, cuando ΔX es mayor de 200 mt. La distancia vertical entre la forma de la superficie del agua para $\Delta X = 50$ m. y la forma de la superficie del agua para cada ΔX expresa el error de los cálculos del nivel de agua. Este error disminuye a medida que i se hace mayor y aumenta a medida que i se hace menor.

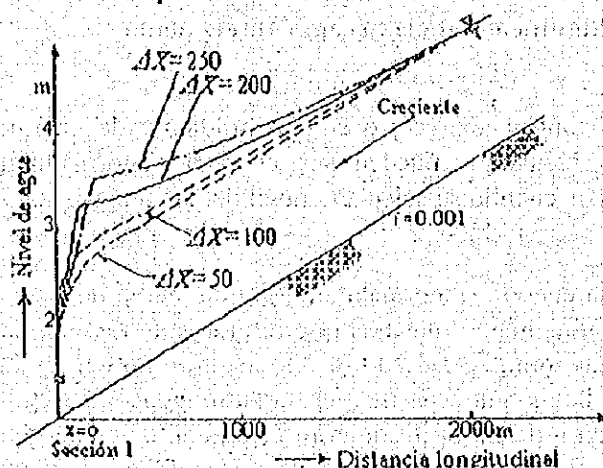


Figura 4 Cambio en la Forma de la Superficie de Agua Dependiendo de la Manera de Tomar la Sección Interpolada.

[Referencia 6.15.3] Método de Cálculo Cerca del Extremo Aguas Abajo

Los siguientes métodos de cálculo están disponibles para los lugares cerca de las secciones que dan el nivel de agua en el extremo aguas abajo:

1. Si el nivel de marea en la boca del río fue establecido como el nivel de marea del mar, se asume un canal gradualmente ensanchado en un ángulo de 11 grados hacia afuera a partir del dique de entrenamiento en ambos bancos de la boca del río, y el nivel de marea en la boca del río es establecido fuera de la costa donde la sección es suficientemente grande. Si el nivel de marea en la boca del río fue establecido del nivel de agua medido en la boca del río, la energía igual a (nivel de marea en la boca del río) + (Carga de la velocidad correspondiente al nivel del agua) ocurrirá en la boca del río.

2. Si es comenzado a partir de la curva de gasto en un cierto punto en el curso del río, la potencia de energía en la sección en los extremos aguas-abajo es (Nivel del agua) + (Carga de velocidad) en lugar del nivel del agua solamente.
3. Si es comenzado a partir del nivel de marea en la boca del río, el nivel del agua inicial puede ser el nivel de marea en el extremo frontal del río y el aumento en el nivel del agua debido a la diferencia de la gravedad específica puede ser añadida.

La situación de las corrientes cerca de la boca del río comprende la corriente durante la crecida con la cual el núcleo de agua fresca gradualmente se extiende a través del agua salada y la corriente durante el flujo bajo con la cual el agua fresca se extiende sobre el agua salada. La situación durante las crecidas es considerada aquí. De acuerdo con los resultados de las mediciones y experimentos modelos, un canal gradualmente ensanchado extendiéndose con un ángulo de 11 grados podría ser asumido dentro del mar. Así que, el nivel de marea en la boca del río es establecido suficientemente fuera de la costa desde la boca del río, y el nivel de agua así calculado será normalmente mayor que aquel en la boca del río. Ya que una mezcla considerable ocurre a ambos lados del canal asumido en el mar, su coeficiente de rugosidad normalmente no es pequeño y es igual a o mayor que aquel de la boca del río.

Si el nivel de marea en la boca del río es establecido a partir del nivel de agua medida en la boca del río, la velocidad en ese punto es considerada y así la energía de la sección de la boca del río debe ser considerada como el punto B como se muestra en la fig. 6-9. Esto es, para la forma de la superficie de agua, BH (BE para energía) debe ser calculada. Lo mismo se mantiene para 2. Donde el gradiente es grande, la superficie del agua AH pronto coincidirá con DH. También a partir de un equilibrio simple de la presión hidrostática, el nivel de agua obtenido añadiendo la profundidad del agua de la boca del río $h_0 \Delta H = h_0 (1 - \rho_1/\rho_2)$ podría ser considerado como un estándar para el nivel de agua en la boca del río. Donde, ρ_1 y ρ_2 son respectivamente la densidad del agua del río y del agua del mar, y h_0 es la profundidad del agua fresca y su efecto debe ser considerado cuando el agua salada sube al río.

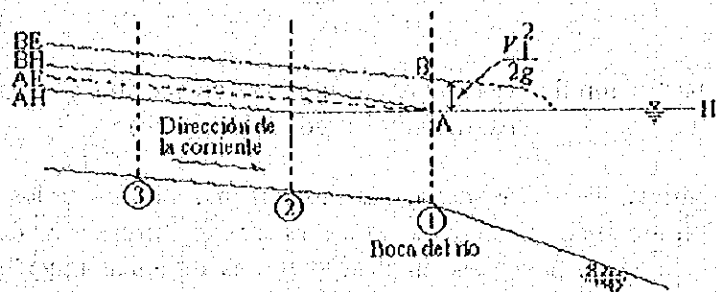


Figura 6-9 Cálculos de la forma de la superficie de agua cuando el nivel de marea en la boca del río es establecido basado en el nivel de agua medida en la boca del río

[Referencia 6.15.4] Como Manejar el Area de Aguas Muertas

Las áreas de aguas muertas deben ser removidas de los cálculos del flujo no-uniforme.

Las áreas de aguas muertas significa la superficie del agua sin corrientes o con vórtice cerrado aun si hay una creciente, la cual no está relacionada con el caudal. Las áreas de aguas muertas tienden a ocurrir fácilmente en las porciones repentinamente ensanchadas, las porciones repentinamente reducidas, las curvas o áreas detrás de varias estructuras. Si se consigue agua muerta en la superficie del agua o se observa un vórtice con un eje vertical, estas condiciones también ocurren hasta el fondo en muchos casos. Normalmente, las áreas de aguas muertas difícilmente ocurren en los lugares donde ocurre socavación local, tal como en el banco exterior de una sección de curva. Aún en el mismo río, las áreas de aguas muertas varían dependiendo de la escala del caudal.

Si hay tales áreas de aguas muertas, la forma de la superficie de agua calculada normalmente se hace irregular (un nivel de agua más alto es calculado en la sección con un área seccional más grande en el caso del flujo subcrítico). La irregularidad es a menudo ocasionada por las aguas muertas. Para los ríos con una gradiente suave en terreno llano, las áreas de aguas muertas deben ser eliminados de los cálculos ya que los errores en los cálculos del nivel del agua a menudo permanecen largo tiempo debido a las áreas de aguas muertas.

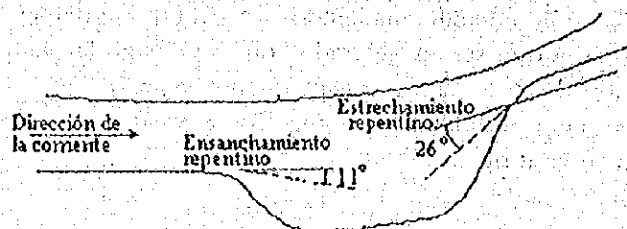


Figura 6-10 Remoción de áreas de aguas muertas en secciones repentinamente ensanchadas y reducidas (plan).

Es mejor remover las áreas de aguas muertas basándose en los resultados del levantamiento de fotográfico aéreo para varias escalas de crecida y de experimentos modelos. Si este método no puede ser empleado, el área de aguas muertas en la porción repentinamente ensanchada puede ser removida como se muestra en la Fig. 6-10. Esto es, la porción gradualmente ensanchada de canal ensanchado con un ángulo de aproximadamente 11 grados a partir de la porción repentinamente ensanchada debe ser considerado como la sección afectiva y otras porciones deben ser consideradas como aguas muertas. Las áreas de aguas muertas pueden ser determinadas en la misma manera también

para los lugares detrás de vertederos o compuertas fijas no-rebasadas. Para la porción repentinamente reducida, confluencia o desviación, normalmente no es fácil remover las aguas muertas, ya que sus escalas son normalmente pequeñas. Si el ancho del río es significativamente y repentinamente reducido, entonces un canal asumido un ángulo de cerca de 26 grados debe ser considerado, como se muestra en la Fig. 6-10, dependiendo del ángulo de reducción.

Adicionalmente, las áreas de aguas muertas no son fácilmente creadas si la vegetación es poca, pero las áreas de aguas muertas ocurren fácilmente si los árboles están localizados densamente.

Las áreas de aguas muertas deben ser asumidas longitudinalmente examinando cuidadosamente las condiciones del flujo completo. Los experimentos modelos pueden ser necesitados a veces.

[Referencia 6.15.5] Cálculos del Nivel del Agua en Puntos de Derivación

El volumen de agua derivada puede ser distribuida por los cálculos de flujo no-uniforme bajo la condición de que el nivel del agua es el mismo en los puntos de derivación.

Un punto de derivación es la sección de cálculo del nivel de agua localizada inmediatamente aguas arriba de una desviación. El punto de derivación debe estar en la sección del extremo frontal de un dique de separación si el dique de separación existe, y en un dique de separación asumido donde la corriente es derivada si el dique no estará presente.

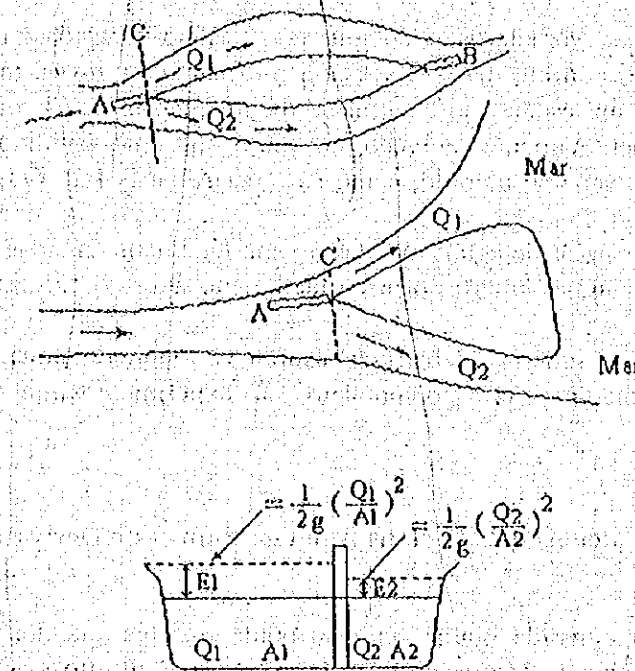


Figura 6-11 Cálculo de Nivel de Agua para Puntos de Derivación

El nivel de agua en el punto de derivación puede ser considerado constante en la dirección lateral. En este caso, el nivel del agua es el mismo en el punto de derivación A de la fig. 6-11, pero la escala de energía en la dirección lateral se considera como diferente ya que las cargas de velocidad correspondientes a Q_1 y Q_2 son consideradas. Para calcular el nivel del agua para las secciones aguas arriba del punto A, para calcular el nivel de agua de las secciones aguas arriba del punto A, una energía potencial media en el punto A es necesitada, pero para este propósito, la energía potencial media debe ser dada por

$$E = H + \frac{1}{2g} \left(\frac{Q_1 + Q_2}{A_1 + A_2} \right)^2$$

En la sección, a un paso aguas arriba del punto A, ambos el nivel del agua y la energía potencial no cambiarán en la dirección lateral.

[Referencia 6.15.6] Cálculo del Nivel del Agua en una Confluencia

El nivel del agua debería ser calculado bajo la suposición de que el nivel del agua es el mismo en la confluencia.

Cuando los ríos con casi el mismo caudal y velocidad se unen, el nivel del agua en la confluencia debe ser determinado usando las cantidades totales con los cálculos del flujo

no- uniforme desde aguas abajo (el nivel del agua y la energía potencial son constantes en la confluencia), y entonces el nivel del agua aguas arriba es calculado usando las cantidades totales aplicando el concepto de la [Referencia 6.15.5] Si el ángulo de confluencia es grande o la escala del caudal difiere enormemente entre los dos ríos, una gran pérdida podría aparecer a veces un nivel de agua de carga de oleaje alto ocurre en uno o en ambos ríos).

[Referencia 6.15.7] Pérdidas Adicionales Otras Además de las Pérdidas por Fricción

Para los cálculos de flujo no-uniforme de un río, es mejor simplificar limitando la pérdida de energía a solamente la pérdida por fricción.

La resistencia del río la cual da el nivel medio del agua de la corriente en un río puede ser aproximadamente dividido entre pérdida por fricción en los límites de los cursos de los ríos y la pérdida de forma debido al vértice o desviación de las estructuras, curvas de los ríos con flujos de bajada escalonada o secciones de los ríos ensanchadas o reducidas repentinamente.

Añadiendo el término de pérdida de forma a los cálculos del flujo no-uniforme hará los cálculos muy complicados, y por lo tanto el término pérdida de forma es a menudo incluido dentro del término pérdida de fricción para simplificar los cálculos.

[Referencia 6.16] Cálculo del Nivel de Agua Levantado por Pilares de Puente

La siguiente fórmula (fórmula de D'auhuissou) debe ser usada para estimar el nivel del agua levantado por los pilares de los puentes:

$$\Delta h = \frac{Q^2}{2g} \left\{ \frac{1}{C^2 b_2^2 (H_1 - \Delta h)^2} - \frac{1}{b_1^2 H_1^2} \right\}$$

Δh =Alza de la altura del nivel de agua debido a los pilares de los puentes

Q =Caudal

C =Constante determinada por la forma en plano del pilar.

b_1 =Ancho del canal en el lado aguas arriba del pilar.

b_2 =(b₂=b₁-Σt), ancho total del canal con el total del ancho del pilar substraído

t =Ancho de un pilar

H_1 =Profundidad del agua en el lado aguas arriba del pilar.

La fórmula anterior fue derivada a partir de la ecuación de la energía y el coeficiente varía dependiendo de la forma del pilar como se muestra en la fig. 6-12. Este

corresponderá a la disminución del ancho efectivo a cb_2 debido al flujo de contracción causado por la corriente descortezada cerca de la porción aguas-arriba del pilar comparada al ancho de la corriente real b_2 .

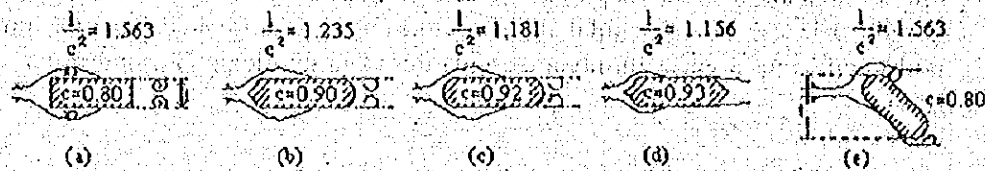


Figura 6-12. Forma del pilar del puente y valor de c

Si la altura del lecho del río es inusualmente irregular, la profundidad media hidráulica debe ser usada en lugar de H_1 . Δh debería ser calculada por el método de ensayo y error, una solución primaria aproximada de h en la expresión de la derecha debería ser obtenida asumiendo que h en el lado derecho de la ecuación es cero al principio, y entonces este procedimiento debe ser repetido hasta que el valor correcto de h es obtenido. La altura levantada aproximada para el estancamiento temporal podría ser estimado usando esta fórmula. Para un estancamiento temporal a gran escala el cual ocupa una porción grande del ancho total del río, experimentos modelos o similares deben ser realizados para confirmar.

[Referencia 6.17] Cálculos de la Pérdida de Carga debido a los Flujos de Bajada-Escalonada

La pérdida de carga del flujo de bajada escalonada para un durmiente o similar debe ser estimada de acuerdo con la figura 6-13.

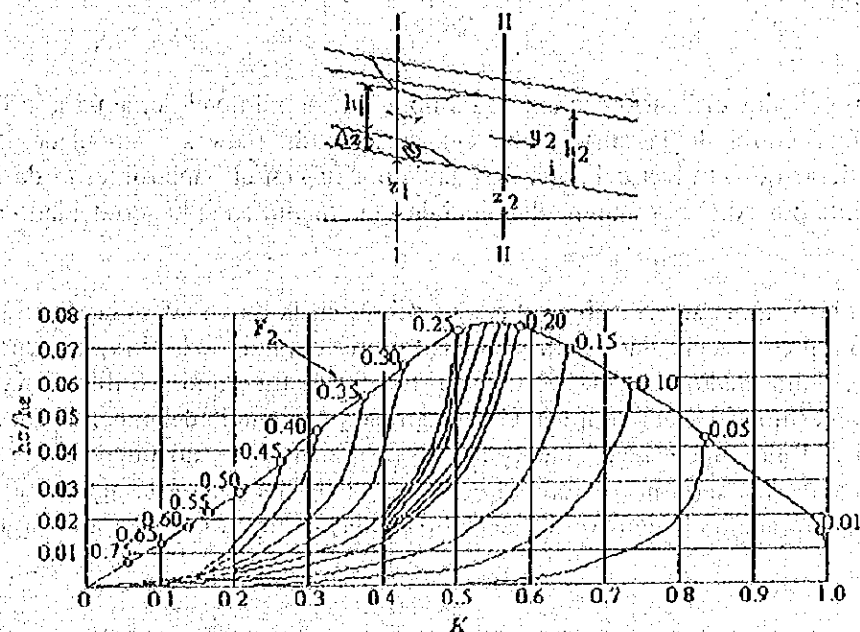


Figura 6-13 Pérdida de Carga debido al Flujo de Bajada Escalonada

La fig. 6-13 fue obtenida para canales de pendientes suaves con ancho uniforme, y la sección II para la cual las cantidades hidráulicas aguas bajas deben ser tomadas, debe ser localizada aguas abajo a una distancia de treinta veces la altura del descenso escalonado entre el punto de la bajada-escalonada y el punto aguas abajo. Si lo siguiente es asumido:

$$h_1 / h_2 = \beta \quad \Delta z / h_2 = K \quad u_2 / \sqrt{gh_2} = F_2$$

Entonces la pérdida de carga h_c es dada por

$$\frac{h_c}{h_2} = K + \beta - 1 + \frac{F_2^2}{2} \left(\frac{1}{\beta^2} - 1 \right)$$

Los resultados de los cálculos para las fórmulas anteriores son mostrados en la fig. 6-13, y h_c es calculado cuando K y F_2 son conocidos.

[Referencia 6-18] Forma de la Superficie del Agua en las Curvas

En el caso del flujo subcrítico en una curva sola en un río con una sección transversal simple, una diferencia en el nivel del agua ocurre entre el banco interno y el externo y su tamaño h puede ser aproximado por:

$$\Delta h = \frac{bV^2}{gr_c}$$

En los cálculos ordinarios de los flujos no uniforme, el nivel del agua a lo largo de la porción central de la curva debe ser considerada para ser calculada. Se podría considerar que el nivel del agua descende por $h/2$ en el banco interno de la curva y aumenta por $\Delta h/2$ por encima del nivel de agua medio en el banco del lado externo.

En la fórmula anterior, b es el ancho del río en la curva, V es la velocidad media en la sección, g es la aceleración de la gravedad y r_c es el radio de la curvatura en el centro del canal. El radio medio debe ser encontrado para r_c de un plano. La diferencia del nivel de agua a veces no está clara como en el caso arriba mencionado del canal de curva doble.

Si el flujo supercrítico ocurre, la descripción anterior no puede ser seguida y una revisión separada sería necesaria ya que la superficie del agua está agitada y una onda de choque o vibración puede ocurrir, haciendo el nivel del agua irregular a lo largo de la pared lateral.

Sección 6 Cálculo del Flujo Inestable

Si el cambio en la descarga con el tiempo no puede ser ignorado, las cantidades hidráulicas deben ser determinadas por los cálculos de flujo inestable.

[Referencia 6.19] Lineamientos para los Cálculos de Flujo Inestable

Si el nivel del agua y el caudal de una corriente cambian con el tiempo en un cierto punto de un río y este cambio con el tiempo no puede ser ignorado, los cálculos del flujo inestable (flujo momentáneo) deben ser hechos.

Los flujos inestables típicos en los ríos son el flujo de crecida, el flujo en río de marea y el oleaje de tormenta. La ecuación de movimiento y la ecuación de continuidad de tales flujos inestables los cuales cambian con el tiempo pueden ser expresados como sigue usando la descarga y el nivel de agua como parámetros.

Ecuación de movimiento:

Ecuación de movimiento:

$$\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{2QB}{gA^2} \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{2Qq}{gA^2} - \frac{Q^2 B}{gA^3} \left(1 + \frac{\partial H}{\partial t} \right) + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{n^2 Q |Q|}{A^2 R^{4/3}} = 0$$

Ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$

Los cálculos de flujo inestable son hechos resolviendo estas dos ecuaciones básicas usando las condiciones dadas. Para resolver estas fórmulas numéricamente, varios métodos de cálculos fueron propuestos para varias precisiones para los cálculos de flujo inestable como se menciona debajo,

1. Los métodos que usan principalmente la ecuación de "continuidad":
El método Maskingan, el método del valor efectivo, el método del trazado de reserva, (el cálculo del depósito (método de tránsito simplificado), la teoría del flujo cuasi-estable.
2. Métodos que usan las ecuaciones de movimiento y continuidad en combinación:
El método de cálculos numéricos, el método de la curva característica.
3. Métodos que utilizan la similitud con el flujo de crecida:
El método de computadora análogo, el método de similitudes difusas, los experimentos modelos.

Convencionalmente, el método Maskingan y el método de la solución gráfica fueron ampliamente usados, pero ahora el método de cálculo numérico y el método de la curva característica están siendo principalmente usados como un resultado del desarrollo de la calculadora, ya que las ecuaciones básicas pueden ser resueltas con precisión por estos métodos.

Sin embargo, si los cálculos aproximados son permitidos en lugar de los cálculos de alta precisión, ellos pueden ser considerablemente simplificados omitiendo los términos relativamente insignificantes de las ecuaciones básicas, especialmente la ecuación de movimiento. Kinoshita dio algunos estándares para el propósito anterior.

[Referencia 6.20] Cálculo del Flujo Inestable para el Flujo de los Ríos

[Referencia 6.20.1] Sin Confluencia ni Desviación

Los siguientes tres métodos deberían ser usados como estándares para los cálculos del flujo inestable para los ríos que no tienen confluencia y desviación:

1. El método de la diferencia de tipo explícito (Salto de rana)
2. El método de la diferencia de tipo implícito
3. El método de la curva característica

[Referencia 6.20.2] Cálculos de Flujo Inestable para Ríos con Confluencia y Desviación.

Los siguientes tres métodos deberían ser usados para los cálculos del flujo inestable con confluencia y desviación:

1. El método de la diferencia de tipo explícito (Salto de rana)
2. El método de la diferencia de tipo implícito
3. El método de la curva característica.

[Referencia 6.21] Cálculos del Flujo Inestable para Embalses Retardadores.

[Referencia 6.21.1] Cálculos del Flujo Inestable para las Secciones de Río que tienen Embalses Retardadores:

Los cálculos del flujo inestable para los tramos con embalses retardadores deberían ser hechos como sigue:

1. Para los diques sumergidos, el método de cálculo del flujo inestable para los ríos sin confluencia ni desviación debe ser usado considerando el desbordamiento lateral q .

2. Para los cálculos del flujo inestable para los tramos que tienen embalses retardadores del tipo de canal de alimentación, ambos, los cálculos de desviación (para el influjo al embalse retardador) y los cálculos de la confluencia (para el escurrimiento del embalse retardador), deben ser realizados.

Las unidades del desborde lateral q es $m^3/s.m$, y el desborde lateral total para una longitud de sección de ΔX (m) es $q \Delta X$. " q " puede ser calculado por las siguientes fórmulas:

Canal uniforme: La ecuación de Demark (flujo subcrítico, flujo supercrítico), la fórmula de Nakagawa (flujo rápido).
Canal no uniforme: La Ecuación de Forchheimer, la ecuación Ito-Honma.

[Referencia 6.21.2] Cálculo del Flujo Inestable dentro de las Cuencas Retardadoras:

Para las cuencas retardadoras de tipo de desborde, los cálculos del nivel del agua usando el volumen de depósito podrían ser usados normalmente bajo las condiciones de nivel del agua constante en todos los embalses excepto en el caso de profundidades de agua muy pequeñas.

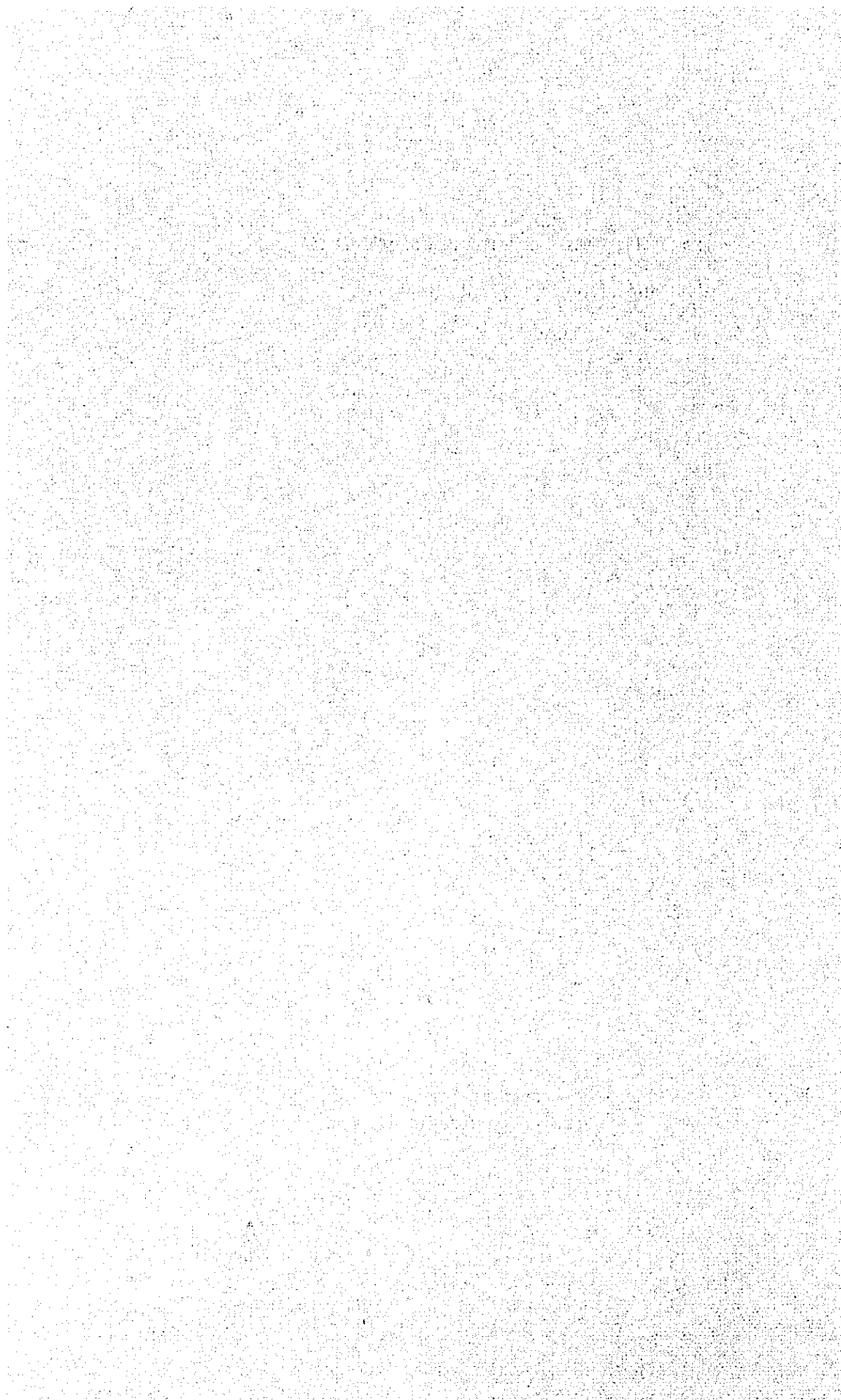
Para el tipo de canal de alimentación, la condición de nivel del agua constante podría ser usada para todos los embalses dependiendo de la velocidad del influjo hacia el embalse al final del canal de alimentación, pero la pérdida de energía en el canal de alimentación debe ser considerada si su longitud es grande.

Excepto el caso donde la profundidad del agua es pequeña en los embalses, la no-uniformidad del nivel del agua en las cuencas retardadoras difícilmente crea algún problema. Los problemas anticipados son la agitación de la superficie del agua debido a la caída del agua desbordada y su propagación como ondas, la colocación del viento y la ondulación periódica del espejo de agua. Ellos podrían ser extremadamente grandes dependiendo de la velocidad del viento y por tanto la investigación es necesaria para determinar la altura de los diques circundantes.

2.1 EJEMPLO SOBRE USO DE PROGRAMA DE COMPUTADORA

2.1.1 Cálculo de flujo No-Uniforme

VELOCIDAD



USER'S MANUAL

NON-UNIFORM FLOW MODEL: VFLOW

1. METHOD OF CALCULATION

1.1 Fundamental Formula

$$H_i = H_{i-1} + \frac{\alpha Q^2}{2g} \left(\frac{1}{A_{i-1}^2} - \frac{1}{A_i^2} \right) + \frac{Q^2}{2} \left(\frac{n_{i-1}^2}{R_{i-1}^{4/3} A_{i-1}^2} + \frac{n_i^2}{R_i^{4/3} A_i^2} \right) \Delta x$$

where,

H = Elevation of water level (m)

g = Acceleration of gravity (m^3/sec^2)

Q = Discharge (m^3/sec)

A = Water area (m^2)

Δx = Distance between two cross-sections (m)

n = Manning's coefficient of roughness

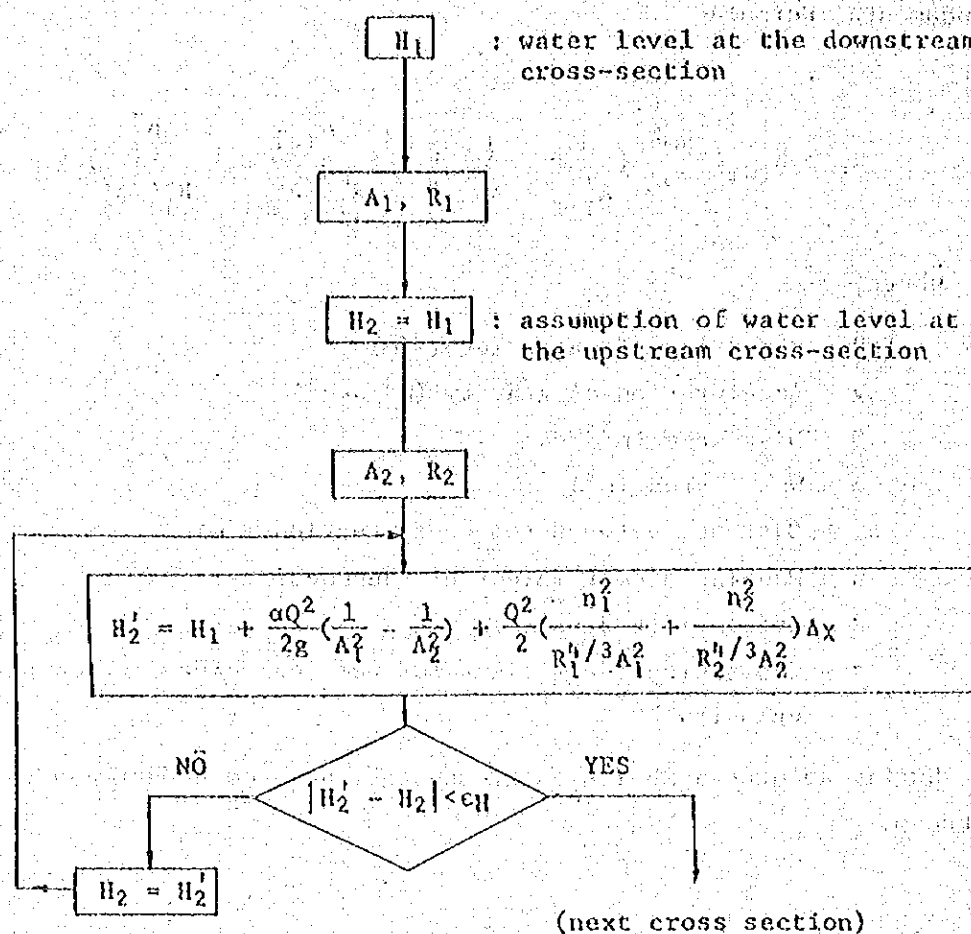
R = Hydraulic radius (m)

α = Correction coefficient for vertical distribution of velocity

Suffix denotes number of a cross-section, from downstream to upstream.

1.2 Conceptual Computation Flow

Conceptual flow for the calculation of non-uniform flow is shown below.



ϵ_H : given tolerance in water level

II. FORMAT OF INPUT DATA

2.1 General

- 1) All the data shall be put within the specified column enclosed with thick solid line aligning to the right.
- 2) The input data shall be humerical value with or without decimal point and string of letters.
- 3) In case scaling factors (SF and SF1) accompany, the input value is to be converted as follows:
$$SF \times (\text{input value}) + SF1, \text{ in case MC2} = 0$$
$$SF \times (\text{input value} + SF1), \text{ in case MC2} = 1$$
- 4) Sectional data shall be arranged orderly from lower end to upstream.
下流端から上流へ
- 5) Input values are of metric system as specified.
- 6) Left and right of river are always those facing toward downstream.
左岸、右岸は下流に向って左、右

2.2 Input Data and Explanation

PAGE OF

W2 F12 N3 Y

PROBLEM

[illegible]

PROBLEM _____ WRITTEN BY _____ PAGE _____ OF _____

[illegible]

35763

951136

PROBLY

100

[illegible]

$X=0$ or blank denotes the end of data of a section.

	X_{n+1}	X_n	X_{n-1}	$\dots$	X_1	X_0
8	X_{n+1}^2	X_n^2	X_{n-1}^2	$\dots$	X_1^2	X_0^2
9	X_{n+1}	X_n	X_{n-1}	$\dots$	X_1	X_0
10	X_{n+1}	X_n	X_{n-1}	$\dots$	X_1	X_0

DMAX : Critical max. interval of adjacent vertical coordinates.

If $ABS(Y1, J - Y2, J - 2) > DMAX$, the data includes error.

DYMAX=10 m. If no value is input.

DXMIN = Critical min. interval of adjacent horizontal coordinates.

if $(x_{i,j} - x_{i,j-1}) < \text{DPMAX}$, the data includes error.

EXMIN=0.0, if no value is input.

NAME : Name of channel section (same as data-2), which shall be put at the head of every data rows.

 X_{ij} and Y_{ij} : Horizontal and vertical coordinates (m).

2ND : Fized code to denote end of channel section data.

SPX,SPX1: Scaling factors for X (horizontal coordinate)

SPY,SPY1: Scaling factors for y (vertical coordinate)

XXXXXX : Critical max. interval of adjacent horizontal

```
--0419  SGRB(3);  SSG 8711  XXXXG < ((T-T)(X - T)(X) 41)
```

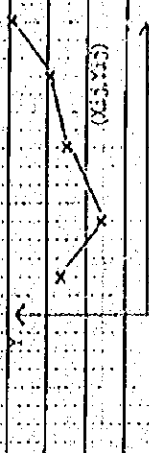
```

-- (MAX) = MAX(1) / DMAX, the date and times error
    DMAX=50 m, if no value is input.

```

=50 m, if no value is input.

二、總論



PAGE 107

WILLIAM W. WALKER

W378086

A diagram illustrating the concept of a normal line. A horizontal line represents a surface. A vertical line segment, labeled 'NORMAL', is drawn perpendicular to the surface. A line of sight, labeled 'LINE OF SIGHT', is drawn from an observer's eye to a point on the surface. The angle between the normal line and the line of sight is labeled 'ANGLE OF INCIDENCE'.

As above

[illegible]

- 1) Place of inflow from tributary is specified by the distance (XIN) in meter from the section at the lowest end.
- 2) NQ and XPR are same with those of (1).

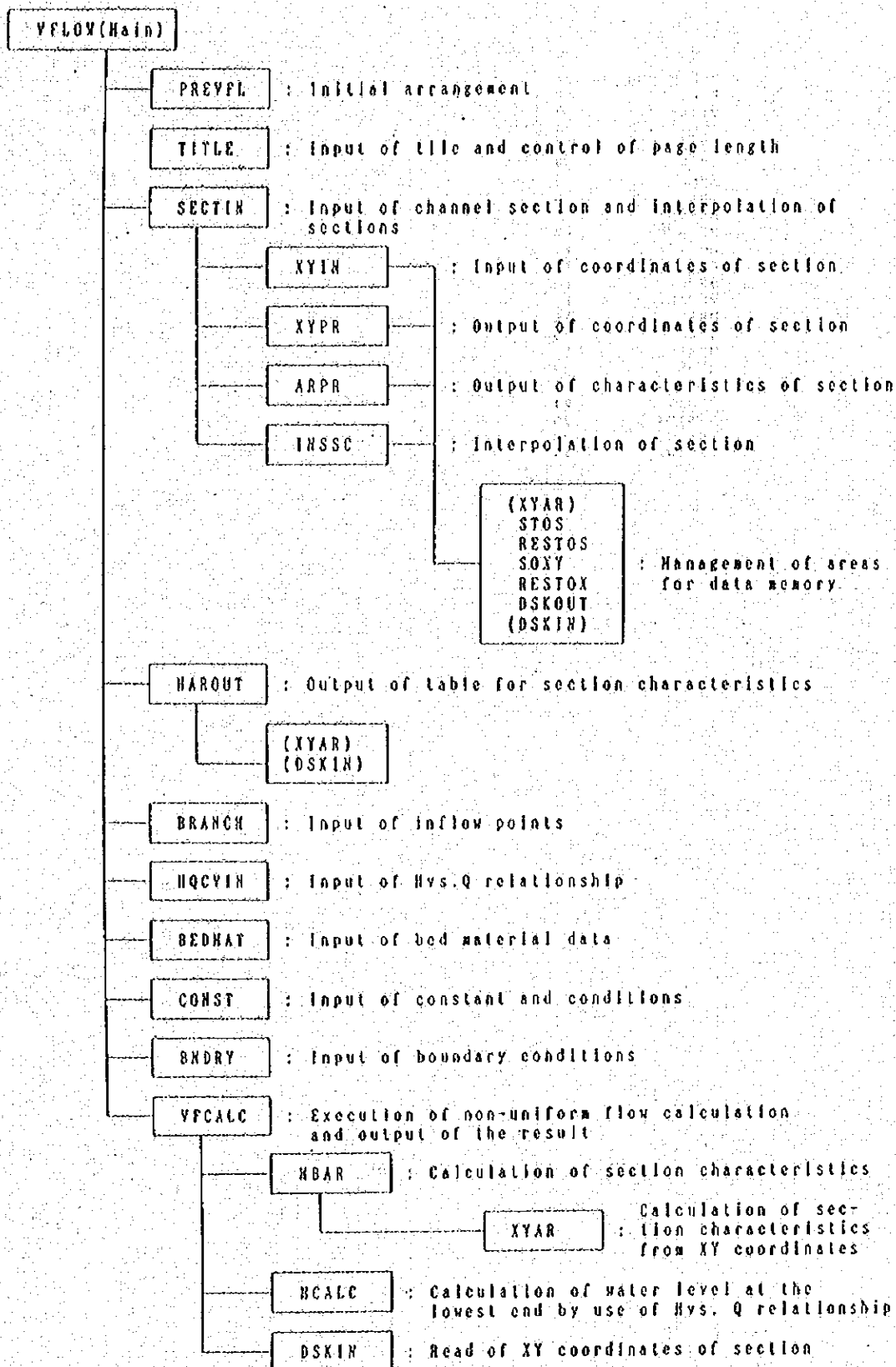
POSTAGE

[illegible]

DATA SHEET

PROBLEM _____ WRITTEN BY _____ PAGE _____ OF _____

N ^o	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80																								
1																									
2	D9. INPUT OF BOUNDARY CONDITIONS AND EXECUTION OF CALCULATION (KCI=9)																								
3																									
4	BC	NC	KPR																						
5		SFO	SFOI	SFOI																					
6		SFOI	SFOI	SFOI																					
7	CASE1	H01	Q01	Q11.1	Q11.2	Q11.3	Q11.4																		
8																									
9																									
10	CASE2	H02	Q02	Q12.1	Q12.2	Q12.3	Q12.4																		
11																									
12																									
13																									
14	BC	Identification code for boundary condition data.																							
15	NC	Number of calculation cases; N=10 at maximum.																							
16	KPR	Numerical code for output control. <i>Maximum 220000</i>																							
17	0: Input data will not be output.																								
18	1: Input data will be output.																								
19	KCI, KCI2: Control of scaling factors (Same function as data-2).																								
20	CASE: Code of calculation case; 10 letters at maximum.																								
21	H0	Water level at the lowest section (m)																							
22	Q0	Discharge (m ³ /s) at the uppermost section.																							
23	Q1	Inflow (m ³ /s) from tributaries in the same order as data-4.																							
24																									
25																									



INDEX

VFLOW FOR	1
PREVFL	2
TITLE	3
SECTIN	4
XYIN	5
XYPR	7
ARPR	8
INSSC	9
IAROUT	11
BRANCH	12
HQCVIN	14
CONST	15
BNDRY	16
VFCALC	17
UBAR	19
XYAR	20
HICALC	21
STOS	22
RESTOS	23
STOXY	24
RESTOX	26
PSKOUT	26
DSKIN	27

KC 2

- 61 -

XY	4NO. 34	6152	1781	6209	1804	6467	1802	6732	1797	6940	1799	7193	1798	7506	1799
XY	5NO. 34	7540	1788	7640	1794	7840	1796	8040	1810						
XY	0NO. 32	8200	1835	1200	1835	00	1815	140	1814	440	1816	608	1810	1107	1815
XY	1NO. 32	1340	1815	1720	1804	1930	1802	2210	1804	2525	1807	2718	1804	2980	1811
XY	2NO. 32	3513	1815	3640	1829	4020	1800	4271	1796	4516	1795	4666	1790	4883	1791
XY	3NO. 32	5055	1791	5055	1825	5066	1825	5333	1832	5721	1820	5941	1823	6216	1821
XY	4NO. 32	6491	1822	6703	1824	7383	1828	7983	1835	8273	1856				
XY	0NO. 30	00	1837	410	1836	725	1836	1210	1837	1420	1837	1635	1843	1904	1835
XY	1NO. 30	2130	1835	2725	1834	3146	1834	3463	1833	3766	1833	4231	1835	4401	1822
XY	2NO. 30	4601	1806	4801	1804	5071	1806	5271	1815	5561	1814	5831	1813	5831	1813
XY	3NO. 30	6101	1817	6181	1825	6426	1827	6641	1825	6711	1853	6835	1851	6911	1817
XY	4NO. 30	7064	1820	7291	1831	7561	1830	9060	1860						
XY	0NO. 28	00	1849	225	1846	398	1845	590	1848	812	1847	1350	1848	1780	1848
XY	1NO. 28	2258	1846	2735	1849	2934	1852	3210	1852	3405	1842	3550	1842	3770	1830
XY	2NO. 28	3980	1827	4230	1833	4610	1821	4760	1814	4950	1816	4985	1820	5015	1824
XY	3NO. 28	5015	1824	5015	1844	5205	1844	5460	1846	5473	1866	5530	1868	5570	1865
XY	4NO. 28	5645	1833	5956	1842	6270	1838	6455	1841	6850	1840	7110	1876	7140	1876
XY	0NO. 26	00	1868	290	1869	380	1854	508	1868	710	1867	944	1865	1150	1859
XY	1NO. 26	1350	1870	1740	1868	1960	1868	2207	1867	2650	1867	3050	1867	3260	1869
XY	2NO. 26	3320	1838	3480	1832	3645	1830	4159	1845	4640	1850	5082	1855	5362	1891
XY	3NO. 26	5510	1892	5850	1892	5939	1861	6043	1862	6107	1850	6199	1843	6288	1852
XY	4NO. 26	6540	1858	6688	1855	7279	1854	7341	1862	7563	1857	7742	1861	7808	1882
XY	5NO. 26	7865	1892	9142	1892	9342	1893								
XY	0NO. 22	00	1878	244	1880	550	1889	872	1895	1059	1890	1333	1891	1687	1887
XY	1NO. 22	2005	1884	2287	1886	2573	1891	2835	1895	3287	1890	3566	1896	3807	1886
XY	2NO. 22	3846	1875	3966	1895	4189	1891	4310	1894	4591	1894	4870	1892	5017	1883
XY	3NO. 22	5189	1899	5427	1898	5464	1889	5877	1870	6027	1866	6152	1858	6317	1864
XY	4NO. 22	6478	1871	6924	1883	7355	1885	7653	1890	7730	1917	7817	1921	7894	1918
XY	5NO. 22	7972	1885	8171	1894	8381	1896	1880	1925						
XY	0NO. 20	00	1911	21	1890	98	1891	171	1893	280	1913	409	1914	716	1909
XY	1NO. 20	1163	1907	1665	1909	1951	1906	2376	1942	2460	1895	2518	1911	2553	1913
XY	2NO. 20	2888	1915	2994	1914	3328	1909	3517	1930	3733	1913	3818	1897	3946	1892
XY	3NO. 20	4250	1896	4584	1892	4926	1886	5098	1877	5220	1875	5261	1881	5301	1906
XY	4NO. 20	5447	1945	5503	1940	5619	1948	5704	1910	6292	1906	6378	1951	6409	1951
XY	5NO. 20	6444	1950	6552	1912	7218	1908	7657	1912	8014	1915				
XY	0NO. 17	00	1949	292	1949	579	1954	998	1951	1432	1952	1809	1947	2032	1943
XY	1NO. 17	2316	1941	2616	1941	2790	1932	2882	1946	3096	1938	3293	1943	3522	1942
XY	2NO. 17	3731	1950	3956	1949	4211	1931	4481	1933	4736	1936	5003	1937	5250	1913
XY	3NO. 17	5250	1913	5524	1900	5598	1912	5771	1947	5926	1956	6216	1966	6341	1965
XY	4NO. 17	6415	1973	6523	1972	6618	1943	6905	1931	7319	1917	7391	1972	7421	1969
XY	5NO. 17	7488	1948	7828	1938	7886	1965	7963	1965	8071	1949				
XY	0NO. 15	00	1962	335	1963	705	1965	968	1963	1451	1965	1808	1962	2325	1964
XY	1NO. 15	2570	1965	3125	1968	3350	1965	3777	1968	3996	1963	4390	1959	4453	1935
XY	2NO. 15	4717	1931	5037	1943	5309	1948	5572	1948	5797	1946	6129	1947	6237	1952
XY	3NO. 15	6351	1950	6412	1970	6432	1972	6484	1971	6570	1951	6677	1950	6859	1940
XY	4NO. 15	7169	1951	7358	1962	7470	1981	7533	1982	7594	1962	7966	1948	8351	1944
XY	0NO. 12	00	1980	354	1986	614	1985	980	1989	1217	1983	1441	1990	1688	1987
XY	1NO. 12	1893	1992	1955	1983	2210	1992	2605	1995	2875	1991	3165	1994	3424	1996
XY	2NO. 12	3822	1996	4080	1993	4490	1992	4537	2007	4586	1977	4697	1959	4751	1950
XY	3NO. 12	5065	1953	5277	1958	5517	1972	5573	2002	5710	2010	5860	2008	5954	1972
XY	4NO. 12	6016	1964	6770	1970	6902	2015	6978	2015	7117	1979	7244	1967		
XY	0NO. 09	00	2017	376	2018	780	2017	1008	2020	1216	2015	1425	2017	1574	2015
XY	1NO. 09	1873	2018	2198	2017	2578	2016	2861	2016	2944	1986	3153	1982	3311	1981
XY	2NO. 09	3544	1982	3803	1988	3887	2014	4201	2009	4672	2015	4712	2014	4909	2013
XY	3NO. 09	5007	2038	5064	2040	5098	2038	5140	2024	5437	2018	5719	2012	5982	2009
XY	4NO. 09	6446	2007	6764	2013										
XY	0NO. 06	00	2042	364	2045	863	2045	894	2026	1076	2021	1118	2012	1251	2010
XY	1NO. 06	1364	2016	1583	2035	1678	2056	1718	2048	1986	2045	2344	2040	2641	2044
XY	2NO. 06	2956	2046	3114	2046	3376	2046	3811	2045	4189	2047	4258	2018	4416	2014
XY	3NO. 06	4753	2016	4875	2010	5244	2019	5258	2041	5280	2034	5330	2037	5382	2037
XY	4NO. 06	5716	2037	6087	2043	6410	2038	6465	2058	6532	2059	6588	2043	6854	2040
XY	5NO. 06	7227	2038	7489	2035	7764	2033	8002	2035	8211	2035				
XY	0NO. 04	00	2063	320	2062	538	2061	1065	2067	1264	2067	1290	2053	1348	2037
XY	1NO. 04	1508	2027	1665	2037	1786	2031	1906	2027	1963	2033	2025	2060	2210	2059
XY	2NO. 04	2324	2060	2603	2050	2898	2058	3077	2056	3412	2058	3662	2058	4011	2060
XY	3NO. 04	4078	2032	4141	2020	4468	2022	4789	2038	4974	2058	5324	2057	5390	2075
XY	4NO. 04	5484	2073	5484	2073	5556	2055	5938	2055	6216	2054	6493	2054	6493	2054
XY	5NO. 04	7081	2054	7441	2055	7769	2051								
XY	0NO. 02	00	2089	56	2090	123	2099	200	2093	377	2092	416	2089	456	2089
XY	1NO. 02	687	2090	845	2090	1073	2076	1249	2080	1462	2082	1671	2083	2004	2082
XY	2NO. 02	2206	2070	2253	2052	2298	2071	2703	2066	2796	2075	2980	2082	3023	2091
XY	3NO. 02	3063	2080	3424	2080	3659	2077	3786	2073	3883	2059	4109	2058	4376	2057

XY	4NO. 02	4613	2054	4719	2052	4871	2053	5051	2048	5211	2044	5346	2052	5378	2077
XY	5NO. 02	5451	2082	5741	2081	5877	2079	6104	2077	6370	2086	6717	2098	6826	2098
XY	6NO. 02	7122	2103	7391	2107	7560	2106								
XY	0NO. 01	00	2075	108	2089	358	2087	435	2075	824	2060	871	2075	1309	2084
XY	1NO. 01	1722	2088	2116	2084	2406	2086	2556	2071	2593	2062	2841	2052	3209	2072
XY	2NO. 01	3576	2072	3813	2063	3866	2058	4155	2062	4225	2106	4424	2102	4591	2101
XY	3NO. 01	4747	2102	4943	2105	5246	2107	5692	2105	5946	2112	6272	2111		
XY	END														
KC	4														
	1	1	0												
		20													
		440													
KC	5														
	6	1.0	165.3	1.0											
		1	2	3	3.53	4	5								
		42	254	772	1122	2214	6202								
KC	8														
KC	9														
BC	0	1	1												
CASE	7			1E-0	1E+0	1E+0									
KC	99			667	-67										

1 NON-UNIFORM FLOW MODEL FOR STO. DOMINGO RIVER (BARINAS) (JUN. 3 '93) Case-07

43 CROSS SECTIONS ARE INSERTED.
NEW CROSSSECTION NUMBERS ARE

1 - 65.

INFLOW PNT. NQ = 1

NO. 20 1440.0 --> NO. 20 NO. 04 (48) 115' = 63'7'

MAIN RIVER 1 - 65

INFLOW PNT. NQ = 1
63

ALPHA = 1.00000 CR FR = .90000 SIGMA = 2.65000 VOID = .00000
EPS II = .00010 GAMMA = 1.00000

BOUNDARY CONDITIONS

	HO	QO	DQ
1 SE 7	.000	667.0	-67.0

CALCULATION OF NON-UNIFORM FLOW PROFILE.

1 65

CASE 7 HO 167.968 QO 600.0 QN 667.0
1 NON-UNIFORM FLOW MODEL FOR STO. DOMINGO RIVER (BARINAS) (JUN. 3 '93) Case-07

1	NO. 46	SX =	.0	N =	.035					
		Q	H	B	A	R	V	FR		
1		600.0	167.968	222.2	303.0	1.363	1.980	.542		
2	NO. 46	-1 (240.0)	SX =	240.0	N =	.035				
		Q <td>H <td>B <td>A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td></td></td></td>	H <td>B <td>A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td></td></td>	B <td>A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td></td>	A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td>	R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td>	V <td>FR</td> <td></td> <td></td>	FR		
	1	600.0	169.099	423.2	391.9	.926	1.531	.508		
3	NO. 46	-2 (480.0)	SX =	480.0	N =	.035				
		Q <td>H <td>B <td>A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td></td></td></td>	H <td>B <td>A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td></td></td>	B <td>A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td></td>	A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td>	R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td>	V <td>FR</td> <td></td> <td></td>	FR		
	1	600.0	169.947	509.6	481.3	.944	1.247	.410		
4	NO. 46	-3 (720.0)	SX =	720.0	N =	.035				
		Q <td>H <td>B <td>A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td></td></td></td>	H <td>B <td>A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td></td></td>	B <td>A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td></td>	A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td>	R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td>	V <td>FR</td> <td></td> <td></td>	FR		
	1	600.0	170.482	329.9	473.3	1.433	1.268	.338		
5	NO. 43		SX =	960.0	N =	.035				
		Q <td>H <td>B <td>A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td></td></td></td>	H <td>B <td>A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td></td></td>	B <td>A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td></td>	A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td>	R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td>	V <td>FR</td> <td></td> <td></td>	FR		
	1	600.0	170.931	291.2	442.8	1.512	1.355	.351		
6	NO. 43	-1 (275.0)	SX =	1235.0	N =	.035				
		Q <td>H <td>B <td>A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td></td></td></td>	H <td>B <td>A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td></td></td>	B <td>A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td></td>	A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td>	R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td>	V <td>FR</td> <td></td> <td></td>	FR		
	1	600.0	171.542	331.2	412.8	1.243	1.454	.416		
7	NO. 42		SX =	1510.0	N =	.035				
		Q <td>H <td>B <td>A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td></td></td></td>	H <td>B <td>A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td></td></td>	B <td>A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td></td>	A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td>	R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td>	V <td>FR</td> <td></td> <td></td>	FR		
	1	600.0	172.219	414.4	482.7	1.161	1.243	.368		
8	NO. 42	-1 (275.0)	SX =	1785.0	N =	.035				
		Q <td>H <td>B <td>A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td></td></td></td>	H <td>B <td>A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td></td></td>	B <td>A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td></td>	A <td>R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td></td>	R <td>V <td>FR</td> <td></td> <td></td> </td>	V <td>FR</td> <td></td> <td></td>	FR		

	1	600.0	173.285	504.1	362.5	.719	1.655	.624
9	NO. 41		SX =	2060.0	N =	.035		
	1	Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	174.493	996.1	669.7	.672	.896	.349
10	NO. 41	-1 (200.0)	SX =	2260.0	N =	.035		
	1	Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	175.125	945.0	506.9	.536	1.184	.516
11	NO. 41	-2 (400.0)	SX =	2460.0	N =	.035		
	1	Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	175.940	1098.8	590.2	.537	1.017	.443
1 NON-UNIFORM FLOW MODEL FOR STO. DOMINGO RIVER (BARINAS) (JUN. 3 '93) Case-07								
12	NO. 39		SX =	2660.0	N =	.035		
	1	Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	176.523	1136.1	671.6	.591	.893	.371
13	NO. 38		SX =	2890.0	N =	.035		
	1	Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	176.882	1249.6	1063.7	.850	.564	.195
14	NO. 38	-1 (240.0)	SX =	3130.0	N =	.035		
	1	Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	177.987	526.3	317.1	.602	1.892	.779
15	NO. 36		SX =	3370.0	N =	.035		
	1	Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	179.579	635.9	546.7	.859	1.097	.378
16	NO. 36	-1 (200.0)	SX =	3570.0	N =	.035		
	1	Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	180.007	575.4	572.1	.994	1.049	.336
17	NO. 34		SX =	3770.0	N =	.035		
	1	Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	180.341	453.5	575.6	1.262	1.042	.296
18	NO. 34	-1 (190.0)	SX =	3960.0	N =	.035		
	1	Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	180.702	455.7	479.5	1.051	1.251	.390
19	NO. 34	-2 (380.0)	SX =	4150.0	N =	.035		
	1	Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	181.180	498.6	504.2	1.010	1.190	.378
20	NO. 32		SX =	4340.0	N =	.035		
	1	Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	181.655	487.2	482.7	.985	1.243	.399
21	NO. 32	-1 (220.0)	SX =	4560.0	N =	.035		
	1	Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	182.326	372.7	382.3	1.025	1.569	.495
22	NO. 30		SX =	4780.0	N =	.035		
	1	Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	183.074	236.9	366.2	1.544	1.639	.421

1 NON-UNIFORM FLOW MODEL FOR STO. DOMINGO RIVER (BARINAS) (JUN. 3 '93) Case-07

23	NO. 30	-1 (210.0)	SX =	4990.0	N =	.035			
	I	Q	H	B	A	R	V	FR	
		600.0	183.748	189.4	314.6	1.659	1.907	.473	
24	NO. 28		SX =	5200.0	N =	.035			
	I	Q	H	B	A	R	V	FR	
		600.0	184.686	284.7	326.8	1.139	1.836	.547	
25	NO. 28	-1 (230.0)	SX =	5430.0	N =	.035			
	I	Q	H	B	A	R	V	FR	
		600.0	185.625	351.2	421.5	1.199	1.424	.415	
26	NO. 26		SX =	5660.0	N =	.035			
	I	Q	H	B	A	R	V	FR	
		600.0	186.289	221.1	335.6	1.512	1.788	.464	
27	NO. 26	-1 (207.5)	SX =	5867.5	N =	.035			
	I	Q	H	B	A	R	V	FR	
		600.0	187.149	312.8	347.5	1.108	1.727	.523	
28	NO. 26	-2 (415.0)	SX =	6075.0	N =	.035			
	I	Q	H	B	A	R	V	FR	
		600.0	188.033	572.2	468.5	.818	1.281	.452	
29	NO. 26	-3 (622.5)	SX =	6282.5	N =	.035			
	I	Q	H	B	A	R	V	FR	
		600.0	188.685	635.7	515.7	.810	1.164	.413	
30	NO. 22		SX =	6490.0	N =	.035			
	I	Q	H	B	A	R	V	FR	
		600.0	189.243	571.8	509.6	.890	1.177	.398	
31	NO. 22	-1 (225.0)	SX =	6715.0	N =	.035			
	I	Q	H	B	A	R	V	FR	
		600.0	190.173	451.0	346.5	.768	1.731	.631	
32	NO. 20		SX =	6940.0	N =	.035			
	I	Q	H	B	A	R	V	FR	
		600.0	191.253	350.2	425.7	1.209	1.409	.408	
33	NO. 20	-1 (207.5)	SX =	7147.5	N =	.035			
	I	Q	H	B	A	R	V	FR	
		600.0	191.897	336.2	380.7	1.130	1.576	.473	

1 NON-UNIFORM FLOW MODEL FOR STO. DOMINGO RIVER (BARINAS) (JUN. 3 '93) Case-07

34	NO. 20	-2 (415.0)	SX =	7355.0	N =	.035		
	I	Q	H	B	A	R	V	FR
		600.0	192.730	385.6	375.5	.973	1.598	.517
35	NO. 20	-3 (622.5)	SX =	7562.5	N =	.035		
	I	Q	H	B	A	R	V	FR
		600.0	193.649	380.3	369.9	.972	1.622	.525
36	NO. 17		SX =	7770.0	N =	.035		
	I	Q	H	B	A	R	V	FR
		600.0	194.516	341.7	379.2	1.107	1.582	.480

37	NO. 17	-1 (190.0)	SX = 7960.0	N = .035				
		Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	195.391	366.8	342.2	.932	1.753	.580
38	NO. 15		SX = 8150.0	N = .035				
		Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	196.260	278.1	380.8	1.366	1.576	.430
39	NO. 15	-1 (200.0)	SX = 8350.0	N = .035				
		Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	197.299	492.6	341.9	.694	1.755	.673
40	NO. 15	-2 (400.0)	SX = 8550.0	N = .035				
		Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	198.465	560.4	465.2	.829	1.290	.452
41	NO. 12		SX = 8750.0	N = .035				
		Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	199.070	309.9	402.4	1.293	1.491	.418
42	NO. 12	-1 (280.0)	SX = 9030.0	N = .035				
		Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	199.967	256.0	324.7	1.265	1.848	.524
43	NO. 09		SX = 9310.0	N = .035				
		Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	201.062	123.0	254.4	2.056	2.359	.524
44	NO. 09	-1 (213.3)	SX = 9523.3	N = .035				
		Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	202.097	318.5	393.8	1.233	1.524	.438
1 NON-UNIFORM FLOW MODEL FOR STO. DOMINGO RIVER (BARINAS) (JUN. 3 '93) Case-07								
45	NO. 09	-2 (426.7)	SX = 9736.7	N = .035				
		Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	202.956	359.2	344.8	.956	1.740	.567
46	NO. 06		SX = 9950.0	N = .035				
		Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	204.011	185.7	276.9	1.477	2.167	.567
47	NO. 06	-1 (180.0)	SX = 10130.0	N = .035				
		Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	205.269	343.0	302.2	.880	1.985	.676
48	NO. 04		SX = 10310.0	N = .035				
		Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	206.313	329.6	425.9	1.288	1.409	.396
49	NO. 04	-1 (29.4)	SX = 10339.4	N = .035				
		Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	206.540	331.8	480.2	1.443	1.250	.332
50	NO. 04	-2 (58.8)	SX = 10368.7	N = .035				
		Q	H	B	A	R	V	FR
	1	600.0	206.715	337.9	521.5	1.539	1.151	.296

51	NO. 04	-3 (88.1)	SX = 10398.1	N = .035					
		Q	H	B	A	R	V	FR	
	1	600.0	206.862	343.8	552.2	1.602	1.087	.274	
52	NO. 04	-4 (117.5)	SX = 10427.5	N = .035					
		Q	H	B	A	R	V	FR	
	1	600.0	206.992	349.6	575.3	1.642	1.043	.260	
53	NO. 04	-5 (146.9)	SX = 10456.9	N = .035					
		Q	H	B	A	R	V	FR	
	1	600.0	207.112	355.2	591.0	1.660	1.015	.251	
54	NO. 04	-6 (176.3)	SX = 10486.2	N = .035					
		Q	H	B	A	R	V	FR	
	1	600.0	207.226	360.9	598.2	1.654	1.003	.249	
55	NO. 04	-7 (205.6)	SX = 10515.6	N = .035					
		Q	H	B	A	R	V	FR	
	1	600.0	207.337	366.5	595.9	1.623	1.007	.252	
1 NON-UNIFORM FLOW MODEL FOR STO. DOMINGO RIVER (BARINAS) (JUN. 3 '93) Case-07									
56	NO. 04	-8 (235.0)	SX = 10545.0	N = .035					
		Q	H	B	A	R	V	FR	
	1	600.0	207.450	372.2	588.0	1.576	1.020	.259	
57	NO. 04	-9 (264.4)	SX = 10574.4	N = .035					
		Q	H	B	A	R	V	FR	
	1	600.0	207.565	360.2	580.6	1.608	1.033	.260	
58	NO. 04	-10 (293.8)	SX = 10603.7	N = .035					
		Q	H	B	A	R	V	FR	
	1	600.0	207.684	350.4	574.0	1.634	1.045	.261	
59	NO. 04	-11 (323.1)	SX = 10633.1	N = .035					
		Q	H	B	A	R	V	FR	
	1	600.0	207.805	342.4	566.6	1.651	1.059	.263	
60	NO. 04	-12 (352.5)	SX = 10662.5	N = .035					
		Q	H	B	A	R	V	FR	
	1	600.0	207.929	342.6	558.8	1.627	1.074	.269	
61	NO. 04	-13 (381.9)	SX = 10691.9	N = .035					
		Q	H	B	A	R	V	FR	
	1	600.0	208.057	348.7	553.0	1.582	1.085	.275	
62	NO. 04	-14 (411.3)	SX = 10721.2	N = .035					
		Q	H	B	A	R	V	FR	
	1	600.0	208.187	340.6	552.2	1.617	1.087	.273	
63	NO. 04	-15 (440.6)	SX = 10750.6	N = .035					
		Q	H	B	A	R	V	FR	
	1	667.0	208.319	332.7	555.4	1.664	1.201	.297	
64	NO. 02		SX = 10780.0	N = .035					
		Q	H	B	A	R	V	FR	
	1	667.0	208.477	328.8	571.1	1.731	1.168	.283	
65	NO. 01		SX = 10970.0	N = .035					

	Q	H	B	A	R	V	FR
1	667.0	208.815	247.7	423.3	1.702	1.576	.385

NON-UNIFORM FLOW MODEL FOR STO. DOMINGO RIVER (BARINAS) (JUN. 3 '93) Case 07

***** END OF CALCULATION.

YFLOW

00000000

JC=0

• • • • •

+++++

GOTO 900

GOTO 900

GOTO 900

000 000

COTO 900

COTO 900

GO TO 900

GOTO 900

COTO 900

2010 FORMAT (IHL, 4X, 'END OF CALCULATION')

END

PREVFL

c

c

CALL TITLE(888)

FILTMP='C:\VFLOW.TMP'

C

$$NSI = 1$$

NDS1 =

$$\mathbf{NRQ} = \mathbf{0}$$

c

$$11 \quad \text{INQ}(i) = 0$$

C

```

END
SUBROUTINE TITLE(LLP)
CHARACTER*80 MTITLE
TITLE__
COMMON /MTI/ MTITLE
COMMON /CTI/ LP, LPSW
C
LPSW=0
IF (LLP.EQ.999) THEN
  READ (5, '(A80)') MTITLE
  LP=0
ELSEIF (LLP.EQ.888) THEN
  MTITLE =
  LP=0
ELSE
  L=IABS(LLP)
  IF (LLP.EQ.0) LP=0
  IF (LLP.LT.0.OR.LP.LT.L) THEN
    LP=58
    WRITE (6,2000) MTITLE
    FORMAT (1H1,4X,A80)
    LPSW=1
    ENDIF
    LP=LP-L
  ENDIF
C
RETURN
END
SUBROUTINE SECTIN
CHARACTER*10 NAME
CHARACTER*2 MX
SECTIN__
COMMON /MISC/ NS1, NS2, NERR
COMMON /SECT/ S(14), NAME
COMMON /NSCT/ NDI, IBED
C
DIMENSION SF(14), SF1(14), TS(14), SI(14)
C
NERR=0
READ (5,1000) N1, N2, KPR, NDI
1000 FORMAT (4I5)
IF (N1.GT.N2) THEN
  NN=N1
  N1=N2
  N2=NN
ENDIF
N1=MAX0(N1,1)
NS1=MIN0(NS1,N1)
NS2=MAX0(NS2,N2)
ND1=MAX0(ND1,1)
C
READ (5,1010) MX, MC, SF
1010 FORMAT (A2,2X,I1,5X,14F5.0)
DO 11 J=1,14
  IF (SF(J).EQ.0.0) SF(J)=1.0
  SF1(J)=0.0
11 S(J)=0.0
  IF (MC.GT.0) THEN
    READ (5,1010) MXX, MC, SF1
    IF (MC.GT.0) THEN
      DO 12 J=1,14
        SF1(J)=SF1(J)*SF(J)
      12
    ENDIF
  ENDIF
  IF (MX.NE.'SC') THEN
    NERR=NERR+1
    WRITE (6,8010) 'SC', MX
    8010 FORMAT (1H /10X, 'LABEL MUST BE [' ,A2, ' ] INSTEAD OF [' ,A2, ' ].')
  ENDIF
C
DO 22 I=N1,N2
  READ (5,1020) NAME, TS
  1020 FORMAT (A10,14F5.0)
  DO 21 J=1,12

```

```

      IF (TS(J).NE.0.0) S(J)=TS(J)*SF(J)+SF1(J)
21 CONTINUE
      S(3)=TS(3)*SF(3)+SF1(3)
      S(5)=TS(5)*SF(5)+SF1(5)
      S(13)=TS(13)*SF(13)+SF1(13)
      S(14)=TS(14)*SF(14)+SF1(14)
      IBED=S(4)
      NDIV=S(7)
      NDIV=MAX0(NDIV,1)
      S(4)=0.0
      S(7)=0.0
22 CALL STOS(1)
C
      CALL XYIN(N1,N2)
C
      IF (KPR.GT.1) CALL XYPR(N1,N2)
      IF (KPR.GT.0) CALL ARPR(N1,N2)
C
      IF (NERR.GT.0) THEN
        CALL TITLE(-1)
        WRITE (6,8080) NERR
8080    FORMAT (1H /' ***** CROSS SECTION ',16,' ERROR(S). '//
*          28X,' CALCULATION SUSPENDED. ')
        STOP
      ENDIF
C
      CALL INSSC(N1,N2,ND1)
C
      RETURN
      END
      SUBROUTINE XYIN(N1,N2)
C
      CHARACTER*10 NAME,NAMT,NAM
      CHARACTER*2  MX
      XYIN_____
C
      COMMON /MISC/ NS1,NS2,NERR
      COMMON /CXY / X(100),Y(100),N
      COMMON /SECT/ S(14),NAME
      DIMENSION TS(14)
      EQUIVALENCE (S(7),ZS),(S(13),XL),(S(14),XR)
C
      READ (5,1000) MX,KCH,MC,SFX,SPY ,DXMAX,DYMAX,DXMIN
1000    FORMAT (A2,11,1X,11,5X,5F5.0)
      KCH=MAX0(MIN0(KCH,3),0)
      IF (KCH.LT.3) THEN
        IF (KCH.EQ.0) ICH=1
        IF (KCH.EQ.1) ICH=3
        IF (KCH.EQ.2) ICH=6
      ELSE
        ICH=1
      ENDIF
      IF (SFX.EQ.0.0) SFX=1.0
      IF (SPY.EQ.0.0) SPY=1.0
      SFX1=0.0
      SPY1=0.0
      IF (DXMAX.LE.0.0) DXMAX=50.0
      IF (DYMAX.LE.0.0) DYMAX=10.0
      IF (MX.NE.'XY') THEN
        NERR=NERR+1
        WRITE (6,8000) 'XY',MX
8000    FORMAT (1H /10X,' LABEL MUST BE [' ,A2,' ] INSTEAD OF [' ,A2,' ].')
      ENDIF
      IF (MC.GT.0) THEN
        READ (5,1000) MX1,KCH1,MC,SFX1,SPY1
        IF (MC.GT.0) THEN
          SFX1=SFX1*SFX
          SPY1=SPY1*SPY
        ENDIF
      ENDIF
C
      READ (5,1010) NAMT,TS
1010    FORMAT (A10,14F5.0)
      I=N1

```

```

C
10 CALL RESTOS(1)
   KO=0
   J=0
C
11 IF (NAMT(ICH:10).NE. NAME(ICH:10)) THEN
   IF (KCH.LT. 3) NERR=NERR+1
   WRITE (6,8010) NAMT(ICH:10),NAME,KO+1
8010  FORMAT (5X,'XY ERROR ---> [' ,A10,' ]'S DATA EXIST IN [' ,
   *      A10,' ]'S (' ,13,' ).')
   ENDIF
   NAM=NAMT
C
20 JO=KO*7
   JE=0
   DO 21 JJ=7, 1, -1
   J2=JJ*2
   J1=J2-1
   IF (TS(J1).NE. 0. 0. OR. TS(J2).NE. 0. 0) THEN
       JE=JJ
       GOTO 22
   ENDIF
21 CONTINUE
22 DO 23 JJ=1, JE
   J2=JJ*2
   J1=J2-1
   J=JJ+JO
   X(J)=TS(J1)*SFY+SFY1
23  Y(J)=TS(J2)*SPY+SPY1
   KO=KO+1
C
   READ (5,1010) NAMT, TS
   IF (NAMT(ICH:10).NE. NAME(ICH:10)) GOTO 30
   IF (J.GE. JO+7) GOTO 11
C
30 IF (J.LT. 1) GOTO 90
   N=J
   XMAX=X(1)
   XMIN=X(1)
   ZS=Y(1)
C
   DO 31 J=2, N
   J1=J-1
   XD=X(J)-X(J1)
   YD=Y(J)-Y(J1)
   IF (XD.LT. DXMIN. OR. XD.GT. DXMAX) THEN
       NERR=NERR+1
       WRITE (6,8030) NAME, 'X', J1, X(J1), 'X', J, X(J), 'DX', XD
8030  FORMAT (10 /10X,'XY ',A10,2(5X,A1,' (' ,13,' )=' ,F10.2),
   *      5X,A2,'=' ,F10.2)
   ENDIF
   IF ((J-N)*(J-2).LT. 0. AND. ABS(YD).GT. DYMAX) THEN
       NERR=NERR+1
       WRITE (6,8030) NAME, 'Y', J1, Y(J1), 'Y', J, Y(J), 'DY', YD
   ENDIF
   XMAX=AMAX1(X(J), XMAX)
   XMIN=AMIN1(X(J), XMIN)
   ZS=AMIN1(Y(J), ZS)
31  IF (XR.LE. XL) THEN
       XL=XMIN
       XR=XMAX
   ENDIF
   CALL STOS(1)
   CALL STOXY(1)
   I=I+1
   IF (I.LE. N2) GOTO 10
C
90 RETURN
END
SUBROUTINE XYPR(N1,N2)

```

CHARACTER*10 NAME

XYPR_____

```

COMMON /CXY / X(100), Y(100), N
COMMON /SECT/ S(14), NAME
C
CALL TITLE(0)
C
DO 12 I=N1, N2
CALL RESTOS(1)
CALL RESTOX(1)
CALL TITLE((N+6)/7+1)
WRITE (6, 2010)
2010 FORMAT (1H )
C
DO 11 J1=1, N, 7
J2=MINO(J1+6, N)
JJ=(J1+6)/7
IF (J1.EQ. 1) THEN
WRITE (6, 2011) 1, NAME, JJ, (X(J), Y(J), J=J1, J2)
2011 FORMAT (1H , 14, A10, 15, 7(F9.1, ', ', F6.2))
ELSE
WRITE (6, 2012) JJ, (X(J), Y(J), J=J1, J2)
2012 FORMAT (1H , 14X, 15, 7(F9.1, ', ', F6.2))
ENDIF
11 CONTINUE
12 CONTINUE
C
RETURN
END
SUBROUTINE ARPR(N1, N2)
CHARACTER*10 NAM(3), NAME
CHARACTER*4 LBL(5, 2)
ARPR
C
COMMON /SECT/ S(14), NAME
COMMON /NSCT/ NDIV, IBED
DIMENSION TS(14, 3), TSS(14, 5, 3), NO(3), IBEDT(3), NDIVT(3)
EQUIVALENCE (S(5), HIS), (S(6), DHS)
DATA LBL / ' ZS', ' N', ' DX', ' MCD', ' BEDM',
* ' B', ' A', ' R', ' B*' /
C
12=N1-1
KT=2
C
10 KT=3-KT
IF (KT.EQ.1) CALL TITLE(-1)
10=12
12=MINO(10+3, N2)
11= 1+10
13=12-10
C
DO 15 L=1, 13
1=L+10
CALL RESTOS(1)
CALL RESTOX(1)
NO(L)=1
NAM(L)=NAME
DO 12 J=1, 14
12 TSS(J, L)=S(J)
IBEDT(L)=IBED
NDIVT(L)=NDIV
IF (DHS.LE. 0. 0) DHS=1. 0
HIS=HIS-DHS
C
DO 14 J=1, 14
13 HIS=HIS+DHS
CALL XYAR(HIS, B, A, R, P, RH)
IF (A.LE. 0. 0) GOTO 13
TSS(J, 1, L)=HIS
TSS(J, 2, L)=B
TSS(J, 3, L)=A
TSS(J, 4, L)=R
14 CONTINUE
15 CONTINUE
C

```

```

      WRITE (6, 2021) (' ', NO(L), NAM(L), L=1, 13)
2021 FORMAT (1H ///3(3X, A1, I4, A10, 18X, 'NDIV', 3X))
      WRITE (6, 2022) (NDIVT(L), L=1, 13)
2022 FORMAT (3(34X, I6, 3X))
      WRITE (6, 2023) ((LBL(J, 1), J=1, 5), L=1, 13)
2023 FORMAT (1H /3(5(4X, A4), 3X))
      WRITE (6, 2024) (TS(7, L), (TS(J, L), J=1, 3), IBEDT(L), L=1, 13)
2024 FORMAT (3(2X, F8. 3, F8. 4, F8. 1, F8. 4, I6, 3X))
      WRITE (6, 2025) ((LBL(J, 2), J=1, 4), L=1, 13)
2025 FORMAT (1H /3(4(4X, A4), 11X))
      DO 21 J=1, 14
21 WRITE (6, 2026) ((TSS(J, K, L), K=1, 4), L=1, 13)
2026 FORMAT (3(2X, F8. 3, F8. 2, F8. 1, F8. 3, 9X))
      IF (I2, LT, N2)      GOTO 10
      CALL TITLE(0)

C
      RETURN
      END
      SUBROUTINE INSSC(N1, N2, ND1)
      CHARACTER*10 NAME, NAME1, NAME2
      INSSC
C
      COMMON /SECT/ S(14), NAME
      COMMON /NSCT/ NDIV, IBED
      COMMON /CXY / X(100), Y(100), N
      COMMON /CINS/ NDS1, NDS2, DL, IDIV
      COMMON /MISC/ NS1, NS2, NERR
      DIMENSION S1(14), S2(14), X1(100), Y1(100), X2(100), Y2(100)
C
      CALL DSKOUT(0)
      IF (ND1, LT, 1) ND1=1
      ID=ND1-1
C
      DO 33 II=N1, N2
      CALL RESTOS(II)
      CALL RESTOX(II)
      NAME2=NAME
      DO 11 J=1, 14
11 S2(J)=S(J)
      NP2=N
      DO 12 J=1, N
      X2(J)=X(J)
12 Y2(J)=Y(J)
      DL=0. 0
      IDIV=0
      IF (I1, EQ, N1)      GOTO 30
C
      IF (NDIV, LE, 1)      GOTO 30
      NPNT=MAX0(NP1, NP2)
      NP1H=(NP1+1)/2
      NP2H=(NP2+1)/2
      N=NPNT
      NAME=NAME1
C
      DO 25 L=1, NDIV-1
      DO 21 J=1, 10
21 S(J)=S2(J)
      IDIV=L
      S(2)=S2(2)/NDIV
      DL=S(2)+DL
      DXX=DL/S2(2)
      S(3)=0. 0
      S(5)=(S2(5)-S1(5))*DXX+S1(5)
      DO 22 J=11, 14
22 S(J)=(S2(J)-S1(J))*DXX+S1(J)
C
      DO 23 JL=1, NP1H
      J=JL
      J1=MIN0(J, NP1H)
      J2=MIN0(J, NP2H)
      X(J)=(X2(J2)-X1(J1))*DXX+X1(J1)
      Y(J)=(Y2(J2)-Y1(J1))*DXX+Y1(J1)

```

```

      J = NP1 - JL
      J1 = MAX0(NP111 - JL, NP1H)
      J2 = MAX0(NP211 - JL, NP2H)
      X(J) = (X2(J2) - X1(J1)) * DXX + X1(J1)
23  Y(J) = (Y2(J2) - Y1(J1)) * DXX + Y1(J1)
      S(7) = Y(1)
      DO 24 J = 2, N
24  S(7) = AMIN1(Y(J), S(7))
C
      ID = ID + 1
25  CALL DSKOUT(ID)
C
      IDIV = 0
      DL = 0.0
      NAME1 = NAME2
      DO 26 J = 1, 14
26  S(J) = S2(J)
      S(2) = S2(2) / NDIV
      N = NP2
      DO 27 J = 1, N
27  X(J) = X2(J)
      Y(J) = Y2(J)
C
30  ID = ID + 1
      CALL DSKOUT(ID)
C
      NAME1 = NAME2
      DO 31 J = 1, 14
31  S1(J) = S2(J)
      NP1 = NP2
      DO 32 J = 1, N
32  X1(J) = X2(J)
      Y1(J) = Y2(J)
C
33  CONTINUE
C
      NDS1 = MIN0(ND1, NDS1)
      NDS2 = MAX0(1, NDS2)
      CALL DSKOUT(9999)
C
      CALL TITLE(3)
      NINS = NDS2 - NDS1 - NS2 + NS1
      WRITE (6, 2090) NINS, NDS1, NDS2
2090  FORMAT (1H // 5X, 15, ' CROSS SECTIONS ARE INSERTED. ' /
*      10X, ' NEW CROSSSECTION NUMBERS ARE', 15, ' ', 14, ' ')
C
      RETURN
      END
      SUBROUTINE HAROUT
C
      CHARACTER*10  NAM(3), NAME
      CHARACTER*4   LBL(5, 2), NOS(3)
C
      COMMON /SECT/ S(14), NAME
      COMMON /NSCT/ NDIV, IBED
      COMMON /CINS/ NDS1, NDS2, DL, IDIV
      DIMENSION TS(14, 3), TSS(14, 5, 3), NO(3), IBEDT(3)
      EQUIVALENCE (S(5), H1S), (S(6), H1S)
      DATA LBL, /, ZS, /, N, /, DX, /, MCD, /, BEDM, /
*      /, /, B, /, A, /, R, /, B* /
C
      READ (5, 1000) NN1, NN2
1000  FORMAT (2I5)
      IF (NDS2.LT.NDS1) THEN
        WRITE (6, 8000)
8000  FORMAT (1H /' ***** HAROUT (KC = 3) NO DATA TO PRINT.' )
        COTO 90
      ENDIF
      NN1 = MAX0(NN1, NDS1)
      IF (NN2.LT.NN1) NN2 = NDS2
      I2 = NN1 - 1
      KT = 2
      CALL DSKIN(0)

```

```

C
10 KT=3-KT
   IF (KT.EQ.1) CALL TITLE(-1)
   I=12
   I2=MIN0(1013, NN2)
   I1= I+10
   I3=I2-10
C
   DO 15 L=1, 13
     I=L+10
     CALL DSKIN(I)
     NO(L)=I
     NAM(L)=NAME
     NOS(L)=' '
     IF (IDIV.GT.0) WRITE (NOS(L), '(14)') -IDIV
     IBEDT(L)=IBED
   DO 12 J=1, 14
12  TSS(J, L)=S(J)
     IF (DHS.LE.0.0) DHS=1.0
     HH=HIS-DHS
C
     DO 14 J=1, 14
13  HH=HH+DHS
     CALL XYAR(HH, B, A, R, P, RH)
     IF (A.LE.0.0) GOTO 13
     TSS(J, 1, L)=HH
     TSS(J, 2, L)=B
     TSS(J, 3, L)=A
     TSS(J, 4, L)=R
14  CONTINUE
15  CONTINUE
C
   WRITE (6, 2021) (' ', NO(L), NAM(L), NOS(L), L=1, 13)
2021 FORMAT (1H ///3(3X, A1, 14, A10, 1X, A4, 20X))
   WRITE (6, 2022) ((LBL(J, 1), J=1, 5), L=1, 13)
2022 FORMAT (1H ///3(5(4X, A4), 3X))
   WRITE (6, 2023) (TS(7, L), (TS(J, L), J=1, 3), IBEDT(L), L=1, 13)
2023 FORMAT (3(2X, F8. 3, F8. 4, F8. 1, F8. 4, 16, 3X))
   WRITE (6, 2024) ((LBL(J, 2), J=1, 4), L=1, 13)
2024 FORMAT (1H /3(4(4X, A4), 11X))
   DO 21 J=1, 14
21  WRITE (6, 2025) ((TSS(J, K, L), K=1, 4), L=1, 13)
2025 FORMAT (3(2X, F8. 3, F8. 2, F8. 1, F8. 3, 9X))
   IF (12.LT.NN2) GOTO 10
   CALL TITLE(0)
   CALL DSKIN(9999)
C
90  RETURN
   END
   SUBROUTINE BRANCH
C
CHARACTER*10 NAMS
COMMON /CBRC/ NQ, NQ1, INQ(31)
COMMON /CINS/ NDS1, NDS2, DL, IDIV
COMMON /MISC/ NS1, NS2, NERR
COMMON /DSKS/ SS(14, 101), NDIVS(101), IBEDS(101)
COMMON /DSKN/ NAMS(101)
DIMENSION XIN(31), IIN(31), SDX(101), ISS(101)
C
   READ (5, 1010) NQ, KDX, KPR
1010 FORMAT (315)
   NQ1=NQ+1
   IF (KDX.EQ.0) THEN
     IF (NQ.GT.0) THEN
       READ (5, 1011) (INQ(J), J=1, 16)
1011  FORMAT (1615)
       IF (NQ.GT.15) THEN
         READ (5, 1012) (INQ(J), J=17, 31)
1012  FORMAT (5X, 1515)
       ENDIF
     ENDIF
     ELSEIF (NQ.GT.0) THEN

```

```

      IF (KDX.EQ.1) READ (5,1012) (IIN(J),J=2,NQ1)
      READ (5,1013) (XIN(J),J=2,NQ1)
1013  FORMAT (5X,15F5.0)
      IF (NS2.LT.NS1) THEN
8010  *   WRITE (6,8010)
        FORMAT (111 /' ***** BRANCH (KC = 4)  MISSING SECT. DATA.'
              *   ' (KC=2)')
        NERR=NERR+1
        GOTO 90
      ENDIF
C
      ISS(NS1)=NDS1
      SDX(NS1)=0.0
      DO 11 I=NS1+1,NS2
11     ISS(I)=NDIVS(I)+ISS(I-1)
      SDX(I)=SS(2,I)+SDX(I-1)
      IF (KPR.LE.0) THEN
        CALL TITLE(NQ+4)
        WRITE (6,2010) NQ
2010  *   FORMAT (111 /2X,' INFLOW PNT.      NQ =' ,14//
              *   23X,' NO' ,7X,' X' ,12X,' NO' ,5X,' SECT.' ,16X,' INQ' )
      ENDIF
C
      DO 15 J=2,NQ1
      SXJ=XIN(J)
      IF (KDX.EQ.1) SXJ=SXJ+SDX(IIN(J))
      IF (SXJ.LE.0.0.OR.SXJ.GT.SDX(NS2)+1E-2) THEN
        INQ(J)=0
        GOTO 15
      ENDIF
      DO 12 I=NS1+1,NS2
      L=I
      IF (SDX(I).GE.SXJ) GOTO 13
12     CONTINUE
      L=NS2
      L1=L-1
      III=NDIVS(NS2)
      GOTO 14
13     L1=L-1
      DXI=SS(2,L)/NDIVS(L)
      DDI=(SXJ-SDX(L1))/DXI
      III=DDI
      IF ((DDI-III).GT.1E-5) III=III+1
14     INQ(J)=III+ISS(L1)
      IF (KPR.LE.0) THEN
        WRITE (6,2011) IIN(J),XIN(J),L1,NAMS(L1),ISS(L1),III,INQ(J)
2011  *   FORMAT(18X,17,SP,F9.1,' ---->'
              *   S,17,1X,A10,' (' ,14,' )',SP,14,' =' ,S,15)
      ENDIF
15     CONTINUE
      ENDIF
C
      IF (KPR.LE.0) THEN
        CALL TITLE((NQ+14)/15+5)
        WRITE (6,2021) NDS1,NDS2,NQ
2021  *   FORMAT (111 //2X,' MAIN RIVER' ,4X,13,' -' ,14//
              *   2X,' INFLOW PNT.      NQ =' ,14)
        IF (NQ.GT.0) WRITE (6,2022) (INQ(I),I=2,NQ1)
2022  *   FORMAT (19X,1516)
      ENDIF
C
90  RETURN
END
SUBROUTINE HQCVIN
C
COMMON /HQCV/ NIHQ,H(50),Q(50)
C
      READ (5,1000) NN,KPR,SF0,SFH1,SFQ,SFQ1
1000  *   FORMAT (15,15,4F5.0)
      QMN=-100000.0
      IMN=-100000.0
C

```

```

      NIQ=NN
      READ (5,1010) (H(I), I=1, NIQ)
      READ (5,1010) (Q(I), I=1, NIQ)
1010 FORMAT (10X, 14F5.0)
      IF (SFH.EQ.0.0) SFH=1.0
      IF (SFQ.EQ.0.0) SFQ=1.0
      DO 11 I=1, NIQ
        H(I)=H(I)*SFH+SFH1
11 Q(I)=Q(I)*SFQ+SFQ1
C
      DO 12 I=2, NIQ
        IF (H(I).LT.H(I-1)) THEN
          NERR=NERR+1
          WRITE (6,8011) I, I-1
8011 FORMAT (' ***** H-Q CURVE      H(' , I2, ') LOWER THAN H(' , I2, ') .')
        ENDIF
        IF (Q(I).LT.Q(I-1)) THEN
          NERR=NERR+1
          WRITE (6,8012) I, I-1
8012 FORMAT (' ***** H-Q CURVE      Q(' , I2, ') SMALLER THAN Q(' , I2, ') .')
        ENDIF
12 CONTINUE
C
      IF (KPR.GT.0) THEN
        CALL TITLE((NIQ+9)/10+NIQ+5)
        WRITE (6,2010) (H(I), Q(I), I=1, NIQ)
2010 FORMAT (1H //10X, ' H-Q CURVE' //16X, ' H' , 11X, ' Q' /
          *                               10(//10X, F10.3, F10.1))
      *
      ENDIF
C
      IF (NERR.GT.0) THEN
        WRITE (6,8080) NERR
8080 FORMAT (1H // ' ***** H-Q CURVE      ' , I3, ' ERROR(S). '//
          *                               24X, ' CALCULATION SUSPENDED. ')
      *
      STOP
      ENDIF
C
      RETURN
      END
      SUBROUTINE CONST(KSW)
          CHARACTER*8 LBL(8)
          CONST___
C
      COMMON /CNST/ CONS(8), G, GO
      DIMENSION CON(8), S(8)
      DATA CON / 1.0, 0.9, 2.65, 0.0, 1E-4, 0.009, 1.0, 0.0/
      DATA LBL / ' ALPHA ' , ' CR PR ' , ' SIGMA ' , ' VOID ' ,
          *          EPS H ' , ' NU ' , ' GAMMA ' , ' /
C
      IF (KSW.GT.0) GOTO 20
      DO 11 I=1, 8
11 CONS(I)=CON(I)
      G=9.8
      GO=G*100.0
          GOTO 90
C
20 READ (5,1020) S
1020 FORMAT (8F10.0)
      DO 21 I=1, 8
        IF (S(I).GT.0.0) CONS(I)=S(I)
        IF (S(I).LT.0.0) CONS(I)=CON(I)
21 CONTINUE
C
      CALL TITLE(4)
      WRITE (6,2020) (LBL(I), CONS(I), I=1, 5), (LBL(I), CONS(I), I=7, 7)
2020 FORMAT (1H //(5X, 4(3X, A8, ' ', F8.5)))
C
90 RETURN
      END
      SUBROUTINE BNDRY
          CHARACTER*10 LCASE, LBL*2
          BNDRY___
C
      COMMON /CBND/ NC, H0(10), Q0(31, 10), LCASE(10)

```

```

COMMON /CBRC/ NQ, NQ1, INQ(31)
DIMENSION SF(3), SF1(3)
C
READ (5, 1000) LBL, NC, KPR
1000 FORMAT (A2, 3X, 2I5)
IF (LBL, NE, 'BC') THEN
WRITE (6, 8000) 'BC', LBL
8000 FORMAT (1H /' **** BNDRY COND 1, 2 COLS. MUST BE ('A2,
* ' ) INSTEAD OF ('A2, 'J. ')
ENDIF
NC=MAX0(NC, 1)
IF (NQ, LT, 0) THEN
NQ=0
NQ1=1
CALL TITLE(3)
WRITE (6, 8001)
8001 FORMAT (1H /' ----- BNDRY (KC = 9) MISSING FLOW-NET DATA.'
* '(KC=4) /25X, 'WARNING. ')
ENDIF
C
READ (5, 1010) MC, SF
1010 FORMAT (4X, 11, 10X, 3F5.0)
DO 11 L=1, 3
IF (SF(L), EQ, 0.0) SF(L)=1.0
11 SF1(L)=0.0
IF (MC, GT, 0) THEN
READ (5, 1010) MC, SF1
IF (MC, GT, 0) THEN
DO 12 L=1, 3
12 SF1(L)=SF1(L)*SF(L)
ENDIF
ENDIF
C
DO 22 K=1, NC
READ (5, 1020) LCASE(K), HQ(K), (Q0(L, K), L=1, 11)
1020 FORMAT (A12, 3X, 12F5.0)
IF (NQ1, GT, 11) READ (5, 1021) (Q0(L, K), L=12, NQ1)
1021 FORMAT (25X, 10F5.0)
HQ(K)=HQ(K)*SF(1)+SF1(1)
Q0(1, K)=Q0(1, K)*SF(2)+SF1(2)
DO 21 L=2, NQ1
21 Q0(L, K)=Q0(L, K)*SF(3)+SF1(3)
22 CONTINUE
C
IF (KPR, GT, 0) THEN
CALL TITLE(((NQ1+9)/10)*NC15)
WRITE (6, 2030)
2030 FORMAT (1H /' BOUNDARY CONDITIONS' /25X, 'HQ', 10X, 'Q0', 6X, 'DQ' /1X)
NP=MIN0(NQ1, 11)
DO 31 K=1, NC
WRITE (6, 2031) K, LCASE(K), HQ(K), (Q0(L, K), L=1, NP)
2031 FORMAT (4X, 14, 2X, A10, F10.3, F10.1, 10F8.1)
IF (NQ1, GT, 11) WRITE (6, 2032) (Q0(L, K), L=11, NQ1)
2032 FORMAT (40X, 10F8.1)
31 CONTINUE
ENDIF
C
RETURN
END
SUBROUTINE VFCALC
CHARACTER*10 NAME, LCASE, MCH*2
VFCALC
C
COMMON /CINS/ NDS1, NDS2, DL, IDIV
COMMON /CBND/ NC, HQ(10), Q0(31, 10), LCASE(10)
COMMON /SECT/ S(14), NAME
COMMON /CBRC/ NQ, NQ1, INQ(31)
COMMON /HCQV/ NIQ, HQ(50, 2)
COMMON /CNST/ CONS(8), G, G0
COMMON /CRES/ Q, H, B, A, R, V, FR, RH, GRAD, RF
DIMENSION HE1(10), QQ1(10), VV1(10), HH1(10), HH2(10), RH1(10),
* RF1(10), GRAD1(10), QL(10)

```

```

EQUIVALENCE (S(1), EN), (S(2), DX), (S(7), ZS)
EQUIVALENCE (CONS(1), ALPHA), (CONS(2), FPCR), (CONS(2), CDM),
*          (CONS(5), EPSH)
C
NERR=0
IF (NDS2.LT.NDS1) THEN
  NERR=NERR+1
  WRITE (6,8010) NDS1,NDS2
8010  FORMAT (' ***** NDS1 =',14,' NDS2 =',14,
*          MISSING CROSS-SECTIONAL DATA. ')
ENDIF
IF (NQ.LT.0) THEN
  NQ=0
  NQ1=1
  CALL TITLE(3)
  WRITE (6,8011)
8011  FORMAT (1H '/' ----- MISSING FLOW-NET DATA. (WARNING)')
ENDIF
IF (NC.LT.1) THEN
  NERR=NERR+1
  WRITE (6,8012)
8012  FORMAT (' ***** MISSING BOUNDARY CONDITIONS. ')
ENDIF
IF (NERR.GT.0) THEN
  CALL TITLE(3)
  WRITE (6,8090)
8090  FORMAT (1H '/' ***** CALCULATION SUSPENDED. *****')
  STOP
ENDIF
C
DO 12 J=1, NC
  QL(J)=Q0(1,J)
  DO 11 L=2, NQ1
    IF ((INQ(L)-NDS1-1)*(INQ(L)-NDS2).LE.0) QL(J)=QL(J)+Q0(L,J)
  11 CONTINUE
  IF (NHQ.GT.0.AND.HQ(J).EQ.0.0) CALL HCALC(HQ(J),QL(J))
  12 CONTINUE
  CALL TITLE(NC+5)
  WRITE (6,2010) NDS1,NDS2
2010  FORMAT (1H '/' CALCULATION OF NON-UNIFORM FLOW PROFILE.',18,14//
*          14X,'CASE',8X,'H0',8X,'Q0',8X,'QN')
  WRITE (6,2011) (J,LCASE(J),HQ(J),QL(J),Q0(1,J),J=1,NC)
2011  FORMAT (4X,14,1X,A10,1X,F10.3,F10.1,F10.1)
  CALL TITLE(0)
  CALL DSKIN(0)
  G2=G*2.0
C
C
DO 52 I=NDS1,NDS2
  CALL DSKIN(1)
  IF (I.EQ.NDS1) XXX=-DX
  XXX=XXX+DX
  CALL TITLE(NC+4)
  IF (IDIV.LE.0) THEN
    XL=0.0
    WRITE (6,2021) I,NAME,XXX,EN
    2021  FORMAT (1H /1X,14,1X,A10,16X,' SX=',F10.1,' N=',F8.3)
  ELSE
    XL=XL+DX
    WRITE (6,2022) I,NAME,-IDIV,XL,XXX,EN
    2022  FORMAT (1H /1X,14,1X,A10,1X,14,' (',F8.1,') SX=',F9.1,
*          N=',F8.3)
  ENDIF
  WRITE (6,2023)
2023  FORMAT (1H /25X,'Q',7X,'H',9X,'B',7X,'A',6X,'R',6X,'V',6X,'FR')
C
DO 51 J=1, NC
C
MCH=' '
IF (I.EQ.NDS1) THEN
  H=HQ(J)
  IF (H.LE.ZS) H=ZS+0.01

```

```

      Q=Q1(J)
      CALL HBAR
      HA1=H
      HH1(J)=H
                                GOTO 40
C   ENDIF
      Q=Q1(J)
      DO 22 L=2, NQ1
      IF (INQ(L).EQ.1) Q=Q-Q0(L,J)
22  CONTINUE
      IF (1.EQ.NDS1+1) THEN
        HA1=HH1(J)+GRAD1(J)*DX
      ELSE
        HA1=(HH1(J)-HH2(J))*DX/DX1+HH1(J)
      ENDIF
      IF (HA1.LT.ZS) HA1=RH1(J)+ZS
      HEE=HE1(J)+RF1(J)*EN*EN*DX*0.5+CDM*VV1(J)*VV1(J)/G2
      HA =HA1
      DO 31 NU=1, 50
      H =HA
      CALL HBAR
      HH=HEE+RF*EN*EN*DX*0.5-(ALPHA-CDM)*V*V/G2
      EPS=HH-H
      DH=EPS*0.1
      IF (ABS(EPS).LT.EPSH) GOTO 40
      CALL REGF1(H, EPS, DH, HA, ZS, NU, KNU)
      IF (ABS(HA-H).LT.EPSH*0.1) GOTO 40
31  CONTINUE
      IF (ABS(HA-H).GE.EPSH*0.5) THEN
        MCH=' '
                                GOTO 41
      ENDIF
C   IF (FR.LE.FRCR) GOTO 50
41  MCH(2:2)='*'
      HA =HA1
      DO 42 NU=1, 50
      H =HA
      CALL HBAR
      EPS=FR-FRCR
      IF (ABS(EPS/FRCR).LT.1E-5) GOTO 50
      DH=AMAX1(AMIN1(EPS*R/1.5/FRCR, 0.5), -0.5)
      CALL REGF1(H, EPS, DH, HA, ZS, NU, KNU)
      IF (ABS(HA-H).LT.EPSH*0.1) GOTO 50
42  CONTINUE
      MCH(2:2)='x'
C   IF (FR.LE.FRCR) GOTO 50
50  HE=H+ALPHA*V*V/G2
      GRAD=RF*EN*EN
      HH2(J)=HH1(J)
      Q1(J)=Q
      HH1(J)=H
      VV1(J)=V
      HE1(J)=HE
      RF1(J)=RF
      RH1(J)=RH
      GRAD1(J)=GRAD
      ZS1=ZS
      DX1=DX
C   WRITE (6, 2050) J, MCH, Q, H, B, A, R, V, FR
2050 FORMAT (1H, 12X, 13, 1X, A2, F9.1, F9.3, F9.1, F8.1, F7.3, F7.3, F7.3)
52  CONTINUE
C   CALL DSKIN(9999)
      RETURN
      END
      SUBROUTINE HBAR
                                HBAR_____
C   COMMON /CRES/ Q, H, B, A, R, V, FR, RH, GRAD, RF
      COMMON /CNST/ CONS(8), G, G0

```

```

C      CALL XYAR(H, B, A, R, P, RH)
      V = 1E+9
      RF = 1E+9
      PR = 1E+9
      IF (A.GT.0.0) V=Q/A
      IF (R.GT.0.0) RF=ABS(R**(-1.333333)*V)*V
      IF (RH.GT.0.0) PR=V/SQRT(C*RH)

C      RETURN
      END
      SUBROUTINE XYAR(H, B, A, R, P, RH)
      CHARACTER*10 NAME
      XYAR_____

C      COMMON /CXY / X(100), Y(100), N
      COMMON /SECT/ S(14), NAME
      EQUIVALENCE (S(13), XL), (S(14), XR)

C      B=0.0
      A=0.0
      P=0.0
      R=0.0
      RH=0.0
      IF (XR.LE.XL) GOTO 90

C      DO 30 I=2, N
      I1=I-1
      X1=AMAX1(X(I1), XL)
      X2=AMIN1(X(I1), XR)
      IF (I.LE.2.AND.X(I).GT.X(I1)) X1=XL
      IF (I.GR.N.AND.X(I).GT.X(I1)) X2=XR
      IF (X2.LT.X1) GOTO 30
      IF (X(I)-X(I1)) 30, 10, 20

C      10 IF (X1.GE.X(I)) THEN
      Y2=AMIN1(Y(I1), H)
      Y1=AMIN1(Y(I), H)
      ELSE
      IF (X2.LE.X(I)) THEN
      Y2=AMIN1(Y(I), H)
      Y1=AMIN1(Y(I1), H)
      ELSE
      Y2=AMIN1(AMAX1(Y(I), Y(I1)), H)
      Y1=AMIN1(AMIN1(Y(I), Y(I1)), H)
      ENDIF
      ENDIF
      P=ABS(Y2-Y1)*P
      GOTO 30

C      20 DD=(Y(I)-Y(I1))/(X(I)-X(I1))
      Y1=(X1-X(I1))*DD+Y(I1)
      Y2=(X2-X(I1))*DD+Y(I1)
      Z1=H-Y1
      Z2=H-Y2
      IF (Z1.LE.0.0.AND.Z2.LE.0.0) GOTO 30
      IF (Z1.LT.0.0) THEN
      X1=(X1-X2)*Z2/(Z2-Z1)+X2
      Z1=0.0
      ELSEIF (Z2.LT.0.0) THEN
      X2=(X2-X1)*Z1/(Z1-Z2)+X1
      Z2=0.0
      ENDIF
      DB=X2-X1
      B=DB+B
      A=(Z1+Z2)*DB*0.5+A
      P=SQRT((Z2-Z1)**2+DB**2)*P
      30 CONTINUE

C      IF (P.GT.0.0) R=A/P
      IF (B.GT.0.0) RH=A/B

C      90 RETURN

```

```

END
SUBROUTINE HICALC(WH, WQ)                                HICALC__
C
COMMON /HQC/ NHQ, H(50), Q(50)
C
DO 11 I=2, NHQ
  L2=I
  IF (WQ, L2, Q(I)) GOTO 12
11 CONTINUE
12 L1=L2-1
  WH=(H(L2)-H(L1))*(WQ-Q(L1))/(Q(L2)-Q(L1))*H(L1)
C
90 RETURN
END
SUBROUTINE STOS(I)                                        STOS__
C
CHARACTER*10 NAME, NAMS
COMMON /SECT/ S(14), NAME
COMMON /NSCT/ NDIV, IBED
COMMON /DSKS/ SS(14, 101), NDIVS(101), IBEDS(101)
COMMON /DSKN/ NAMS(101)
C
NAMS(I)=NAME
NDIVS(I)=NDIV
IBEDS(I)=IBED
DO 11 J=1, 14
11 SS(J, I)=S(J)
C
RETURN
END
SUBROUTINE RESTOS(I)                                    RESTOS__
C
CHARACTER*10 NAME, NAMS
COMMON /SECT/ S(14), NAME
COMMON /NSCT/ NDIV, IBED
COMMON /DSKS/ SS(14, 101), NDIVS(101), IBEDS(101)
COMMON /DSKN/ NAMS(101)
C
NAME=NAMS(I)
NDIV=NDIVS(I)
IBED=IBEDS(I)
DO 11 J=1, 14
11 S(J)=SS(J, I)
C
RETURN
END
SUBROUTINE STOXY(I)                                    STOXY__
C
COMMON /CXY / X(100), Y(100), N
COMMON /DSKX/ XX(100, 101), YY(100, 101), NXY(101)
C
NXY(I)=N
DO 11 J=1, N
  XX(J, I)=X(J)
11 YY(J, I)=Y(J)
C
RETURN
END
SUBROUTINE RESTOX(I)                                    RESTOX__
C
COMMON /CXY / X(100), Y(100), N
COMMON /DSKX/ XX(100, 101), YY(100, 101), NXY(101)
C
N=NXY(I)
DO 11 J=1, N
  X(J)=XX(J, I)
11 Y(J)=YY(J, I)
C
RETURN
END
SUBROUTINE DSKOUT(ID)                                    DSKOUT__
C
CHARACTER*10 NAME, FILTYP*20

```

```

C      COMMON /SECT/ S(14), NAME
COMMON /CXY / X(100), Y(100), N
COMMON /NSCT/ NDIY, IBED
COMMON /CINS/ NDS1, NDS2, DL, IDIV
COMMON /FNAM/ FILTMP
C
IF (ID.EQ.0) THEN
  OPEN (3, FILE=FILTMP, ACCESS='DIRECT', RECL=1024)
ELSEIF (ID.EQ.9999) THEN
  CLOSE (3)
ELSEIF ((ID-1001)*ID.LT.0) THEN
  WRITE (3, REC=ID) N, S, DL, IDIV, NDIY, IBED,
*                                     (X(J), J=1, N), (Y(J), J=1, N), NAME
ENDIF
C
RETURN
END
SUBROUTINE DSKIN(ID)
CHARACTER*10 NAME, FILTMP*20
DSKIN___
C
COMMON /SECT/ S(14), NAME
COMMON /CXY / X(100), Y(100), N
COMMON /NSCT/ NDIY, IBED
COMMON /CINS/ NDS1, NDS2, DL, IDIV
COMMON /FNAM/ FILTMP
C
IF (ID.EQ.0) THEN
  OPEN (3, FILE=FILTMP, ACCESS='DIRECT', RECL=1024)
ELSEIF (ID.EQ.9999) THEN
  CLOSE (3)
ELSEIF ((ID-1001)*ID.LT.0) THEN
  READ (3, REC=ID) N, S, DL, IDIV, NDIY, IBED,
*                                     (X(J), J=1, N), (Y(J), J=1, N), NAME
ENDIF
C
RETURN
END

```

