

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

ESCUELA DE POSGRADO EN INGENIERÍA Y CIENCIAS

**ANÁLISIS DE FLUJO INESTABLE Y AUTOAIREADO EN CANALES
DE FUERTE PENDIENTE**

**TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL GRADO DE MAGISTER (MSc) EN
INGENIERÍA DE LOS RECURSOS HÍDRICOS Y CIENCIAS DEL AGUA
MENCIÓN DISEÑO HIDRÁULICO**

PATRICIA LORENA HARO RUIZ

haro.patty@gmail.com

MARÍA FERNANDA JARA VACA

fernandajaravaca@gmail.com

DIRECTOR: DR.-ING. MARCO CASTRO DELGADO

mcastro@server.epn.edu.ec

Quito, Mayo 2010

DECLARACIÓN

Nosotras, Patricia Lorena Haro Ruiz y María Fernanda Jara Vaca, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

Patricia Lorena Haro Ruiz

María Fernanda Jara Vaca

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Patricia Lorena Haro Ruiz y María Fernanda Jara Vaca, bajo mi supervisión.

Dr. Ing. Marco Castro Delgado.
DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTO

La vida muchas veces nos lleva por caminos que uno a veces ni siquiera se imagina. Entonces recuerdo que nosotros no somos más que caminantes, peregrinos o actores que intentamos representar el mejor papel en nuestro escenario... la vida que Dios nos regala cada día y por la que le estoy infinitamente agradecida.

Con esta premisa quiero expresar mi más sincero agradecimiento a todas las personas que han sabido guiarme, acompañarme e incluso empujarme para continuar en el camino:

Al Dr. Marco Castro, Ing. Ximena Hidalgo e Ing. Rafael Poveda por creer en nosotras.

A mis papis, a mis hermanos, a mis "cuñadas": Vane y Gaby, y a mi princesita Valentina por estar conmigo siempre a pesar de todo y por darme un motivo para continuar.

A Fer y Darío: Fer muchas gracias por volver a embarcarte conmigo en esta aventura de la que casi no encontramos la salida y Darío, gracias por apoyarnos en todo.

A Luz que sabe sorprenderme con sus visitas y su cariño.

A Tere que nos ayudó con algunos detalles de la tesis y siempre nos brindó su amistad desinteresada.

A Majo que con su amistad y cariño fue un gran apoyo en este proceso.

A Santiaguito, que sacó tiempo de donde no tenía para ayudarnos en el laboratorio.

Sinceramente, gracias por caminar a mi lado.

P. H. R.

DEDICATORIA

A Dios, mi **Amigo** y **Compañero** de toda la vida.

A mis papis Joel y Beatriz por darme los instrumentos y las “armas” para embarcarme y luchar por terminar cualquier aventura.

A mis hermanos Esteban y Walter por ser mis mejores compañeros en el camino y llenar mi vida de historias, fútbol y música.

A Vane y Valentina, porque me han enseñado que siempre hay algo nuevo por descubrir y aprender.

A Gaby, por compartir con mi familia y conmigo todo lo que tenemos para ofrecerle.

A Fer, por haberme tendido su mano izquierda mientras peleábamos, utilizando la mano derecha.

A Vicente, que siempre me mostraba una gran sonrisa cuando se interesaba en esta tesis.

P. H. R.

AGRADECIMIENTO

“No hay más camino a seguir, que el que uno mismo se traza”

Quiero agradecer a Dios por la oportunidad de haber compartido momentos importantes en la formación de mi carrera, con personas que me han enseñado valores humanos, personales y profesionales como el Dr. Marco Castro, Ing. Ximena Hidalgo e Ing. Rafael Poveda, gracias por confiar en nuestra capacidad.

Agradezco a mi familia por su tiempo y comprensión a mis Padres, Hermanos y Sobrinas, gracias por entender que hubo tiempo que no pude compartir con ustedes.

A mi esposo, gracias por tu paciencia y comprensión.

Agradezco de manera especial a las personas de carpintería de la EPN, en especial a Santiaguito por ayudarnos cuando más lo necesitamos, gracias por su tiempo.

Gracias Patty por tu compañía, y ahora que nos toca...

MFJV

DEDICATORIA

El presente Proyecto de Titulación está dedicado a lo más grande que aún la vida me permite disfrutar mis Padres Hugo y María, gracias por todas sus enseñanzas y gracias por hacer de esta mujer una gran persona.

A mi esposo Darío Javier y a nuestra familia de dos, gracias por tu tiempo, paciencia, amor y dedicación, gracias a lo más grande y bello que la vida me pagó por anticipado tú mi amor, ya se cumplió con esta meta vamos por la otra, tu sabes que juntos nadie nos detiene.

A mis hermanos Noe y Edison, chicos si se puede, tienen que seguir, a mis pequeñas traviesas las quiero muñequitas “VICTORINA Y DOME”.

A ti, Patty, porque mi triunfo también es el tuyo. Gracias porque cuando más desfallecía estabas tú para decirme: “Fer tenemos que salir”. Gracias amiga por todo, mil gracias.

MEJV

CONTENIDO

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN	III
AGRADECIMIENTO	IV
DEDICATORIA	V
AGRADECIMIENTO	VI
DEDICATORIA	VII
CONTENIDO	VIII
GLOSARIO	XVIII
SIMBOLOGÍA	XX
RESUMEN	XXII
ABSTRACT	XXIII
PRESENTACIÓN	XXIV
CAPITULO 1	
INTRODUCCIÓN	1
1.1. ANTECEDENTES: DEFINICIONES SOBRE EL FLUJO HOMOGÉNEO A GRAVEDAD	1
1.2. DESCRIPCIÓN DE LA BASE TEÓRICA SOBRE FLUJO SUPERCRÍTICO, FLUJO NO HOMOGÉNEO Y ONDULACIONES DE LA SUPERFICIE LIBRE: RESISTENCIA AL MOVIMIENTO.....	5
1.3. GENERALIDADES SOBRE LA MODELACIÓN FÍSICA DE FLUJOS A GRAVEDAD CON INCIDENCIA DE LAS FUERZAS VISCOSAS Y DE LAS FUERZAS ELÁSTICAS (INTRODUCCIÓN DE AIRE).....	9
1.4. DESCRIPCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS CLÁSICAS DE SOLUCIÓN. GENERALIDADES SOBRE LA PROBLEMÁTICA EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.....	14
1.4.1 FONDO ESCALONADO EN COLECTORES	15
1.5. OBJETIVOS Y RESTRICCIONES DE LA TESIS DE GRADO	19
1.5.1 OBJETIVOS DE LA TESIS DE GRADO	19
1.5.2 RESTRICCIONES DE LA TESIS DE GRADO.....	20
1.6. CONCLUSIONES	21

CAPÍTULO 2**CARACTERÍSTICAS HIDRODINÁMICAS DEL MOVIMIENTO INESTABLE Y CON INTRODUCCIÓN NATURAL DE AIRE.....22**

2.1	ANÁLISIS DEL FLUJO A GRAVEDAD CON PENDIENTE FUERTE Y VELOCIDADES ALTAS: FONDO LISO Y FONDO RUGOSO.....	22
2.1.1	FLUJO UNIFORME	22
2.1.2	FLUJO GRADUALMENTE VARIADO.....	24
2.1.3	RUGOSIDAD DEL CONTORNO.....	27
2.2	ASPECTOS BÁSICOS SOBRE LA DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES Y DEL ESFUERZO CORTANTE EN EL FONDO DEL CONDUCTO.....	32
2.3	PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DEL MOVIMIENTO CON ONDULACIONES Y DE UNA MEZCLA HOMOGÉNEA DE AGUA - AIRE	37
2.3.1	MOVIMIENTO CON ONDULACIONES	37
2.3.2	MEZCLA HOMOGÉNEA DE AGUA AIRE.....	37
2.4	SÍNTESIS DEL FENÓMENO DE RESISTENCIA AL FLUJO EN CONTORNOS LISOS Y CONTORNOS RUGOSOS, CON ONDAS LONGITUDINALES Y CON INTRODUCCIÓN DE AIRE.....	38
2.4.1	FENÓMENO DE RESISTENCIA AL FLUJO CON ONDAS LONGITUDINALES	39
2.4.2	FENÓMENO DE RESISTENCIA AL FLUJO CON INTRODUCCIÓN DE AIRE.....	43
2.5	CONCLUSIONES.....	52

CAPÍTULO 3**ANÁLISIS DIMENSIONAL DEL PROBLEMA.....54**

3.1	INTRODUCCIÓN: BASES DEL ANÁLISIS DIMENSIONAL DEL PROBLEMA.....	54
3.1.1	METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS DIMENSIONAL SEGÚN VASCHY Y BUCKINGHAM (TEOREMA Π).	56
3.2	RELACIÓN FUNCIONAL TEÓRICA.....	63
3.3	ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS ADIMENSIONALES	65
3.4	RELACIÓN FUNCIONAL RESTRINGIDA Y BASES PARA LA FORMULACIÓN EXPERIMENTAL	66

3.4.1	FENÓMENO DE RESISTENCIA AL FLUJO CON ONDAS LONGITUDINALES E INTRODUCCIÓN DE AIRE.....	66
3.5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	69

CAPÍTULO 4

SÍNTESIS DE LA INFORMACIÓN TÉCNICA TEÓRICA Y EXPERIMENTAL70

4.1	ANÁLISIS DE LAS RELACIONES FUNCIONALES PROPUESTAS EN LA LITERATURA TÉCNICA.....	70
4.2	SÍNTESIS DEL PROCESAMIENTO DE LOS RESULTADOS TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES	77
4.2.1	DATOS EXPERIMENTALES.....	78
4.2.2	ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE LOS DATOS OBTENIDOS	83
4.2.3	PROPUESTA DE TEÓRICA DE CÁLCULOS	88
4.3	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	96

CAPÍTULO 5

GUÍA PARA LA REVISIÓN DEL FLUJO INESTABLE Y AUTOAIREADO.....97

5.1	PRESENTACIÓN DEL PROBLEMA FÍSICO	97
5.1	GUÍA PARA EL DIMENSIONAMIENTO	98
5.1.1	CONDICIONES HIDRODINÁMICAS PRESENTES A LA ENTRADA Y AL PIE DE UN CANAL DE FUERTE PENDIENTE.....	98
5.1.2	CRITERIOS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE CANALES DE FUERTE PENDIENTE	101
5.1.3	EFECTO DE LA FORMA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL, ALTERNATIVA DE DISEÑO: SECCIÓN COMPUESTA.....	101
5.1.4	NÚMERO DE FROUDE ESTABLE PARA CANALES CON SECCIONES RECTANGULARES, TRAPEZOIDALES O CIRCULARES.....	110
5.1.5	ELABORACIÓN DE LA HOJA DE CÁLCULO.....	112
5.1.6	EJEMPLO DE CÁLCULO.....	121
5.2	CONCLUSIONES	132

CAPÍTULO 6

DISEÑO BÁSICO DEL MODELO HIDRÁULICO DIDÁCTICO134

6.1	DISEÑO BÁSICO DEL MODELO HIDRÁULICO	134
-----	---	-----

6.1.1	DISEÑO DE UN CANAL CON FUERTE PENDIENTE - SECCIÓN TRANSVERSAL TRAPEZOIDAL	134
6.1.2	DISEÑO DE UN CANAL CON FUERTE PENDIENTE – CONSIDERANDO LAS RECOMENDACIONES DEL DR. VICTOR PONCE PARA LA SECCIÓN TRANSVERSAL COMPUESTA	135
6.2	GUÍA DE PRÁCTICA: FLUJO INESTABLE Y AUTOAIREADO EN CANALES DE FUERTE PENDIENTE	136
6.2.1	OBJETIVOS	136
6.2.2	ANTECEDENTES	137
6.2.3	INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN	145
6.2.4	DESARROLLO	145
6.2.5	MEMORIA DE CÁLCULO	147
6.2.6	CUESTIONARIO	150
6.2.7	CONCLUSIONES	151
6.2.8	COMENTARIOS	151
6.3	RECOMENDACIÓN DE INSTRUMENTOS PARA MEDICIÓN Y REGISTRO DE DATOS	151
6.3.1	SENSOR MAINSTREAM	152
6.3.2	DP CALC.....	153
6.3.3	MEDIDOR DE FLUJO ULTRASONIDOS ÁREA-VELOCIDAD PARA CANAL ABIERTO	154
 CAPÍTULO 7		
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	155
7.1	CONCLUSIONES	155
7.2	RECOMENDACIONES.....	157
7.3	ANEXO FOTOGRÁFICO	158
7.3.1	CANAL RECTANGULAR SUPERFICIE LISA	158
7.3.2	CANAL RECTANGULAR SUPERFICIE RUGOSA.....	163
7.4	PLANOS	168
7.4.1	HIDRÁULICOS	168
7.4.2	ESTRUCTURALES	170
	 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 172

TABLAS

Tabla No. 2.1:	Concentraciones medias de aire en función de la inclinación del colector.	47
Tabla No. 2.2:	Valores de rugosidad k (mm) (Press/Schroder 1996)	48
Tabla No. 3.1:	Magnitudes Físicas Fundamentales del Sistema Internacional (SI).	54
Tabla No. 3.2:	Definiciones principales, derivadas a partir de la ecuación de definición.	55
Tabla No. 3.3:	Valores de la escala según el criterio de similitud de Froude.	64
Tabla No. 4.1:	Tolerancia de las irregularidades.	75
Tabla No. 4.2:	Índices de cavitación.	75
Tabla No. 4.3:	Esquema de registro de datos	83
Tabla No. 4.4:	Registro de datos para canal rectangular (superficie hidráulicamente lisa)	84
Tabla No. 4.5:	Registro de datos para canal rectangular (superficie hidráulicamente rugosa)	85
Tabla No. 4.6:	Datos de laboratorio para canal rectangular (superficie hidráulicamente lisa)	86
Tabla No. 4.7:	Datos de laboratorio para canal rectangular (superficie hidráulicamente rugosa)	87

GRÁFICOS

Gráfico No. 1.1: Representación gráfica de la Carga de Energía sin considerar pérdidas.	2
Gráfico No. 1.2: Fluctuación de velocidades en un flujo turbulento.	4
Gráfico No. 1.3: Distribución de velocidades en secciones sucesivas a lo largo de la capa límite.	5
Gráfico No. 1.4: Diagrama de Energía Específica ($q = \text{cte}$).	7
Gráfico No. 1.5: Diagrama de Caudal (Unitario) Específico ($H_o = \text{cte.}$)	7
Gráfico No. 1.6: Presión dinámica en un punto de parada.	13
Gráfico No. 1.7: Esquema general del flujo en escalera.	17
Gráfico No. 1.8: Esquema general del flujo en escalera.	19
Gráfico No. 2.1: Ejemplos de flujo gradualmente variado con pendiente empinada.	24
Gráfico No. 2.2: Perfiles del flujo gradualmente variado en colectores de pendiente hidráulicamente fuerte. S1 es flujo subcrítico, S2 y S3 corresponden a flujo supercrítico.	26
Gráfico No. 2.3: Perfiles de flujo para cambios de pendiente de colectores y cambios de rugosidad.	27
Gráfico No. 2.4: Desarrollo de la capa límite en un canal abierto con una condición de entrada ideal.	28
Gráfico No. 2.5: Flujo con comportamiento hidráulicamente liso.	29
Gráfico No. 2.6: Flujo con comportamiento hidráulicamente rugoso.	30
Gráfico No. 2.7: Diagrama de Moody.	31
Gráfico No. 2.8: Distribución de presiones en un canal recto con pendiente suave; $h =$ altura piezométrica y $h_s =$ altura hidrostática.	32
Gráfico No. 2.9: Distribución de presiones en un flujo paralelo en canales de pendiente alta.	33
Gráfico No. 2.10: Variación lineal del esfuerzo cortante a través de la sección transversal de un conducto en régimen turbulento.	35
Gráfico No. 2.11: Variación lineal del esfuerzo cortante en una canal en régimen turbulento.	36
Gráfico No. 2.12: Diagrama de los límites de estabilidad en colectores de gran pendiente y secciones hidráulicamente rugosas y lisas.	39
Gráfico No. 2.13: Esquema de una onda de Froude a lo largo de una rápida, según Brock 1969.	40

Gráfico No. 2.14: Características de las Ondas de Froude para un colector de contorno hidráulicamente liso.	41
Gráfico No. 2.15: Influencia de la inestabilidad sobre el coeficiente de resistencia λ de Darcy-Weisbach en un canal de $B \gg 5y$.	42
Gráfico No. 2.16: Formación y desarrollo del flujo turbulento totalmente autoaireado.	43
Gráfico No. 2.17: Relación funcional entre los coeficientes de fricción interna para flujo totalmente aireado, λ_c , para flujo sin aire al inicio de la admisión de aire, λ_a y la concentración media de aire \bar{c} .	45
Gráfico No. 2.18: Distribución de la concentración de aire en dirección normal al fondo del colector para flujo uniforme autoaireado y en función del ángulo de inclinación del colector.	46
Gráfico No. 2.19: Diagrama para el cálculo de flujo no uniforme con autoaireación según Wood (1987).	51
Gráfico No. 3.1: Proceso de selección de magnitudes físicas.	56
Gráfico No. 3.2: Esquema de medición de datos experimentales en la rápida	66
Gráfico No. 3.3: Sección rectangular transversal del canal.	67
Gráfico No. 4.1: Relaciones para flujo en tuberías y canales.	71
Gráfico No. 4.2: Comparación entre valores de coeficiente de fricción obtenidos con valores de rugosidad semejante y no semejante entre modelo y prototipo.	72
Gráfico No. 4.3: Cavitación incipiente en a) irregularidades abruptas, b) Índice de cavitación para irregularidad gradual (cambio de dirección en la alineación de la superficie)	75
Gráfico No. 4.4: Número de Froude Estable para canales con secciones rectangulares, trapezoidales, y circulares - superficie hidráulicamente lisa.	86
Gráfico No. 4.5: Número de Froude Estable para canales con secciones rectangulares, trapezoidales, y circulares - superficie hidráulicamente rugosa.	87
Gráfico No. 4.6: Formación y desarrollo del flujo turbulento totalmente autoaireado (base teórica desarrollada en el Capítulo 2).	89
Gráfico No. 4.7: Esquema de una onda de Froude a lo largo de una rápida, según Brock 1969 (base teórica desarrollada en el Capítulo 2).	92
Gráfico No. 5.1: Entrega en un canal con flujo supercrítico.	99

Gráfico No. 5.2:	Perfiles de flujo para cambios de pendiente de colectores y cambios de rugosidad.	100
Gráfico No. 5.3:	Secciones transversales de canales estables como función del radio hidráulico inicial Rho y el número de Froude calculado para estabilidad neutral Fr^* : a) $h_o = 0.5$ m, $Rho = 0.417$; b) $h_o = 0.75$ m, $Rho = 0.577$; c) $h_o = 1.0$ m, $Rho = 0.714$	107
Gráfico No. 5.4:	Número de Froude Estable para canales con secciones rectangulares, trapezoidales o circulares (EPN 2009).	111
Gráfico No. 5.5:	Sección transversal resultante para diferentes valores de altura de la sub-sección inferior rectangular.	125
Gráfico No. 5.6:	Sección transversal resultante para diferentes valores de número de Froude estable y sub-sección inferior rectangular.	127
Gráfico No. 5.7:	Sección transversal resultante para diferentes valores de altura de la sub-sección inferior trapezoidal.	129
Gráfico No. 5.8:	Sección transversal resultante para diferentes valores de número de Froude estable y sub-sección inferior trapezoidal.	131
Gráfico No. 6.1:	Perfil de la sección transversal del canal resultante de los cálculos realizados utilizando las recomendaciones del Dr. Víctor Ponce.	136
Gráfico No. 6.2:	Diagrama de Energía Específica ($q = cte$).	138
Gráfico No. 6.3:	Diagrama de Caudal unitario Específico ($H_o = cte$).	138
Gráfico No. 6.4:	Desarrollo de la capa límite en un canal abierto con una condición de entrada ideal.	140
Gráfico No. 6.5:	Flujo con comportamiento hidráulicamente liso.	141
Gráfico No. 6.6:	Flujo con comportamiento hidráulicamente rugoso.	142
Gráfico No. 6.7:	Diagrama de los límites de estabilidad en colectores de gran pendiente y secciones hidráulicamente rugosas y lisas.	143
Gráfico No. 6.8:	Formación y desarrollo del flujo turbulento totalmente autoaireado.	144
Gráfico No. 6.9:	Canal rectangular con fuerte pendiente.	146
Gráfico No. 6.10:	Sección del canal rectangular y secciones donde deberán medirse la velocidad con el pitot.	146

FOTOGRAFÍAS

Fotografía No. 1.1:	Presencia de flujo supercrítico en canales de fuerte pendiente.	6
Fotografía No. 1.2:	Fluido No-Homogéneo	8
Fotografía No. 1.3:	Flujo inestable con ondas de Froude y pequeñas profundidades en canales de pendiente fuerte.	9
Fotografía No. 1.4:	Nappe Flow o Flujo en Escalera.	16
Fotografía No. 1.5:	Skimming Flow o Flujo Rasante [22].	18
Fotografía No. 3.1:	Ondas remolino en un canal abierto.	63
Fotografía No. 3.2:	Ondas remolino en un canal de hormigón en Lions.	63
Fotografía No. 4.1:	Rápida de Descarga Modelo Quebrada Batán	78
Fotografía No. 4.2:	Ubicación de Piezómetros	79
Fotografía No. 4.3:	Sistema piezométrico, para la determinación de Caudales (EPN-EMAAPQ/2000)	79
Fotografía No. 4.4:	Instrumento de medición de la carga de velocidad (Tubo Prandlt)	80
Fotografía No. 6.1:	Sensor Mainstream	152
Fotografía No. 6.2:	DP Calc	153
Fotografía No. 6.3:	AVFM-II	154
Fotografía No. 7.1:	Comportamiento de la rápida con caudal en el modelo $Q_1 = 4,5$ lt/s	158
Fotografía No. 7.2:	Sección transversal con caudal en el modelo de $Q_1 = 4,5$ lt/s	158
Fotografía No. 7.3:	Comportamiento de la rápida con $Q_2 = 18,9$ lt/s	159
Fotografía No. 7.4:	Sección transversal con caudal en el modelo de $Q_2 = 18,9$ lt/s	159
Fotografía No. 7.5:	Comportamiento de la rápida con $Q_2 = 18,9$ lt/s en la descarga	160
Fotografía No. 7.6:	Comportamiento de la rápida con $Q_3 = 16,2$ lt/s	160
Fotografía No. 7.7:	Comportamiento de la rápida con $Q_3 = 16,2$ lt/s (sección transversal)	161
Fotografía No. 7.8:	Comportamiento de la rápida con $Q_4 = 11,5$ lt/s	161
Fotografía No. 7.9:	Comportamiento de la rápida con $Q_4 = 11,5$ lt/s (sección transversal)	162
Fotografía No. 7.10:	Descarga en vertedero $Q_4 = 11,5$ lt/s	162

Fotografía No. 7.11:	Comportamiento en la rápida con caudal en el modelo de $Q_1 = 5$ lt/s	163
Fotografía No. 7.12:	Registro de Datos con caudal en el modelo de $Q_1 = 5$ lt/s	163
Fotografía No. 7.13:	Comportamiento de la rápida con caudal en el modelo de $Q_2 = 16$ lt/s	164
Fotografía No. 7.14:	Rápida con caudal en el modelo de $Q_2 = 16$ lt/s	164
Fotografía No. 7.15:	Rápida con caudal en el modelo de $Q_2 = 16$ lt/s	165
Fotografía No. 7.16:	Comportamiento de la rápida con caudal en el modelo de $Q_3 = 3$ lt/s	165
Fotografía No. 7.17:	Rápida con el caudal en el modelo de $Q_3 = 3$ lt/s	166
Fotografía No. 7.18:	Comportamiento de la rápida con caudal en el modelo de $Q_4 = 7$ lt/s	166
Fotografía No. 7.19:	Registro de datos con caudal en el modelo de $Q_4 = 7$ lt/s	167
Fotografía No. 7.20:	Comportamiento de la rápida con caudal en el modelo de $Q_4 = 7$ lt/s	167

GLOSARIO

Capa Límite: Es aquella en la que la velocidad del fluido respecto al sólido en movimiento varía desde cero hasta el 99% de la velocidad de la corriente no perturbada. La capa límite se estudia para analizar la variación de velocidades en la zona de contacto entre un fluido y un obstáculo que se encuentra en su seno o por el que se desplaza. La presencia de esta capa es debida principalmente a la existencia de la viscosidad, propiedad inherente de cualquier fluido.

Cavitación: Formación de una burbuja de aire o de vapor debido una caída de presión en un líquido.

FlowMaster: Software Hidráulico para cálculo, simulación y modelación

Flujo Gradualmente Variado: Flujo a lo largo de un canal, que se caracteriza porque las variaciones en el perfil de flujo ocurren en tramos relativamente largos y son influenciados sobre todo por la resistencia del fondo y de las paredes.

Flujo Uniforme: Flujo cuando las características dinámicas del movimiento del agua como la profundidad, velocidad media y distribución de velocidades no varían a lo largo del canal.

Froude (Fr): Número adimensional que relaciona el efecto de las fuerzas de inercia y las fuerzas de gravedad que actúan sobre el fluido.

Mach (M_a): Número adimensional que relaciona las fuerzas de inercia y las fuerzas de elasticidad del fluido.

Nappe Flow: Flujo en escalera para pendientes de fondo y caudales pequeños

Ondas Remolino: Ondas de interface que se observan en flujos de canales abiertos (acueductos y vertederos), surgen de forma espontánea y pueden ser descritas como estables cuando propagan saltos hidráulicos.

Reynolds (R_e): Número de adimensional que permite determinar el carácter turbulento o laminar del flujo.

Vedernikov (V_e): Número adimensional menor que la unidad, que establece el criterio de estabilidad para el flujo superficial en canales abiertos.

Similitud dinámica: Representa la proporcionalidad de las fuerzas que actúan sobre masas correspondientes en el flujo modelo y el flujo prototipo en todos los puntos del campo de flujo. La existencia de similitud dinámica implica la existencia de similitud geométrica y cinemática.

Similitud Cinemática: Representa la proporcionalidad de las velocidades que se presentan en el modelo con las que se presentan en el prototipo.

Similitud Geométrica: Representa la proporcionalidad de las dimensiones del modelo con las del prototipo.

Skimming flow: Flujo rasante para pendientes y caudales grandes.

Vórtice: Constituye un flujo turbulento en rotación espiral con trayectorias de corriente cerradas.

SIMBOLOGÍA

\bar{c}	=	Concentración media de aire
\bar{c}_n	=	Concentración media de aire a lo largo de la profundidad de agua clara.
E	=	Módulo de elasticidad.
E_u	=	Número de Euler.
Fr*	=	Número de Froude para estabilidad neutral.
F_{cr}	=	Valor crítico de Froude.
Fr_n	=	Froude para Flujo Uniforme.
h_r	=	Profundidad real de agua con inclusión de aire.
I_c	=	Pendiente Crítica.
I_e	=	Pendiente de la Línea de Energía.
LM	=	Longitud de la mezcla.
L_a	=	Representa la longitud del colector necesaria para que se desarrolle la capa límite y aparezca en la superficie libre.
L_b	=	Es la longitud que requiere el flujo para lograr que el aire llegue al fondo y se constituya la mezcla homogénea de agua-aire.
K	=	Constante universal de turbulencia (Prandlt-Von Karmman).
K_a	=	Número de Cavitación.
n	=	Coeficiente de "rugosidad" del contorno, que en forma global busca incluir el efecto de las irregularidades de la superficie del colector
p_a/γ	=	Altura de columna de agua correspondiente a la presión atmosférica.
p_v/γ	=	Altura de columna de agua correspondiente a la presión de vapor.
p_d	=	Presión de vapor del fluido.
p_o	=	Presión de vapor del fluido inicial
Q_w	=	Caudal de agua.
Q_{w+L}	=	Caudal de agua con inclusión de aire.
R_h	=	Radio hidráulico.
μ	=	Velocidades de fluctuación / Viscosidad del Agua.
μ_a	=	Viscosidad del aire.
y	=	Distancia de la partícula desde las paredes del contorno.
y_n	=	Profundidad de agua clara (sin aire).

- y_c = Profundidad crítica de flujo.
 y_{90} = Profundidad del agua con 90% de introducción de aire.
 $y_{m\acute{a}x}$ = Profundidad máxima del agua.
 Y_{min} = Valor medio de la profundidad mínima del agua.
 δ = Espesor de la capa límite.
 δ_l = Subcapa laminar.
 ρ = Densidad del agua.
 ρ_a = Densidad del aire.
 σ = Tensión superficial.
 k = Rugosidad Absoluta.
 τ_c = Esfuerzo cortante debido a la resistencia por fricción que ofrece el conducto.
 τ_m = Esfuerzo cortante debido a la resistencia por fricción al mezclarse las partículas
 λ = Coeficiente de fricción interna, función del número de Reynolds, rugosidad relativa, forma de la sección transversal y estructura de la rugosidad a lo largo del perímetro mojado y a lo largo del colector.
 λ_c = Coeficientes de fricción interna para flujo totalmente aireado.
 λ_a = Coeficientes de fricción interna para flujo sin aire al inicio de la admisión.
 dV/dy = Gradiente de Velocidad.
 V_n = Velocidad de agua clara.
 V = Velocidad media.
 V_w = velocidad absoluta de las ondas de perturbación en el canal.
 V_{90} = la velocidad del flujo a la distancia y_{90} .
 γ = factor de forma de la sección del canal, definido por:
 X = Distancia a la sección de entrada.
 σ_i = Índice de cavitación crítico.

RESUMEN

El problema de la presencia de flujo inestable y autoaireado en sistemas de alcantarillado, si bien es conocido desde hace algunas décadas desde el punto de vista teórico y experimental de laboratorio, hasta la fecha, no se conoce de su aplicabilidad para lograr el dimensionamiento de canales y colectores de pendiente fuerte sujetos a problemas de inestabilidad y de aireación natural por las altas velocidades.

El presente Proyecto de Titulación, establece una base teórica sobre los fenómenos mostrados en este tipo de flujo, definiendo alternativas de diseño y guías de revisión de los fenómenos de introducción de aire y presencia de ondas longitudinales que se pueden encontrar en sistemas de alcantarillado de ciudades ubicadas en regiones montañosas; así como aportar con una Guía Práctica Básica y un Modelo Didáctico para el análisis de Flujo Inestable y Autoaireado en canales de fuerte pendiente que podrá ser aplicada a estudiantes de Postgrado como un aporte práctico y complementario a la base teórica.

Con referencia a la instrumentación existente en el Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Politécnica Nacional, se enumeran equipos de registro y medición a través de sensores automáticos, que pueden mejorar la obtención de información.

Las dificultades presentadas en el registro de datos debido a la falta de instrumentación adecuada, no ha sido un limitante para la obtención de conclusiones sobre el comportamiento del flujo en condiciones hidráulicas lisas y rugosas que forman parte del desarrollo de la investigación.

Después de analizar los problemas existentes en ciudades como Quito, se desarrolla esta investigación con el objeto de aportar científicamente a la solución de problemas de alcantarillado por efecto de los fenómenos estudiados.

ABSTRACT

The effect of air entrance and free-surface instability in sewage systems has been studying –theoretical and experimental studies in laboratory- for some decades, although its applicability to obtain the optimal sizing of high-gradients channels is not considered in the majority of design projects which includes some structures with high-gradients, instability problems, air entrance and high velocity.

This Degree Project, establishes a theoretical base on the phenomena shown in this type of flow, defining alternative of design and revision guides of the problems of air entrance and presence of longitudinal waves that can be found in sewage systems of cities located in mountainous regions; as well as to contribute with Basic Practical Guide and a Didactic Model for analysis of free-surface instability flow with air-entrance in channels of strong slope that could be applied to students of Magister Programs as a practical and complementary contribution to the theoretical base.

In reference to the existing instrumentation in the Laboratory of Hydraulics of the Escuela Politécnica Nacional, equipment of registry and measurement through automatic sensors are enumerated. This equipment can improve the data obtaining.

Difficulties displayed in data registry due to the lack of suitable instrumentation, have not been obstacle for elaborating conclusions on the flow behavior in smooth and rough hydraulic conditions that comprise the investigation.

After analyzing the existing problems in cities like Quito, this investigation is developed with the intention of contributing scientifically to the solution of problems of sewage system as a result of the studied phenomena.

PRESENTACIÓN

En la medida de que ciudades como Quito, que crecen ocupando territorio en las faldas de las montañas, se ha hecho imprescindible analizar y evaluar el efecto de la presencia de ondas longitudinales y transversales así como de la introducción natural de aire sobre las características hidrodinámicas del movimiento, como resultado de la presencia de altas velocidades o como resultado de que el efecto de las fuerzas de gravedad es mucho más grande que el efecto de la inercia.

Si bien el desarrollo de un sistema de recolección de aguas lluvias y aguas servidas, a nivel de perfil de proyecto, debe evitar las pendientes fuertes; la presencia de zonas pobladas en áreas sin ninguna planificación y control, con calles de pendientes pronunciadas (con valores por arriba de los límites recomendados), obliga al dimensionamiento de los sistemas de alcantarillado bajo estas condiciones especiales. Con mucha frecuencia, su valoración se la hace bajo los conceptos hidráulicos del flujo uniforme en canales con pendientes suaves, obteniéndose en la práctica resultados que no se presentan en la realidad.

En el presente trabajo, interesa examinar el comportamiento de la masa de agua en canales y colectores, cuando las ondas pueden tener amplitudes del mismo orden de magnitud que las profundidades de flujo y el fenómeno de autoaireación o captura de aire aparece como resultado también de la curvatura de la superficie libre.

Se propone un análisis amplio y exhaustivo de las variables hidrodinámicas para definir apropiada y oportunamente la relación funcional entre ellas.

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES: DEFINICIONES SOBRE EL FLUJO HOMOGÉNEO A GRAVEDAD

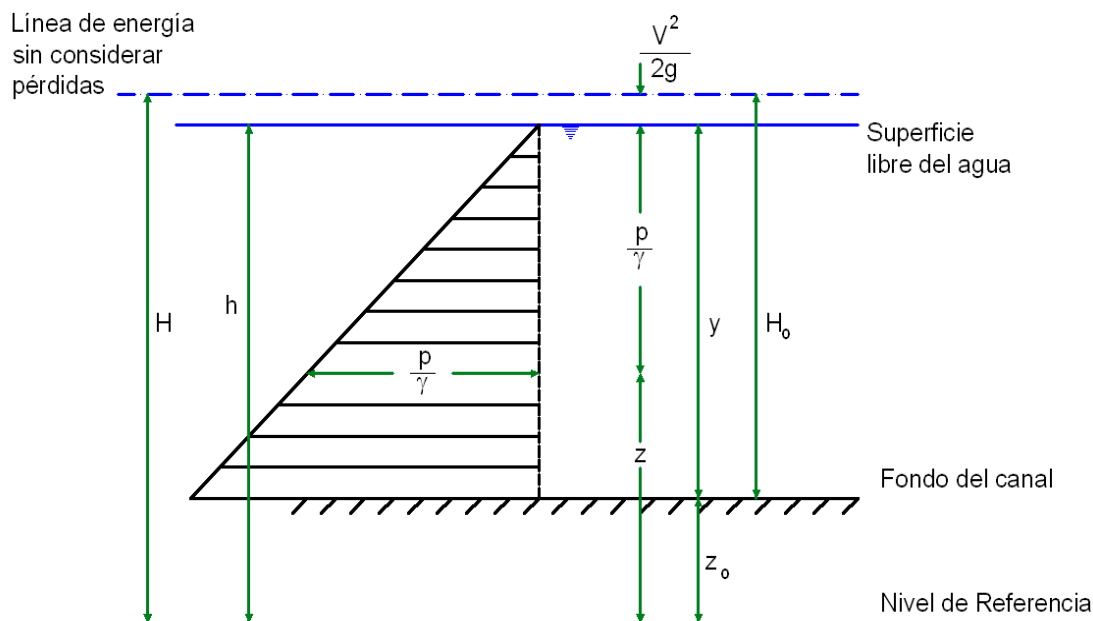
Para aclarar los principios de los flujos a gravedad es necesario indicar ciertos conceptos básicos relacionados con las diferentes fuerzas que intervienen en el comportamiento de este tipo de sistemas.

- **Hipótesis Básicas:** al hablar de sistemas de flujo a gravedad se consideran principalmente cuatro hipótesis básicas de diseño:
 1. El líquido debe ser homogéneo e incompresible; homogéneo porque existe como una especie única –constituido por partículas similares- en una sección de interés [21] e incompresible porque los cambios en la densidad (ρ) son despreciables.
 2. El flujo debe ser estacionario y la presión en cualquier punto no varía en el tiempo. Esta condición excluye cualquier tipo de flujo pulsatorio.
 3. Únicamente fuerzas de gravedad y de presión tienen influencia sobre un flujo (no se considera los efectos de las fuerzas de viscosidad, tensión superficial, capilaridad, y fuerzas elásticas).
 4. Las secciones transversales escogidas como secciones de control deben estar ubicadas en zonas donde la distribución de presión es hidrostática; es decir que son zonas donde las líneas de corriente no tienen curvatura.

Estas hipótesis constituyen la base de las ecuaciones fundamentales de diseño de la hidráulica; sin embargo, para poder aplicarlas –en la práctica-, en el caso de canales de pendiente fuerte, se deben considerar tres restricciones importantes:

1. El efecto de la viscosidad es pequeño. Es decir, la altura de energía total es constante, no existen pérdidas de energía por fricción. Los efectos de la inercia de la masa de agua, las grandes aceleraciones por cambios de la sección transversal o en la profundidad del canal, son los más importantes en el análisis del perfil de flujo.

Gráfico No. 1.1: Representación gráfica de la Carga de Energía sin considerar pérdidas.



Fuente: Manual Básico de Diseño de Estructuras de Cambio de Nivel y Cambio de Dirección con Flujo a Gravedad, Proyecto de Titulación Previo a la Obtención del Título de Ingeniero Civil, Patricia Lorena Haro Ruiz y María Fernanda Jara Vaca, Escuela Politécnica Nacional.

2. La sección transversal bajo análisis debe corresponder a una sección de flujo rectilíneo paralelo. De este modo, se elimina el efecto de la curvatura o de la aceleración centrífuga, y la distribución de presiones puede ser considerada similar a la distribución triangular a 45° como en hidrostática.
3. La pendiente longitudinal del canal es menor a $\theta = 9^\circ$ (15%), de tal modo que se puede aceptar que la profundidad de flujo es medida en la vertical o normal al plano del canal inclinado; es decir, $\cos \theta \approx 1,0$.

Según se explica en los numerales posteriores, el análisis del fenómeno de flujo supercrítico en canales que no satisfacen las restricciones mencionadas requiere de ecuaciones y relaciones funcionales adicionales, en la mayoría de los casos de tipo experimental.

- **Flujo Turbulento:** en el campo de la Hidráulica, la generalidad de los fenómenos que se presentan en las estructuras se verifican en régimen turbulento.

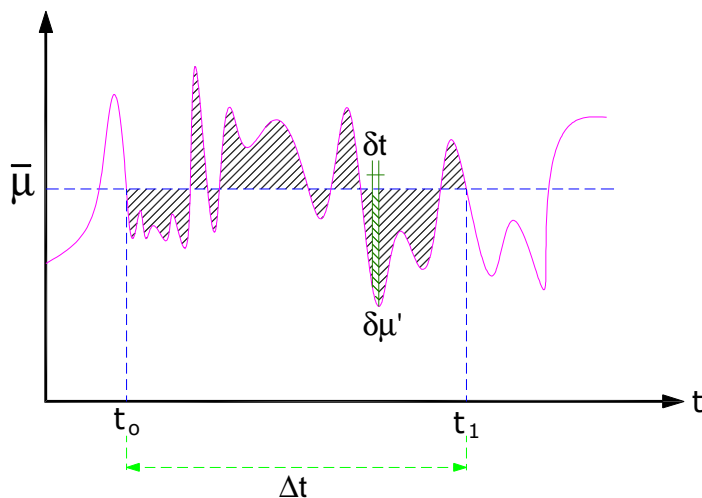
La teoría señala los siguientes valores para clasificar al flujo de acuerdo al Número de Reynolds:

Flujo laminar	→	$Re < 2 \times 10^4$
Flujo en transición		
Flujo turbulento	→	$Re > 10 \times 10^4$

El flujo es turbulento si las fuerzas viscosas son débiles en relación con las fuerzas de inercia; y presenta las siguientes singularidades:

- ❖ Las partículas fluidas no pueden definirse por ser aleatorias en el tiempo.
- ❖ No es posible definir físicamente *las líneas de corriente* instantáneas por lo que se trabaja con *líneas de corriente medias*.
- ❖ Dificultad de definir las condiciones iniciales (¿cuándo inicia el flujo turbulento?).
- ❖ Dificultad o imposibilidad de establecer la interacción fluido – contorno, tomando en cuenta su rugosidad absoluta (ϵ).
- ❖ Dificultad o imposibilidad de definir una *Ley de Variación de la Velocidad* en función del tiempo, que obliga a considerar una fluctuación del vector velocidad y la presión o estado interno de esfuerzos alrededor de un *valor medio* como se observa en el Gráfico No. 1.2.

Gráfico No. 1.2: Fluctuación de velocidades en un flujo turbulento.



Fuente: Apuntes de Clase de Hidromecánica Avanzada, Prof.-Ing. Marcelo Hidalgo, Escuela Politécnica Nacional.

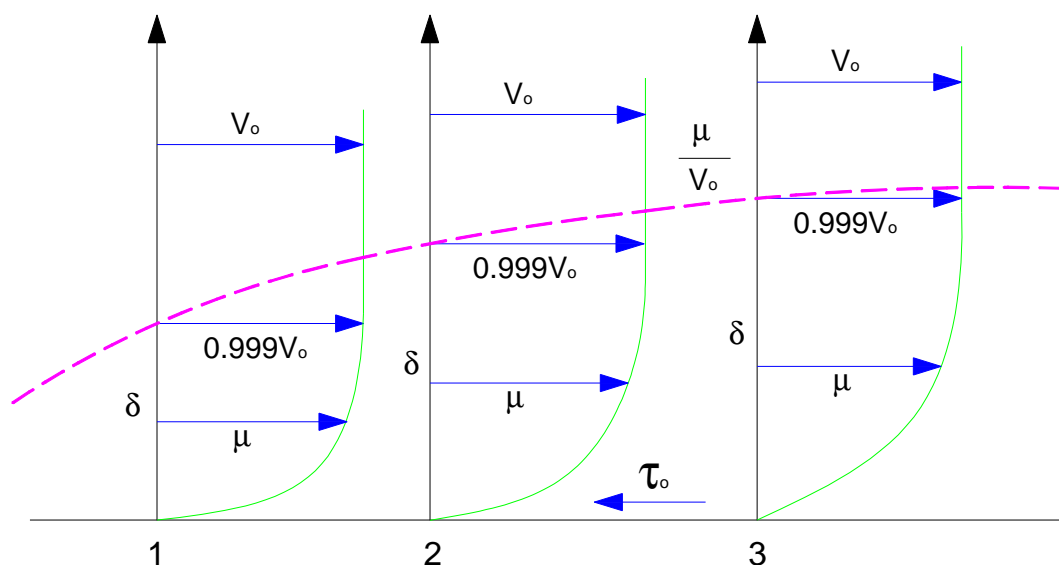
En el gráfico μ' representa las velocidades de fluctuación mientras que el área sombreada señala la energía gastada para mantener una velocidad (flujo turbulento).

- **Capa Límite:** la viscosidad que impide el movimiento de las partículas de agua cercanas al contorno sólido (condición de no deslizamiento) produce un cambio drástico de velocidad dentro de una capa delgada de líquido, muy cercana a la pared, que se denomina capa límite.

En los fluidos poco viscosos (como el agua), los esfuerzos tangenciales son con frecuencia *muy inferiores* a los de *inercia* o *peso*. Esta simple consideración cuantitativa no justifica –muchas veces– prescindir de los efectos viscosos que ejercen influencia notable sobre la configuración del movimiento, determinando en varias ocasiones el campo de flujo, como ocurre en algunas aplicaciones importantes (movimiento de cuerpos sumergidos o determinadas estructuras hidráulicas), donde es importante considerar los fenómenos de separación (flujo – contorno).

El espesor de la capa límite (δ) se define como la distancia desde la pared hasta el punto en el cual la velocidad alcanza un valor igual al 99% de la velocidad en el flujo exterior no perturbado, como se observa en el siguiente gráfico:

Gráfico No. 1.3: Distribución de velocidades en secciones sucesivas a lo largo de la capa límite.



Fuente: Apuntes de Clase de Hidromecánica Avanzada, Prof.-Ing. Marcelo Hidalgo, Escuela Politécnica Nacional.

La capa límite impone las condiciones del comportamiento del flujo con respecto a la estructura.

1.2. DESCRIPCIÓN DE LA BASE TEÓRICA SOBRE FLUJO SUPERCRÍTICO, FLUJO NO HOMOGÉNEO Y ONDULACIONES DE LA SUPERFICIE LIBRE: RESISTENCIA AL MOVIMIENTO

Para aclarar la base teórica presente en este problema de inestabilidad y de aireación natural por las altas velocidades en canales y colectores de pendiente fuerte, es necesario indicar ciertos conceptos de los fenómenos que intervienen en el análisis del comportamiento del flujo.

- El **Flujo Supercrítico** se define a través del valor del número adimensional de

$$\text{Froude} \left(Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot L}} > 1.0 \right).$$

Esto significa que las fuerzas de inercia, presentadas por la velocidad, son mayores que las fuerzas de gravedad, como consecuencia el flujo supercrítico se caracteriza porque las ondas elementales en la superficie libre del agua o perturbaciones no pueden transmitirse hacia aguas arriba; por lo que las condiciones que gobiernan el flujo supercrítico son aquellas de la sección superior, aguas arriba. Es por ello que en canales de fuerte pendiente el flujo bajo condiciones críticas o energía específica mínima se ubica en la sección superior al inicio del canal.

Fotografía No. 1.1: Presencia de flujo supercrítico en canales de fuerte pendiente.

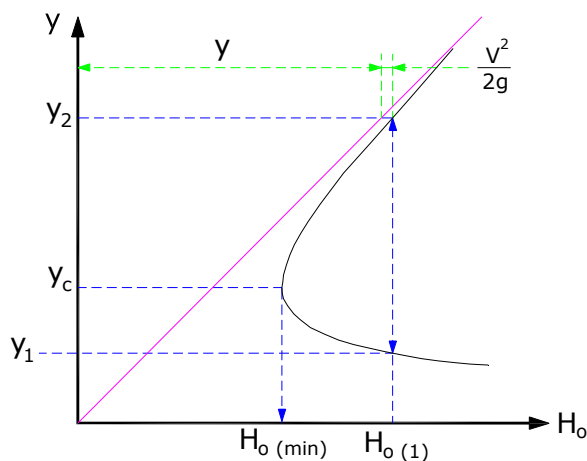


Fuente: hispagua.cedex.es/documentacion/revistas//Ingcivil/113/articulo3/aliviaderos.htm

El flujo supercrítico, rápido o torrencial no puede ser controlado desde aguas abajo, en el caso que se dispusiera una estructura de control en la sección inferior se presentaría un flujo subcrítico o lento como a la presencia imprescindible del resalto hidráulico en la zona intermedia al tramo del canal o colector bajo análisis.

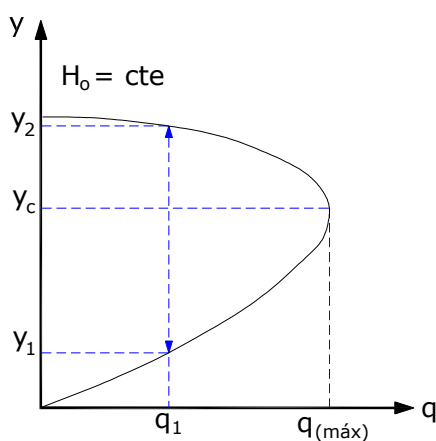
En régimen supercrítico, el análisis del perfil de flujo presente en los cambios de ancho y de profundidad de los canales se realiza utilizando los diagramas del caudal unitario y de la energía específica como se indica en los Gráficos Nos. 1.4 y 1.5.

Gráfico No. 1.4: Diagrama de Energía Específica ($q = \text{cte}$).



Fuente: Manual Básico de Diseño de Estructuras de Cambio de Nivel y Cambio de Dirección con Flujo a Gravedad, Proyecto de Titulación Previo a la Obtención del Título de Ingeniero Civil, Patricia Lorena Haro Ruiz y María Fernanda Jara Vaca, Escuela Politécnica Nacional.

Gráfico No. 1.5: Diagrama de Caudal (Unitario) Específico ($H_o = \text{cte}$).

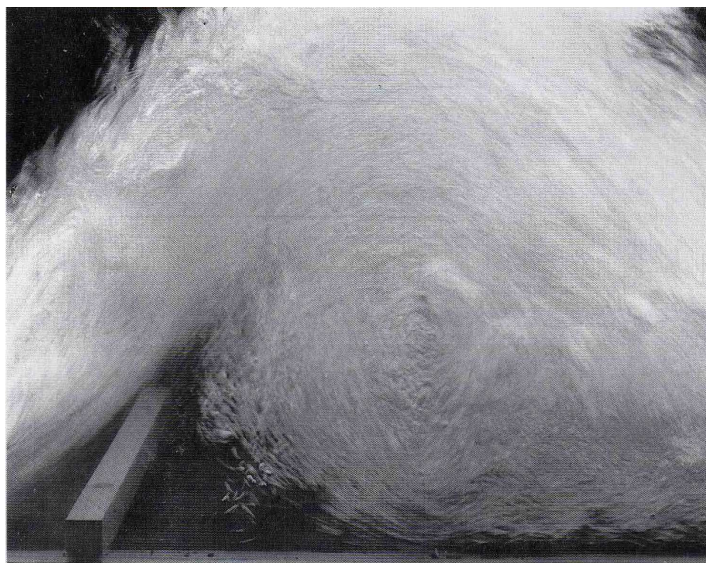


Fuente: Manual Básico de Diseño de Estructuras de Cambio de Nivel y Cambio de Dirección con Flujo a Gravedad, Proyecto de Titulación Previo a la Obtención del Título de Ingeniero Civil, Patricia Lorena Haro Ruiz y María Fernanda Jara Vaca, Escuela Politécnica Nacional.

Del análisis de los diagramas antes mencionados se puede concluir que si el caudal unitario aumenta, o si el ancho del canal disminuye, la profundidad para flujo supercrítico aumenta. Si la energía específica disminuye, o lo que es lo mismo si el canal presenta un umbral, una grada o levantamiento del fondo la profundidad para flujo supercrítico aumenta. Finalmente, si la fuerza viva aumenta, o si la presión aumenta -incluso debido a fuerzas externas a la masa de agua-, la profundidad de agua para flujo supercrítico disminuye y el valor correspondiente de su profundidad conjugada para el resalto crece violentamente.

- El **Fluido No-Homogéneo** se caracteriza por presentar variaciones en la cantidad de una sustancia relativa a la otra, que se encuentran presentes en una región de interés. Una mezcla de burbujas de aire y agua es un ejemplo de flujo no homogéneo bifásico.

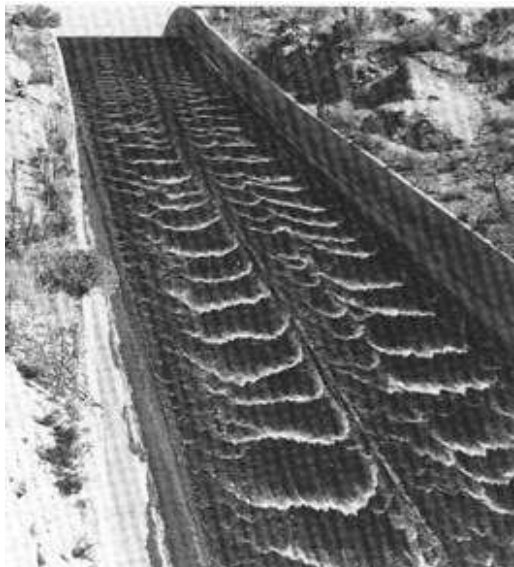
Fotografía No. 1.2: Fluido No-Homogéneo



Fuente: Design of Small Channel Structures, US Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, 1974. Figure 2-43, page 112.

- Las **Ondas** empiezan a presentarse en la superficie libre del flujo uniforme cuando aparece el número de Froude Crítico, convirtiéndose en un flujo inestable.

Fotografía No. 1.3: Flujo inestable con ondas de Froude y pequeñas profundidades en canales de pendiente fuerte.



Fuente: Energy Dissipators, IAHR Hydraulic Structures Design Manuals 9 (Hydraulic Structures Design Manual, Vol 9), W.H. Hager y D.L. Vischer

Los valores de Froude superiores a tres ($Fr > 3$) caracterizan a los flujos inestables con ondas. Debe considerarse que estas ondas se superponen a la superficie libre media calculada y que para determinar esta profundidad, se debe considerar el gasto necesario de energía para la formación de ondas. La amplitud de estas ondas crece gradualmente hasta que se produce, hacia aguas abajo, la ruptura de las ondas si el colector es lo suficientemente largo.

1.3. GENERALIDADES SOBRE LA MODELACIÓN FÍSICA DE FLUJOS A GRAVEDAD CON INCIDENCIA DE LAS FUERZAS VISCOSAS Y DE LAS FUERZAS ELÁSTICAS (INTRODUCCIÓN DE AIRE)

En la práctica de la ingeniería, ocurren fenómenos hidráulicos en estructuras donde el orden de magnitud de las fuerzas obliga a observar el efecto de más de una fuerza si se desea modelar apropiadamente un fenómeno. En este caso, se

puede pensar que la modelación física dependerá de las siguientes variables independientes:

- Geometría.
- Flujo de agua: velocidad de referencia.
- Mecanismo de aprovisionamiento de aire: gradiente de presiones.
- Propiedades del fluido: densidad del agua (ρ), densidad del aire (ρ_a); aceleración de la gravedad (g), viscosidad del agua (μ), viscosidad del aire (μ_a), tensión superficial del agua con el aire (σ), compresibilidad del aire.

Para poder anticipar el comportamiento de los flujos a gravedad con incidencia de fuerzas elásticas y de fuerzas viscosas a nivel de prototipo, es necesario recurrir a modelos físicos en el laboratorio, que se pueden estudiar según los siguientes criterios de semejanza:

- **Semejanza de Euler:** flujos influenciados exclusivamente por fuerzas de presión y de inercia en los cuales la influencia de la viscosidad y de la gravedad es despreciable, se caracteriza por el hecho de que el número geométrico de Euler (Eu) es por sí solo una función únicamente de la geometría del contorno del flujo.

$$(Eu)_m = \frac{V_m}{\sqrt{2 \cdot \Delta p_m / \rho_m}} = (Eu)_p = \frac{V_p}{\sqrt{2 \cdot \Delta p_p / \rho_p}}$$

Donde: Eu = Número de Euler
 V = Velocidad del flujo
 Δp = Diferencia de presión
 ρ = Densidad del fluido

El subíndice m indica que los valores corresponden a características del flujo en el modelo mientras que el subíndice p indica que los valores corresponden a características del flujo en el prototipo.

- **Semejanza de Froude:** en los flujos sujetos al efecto de la gravedad debe asegurarse que, junto a la semejanza geométrica, también el número de Froude (Fr) sea igual en el modelo y en el prototipo.

$$(Fr)_m = \frac{V_m}{\sqrt{g_m \cdot L_m}} = (Fr)_p = \frac{V_p}{\sqrt{g_p \cdot L_p}}$$

Donde: Fr = Número de Froude
 V = Velocidad del flujo
 g = Aceleración de la gravedad
 L = Longitud característica

- **Semejanza de Reynolds:** en flujos donde las fuerzas de viscosidad son significativas, debe mantenerse, junto a la semejanza geométrica, el número de Reynolds (Re) igual, en el modelo y en el prototipo.

$$\frac{Re_p}{Re_m} = Re_r = \frac{\rho_r \cdot V_r \cdot L_r}{\mu_r} = 1$$

Donde: Re = Número de Reynolds
 ρ = Densidad del fluido
 V = Velocidad del flujo
 L = Longitud característica
 μ = Viscosidad dinámica

El subíndice *r* indica el número de escala del modelo (por ejemplo $L_r = L_p/L_m$).

- **Semejanza en los fluidos:** hay que tener en cuenta que en este caso se trabaja con el mismo fluido (mezcla homogénea agua – aire), en el modelo y en el prototipo.

$$\left(\frac{\rho_a}{\rho} \right)_p = \left(\frac{\rho_a}{\rho} \right)_m \quad \sigma_p = \sigma_m$$

Donde: ρ = Densidad del fluido
 ρ_a = Densidad del aire
 σ = Tensión superficial

- **Presencia de cavitación:** al tratarse de un fenómeno con flujo inestable y autoaireado en canales de fuerte pendiente se debe analizar la existencia de cavitación. En modelación hidráulica, los fenómenos de cavitación son semejantes en el modelo cuando el número de cavitación (Ka) en el modelo es igual que el del prototipo.

$$Ka = \frac{p_o - p_d}{\rho \cdot V^2 / 2}$$

Donde: Ka = Número de Cavitación
 p_o = Presión de vapor del fluido inicial
 p_d = Presión de vapor del fluido final
 ρ = Densidad del fluido
 V = Velocidad del flujo

- **Influencia de las fuerzas elásticas:** cuando el fluido (agua) deja de ser incompresible, las fuerzas elásticas pueden predominar sobre las demás fuerzas.

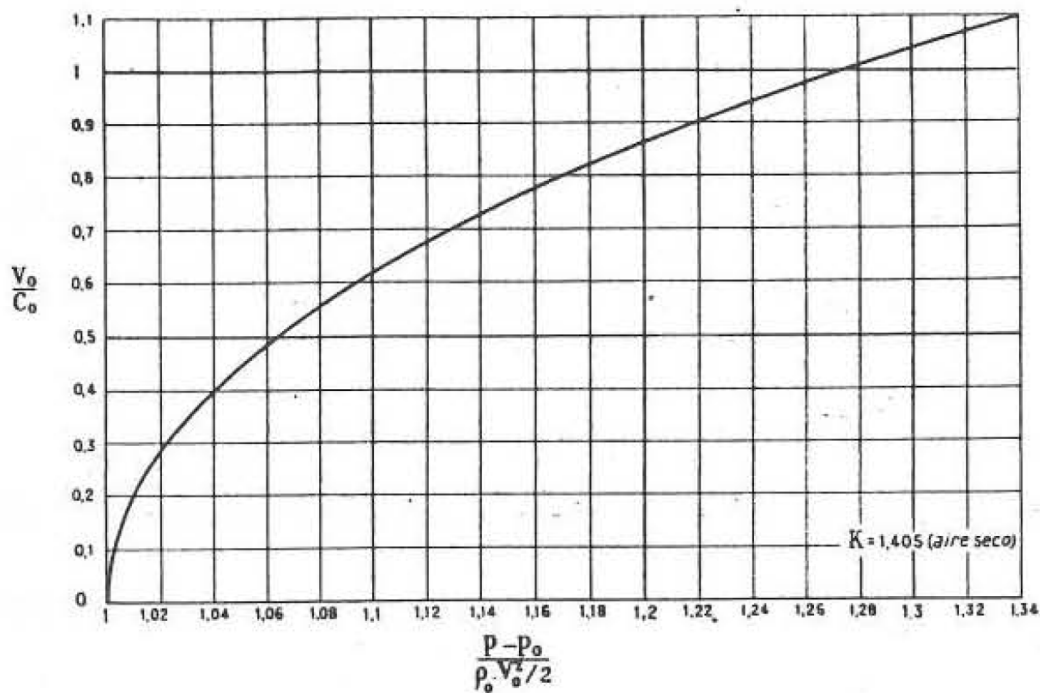
$$Ma = \frac{V}{\sqrt{E/\rho}}$$

Donde: Ma = Número de Mach
 V = Velocidad del flujo
 E = Módulo de elasticidad
 ρ = Densidad del fluido

En un fluido compresible, la expresión del denominador $\sqrt{E/\rho}$ representa la velocidad de propagación de una onda de presión o una onda sonora (C).

Como recomendación se puede considerar que el *fluido es incompresible* si el número de Cauchy – Mach es menor que 0.40, situación que supone que en el cálculo de las presiones se puede tener un error relativo del orden de 0.02. En el gráfico siguiente se puede observar la ley de variación de la presión dinámica (abscisas) en función del Número de Mach (ordenadas).

Gráfico No. 1.6: Presión dinámica en un punto de parada.



Fuente: Hidromecánica, Enrique Becerril, Editorial Dossat S.A.

Debido a la imposibilidad de considerar en un modelo hidráulico, todas las semejanzas, es necesario considerar las magnitudes más representativas del fenómeno que permitan, además, obtener la reproducción del fenómeno lo más cercano a la realidad posible de modo que se facilite su estudio en el laboratorio.

Por lo expuesto, se determina que es fundamental que el modelo sea geoméricamente semejante al prototipo para poder reproducir los fenómenos que se involucran en el fenómeno de flujo inestable y autoaireado en canales de fuerte pendiente. Además, considerando que las fuerzas inerciales y gravitacionales son extremadamente predominantes, se puede concluir que la modelación de

estructuras hidráulicas con movimiento de agua a superficie libre debe observar la **Similitud de Froude**.

1.4. DESCRIPCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS CLÁSICAS DE SOLUCIÓN. GENERALIDADES SOBRE LA PROBLEMÁTICA EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

El problema de la presencia de flujo inestable y autoaireado en sistemas de alcantarillado, si bien es conocido desde hace algunas décadas desde el punto de vista teórico y experimental de laboratorio, a la fecha, no se conoce de su aplicabilidad para lograr el dimensionamiento óptimo de canales y colectores de pendiente fuerte sujetos a problemas de inestabilidad y de aireación natural por las altas velocidades.

El crecimiento de las ciudades en regiones montañosas, es descontrolado, formando zonas pobladas en áreas sin ninguna planificación y control, con calles de pendientes pronunciadas, con valores por arriba de los límites recomendados, obligando al dimensionamiento de los sistemas de alcantarillado bajo estas condiciones especiales.

Es por esta razón que se ha hecho imprescindible analizar y evaluar el efecto de la presencia de ondas longitudinales y transversales así como de la introducción natural de aire sobre las características hidrodinámicas del movimiento, como resultado de la presencia de altas velocidades o debido a que el efecto de las fuerzas de gravedad es mucho mayor que el efecto de la inercia.

El diseño de un sistema de recolección de aguas lluvias y aguas servidas, a nivel de perfil de proyecto, debe evitar las pendientes fuertes (teóricamente, pendientes superiores al 10% o cuando el $\cos(\theta) \leq 0.99$, siendo θ la inclinación topográfica del canal); con mucha frecuencia, su valoración se la hace bajo los conceptos hidráulicos del flujo uniforme en canales con pendiente inferior al 10%,

obteniéndose en la práctica resultados que no se presentan en la realidad y que pueden resultar subdimensionados o sobredimensionados.

Por ello es indispensable una evaluación óptima de la resistencia al movimiento de la masa de agua bajo la presencia de ondas longitudinales, en fondo liso y en fondo rugoso, así como sobre la incidencia de la no homogeneidad de la mezcla agua – aire, una vez que se presenta la introducción natural de aire por efecto de la turbulencia de la superficie libre del agua, así como examinar el comportamiento de la masa de agua en canales y colectores, cuando las ondas pueden tener amplitudes del mismo orden de magnitud que las profundidades de flujo y el fenómeno de autoaireación o captura de aire aparece como resultado también de la curvatura de la superficie libre.

Entre las alternativas clásicas empleadas para solucionar estos problemas de flujo inestable y autoaireado tenemos:

1.4.1 FONDO ESCALONADO EN COLECTORES

Los fondos escalonados en colectores son considerados como una de las opciones más adecuadas, que permiten controlar las velocidades del fondo, mediante un incremento de la rugosidad, que puede ser obtenida del tipo artificial mediante escalones o gradas y/o mediante disipadores de energía en gradas, según permita las condiciones particulares de cada sitio.

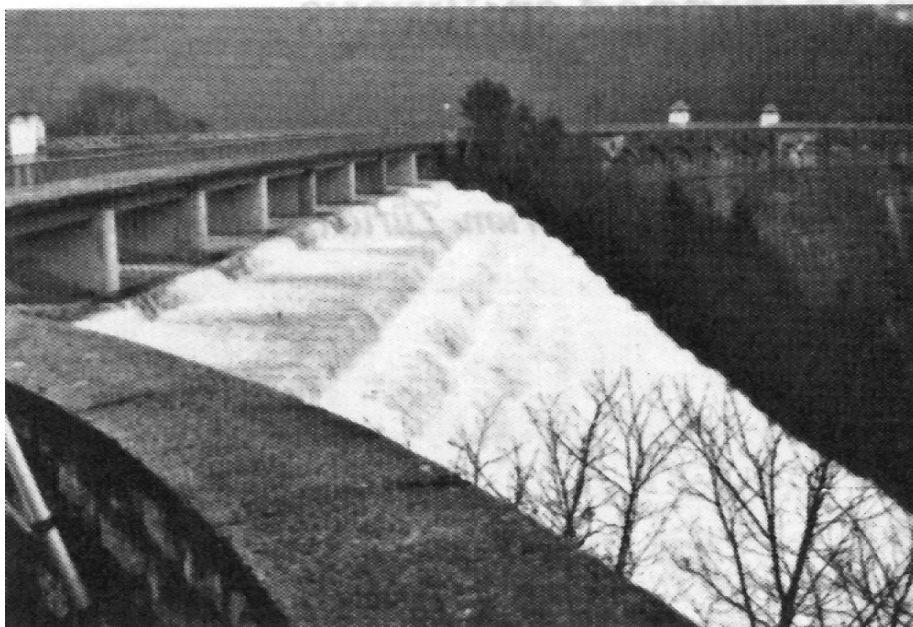
El diseño empleado en este tipo de estructuras corresponde al uso adecuado de las relaciones ampliamente conocidas de la hidráulica unidireccional, en donde se considera los flujos en caída libre desde una grada de pared vertical o de pared con perfil hidrodinámico y cambio de flujo o resalto hidráulico al pie, que puede ser rechazado o estable.

El fondo escalonado se encuentra conformado por una serie de gradas, las mismas que cuentan con una huella y contrahuella para una determinada pendiente, que constituyen el fondo falso del canal.

Se distingue en esta estructura dos tipos de flujos para una misma geometría de fondo a) Nappe Flow o flujo en escalera, para pendientes de fondo pequeñas y caudales pequeños, b) Skimming flow o flujo rasante, para pendientes y caudales grandes.

- **Flujo Tipo Nappe Flow ó Flujo en Escalera:** tiene características hidrodinámicas, correspondientes a una serie de láminas vertientes en gradas de paredes verticales, originando un colchón de agua en la zona bajo la superficie inferior de la lámina y la profundidad contraída presente al pie.

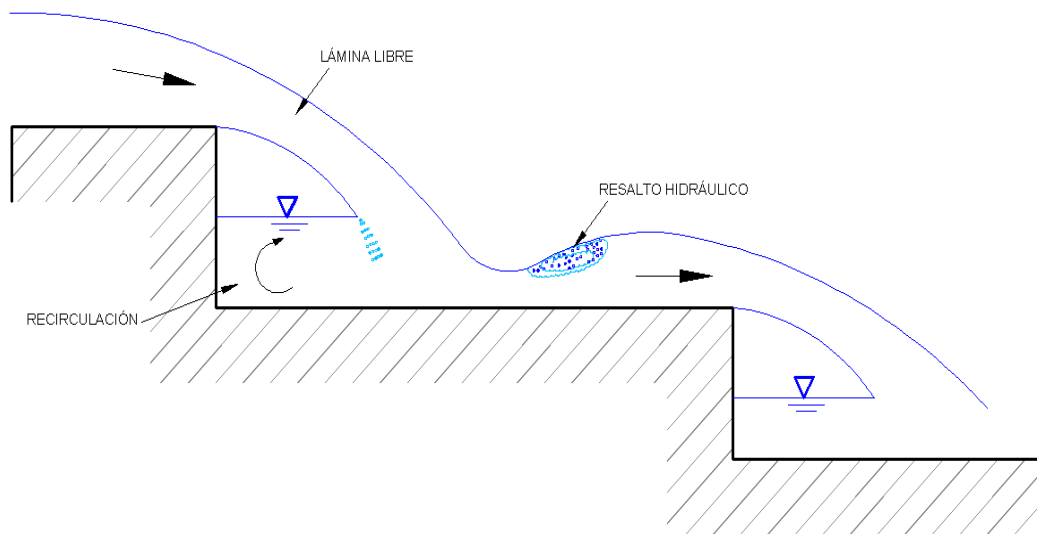
Fotografía No. 1.4: Nappe Flow o Flujo en Escalera.



Fuente: Design of Small Channel Structures, US Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, 1974.

Aguas Abajo se presenta el resalto hidráulico, permitiendo la presencia de un flujo subcrítico en la huella de la grada siguiente, donde se produce una pérdida de energía y la presencia de grandes velocidades, cumpliendo así con los objetivos del diseño hidráulico.

Gráfico No. 1.7: Esquema general del flujo en escalera.



Elaborado por: Patricia Haro y Fernanda Jara

En las contrahuellas se puede presentar un flujo subcrítico o supercrítico, mientras que en las huellas de la escalera encontramos velocidades medias reducidas, siendo valores controlados y por debajo de los admisibles, en determinados casos cuando la altura de las gradas es del orden de un metro o más¹, se reemplaza la pared vertical por un perfil hidrodinámico, reduciendo el riesgo de fluctuaciones de la lámina vertiente y la necesidad de ventilación de la superficie libre inferior durante el vertido.

El grado de aireación de la lámina vertiente, y el valor del caudal de diseño, determinan la existencia de tres formas de flujo en escalera: a) Flujo con resalto hidráulico totalmente desarrollado, siendo válido para caudales pequeños, y longitudinales pequeñas, b) Flujo con resalto hidráulico parcialmente sumergido, y c) Flujo supercrítico desacelerado (curvas tipo M3 o S3) sobre la huella de la grada.

¹ ABFLUß- UND AUFLASTBEIWERTE FÜR DEN ENTWURF VON STAU KLAPPEN, Disertación doctoral de Marco Castro D., Universidad de Karlsruhe, Alemania, Junio 1983

- **Skimming Flow ó Flujo Rasante:** se caracteriza por la importante presencia de vórtices de eje horizontal, que aparecen en cada una de las cavidades formadas en el espacio entre esquinas de los escalones.

Fotografía No. 1.5: Skimming Flow o Flujo Rasante [22].

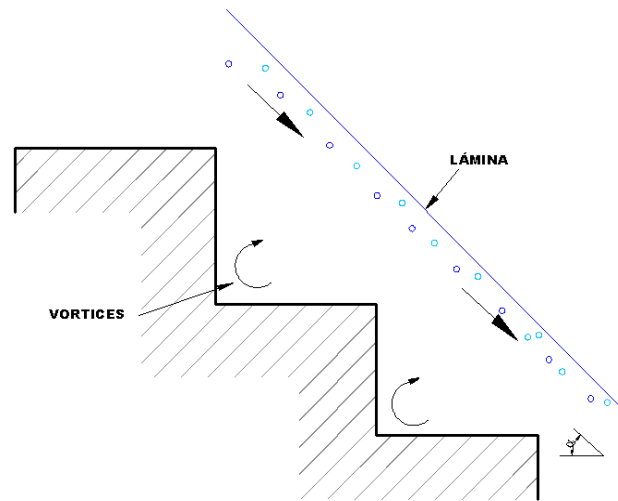


Fuente: Fichero temático, Universidad Politécnica de Catalunya: <http://www.tdr.cesca.es>

En este tipo de flujo, desaparece la posibilidad de caída libre de la masa de agua, el movimiento vorticoso forma una barrera o superficie inferior límite del flujo de la mezcla homogénea de agua y de aire, deslizándose de forma rasante a lo largo de un falso fondo definido por la superficie de unión de las esquinas.

Las líneas de corriente son aproximadamente paralelas al fondo falso y por lo tanto se tiene una distribución de presiones parecidas a las de la hidrostática.

Gráfico No. 1.8: Esquema general del flujo en escalera.



Elaborado por: Patricia Haro-Fernanda Jara.

1.5. OBJETIVOS Y RESTRICCIONES DE LA TESIS DE GRADO

Es adecuado establecer como parte inicial del desarrollo de una tesis de grado, el definir los objetivos y restricciones que van a presentarse, los mismos que se convertirán en los parámetros a seguir para cumplir con las metas establecidas, por lo que a continuación indicamos:

1.5.1 OBJETIVOS DE LA TESIS DE GRADO

- ◆ Uno de los principales objetivos es establecer una base teórica sobre los fenómenos presentados en estos tipos de flujo, así como las características hidrodinámicas, las mismas que permitirá una fácil comprensión de la problemática a resolver.
- ◆ Definir criterios sobre modelación física, análisis dimensional, y adimensional para flujos a gravedad con incidencia de las fuerzas viscosas y elásticas.
- ◆ Analizar y evaluar el efecto de la presencia de ondas longitudinales y transversales así como de la introducción natural de aire, en estructuras

especiales que permiten sobrellevar desniveles existentes en los sistemas de alcantarillado de ciudades ubicadas en regiones montañosas, y que se encuentran sujetos a la presencia de altas velocidades, o a los efectos de las fuerzas de gravedad.

- ◆ Establecer alternativas de diseño, las cuales permitirán sobre llevar los fenómenos presentes en el flujo.
- ◆ Obtener una guía de revisión de los fenómenos presentados en el flujo inestable y autoaireado, así como una guía básica de dimensionamiento de canales y colectores de pendiente fuerte, sujetos a problemas de inestabilidad y aireación natural por altas velocidades.
- ◆ Como objetivo valioso de la tesis de grado se puede considerar la elaboración de la Guía de Práctica del Análisis de Flujo Inestable y Autoaireado en Canales de Fuerte Pendiente como aporte práctico y complementario a la base teórica del programa de Postgrado sobre la presencia de estos fenómenos en el diseño de sistemas de alcantarillado.

1.5.2 RESTRICCIONES DE LA TESIS DE GRADO

Las principales restricciones que se van a presentar en la tesis de grado son las siguientes:

- ◆ Dificultad en la obtención de datos ya que los instrumentos con los que se cuenta en laboratorio son de medición directa, los mismos que influyen en el registro de datos.
- ◆ Debido a las dimensiones de la rápida, sobre la cual se van a obtener los fenómenos, y a las características del caudal, la visualización de los fenómenos no van a ser fácilmente apreciables.

1.6. CONCLUSIONES

- Para poder evaluar e interpretar el comportamiento de los flujos a gravedad con incidencia de fuerzas elásticas y de fuerzas viscosas a nivel de prototipo, es necesario recurrir a modelos físicos en el laboratorio, que se pueden estudiar según criterios de semejanza de Euler, Froude, Reynolds, de Fluidos, de Cavitación, y de Fuerzas Elásticas.
- Entre las alternativas clásicas empleadas para solucionar los problemas de flujo inestable y autoaireado, se tiene a los fondos escalonados: Flujo en Escalera y Flujo rasante.
- Para desarrollar una modelación física esta dependerá de variables como: La Geometría, Velocidad de referencia, gradiente de presiones y propiedades del fluido.

CAPÍTULO 2

CARACTERÍSTICAS HIDRODINÁMICAS DEL MOVIMIENTO INESTABLE Y CON INTRODUCCIÓN NATURAL DE AIRE

2.1 ANÁLISIS DEL FLUJO A GRAVEDAD CON PENDIENTE FUERTE Y VELOCIDADES ALTAS: FONDO LISO Y FONDO RUGOSO

2.1.1 FLUJO UNIFORME

Se considera que el flujo es uniforme cuando las características dinámicas del movimiento del agua, como la profundidad, velocidad media y distribución de velocidades no cambian a lo largo del canal. Rigurosamente, este tipo de flujo se encuentra en un canal prismático, con pendiente y rugosidad constante, y además, únicamente en zonas alejadas lo suficiente de las estructuras de transición o de perturbaciones de la corriente.

A partir de estas consideraciones se puede deducir que el flujo uniforme, no se produce al interior de un sistema de recolección de aguas lluvias y residuales, ya que cualquier discontinuidad o falta de uniformidad en la sección o en la rugosidad del fondo; cualquier cambio de sección transversal o de alineación del colector; así como cualquier cambio en el caudal, originan alteraciones al flujo uniforme.

No obstante, es imprescindible el análisis del flujo uniforme con superficie libre con miras a obtener el valor del efecto viscoso debido a la resistencia interna de la masa de agua al movimiento. Este aspecto ha sido estudiado exhaustivamente en el caso de flujo uniforme y permite una excelente aproximación para el análisis por tramos del flujo gradualmente variado.

Para el caso de flujo uniforme, turbulento totalmente desarrollado y estable, es válida la relación de Gauckler – Manning -Strickler:

$$V = \frac{1}{n} Rh^{2/3} I^{1/2} \quad (2.1)$$

Donde: V = Velocidad del flujo

Rh = Radio hidráulico

n = Coeficiente de “rugosidad” del contorno, que en forma global busca incluir el efecto de las irregularidades de la superficie del colector

I = Pendiente del fondo

Y la relación semiempírica de Darcy – Weisbach:

$$V = \left(\frac{8g}{\lambda} \right)^{1/2} \cdot Rh^{1/2} \cdot I^{1/2} \quad (2.2)$$

Donde: V = Velocidad del flujo

g = Aceleración de la gravedad

Rh = Radio hidráulico

λ = Coeficiente de fricción interna, función del número de Reynolds, rugosidad relativa, forma de la sección transversal y estructura de la rugosidad a lo largo del perímetro mojado y a lo largo del colector.

I = Pendiente del fondo

La solución a las ecuaciones anteriores exige que la pendiente de la línea de energía (I_e) sea igual a la pendiente del fondo (I); por lo tanto, se utilizan para evaluar la pérdida continua debida a la resistencia interna de la masa de agua al movimiento.

La solución numérica para el caso de flujo uniforme se realiza con la ayuda del programa FlowMaster. Conocidos los valores del caudal, de la pendiente

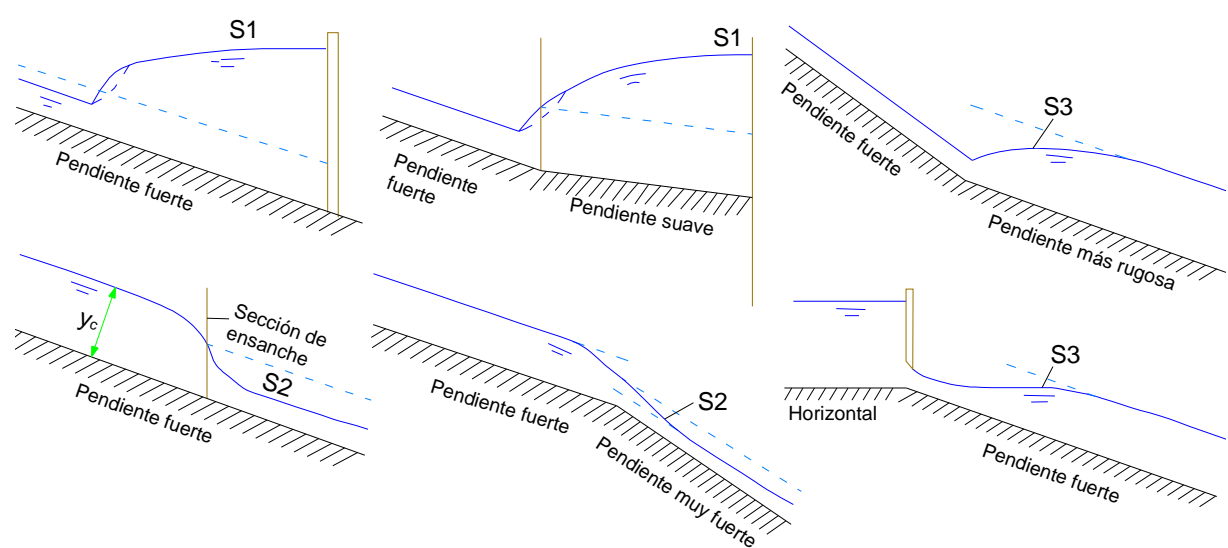
topográfica, de la forma de la sección transversal y del tipo del material del contorno se evalúan las siguientes variables en el proceso de diseño de los colectores: profundidad de flujo uniforme o flujo normal, velocidad media de flujo, profundidad crítica, número de Froude para la profundidad normal y pendiente crítica.

En el caso de flujo supercrítico debe considerarse que la selección del área transversal hecha para la profundidad crítica es favorable, dado que la profundidad normal es más pequeña. El flujo gradualmente variado a lo largo de este tipo de colector tendrá una profundidad siempre decreciente desde el valor de la profundidad crítica.

2.1.2 FLUJO GRADUALMENTE VARIADO

El flujo gradualmente variado, a diferencia del bruscamente variado, se caracteriza porque las variaciones en el perfil del flujo ocurren en tramos relativamente largos y son influenciados sobre todo por la resistencia del fondo y de las paredes.

Gráfico No. 2.1: Ejemplos de flujo gradualmente variado con pendiente empinada.



Fuente: "Hidráulica de los Canales Abiertos", Chow, V.T., McGraw Hill Ed. Co., New York – Bogotá, 1959

Esta definición establece dos condiciones: a) el flujo es permanente y b) las líneas de corriente son paralelas. Se puede despreciar, en estos casos, el efecto de la aceleración sobre la red de flujo y para su cálculo es necesaria la correcta evaluación de las pérdidas de energía por fricción interna o pérdidas continuas.

El cálculo de las pérdidas se realiza a través de la definición de la pendiente de la línea de energía I_e , bajo la hipótesis de que las relaciones derivadas para flujo uniforme –como por ejemplo, la relación de Manning o de Darcy-Weisbach- son válidas para cada uno de los tramos en los que se puede subdividir el problema de flujo gradualmente variado. Esta aproximación da excelentes resultados si es que los tramos seleccionados son pequeños y las variaciones en la profundidad de agua entre los extremos de los tramos es pequeña.

La ecuación diferencial que expresa la variación del perfil de flujo permanente en un colector prismático, de pendiente uniforme y con distribución constante de velocidades, es:

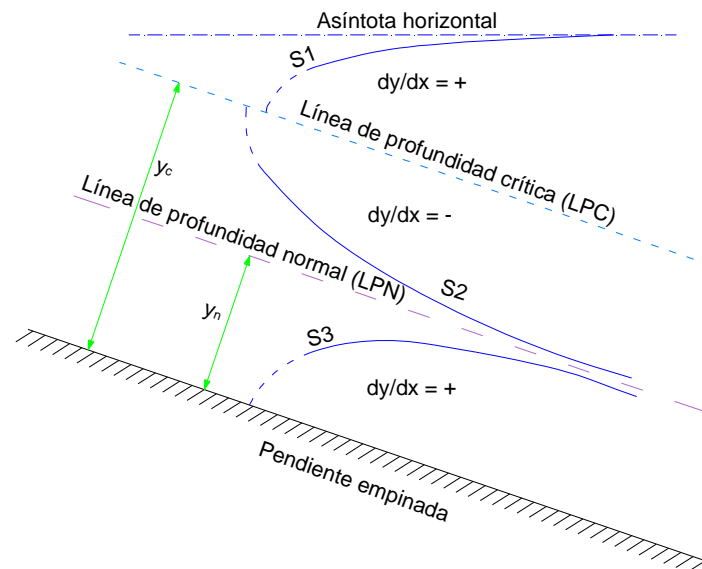
$$\frac{dy}{dx} = I_o \cdot \frac{1 - \left(\frac{y}{y_{FGV}} \right)^N}{1 - \left(\frac{y_c}{y_{FGV}} \right)^M} \quad (2.3)$$

En donde: I_o = Pendiente del fondo del colector,
 y = Profundidad normal de flujo (flujo uniforme),
 y_c = Profundidad crítica de flujo,
 y_{FGV} = Profundidad para flujo gradualmente variado,
 N = Exponente que depende de la forma de la sección transversal del colector y de la fórmula utilizada para el cálculo del flujo uniforme, y,
 M = Exponente que depende de la forma de la sección transversal.

Para los casos de la práctica ingenieril, la ecuación diferencial anterior no tiene fácil resolución directa. Se requiere de la solución numérica y del planteamiento

de las condiciones de contorno. Para ello es imprescindible efectuar el análisis previo al cálculo y definir el probable perfil de flujo.

Gráfico No. 2.2: Perfiles del flujo gradualmente variado en colectores de pendiente hidráulicamente fuerte. S1 es flujo subcrítico, S2 y S3 corresponden a flujo supercrítico.



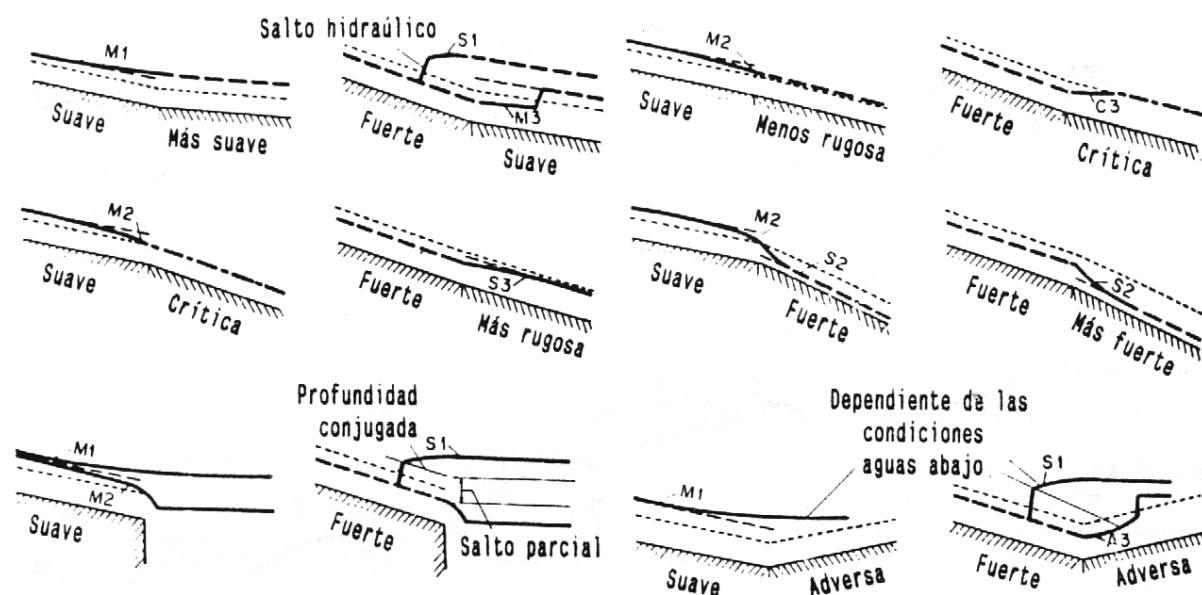
Fuente: Hidráulica de los Canales Abiertos, Chow, V.T., McGraw Hill Ed. Co., New York – Bogotá, 1959

En el Gráfico No. 2.2 se muestran en forma cualitativa, las tres soluciones posibles para el desarrollo de la superficie libre del agua en un colector de pendiente hidráulicamente fuerte; es decir, cuando el colector tiene una pendiente topográfica I_0 que es mayor que la pendiente crítica (I_c), que es un valor que depende exclusivamente del caudal, lo que significa que la clasificación de pendiente fuerte, depende directamente de este valor. De aquí la necesidad de que el análisis previo al cálculo se realice para una gama suficiente de caudales.

En el gráfico anterior, la línea LPC representa la profundidad crítica y_c , mientras que la línea LPN representa la profundidad normal o de flujo uniforme, y_n . La sección de control para la curva S1 se ubica aguas abajo; las secciones de control para las curvas S2 y S3 se ubican aguas arriba. En estos dos casos, el perfil de flujo tiene como asíntota la profundidad normal supercrítica.

En el Gráfico No. 2.3 se muestran algunos ejemplos válidos para el análisis del probable perfil de flujo en la unión de dos colectores.

Gráfico No. 2.3: Perfiles de flujo para cambios de pendiente de colectores y cambios de rugosidad.



Fuente: Hidráulica de los Canales Abiertos, Chow, V.T., McGraw Hill Ed. Co., New York – Bogotá, 1959

Se resalta el caso de que para obtener una variación de la superficie libre del agua, desde el flujo supercrítico o rápido hasta un flujo menos rápido, sin la presencia del resalto hidráulico, se puede disponer de la pendiente crítica con una solución a través de la curva C3, en el tramo de aguas abajo del colector.

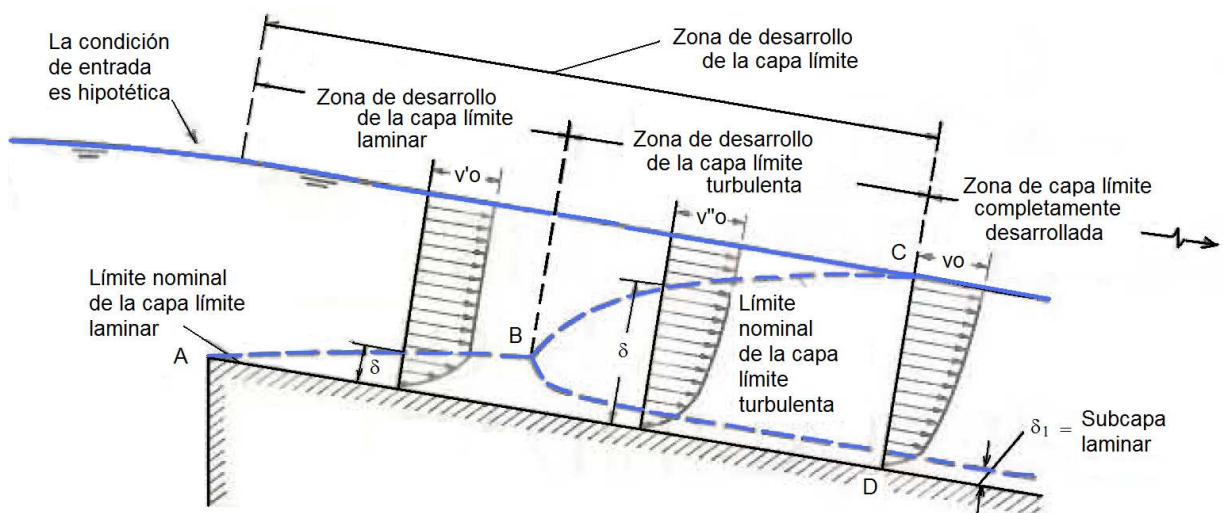
2.1.3 RUGOSIDAD DEL CONTORNO²

Como se menciona en el capítulo anterior, la capa límite impone las condiciones del comportamiento del flujo con respecto a la estructura, ya que permite explicar el efecto de la rugosidad sobre las paredes del conducto.

² Información del Acápite tomada del libro Hidráulica de los Canales Abiertos, Chow, V.T., McGraw Hill Ed. Co., New York – Bogotá, 1959

Cuando el agua entra a un canal, la distribución de velocidades a través de la sección transversal, debido a la presencia de la rugosidad de contorno, varía con la distancia a lo largo de la cual el agua se mueve, como se puede observar en el gráfico siguiente.

Gráfico No. 2.4: Desarrollo de la capa límite en un canal abierto con una condición de entrada ideal.



Fuente: Hidráulica de los Canales Abiertos, Chow, V.T., McGraw Hill Ed. Co., New York – Bogotá.

Al inicio del flujo en el canal, el flujo es completamente laminar y se desarrolla una capa límite laminar a lo largo de la superficie del canal, como se muestra mediante la curva **AB** (la distribución de velocidades en la capa es casi parabólica). Hacia aguas debajo de **B** se desarrolla una capa límite turbulenta, como se muestra mediante **BC** (la distribución de velocidades es casi logarítmica en esta capa). Si a través del canal existen condiciones de flujo uniforme, la capa límite turbulenta se desarrollará por completo en la sección **CD**, donde la distribución de velocidades tendrá un patrón definido. [7]

Si la superficie del canal es relativamente lisa, la velocidad del canal es baja; por tanto se desarrolla una lámina muy delgada y estable de flujo conocida como *subcapa laminar* (δ_1). La superficie superior de la subcapa laminar corresponde a

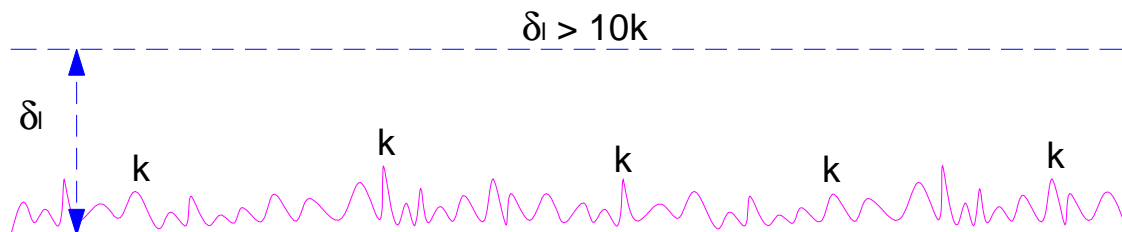
la zona de transición de flujo de laminar a turbulento y, por consiguiente, no puede definirse con precisión³.

Como el flujo en canales normalmente es turbulento, los siguientes acápites se refieren únicamente a la capa límite turbulenta.

2.1.3.1 Conducto con comportamiento hidráulicamente liso y turbulencia inicial

Cuando la rugosidad (k) es apreciablemente menor que el espesor de la subcapa laminar, los remolinos y vórtices causados por las irregularidades se anulan por efecto de la viscosidad. En este caso la rugosidad no afecta la formación de la turbulencia y se dice que la superficie del material actúa como hidráulicamente lisa.

Gráfico No. 2.5: Flujo con comportamiento hidráulicamente liso.



Fuente: Apuntes de Clase de Hidromecánica Avanzada, Prof.-Ing. Marcelo Hidalgo, Escuela Politécnica Nacional.

El coeficiente λ (de fricción) se expresa por:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 0.86 \cdot \ln(\text{Re} \sqrt{\lambda}) - 0.80 \quad \lambda = f(\text{Re}) \quad (2.4)$$

Donde: Re = Número de Reynolds
 λ = Coeficiente de fricción

³ Chow, V.T, (1997) Hidráulica de Canales Abiertos, McGraw Hill Ed. Co., New York – Bogotá.

El comportamiento de un conducto como *liso* hace necesario establecer la relación del espesor de la subcapa laminar (δ_l) comparada con el tamaño de la rugosidad absoluta.

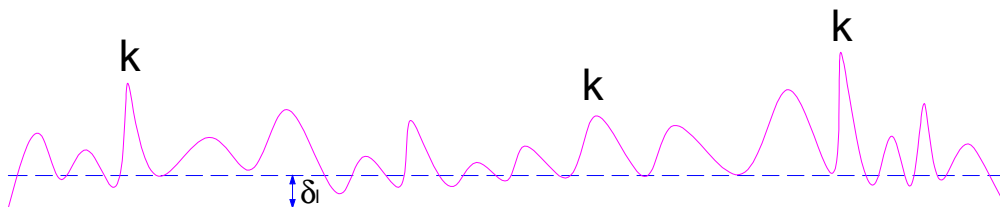
$$k < \frac{2}{5} \delta_l \quad (2.5)$$

En este intervalo el flujo está *aislado* de las rugosidades de la pared y se considera que su comportamiento es liso.

2.1.3.2 Conducto con comportamiento hidráulicamente rugoso y turbulencia completamente desarrollada

Cuando la rugosidad (k) es apreciablemente mayor que el espesor de la subcapa laminar, los remolinos y vórtices causados por las irregularidades destruyen la subcapa generando turbulencia apreciable y se dice que la superficie del material actúa como hidráulicamente rugosa.

Gráfico No. 2.6: Flujo con comportamiento hidráulicamente rugoso.



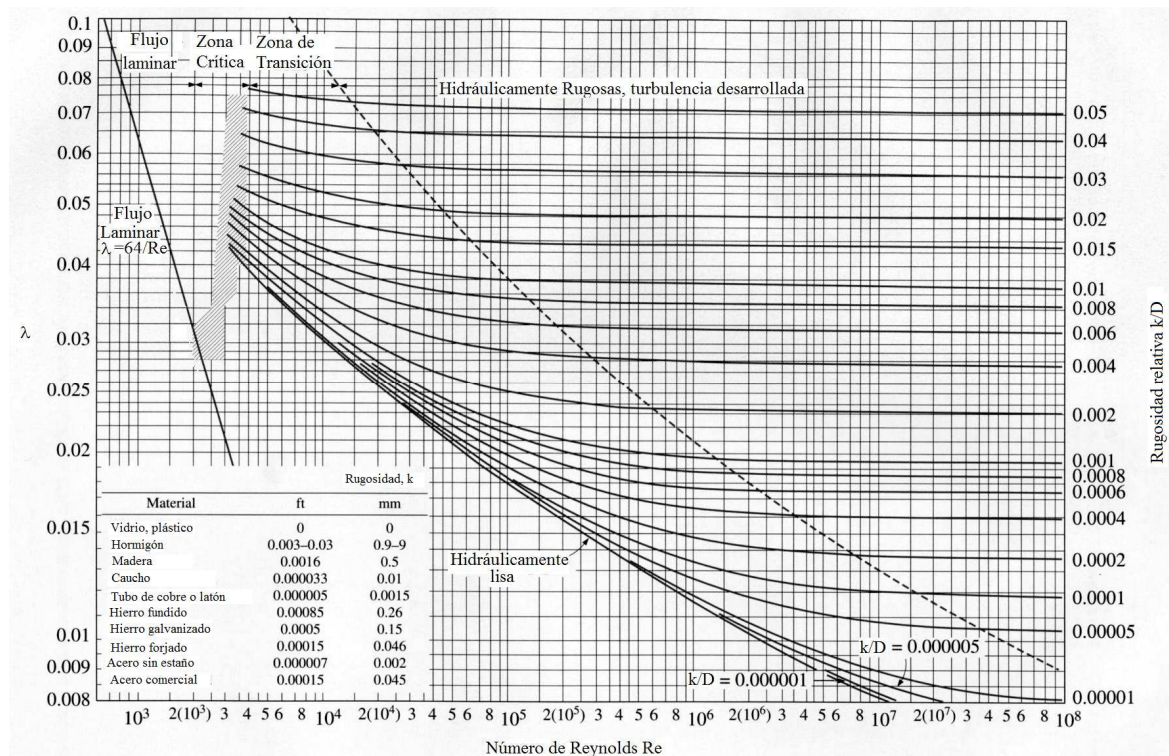
Fuente: Apuntes de Clase de Hidromecánica Avanzada, Prof.-Ing. Marcelo Hidalgo, Escuela Politécnica Nacional.

Cuanto mayor sea el número de Reynolds, más delgada será la subcapa laminar y más puntos de la pared sobresaldrán de ella.

En este caso, las fuerzas de inercia son muy importantes y apenas influyen las fuerzas viscosas, por lo que el factor de fricción (λ) solo depende de la rugosidad relativa y el número de Reynolds no tiene importancia en su determinación, como

se puede observar en el diagrama de Moody, presentado en el Gráfico No. 2.7, y que contiene información acerca de λ para estructura natural de la rugosidad.

Gráfico No. 2.7: Diagrama de Moody.



Fuente: <http://mecfluidos.blogspot.com>

El coeficiente λ se expresa por:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1.14 - 0.86 \cdot \ln\left(\frac{k}{4R_h}\right) \quad \lambda = f\left(\frac{k}{4R_h}\right) \quad (2.6)$$

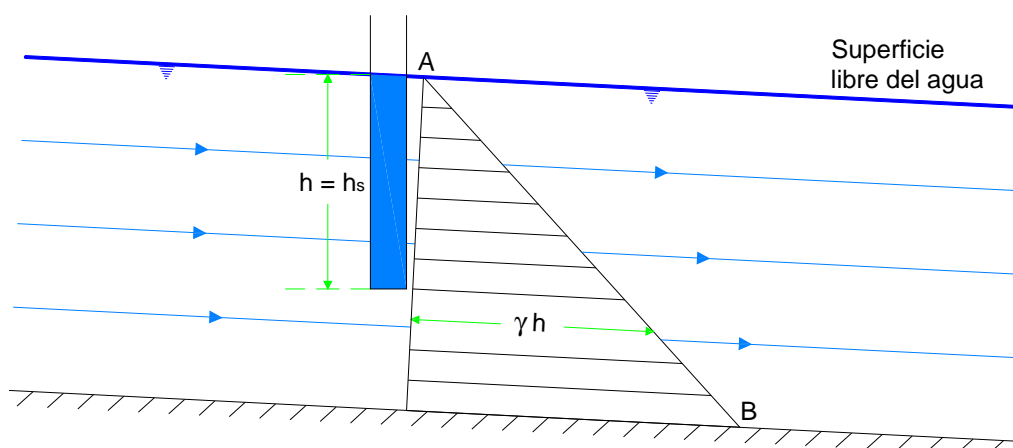
Donde: R_h = Radio Hidráulico de la sección
 λ = Coeficiente de fricción

En este intervalo el tamaño de la rugosidad es mucho mayor que el tamaño de la subcapa laminar: $k < 6\delta_i$, y aún así es muy difícil definir físicamente el espesor de la subcapa.

2.2 ASPECTOS BÁSICOS SOBRE LA DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES Y DEL ESFUERZO CORTANTE EN EL FONDO DEL CONDUCTO⁴

La presión en cualquier punto de la sección transversal del flujo en un conducto de pendiente suave, se puede medir por la altura de la profundidad del agua en un tubo piezométrico instalado en un punto. Al no considerar las pequeñas perturbaciones debidas a la turbulencia, el agua de la columna debe subir desde el punto de medición hasta la superficie libre del agua.

Gráfico No. 2.8: Distribución de presiones en un canal recto con pendiente suave; h = altura piezométrica y h_s = altura hidrostática.



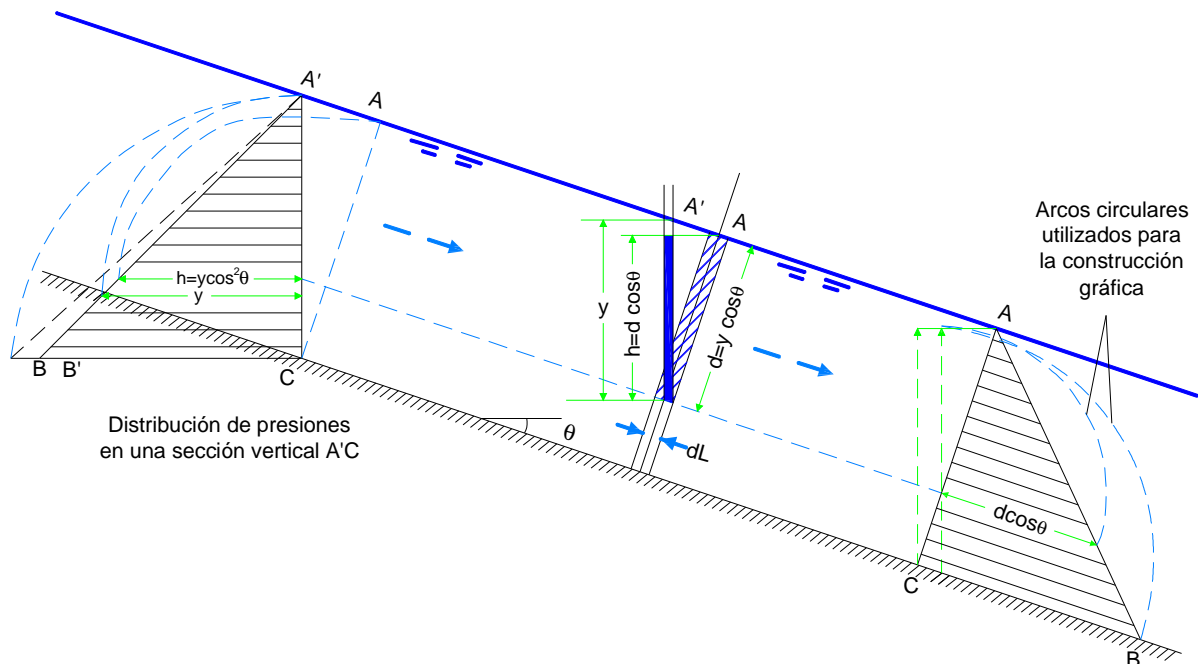
Fuente: Hidráulica de los Canales Abiertos, Chow, V.T., McGraw Hill Ed. Co., New York – Bogotá, 1959

Estrictamente hablando, la aplicación de la ley de la hidrostática en un conducto es válida si los filamentos de flujo no tienen componentes de aceleración en el plano de la sección transversal. A este tipo de flujo se lo conoce como flujo paralelo y se caracteriza porque las líneas de corriente no tienen curvatura sustancial ni divergencia.

⁴ Información del acápite tomada del libro: Chow, V.T., (1997) Hidráulica de Canales Abiertos, McGraw Hill Ed. Co., New York – Bogotá.

En problemas reales el flujo gradualmente variado puede considerarse flujo paralelo, debido a que el cambio en la profundidad de flujo es suave, y por lo tanto, para propósitos prácticos, la ley hidrostática de distribución de presiones es aplicable.

Gráfico No. 2.9: Distribución de presiones en un flujo paralelo en canales de pendiente alta.



Fuente: Hidráulica de los Canales Abiertos, Chow, V.T., McGraw Hill Ed. Co., New York – Bogotá, 1959

Con referencia a un canal inclinado recto, de ancho unitario y ángulo de pendiente θ , como se muestra en el Gráfico No. 2.9, el peso del elemento de agua de longitud dL es:

$$W = \gamma \cdot y \cdot \cos \theta \cdot dL \quad (2.7)$$

La presión debida a este peso es: $P = \gamma \cdot y \cdot \cos^2 \theta \cdot dL \quad (2.8)$

La presión unitaria es: $\frac{P}{dL} = \gamma \cdot y \cdot \cos^2 \theta \cdot L \quad (2.9)$

Y la altura:

$$h = y \cdot \cos^2 \theta \quad (2.10)$$

$$h = d \cdot \cos \theta \quad (2.11)$$

Donde: $d = y \cdot \cos \theta$ es la profundidad de agua medida perpendicularmente desde la superficie.

La ecuación 2.10 establece que la altura de presión en cualquier profundidad vertical es igual a esta profundidad multiplicada por un factor de corrección $\cos^2 \theta$. Nótese que si el ángulo θ es pequeño, el factor de corrección tenderá a la unidad.

Frecuentemente se asume que el esfuerzo cortante en los contornos de un canal depende del calado, la velocidad de flujo, la sección transversal, la rugosidad lineal de los contornos, la densidad, peso específico y la viscosidad dinámica del agua:

$$\tau = \varphi(d, V, \text{sección transversal}, \text{rugosidad}, \rho, \gamma, \mu)$$

Estos valores pueden ser combinados para obtenerse la siguiente expresión adimensional:

$$\frac{\tau}{\rho \cdot V^2} = \varphi \left(\frac{V \cdot d}{\mu / \rho}, \frac{\text{rugosidad}}{d}, \text{sección transversal}, \frac{V}{\sqrt{d \cdot \gamma / \rho}} \right)$$

Si se introduce la condición de equilibrio que involucra al radio hidráulico y la pendiente del canal, $\tau = \gamma R h i$, la variable dependiente puede ser escrita en términos de coeficiente C de Chezy o λ de Darcy - Weisbach:

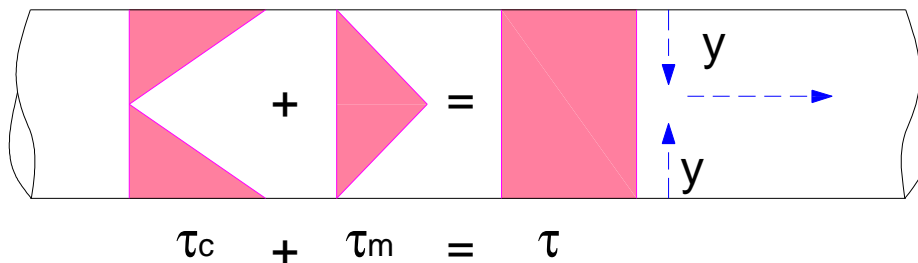
$$\frac{\tau}{\rho \cdot V^2} = \frac{g}{C^2} = \frac{\lambda}{8} \quad (2.12)$$

A pesar de que la relación general para canales con flujo a superficie libre debe ser evaluada, existe evidencia de que el coeficiente de resistencia es una función

del número de Reynolds, de la rugosidad relativa de la sección de flujo tanto para conductos cerrados como para canales abiertos.

El esfuerzo cortante para un punto a una distancia “y” de las paredes del conducto está influenciado por la resistencia por fricción que ofrece el conducto y que existe entre las partículas fluidas de la mezcla.

Gráfico No. 2.10: Variación lineal del esfuerzo cortante a través de la sección transversal de un conducto en régimen turbulento.



Fuente: Universidad del Cauca, Hidráulica, Guevara, M. E.:

<http://atenea.unicauca.edu.co/~hdulica/introduccion.pdf>

τ_c = esfuerzo cortante debido a la resistencia por fricción que ofrece el conducto.

τ_m = esfuerzo cortante debido a la resistencia por fricción al mezclarse las partículas del fluido.

Se considera que: a) el esfuerzo cortante debido a la mezcla de las partículas se distribuye a través de la sección del conducto de la misma forma que la longitud de mezcla, y b) que el efecto de la fricción entre fluido y conducto se distribuye de la misma forma que en régimen laminar.

El esfuerzo cortante es proporcional al gradiente de velocidad elevado al cuadrado.

$$\tau = \rho \cdot (LM)^2 \cdot \left(\frac{dV}{dy} \right)^2 \quad (2.13)$$

Donde: τ = Esfuerzo cortante
 ρ = Densidad del fluido
 LM = Longitud de la mezcla
 dV/dy = Gradiente de Velocidad

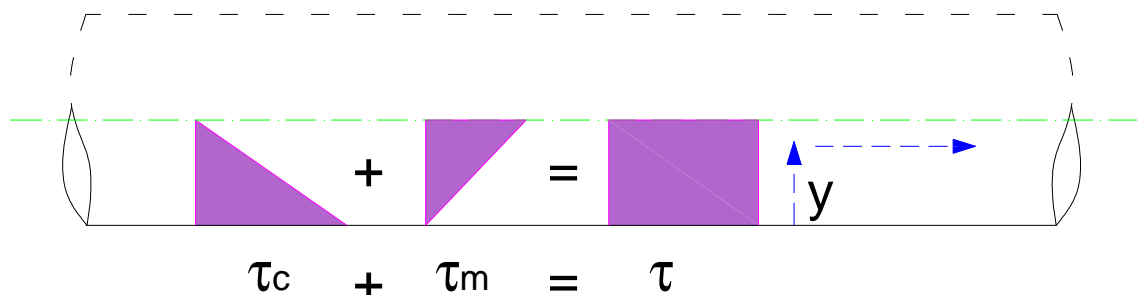
La longitud de la mezcla (LM) es un parámetro proporcional a la turbulencia que causa la mezcla de las partículas y se define como la distancia que tiene que viajar un paquete de moléculas típico para perder su momentum extra cuando se mueve de una capa con una velocidad a otra con velocidad diferente.

$$LM = K \cdot y \quad (2.14)$$

Donde: LM = Longitud de la mezcla
 K = Constante universal de turbulencia (Prandlt – Von Karmman)
 = 0.4
 y = Distancia de la partícula desde las paredes del contorno.

Para el caso de canales, se asumen las consideraciones mencionadas en los párrafos anteriores desde el eje de la tubería hacia el fondo del conducto, como se muestra en la siguiente figura:

Gráfico No. 2.11: Variación lineal del esfuerzo cortante en una canal en régimen turbulento.



Fuente: Universidad del Cauca, Hidráulica, Guevara, M. E.:
<http://atenea.unicauca.edu.co/~hdulica/introduccion.pdf>

2.3 PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DEL MOVIMIENTO CON ONDULACIONES Y DE UNA MEZCLA HOMOGÉNEA DE AGUA - AIRE⁵

2.3.1 MOVIMIENTO CON ONDULACIONES

- El número de Froude crítico (F_{cr}) constituye el valor por encima del cual, el flujo uniforme empieza a presentar ondas superficiales y se vuelve inestable; esta inestabilidad se manifiesta en la naturaleza por medio de cambios locales de la profundidad de agua, específicamente en casos donde la componente de la gravedad es mayor que la de corte.
- Valores de Froude superiores a tres ($Fr > 3$) caracterizan flujos inestables, con ondas.
- Las relaciones de ancho/profundidad de los canales (B/y) y el coeficiente λ , (coeficiente de fricción interna), determinan los valores de Froude crítico F_{cr} .
- Las ondas producidas se superponen a la superficie libre media calculada, para determinar esta profundidad se debe considerar la transformación de energía adicional debida a la formación de ondas [1].
- La amplitud de las ondas crece gradualmente hasta que se produce hacia aguas abajo, la ruptura de las ondas si el colector es lo suficientemente largo.

2.3.2 MEZCLA HOMOGÉNEA DE AGUA AIRE

- La mezcla homogénea agua-aire se presenta en la sección en que la capa límite alcanza la superficie libre del agua, identificable por el cambio de coloración en la superficie libre.

⁵ Información del acápite tomada del libro: Naudascher, E., Castro, M.: Hidráulica de Canales, Limusa-Noriega Editores, México, 2000.

- El cálculo y análisis de este tipo de flujo no puede realizarse sin considerar la formación de la capa límite y la autoaireación.
- La mezcla aire-agua originada por la autoaireación en una rápida está constituida por una masa líquida con burbujas de aire en la parte más profunda y en la parte superior por aire con gotas de agua.
- La profundidad de flujo aireado depende de la concentración media del aire (\bar{c}) como se señala en la expresión siguiente:

$$y_{90} = \frac{y_n}{(1 - \bar{c})} \quad (2.15)$$

Donde: y_{90} = Profundidad del agua con 90% de introducción de aire
 y_n = Profundidad de agua clara (sin aire)
 \bar{c} = Concentración media de aire

La resistencia al flujo así como el comportamiento de la mezcla agua – aire depende de la concentración media del aire (\bar{c}).

2.4 SÍNTESIS DEL FENÓMENO DE RESISTENCIA AL FLUJO EN CONTORNOS LISOS Y CONTORNOS RUGOSOS, CON ONDAS LONGITUDINALES Y CON INTRODUCCIÓN DE AIRE

La resistencia que puede presentar un flujo dentro de un colector se debe a la fricción en el fondo y en sus paredes laterales, haciendo que este se retarde y la fuerza de fricción balance la componente de la fuerza del peso en la dirección del flujo; estos comportamientos son motivo de un análisis; aún más si estos se ven involucrados con el fenómeno de la presencia de ondas longitudinales y la introducción de aire.

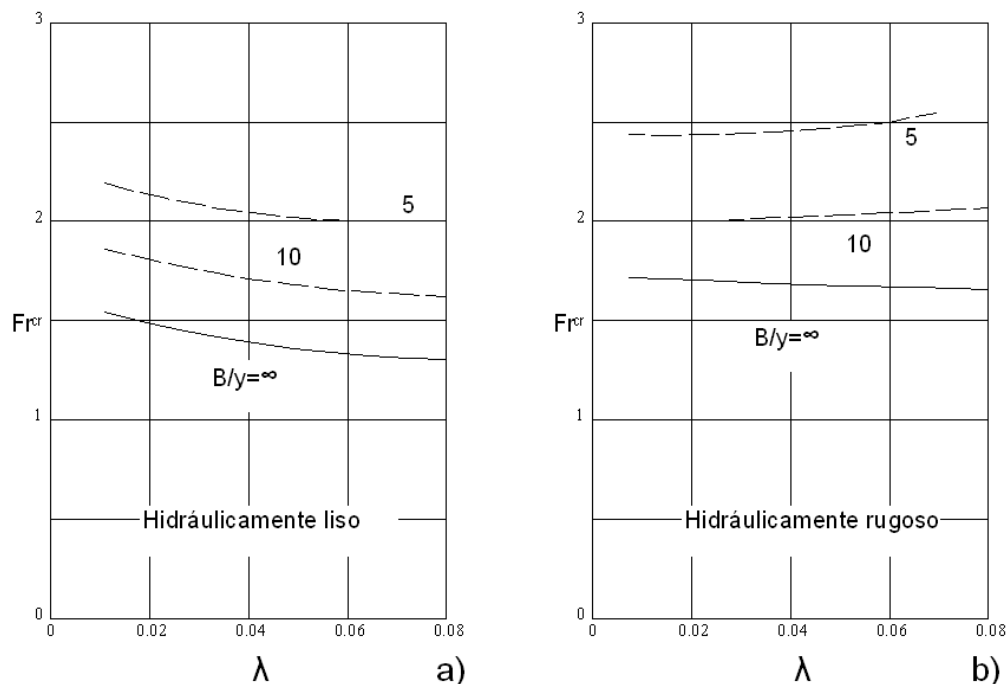
2.4.1 FENÓMENO DE RESISTENCIA AL FLUJO CON ONDAS LONGITUDINALES⁶

El número de Froude crítico es el parámetro que caracteriza el origen de la formación de las ondas en un fluido, por lo que las relaciones de ancho/profundidad del canal (B/y) y el coeficiente de fricción interna λ , determinan su valor. Éstos parámetros varían de acuerdo a las características de sus contornos que pueden ser obtenidos mediante el Gráfico No. 2.12.a, en el caso de colectores con paredes hidráulicamente rugosas, y el Gráfico No. 2.12.b, para colectores con paredes hidráulicamente lisas.

$$Fr_n = \frac{V_n}{\sqrt{g \cdot y_n}} \quad (2.16)$$

$$V_n = \frac{q}{y_n} \quad (2.17)$$

Gráfico No. 2.12: Diagrama de los límites de estabilidad en colectores de gran pendiente y secciones hidráulicamente rugosas y lisas.

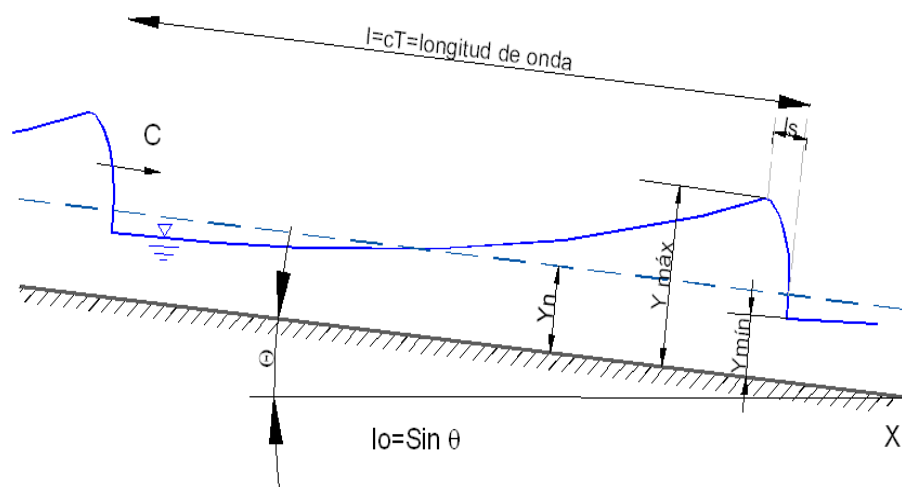


Fuente: Hidráulica de Canales, Naudascher, E., Castro, M., Limusa-Noriega Editores., México, 2000.

⁶ Información del acápite tomada del libro: Naudascher, E., Castro, M.: Hidráulica de Canales, Limusa-Noriega Editores, México, 2000.

En el Gráfico No. 2.13 se presenta el perfil típico de la onda de Froude en una rápida, donde se determina que la relación de la profundidad máxima ($y_{m\acute{a}x}$) y la profundidad normal (y_n), depende de: la pendiente del fondo $I_0 = \text{Sen } \theta$, la rugosidad del contorno, la distancia desde el inicio del colector (x), o las funciones del número de Froude para flujo uniforme.

Gráfico No. 2.13: Esquema de una onda de Froude a lo largo de una rápida, según Brock 1969.



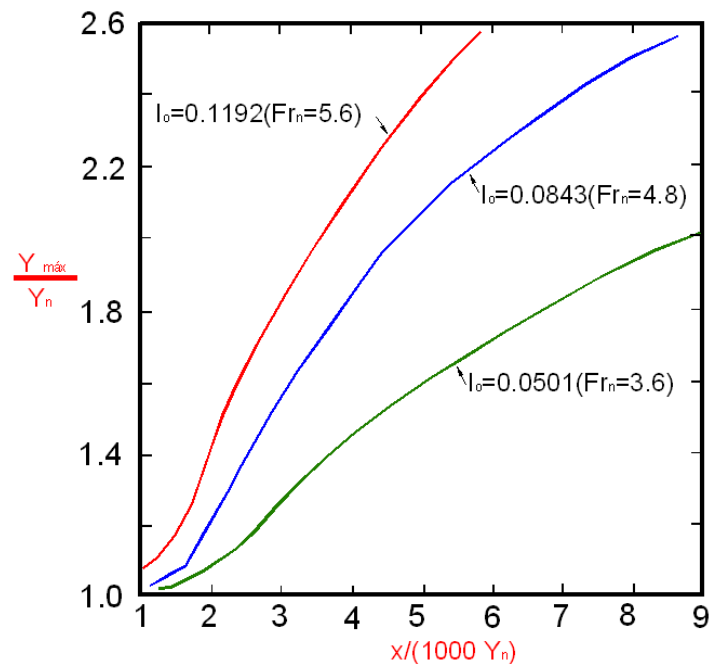
Fuente: "Hidráulica de Canales", Naudascher, E., Castro, M., Limusa-Noriega Editores., México, 2000.

Donde:

- c = Velocidad promedio de propagación de la onda
- T = Período promedio de las ondas
- $Y_{m\acute{i}n}$ = Valor medio de la profundidad mínima del agua
- $Y_{m\acute{a}x}$ = Valor medio de la profundidad máxima del agua
- Y_n = Profundidad de Agua Clara
- X = Distancia a la sección de entrada

La tendencia de la variación de la relación $Y_{m\acute{a}x}/Y_n$, respecto de la pendiente del colector y de la distancia desde su origen puede ser representada mediante el Gráfico No. 2.14 para colectores de contorno hidráulicamente liso.

Gráfico No. 2.14: Características de las Ondas de Froude para un colector de contorno hidráulicamente liso.



Fuente: Hidráulica de Canales, Naudascher, E., Castro, M., Limusa-Noriega Editores, México, 2000.

Para evaluar el incremento de la resistencia frente a la presencia de las ondas de Froude, se utiliza la relación de Rouse, 1965, para canales hidráulicamente rugosos.

$$\frac{1}{\lambda} \cong 2 \cdot \log_{10} \frac{Rh/\lambda k}{(Fr_n/F_{cr})^{2/3}} - 0.82 \quad (2.18)$$

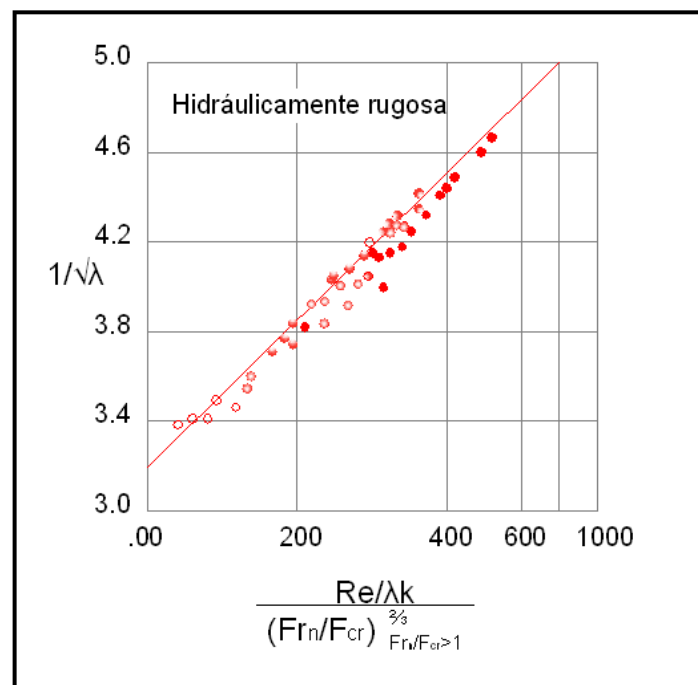
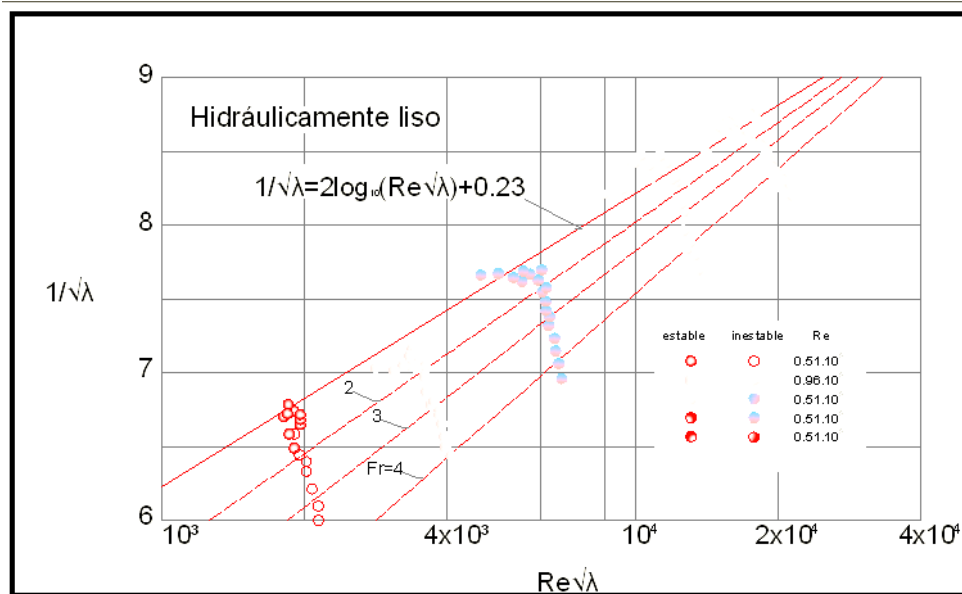
Donde:

- Rh = Radio Hidráulico
- k = Altura de Rugosidad
- λ = Coeficiente de fricción interna
- Fr_n = Froude para Flujo Uniforme
- F_{cr} = Valor crítico de Froude

Utilizando el Gráfico No. 2.15, se evalúa el incremento de resistencia al flujo debida a las formaciones de ondas de amplitud, tanto para canales con contornos

lisos como para canales con contornos rugosos. Los gráficos obtenidos son el producto de las mediciones efectuadas en canales experimentales en función de la relación ancho/profundidad [1].

Gráfico No. 2.15: Influencia de la inestabilidad sobre el coeficiente de resistencia λ de Darcy-Weisbach en un canal de $B \gg 5y$.



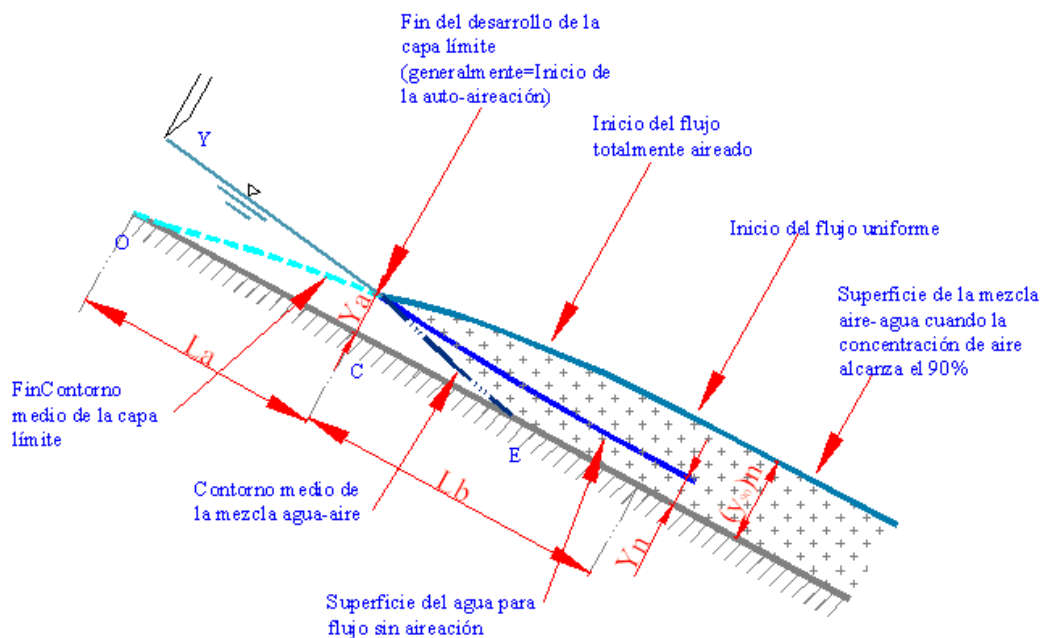
Fuente: Hidráulica de Canales, Naudascher, E., Castro, M., Limusa-Noriega Editores, México, 2000.

2.4.2 FENÓMENO DE RESISTENCIA AL FLUJO CON INTRODUCCIÓN DE AIRE⁷

El flujo en canales de pendiente extremadamente fuerte -como en el caso de rápidas- puede alcanzar con rapidez velocidades grandes, las mismas que producen una mezcla de aire en la masa de agua, inclusive antes de que se formen ondas de Froude.

Este flujo autoaireado se presenta aguas abajo de la secci3n (O-C) para la cual la capa límite alcanza a la superficie libre del agua, como se indica en el Gráfico No. 2.16; el flujo aguas abajo de esta secci3n se caracteriza por la presencia de una superficie libre totalmente ondulada a causa de la turbulencia, que es fácilmente identificable ya que presenta un cambio de coloraci3n en la superficie libre [1].

Gráfico No. 2.16: Formaci3n y desarrollo del flujo turbulento totalmente autoaireado.



Fuente: Hidráulica de Canales, Naudascher, E., Castro, M., Limusa-Noriega Editores, México, 2000.

⁷ Informaci3n del acápite tomada del libro: Naudascher, E., Castro, M.: Hidráulica de Canales, Limusa-Noriega Editores, México, 2000.

Donde: L_a = Representa la longitud del colector necesaria para que se desarrolle la capa límite y aparezca en la superficie libre.

L_b = Es la longitud que requiere el flujo para lograr que el aire llegue al fondo y se constituya la mezcla homogénea de agua-aire.

A partir de esta sección la admisión de aire es intensa, dando origen a la mezcla de agua-aire, cuya superficie libre se determina sobre el criterio de que la concentración de aire alcanza el 90% del total en dicha superficie. La mezcla agua-aire en una rápida o colector de gran pendiente, está conformada por una masa líquida con burbujas de aire en la parte más profunda y, en la parte superior por aire con gotas de agua.

Según Wood, 1984-1987, para determinar la profundidad de concentración de aire al 90% (Y_{90}), se requiere determinar primeramente la profundidad de agua clara Y_n , que multiplicada por la velocidad media de agua clara (V_n), proporciona el caudal unitario.

$$q = Y_n \cdot V_n \quad (2.19)$$

Considerando que la relación entre la densidad del aire ρ_L , y la densidad del agua ρ_W es alrededor de 1/700 y que la velocidad de ascenso de las burbujas de aire con respecto a la velocidad del agua clara V_n es insignificante, es posible suponer que la distribución de la velocidad local es independiente de la concentración media de aire (\bar{c}). [15]

La concentración media en un flujo con superficie libre puede ser calculada mediante la relación:

$$\bar{c} = 0.743 \cdot \log_{10} \left(\text{sen} \frac{\theta}{q^{1/5}} \right) + 0.876 \quad (2.20)$$

Ecuación que representa los resultados experimentales de Straub y Anderson, que son base para los estudios posteriores de Wood, mediante la integración se obtiene la siguiente expresión:

$$y_n = (1 - \bar{c}) \cdot y_{90} \quad (2.21)$$

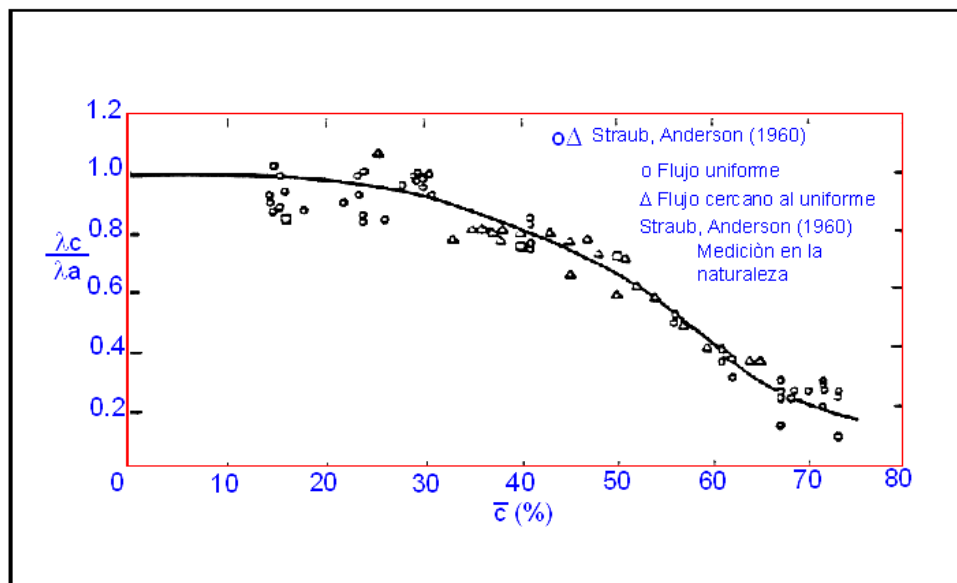
La ley de distribución de velocidades para flujo uniforme corresponde a la siguiente expresión:

$$\frac{V_n}{V_{90}} = \left(\frac{y_n}{y_{90}} \right)^{0.158} \quad (2.22)$$

Siendo V_{90} la velocidad del flujo a la distancia y_{90} desde el fondo del canal donde la concentración del aire es igual al 90% [15].

Con respecto al cambio de resistencia al flujo en el fondo, expresada en términos del coeficiente λ_c , el comportamiento de la mezcla agua - aire es diferente, de forma que el valor de λ_c disminuye respecto de su correspondiente valor en agua clara (λ_a) a partir de una concentración media de $\bar{c} = 30\%$ o a partir de una inclinación del canal igual a $\theta = 22.5^\circ$ como se muestra en el Gráfico No. 2.17.

Gráfico No. 2.17: Relación funcional entre los coeficientes de fricción interna para flujo totalmente aireado, λ_c , para flujo sin aire al inicio de la admisión de aire, λ_a y la concentración media de aire \bar{c} .



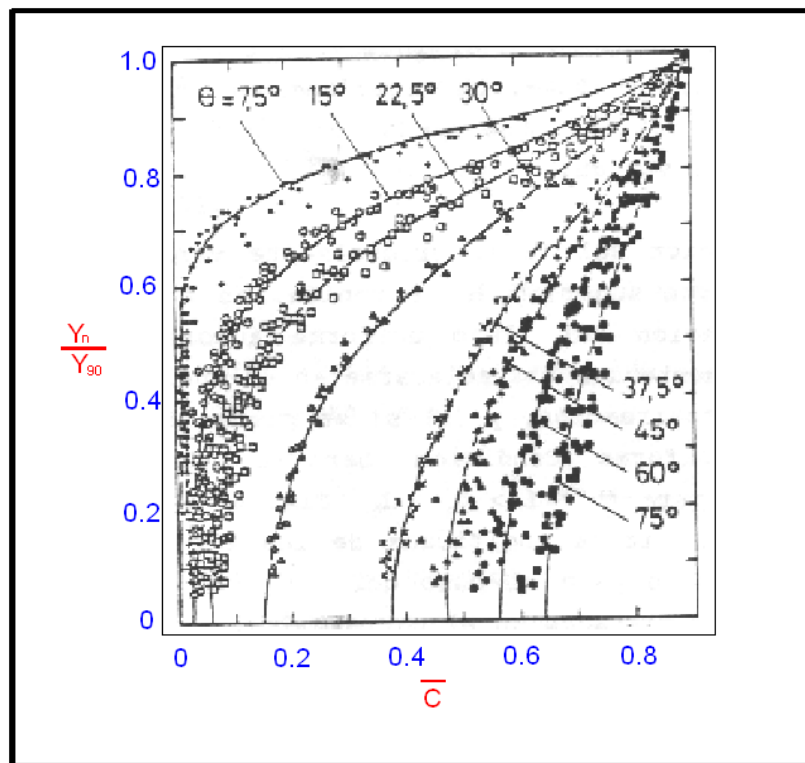
Fuente: Hidráulica de Canales, Naudascher, E., Castro, M., Limusa-Noriega Editores, México, 2000.

El valor de λ_c se evalúa por medio de la relación:

$$\lambda_c = 8 \cdot \text{sen} \theta \cdot \frac{y_n^3}{q^2} \quad (2.23)$$

La concentración de aire a lo largo de la profundidad de agua para la zona de flujo uniforme autoaireado en un canal o rápida se lo puede visualizar mediante el Gráfico No. 2.18.

Gráfico No. 2.18: Distribución de la concentración de aire en dirección normal al fondo del colector para flujo uniforme autoaireado y en función del ángulo de inclinación del colector.



Fuente: Hidráulica de Canales, Naudascher, E., Castro, M., Limusa-Noriega Editores, México, 2000.

En la Tabla No. 2.1 se resumen los valores de las concentraciones medidas en función de la inclinación del canal y la relación entre las profundidades de agua clara respecto de la profundidad expandida de la mezcla con aire:

Tabla No. 2.1: Concentraciones medias de aire en función de la inclinación del colector.

θ (°)	\bar{c}	Y_n/Y_{90}
7.5	0.137	0.86
15.0	0.245	0.76
22.5	0.302	0.70
30.0	0.410	0.59
37.5	0.560	0.44
45.0	0.618	0.38
60.0	0.675	0.33
75.0	0.715	0.29

Fuente: Hidráulica de Canales, Naudascher, E., Castro, M., Limusa-Noriega Editores, México, 2000.

En el diseño hidráulico es importante considerar:

- Si se llega a presentar la autoaireación ($L > L_a$).
- Si se llegan a establecer las condiciones de flujo uniforme autoaireado ($L > L_a + L_b$). (Ver Gráfico No. 2.16)

La relación que puede evaluar L_a es:

$$L_a = 13.6 \cdot k \cdot (\text{sen} \theta)^{0.0796} \cdot \left(\frac{q}{\sqrt{g \cdot \text{sen} \theta \cdot k^3}} \right)^{0.713} \quad (2.24)$$

La longitud L_a hasta el inicio de la autoaireación varía poco con el cambio de rugosidad; así por ejemplo con una variación de $k = 1$ mm a $k = 2$ mm se produce una reducción de la longitud L_a en un 10%.

La longitud L_b se estima a través del cálculo de la longitud requerida con flujo gradualmente variado para que el flujo alcance la profundidad Y_{90} desde la profundidad Y_a , igual a la profundidad para la cual se inicia la autoaireación:

$$Y_a = 0.223 \cdot k \cdot (\text{sen } \theta)^{-0.04} \cdot \left(\frac{q}{\sqrt{g \cdot \text{sen } \theta \cdot k^3}} \right)^{0.643} \quad (2.25)$$

Donde k corresponde a valores de rugosidad en (mm) (Press/Schroder 1966).

Tabla No. 2.2: Valores de rugosidad k (mm) (Press/Schroder 1996)

GRADO DE RUGOSIDAD	ACABADO DE LA SUPERFICIE	k (mm)
TECNICAMENTE LISO	Metales no ferrosos, estirados, pulidos y galvanizados	0,001
	Metales no ferrosos estirados (Vidrio Plexiglás)	0,003
CASI LISO	Asbesto-cemento con juntas perfectas, Acero estirado nuevo	0,015
	Pedazos de asbesto-cemento con juntas perfectas Acero estirado nuevo	0,025
	Cemento lanzado o recubrimiento bituminoso, Acero sin pintar, sin soldaduras y sin corrosión	0,03
	Acero de construcción, Acero forjado nuevo	0,045
	Acero nuevo con juntas de soldadura, sin pintura Acero con recubrimiento protector cuidadosamente aplicado	0,06
MEDIANAMENTE RUGOSO	Hierro Galvanizado	0,15
	Hierro Asfaltado	
	Hierro Fundido pintado	
	Hormigón muy liso, sin juntas, encofrado en moldes metálicos previamente aceitados	
	Hormigón lanzado sin juntas	
	Hormigón sin juntas, encofrado al vacío	
	Cemento o recubrimiento bituminosos deteriorados, Madera nueva, cepillada y sin golpes, Acero soldado con pocas filas de remachado transversal, Planchas de hierro nuevas con remaches hundidos, sin traslape, Hierro fundido sin pintura, Loza vidriada con juntas perfectas	0,3
	Cemento alisado con muy buen acabado	0,45
	Madera cepillada bien ensamblada	
	Acero soldado y ligeramente oxidado	
	Hierro fundido, nuevo, no trabajado	
	Losa vidriada con juntas defectuosas	
	Hormigón de encofrado metálico sin juntas	
	Hormigón alisado con paleta	
	Hormigón con buen encofrado y alto contenido de cemento	0,8
Acero con juntas longitudinales soldadas y juntas transversales remachadas	0,95	

Tabla No. 2.2: Continuación

GRADO DE RUGOSIDAD	ACABADO DE LA SUPERFICIE	k (mm)
RUGOSO	Madera sin cepillar	1,5
	Acero nuevo remachado, espesor de láminas <6mm	
	Acero ligeramente corroído	
	Acero viejo sin incrustaciones con soldaduras longitudinales y uniones transversales remachadas	
	Hierro fundido ligeramente oxidado o con pocas incrustaciones	
	Enlucido de cemento con buen acabado	
	Hormigón con buen encofrado de madera, sin juntas	
	Placas de cerámica vidriada colocadas limpiamente	
	Mampostería de ladrillo vidriado con buen acabado	
	Hormigón viejo de encofrado liso	1,8
	Mampostería cuidadosamente realizada, bien unida y con buen acabado	
	Mampostería de ladrillo, cuidadosamente realizada y con buen acabado	
	Planchas de acero oxidado con varias filas de remaches transversales	2
	Asfalto	
	Madera vieja e hinchada por la humedad	3
	Planchas de acero con varias filas de remaches transversales y longitudinales espesor de las planchas > 6mm	
	Acero soldado con muchas incrustaciones	
	Planchas de hierro remachadas, con remaches no hundidos y juntas traslapadas	3
	Hierro fundido oxidado o con incrustaciones	
	Hormigón encofrado en Madera, sin enlucir	
	Hormigón con juntas llenas de mortero	
	Mampostería de ladrillo con mortero de cemento	
	Mampostería de piedra cortada con muy buen acabado	
	Acero viejo con incrustaciones y con varias filas de remaches transversales y longitudinales	6
	Acero remachado con juntas cubiertas, espesor de las planchas >12 mm	
	Hormigón viejo, encofrado en madera	
	Mampostería sin enlucir y sin relleno de juntas	
Mampostería enlucida		
Mampostería de piedra cortada, de acabado regular		
Material terroso, alisado, en estado nuevo		

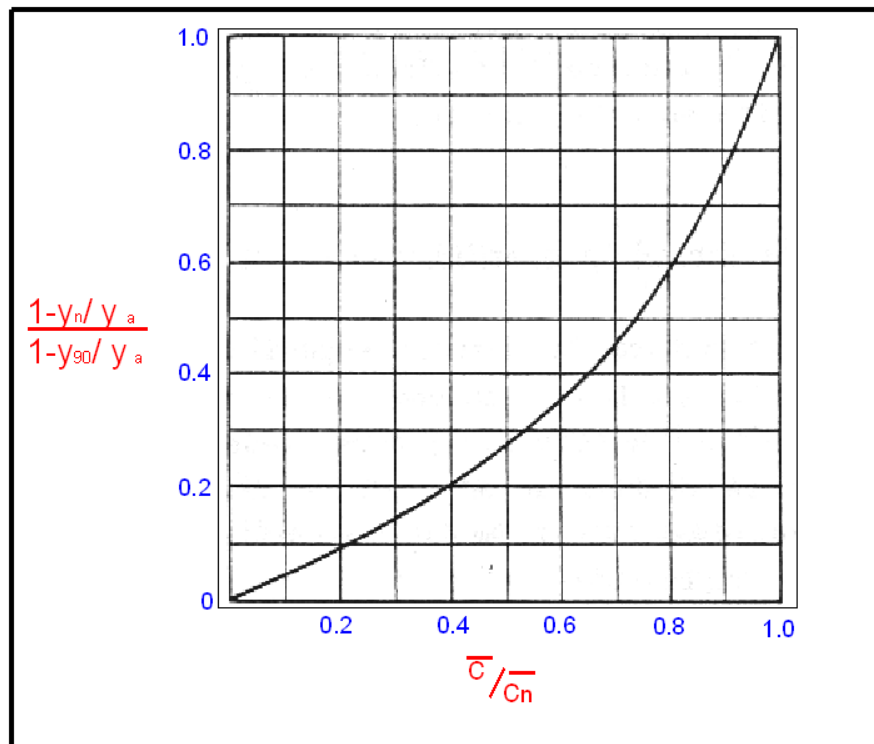
Tabla No. 2.2: Continuación

GRADO DE RUGOSIDAD	ACABADO DE LA SUPERFICIE	k (mm)
MUY RUGOSO	Hierro fundido con muchas incrustaciones	8,5
	Hormigón encofrado en madera, deteriorado y viejo	
	Mampostería blanqueada	
	Hormigón mal encofrado y con mal acabado	10
	Hormigón viejo , mal encofrado y con juntas abiertas	20
	Planchas de hormigón	
	Mampostería de piedra con mal acabado Arena con algo de arcilla o grava	
	Grava fina, grava arenosa	30
	Grava fina hasta mediana	50
	Grava de tamaño medio, cascajo	75
	Grava mediana hasta grueso	90
RUGOSO	Material terroso con transporte de fondo moderado	Hasta 200
	Grava gruesa hasta cascajo grueso	
	Cantos rodados, material terroso irregular con terrones	Hasta 400
	Terraplén de piedra gruesa /Excavación en roca con superficies trabajadas	Hasta 500 (máx = 0,1D)
	Cantos rodados irregulares con intenso transporte de material de fondo	Hasta 650 (máx = 0,1D)
	Superficies con características similares a torrentes	Hasta 900 (máx = 0,25D)
	Excavación en roca con acabado regular	Hasta 1500 (máx = 0,25D)
	Superficies con características similares a torrentes con intenso transporte de material de fondo/Material terroso con cobertura vegetal muy densa	Hasta 1500 (máx = 0,25D)
Excavación en roca, no trabajada, extremadamente irregular	Hasta 3000 (máx = 0,2D)	

Fuente: Hidráulica de Canales, Naudascher, E., Castro, M., Limusa-Noriega Editores, México, 2000.

Utilizando el Gráfico No. 2.19, se puede obtener una base de cálculo de la profundidad local de agua clara (Y_n) relacionada con la profundidad de agua al inicio de la introducción de aire (Y_a), para cualquier ángulo de inclinación del fondo θ y cualquier grado de rugosidad k/Y_a .

Gráfico No. 2.19: Diagrama para el cálculo de flujo no uniforme con autoaireación según Wood (1987).



Fuente: Hidráulica de Canales, Naudascher, E., Castro, M., Limusa-Noriega Editores, México, 2000.

Donde:

- y_n = Profundidad de agua clara.
- y_{90} = Profundidad del agua con 90% de introducción de aire.
- y_a = Profundidad del agua en la sección de inicio de la aireación.
- \bar{c} = Concentración media
- \bar{c}_n = Concentración media de aire a lo largo de la profundidad de agua clara.

Chow (1959) sugiere como valor de referencia de la velocidad media del flujo, para la cual se inicia la autoaireación 7 m/s, la velocidad crítica depende de factores tales como, la forma de inicio del colector, la rugosidad del canal, la forma de la sección transversal, la pendiente del fondo y el caudal circulante⁸.

⁸ United States Department of the Interior, USBR.: "Design of Small Canal Structures", A Water Resources Technical Publication, Denver, Co., 1974

2.5 CONCLUSIONES

- ◆ Es importante considerar todos los aspectos que forman parte del contorno en el que va a circular el agua, sobre todo cuando las condiciones de flujo son tan adversas como el caso del presente estudio: flujo inestable y autoaireado, donde la mínima perturbación podría causar diferentes comportamientos en el agua.
- ◆ La capa límite impone las condiciones de comportamiento del flujo con respecto a la estructura y permite explicar el efecto de la rugosidad sobre las paredes de contorno (hidráulicamente liso o rugoso).
- ◆ En problemas con flujo gradualmente variado se puede considerar al flujo paralelo, y por lo tanto, para propósitos prácticos, se puede aplicar la ley hidrostática de distribución de presiones.
- ◆ El esfuerzo cortante para un punto a una distancia “y” de las paredes del conducto está influenciado por la resistencia por fricción que ofrece el conducto y que se encuentra entre las partículas fluidas de la mezcla, por lo que se distribuye de la misma forma que en régimen laminar.
- ◆ Las ondas de Froude se superponen a la superficie libre media calculada; para determinar esta profundidad, se debe considerar el gasto necesario de energía para su formación.
- ◆ La amplitud de las ondas de Froude crecen gradualmente hasta que se produce, hacia aguas abajo, la ruptura de las ondas si la longitud del colector es suficientemente largo.
- ◆ Para el fenómeno de resistencia al flujo con presencia de ondas longitudinales, la relación entre la profundidad máxima del agua $Y_{m\acute{a}x}$ y la profundidad normal Y_n dependen de la pendiente del fondo del colector, del número de Froude y de la distancia desde el inicio del colector para las condiciones de flujo uniforme.

- ◆ En colectores de fuerte pendiente, la masa del agua alcanza velocidades grandes, que se produce la mezcla de aire, aún antes de que se formen las ondas de Froude.
- ◆ El cálculo de este tipo de flujo con admisión de aire en canales, se dificulta por la formación de la capa límite, y por encontrarse el flujo totalmente ondulado por el efecto de la turbulencia (autoaireación).
- ◆ La mezcla agua-aire, originada por la autoaireación en un canal de fuerte pendiente está constituida por una masa líquida con burbujas de aire en la parte más profunda, y en la parte superior, por aire con gotas de agua.
- ◆ La profundidad de flujo aireado depende de la concentración media del aire \bar{c} como se señala en la ecuación (2.15).

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS DIMENSIONAL DEL PROBLEMA

3.1 INTRODUCCIÓN: BASES DEL ANÁLISIS DIMENSIONAL DEL PROBLEMA

El estudio del análisis dimensional es una herramienta para el planteamiento de la investigación de los fenómenos hidráulicos a ser simulados en modelos físicos, de manera que las magnitudes físicas que intervienen en estos fenómenos puedan ser manejados con orden y lógica matemática. Es muy útil en la investigación de problemas complejos, en los que la magnitud incógnita depende de un número muy grande de variables independientes y/o en los que las ecuaciones físicas que las relacionan no pueden ser resueltas directa y completamente. Sin embargo, el análisis dimensional no puede ofrecer por si solo la solución total del problema, aún cuando con su ayuda se puede estructurar el mejor camino para obtenerla, se puede minimizar el número de ensayos requeridos y se puede racionalizar el procesamiento y la presentación de los datos y medidas.

El proceso de selección de los objetos que nos rodean, por aquellas propiedades que las caracterizan hacen posible identificar las magnitudes físicas como: velocidad, masa, longitud, tiempo, temperatura, fuerza, etc.

Tabla No. 3.1: Magnitudes Físicas Fundamentales del Sistema Internacional (SI).

Magnitud	Unidad de Medida	Símbolo
Longitud	l [L]	metro
Masa	m [M]	kilogramo
Tiempo	t [T]	segundos
Temperatura	T [θ]	kelvin
Intensidad de Corriente	I	amperio
Intensidad de Luz	I_{ν}	candela

Fuente: “Análisis Dimensional y Modelación Física en Hidráulica”, Dr.-Ing. Marco Castro Delgado, Escuela Politécnica Nacional.

Tabla No. 3.2: Definiciones principales, derivadas a partir de la ecuación de definición.

Magnitud	Símbolo	Ecuación de Definición	Combinación de magnitudes fundamentales	Unidad SI
Longitud	l	-	L	m
Área	A	$A = l^2$	L^2	m^2
Volumen	V	$A = l^3$	L^3	m^3
Ángulo	α	$\alpha = \frac{\text{long de arco}}{\text{radio}}$	$L.L^{-1} = 1$	radián
Tiempo	t	-	T	s
Velocidad	v	$v = \frac{dl}{dt}$	LT^{-1}	m/s
Aceleración	a	$a = \frac{dv}{dt}$	LT^{-2}	m/s^2
Caudal	Q	$Q = \frac{V}{t}$	L^3T^{-1}	m^3/s
Masa	m	-	M	kg
Fuerza	F	$F = m \cdot a$	MLT^{-2}	$N = kg \cdot m/s^2$
Trabajo / Energía	E	$E = F \cdot l$	ML^2T^{-2}	$J = Nm$
Potencia	P	$P = \frac{dE}{dt}$	ML^2T^{-3}	$W = J/s$
Presión	p	$p = \frac{F}{A}$	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m^2
Tensión	σ	$\sigma = \frac{F}{A}$	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m^2
Peso específico	γ	$\gamma = \frac{m \cdot a}{V}$	$ML^{-2}T^{-2}$	kg/m^3
Viscosidad dinámica	μ	$\mu = \frac{\tau}{(dv/dy)}$	$ML^{-1}T^{-1}$	Ns/m^2
Densidad	ρ	$\rho = \frac{m}{V}$	ML^{-3}	kg/m^3
Viscosidad cinemática	ν	$\nu = \frac{\mu}{\rho}$	L^2T^{-1}	m^2/s
Tensión superficial	σ_s	$\sigma_s = \frac{F}{l}$	MT^{-2}	N/m

Fuente: “Análisis Dimensional y Modelación Física en Hidráulica”, Dr.-Ing. Marco Castro Delgado, Escuela Politécnica Nacional.

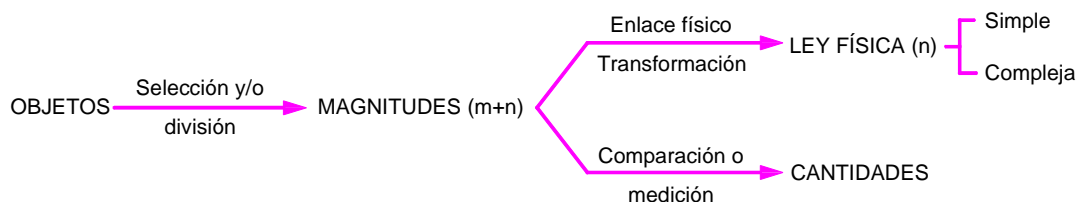
Las ecuaciones físicas, a diferencia de las ecuaciones matemáticas (que relacionan números), describen la interdependencia que existe entre las magnitudes físicas que influyen o que participan en un fenómeno físico.

Dado que cada magnitud física tiene un número de medida –que expresa su valor referencial- y una unidad de medida, las ecuaciones físicas deben ser equivalentes en su valor numérico así como deben ser homogéneas en sus unidades.

En el conjunto de ecuaciones de definición, se comprueba la existencia de (m) parámetros en exceso, sobre el número de ecuaciones (n) . Este exceso de parámetros (m) son las magnitudes fundamentales, en función de las cuales se definen las restantes o derivadas (n) ; y por tanto, en un sistema físico, $(m) + (n)$ constituyen el universo de magnitudes que lo comprende.

El siguiente gráfico permite visualizar los procesos descritos:

Gráfico No. 3.1: Proceso de selección de magnitudes físicas.



Fuente: “Modelos Hidráulicos”, Prof.-Ing. Marcelo Hidalgo, Escuela Politécnica Nacional.

3.1.1 METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS DIMENSIONAL SEGÚN VASCHY Y BUCKINGHAM (TEOREMA π).

En un sistema de medida que contiene m magnitudes fundamentales, si se considera un fenómeno físico en el que intervienen r parámetros o magnitudes (q) –sean estas fundamentales o derivadas- se puede:

- a) Sea la variable dependiente q_1 , una función de las variables independientes: q_2, q_3, \dots, q_r .

$$q_1 = f_1 (q_2, q_3, \dots, q_r) \quad (3.1)$$

- b) La ecuación (3.1) se puede transformar en otra función de la forma:

$$f_2 (q_1, q_2, q_3, \dots, q_r) = 0 \quad (3.2)$$

La ecuación anterior debe satisfacer la condición de homogeneidad.

- c) El teorema π de Buckingham dice que si las dimensiones de las r variables en la ecuación (3.2) forman una matriz de orden m , se pueden definir entonces $(r - m)$ parámetros adimensionales, denominados parámetros π , tales que se satisfaga:

$$f_3 (\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{r-m}) = 0 \quad (3.3)$$

- d) En la conformación de los números π se deben guardar las siguientes reglas:

1. De las r variables q_i se escogen m variables repetitivas o básicas.
2. Las variables repetitivas deben contener todas las magnitudes fundamentales presentes en las variables q_i , y deben ser elegidas de tal modo que entre sí no constituyan un parámetro adimensional.
3. La variable incógnita q_1 no debe aparecer entre las variables repetitivas.
4. Las variables repetitivas deben combinarse con las otras variables para obtener los números adimensionales π .
5. En el análisis de problemas de hidráulica que tienen las tres magnitudes fundamentales (M, L, T) se recomienda usar como variables repetitivas a la densidad (ρ), la velocidad (v) y la longitud (l), de tal modo que se consiga como parámetros adimensionales las expresiones conocidas de los números de Reynolds, Froude, Mach, Weber, Euler, etc.

Así por ejemplo, para el desarrollo de la *ecuación general de la hidráulica* se tiene que enmarcar todos los fenómenos hidráulicos, además de observar las condiciones dinámicas del movimientos así como el principio de semejanza mecánica, y por tanto es sumamente importante la identificación de las magnitudes físicas que intervienen, sistematizándolas de la siguiente manera:

- **Magnitudes Geométricas.-** La geometría de cualquier estructura hidráulica puede ser definido por medio de tres magnitudes genéricas: a, b, c; cuyo dimensional es [L].

Adicionalmente, en el fenómeno hidráulico, puede identificarse una magnitud geométrica propia que se define como *longitud característica d* que en la mayoría de casos puede ser el *radio hidráulico* (R_h).

- **Magnitudes Cinemáticas.-** Se definen por el vector velocidad (V) de dimensional $[LT^{-1}]$.

Es práctica común, que en determinados problemas, la velocidad sea sustituida por el caudal, aceleración, gravedad, velocidad angular o aceleración angular.

- **Magnitudes Dinámicas.-** El fenómeno hidráulico se caracteriza por las fuerzas que intervienen, condicionando su movimiento y definiendo su estado inercial. Las fuerzas que se identifican en la mayoría de los fenómenos hidráulicos son:

1. Fuerzas internas: representan el estado interno de tensiones que actúa sobre cada partícula elemental de masa fluida en movimiento. Generalmente se definen por la presión o diferencia de presión.

$$F_p = p \cdot A = \Delta p \cdot A \geq \Delta p \quad \text{magnitud representativa } [FL^{-2}]$$

2. Fuerzas externas: definen el campo externo que actúa en el centro de gravedad de las partículas de la masa fluida o en el volumen de control.

$$F_g = m \cdot g = \rho \cdot L^3 \cdot g \geq \gamma \quad \text{magnitud representativa } [FL^{-3}]$$

3. Fuerzas elásticas: definen el carácter de compresible o incompresible del fluido en los fenómenos en los que predomina.

$$F_E = \frac{L^2 \cdot E}{K} \geq E \quad (\text{módulo de elasticidad volumétrico}) \quad \text{magnitud representativa } [FL^{-2}]$$

$$E = \frac{\Delta p}{\Delta \tau / \tau} = K \frac{F_E}{L^2}$$

4. Fuerzas viscosas: constituyen la fuerza resistiva que se opone al movimiento, caracterizando al estado energético del fluido en movimiento a través de las pérdidas que induce.

$$F_\mu = \mu \frac{dV}{dy} L^2 \geq \mu \quad \text{magnitud representativa } [FL^{-2}T]$$

5. Fuerza de tensión superficial: interacción entre el fluido y las fronteras que lo confinan sean éstas sólidas o fluidas (aire). Es necesario aclarar que si bien en los casos prácticos de fenómenos hidráulicos, el efecto de la tensión superficial puede ser despreciado; en cambio en los modelos físicos, su efecto puede ser considerable.

$$F_\sigma = \sigma \cdot L \geq \sigma \quad \text{magnitud representativa } [FL^{-1}]$$

- **Densidad (ρ) o Masa Específica.-** Que se define como una magnitud propia del fluido.

$$\rho = [FL^{-4}T^2]$$

- **Teorema π .**- Una vez identificadas las magnitudes físicas que intervienen en el fenómeno hidráulico, se puede plantear la función general:

$$f(a, b, c, d, V, \rho, \Delta p, \gamma, \mu, \sigma, E) = 0 \quad (3.4)$$

Identificándose: Número de magnitudes $r = 11$
 Número de magnitudes fundamentales $m = 3$
 Números π ($r - m$) = 8

Por lo tanto, de acuerdo al teorema π , la ecuación (3.4) puede expresarse por:

$$\phi(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4, \pi_5, \pi_6, \pi_7, \pi_8) = 0 \quad (3.5)$$

Para la característica de la matriz se escoge el arreglo de los dimensionales de las magnitudes d , V y ρ que establece un menor determinante no nulo y se tiene:

	L	F	T		
d	1	0	0	Característica de la matriz (menor recuadro no nulo)	
V	1	0	-1		
ρ	-4	1	2		
a	1	0	0		$\pi_1 = \frac{d}{a}$
b	1	0	0		$\pi_2 = \frac{d}{b}$
c	1	0	0		$\pi_3 = \frac{d}{c}$
Δp	-2	1	0		$\pi_4 = \frac{V^2}{\Delta p / \rho}$
γ	-3	1	0		$\pi_5 = \frac{V^2}{\gamma / \rho \cdot d}$
μ	-2	1	1	$\pi_6 = \frac{V \cdot d}{\mu / \rho}$	
σ	-1	1	0	$\pi_7 = \frac{V^2 \cdot d}{\sigma / \rho}$	
E	-2	1	0	$\pi_8 = \frac{V^2}{E / \rho}$	

Donde α , β y θ son los exponentes de los parámetros considerados y que resultan de la aplicación del teorema π para la ecuación general de la hidráulica.

Sustituyendo los números π en la ecuación (3.5) se tiene:

$$\phi\left(\frac{d}{a}, \frac{d}{b}, \frac{d}{c}, \frac{V^2}{\Delta p/\rho}, \frac{V^2}{\gamma/\rho \cdot d}, \frac{V \cdot d}{\mu/\rho}, \frac{V^2 \cdot d}{\sigma/\rho}, \frac{V^2}{E/\rho}\right) = 0 \quad (3.6)$$

Analizando la expresión anterior se tiene que los tres primeros términos de la expresión caracterizan el contorno, mientras que de los últimos cinco términos se obtienen los números de Euler, Froude, Reynolds, Weber y Mach, como se señala a continuación:

$$Eu^2 = \frac{V^2}{\Delta p/\rho} \quad Fr^2 = \frac{V^2}{d \cdot \gamma/\rho} \quad Re = \frac{V \cdot d}{\mu/\rho} \quad We^2 = \frac{V^2 \cdot d}{\sigma/\rho} \quad Ma^2 = \frac{V^2}{E/\rho}$$

Número de Vedernikov⁹.- Para el fenómeno en estudio, se conoce que el flujo uniforme se hará inestable cuando la velocidad del flujo es muy alta o la pendiente del canal es muy pronunciada. Cuando esto pasa, la inestabilidad de la superficie libre se caracteriza por la formación de una serie de ondas de remolino. Vedernikov, utilizando cierta aproximación de Saint Venant, desarrolló un criterio que se conoce como número de Vedernikov (**Ve**), que puede expresarse como:

$$\mathbf{Ve} = \frac{x \cdot \gamma \cdot V}{V_w - V} \quad (3.7)$$

Donde: x = Exponente del radio hidráulico en la ecuación general de flujo uniforme.

Luego, $x = 2$ para flujo laminar, $x = 0.5$ para flujo turbulento si se utiliza la ecuación de Chezy, y $x = 2/3$ para flujo turbulento si se utiliza la ecuación de Manning.

V = velocidad media.

V_w = velocidad absoluta de las ondas de perturbación en el canal.

⁹ Información del acápite tomada del libro: Hidráulica de los Canales Abiertos, Chow, V.T., McGraw Hill Ed. Co., New York – Bogotá, 1959 y del documento: New Perspective on the Vedernikov Number, Ponce, Víctor (1991), <http://ponce.sdsu.edu/vedernikov.html>

γ = factor de forma de la sección del canal, definido por:

$$\gamma = 1 - Rh \frac{dP}{dA} \quad (3.8)$$

Donde: Rh = radio hidráulico; P = perímetro mojado; y A = área mojada. Luego:
 $\gamma = 1$ para canales muy anchos y, $\gamma = 0$ para canales muy angostos.

Se conoce que $V_w - V$ es igual a la velocidad c de las ondas o la velocidad crítica (V_c). Entonces como el Número de Froude de flujo uniforme es $Fr_n = V/V_c$, la ecuación (3.7) puede reducirse a la siguiente expresión:

$$\mathbf{Ve} = x \cdot \gamma \cdot Fr_n \quad (3.9)$$

Cuando el número de Vedernikov es menor que la unidad, cualquier onda en el canal se abatirá y el flujo puede estabilizarse. Sin embargo, cuando el número **Ve** es igual o mayor que la unidad, las ondas se amplificarán de forma que el flujo se volverá imposible, prevalecerá el flujo no permanente y se formarán ondas remolino o pulsantes.

Las ondas remolino son ondas de interface que se observan en flujos de canales abiertos (acueductos y vertederos). Surgen de forma espontánea y pueden ser descritas como estables cuando propagan saltos hidráulicos. Su versión laminar se puede observar en las calles y los cristales de las ventanas en días de lluvia¹⁰, como se observa en las Fotografías Nos. 3.1 y 3.2.

Debe notarse que para calcular el número de Froude en canales de alta pendiente debe utilizarse la siguiente expresión debido a que considera el efecto de la pendiente al incluir el término $\cos(\theta)$:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d \cdot \cos \theta}} \quad (3.10)$$

¹⁰[http:// people.seas.harvard.edu/~shreyas/Research.html](http://people.seas.harvard.edu/~shreyas/Research.html)

Fotografía No. 3.1: Ondas remolino en un canal abierto.



Fuente: <http://people.seas.harvard.edu>

Fotografía No. 3.2: Ondas remolino en un canal de hormigón en Lions.



Fuente: <http://www.math.ubc.ca>

3.2 RELACIÓN FUNCIONAL TEÓRICA

En el caso de estructuras hidráulicas en las que se verifica fenómenos de flujo inestable y autoaireado –como los canales de fuerte pendiente–, la simulación del flujo de agua en un modelo físico a escala reducida exige que se cumplan los tres tipos de similitud: geométrica, dinámica y cinemática. Con todo, al realizar modelos reducidos de estructuras de geometría compleja, no es posible cumplir paralelamente con la similitud dinámica de todas las fuerzas que intervienen en el fenómeno físico por lo que la aplicación de estas leyes en el modelo se restringe únicamente a las fuerzas predominantes.

Considerando las características que definen el fenómeno en estudio se concluye que las fuerzas inerciales y gravitacionales son extremadamente predominantes, por lo que el criterio básico de similitud que debe ser seleccionado es el criterio de Froude. Esto significa que la relación entre las fuerzas de inercia y las de gravedad en el prototipo debe ser idéntica a la relación propuesta en el modelo

físico; por lo tanto, se debe garantizar además la semejanza geométrica así como la reproducción del patrón de flujo.

De acuerdo con estos dos criterios, las principales relaciones de magnitudes físicas para el modelo serían:

Tabla No. 3.3: Valores de la escala según el criterio de similitud de Froude.

Magnitud física	Similitud según Froude
Longitudes	$L_r = L_p/L_m$
Superficies	$A_r = L_r^2$
Velocidades	$V_r = L_r^{1/2}$
Tiempo	$t_r = L_r^{1/2}$
Caudales	$Q_r = L_r^{5/2}$
Aceleración	$a_r = 1$
Presión	$(p/\gamma)_r = L_r$

Fuente: “Análisis Dimensional y Modelación Física en Hidráulica”, Dr.-Ing. Marco Castro Delgado, Escuela Politécnica Nacional.

Donde el subíndice r indica el número de escala del modelo (por ejemplo $L_r = L_p/L_m$), como se señala en el Acápite 1.3.

Para la representación del fenómeno de introducción de aire se debe considerar a las fuerzas de tensión superficial como fuerzas predominantes adicionales; lo que significa que además del criterio de similitud de Froude, se requiere del criterio de similitud de Weber. Sin embargo, se puede obtener una representación óptima de la introducción de aire si el modelo basado en la similitud de Froude tiene una escala de longitudes inferior a $L_r = 20^{11}$ y probando la eficiencia de la estructura con caudales superiores al caudal máximo de diseño hasta en un 25%.

¹¹ Poveda, R. (2005), Optimización de las Estructuras de Disipación de Energía en Pozos de Bandejas, Tesis previa a la Obtención del Grado de Magister, Escuela Politécnica Nacional.

3.3 ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS ADIMENSIONALES

En el numeral anterior se explicó que el criterio básico de similitud que debe ser seleccionado es el criterio de Froude ya que, en esta clasificación, se inscriben todos los movimientos o fenómenos con superficie libre que se desarrollan por acción de la gravedad o de la componente del peso de la masa de agua.

No obstante, si se considera las características del flujo acelerado, con superficie libre ondulada que presenta resistencia diferente al movimiento, se podría considerar el criterio de similitud de Reynolds. Sin embargo, mantener en forma simultánea la validez de los criterios de Froude y de Reynolds no es posible, como se detalla en el acápite 4.1.

La simulación apropiada del efecto viscoso en el modelo no distorsionado, construido y operado bajo el criterio de similitud de Froude, exige que el factor adimensional de fricción λ en la relación de Darcy – Weisbach sea idéntico en prototipo y en modelo, $\lambda_p = \lambda_m$. De este modo, a pesar de tener $Re_m < Re_p$, se logra la representación apropiada del patrón de flujo y de la pérdida porcentual de energía.

El cumplimiento estricto de la anterior condición conduce a que el modelo sea construido en material con comportamiento hidráulicamente liso para toda la gama de caudales a ser ensayada así como que se garantice que el flujo para el modelo, en todos los casos, sea turbulento totalmente desarrollado.

Es importante indicar que el rango de velocidades a observarse en el modelo debe garantizar que el flujo alcanzará el grado de turbulencia necesaria (plena y completamente desarrollada), que impone el flujo en el prototipo.

Finalmente, se debe mencionar que la evaluación por separado de la influencia relativa de la viscosidad y de la tensión superficial en el modelo físico es normalmente imposible, dado que son efectos que pueden compensarse entre sí. Mientras la tensión superficial en el modelo afecta al grado de curvatura de la

superficie libre del agua y por lo tanto, a su aceleración local centrífuga; la viscosidad relativamente mayor en el modelo hace que ésta incidencia sea menor.

3.4 RELACIÓN FUNCIONAL RESTRINGIDA Y BASES PARA LA FORMULACIÓN EXPERIMENTAL

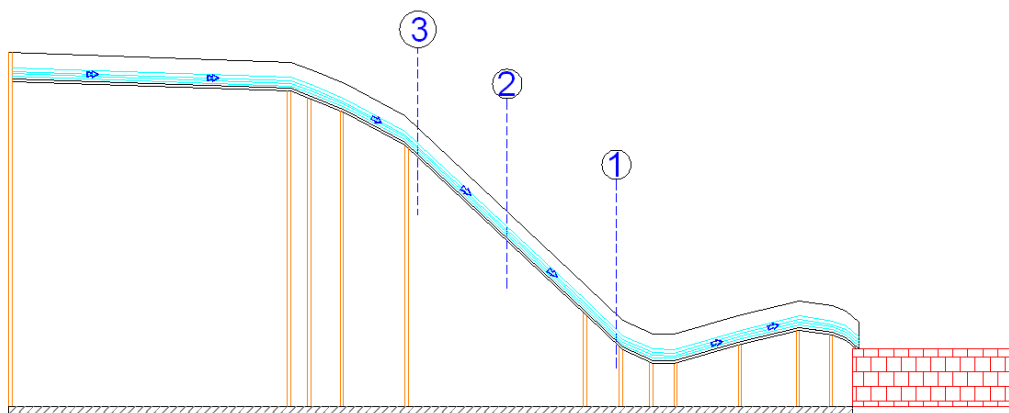
Una vez que se han definido los parámetros adimensionales a ser empleados para analizar los fenómenos de resistencia al flujo con presencia de ondas longitudinales e introducción de aire, se prepara el Plan de Pruebas a ser desarrollado en el laboratorio una vez que se han definido los parámetros que deben ser estudiados.

3.4.1 FENÓMENO DE RESISTENCIA AL FLUJO CON ONDAS LONGITUDINALES E INTRODUCCIÓN DE AIRE

3.4.1.1 Metodología para la obtención de datos experimentales

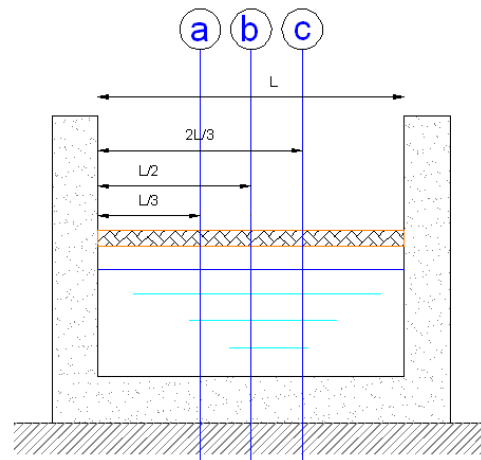
Para obtener los datos experimentales se plantea un esquema de medición para canal rectangular, tanto en condiciones lisas como rugosas.

Gráfico No. 3.2: Esquema de medición de datos experimentales en la rápida



Elaborado por: Patricia Haro-Fernanda Jara.

Gráfico No. 3.3: Sección rectangular transversal del canal.



Elaborado por: Patricia Haro-Fernanda Jara.

Como se observa en el esquema mostrado en los Gráficos Nos. 3.2 y 3.3, se determinan tres sitios de medición longitudinal (1, 2, 3), en los cuales se ubican piezómetros para tomar lecturas de calado y carga de velocidad en las posiciones a, b, c (a distancias de $L/3$, $L/2$ y $2/3L$ como se indica en el Gráfico No. 3.3), establecidos al inicio, en medio y al final del canal rectangular de fuerte pendiente, con fondo liso y rugoso.

Los calados se miden con cinta métrica mientras que la carga de velocidad se obtiene utilizando un tubo Prandtl que registra este valor a través de dos piezómetros para cada sección de registro de datos.

La determinación de los caudales se realiza a través de un sistema piezométrico, instalado en el tanque de estabilización del flujo, el mismo que se encera antes del inicio de las pruebas. Los caudales ensayados en el modelo son cuatro.

Los datos obtenidos se procesan con el objeto de disponer de referencias sobre el comportamiento del flujo en la rápida para fondo liso y rugoso, definiendo conductas de los parámetros adimensionales evaluados en este tipo de fenómenos.

3.4.1.2 Plan de Pruebas para canal rectangular

La bitácora del plan de pruebas es la siguiente:

CONTORNOS LISOS/RUGOSOS				
Pasos	Medida	Unidad	Valor	Observación
1	$h_{\text{vertedero encerado}}$	(cm)		Carga sobre el vertedero (en el momento de encerar)
2	h_{1v}	(cm)		Carga sobre el vertedero al final de la prueba en el modelo
3	B	(cm)		Ancho del canal
4	l_0	(%)		Pendiente del Canal
Posición No. 1				
5	Cv_a	(cm)		Carga de Velocidad posición transversal (a)
6	Cv_b	(cm)		Carga de Velocidad posición transversal (b)
7	Cv_c	(cm)		Carga de Velocidad posición transversal (c)
8	Yn_1	(mm)		Calado Normal observable Posición No. 1
Posición No. 2				
9	Cv_a	(cm)		Carga de Velocidad posición transversal (a)
10	Cv_b	(cm)		Carga de Velocidad posición transversal (b)
11	Cv_c	(cm)		Carga de Velocidad posición transversal (c)
12	Yn_2	(mm)		Calado Normal observable Posición No. 2
Posición No. 3				
13	Cv_a	(cm)		Carga de Velocidad posición transversal (a)
14	Cv_b	(cm)		Carga de Velocidad posición transversal (b)
15	Cv_c	(cm)		Carga de Velocidad posición transversal (c)
16	Yn_3	(mm)		Calado Normal observable Posición No. 3

3.5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 💧 Al satisfacer los requerimientos de la semejanza dinámica y geométrica en los modelos hidráulicos, se garantiza también que los fenómenos que dependen del tiempo se desarrollen en forma cinemáticamente semejante.
- 💧 Es importante que el modelo sea geoméricamente semejante al prototipo para poder reproducir los fenómenos que se involucran en el fenómeno de flujo inestable y autoaireado en canales de fuerte pendiente.
- 💧 Se debe mantener el estado inercial del modelo similar al del prototipo, en su conjunto, y que el proceso de simulación del fenómeno de aireación se alcance adecuadamente en un modelo de tamaño apropiado.
- 💧 En el proceso experimental debe observarse las posibles limitaciones de efectos de escala por causa de la tensión superficial para considerar su corrección o eliminación.
- 💧 El número de Vedernikov sirve para caracterizar el flujo a superficie libre como neutral si $Ve = 1$; estable si $Ve < 1$ e inestable si $Ve > 1$; permitiendo al investigador tener una idea sobre el comportamiento de las ondas remolino que podrían producirse.

CAPÍTULO 4

SÍNTESIS DE LA INFORMACIÓN TÉCNICA TEÓRICA Y EXPERIMENTAL

4.1 ANÁLISIS DE LAS RELACIONES FUNCIONALES PROPUESTAS EN LA LITERATURA TÉCNICA

- i. En la investigación de fenómenos hidráulicos en los que se tiene principalmente modelos con superficie libre de agua, es importante considerar la influencia de la viscosidad y de la rugosidad del contorno.

$$\frac{1}{Eu^2} = \lambda = f(\text{Geometría}, k/r_{hy}, Re, Fr) \quad (4.1)$$

Como se conoce, el índice geométrico Eu (número de Euler), es un coeficiente adimensional que caracteriza la relación de la fuerza de inercia con la fuerza de presión actuante y que, en fluidos incompresibles, cuando faltan otras fuerzas (tales como viscosas y gravedad), es una función exclusivamente de la geometría del contorno.

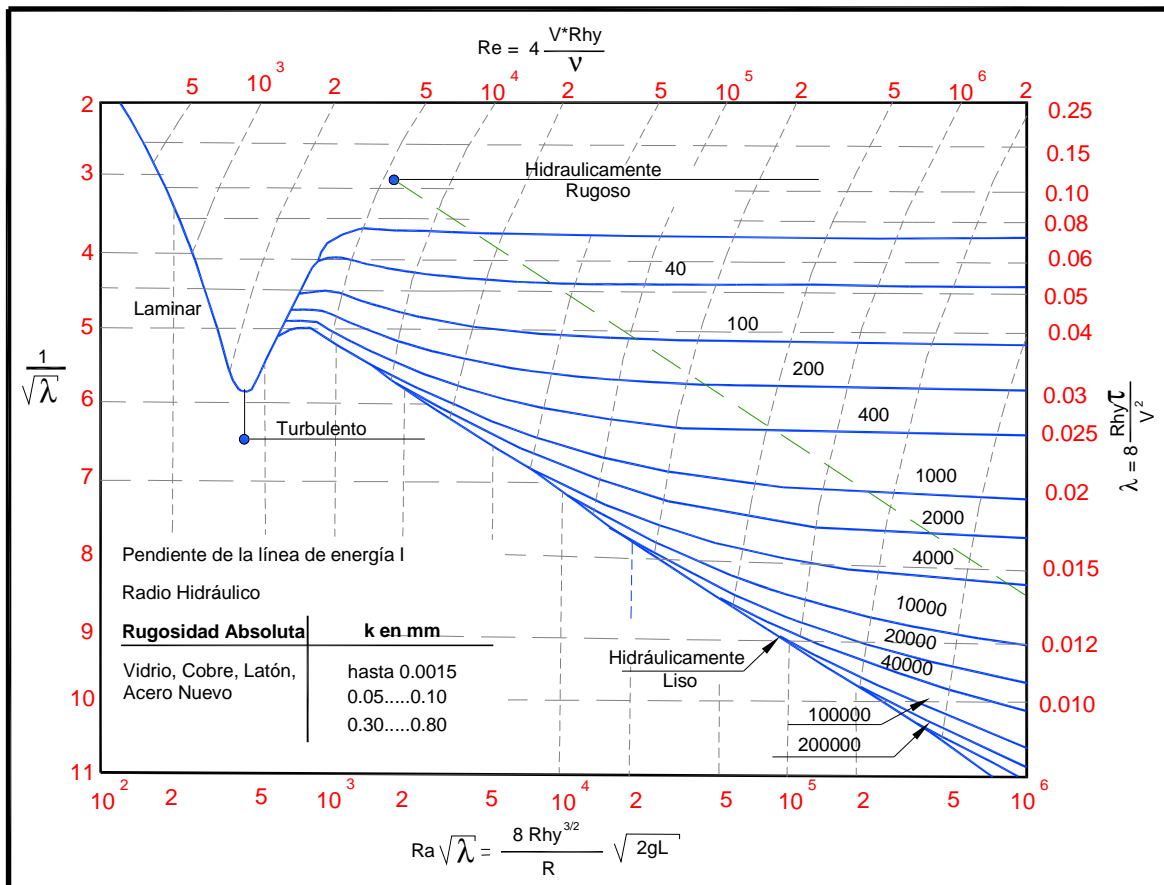
No obstante, analizando la expresión (4.1), se observa que para un modelo geoméricamente semejante, el coeficiente de pérdida λ , es una función de la rugosidad relativa (k/r_{hy}), como se observa en el Gráfico No. 4.1.

- ii. La satisfacción simultánea de las leyes de modelación según Froude y según Reynolds conduce a:

$$Re_r = Fr_r \rightarrow \frac{\eta_r}{\rho_r g_r^{1/2}} = L_r^{3/2} \quad (4.2)$$

El subíndice r indica el número de escala del modelo (por ejemplo $L_r = L_p/L_m$).

Gráfico No. 4.1: Relaciones para flujo en tuberías y canales.



Fuente: Análisis Dimensional y Modelación Física en Hidráulica, Dr.-Ing. Marco Castro Delgado, Escuela Politécnica Nacional.

Sin embargo, no se puede satisfacer esta condición en modelos que tengan igual fluido en el modelo y en el prototipo. En modelos con superficie libre, se debe mantener la Ley de Similitud según Froude, controlando que el número de Reynolds sea más pequeño en el modelo que en el prototipo.

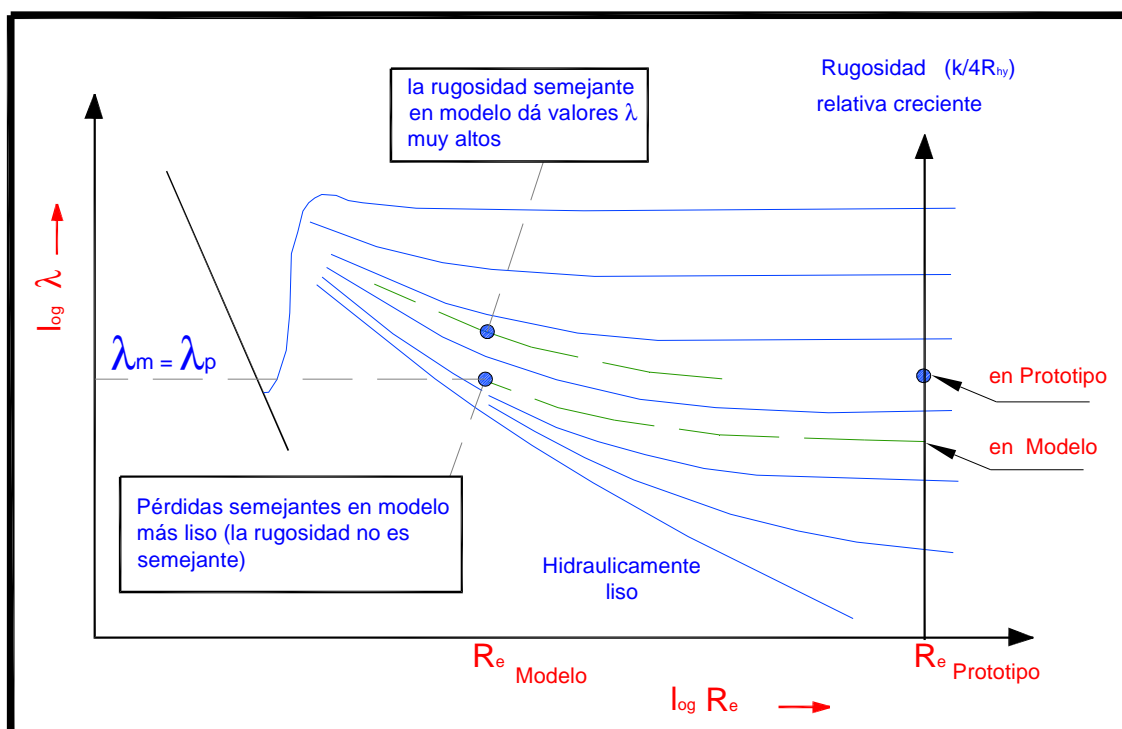
Esta limitación práctica queda sin consecuencia alguna cuando el flujo está en la zona *rugosa* y las pendientes del nivel del agua y de la línea de energía permanecen iguales en el modelo y en el prototipo. Esto significa que la rugosidad absoluta (k) del modelo se selecciona de tal forma que el coeficiente de pérdida λ permanece igual en el modelo y en el prototipo¹².

¹² Análisis Dimensional y Modelación Física en Hidráulica, Dr.-Ing. Marco Castro Delgado, Escuela Politécnica Nacional

$$\lambda = \frac{h_v}{L} \cdot \frac{8g \cdot r_{hy}}{V^2} = \left(\frac{h_v}{L} \right) \cdot \frac{8}{Fr^2} \quad (4.3)$$

En consecuencia, el modelo debe ser construido hidráulicamente más liso que el prototipo.

Gráfico No. 4.2: Comparación entre valores de coeficiente de fricción obtenidos con valores de rugosidad semejante y no semejante entre modelo y prototipo.



Fuente: Análisis Dimensional y Modelación Física en Hidráulica, Dr.-Ing. Marco Castro Delgado, Escuela Politécnica Nacional.

En el Gráfico No. 4.2, el subíndice m indica que los valores corresponden a características del flujo en el modelo mientras que el subíndice p indica que los valores corresponden a características del flujo en el prototipo.

- iii. La absorción de aire en el modelo siempre es menor que en la naturaleza. Para la determinación del volumen de agua, es importante, conocer la

profundidad real de agua con inclusión de aire. Esta profundidad depende de la relación:

$$h_r = \left(\frac{Q_w}{Q_{w+L}} \right)_r^{-2} \quad (4.4)$$

Donde: h_r = Profundidad real de agua con inclusión de aire

Q_w = Caudal de agua

Q_{w+L} = Caudal de agua con inclusión de aire

El contenido de aire existente en la realidad y que es relativamente mayor que en los modelos, permite manejar los resultados de un modelo como seguros.

- iv. En el caso de canales de fuerte pendiente, el flujo puede alcanzar velocidades demasiado altas en espacios cortos de tiempo, produciendo una mezcla de aire en la masa de agua.

La mezcla agua – aire está conformada por una masa líquida con burbujas de aire en la parte más profunda, mientras en la parte superior es prácticamente una masa de aire con gotas de agua.

La resistencia al flujo así como el comportamiento de la mezcla agua – aire depende de la concentración media del aire (\bar{c}). La relación entre los coeficientes de resistencia para flujo totalmente aireado (λ_c) y para flujo sin aire al inicio de la autoaireación (λ_a), en función de la concentración media de aire que se reporta en la literatura técnica, se presenta en el Capítulo 2, utilizando el Gráfico No. 2.15.

Los resultados reportados en la literatura técnica pueden ser aplicados considerando altos valores de concentraciones medias de aire. Para valores de \bar{c} del orden del 50%, el valor del parámetro λ_c/λ_a disminuye hasta 0.60 y para \bar{c} cercanos al 70%, λ_c/λ_a es tan bajo como 0.20.

La reducción en el valor del coeficiente de resistencia, que se observa en flujos con altas concentraciones medias de aire implica que la pérdida de energía generada en un flujo totalmente aireado es menor que la generada en un flujo de agua clara.

- v. En las investigaciones de modelo se debe evaluar si se presentan y cuándo se presentan fenómenos de cavitación.

Los riesgos de erosión por cavitación se producen a causa de disminuciones localizadas de la presión en flujos turbulentos de elevada velocidad. El riesgo potencial de que se produzcan daños por cavitación se mide mediante el índice de cavitación σ definido como [26]:

$$\sigma = \frac{\left(\frac{p_a}{\gamma} - \frac{p_v}{\gamma} + h_p \right)}{\frac{V^2}{2g}} > \sigma_i \quad (4.5)$$

Donde: σ = Índice de cavitación del flujo.

σ_i = Índice de cavitación crítico.

p_a/γ = altura de columna de agua correspondiente a la presión atmosférica.

p_v/γ = altura de columna de agua correspondiente a la presión de vapor.

h_p = altura de presión, m.

V = velocidad media, m/s.

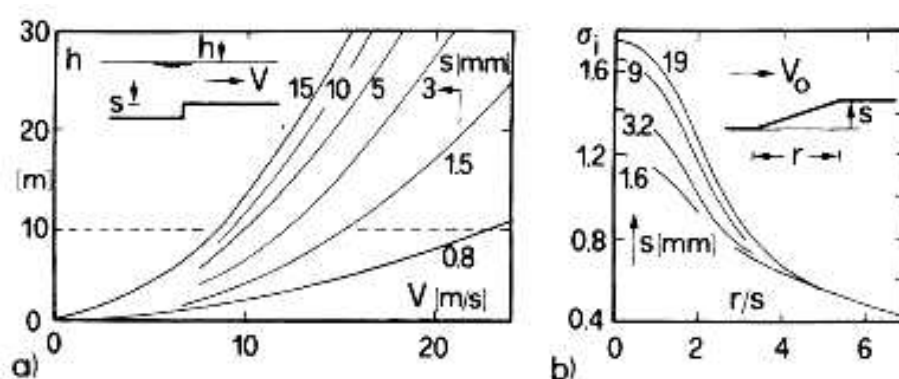
La ecuación (4.5) debe ser comparada con los índices límites que establecen las condiciones mínimas requeridas para dar lugar al fenómeno de cavitación. El U.S. Bureau of Reclamation definió distintos valores de rugosidad y pendientes localizadas admisibles, agrupándolas en tres diferentes tipos de tolerancias:

Tabla No. 4.1: Tolerancia de las irregularidades.

Tolerancia	Irregularidad abrupta (mm)	Irregularidad gradual
T1	25	1:4
T2	12	1:8
T3	6	1:16

Fuente: “Presa de Materiales Suelos con Pantalla de Hormigón: Modelación del Comportamiento Hidráulico”, Universidad Nacional de Córdoba, Prácticas de Laboratorio.

Gráfico No. 4.3: Cavitación incipiente en a) irregularidades abruptas, b) Índice de cavitación para irregularidad gradual (cambio de dirección en la alineación de la superficie)



Fuente: <http://www.gits.ws/04proyectos/pdfs/14puntosespeciales.pdf>

El grado de tolerancia admisible en función del índice de cavitación del flujo se define en la tabla siguiente:

Tabla No. 4.2: Índices de cavitación.

σ	Tolerancia sin aireación	Tolerancia con aireación
> 0.60	T1	T1
0.40 a 0.60	T2	T1
0.20 a 0.40	T3	T1
0.10 a 0.20	Revisión del diseño	T2
< 0.10	Revisión del diseño	Revisión del diseño

Fuente: “Presa de Materiales Suelos con Pantalla de Hormigón: Modelación del Comportamiento Hidráulico”, Universidad Nacional de Córdoba, Prácticas de Laboratorio.

Allí donde el valor del Índice de Cavitación es mínimo se pueden presentar problemas. La cavitación incipiente puede ser problemática si existen cambios bruscos de dirección del flujo debido a irregularidades de tamaño importante en los contornos. La tolerancia de las irregularidades bruscas o graduales se encuentra especificada en la Tabla No. 4.1.

vi. El número de Vedernikov ($Ve = 1$), describe una condición de estabilidad neutra en el flujo, que separa el flujo estable ($Ve < 1$) del flujo inestable ($Ve > 1$).

De acuerdo a estas consideraciones, cuando la velocidad de flujo supera un valor límite, cualquier perturbación, por pequeña que esta sea, tiende a acentuarse y no a atenuarse como sería la situación normal [27].

Considerando que la expresión del número de Vedernikov está dada por:

$$\mathbf{Ve} = x \cdot \gamma \cdot Fr \quad (4.6)$$

Donde el coeficiente γ , para canales rectangulares como el que analizamos, sería:

$$\gamma = 1 - Rh \frac{dP}{dA} = \frac{b}{b + 2y} \quad (4.7)$$

Usando la expresión (4.7) y considerando el valor de x para la ecuación de Manning (2/3), se obtiene:

$$\mathbf{Ve} = \frac{2}{3} \cdot \frac{b}{b + 2y} \cdot Fr \quad (4.8)$$

Si se parte del hecho de que el valor límite entre flujo estable e inestable es $Ve = 1$:

$$Fr^* = \frac{1}{x \cdot \gamma} \quad (4.9)$$

La ecuación anterior indica que el flujo será inestable cuando el valor del número de Froude (Fr) supere el valor límite Fr^* , considerando la limitación que representa que el cálculo del número de Froude dependa del coeficiente de fricción.

$$Fr^* = \frac{3}{2} \cdot \frac{b + 2y}{b} \quad (4.10)$$

La ecuación (4.9) pone en evidencia que la inestabilidad se produce más fácilmente en canales anchos con caudales unitarios bajos (donde el número Fr^* es menor), y que el flujo deber ser supercrítico.

4.2 SÍNTESIS DEL PROCESAMIENTO DE LOS RESULTADOS TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES

Para evaluar físicamente y experimentalmente los problemas planteados en esta tesis de Grado se ha utilizado la Rápida de Descarga empleada en el Modelo Reducido Hidráulico de las Obras de Derivación y Desvió de la Quebrada el Batán, efectuado por la Escuela Politécnica Nacional en convenio con la Empresa Metropolitana de Agua Potable y Alcantarillado de Quito (EMAAPQ), en el año 2000.

El Criterio de Similitud empleado en este modelo ha sido el de Froude, considerando que las fuerzas inerciales y gravitacionales son las mayormente predominantes, adicionalmente se han mantenido el estado inercial del modelo similar al del prototipo construido en su conjunto, haciendo que el proceso de simulación del fenómeno de aireación se alcance adecuadamente.

El modelo se conecta al sistema de distribución de caudales de presión del Laboratorio de Investigaciones Hidráulicas por medio de tuberías de PVC de 315

mm de diámetro interno, la regulación del caudal se lo realiza a través de la operación de válvulas.

El modelo descarga los caudales que transitan por el tanque de amortiguamiento, para luego pasar a través de un vertedero con arista delgada normalizada, tipo triangular en el que se mide el caudal de circulación, la medición se lo realiza a través de un sistema piezométrico y la correspondiente curva de descarga: Caudal (Q) vs altura de carga (h).

Fotografía No. 4.1: Rápida de Descarga Modelo Quebrada Batán

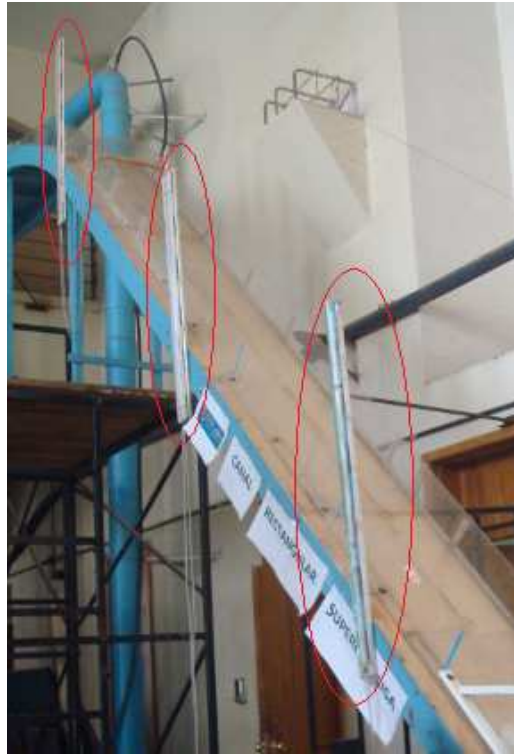


Fuente: Estudio en modelo hidráulico de las obras de derivación y desvío de la Quebrada el Batán, EPN - EMAAPQ, 2000.

4.2.1 DATOS EXPERIMENTALES

Los datos que permiten el procesamiento de resultados, han sido obtenidos en función de los siguientes esquemas:

Fotografía No. 4.2: Ubicación de Piezómetros



Fotografía No. 4.3: Sistema piezométrico, para la determinación de Caudales (EPN-EMAAPQ/2000)



Fotografía No. 4.4: Instrumento de medición de la carga de velocidad (Tubo Prandtl)



El esquema para la obtención de datos se ha estructurado considerando lo siguiente:

TIPO DE SECCIÓN		CONDICIÓN	NÚMERO DE PRUEBAS			
			CAUDALES ENSAYADOS	POSICIÓN 1	POSICIÓN 2	POSICIÓN 3
RECTANGULAR		SUPERFICIE LISA	4	12	12	12
		SUPERFICIE RUGOSA	4	12	12	12

4.2.1.1 Canal Rectangular (Superficie hidráulicamente lisa)

CONTORNOS LISOS							
Pasos	Medida	Unidad	Q₁	Q₂	Q₃	Q₄	Observación
1	hvertedero encerado	(cm)	19,95	19,95	19,95	19,95	Carga sobre el vertedero (en el momento de encerar)
2	h_{1v}	(cm)	30,65	37,86	37,76	36,7	Carga sobre el vertedero al final de la prueba en el modelo
3	B	(cm)	40	40	40	40	Ancho del canal
4	lo	(o)	45	45	45	45	Pendiente del Canal
Posición No. 1							
4	Cv_a	(cm)	45,5	105,2	70,5	92	Carga de Velocidad posición transversal a
5	Cv_b	(cm)	36,87	111,5	66,3	82,5	Carga de Velocidad posición transversal b
6	Cv_c	(cm)	49,2	110,5	66	88,5	Carga de Velocidad posición transversal c
7	Yn1	(mm)	4	10	12	7	Calado Normal observable Posición No. 1
Posición No. 2							
8	Cv_a	(cm)	55,8	95,5	79	83,4	Carga de Velocidad posición transversal a
9	Cv_b	(cm)	42,4	105	85	85,1	Carga de Velocidad posición transversal b
10	Cv_c	(cm)	56	100,7	86	89,5	Carga de Velocidad posición transversal c
11	Yn2	(mm)	4	10	11	7	Calado Normal observable Posición No. 2
Posición No. 3							
12	Cv_a	(cm)	37,5	86,5	100,5	78,1	Carga de Velocidad posición transversal a
13	Cv_b	(cm)	33	81	104	76,6	Carga de Velocidad posición transversal b
14	Cv_c	(cm)	39,1	75	103,7	76,2	Carga de Velocidad posición transversal c
15	Yn3	(mm)	4,1	13	10	7,5	Calado Normal observable Posición No. 3

4.2.1.2 Canal Rectangular (Superficie hidráulicamente rugosa)

CONTORNOS RUGOSOS							
Pasos	Medida	Unidad	Q₁	Q₂	Q₃	Q₄	Observación
1	hvertedero encerado	(cm)	19,95	19,95	19,95	19,95	Carga sobre el vertedero (en el momento de encerar)
2	h_{1v}	(cm)	28,61	34,75	28,13	31,09	Carga sobre el vertedero al final de la prueba en el modelo
3	B	(cm)	40	40	40	40	Ancho del canal
4	lo	(o)	45	45	45	45	Pendiente del Canal
Posición No. 1							
5	Cv_a	(cm)	17	30,2	6,9	9	Carga de Velocidad posición transversal a
6	Cv_b	(cm)	16	31	6,9	10	Carga de Velocidad posición transversal b
7	Cv_c	(cm)	16,4	29,8	10	11,6	Carga de Velocidad posición transversal c
8	Yn1	(mm)	7	15	5	10	Calado Normal observable Posición No. 1
Posición No. 2							
9	Cv_a	(cm)	13	29,1	10,3	18	Carga de Velocidad posición transversal a
10	Cv_b	(cm)	13,5	29,6	8,6	16	Carga de Velocidad posición transversal b
11	Cv_c	(cm)	14	31,2	10,9	17,8	Carga de Velocidad posición transversal c
12	Yn2	(mm)	7	20	5	10	Calado Normal observable Posición No. 2
Posición No. 3							
13	Cv_a	(cm)	18,9	30,5	10,7	11,3	Carga de Velocidad posición transversal a
14	Cv_b	(cm)	16,2	27,2	9,6	11,9	Carga de Velocidad posición transversal b
15	Cv_c	(cm)	16,6	24,9	10,6	14,5	Carga de Velocidad posición transversal c
16	Yn3	(mm)	7	15	5	12	Calado Normal observable Posición No. 3

4.2.2 ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE LOS DATOS OBTENIDOS

Las limitaciones que se encontraron en la medición de parámetros en la rápida se convierten en un factor determinante para la obtención de datos y el procesamiento de sus resultados, por lo que una vez establecida la metodología a utilizar, se definen parámetros que pueden analizarse, como se señala en los cuadros siguientes:

Tabla No. 4.3: Esquema de registro de datos

		CONTORNOS LISOS/RUGOSOS				
		Pasos	Medida	Unidad	Valor	Observación
DATOS	1	$h_{\text{vertedero encerado}}$	(cm)		Carga sobre el vertedero (al momento de encerar el modelo)	
	2	Θ	($^{\circ}$)		Ángulo del canal	
	3	h_{1v}	(cm)		Carga registrada sobre el vertedero (para el caudal utilizado en la prueba)	
	4	B	(cm)		Ancho del canal	
	5	Y_n	(cm)		Calado Normal observable	
	6	V_1	(m/s)		Velocidad al inicio del colector	
	7	V_2	(m/s)		Velocidad al final del colector	
	8	k	(mm)		Rugosidad (Press/Schroder)	
	9	$\Delta h_{\text{vertedero}}$	(cm)		Diferencia de h_{media} y h_{1v} vertedero encerado	
CÁLCULOS	1	V_{promedio}	m/s			
	2	Q	(m^3/s)		$Q = V * A$	
	3	q	(m^3/s)/m		Caudal Unitario $q = \frac{Q}{B}$	
	4	F_{cr}	s/u		Froude Crítico $F_{cr} = \frac{q}{\sqrt{g * \text{sen}(\theta) * k^3}}$	
	5	Ve	s/u		Número de Vedernikov $Ve = \frac{2}{3} \cdot \frac{b}{b + 2y_n} \cdot F_{cr}$	
	6	y_n/B	s/u		Relación	

Elaborado por: Patricia Haro y Fernanda Jara.

4.2.2.1 Canal Rectangular (Superficie Lisa)

Tabla No. 4.4: Registro de datos para canal rectangular (superficie hidráulicamente lisa)

CONTORNO LISO								
Pasos	Medida	Unidad	Prueba 1	Prueba 2	Prueba 3	Prueba 4	Observación	
DATOS	1	hvertedero encerado	(cm)	19,95	19,95	19,95	19,95	Carga sobre el vertedero (al momento de encerar el modelo)
	2	Θ	(°)	45	45	45	45	Ángulo del canal
	3	h_{1v}	(cm)	30,65	37,86	37,76	36,7	Carga registrada sobre el vertedero (para el caudal utilizado en la prueba)
	4	B	(cm)	40	40	40	40	Ancho del canal
	5	Y_n	(cm)	0,405	1,1	1	0,716	Calado Normal observable
	6	V_1	(m/s)	2,67	4,62	4,48	3,88	Velocidad al inicio del colector
	7	V_2	(m/s)	2,93	3,98	3,64	4,14	Velocidad al final del colector
	8	k	(mm)	0,003	0,003	0,003	0,003	Rugosidad (Press/Schroder)
	9	Δh vertedero	(cm)	10,7	17,91	17,81	16,75	Diferencia de hmedia y h_{1v} vertedero encerado
CÁLCULOS	1	$V_{promedio}$	m/s	2,8	4,3	4,06	4,01	
	2	Q	(m ³ /s)	0,0045	0,0189	0,0162	0,0115	$Q = V * A$
	3	q	(m ³ /s)/m	0,0113	0,0473	0,0406	0,0287	Caudal Unitario $q = \frac{Q}{B}$
	4	F_{cr}	s/u	2,5	10,4	8,9	6,3	Froude Crítico $F_{cr} = \frac{q}{\sqrt{g * \text{sen}(\theta) * k^3}}$
	5	V_e	s/u	1,6	6,6	5,7	4,1	Número de Vedernikov $V_e = \frac{2}{3} * \frac{b}{b + 2y_n} * F_{cr}$
	6	y_n/B	s/u	0,010	0,028	0,025	0,018	Relación

Elaborado por: Patricia Haro y Fernanda Jara.

4.2.2.2 Canal Rectangular (Superficie Rugosa)

Tabla No. 4.5: Registro de datos para canal rectangular (superficie hidráulicamente rugosa)

CONTORNO RUGOSO								
Pasos	Medida	Unidad	Prueba 1	Prueba 2	Prueba 3	Prueba 4	Observación	
DATOS	1	h vertedero encerrado	(cm)	19,95	19,95	19,95	19,95	Carga sobre el vertedero (al momento de encerrar el modelo)
	2	Θ	(°)	45	45	45	45	Ángulo del canal
	3	h_{1v}	(cm)	28,61	34,75	28,13	31,09	Carga registrada sobre el vertedero (para el caudal utilizado en la prueba)
	4	B	(cm)	40	40	40	40	Ancho del canal
	5	y_n	(cm)	0,7	1,666	0,5	1,1	Calado Normal observable
	6	V_1	(m/s)	1,57	2,32	1,42	1,8	Velocidad al inicio del colector
	7	V_2	(m/s)	1,41	2,43	1,24	1,83	Velocidad al final del colector
	8	k	(mm)	0,03	0,03	0,03	0,03	Rugosidad (Press/Schroder)
	9	Δh vertedero	(cm)	8,66	14,8	8,18	11,14	Diferencia de hmedia y h_{1v} vertedero encerrado
CÁLCULOS	1	$V_{promedio}$	m/s	1,49	2,375	1,33	1,815	
	2	Q	(m ³ /s)	0,0042	0,0158	0,0027	0,0080	$Q = V * A$
	3	q	(m ³ /s)/m	0,0104	0,0396	0,0067	0,0200	Caudal Unitario $q = \frac{Q}{B}$
	4	F_{cr}	s/u	0,7	2,7	0,5	1,4	Froude Crítico $F_{cr} = \frac{q}{\sqrt{g * sen(\theta) * k^3}}$
	5	Ve	s/u	0,5	1,7	0,3	0,9	Número de Vedernikov $Ve = \frac{2}{3} \cdot \frac{b}{b + 2y_n} \cdot F_{cr}$
	6	y_n/B	s/u	0,018	0,042	0,013	0,028	Relación

Elaborado por: Patricia Haro y Fernanda Jara.

4.2.2.3 Interpretación de Resultados

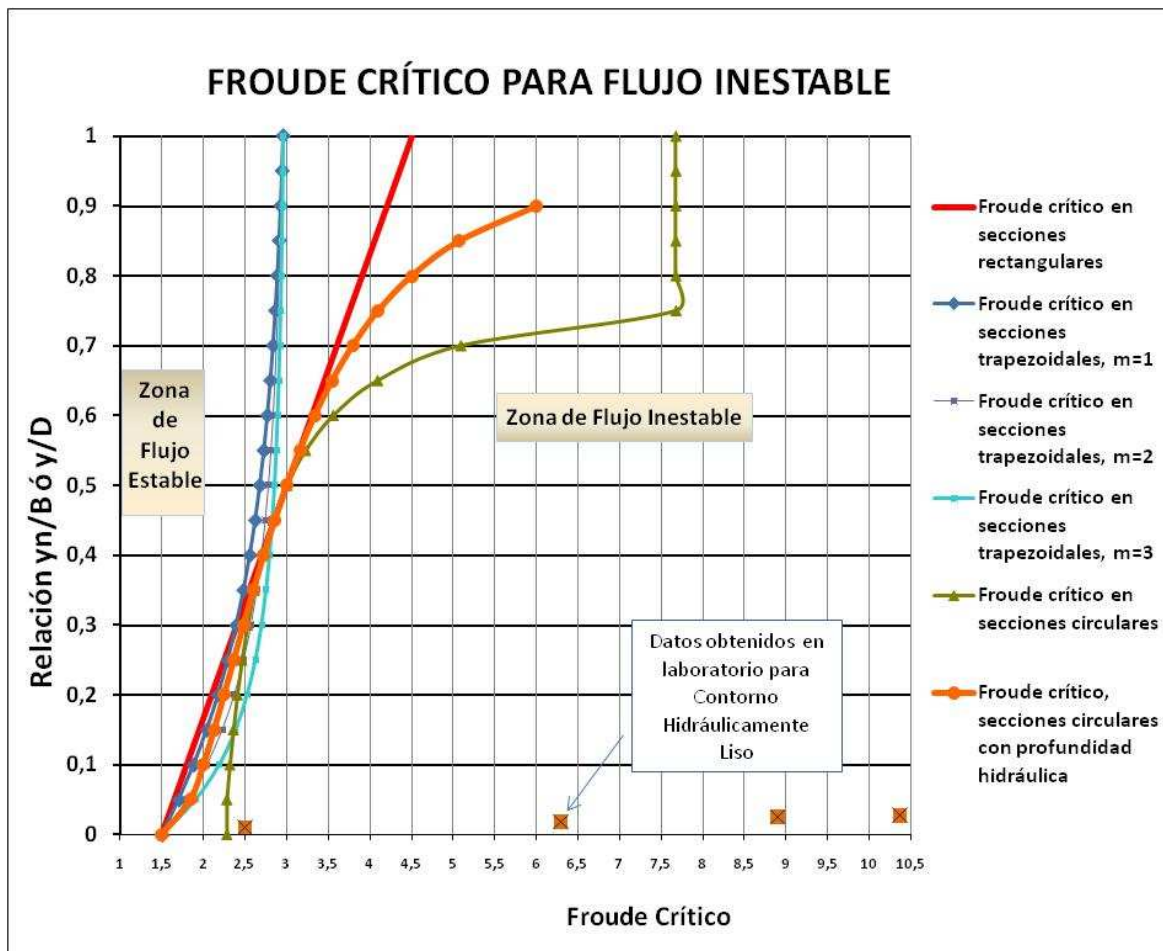
Una vez obtenida la información para el canal rectangular con fondo hidráulicamente liso y rugoso, se han tabulado los siguientes resultados:

Tabla No. 4.6: Datos de laboratorio para canal rectangular (superficie hidráulicamente lisa)

Caudal Q (lt/s)	Velocidad V(m/s)	y_n/B	Número de Froude crítico F _{cr}	Número de Vedernikov V _e
4,53	2,80	0,010	2,5	1,6
11,48	4,01	0,018	6,3	4,1
16,24	4,06	0,025	8,9	5,7
18,92	4,30	0,028	10,4	6,6

Elaborado por: Patricia Haro y Fernanda Jara.

Gráfico No. 4.4: Número de Froude Estable para canales con secciones rectangulares, trapezoidales, y circulares - superficie hidráulicamente lisa.



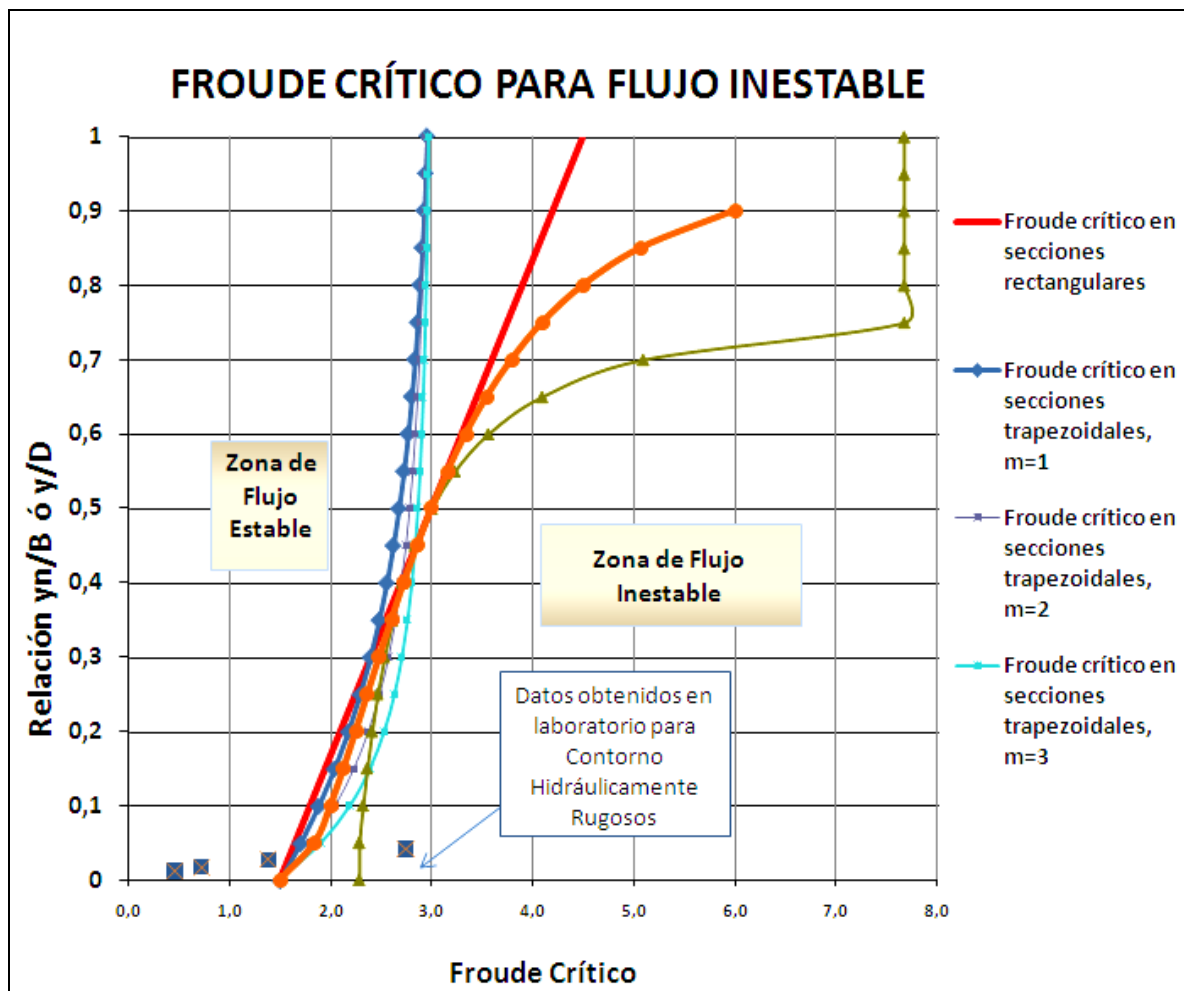
Fuente: Escuela Politécnica Nacional, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, 2009.

Tabla No. 4.7: Datos de laboratorio para canal rectangular (superficie hidráulicamente rugosa)

Caudal Q (lt/s)	Velocidad V(m/s)	y_n/B	Número de Froude crítico Fcr	Número de Vedernikov V_e
2,66	1,33	0,013	0,5	0,3
4,17	1,49	0,018	0,7	0,5
7,99	1,82	0,028	1,4	0,9
15,83	2,38	0,042	2,7	1,7

Elaborado por: Patricia Haro y Fernanda Jara.

Gráfico No. 4.5: Número de Froude Estable para canales con secciones rectangulares, trapezoidales, y circulares - superficie hidráulicamente rugosa.



Fuente: Escuela Politécnica Nacional, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, 2009.

Después de analizar el contenido de las Tablas Nos. 4.6 y 4.7, así como de los Gráficos Nos. 4.4 y 4.5, se obtienen las siguientes conclusiones:

- ◆ Para las pruebas efectuadas en el modelo con superficie hidráulicamente lisa, el valor correspondiente al Número de Froude es superior al presentado para superficies hidráulicamente rugosas, para un caudal semejante; por lo que se observa experimentalmente que mientras mayor es el coeficiente de rugosidad presente en el canal, mejores son las condiciones del flujo en la rápida, presentando flujos en zona estable y disminuyendo problemas de inestabilidad que pueden provocar el deterioro de las estructuras de diseño.
- ◆ Gracias a las características rugosas del modelo con fondo hidráulicamente rugoso, las velocidades presentadas son menores a las del modelo con fondo hidráulicamente liso.
- ◆ Los datos obtenidos del número de Vedernikov son proporcionales a los valores del número de Froude Crítico.
- ◆ Los calados presentados para los distintos caudales ensayados son bajos, por lo que la identificación visual de la masa de aguas claras y la mezcla agua aire no se pudo realizar, constituyéndose en un limitante para el análisis e interpretación de resultados.

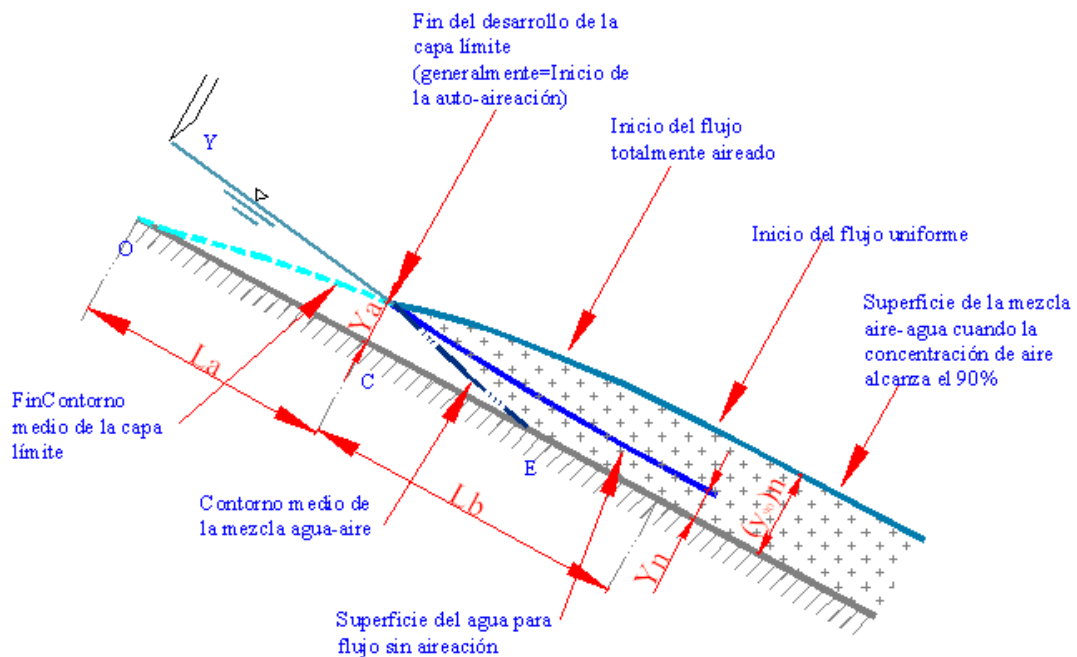
4.2.3 PROPUESTA DE TEÓRICA DE CÁLCULOS

Debido a la falta de instrumentos de medición para flujos rápidos así como las limitaciones que presenta el modelo, los datos que se presentan y que están condicionados a estos particulares proporcionan conclusiones básicas sobre el comportamiento del agua con características de flujo inestable y autoaireado por lo que se propone un modelo de registro de datos y cálculos teórico, basado en la información recopilada para el presente Proyecto de Titulación.

4.2.3.1 Propuesta teórica de registro de datos y cálculos para el fenómeno de resistencia al Flujo (Introducción de Aire)

Los parámetros que se necesitan determinar están esquematizados en el gráfico siguiente:

Gráfico No. 4.6: Formación y desarrollo del flujo turbulento totalmente autoaireado (base teórica desarrollada en el Capítulo 2).



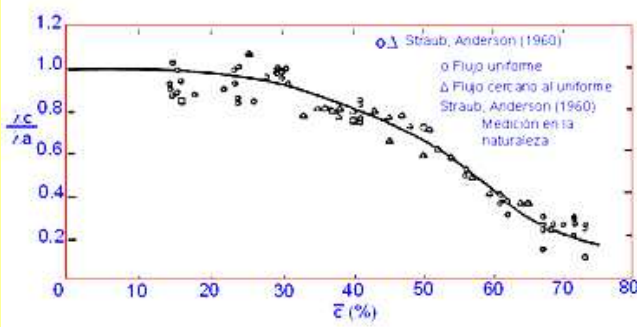
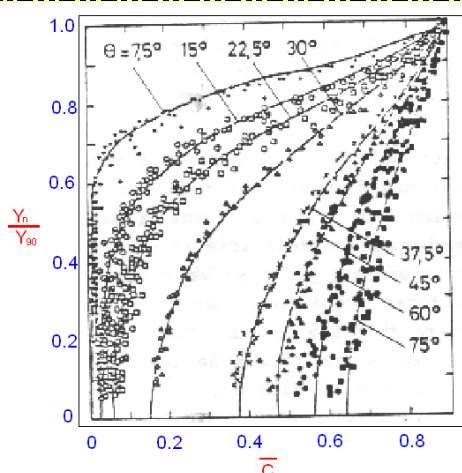
Fuente: Hidráulica de Canales, Naudascher, E., Castro, M., Limusa-Noriega Editores, México, 2000.

PRUEBA No.	
TIPO:	FENÓMENO DE RESISTENCIA AL FLUJO (Introducción de Aire)
FECHA:	
HORA:	
RESPONSABLE DE LA MEDICIÓN:	
CAUDAL REFERENCIAL MODELO (l/s):	
CAUDAL PROTOTIPO (l/s):	

	Registros que se toman en laboratorio
--	---------------------------------------

	Datos calculados en oficina
--	-----------------------------

CONTORNOS LISOS Y RUGOSOS				
Pasos	Medida	Unidad	Valor	Observación
1	hvertedero encerado	(cm)		Carga sobre el vertedero (en el momento de encerar)
2	h1_v	(cm)		Carga inicial registrada sobre el vertedero (para el caudal utilizado en la prueba)
3	B	(cm)		Ancho del canal
4	La	(cm)		Longitud desde el inicio del colector hasta donde finaliza el desarrollo de la capa límite (inicio de la autoaereación)
5	Lb	(cm)		Longitud a la que el flujo logra que el aire llegue al fondo
6	Ya	(cm)		Profundidad a la que aparece la autoaereación
7	Yn	(cm)		Calado de la superficie de agua que no presenta aireación
8	Y_{90%}	(cm)		Calado de la superficie de la mezcla aire agua cuando la concentración de aire alcanza el 90%
9	□	(°)		Ángulo de inclinación del canal
10	P₁	(cm)		Presión al inicio del colector
11	P₂	(cm)		Presión al final del colector
12	V₁	(cm/s)		Velocidad al inicio del colector
13	V₂	(cm/s)		Velocidad al final del colector
14	h2_v	(cm)		Carga final registrada sobre el vertedero (para el caudal utilizado en la prueba)
15	h media vertedero	(cm)		Promedio entre h1 _v y h2 _v
16	Δh vertedero	(cm)		Diferencia de hmedia y h vertedero encerado
17	q	(m ³ /s)/m	$q = \frac{Q}{B}$	Caudal unitario
18	Vn	(cm/s)	$V_n = \frac{q}{y_n}$	Velocidad en la zona donde no se presenta aireación

CONTORNOS LISOS Y RUGOSOS				
Pasos	Medida	Unidad	Valor	Observación
19	F_{cr}	-	$F_{cr} = \frac{q}{\sqrt{g \cdot \text{sen}(\theta) \cdot k^3}}$	Número de Froude Crítico del colector, con valores de k (Press/Schroder)
20	Ve	-	$Ve = \frac{2}{3} \cdot \frac{b}{b + 2y_n} \cdot F_{cr}$	Número de Vedemikov
21	\bar{c}	-	$\bar{c} = 0.743 \cdot \log_{10} \left(\text{sen} \frac{\theta}{q^{1/5}} \right) + 0.876$	Concentración de aire
22	Y_{90}	cm	$y_{90} = \frac{y_n}{1 - c}$	Comprobación concentración Y_{90}
23	V_{90}	cm/s	$\frac{V_n}{V_{90}} = \left(\frac{y_n}{y_{90}} \right)^{0.158}$	Velocidad de flujo cuando alcanza el 90% de concentración
24	λ_c	-	$\lambda_c = 8 \cdot \text{sen} \theta \cdot \frac{Y_n^3}{q^2}$	Resistencia del flujo en el fondo
25	$\frac{\lambda_c}{\lambda_a}$	-		Relación funcional entre los coeficientes de fricción interna para flujo totalmente aireado, y para flujo sin aire al inicio de la admisión
26	$\frac{Y_n}{Y_{90}}$	-		Distribución de la concentración de aire en dirección normal del colector

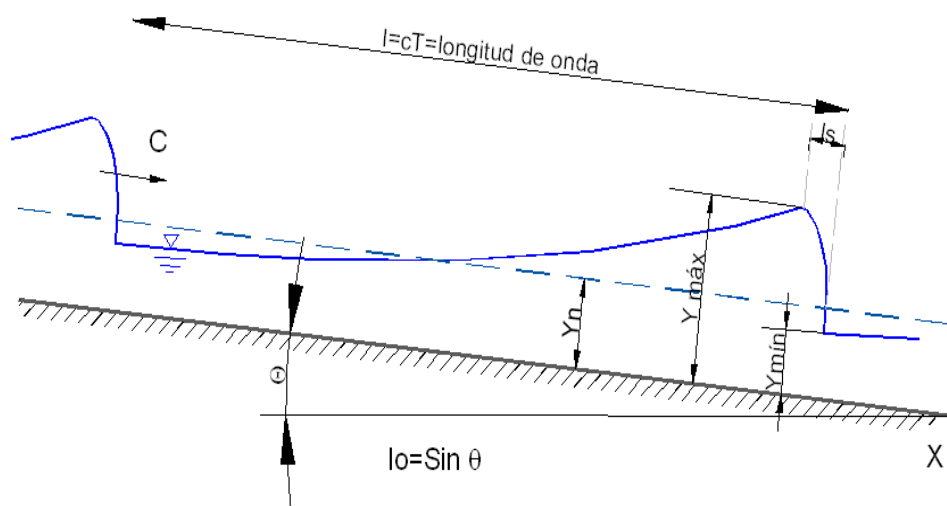
CONTORNOS LISOS Y RUGOSOS				
Pasos	Medida	Unidad	Valor	Observación
Para determinar si: a. Si se llega a presentar la autoaireación ($L > L_a$). b. Si se llegan a establecer las condiciones de flujo uniforme autoaireado ($L > L_a + L_b$)				
27	L_a	cm	$L_a = 13.6 \cdot k \cdot (\text{sen } \theta)^{0.0796} \cdot \left(\frac{q}{\sqrt{g \cdot \text{sen } \theta \cdot k^3}} \right)^{0.713}$	Determinación numérica de L_a , k (Press/Schroder)
28	Y_a	cm	$Y_a = 0.223 \cdot k \cdot (\text{sen } \theta)^{-0.04} \cdot \left(\frac{q}{\sqrt{g \cdot \text{sen } \theta \cdot k^3}} \right)^{0.643}$	Determinación numérica de Y_a .

Nota: La simbología utilizada se detalla en el Glosario de Términos

4.2.3.2 Propuesta Teórica de registro de datos y cálculos para el fenómeno de resistencia al flujo (Presencia de Ondas)

Los parámetros que se necesitan determinar están esquematizados en el gráfico siguiente:

Gráfico No. 4.7: Esquema de una onda de Froude a lo largo de una rápida, según Brock 1969 (base teórica desarrollada en el Capítulo 2).



Fuente: Hidráulica de Canales, Naudascher, E., Castro, M., Limusa-Noriega Editores., México, 2000.

PRUEBA No.	
TIPO:	<i>FENÓMENO DE RESISTENCIA AL FLUJO (Presencia de Ondas)</i>
FECHA:	
HORA:	
RESPONSABLE DE LA MEDICIÓN:	
CAUDAL REFERENCIAL MODELO (l/s):	
CAUDAL PROTOTIPO (l/s):	

	Registros que se toman en laboratorio
--	---------------------------------------

	Datos calculados en oficina
--	-----------------------------

CONTORNOS LISOS Y RUGOSOS				
Pasos	Medida	Unidad	Valor	Observación
1	hvertedero encerado	cm		Carga sobre el vertedero (en el momento de encerar)
2	h _{1v}	cm		Carga inicial registrada sobre el vertedero (para el caudal utilizado en la prueba)
3	B	cm		Ancho del canal
4	x	cm		Distancia entre el inicio del colector al inicio del fenómeno.
5	Y _n	cm		Calado Normal observable
6	Y _{máx}	cm		Calado Máximo observable
7	Y _{min}	cm		Calado Mínimo observable
8	P ₁	cm		Presión al inicio del colector
9	P ₂	cm		Presión al final del colector
10	V ₁	cm/s		Velocidad al inicio del colector
11	V ₂	cm/s		Velocidad al final del colector
12	h _{2v}	cm		Carga final registrada sobre el vertedero (para el caudal utilizado en la prueba)
13	h media vertedero	cm		Promedio entre h _{1v} y h _{2v}
14	Δh vertedero	cm		Diferencia entre altura media y altura de vertedero encerado
15	I _o	(%)	$I_o = \text{sen}(\theta)$	Pendiente del Canal
16	q	(m ³ /s)/m	$q = \frac{Q}{B}$	Caudal unitario

CONTORNOS LISOS Y RUGOSOS				
Pasos	Medida	Unidad	Valor	Observación
17	V_n	(m/s)	$V_n = \frac{q}{y_n}$	Velocidad normal del flujo
18	F_{cr}	-	$F_{cr} = \frac{q}{\sqrt{g \cdot \text{sen}(\theta) \cdot k^3}}$	Froude Crítico del colector
19	Ve	-	$Ve = \frac{2}{3} \cdot \frac{b}{b + 2y_n} \cdot F_{cr}$	Número de Vedernikov
20	Yn/B	-		Relación
21	λ	-	<p style="text-align: center;">a)</p>	Abaco de coeficiente de Fricción para canales hidráulicamente lisos
		-	<p style="text-align: center;">b)</p>	Abaco de coeficiente de Fricción para canales hidráulicamente rugosos

CONTORNOS LISOS Y RUGOSOS				
Pasos	Medida	Unidad	Valor	Observación
23	$\frac{Y_{m\acute{a}x}}{Y_n}$	-		Relación para determinar longitud inicial a la que aparecen las ondas
24	x	cm		
22	Re	-		Ábaco que permite evaluar el incremento de la resistencia y determinación del número de Re para canales hidráulicamente lisos.
				Ábaco que permite evaluar el incremento de la resistencia y determinación del número de Re para canales hidráulicamente rugosos.

Nota: La simbología utilizada se detalla en el Glosario de Términos

4.3 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- ◆ En modelos con superficie libre, es importante mantener la Ley de Similitud según Froude, controlando que el número de Reynolds sea más pequeño en el modelo que en el prototipo o garantizando que el flujo se encuentre en la zona rugosa y que las pendientes del nivel del agua y de la línea de energía, permanezcan iguales.
- ◆ La rugosidad en el modelo se selecciona de tal manera que el coeficiente de pérdida permanezca igual en el modelo y en el prototipo.
- ◆ La mezcla agua-aire está conformada por una estructura de una masa líquida con burbujas de aire en la parte más profunda mientras que en la parte superior prácticamente es una masa de aire con gotas de agua, y cuyo comportamiento depende de la concentración media de aire.
- ◆ Es adecuado concluir que los flujos con altas concentraciones medias de aire implican una menor pérdida de energía en flujos totalmente aireados que la generada en un flujo de agua clara.
- ◆ Se observó, durante las prueba en el laboratorio, que la rugosidad del fondo en la rápida permitió que el flujo -para determinados caudales- se encuentre en zona estable. Comparación realizada entre valores obtenidos para caudales similares en superficie lisa.
- ◆ La limitación que presenta la falta de instrumentos con mayor precisión para realizar mediciones en flujos rápidos impide una adecuada interpretación de resultados, por lo que se recomienda la adquisición de equipos como los que se detallan en el Acápite 6.3.
- ◆ Se recomienda completar el análisis experimental con pruebas en diferentes secciones transversales –como la sección trapezoidal-, de manera que se pueda obtener conclusiones sobre el comportamiento del flujo en superficies lisas y rugosas.

CAPÍTULO 5

GUÍA PARA LA REVISIÓN DEL FLUJO INESTABLE Y AUTOAIREADO

5.1 PRESENTACIÓN DEL PROBLEMA FÍSICO

En la medida de que las ciudades en regiones montañosas, como Quito, crecen ocupando territorio en las faldas de las montañas, se ha hecho imprescindible analizar y evaluar el efecto de la presencia de ondas longitudinales y transversales así como de la introducción natural de aire sobre las características hidrodinámicas del movimiento, como resultado de la presencia de altas velocidades o como resultado de que el efecto de las fuerzas de gravedad es mucho más grande que el efecto de la inercia.

Si bien el desarrollo de un sistema de recolección de aguas lluvias y aguas servidas, a nivel de perfil de proyecto, debe evitar las pendientes fuertes, la presencia de zonas pobladas en áreas sin ninguna planificación y control, con calles de pendientes pronunciadas, con valores por arriba de los límites recomendados, obliga al dimensionamiento de los sistemas de alcantarillado bajo estas condiciones especiales.

Con mucha frecuencia, la valoración de este tipo de estructuras, se la hace bajo los conceptos hidráulicos del flujo uniforme en canales con pendiente suaves, obteniéndose en la práctica resultados que no se presentan en la realidad, sin considerar el efecto de la resistencia al movimiento de la masa de agua bajo la presencia de ondas longitudinales, en fondo liso y en fondo rugoso, así como la incidencia de la no homogeneidad de la mezcla agua – aire, una vez que se presenta la introducción natural de aire por efecto de la turbulencia de la superficie libre del agua o como resultado de la curvatura de la superficie libre.

5.1 GUÍA PARA EL DIMENSIONAMIENTO

Para iniciar el análisis de las variables que inciden en una estructura, se debe conocer las características del flujo para las que debe ser diseñada. Es importante entonces establecer el mecanismo predominante en el movimiento del agua dentro de la estructura.

5.1.1 CONDICIONES HIDRODINÁMICAS PRESENTES A LA ENTRADA Y AL PIE DE UN CANAL DE FUERTE PENDIENTE¹³

En el diseño de una estructura hidráulica se requiere ubicar una sección de control con características de flujo cuasi uniforme en donde se puede aplicar las ecuaciones básicas de la hidráulica. Sin embargo, en sistemas de alcantarillado, el flujo de aproximación presenta variaciones entre flujo subcrítico y supercrítico, como resultado de las diversas condiciones geométricas del proyecto en particular.

Un caso particular de condiciones geométricas lo constituyen las transiciones.

Cuando la transición se diseña para mantener las líneas de corriente suaves y aproximadamente paralelas para minimizar las ondas estacionarias, puede utilizarse la teoría de flujo gradualmente variado para el diseño [7].

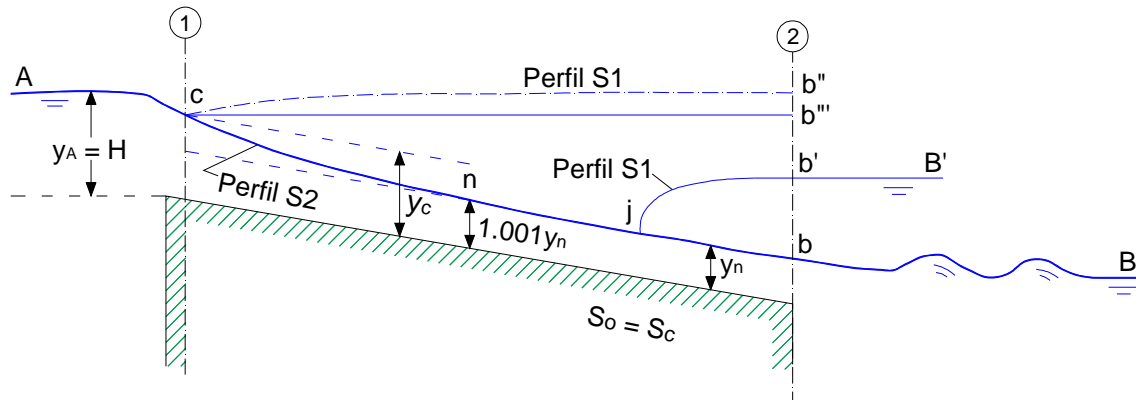
Como la sección de control en un canal con flujo supercrítico se encuentra en el extremo de aguas arriba, la entrega del canal está controlada en su totalidad por el caudal crítico en la sección 1 del gráfico No. 5.1.

Un proceso que se presenta frecuentemente y que debe ser considerado en el análisis del flujo de aproximación, es el ingreso de aire acompañado de un flujo no

¹³ Información del Acápito tomada del libro Hidráulica de los Canales Abiertos, Chow, V.T., McGraw Hill Ed. Co., New York – Bogotá, 1959

permanente caracterizado por el caudal pulsatorio. Estos fenómenos están relacionados con la velocidad de flujo –generalmente alta-, que en la mayoría de casos supera el valor correspondiente al Froude crítico ($F_{cr} = 1$).

Gráfico No. 5.1: Entrega en un canal con flujo supercrítico.



Fuente: Hidráulica de los Canales Abiertos, Chow, V.T., McGraw Hill Ed. Co., New York – Bogotá, 1959

El tipo de perfil de flujo desarrollado en un canal de fuerte pendiente depende de la condición aguas abajo.

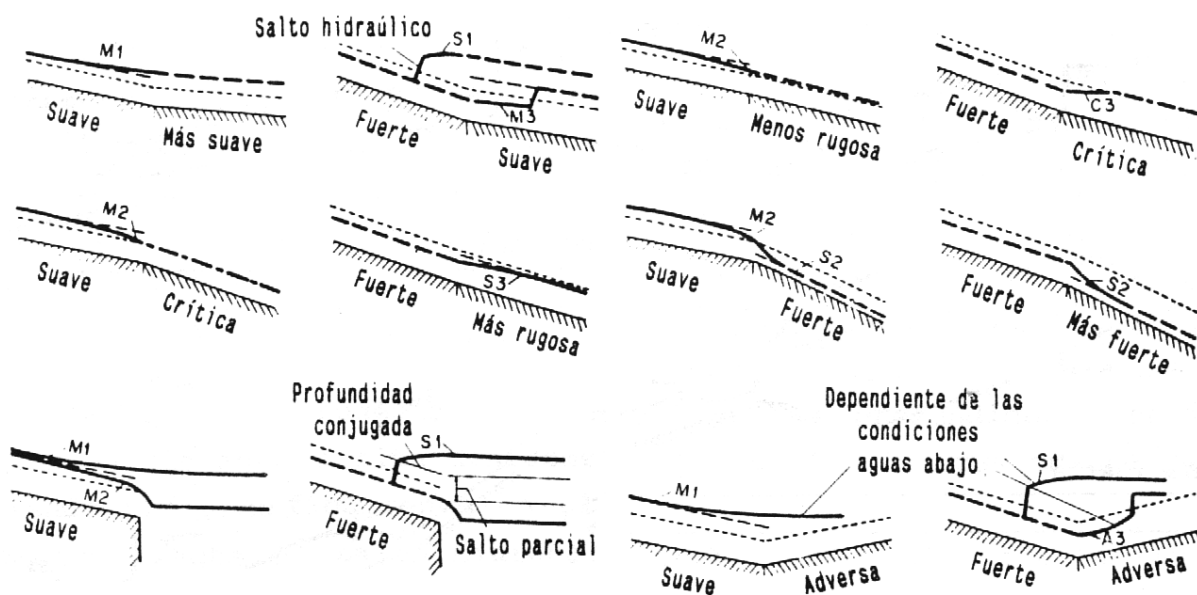
- ❖ Cuando el nivel B de aguas abajo es menor que la profundidad de salida en la sección 2, el flujo en el canal no se afecta por el nivel de aguas abajo.
- ❖ Cuando el nivel B de aguas abajo es mayor que la profundidad de salida, el nivel de aguas abajo aumentará el nivel de agua en la parte de salida del canal produciendo un resalto hidráulico en el extremo j del perfil. Sin embargo, el flujo aguas arriba del resalto no se afectará por el nivel de aguas abajo.
- ❖ A medida que el nivel de aguas abajo aumenta, el resalto se mueve hacia aguas arriba, manteniendo su altura y forma en la zona nb de flujo uniforme hasta que alcanza el punto n . Desde este punto, en adelante, el resalto se moverá hacia aguas arriba sobre la curva cn , a la vez que disminuye gradualmente su altura. La altura del resalto se vuelve cero cuando éste alcanza la profundidad crítica en c . Más allá de este límite el flujo entrante se

afectará directamente por el nivel de aguas abajo y la entrada actúa como un vertedero sumergido.

Para evitar problemas por el impacto del agua debe garantizarse la presencia de una masa de agua para lograr la distribución y disipación de la energía del chorro de caída a causa de la turbulencia e introducción de aire. Adicionalmente, desde el punto de vista sanitario, la estructura aguas abajo debería permitir que los sedimentos no se acumulen, evitando el riesgo de azolve o depósito de material sólido en este tramo de la conducción.

En el Gráfico presentado en el Capítulo 2 y que se repite a continuación, se muestran algunos ejemplos válidos para el análisis del probable perfil de flujo en la unión de dos colectores.

Gráfico No. 5.2: Perfiles de flujo para cambios de pendiente de colectores y cambios de rugosidad.



Fuente: Hidráulica de los Canales Abiertos, Chow, V.T., McGraw Hill Ed. Co., New York – Bogotá, 1959

5.1.2 CRITERIOS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE CANALES DE FUERTE PENDIENTE

- ❖ Se parte del diseño de un canal prismático con flujo uniforme, considerando como alternativa el valor del calado crítico (y_c).
- ❖ Se calcula el valor del Número de Froude para flujo uniforme y a partir de este valor se calculan los parámetros de la longitud desde el inicio del colector hasta el inicio de la autoaireación (L_a) y la profundidad a la que inicia la autoaireación (y_a).
- ❖ Con el valor de la profundidad (y_a), se obtiene el Número de Froude al inicio de la autoaireación y el valor de la rugosidad relativa.
- ❖ La rugosidad relativa permite determinar el valor del coeficiente λ_a de fricción. Además se debe obtener el valor de la concentración de aire de una tabla, en función de la pendiente.
- ❖ Con estos datos, se establece el valor de λ_c , en un ábaco. Este coeficiente permite determinar la profundidad normal de agua clara con la que, finalmente, se obtiene el valor de la profundidad de la mezcla agua – aire con una concentración del 90% de aire.
- ❖ El valor final de la altura del canal se define comparando el valor del calado crítico con el calado y_{90} .

5.1.3 EFECTO DE LA FORMA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL¹⁴, ALTERNATIVA DE DISEÑO: SECCIÓN COMPUESTA

Varios investigadores se han interesado en el fenómeno de inestabilidad en canales a superficie libre:

¹⁴ La información de este acápite es una traducción libre del artículo científico del Dr. Victor Ponce y Pedro Porras: Effect of Cross-Sectional Shape on Free-Surface Instability, Journal of Hydraulic Engineering.

- ❖ Vedernikov (1945) desarrolló el criterio que lleva su nombre, estableciendo la condición de estabilidad neutral a través de un número adimensional $Ve = 1$ que separa el flujo estable ($Ve < 1$) del inestable ($Ve > 1$).
- ❖ Ponce y Maisner (1993): el flujo inestable puede generar el desarrollo de ondas remolino en canales de fuerte pendiente.
- ❖ Lighthill y Whitham (1955): cuando se presentan flujos con altos valores del Número de Vedernikov, las ondas pueden elevarse hasta el punto de convertirse en ondas cinemáticas de choque.
- ❖ Craya (1952) le dio un valor agregado al Número de Vedernikov, interpretándolo como la relación entre la celeridad cinemática relativa de la onda y la celeridad dinámica relativa de la onda.
- ❖ Liggett (1975): desarrolló la ecuación diferencial para canales estables, en donde $Ve = 0$ para todos los números de Froude ($Fr = \infty$). Esta condición es muy amplia, ya que no se han alcanzado valores de Froude tan altos (generalmente son menores que 20).

Un canal estable puede diseñarse escogiendo el número de Froude de estabilidad neutral Fr^* , que además es menor que ∞ , de manera que el número de Vedernikov sea menor o igual a 1 para $Fr \leq Fr^*$.

- ❖ Si la velocidad cinemática relativa de la onda es:

$$c_{rk} = (\beta - 1) \cdot V \quad (5.1)$$

En donde: V es la velocidad media y β es el exponente de la curva de descarga:

$$Q = \alpha \cdot A^\beta \quad (5.2)$$

Siendo Q , el caudal de descarga y A , el área de flujo.

- ❖ Y la celeridad dinámica relativa de ondas pequeñas es:

$$c = \sqrt{g \cdot D} \quad (5.3)$$

Donde D es la profundidad hidráulica, que se define como:

$$D = \frac{A}{T} \quad (5.4)$$

Siendo T , el espejo de aguas.

❖ El número de Froude se calcula utilizando la expresión:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot D}} \quad (5.5)$$

❖ Utilizando las ecuaciones (5.1), (5.3) y (5.5), el número de Vedernikov puede expresarse como:

$$\mathbf{Ve} = (\beta - 1) \cdot Fr \quad (5.6)$$

❖ La ecuación anterior enfatiza el significado físico de $(\beta - 1)$, ya que por definición la celeridad cinemática relativa adimensional de la onda se expresa:

$$c_{drk} = \beta - 1 \quad (5.7)$$

Considerando la ecuación de Manning que es:

$$V = \frac{1}{n} Rh^{2/3} S^{1/2} \quad (5.8)$$

Y si se asume como función para el perímetro de la sección transversal: $P = kA^\delta$, se tiene la celeridad relativa adimensional de la onda, asumiendo el coeficiente de fricción de Manning:

$$c_{drkM} = \frac{2}{3} \cdot (1 - \delta) \quad (5.9)$$

El parámetro δ caracteriza la forma de la sección transversal y su rango de variación se encuentra entre $0 \leq \delta \leq 1$. En general el valor de δ varía con la

profundidad de flujo, como en el caso de canales rectangulares y trapezoidales. Sin embargo, existen tres casos especiales en los que δ es constante:

Canales hidráulicamente anchos, donde $\delta = 0$.- En este caso, el perímetro mojado es constante ($P = k$) e independiente del área de flujo ($dP/dA = 0$). Esta sección transversal teórica es el límite asintótico para todos los canales anchos (ancho mayor que 5 a 10 veces la profundidad de flujo).

Canal triangular, donde $\delta = 1/2$.- En este caso, $dP/dA = 0.5P/A = 0.5Rh$. La sección transversal de un canal triangular es función del talud z (z horizontal: 1 vertical).

Canal inherentemente estable, donde $\delta = 1$.- En este caso, el radio hidráulico es constante ($Rh = Rh_0 = 1/k$) y el perímetro mojado es proporcional al área de flujo: $P = kA$. Esta sección teórica es el límite asintótico para todos los canales estables que han sido definidos aquí.

De estos casos se deduce que:

$$\delta = Rh \cdot \frac{dP}{dA} \quad (5.10)$$

La definición convencional del número de Vedernikov se menciona en el acápite 3.2 de este documento y considerando las ecuaciones (5.7), (5.9) y (5.10), la equivalencia de las dos definiciones del número de Vedernikov [(5.6) y (3.9)], se confirma. Adicionalmente, utilizando las expresiones (5.6) y (5.7) se puede redefinir la celeridad cinemática relativa adimensional de la onda, como sigue:

$$c_{drk} = \frac{Ve}{Fr} \quad (5.11)$$

Para $Ve = 1$, $Fr = Fr^*$, en donde Fr^* es el número de Froude para estabilidad neutral. Entonces:

$$Fr^* = c_{drk}^{-1} \quad (5.12)$$

5.1.3.1 Diseño de canales estables

Liggett (1975), dedujo la ecuación diferencial para canales estables, definida como tal, en donde δ es constante e igual a 1. Sin embargo, se puede extender esa definición de canales estables para casos donde δ es constante pero menor que 1. Entonces, se puede formular dos tipos de canales estables:

Canal incondicionalmente estable, donde $\delta = 1$.- Este es el canal inherentemente estable, con sus propiedades de $c_{drk} = 0$ y $Fr^* = \infty$, es absolutamente estable ($Ve = 0$) para todos los valores del número de Froude ($Fr \leq \infty$). Además el radio hidráulico también es constante (Rh_o).

Canal condicionalmente estable, donde $\delta < 1$.- Sus propiedades características son: $c_{drk} > 0$ y $Fr^* < \infty$, es estable ($V \leq 1$) para valores del número de Froude en el rango de $Fr \leq Fr^*$. El radio hidráulico varía con la profundidad de flujo.

Por efectos de la simetría usual en las secciones de los canales, se puede realizar el análisis en la mitad de la sección. Los parámetros marcados con asterisco señalan los valores que representan las mitades de sección (por ejemplo: T_* , representa la mitad del valor del espejo de aguas).

$$dP_* = (dh^2 + dT_*^2)^{1/2} \quad (5.13)$$

Donde h es la profundidad de flujo.

Dividiendo la expresión anterior para dh, y dado que $dA_* = T_* dh$, entonces:

$$T_* \cdot \frac{dP_*}{dA_*} = \left[1 + \left(\frac{dT_*}{dh} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (5.14)$$

Utilizando la ecuación (5.8), la expresión anterior se escribe:

$$\frac{\delta \cdot T_*}{Rh} = \left[1 + \left(\frac{dT_*}{dh} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (5.15)$$

Considerando que para canales incondicionalmente estables, $\delta = 1$ y el radio hidráulico $Rh = Rh_o$, entonces:

$$\frac{dT_*}{dh} = \left[\left(\frac{T_*}{Rh_o} \right)^2 - 1 \right]^{1/2} \quad (5.16)$$

Esta expresión está sujeta a la condición de que: $T_* > Rh_o$.

El diseño de un canal estable requiere que el radio hidráulico (Rh_o) se especifique al empezar. Para esto, se divide la sección transversal del canal propuesto en dos sub-secciones (Liggett, 1975): a) una sub-sección inferior rectangular, trapezoidal o triangular; y b) una sub-sección superior de forma estable como se muestra en el Gráfico No. 5.3.

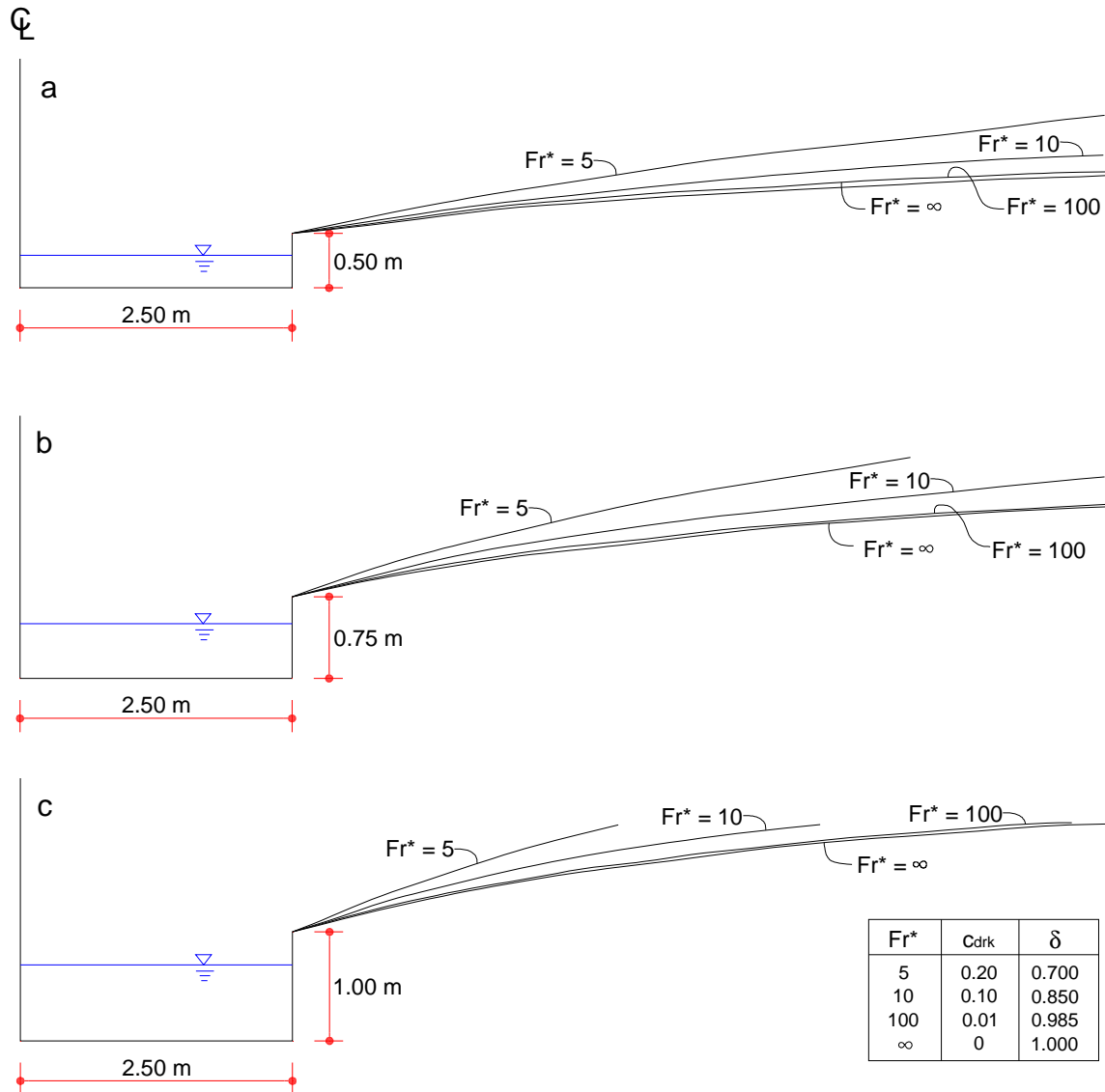
La sección inferior (de ancho en la base B , profundidad h_o y pendiente del talud (z) define el radio hidráulico Rh_o , en el que la sección superior se asienta. El parámetro Rh_o se define en $h = h_o$, como sigue:

$$Rh_o = \frac{0.5 \cdot (2B_* + z \cdot h_o) \cdot h_o}{B_* + h_o \cdot (1 + z^2)^{1/2}} \quad (5.17)$$

Adicionalmente, para definir al radio hidráulico Rh_o , se debe considerar que la sección inferior debe servir para transportar caudales pequeños. En la práctica, flujos con velocidades altas tienen calados pequeños, lo que debe considerarse en el diseño de la sección inferior.

La ecuación (5.16) representa una familia de canales incondicionalmente estables, con parámetro Rh_o .

Gráfico No. 5.3: Secciones transversales de canales estables como función del radio hidráulico inicial Rh_0 y el número de Froude calculado para estabilidad neutral Fr^* : a) $h_0 = 0.5$ m, $Rh_0 = 0.417$; b) $h_0 = 0.75$ m, $Rh_0 = 0.577$; c) $h_0 = 1.0$ m, $Rh_0 = 0.714$



Fuente: "Effect of Cross-Sectional Shape on Free-Surface Instability"; Víctor M. Ponce y Pedro J. Porras, Miembros del ASCE.

Una solución particular para $T_* = T_{*o}$ en $h = h_o$ es la siguiente:

$$h = h_o + Rh_o \cdot \ln \left\{ \frac{\frac{T_*}{Rh_o} + \left[\left(\frac{T_*}{Rh_o} \right)^2 - 1 \right]^{1/2}}{\frac{T_{*o}}{Rh_o} + \left[\left(\frac{T_{*o}}{Rh_o} \right)^2 - 1 \right]^{1/2}} \right\} \quad (5.18)$$

Que reduce la solución de Liggett para el caso especial de $T_{*o} = Rh_o$, como sigue:

$$h = h_o + Rh_o \cdot \ln \left\{ \frac{T_*}{Rh_o} + \left[\left(\frac{T_*}{Rh_o} \right)^2 - 1 \right]^{1/2} \right\} \quad (5.19)$$

Como la fricción tiene un límite bajo y no puede reducirse hasta cero, entonces existe un límite superior del número de Froude que debe alcanzarse en la práctica. Además, un canal con un valor constante de δ debe diseñarse para mantenerse estable ($Ve \leq 1$) dentro de un rango específico del número de Froude. En este caso, los parámetros correspondientes de la sección transversal son: $C_{drk} = 0.05$ y $\delta = 0.925$ para las ecuaciones (5.9) y (5.12).

La aplicación de la ecuación (5.15) para el canal condicionalmente estable, donde $\delta < 1$ y Rh varía con la profundidad de flujo, es:

$$\frac{dT_*}{dh} = \left[\left(\frac{\delta \cdot T_*}{Rh} \right)^2 - 1 \right]^{1/2} \quad (5.20)$$

Que debe cumplir con la condición: $\delta T_* > Rh$.

Contrario a la ecuación (5.16), la expresión anterior no puede ser integrada analíticamente. La forma de la sección superior $T_* = f(\delta, Rh_o, Rh)$ debe obtenerse utilizando integración numérica, asignándose una alternativa de Fr^* , C_{drkM} , δ y Rh_o (que corresponde a la profundidad h_o de la sección inferior).

Para iniciar la integración numérica se debe seleccionar la forma de la sección inferior y la altura total del canal h_f que incluya la sección inferior, cuya profundidad de flujo varía en el rango de $0 \leq h \leq h_o$; y la sección superior que varía en el rango de $h_o \leq h \leq h_f$.

En el caso de una sección inferior rectangular ($z = 0$), se escoge la profundidad de flujo h_o , y la mitad del ancho del espejo de aguas $T_{*o} = B_*$.

Escoger adecuadamente el número de Froude estable (Fr^*) facilita el cálculo de C_{drkM} y δ utilizando las ecuaciones (5.9) y (5.12).

Los valores iniciales son:

$$h = h_o \quad A_* = B_* \cdot h_o \quad P_* = B_* + h_o \quad T_* = T_{*o} \quad Rh = \frac{A_*}{P_*}$$

La ecuación (5.20) se resuelve desde $h = h_o$ hasta $h = h_f$ con incrementos de Δh . Para aumentar la precisión, se escoge un valor muy pequeño de incremento, como $\Delta h = 0.0001$ m. Los valores de ΔT_* , ΔP_* , ΔA_* , P_* , A_* y Rh se calculan para cada incremento, en donde:

$$\Delta P_* = (\Delta h^2 + \Delta T_*^2)^{1/2} \quad (5.21)$$

$$\Delta A_* = 0.5 \cdot (2T_* + \Delta T_*) \cdot \Delta h \quad (5.22)$$

Los valores de h y T_* se actualizan con cada incremento realizado.

El Gráfico No. 5.3 muestra ejemplos de canales estables, calculados utilizando el algoritmo descrito. Las secciones inferiores son rectangulares y se considera el valor de $B_* = 2.50$ m. Se señalan tres secciones transversales estables correspondientes a valores del número de Froude estable de 5, 10, 100 e infinito (∞). Esta sección de canal incondicionalmente estable satisface la ecuación (5.18).

Del análisis del gráfico No. 5.3, se pueden obtener las siguientes conclusiones:

- ❖ Para un número de Froude estable (Fr^*) dado, mientras mayor sea el valor del radio hidráulico inicial (Rh_o), más angosta resultará la sección transversal.
- ❖ Para un radio hidráulico inicial (Rh_o) dado, mientras más pequeño sea el número de Froude estable (Fr^*) escogido, más angosta resultará la sección transversal.

Estas conclusiones tienen significativas implicaciones prácticas: si se escogen Rh_o y Fr^* adecuados, se pueden diseñar canales con sección transversal estable y relativamente angosta, utilizando esta metodología.

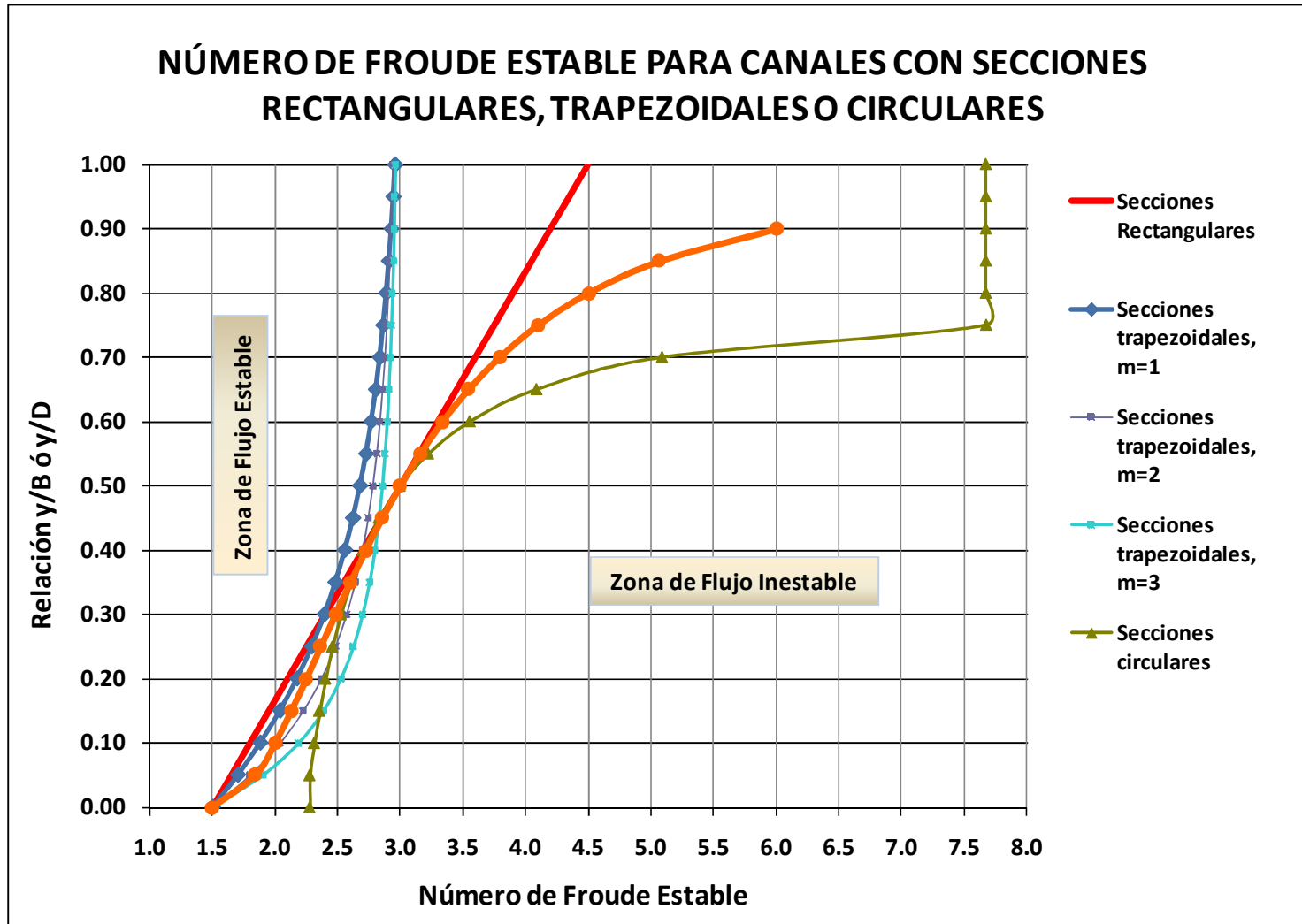
Teóricamente, este canal se encuentra libre de ondas remolino y de ondas cinemáticas de choque, considerando un valor del número de Froude que se mantenga en el rango de $Fr \leq Fr^*$, lo que debe ser verificado experimentalmente, como se recomienda en el documento original.

5.1.4 NÚMERO DE FROUDE ESTABLE PARA CANALES CON SECCIONES RECTANGULARES, TRAPEZOIDALES O CIRCULARES

Aplicando las fórmulas experimentales mencionadas en los acápites anteriores se puede obtener un ábaco preliminar de diseño de canales con fuerte pendiente tomando como parámetros principales la relación del calado con respecto a la base del canal (en caso de secciones rectangulares o trapezoidales) o del calado con respecto al diámetro de una tubería (en caso de secciones circulares con flujo a gravedad).

Es así que de la investigación realizada en la Escuela Politécnica Nacional (2009) se obtuvo el siguiente gráfico, en el que los valores obtenidos para canales circulares deben someterse a comprobación experimental en modelos físicos hidráulicos:

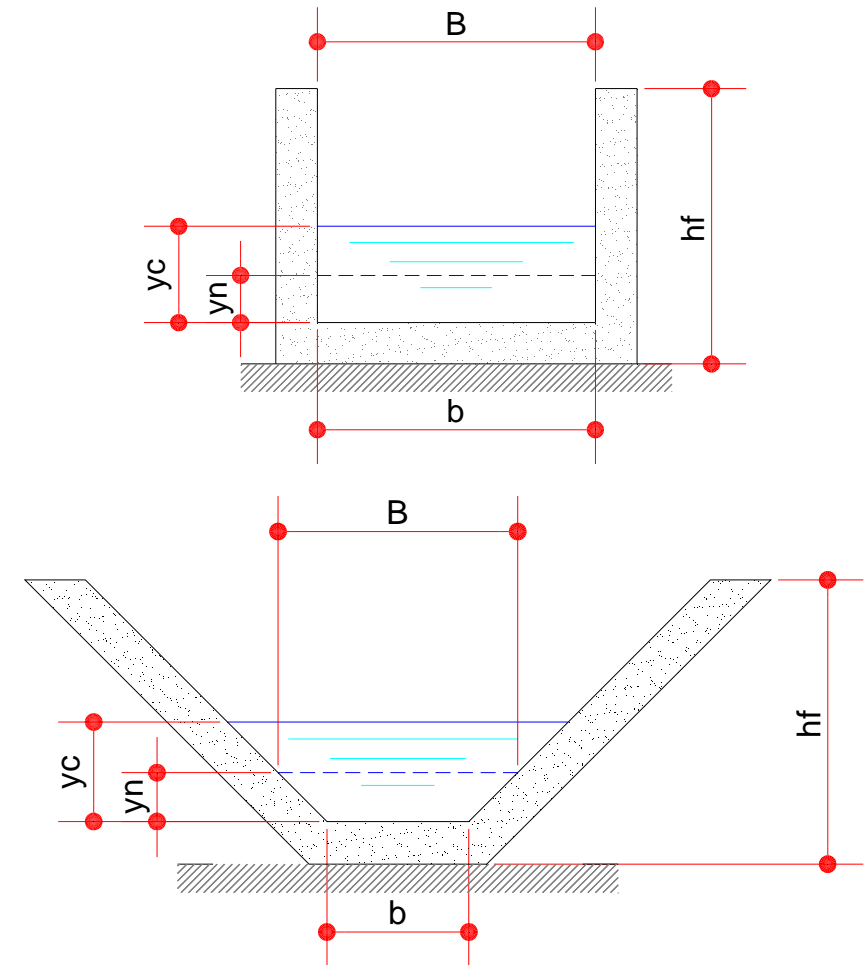
Gráfico No. 5.4: Número de Froude Estable para canales con secciones rectangulares, trapezoidales o circulares (EPN 2009).



5.1.5 ELABORACIÓN DE LA HOJA DE CÁLCULO

5.1.5.1 Diseño de un canal con fuerte pendiente.

Geometría del Canal:



Datos de diseño:

Descripción	Símbolo	Unidad
Caudal de diseño	Q_d	m^3/s
Ancho del fondo del canal	b	m
Ángulo de inclinación del canal	θ	$^\circ$
Rugosidad del canal	k	mm
Coefficiente de fricción de Manning	n	-
Pendiente de los taludes del canal trapezoidal (V: H \rightarrow 1: z)	z	-

Datos de diseño:

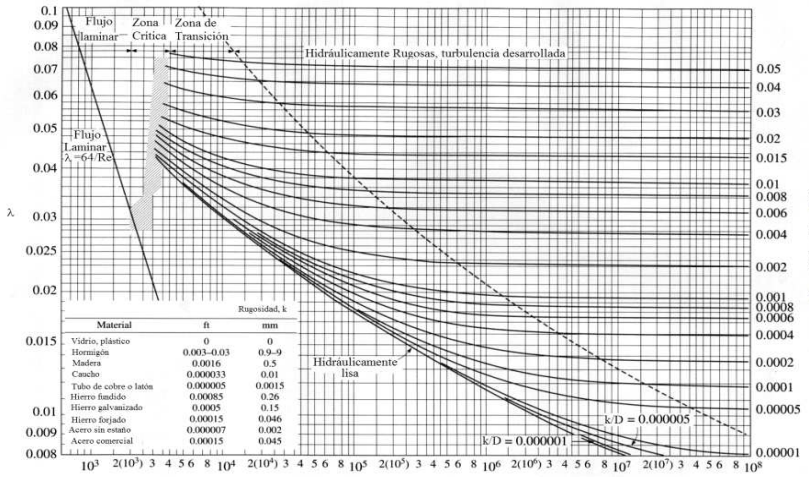
Descripción	Símbolo	Unidad
Aceleración de la gravedad	g	m/s ²
Calado normal	y	m
Ancho del espejo de aguas	B	m

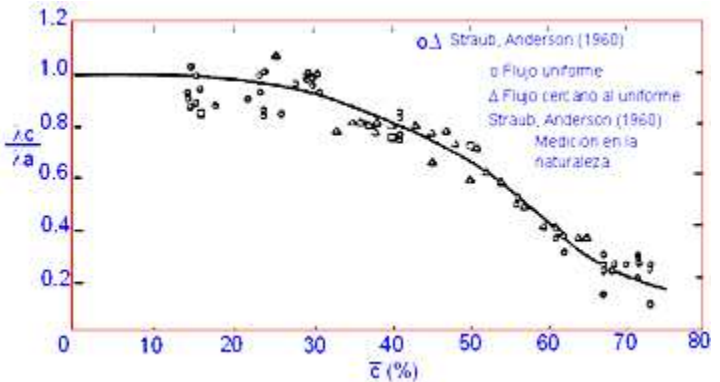
Valores calculados

Descripción	Símbolo	Unidad
Caudal unitario	q	m ³ /ms
Pendiente del fondo del canal	I _o	m/m
Calado crítico	y _c	m
Número de Froude en condición de flujo aireado	F _{cr}	-
Longitud a la que inicia la autoaireación	L _a	m
Calado al que inicia la autoaireación	y _a	m
Número de Froude considerando el calado de inicio de la autoaireación	Fr _a	m
Rugosidad relativa	ε	-
Coefficiente de fricción para flujo sin aire al inicio de la admisión	λ _a	m
Concentración de aire	\bar{c}	%
Relación entre coeficientes de fricción internos	λ _c /λ _a	-
Coefficiente de fricción interna para flujo totalmente aireado.	λ _c	-
Profundidad normal de agua clara	y _n	m
Profundidad de la superficie de la mezcla agua-aire cuando la concentración de aire alcanza el 90%.	y ₉₀	m
Altura total del canal	h _f	m

Expresiones de Cálculo:

	Símbolo	Expresión de Cálculo	Observaciones
Datos	Q_d		Datos de diseño que dependen de las características de cada proyecto
	b		
	θ		
	k	(Valor tomado del Libro: Hidráulica de Canales de Eduard Naudascher. Editorial Limusa. Página 246 y siguientes, para paredes de acrílico)	
	n		
	z		
	g	9,81	Aceleración de la gravedad
	y_n		Calado normal para flujo uniforme. Para el cálculo se utiliza el Programa Flow Master.
	B	$B_{trapezoidd} = b + z \cdot y_n$	Ancho del espejo de aguas. Para canales rectangulares este ancho es igual al ancho de la base del canal.
	q	$q = \frac{Q_d}{B}$	
I_o	$I_o = \text{sen } \theta$		
Proceso de Cálculo	y_c	$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$	Al tratarse de flujo supercrítico la recomendación de diseño dice que se debe diseñar para el calado crítico. Esta ecuación es válida para canales rectangulares, para canales trapezoidales se puede utilizar el programa Flow Master.
	Fr_{cr}	$Fr_{cr} = \frac{q}{\sqrt{g \cdot (\text{sen } \theta) \cdot k^3}}$	Número de Froude en condición de flujo aireado
	L_a	$L_a = 13.6 \cdot k \cdot (\text{sen } \theta)^{0.0796} \cdot Fr_{cr}^{0.713}$	Longitud desde el inicio del colector hasta inicio de autoaireación
	y_a	$y_a = 0.223 \cdot k \cdot (\text{sen } \theta)^{-0.04} \cdot Fr_{cr}^{0.043}$	Profundidad a la que aparece la autoaireación

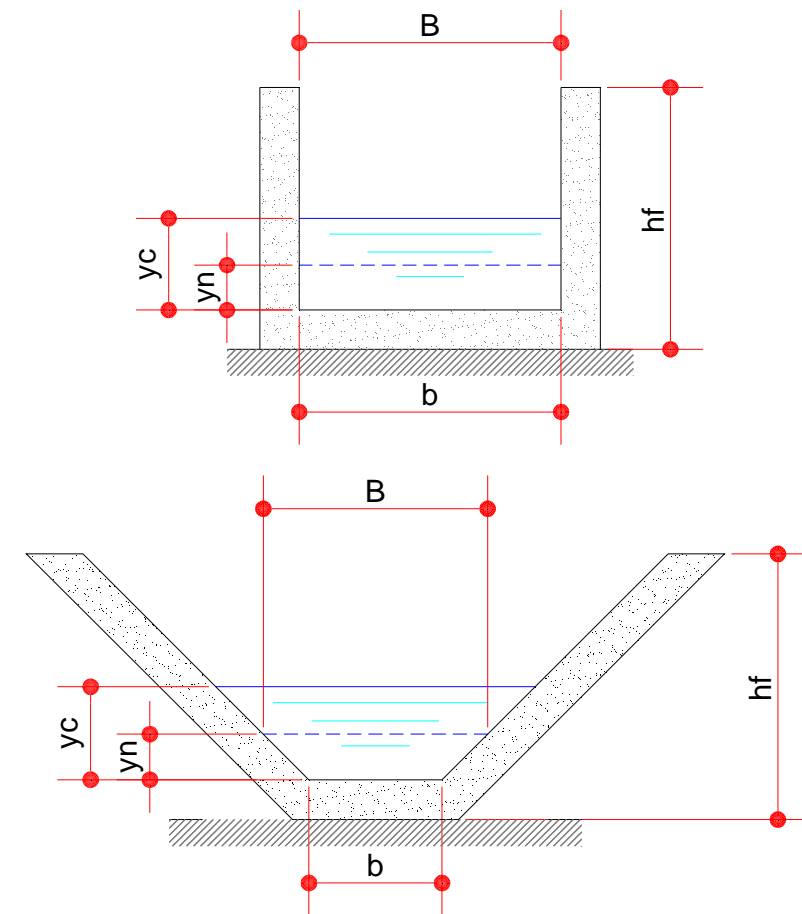
Símbolo	Expresión de Cálculo	Observaciones																																				
Fr_a	$Fr_a = \frac{V_a}{\sqrt{g \cdot y_a}} = \frac{q}{y_a \cdot \sqrt{g \cdot y_a}}$	Número de Froude calculado con el calado al que aparece la autoaireación.																																				
ε	$\varepsilon = \frac{k}{4 \cdot y_a}$	Rugosidad relativa (parámetro para determinar el coeficiente de fricción aireado en el diagrama de Moody)																																				
λ_a	 <p>El diagrama de Moody muestra el coeficiente de fricción λ en función del número de Reynolds Re y la rugosidad relativa k/D. El eje horizontal (Re) y el eje vertical (λ) son logarítmicos. El gráfico está dividido en zonas de flujo laminar ($Re < 2300$), zona crítica ($2300 < Re < 4000$), zona de transición ($4000 < Re < 10^4$) y zona de flujo turbulento hidráulicamente rugoso ($Re > 10^4$). Las curvas corresponden a diferentes valores de rugosidad relativa k/D, desde 0.000001 hasta 0.05. Una tabla de rugosidad k para varios materiales se encuentra en la parte inferior izquierda del gráfico.</p> <table border="1" data-bbox="492 798 739 957"> <thead> <tr> <th>Material</th> <th>ft</th> <th>mm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Vidrio, plástico</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>Hormigón</td> <td>0.003-0.03</td> <td>0.9-9</td> </tr> <tr> <td>Madera</td> <td>0.0016</td> <td>0.5</td> </tr> <tr> <td>Caucho</td> <td>0.00033</td> <td>0.01</td> </tr> <tr> <td>Tubo de cobre o latón</td> <td>0.00005</td> <td>0.0015</td> </tr> <tr> <td>Hierro fundido</td> <td>0.00085</td> <td>0.26</td> </tr> <tr> <td>Hierro galvanizado</td> <td>0.0005</td> <td>0.15</td> </tr> <tr> <td>Hierro forjado</td> <td>0.00015</td> <td>0.046</td> </tr> <tr> <td>Acero sin ensayo</td> <td>0.00007</td> <td>0.022</td> </tr> <tr> <td>Acero comercial</td> <td>0.00015</td> <td>0.045</td> </tr> </tbody> </table>	Material	ft	mm	Vidrio, plástico	0	0	Hormigón	0.003-0.03	0.9-9	Madera	0.0016	0.5	Caucho	0.00033	0.01	Tubo de cobre o latón	0.00005	0.0015	Hierro fundido	0.00085	0.26	Hierro galvanizado	0.0005	0.15	Hierro forjado	0.00015	0.046	Acero sin ensayo	0.00007	0.022	Acero comercial	0.00015	0.045	El valor de λ se obtiene para valores de número de Reynolds extremadamente grandes. (http://mecfluidos.blogspot.com)			
Material	ft	mm																																				
Vidrio, plástico	0	0																																				
Hormigón	0.003-0.03	0.9-9																																				
Madera	0.0016	0.5																																				
Caucho	0.00033	0.01																																				
Tubo de cobre o latón	0.00005	0.0015																																				
Hierro fundido	0.00085	0.26																																				
Hierro galvanizado	0.0005	0.15																																				
Hierro forjado	0.00015	0.046																																				
Acero sin ensayo	0.00007	0.022																																				
Acero comercial	0.00015	0.045																																				
C_n	<p>Experimento (Straub et al., 1960):</p> <table border="1" data-bbox="649 1037 1075 1308"> <thead> <tr> <th>θ</th> <th>$\bar{c} = \bar{c}_n$</th> <th>$\delta \cos \theta$</th> <th>κ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>75°</td> <td>0.715</td> <td>1.60</td> <td>1.822</td> </tr> <tr> <td>60°</td> <td>0.675</td> <td>1.90</td> <td>1.350</td> </tr> <tr> <td>45°</td> <td>0.618</td> <td>2.30</td> <td>0.904</td> </tr> <tr> <td>37.5°</td> <td>0.560</td> <td>2.65</td> <td>0.638</td> </tr> <tr> <td>30°</td> <td>0.410</td> <td>3.80</td> <td>0.202</td> </tr> <tr> <td>22.5°</td> <td>0.302</td> <td>4.92</td> <td>0.0659</td> </tr> <tr> <td>15°</td> <td>0.245</td> <td>5.90</td> <td>0.0247</td> </tr> <tr> <td>7.5°</td> <td>0.137</td> <td>9.05</td> <td>0.00106</td> </tr> </tbody> </table>	θ	$\bar{c} = \bar{c}_n$	$\delta \cos \theta$	κ	75°	0.715	1.60	1.822	60°	0.675	1.90	1.350	45°	0.618	2.30	0.904	37.5°	0.560	2.65	0.638	30°	0.410	3.80	0.202	22.5°	0.302	4.92	0.0659	15°	0.245	5.90	0.0247	7.5°	0.137	9.05	0.00106	Tabla tomada del Libro: Hidráulica de Canales de Eduard Naudascher. Editorial Limusa. Página 280.
θ	$\bar{c} = \bar{c}_n$	$\delta \cos \theta$	κ																																			
75°	0.715	1.60	1.822																																			
60°	0.675	1.90	1.350																																			
45°	0.618	2.30	0.904																																			
37.5°	0.560	2.65	0.638																																			
30°	0.410	3.80	0.202																																			
22.5°	0.302	4.92	0.0659																																			
15°	0.245	5.90	0.0247																																			
7.5°	0.137	9.05	0.00106																																			

	Símbolo	Expresión de Cálculo	Observaciones
Proceso de Cálculo	λ_c/λ_a		Relación entre los coeficientes de resistencia para flujo totalmente autoaireado (λ_c) y para flujo sin aire al inicio de la autoaireación (λ_a) como función de la concentración media de aire. (Gráfico tomado del Libro: Hidráulica de Canales de Eduard Naudascher. Editorial Limusa. Página 279)
	λ_c		Coefficiente de fricción para flujo totalmente aireado
	y_n	$y_n = \left(\lambda_c \frac{q^2}{8g \cdot \text{sen } \theta} \right)^{1/3}$	Profundidad normal de agua clara
	y_{90}	$y_{90} = \frac{y_n}{1 - c}$	Calado de la superficie de la mezcla agua-aire cuando la concentración de aire alcanza el 90%.
	Control	$Si (y_c > y_{90}; h = y_c; h = y_{90})$	Control de incrementos de altura
	h_{fcalc}	$h_f = 1.4h$	Altura de las paredes de la rápida, considerando un borde libre mínimo equivalente al 40% de la altura de flujo máxima considerada.
	hf		Altura de las paredes de la rápida ajustada a dimensiones constructivas

- Datos de diseño
- Valor ajustado a dimensiones constructivas
- Parámetros para control
- Parámetro calculado utilizando el Programa Flow Master

5.1.5.2 Efecto de la forma de la sección transversal, Estudio del Dr. Víctor Ponce.

Geometría del Canal:



Datos de diseño:

Descripción	Símbolo	Unidad
Caudal de diseño	Q_d	m^3/s
Ancho de la base del canal	b	m
Calado normal	y	m
Ancho del espejo de aguas	B	m
Pendiente de los taludes del canal trapezoidal ($V: H \rightarrow 1: z$)	z	-
Coefficiente de fricción de Manning	n	-
Aceleración de la gravedad	g	m/s^2

Valores calculados:

Descripción	Símbolo	Unidad
Caudal unitario	q	m^3/ms
Calado crítico	y_c	m
Altura total del canal	h_f	m
Relación del calado de diseño con respecto al valor del espejo de aguas	h_f/B	-
Número de Froude de estabilidad neutral calculado a partir de la relación h_f/B	Fr^*_{calc}	-
Mitad del valor del ancho del espejo de aguas	$B_* = T_{*o}$	m
Radio hidráulico inicial	Rh_o	m^2/m
Altura de la sub-sección inferior	h_o	m
Incremento del calado	Δh	m
Número de Froude estable asumido a partir del valor calculado	Fr^*	-
Celeridad cinemática relativa adimensional de la onda	C_{drk}	-
Parámetro que caracteriza la forma de la sección transversal.	δ	-
Incremento en el ancho del espejo de aguas	ΔT_*	m
Incremento en el perímetro mojado	ΔP_*	m
Incremento en el área de la sección transversal.	ΔA_*	m^2

Expresiones de cálculo:

	Símbolo	Expresión de Cálculo	Observaciones	
Datos	Q_d		Datos de diseño que dependen de las características de cada proyecto	
	b			
	y	Valor de calado normal para flujo supercrítico obtenido con el programa Flow Master		
	B			
	z			
	n		Coefficiente de Manning	
	g	9,81	Aceleración de la gravedad	
	q	$q = \frac{Q_d}{B}$		
Parámetros iniciales	y_c	$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$	Al tratarse de flujo supercrítico la recomendación de diseño dice que se debe diseñar para el calado crítico.	
	h_f		El valor obtenido con la expresión anterior es mínimo y puede ajustarse a dimensiones constructivas.	
	h_f/B (y/B)		Se utiliza el valor ajustado a una dimensión constructiva ya que se debe cumplir con la condición: $Fr < Fr^*$.	
	Fr^*_{calc}		$Fr^* = \frac{3}{2} \cdot \left(2 \cdot \frac{y}{B} + 1 \right)$	Número de Froude de estabilidad neutral para canales rectangulares. Se parte de este valor para escoger el número de Froude estable que se utilizará en el cálculo.
			$Fr^* = \frac{3}{2} \cdot \frac{\left(1 + 2 \cdot \frac{y}{B} \cdot (1 + z^2)^{1/2} \right) \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{y}{B} \cdot z \right)}{1 + 2 \cdot \frac{y}{B} \cdot z + 2 \cdot \left(\frac{y}{B} \right)^2 \cdot z \cdot (1 + z^2)^{1/2}}$	Número de Froude de estabilidad neutral para canales trapezoidales. Se parte de este valor para escoger el número de Froude estable que se utilizará en el cálculo.
	$B_* = T_{*o}$	$B_* = \frac{B}{2}$	Se inicia el cálculo considerando como valor inicial la mitad del valor del ancho del canal por tratarse de secciones simétricas.	

	Símbolo	Expresión de Cálculo	Observaciones
Parámetros iniciales	Rh_o	$Rh_o = \frac{0.5 \cdot (2B_* + z \cdot h_o) \cdot h_o}{B_* + h_o \cdot (1 + z^2)^{1/2}}$	Radio hidráulico inicial (tramo inferior), donde z para un canal rectangular es igual a cero.
	h_o	$h_o = \frac{1}{3}h_f; \frac{1}{2}h_f; \frac{2}{3}h_f$	Altura de la subsección inferior para tránsito de caudales pequeños.
	Δh	0,001	Para aumentar la precisión se debe escoger un valor muy pequeño de Δh
	Fr^*		Se escoge un valor de número de Froude estable para iniciar el cálculo.
	c_{drk}	$c_{drk} = \frac{1}{Fr^*}$	Celeridad cinemática relativa adimensional de la onda.
	δ	$\delta = 1 - \frac{3}{2} \cdot c_{drkM}$	Parámetro que caracteriza la forma de la sección transversal y cuyo rango de variación es $0 \leq \delta \leq 1$
Proceso de Cálculo	Valores iniciales	$h = h_o \quad A_* = B_* \cdot h_o \quad P_* = B_* + h_o \quad T_* = T_{*o} \quad Rh = \frac{A_*}{P_*}$	
	ΔT_*	$\Delta T_* = \left[\left(\frac{\delta \cdot T_*}{Rh} \right)^2 - 1 \right]^{1/2} \cdot \Delta h$	
	ΔP_*	$\Delta P_* = (\Delta h^2 + \Delta T_*^2)^{1/2}$	
	ΔA_*	$\Delta A_* = \frac{1}{2} \cdot (2T_* + \Delta T_*) \cdot \Delta h$	
	P_*	$P_* = P_* + \Delta P_*$	
	A_*	$A_* = A_* + \Delta A_*$	
	Rh_*	$Rh_* = Rh_* + \Delta Rh_*$	
	h	$h = h + \Delta h$	
	Control	$Si (h + \Delta h \leq h_f; h = h + \Delta h; "h_f")$	Control de incrementos de altura

 Datos de diseño

 Valor ajustado a dimensiones constructivas

 Parámetros para control

 Parámetro calculado utilizando el Programa Flow Master

5.1.6 EJEMPLO DE CÁLCULO

5.1.6.1 Ejemplo de diseño de un canal con fuerte pendiente.

5.1.6.1.1 Ejemplo de cálculo considerando una pendiente de 30°

	Símbolo	Unidad	Diseño			
			rectangular	trapezoidal		
Datos	Q_d	m^3/s	0,050	0,050	0,050	0,050
	b	m	0,40	0,20	0,20	0,20
	θ	°	30	30	30	30
	k	mm	0,003	0,003	0,003	0,003
	n	-	0,010	0,010	0,010	0,010
	z	-	0	0,5	1	2
	g	m/s^2	9,81	9,81	9,81	9,81
	y	m	0,023	0,035	0,034	0,032
	B	m	0,400	0,218	0,234	0,264
	q	m^3/ms	0,13	0,23	0,21	0,19
	l_o	m/m	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
Proceso de Cálculo	y_c	m	0,120	0,160	0,140	0,130
	Fr_*	-	10861971	19976038	18567471	16457531
	L_a	m	4,01	6,19	5,88	5,39
	y_a	m	0,02	0,03	0,03	0,03
	Fr_a	-	11,45	11,70	11,67	11,62
	ϵ		0,000033	0,000022	0,000023	0,000025
	λ_a	-	0,0096	0,0091	0,0092	0,0093
	C_n	-	0,410	0,410	0,410	0,410
	λ_c/λ_a	-	0,40	0,40	0,40	0,40
	λ_c	-	0,0038	0,0036	0,0037	0,0037
	y_n	m	0,012	0,017	0,016	0,015
	y_{90}	m	0,020	0,029	0,028	0,025
	Control	-	$y_c > y_{90}$	$y_c > y_{90}$	$y_c > y_{90}$	$y_c > y_{90}$
			0,120	0,160	0,140	0,130
	h_{fcalc}	m	0,168	0,224	0,196	0,182
h_f	m	0,20	0,25	0,20	0,20	

5.1.6.1.2 Ejemplo de cálculo considerando una pendiente de 45°

	Símbolo	Unidad	Diseño			
			rectangular	trapezoidal		
Datos	Q_d	m ³ /s	0,050	0,050	0,050	0,050
	b	m	0,40	0,20	0,20	0,20
	θ	°	45	45	45	45
	k	mm	0,003	0,003	0,003	0,003
	n	-	0,010	0,010	0,010	0,010
	z	-	0	0,5	1	2
	g	m/s ²	9,81	9,81	9,81	9,81
	y	m	0,020	0,032	0,031	0,029
	B	m	0,400	0,216	0,231	0,258
	q	m ³ /ms	0,13	0,23	0,22	0,19
	I_o	m/m	0,7071	0,7071	0,7071	0,7071
Proceso de Cálculo	y_c	m	0,117	0,160	0,140	0,130
	Fr_c	-	9133792	16918346	15850399	14171904
	L_a	m	3,64	5,66	5,40	4,98
	y_a	m	0,02	0,03	0,03	0,03
	Fr_a	-	13,82	14,12	14,09	14,03
	ϵ		0,000037	0,000025	0,000026	0,000028
	λ_a	-	0,0098	0,0093	0,0093	0,0094
	$\overline{C_s}$	-	0,618	0,618	0,618	0,618
	λ_c/λ_a	-	0,40	0,40	0,40	0,40
	λ_c	-	0,0039	0,0037	0,0037	0,0038
	y_n	m	0,010	0,015	0,015	0,014
	y_{90}	m	0,027	0,040	0,038	0,036
	Control	-	$y_c > y_{90}$	$y_c > y_{90}$	$y_c > y_{90}$	$y_c > y_{90}$
			0,117	0,160	0,140	0,130
	h_{fcalc}	m	0,140	0,192	0,168	0,156
h_f	m	0,15	0,20	0,20	0,20	

5.1.6.1.3 Ejemplo de cálculo considerando una pendiente de 60°

	Símbolo	Unidad	Diseño			
			rectangular	trapezoidal		
Datos	Q_d	m^3/s	0,050	0,050	0,050	0,050
	b	m	0,40	0,20	0,20	0,20
	θ	°	60	60	60	60
	k	mm	0,003	0,003	0,003	0,003
	n	-	0,010	0,010	0,010	0,010
	z	-	0	0,5	1	2
	g	m/s^2	9,81	9,81	9,81	9,81
	y	m	0,019	0,029	0,028	0,027
	B	m	0,400	0,215	0,228	0,254
	q	m^3/ms	0,13	0,23	0,22	0,20
	l_o	m/m	0,8660	0,8660	0,8660	0,8660
Proceso de Cálculo	y_c	m	0,117	0,160	0,140	0,130
	Fr_*	-	8253313	15390793	14479496	12997343
	L_a	m	3,45	5,37	5,14	4,76
	y_a	m	0,02	0,03	0,03	0,03
	Fr_a	-	15,42	15,77	15,73	15,67
	ϵ		0,000040	0,000027	0,000028	0,000030
	λ_a	-	0,0100	0,0094	0,0094	0,0095
	C_n	-	0,675	0,675	0,675	0,675
	λ_c/λ_a	-	0,40	0,40	0,40	0,40
	λ_c	-	0,0040	0,0038	0,0038	0,0038
	y_n	m	0,010	0,014	0,014	0,013
	y_{90}	m	0,030	0,044	0,043	0,040
	Control	-	$y_c > y_{90}$	$y_c > y_{90}$	$y_c > y_{90}$	$y_c > y_{90}$
			0,117	0,160	0,140	0,130
	h_{fcalc}	m	0,163	0,224	0,196	0,182
h_f	m	0,20	0,25	0,20	0,20	

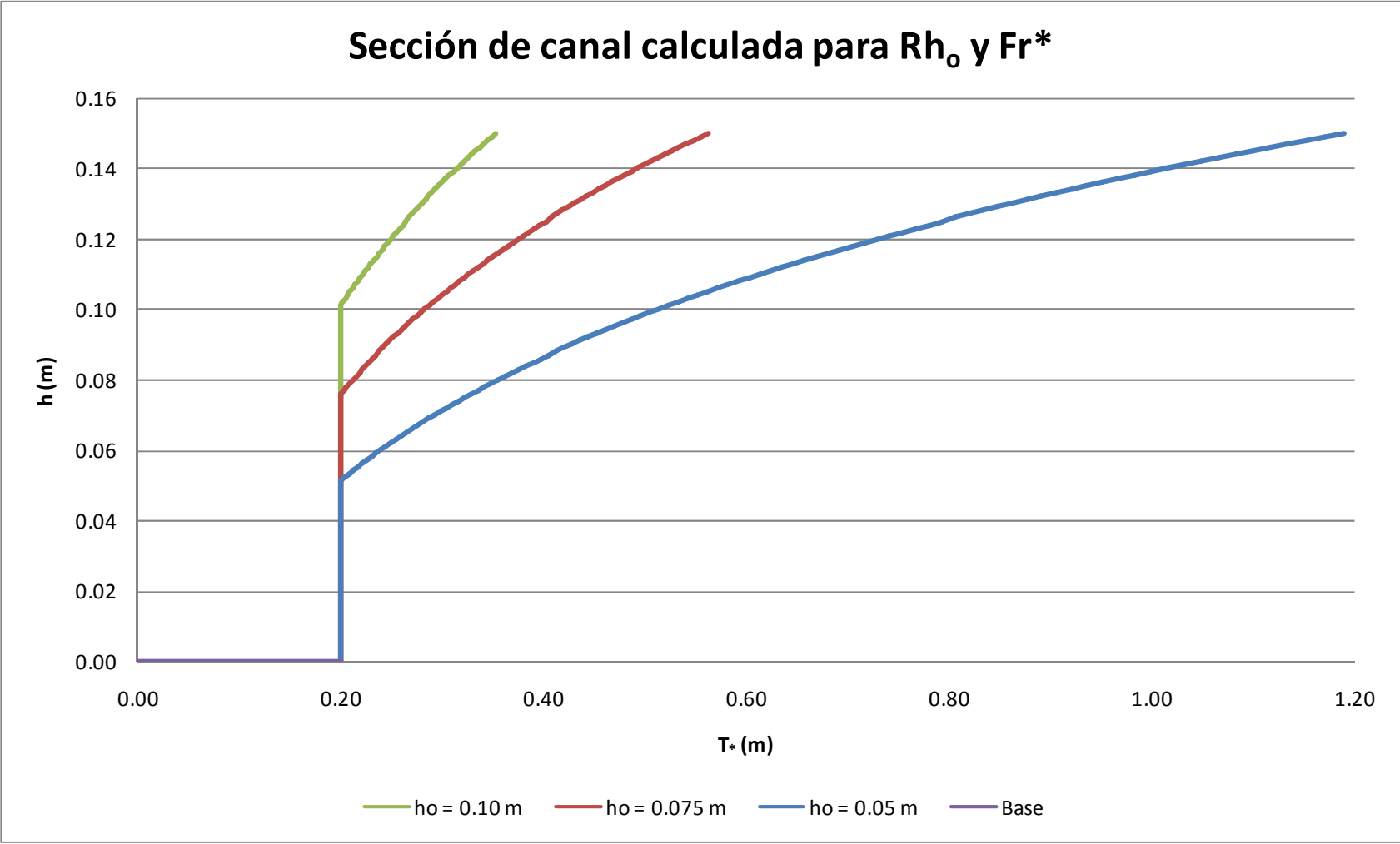
5.1.6.2 Ejemplo considerando el efecto de la forma de la sección transversal, Estudio del Dr. Víctor Ponce.

5.1.6.2.1 Ejemplo de cálculo considerando diferentes valores de altura de la sub-sección inferior para canal rectangular

	Símbolo	Unidad	Diseño		
			$h_o = 1/2 h_f$	$h_o = 1/3 h_f$	$h_o = 2/3 h_f$
Datos	Q_d	m^3/s	0,050	0,050	0,050
	B	m	0,40	0,40	0,40
	z	-	0	0	0
	n	-	0,015	0,015	0,015
	g	m^2/s	9,81	9,81	9,81
	q	m^3/ms	0,125	0,125	0,125
Parámetros iniciales	y_c	m	0,1168	0,1168	0,1168
	h_f	m	0,15	0,15	0,15
	h_f/B	-	0,29	0,29	0,29
	Fr^*_{calc}	-	2,38	2,38	2,38
	$B_* = T_o$	m	0,20	0,20	0,20
	h_o	m	0,05	0,075	0,1
	Rh_o	m^2/m	0,040	0,055	0,067
	Δh	m	0,001	0,001	0,001
	Fr^*	-	10,0	10,0	10,0
	c_{drk}	-	0,10	0,10	0,10
	δ	-	0,85	0,85	0,85
Proceso de Cálculo	$h = h_o$	m	0,20	0,20	0,20
	A_*	m^2	0,010	0,015	0,020
	P_*	m	0,250	0,275	0,300
	T_*	m	0,040	0,055	0,067
	Rh_*	m^2/m	0,040	0,055	0,067

Resultado del proceso de cálculo para cada Δh , se obtiene un gráfico como el siguiente:

Gráfico No. 5.5: Sección transversal resultante para diferentes valores de altura de la sub-sección inferior rectangular.

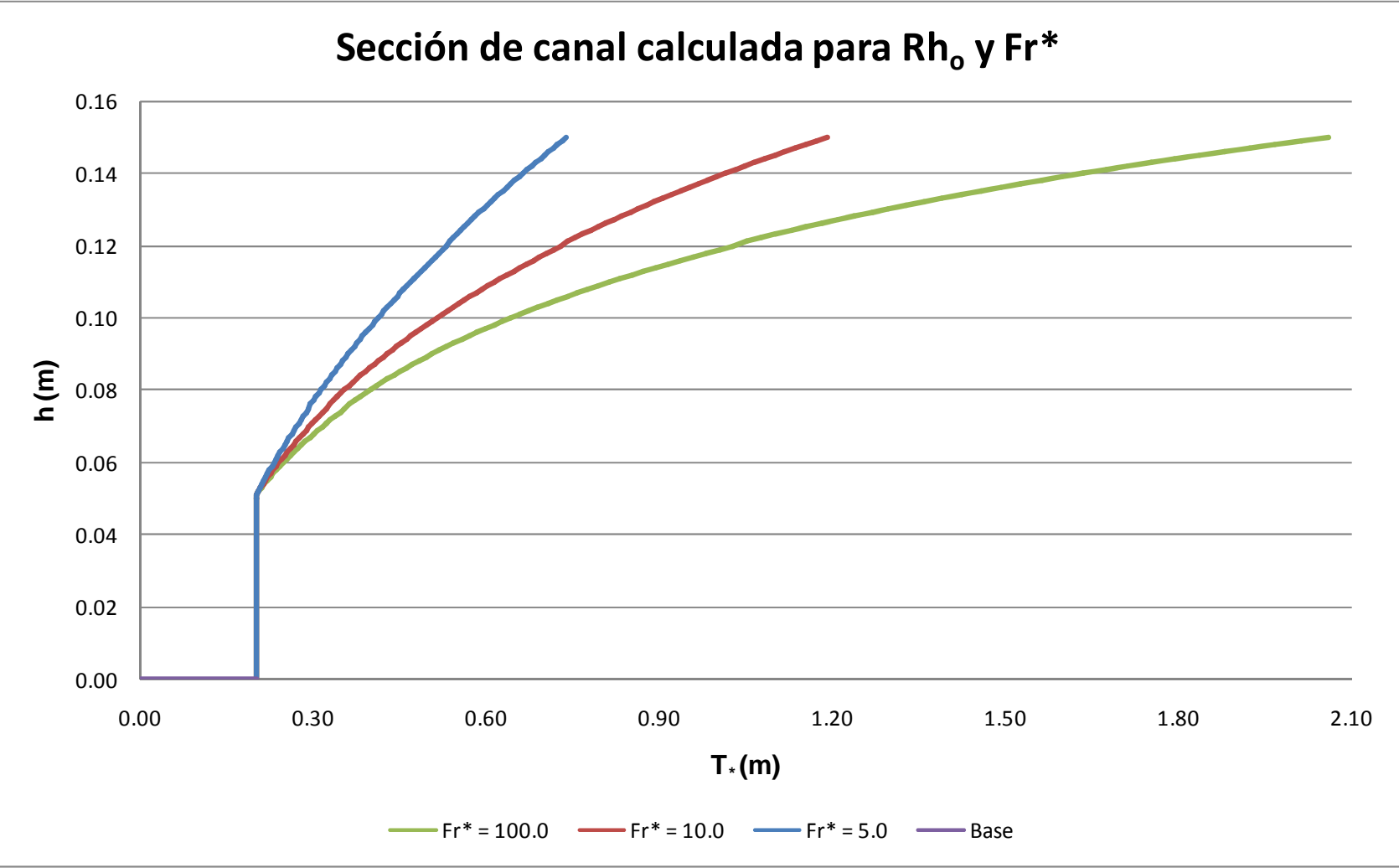


5.1.6.2.2 Ejemplo de cálculo considerando diferentes valores de Número de Froude estable para canal rectangular

	Símbolo	Unidad	Diseño		
			Fr* = 5,0	Fr* = 10,0	Fr* = 100,0
Datos	Q _d	m ³ /s	0,050	0,050	0,050
	B	m	0,40	0,40	0,40
	z	-	0	0	0
	n	-	0,015	0,015	0,015
	g	m ² /s	9,81	9,81	9,81
	q	m ³ /ms	0,125	0,125	0,125
Parámetros iniciales	y _c	m	0,1168	0,1168	0,1168
	h _f	m	0,15	0,15	0,15
	h _f /B	-	0,29	0,29	0,29
	Fr* _{calc}	-	2,38	2,38	2,38
	B* = T _o	m	0,20	0,20	0,20
	h _o	m	0,05	0,05	0,05
	Rh _o	m ² /m	0,040	0,040	0,040
	Δh	m	0,001	0,001	0,001
	Fr*	-	5,0	10,0	100,0
	c _{drk}	-	0,20	0,10	0,01
δ	-	0,70	0,85	0,99	
Proceso de Cálculo	h = h _o	m	0,20	0,20	0,20
	A _*	m ²	0,010	0,010	0,010
	P _*	m	0,250	0,250	0,250
	T _*	m	0,040	0,040	0,040
	Rh _*	m ² /m	0,040	0,040	0,040

Resultado del proceso de cálculo para cada Δh, se obtiene un gráfico como el siguiente:

Gráfico No. 5.6: Sección transversal resultante para diferentes valores de número de Froude estable y sub-sección inferior rectangular.

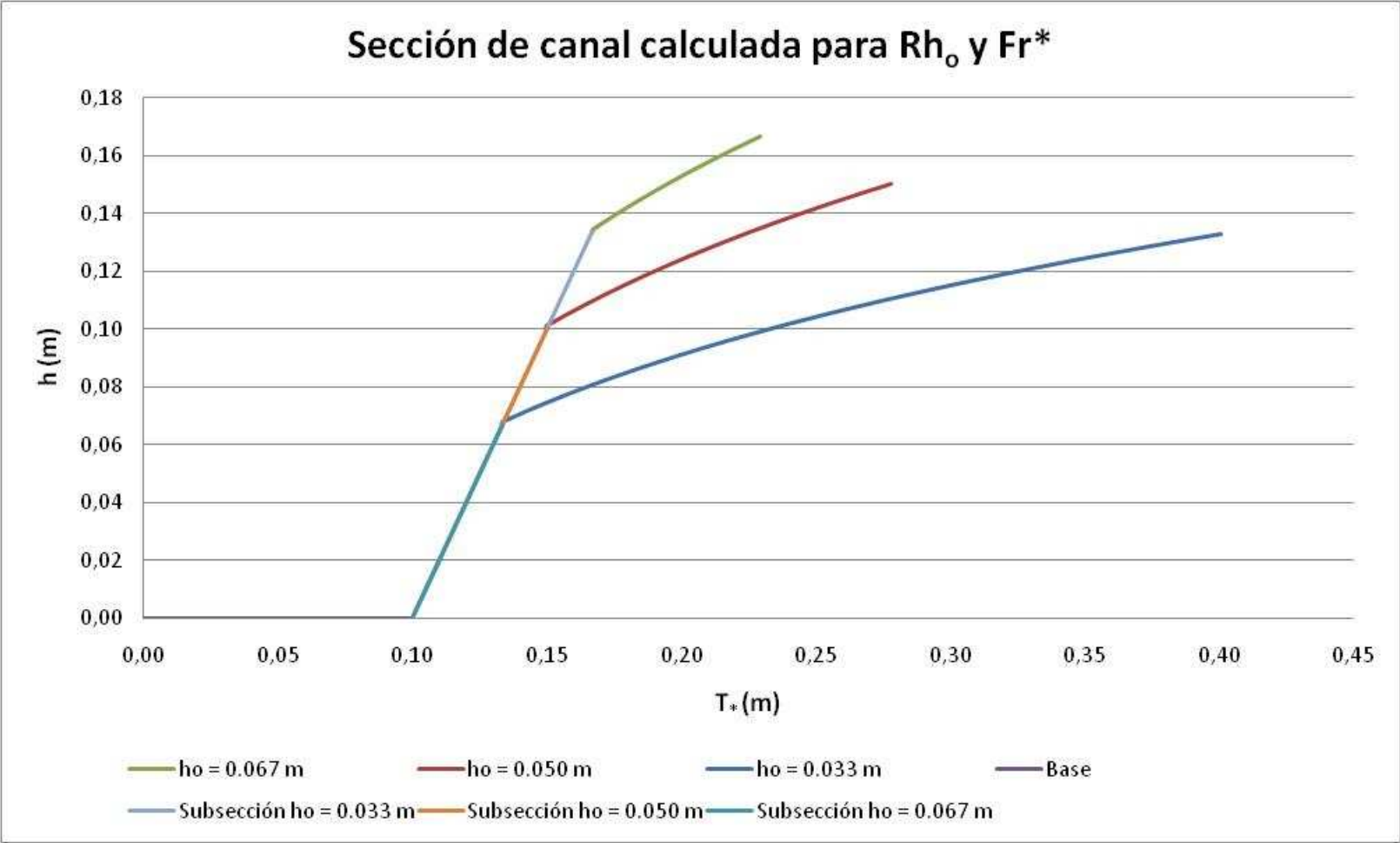


5.1.6.2.3 *Ejemplo de cálculo considerando diferentes valores de altura de la sub-sección inferior para canal trapezoidal*

	Símbolo	Unidad	Diseño		
			$h_o = 1/2 h_f$	$h_o = 1/3 h_f$	$h_o = 2/3 h_f$
Datos	Q_d	m^3/s	0,050	0,050	0,050
	b	m	0,20	0,20	0,20
	y_n	m	0,031	0,031	0,031
	z	-	1	1	1
	n	-	0,01	0,01	0,01
	g	m^2/s	9,81	9,81	9,81
Parámetros iniciales	y_c	m	0,140	0,140	0,140
	h_f	m	0,20	0,20	0,20
	h_f/B	-	0,53	0,47	0,42
	Fr^*_{calc}	-	2,70	2,64	2,58
	h_o	m	0,067	0,100	0,133
	B	m	0,267	0,300	0,333
	$B_* = T_*$	m	0,133	0,150	0,167
	Rh_o	m^2/m	0,049	0,069	0,088
	Δh	m	0,001	0,001	0,001
	Fr^*	-	10,0	10,0	10,0
	c_{drk}	-	0,10	0,10	0,10
	δ	-	0,85	0,85	0,85
Proceso de Cálculo	$h = h_o$	m	0,13	0,15	0,17
	A_*	m^2	0,009	0,015	0,022
	P_*	m	0,200	0,250	0,300
	T_*	m	0,044	0,060	0,074
	Rh_*	m^2/m	0,049	0,069	0,088

Resultado del proceso de cálculo para cada Δh , se obtiene un gráfico como el siguiente:

Gráfico No. 5.7: Sección transversal resultante para diferentes valores de altura de la sub-sección inferior trapezoidal.

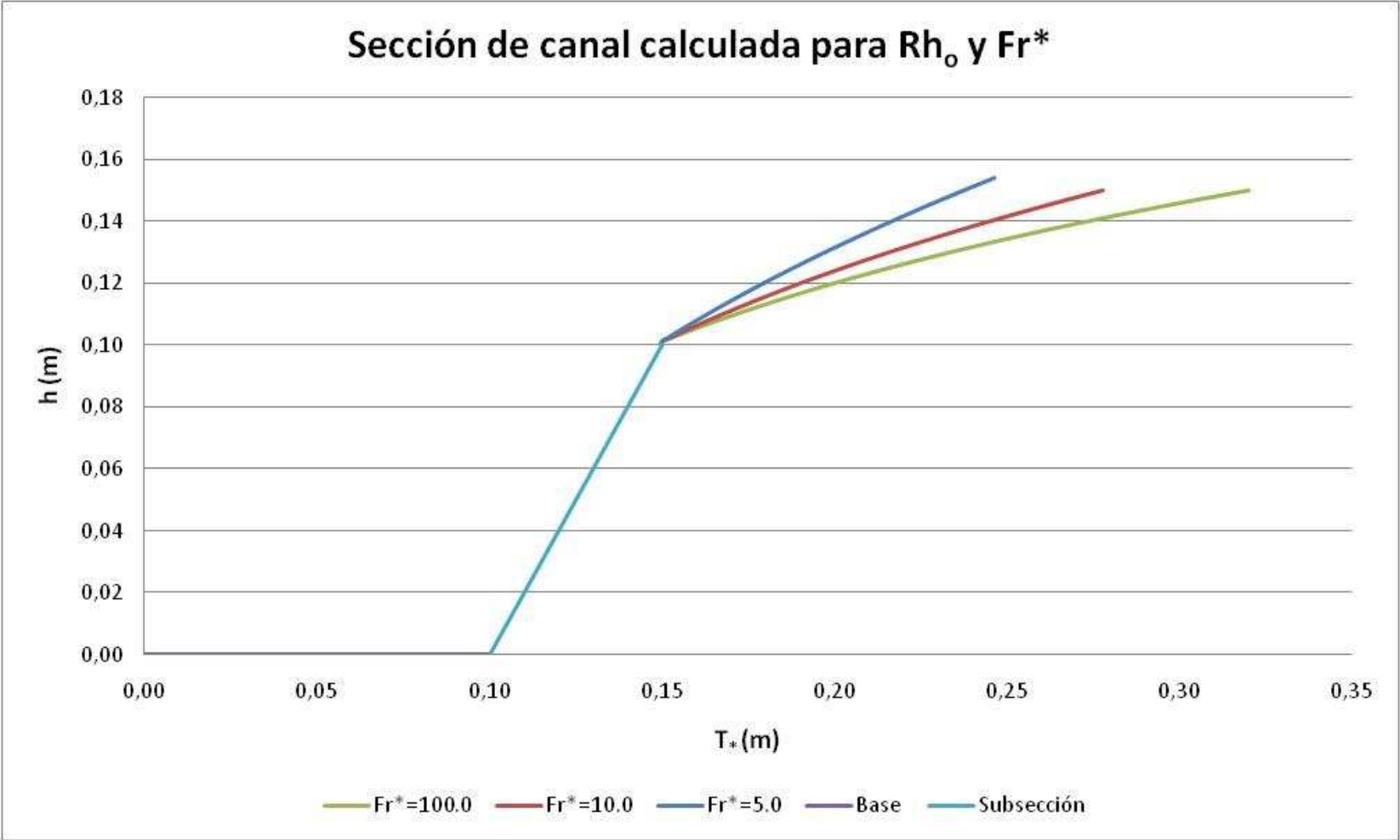


5.1.6.2.4 Ejemplo de cálculo considerando diferentes valores de Número de Froude estable para canal trapezoidal

	Símbolo	Unidad	Diseño		
			Fr* = 5,0	Fr* = 10,0	Fr* = 100,0
Datos	Q _d	m ³ /s	0,050	0,050	0,050
	b	m	0,20	0,20	0,20
	y _n	m	0,031	0,031	0,031
	z	-	1	1	1
	n	-	0,01	0,01	0,01
	g	m ² /s	9,81	9,81	9,81
Parámetros iniciales	y _c	m	0,140	0,140	0,140
	h _f	m	0,20	0,20	0,20
	h _f /B	-	0,47	0,47	0,47
	Fr* _{calc}	-	2,64	2,64	2,64
	h _o	m	0,100	0,100	0,100
	B	m	0,300	0,300	0,300
	B _* = T _o	m	0,150	0,150	0,150
	Rh _o	m ² /m	0,069	0,069	0,069
	Δh	m	0,001	0,001	0,001
	Fr*	-	5,0	10,0	100,0
	c _{drk}	-	0,200	0,100	0,010
	δ	-	0,700	0,850	0,985
Proceso de Cálculo	h = h _o	m	0,10	0,10	0,10
	A _*	m ²	0,015	0,015	0,015
	P _*	m	0,250	0,250	0,250
	T _*	m	0,060	0,060	0,060
	Rh _*	m ² /m	0,069	0,069	0,069

Resultado del proceso de cálculo para cada Δh, se obtiene un gráfico como el siguiente:

Gráfico No. 5.8: Sección transversal resultante para diferentes valores de número de Froude estable y sub-sección inferior trapezoidal.



5.2 CONCLUSIONES

- Para iniciar el estudio del comportamiento del flujo en un canal de fuerte pendiente, es importante establecer el mecanismo predominante en el movimiento del agua dentro de la estructura y analizar las condiciones de flujo aguas arriba y aguas abajo de la estructura para considerar su influencia en el momento de realizar su dimensionamiento o escoger la sección transversal más adecuada.
- La guía básica de diseño planteada en este capítulo, considera la influencia de la introducción de aire que se presenta en flujos rápidos en canales con longitud suficiente para que se desarrolle la capa límite a través del calado y_{90} (concentración de aire del 90%) y lo compara con la recomendación de diseño para canales con fuerte pendiente de considerar el calado crítico como altura mínima de las paredes.
- En este capítulo se recopila algunos resultados obtenidos por el Dr. Víctor Ponce en su estudio sobre el efecto de la sección transversal en canales de fuerte pendiente y se presentan algunos ejemplos de cálculo tomando en cuenta su recomendación de secciones compuestas para que sean consideradas como opciones para el diseño.
- Del análisis del Gráfico No. 5.3, que explica una parte del procedimiento que debe seguirse para obtener las secciones compuestas recomendadas en el acápite 5.1.2, pueden obtenerse las siguientes conclusiones: para un número de Froude estable (Fr^*) dado, mientras mayor sea el valor del radio hidráulico inicial (Rho), más angosta resultará la sección transversal; Para un radio hidráulico inicial (Rho) dado, mientras más pequeño sea el número de Froude estable (Fr^*) escogido, más angosta resultará la sección transversal.
- Después de realizar el ejemplo de cálculo para secciones compuestas, utilizando como sub-sección inferior un canal trapezoidal, en el gráfico resultante se que podría ser una buena al momento de considerar las

aristas vivas que podrían provocar perturbaciones en el flujo que transite por el canal de fuerte pendiente; sin embargo esta teoría deberá probarse experimentalmente.

- Los resultados en los que se basan las guías básicas de diseño de canales de fuerte pendiente presentadas en el presente Proyecto de Titulación, constituyen una primera recomendación para el dimensionamiento de este tipo de estructuras y requieren de mayores investigaciones para afinar su estructura.
- En ciudades como Quito, que presentan características especiales de topografía y en la que las zonas residenciales han crecido sin planificación, es importante difundir las investigaciones que se realicen con respecto al diseño de sistemas de alcantarillado para que los profesionales vinculados al tema contribuyan con su experiencia a mejorar las recomendaciones básicas que se realizan en estudios como el presente Proyecto de Titulación.

CAPÍTULO 6

DISEÑO BÁSICO DEL MODELO HIDRÁULICO DIDÁCTICO

6.1 DISEÑO BÁSICO DEL MODELO HIDRÁULICO

En base a los criterios expuestos en el acápite anterior, se plantea la realización de dos modelos hidráulicos para comprobar los resultados recopilados en el presente proyecto de titulación.

6.1.1 DISEÑO DE UN CANAL CON FUERTE PENDIENTE - SECCIÓN TRANSVERSAL TRAPEZOIDAL

6.1.1.1 Diseño de la compuerta de regulación

El diseño de la compuerta de regulación se lo ha efectuado en función de los datos de caudales máximos y mínimos presentados para el modelo rectangular, considerando en el análisis, un C_c : 0.62 y un Coeficiente de descarga de 0.6^{15} .

Datos del canal trapezoidal

n=	0,01
lo=	0,7071
b=	0,2
Z=	1

No.	Caudales (lt/s)	Y_2 (cm)	a (cm)	Y_1 (m)
			$Y_2 = C_c * a$	$Q = C_d * a * B * \sqrt{2g * Y_1}$
1	0,2	0,11	0,18	0,05
2	0,3	0,14	0,23	0,06
3	0,4	0,17	0,27	0,08
4	0,5	0,19	0,31	0,09
5	1	0,29	0,47	0,16
6	1,5	0,37	0,60	0,22
7	2	0,44	0,71	0,28
8	2,5	0,51	0,82	0,33
9	3	0,57	0,92	0,38
10	5	0,77	1,24	0,57
11	6	0,86	1,39	0,66
12	18,92	1,66	2,68	1,77
13	50	3	4,84	3,78

Las dimensiones de la compuerta serán establecidas para el valor del calado Y_1 constructivo (Capítulo 7: Planos Hidráulicos del modelo).

¹⁵ Sotelo, G., (1998), Hidráulica General, Volumen 1, Editorial Limusa, México D.F.

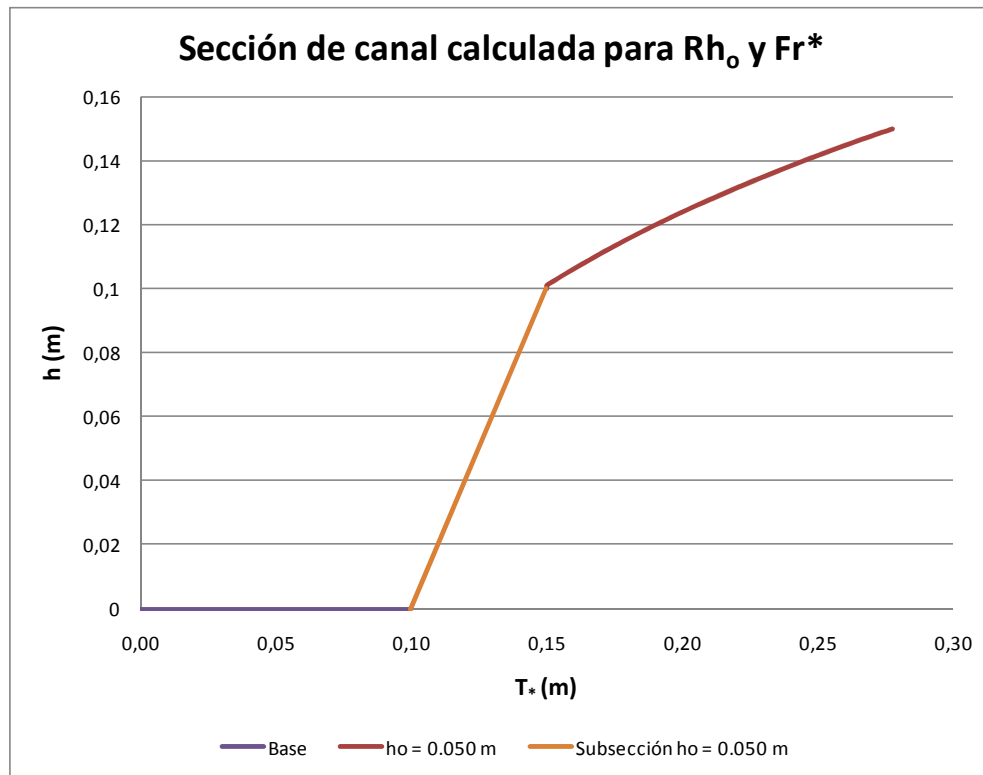
6.1.2 DISEÑO DE UN CANAL CON FUERTE PENDIENTE – CONSIDERANDO LAS RECOMENDACIONES DEL DR. VICTOR PONCE PARA LA SECCIÓN TRANSVERSAL COMPUESTA

Utilizando las recomendaciones descritas en el Acápite 5.1.2 y el procedimiento de cálculo desarrollado en el Acápite 5.1.4.2, se plantea la geometría para un canal de fuerte pendiente, cuyos datos de diseño se presentan a continuación:

	Símbolo	Unidad	Diseño
			$h_o = 1/3 h_f$
Datos	Q_d	m^3/s	0,050
	b	m	0,20
	y_n	m	0,031
	z	-	1
	n	-	0,01
	g	m^2/s	9,81
Parámetros iniciales	y_c	m	0,140
	h_f	m	0,20
	h_f/B	-	0,47
	Fr^*_{calc}	-	2,64
	h_o	m	0,100
	B	m	0,300
	$B_s = T_o$	m	0,150
	Rh_o	m^2/m	0,069
	Δh	m	0,001
	Fr^*	-	10,0
	C_{drk}	-	0,10
	δ	-	0,85
Proceso de Cálculo	$h = h_o$	m	0,15
	A_s	m^2	0,015
	P_s	m	0,250
	T_s	m	0,060
	Rh_s	m^2/m	0,069

La sección transversal resultante, considerando un valor de Número de Froude Estable de 10 y un valor de altura de la sub-sección inferior igual a un tercio de la altura total considerada, se presenta en el siguiente gráfico:

Gráfico No. 6.1: Perfil de la sección transversal del canal resultante de los cálculos realizados utilizando las recomendaciones del Dr. Víctor Ponce.



Elaborado por: Patricia Haro y Fernanda Jara.

6.2 GUÍA DE PRÁCTICA: FLUJO INESTABLE Y AUTOAIREADO EN CANALES DE FUERTE PENDIENTE

6.2.1 OBJETIVOS

Observar el comportamiento del flujo en canales a superficie libre y con fuerte pendiente.

Obtener datos experimentales de valores de carga de velocidad a lo largo de la rápida para interpretación de resultados.

6.2.2 ANTECEDENTES

Para aclarar la base teórica presente en este problema de inestabilidad y de aireación natural por las altas velocidades en canales de pendiente fuerte, es necesario indicar ciertos conceptos de los fenómenos que intervienen en el análisis del comportamiento del flujo.

- **Hipótesis Básicas:** al hablar de sistemas de flujo a gravedad se consideran principalmente cuatro hipótesis básicas de diseño:
 1. El líquido debe ser homogéneo e incompresible; homogéneo porque existe como una especie única –constituido por partículas similares- en una sección de interés e incompresible porque los cambios en la densidad (ρ) son despreciables.
 2. El flujo debe ser estacionario y la presión en cualquier punto no varía en el tiempo. Esta condición excluye cualquier tipo de flujo pulsatorio.
 3. Únicamente fuerzas de gravedad y de presión tienen influencia sobre un flujo (no se considera los efectos de las fuerzas de viscosidad, tensión superficial, capilaridad, y fuerzas elásticas).
 4. Las secciones transversales escogidas como secciones de control deben estar ubicadas en zonas donde la distribución de presión es hidrostática; es decir que son zonas donde las líneas de corriente no tienen curvatura.

Estas hipótesis constituyen la base de las ecuaciones fundamentales de diseño de la hidráulica; sin embargo, para poder aplicarlas –en la práctica-, en el caso de canales de pendiente fuerte, se deben considerar tres restricciones importantes:

1. El efecto de la viscosidad es pequeño. Es decir, la altura de energía total es constante, no existen pérdidas de energía por fricción. Los efectos de la inercia de la masa de agua, las grandes aceleraciones por cambios de la sección transversal o en la profundidad del canal, son los más importantes en el análisis del perfil de flujo.

2. La sección transversal bajo análisis debe corresponder a una sección de flujo rectilíneo paralelo. De este modo, se elimina el efecto de la curvatura o de la aceleración centrífuga, y la distribución de presiones puede ser considerada similar a la distribución triangular a 45° como en hidrostática.
3. La pendiente longitudinal del canal es menor a $\theta = 9^\circ$ (15%), de tal modo que se puede aceptar que la profundidad de flujo es medida en la vertical o normal al plano del canal inclinado; es decir, $\cos \theta \approx 1,0$.

- El **Flujo Supercrítico** se define a través del valor del número adimensional de

Froude $\left(Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot L}} > 1.0 \right)$. Esto significa que las fuerzas de inercia,

presentadas por la velocidad, son mayores que las fuerzas de gravedad, como consecuencia el flujo supercrítico se caracteriza porque las ondas elementales en la superficie libre del agua o perturbaciones no pueden transmitirse hacia aguas arriba; por lo que las condiciones que gobiernan el flujo supercrítico son aquellas de la sección superior, aguas arriba.

En régimen supercrítico, el análisis del perfil de flujo presente en los cambios de ancho y de profundidad de los canales se realiza utilizando los diagramas del caudal unitario y de la energía específica.

Gráfico No. 6.2: Diagrama de Energía Específica ($q = \text{cte}$).

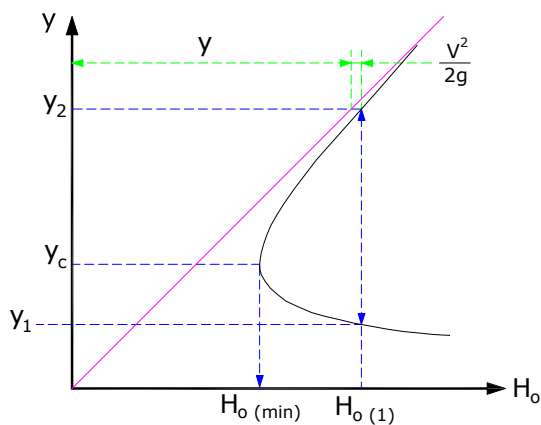
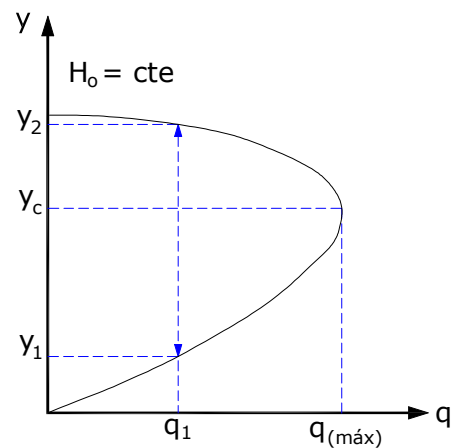


Gráfico No. 6.3: Diagrama de Caudal unitario Específico ($H_o = \text{cte}$).



- El **Número de Vedernikov (Ve)** describe una condición de estabilidad neutra en el flujo, que separa el flujo estable ($Ve < 1$) del flujo inestable ($Ve > 1$). De acuerdo a estas consideraciones, se supone que cuando la velocidad de flujo supera un valor límite, cualquier perturbación, por pequeña que esta sea, tiende a acentuarse y no a atenuarse como sería la situación normal [27].

La expresión del número de Vedernikov está dada por:

$$\mathbf{Ve} = x \cdot \gamma \cdot Fr$$

Donde el coeficiente γ , para canales rectangulares como el que vamos a analizar, sería:

$$\gamma = 1 - Rh \frac{dP}{dA} = \frac{b}{b + 2y}$$

Usando la expresión anterior y considerando el valor de x para la ecuación de Manning (2/3), se obtiene:

$$\mathbf{Ve} = \frac{2}{3} \cdot \frac{b}{b + 2y} \cdot Fr$$

Si se parte del hecho de que el valor límite entre flujo estable e inestable es $Ve = 1$:

$$Fr^* = \frac{1}{x \cdot \gamma}$$

La ecuación anterior indica que el flujo será inestable cuando el valor del número de Froude (Fr) supere el valor límite Fr^* , considerando la limitación que representa que el cálculo del número de Froude dependa del coeficiente de fricción.

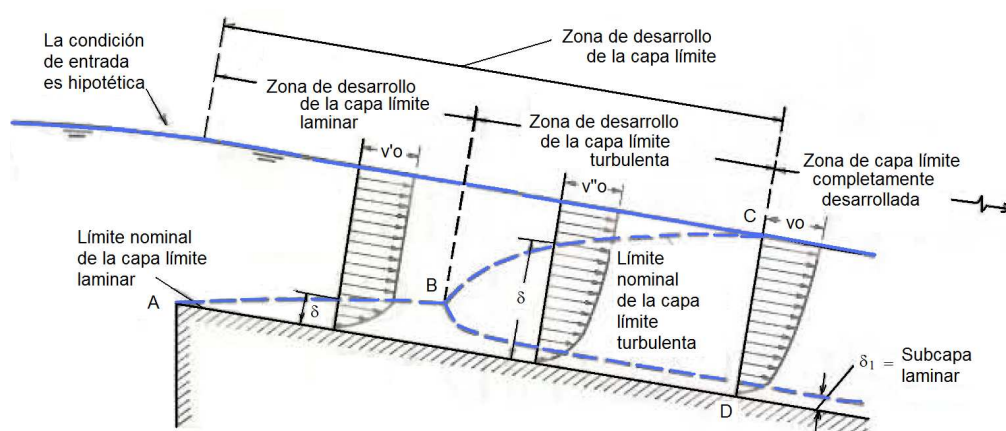
$$Fr^* = \frac{3}{2} \cdot \frac{b + 2y}{b}$$

Esta expresión pone en evidencia que la inestabilidad se produce más fácilmente en canales anchos (donde el número Fr^* es menor), y que el flujo deber ser supercrítico.

6.2.2.1 Flujo a gravedad con pendiente fuerte y altas velocidades: fondo liso y rugoso

La distribución de velocidades a través de la sección de un canal -debido a la presencia de la rugosidad de contorno-, varía con la distancia a lo largo de la cual se mueve el agua, como se observa en el Gráfico No. 6.4.

Gráfico No. 6.4: Desarrollo de la capa límite en un canal abierto con una condición de entrada ideal.



Fuente: Hidráulica de los Canales Abiertos, Chow, V.T., McGraw Hill Ed. Co., New York – Bogotá.

Al inicio del flujo, en el canal, el flujo es completamente laminar y se desarrolla una capa límite laminar a lo largo de la superficie del canal, como se muestra mediante la curva **AB** (la distribución de velocidades en la capa es casi parabólica). Hacia aguas debajo de **B** se desarrolla una capa límite turbulenta, como se muestra mediante **BC** (la distribución de velocidades es casi logarítmica en esta capa). Si a través del canal existen condiciones de flujo uniforme, la capa límite turbulenta se desarrollará por completo en la sección **CD**, donde la distribución de velocidades tendrá un patrón definido. La superficie superior de la subcapa laminar corresponde a la zona de transición de flujo de laminar a turbulento y, por consiguiente, no puede definirse con precisión¹⁶.

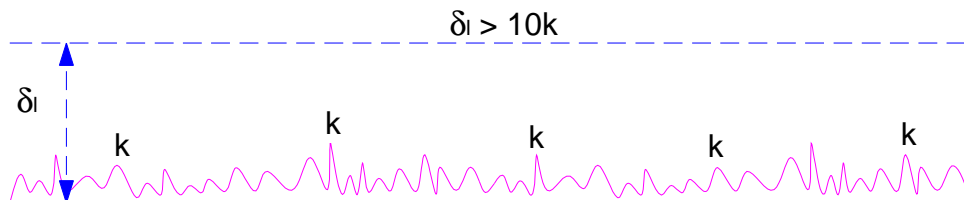
¹⁶ Chow, V.T, (1997) Hidráulica de Canales Abiertos, McGraw Hill Ed. Co., New York – Bogotá, pág. 191.

Como el flujo en canales normalmente es turbulento, los siguientes acápites se refieren únicamente a la capa límite turbulenta.

6.2.2.1.1 Conducto con comportamiento hidráulicamente liso y turbulencia inicial

Cuando la rugosidad (k) es apreciablemente menor que el espesor de la subcapa laminar, los remolinos y vórtices causados por las irregularidades se anulan por efecto de la viscosidad. En este caso la rugosidad no afecta la formación de la turbulencia y se dice que la superficie del material actúa como hidráulicamente lisa.

Gráfico No. 6.5: Flujo con comportamiento hidráulicamente liso.



Fuente: Apuntes de Clase de Hidromecánica Avanzada, Prof.-Ing. Marcelo Hidalgo, Escuela Politécnica Nacional.

El coeficiente λ (de fricción) se expresa por:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 0.86 \cdot \ln(\text{Re} \sqrt{\lambda}) - 0.80 \quad \lambda = f(\text{Re})$$

Donde: Re = Número de Reynolds

λ = Coeficiente de fricción

El comportamiento de un conducto como *liso* hace necesario establecer la relación del espesor de la subcapa laminar (δ_i) comparada con el tamaño de la rugosidad absoluta.

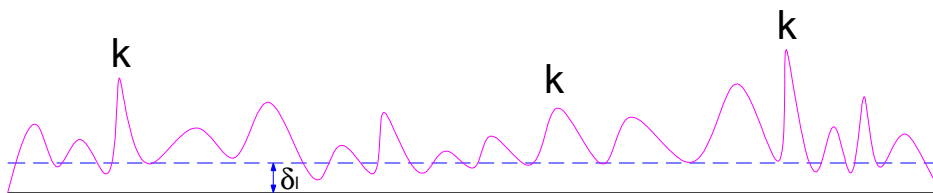
$$k < \frac{2}{5} \delta_i$$

En este intervalo el flujo está *aislado* de las rugosidades de la pared y se considera que su comportamiento es liso.

6.2.2.1.2 Conducto con comportamiento hidráulicamente rugoso y turbulencia completamente desarrollada

Cuando la rugosidad (k) es apreciablemente mayor que el espesor de la subcapa laminar, los remolinos y vórtices causados por las irregularidades destruyen la subcapa generando turbulencia apreciable y se dice que la superficie del material actúa como hidráulicamente rugosa.

Gráfico No. 6.6: Flujo con comportamiento hidráulicamente rugoso.



Fuente: Apuntes de Clase de Hidromecánica Avanzada, Prof.-Ing. Marcelo Hidalgo, Escuela Politécnica Nacional.

Cuanto mayor sea el número de Reynolds, más delgada será la subcapa laminar y más puntos de la pared sobresaldrán de ella. En este caso, las fuerzas de inercia son muy importantes y apenas influyen las fuerzas viscosas, por lo que el factor de fricción (λ) solo depende de la rugosidad relativa y el número de Reynolds no tiene importancia en su determinación.

El coeficiente λ se expresa por:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1.14 - 0.86 \cdot \ln\left(\frac{k}{4R_h}\right) \qquad \lambda = f\left(\frac{k}{4R_h}\right)$$

Donde: R_h = Radio Hidráulico de la sección

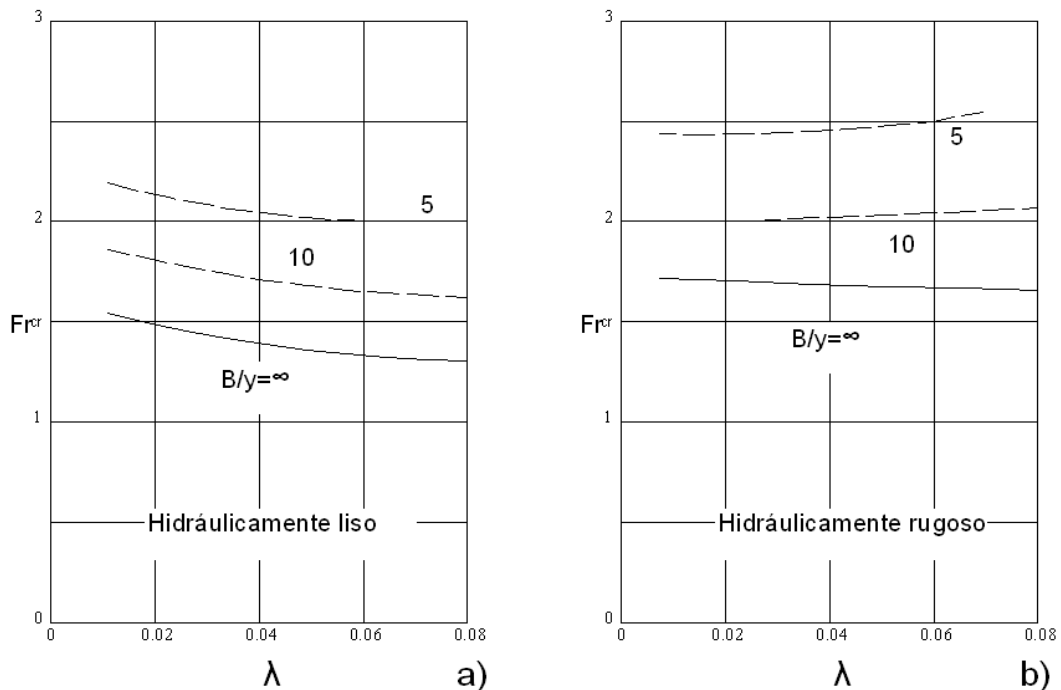
λ = Coeficiente de fricción

En este intervalo el tamaño de la rugosidad es mucho mayor que el tamaño de la subcapa laminar: $k < 6\delta_i$, y aún así es muy difícil definir físicamente el espesor de la subcapa.

6.2.2.2 Movimiento con Ondulaciones

El número de Froude crítico es el parámetro que caracteriza el origen de la formación de las ondas en un fluido, por lo que las relaciones de ancho/profundidad del canal (B/y) y el coeficiente λ , (coeficiente de fricción interna), determinan su valor. Éstos varían dependiendo de la característica de sus contornos que pueden ser obtenidos mediante los Gráficos Nos. 6.7.a y 6.7.b, para los casos de colectores con el contorno hidráulicamente rugoso e hidráulicamente liso, respectivamente.

Gráfico No. 6.7: Diagrama de los límites de estabilidad en colectores de gran pendiente y secciones hidráulicamente rugosas y lisas.



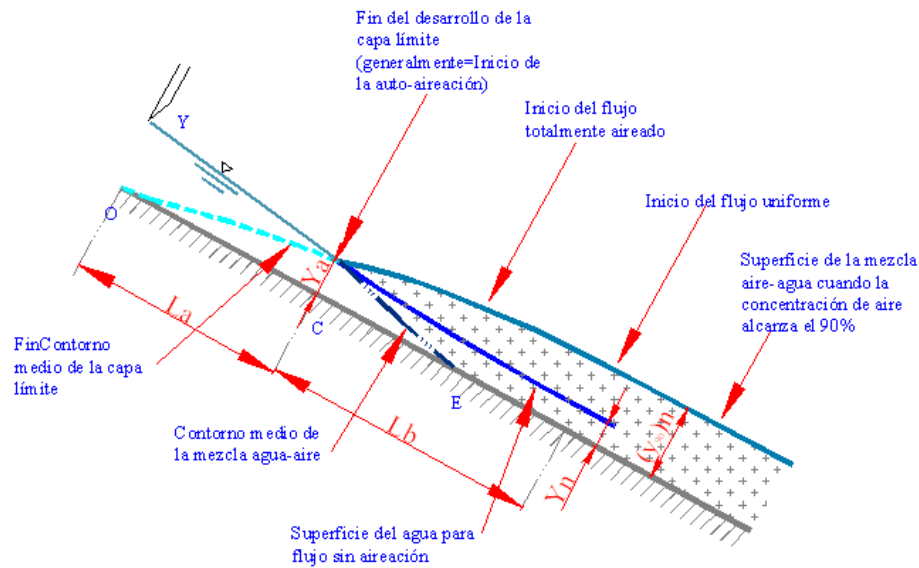
Fuente: Hidráulica de Canales, Naudascher, E., Castro, M., Limusa-Noriega Editores, México, 2000.

6.2.2.3 Mezcla Homogénea Agua - Aire

El flujo en canales de pendiente extremadamente fuerte, como es el caso de las rápidas, el flujo puede alcanzar con rapidez velocidades grandes, las mismas que producen una mezcla de aire en la masa de agua, inclusive antes de que se formen ondas de Froude.

Este flujo autoaireado se presenta aguas abajo de la sección (O-C) para la cual la capa límite alcanza a la superficie libre del agua, como se indica en el Gráfico No. 6.8; el flujo aguas abajo de esta sección se caracteriza por la presencia de una superficie libre totalmente ondulada a causa de la turbulencia, que es fácilmente identificable ya que presenta un cambio de coloración en la superficie libre [1].

Gráfico No. 6.8: Formación y desarrollo del flujo turbulento totalmente autoaireado.



Fuente: Hidráulica de Canales, Naudascher, E., Castro, M., Limusa-Noriega Editores, México, 2000.

Donde: L_a = Representa la longitud del colector necesaria para que se desarrolle la capa límite y aparezca en la superficie libre.

L_b = Es la longitud que requiere el flujo para lograr que el aire llegue al fondo y se constituya la mezcla homogénea de agua-aire.

A partir de esta sección la admisión de aire es intensa, dando origen a la mezcla de agua-aire, cuya superficie libre se determina sobre el criterio de que la concentración de aire alcanza el 90% del total en dicha superficie. La mezcla agua-aire en una rápida o colector de gran pendiente, está conformada por una masa líquida con burbujas de aire en la parte más profunda y, en la parte superior por aire con gotas de agua.

La profundidad de flujo aireado, la resistencia al flujo y el comportamiento de la mezcla agua – aire, depende de la concentración media del aire (\bar{c}) como se señala en la expresión siguiente:

$$y_n = (1 - \bar{c}) \cdot y_{90}$$

Chow (1959) sugiere como valor de referencia de la velocidad media del flujo, para la cual se inicia la autoaireación 7 m/s, la velocidad crítica depende de factores tales como, la forma de inicio del colector, la rugosidad del canal, la forma de la sección transversal, la pendiente del fondo y el caudal circulante¹⁷.

6.2.3 INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN

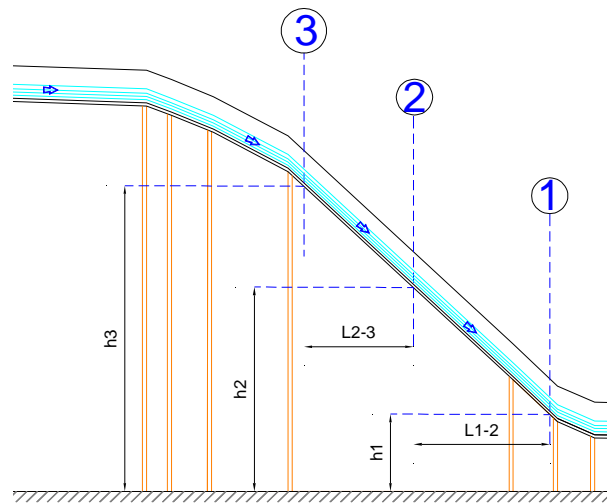
- a) Limnómetro
- b) Tubo Prandlt
- c) Piezómetros

6.2.4 DESARROLLO

- *Canal de fondo liso, sección rectangular y pendiente fuerte.*
 - a) Localizar las secciones 1, 2 y 3 hacia el inicio del canal, en la mitad y hacia la descarga, donde se colocarán los piezómetros y medir las longitudes L_{1-2} y L_{2-3} , y las alturas h_1 , h_2 y h_3 , como se muestra en el Gráfico No. 6.9.

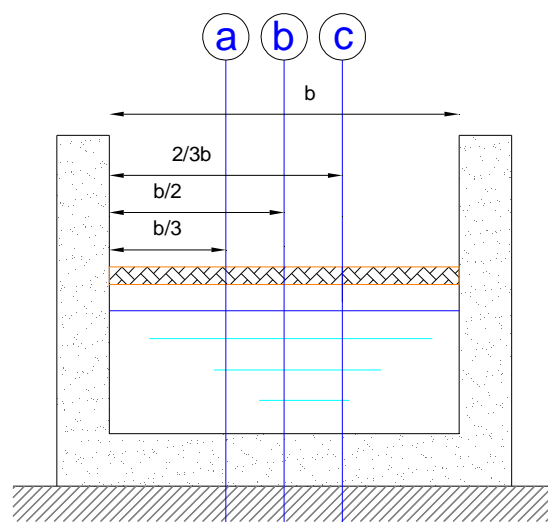
¹⁷ United States Department of the Interior, USBR.: "Design of Small Canal Structures", A Water Resources Technical Publication, Denver, Co., 1974

Gráfico No. 6.9: Canal rectangular con fuerte pendiente.



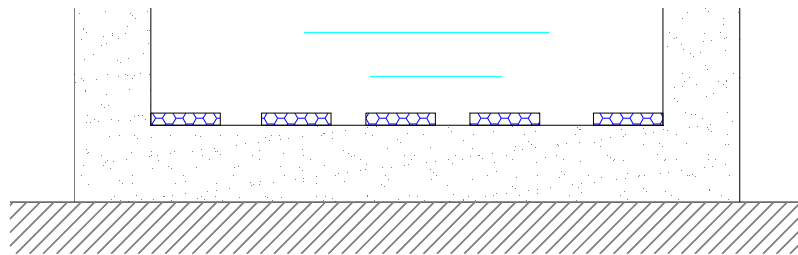
- b) Medir el ángulo de inclinación del canal α , su ancho b y establecer el caudal Q .
- c) Medir, en cada sección, los calados (d) de la superficie libre del agua.
- d) Sumergir el Tubo Prandtl en cada sección seleccionada del canal y en los puntos que se señalan esquemáticamente en el Gráfico No. 6.10, y medir la carga de velocidad $h_v = V^2/2g$.

Gráfico No. 6.10: Sección del canal rectangular y secciones donde deberán medirse la velocidad con el pitot.



- *Canal de fondo rugoso, sección rectangular y pendiente fuerte.*
- a) Se utiliza el mismo canal de fondo liso, al que se incorporará rugosidad utilizando tiras de lija, cinta de embalaje o tiras de corcho, a las que se colocará de forma desordenada a lo largo del canal como se muestra en el Gráfico No. 6.11.

Gráfico No. 6.11: Rugosidad agregada al canal liso rectangular.



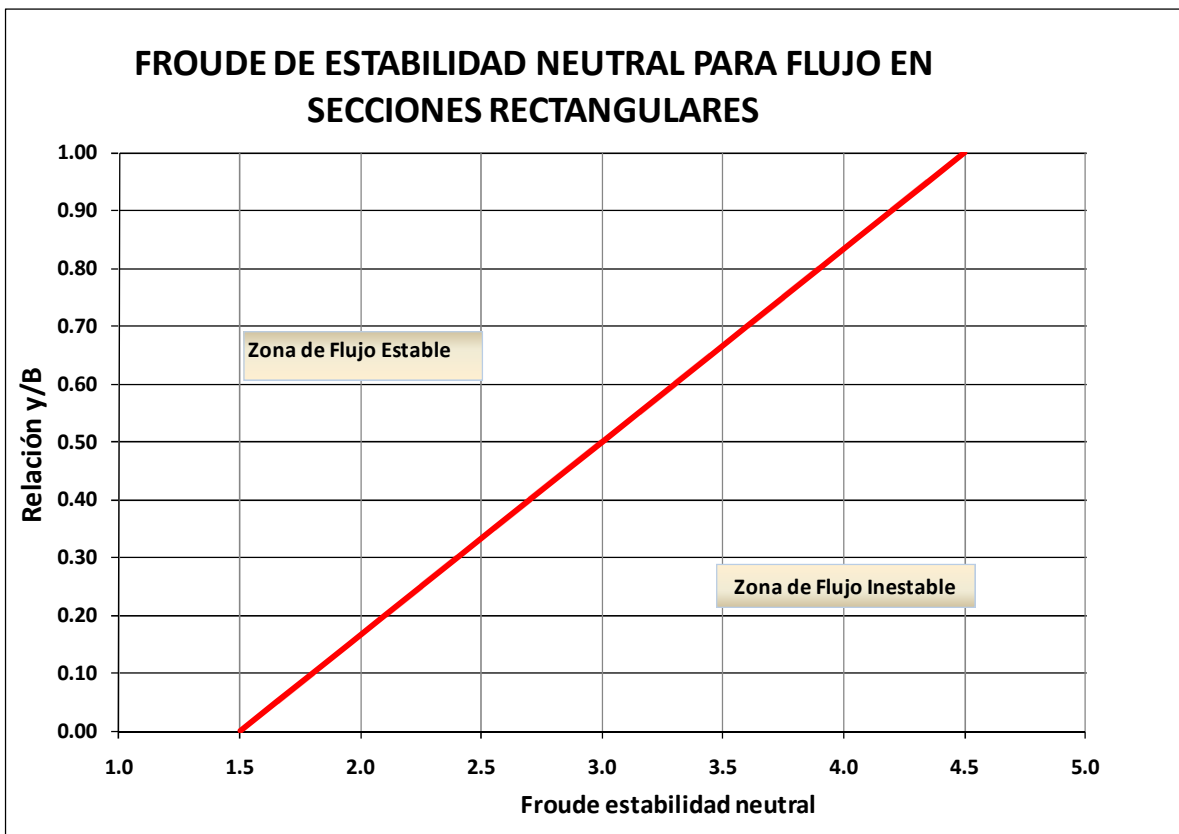
- b) Localizar las secciones 1, 2 y 3 hacia el inicio del canal, en la mitad y hacia la descarga, donde se colocarán los piezómetros y medir las longitudes L_{1-2} y L_{2-3} , y las alturas h_1 , h_2 y h_3 , como se muestra en el Gráfico No. 6.8.
- c) Medir el ancho b del canal y establecer el caudal Q .
- d) Medir en cada sección los calados (d) de la superficie libre del agua.
- e) Sumergir el tubo pitot en cada sección seleccionada del canal y en los puntos que se señalan esquemáticamente en el Gráfico No. 6.9, y medir la carga de velocidad $h_v = V^2/2g$.

6.2.5 MEMORIA DE CÁLCULO

- a) Calcular el caudal Q . (Si la medición se hizo con vertedero triangular, utilizar la curva de descarga del vertedero)
- b) Determinar los elementos geométricos: área, perímetro mojado, radio hidráulico y la relación d/B .

- c) Calcular la velocidad media a partir del caudal aforado, utilizando la ecuación de continuidad: $V = Q/A$ y la correspondiente carga de velocidad $V^2/2g$, y compararla con la velocidad media que se determinó en cada sección utilizando el tubo pitot.
- d) Determinar los números de Froude (Fr), Froude de estabilidad neutral (Fr^*) y de Vedernikov (Ve).
- e) Clasificar el tipo de flujo en cada sección: estable o inestable a partir del número de Vedernikov y utilizando el siguiente gráfico:

Gráfico No. 6.10: Zonas de flujo estable o inestable en función del Número de Froude de estabilidad neutral y la relación calado/base para secciones rectangulares.



f) Se sugiere presentar los resultados en una tabla como la siguiente:

CONTORNOS LISOS/RUGOSOS					
DATOS	Pasos	Medida	Unidad	Valor	Observación
	1	hvertedero encerado	(cm)		Carga sobre el vertedero (al momento de encerar el modelo)
	2	Θ	($^{\circ}$)		Ángulo del canal
	3	h_{1v}	(cm)		Carga registrada sobre el vertedero (para el caudal utilizado en la prueba)
	4	B	(cm)		Ancho del canal
	5	Y_n	(cm)		Calado Normal observable
	6	V_1	(m/s)		Velocidad al inicio del colector
	7	V_2	(m/s)		Velocidad al final del colector
	8	k	(mm)		Rugosidad (Press/Schroder)
	9	Δh vertedero	(cm)		Diferencia de hmedia y h_{1v} vertedero encerado
CÁLCULOS	1	$V_{promedio}$	m/s		
	2	Q	(m ³ /s)		$Q = V * A$
	3	q	(m ³ /s)/m		Caudal Unitario $q = \frac{Q}{B}$
	4	F_{cr}	s/u		Froude Crítico $F_{cr} = \frac{q}{\sqrt{g * sen(\theta) * k^3}}$
	5	Ve	s/u		Número de Vedernikov $Ve = \frac{2}{3} \cdot \frac{b}{b + 2y_n} \cdot F_{cr}$
	6	y_n/B	s/u		Relación

6.2.6 CUESTIONARIO

(El cuestionario tendrá de cinco a diez preguntas relacionadas con el desarrollo y teoría de la práctica. Las preguntas variarán cada semestre).

- a) ¿Cuáles son las características principales del flujo supercrítico?
- b) ¿El flujo que se pudo observar durante la práctica, puede ser considerado como flujo gradualmente variado? Explique.
- c) Realice un análisis sobre las condiciones presentes a la entrada y al pie de un canal de fuerte pendiente.
- d) Defina un flujo turbulento.
- e) Explique por qué la capa límite impone las condiciones de comportamiento del flujo con respecto a la estructura.
- f) ¿Cómo se ve afectado el comportamiento del flujo al introducir rugosidad artificial en el canal de fuerte pendiente?
- g) ¿Qué características presenta el flujo cuando se considera la formación de ondulaciones y la introducción de aire?
- h) ¿Cómo afectaría al fenómeno de flujo el cambio en la sección transversal del canal?
- i) ¿Qué características presenta el flujo en cada punto de medición de las secciones?
- j) Investigue sobre las soluciones clásicas de solución para los fenómenos de flujo inestable y autoaireado en canales de fuerte pendiente (fondo escalonado en colectores: skimming flow; nappe flow).

6.2.7 CONCLUSIONES

Enfocar las conclusiones hacia:

- a) Las diferencias encontradas en el comportamiento del flujo al tener canales con fondo liso y rugoso.
- b) La utilidad del Número de Vedernikov en la determinación del comportamiento de flujos supercríticos.
- c) La importancia de conocer el comportamiento de flujo en canales y colectores de fuerte pendiente.
- d) El uso de los elementos geométricos en el cálculo de los parámetros empleados en hidráulica.

6.2.8 COMENTARIOS

Principalmente sobre el desarrollo e impartición de la práctica.

6.3 RECOMENDACIÓN DE INSTRUMENTOS PARA MEDICIÓN Y REGISTRO DE DATOS

Durante el desarrollo de la tesis se encontraron limitaciones en el registro de datos experimentales; limitaciones que impiden obtener datos con certeza y que se ven reflejadas en el procesamiento de los resultados, es por esta razón que como aporte a la investigación desarrollada se pone en consideración los siguientes instrumentos para medición y registro de datos, con características adecuadas para ser aplicados en la obtención de datos de los fenómenos analizados.

6.3.1 SENSOR MAINSTREAM

El Sensor ultrasónico Mainstream de flujo de área-velocidad para canales abiertos y tuberías parcialmente llenas, utiliza el método de área/velocidad para proveer una medición continua del flujo del fluido. Es apropiado para cualquier líquido que contenga burbujas o sólidos en suspensión, aun en cantidades ínfimas. La sonda de velocidad detecta el ultrasonido reflejado.

Fotografía No. 6.1: Sensor Mainstream



Fuente: info@sensor-products.com.

Las señales detectadas por la sonda son analizadas mediante el Phase Coherence Processing, que acepta señales que contienen información de velocidad verificada. Las señales de velocidad producen un histograma de la velocidad del flujo, el análisis del histograma determina la velocidad promedio del flujo.

El nivel del líquido es medido por un transmisor sumergido o por un sensor ultrasónico. El área de sección se deduce de la medida del nivel del líquido y de la descripción almacenada de la sección del canal. La velocidad de flujo se multiplica por el área de la sección de flujo para obtener el caudal.

Entre las principales características y beneficios del equipo se puede indicar que la instalación es rápida, no necesita de represas o vertederos, tiene medición bidireccional del flujo, la alta sensibilidad de la unidad permite su utilización con aguas limpias, el sofisticado proceso ultrasónico no toma en cuenta las señales falsas.

6.3.2 DP CALC

Los micro manómetros DP-Calc permiten calcular y despliegan lecturas de velocidad utilizando un tubo Pitot, calcula el flujo, tiene constante de tiempo variable, incluye un factor de K programable.

Adicional miden presión diferencial y estática.

Fotografía No. 6.2: DP Calc



Fuente: grupomeyer.com.mx

6.3.3 MEDIDOR DE FLUJO ULTRASONIDOS ÁREA-VELOCIDAD PARA CANAL ABIERTO

El AVFM-II utiliza un sensor ultrasónico sumergido para medir continuamente la velocidad y el nivel del canal. El sensor es una unidad ultrasónica totalmente sellada, ideal para registro de medidas en colectores que transportan precipitación excesiva, y efluentes combinados, aguas residuales crudas.

Fotografía No. 6.3: AVFM-II



Fuente: directindustry.es

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

- ◆ A través de los años, varios investigadores se han interesado en estudiar el comportamiento del flujo en canales de fuerte pendiente, consiguiendo proporcionar algunos criterios básicos para el dimensionamiento hidráulico de este tipo de estructuras; sin embargo hasta la fecha no se cuenta con pautas específicas que puedan normar el diseño de canales o colectores que no tienen que enfrentarse a grandes caudales como en el caso del diseño de estructuras de evacuación de excesos en proyectos de gran magnitud como centrales hidroeléctricas o en control de inundaciones.
- ◆ Para el análisis y la interpretación del comportamiento de los flujos a gravedad con incidencia de fuerzas elásticas y viscosas es necesario recurrir a los modelos físicos ya que constituye una de las representaciones reales del fenómeno, por lo que para su desarrollo este dependerá de variables como la geometría, velocidad de referencia, gradiente de presiones y propiedades del fluido.
- ◆ Los modelos físicos pueden ser realizados considerando criterios de semejanza de Euler, Froude, Reynolds, de Fluidos, de Cavitación, y de Fuerzas Elásticas, dependiendo del fenómeno a interpretar experimentalmente.
- ◆ El número que representa adecuadamente los fenómenos de fuerzas de gravedad, y de inercia presentes en canales de fuerte pendiente, es el número de Froude, por lo que las relaciones empleadas en el diseño del prototipo han sido determinadas en base a este parámetro adimensional.
- ◆ El número de Vedernikov, es el criterio resultado de investigaciones, empleado en el análisis de los datos experimentales obtenidos para el

Proyecto de Titulación, que permitió establecer la condición de estabilidad neutra a través de un número adimensional $Ve=1$ que separa el flujo estable ($Ve<1$), del inestable ($Ve>1$).

- ◆ Un canal estable puede diseñarse escogiendo el número de Froude de estabilidad neutral (Fr^*) que se obtiene con $Ve=1$ y considerando las recomendaciones de relaciones geométricas sintetizadas en el gráfico 5.3 del presente proyecto de titulación.
- ◆ En la presente tesis se deja establecida la metodología de cálculo considerando las recomendaciones realizadas por el doctor Víctor Ponce para obtener una geometría compuesta que hidráulicamente contribuya a solucionar los efectos de la perturbación que puede producirse en un flujo que circula por canales o colectores de fuerte pendiente; investigaciones que deberán ser complementadas a través de pruebas experimentales.
- ◆ De las pruebas experimentales efectuadas en laboratorio, así como del análisis e interpretación de resultados, se puede concluir que mientras un canal de fuerte pendiente presente mayor rugosidad las condiciones de flujo mejoran.
- ◆ Para el diseño de un proyecto que contemple estructuras de fuerte pendiente es importante realizar una evaluación cualitativa de los perfiles de flujo tanto en condiciones aguas arriba de la estructura como aguas abajo.

7.2 RECOMENDACIONES

- ◆ Es conveniente que como complemento de la presente investigación se efectúen pruebas experimentales sobre distintas secciones transversales de canales de modo que se pueda establecer la sección hidráulica más óptima y proporcionen elementos de juicio para un adecuado diseño estructural y constructivo de canales de fuerte pendiente.
- ◆ A fin de obtener datos experimentales que puedan aportar al análisis e interpretación de los datos resultantes del fenómeno, se recomienda la adquisición de instrumentos digitales, los mismos que eviten la interfieran con el flujo; debido a que su comportamiento puede presentar cambios a la más mínima perturbación, que no permitan evaluar el fenómeno.
- ◆ Como producto de la investigación se presenta una guía básica para la realización de prácticas de laboratorio que permitan al estudiante visualizar los fenómenos que se presentan en el flujo de canales con fuerte pendiente; de modo que se facilite la comprensión de la problemática y los profesionales la consideren en la realización de proyectos y en recomendaciones que puedan ser añadidas a la Guía Básica de Diseño, incluida en este Proyecto de Titulación.

7.3 ANEXO FOTOGRÁFICO

7.3.1 CANAL RECTANGULAR SUPERFICIE LISA

Fotografía No. 7.1: Comportamiento de la rápida con caudal en el modelo $Q_1 = 4,5$ lt/s



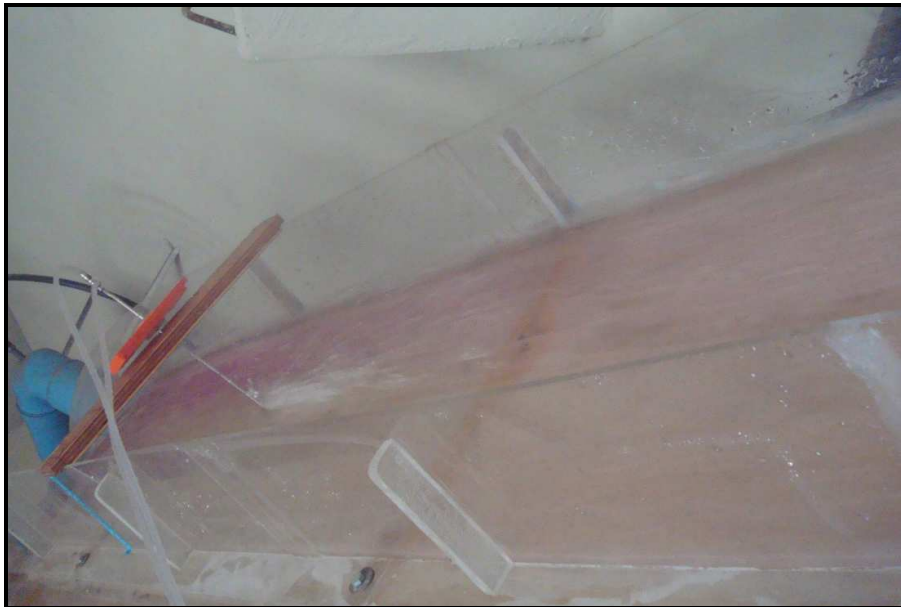
Fotografía No. 7.2: Sección transversal con caudal en el modelo de $Q_1 = 4,5$ lt/s



Fotografía No. 7.3: Comportamiento de la rápida con $Q_2 = 18,9$ lt/s



Fotografía No. 7.4: Sección transversal con caudal en el modelo de $Q_2 = 18,9$ lt/s



Fotografía No. 7.5: Comportamiento de la rápida con $Q_2 = 18,9$ lt/s en la descarga



Fotografía No. 7.6: Comportamiento de la rápida con $Q_3 = 16,2$ lt/s



Fotografía No. 7.7: Comportamiento de la rápida con $Q_3 = 16,2$ lt/s (sección transversal)



Fotografía No. 7.8: Comportamiento de la rápida con $Q_4 = 11,5$ lt/s



Fotografía No. 7.9: Comportamiento de la rápida con $Q_4 = 11,5$ lt/s (sección transversal)



Fotografía No. 7.10: Descarga en vertedero $Q_4 = 11,5$ lt/s



7.3.2 CANAL RECTANGULAR SUPERFICIE RUGOSA

Fotografía No. 7.11: Comportamiento en la rápida con caudal en el modelo de $Q_1 = 5 \text{ lt/s}$



Fotografía No. 7.12: Registro de Datos con caudal en el modelo de $Q_1 = 5 \text{ lt/s}$



Fotografía No. 7.13: Comportamiento de la rápida con caudal en el modelo de $Q_2 = 16$ lt/s



Fotografía No. 7.14: Rápida con caudal en el modelo de $Q_2 = 16$ lt/s



Fotografía No. 7.15: Rápida con caudal en el modelo de $Q_2 = 16 \text{ lt/s}$



Fotografía No. 7.16: Comportamiento de la rápida con caudal en el modelo de $Q_3 = 3 \text{ lt/s}$



Fotografía No. 7.17: Rápida con el caudal en el modelo de $Q_3 = 3 \text{ lt/s}$



Fotografía No. 7.18: Comportamiento de la rápida con caudal en el modelo de $Q_4 = 7 \text{ lt/s}$



Fotografía No. 7.19: Registro de datos con caudal en el modelo de $Q_4 = 7 \text{ lt/s}$



Fotografía No. 7.20: Comportamiento de la rápida con caudal en el modelo de $Q_4=7 \text{ lt/s}$



7.4 PLANOS

7.4.1 HIDRÁULICOS

7.4.1.1 Canal de Fuerte Pendiente, sección trapezoidal

7.4.1.2 Canal de Fuerte Pendiente, sección compuesta

7.4.2 ESTRUCTURALES

7.4.2.1 Canal de Fuerte Pendiente, sección trapezoidal

7.4.2.2 Canal de Fuerte Pendiente, sección compuesta

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Naudascher, E., Castro, M. (2000): Hidráulica de Canales, Tercera Reimpresión, México, Limusa-Noriega Editores.
- [2] United States Department of the Interior, USBR. (1974): Design of Small Canal Structures, Water Resources Technical Publication, Denver, Co.
- [3] Rouse, H. (1950): Engineering Hydraulics, McGraw Hill Ed.
- [4] Rouse, H. (1975): Selected Writings, McGraw Hill Ed.
- [5] Rouse, H. (1960): Mecánica de los Fluidos para Ingenieros Hidráulicos, McGraw Hill Co., New York.
- [6] Rouse, H. (1950): Hidráulica, McGraw Hill Co. Ed., New York.
- [7] Chow, V.T. (1959): Hidráulica de los Canales Abiertos, McGraw Hill Ed. Co., New York – Bogotá.
- [8] Ranga Raju (1990), K.G.: Flow through Open Channels, Tata McGraw Hill Ed. New Delhi.
- [9] Henderson, F.M. (1970): Open Channel Flow, MacMillan Co. Ed., New York.
- [10] Subramanya, S. (1985): Flow in Open Channels, Tata McGraw Hill Ed., New Delhi.
- [11] Chanson, H. (2002): Hidráulica del Flujo en Canales Abiertos, McGraw Hill Interamericana de Colombia Ed.
- [12] Domínguez, F. (1950): Hidráulica, Santiago de Chile.
- [13] ASCE, Journal of the Hydraulics Division, Proceedings and Monographs. <http://www.asce.org>.
- [14] Saldarriaga, J. (2003): Hidráulica de Acueductos, Ed. McGraw Hill, New York – Bogotá.
- [15] Wood, I. R. (1991): Air Entrainment in Free-Surface Flows, Hydraulic Structures Design Manual, IAHR, Nr. 4, A.A. Balkema Ed., Rotterdam, Holland.

- [16] Wood, I. R. (1984): Air Entrainment in High Speed Flows, Proc. IAHR Symposium on Scale Effects in Modeling Hydraulic Structures, Esslingen, Germany.
- [17] Memorias de los Congresos Mundiales y Latinoamericanos de la Asociación Internacional de Investigaciones Hidráulicas – IAHR, <http://www.iahr.net>.
- [18] Hidalgo, M. (1997), Introducción a la teoría de Modelos Hidráulicos y Aplicaciones Básicas, Escuela Politécnica Nacional.
- [19] Poveda, R. (2005), Optimización de las Estructuras de Disipación de Energía en Pozos de Bandejas, Tesis previa a la Obtención del Grado de Magister, Escuela Politécnica Nacional.
- [20] Castro, M., Análisis Dimensional y Modelación Física en Hidráulica, Escuela Politécnica Nacional.
- [21] Universidad Nacional de Rosario, Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura, Flujo en Canales Abiertos: Caracterización en Cursos de la Provincia de Santa Fe, República Argentina, Zucarelli, G., Del Valle Morresi, M., <http://www.fceia.unr.edu.ar/curiham/Secciones/Cuadernos/Pdf-991/zucarelli-morresi.pdf>
- [22] Universidad Politécnica de Catalunya, Aliviaderos escalonados. Nuevas tendencias en la construcción de aliviaderos de presas, Sánchez Juni, M.: http://www.tdr.cesca.es/TESIS_UPC/AVAILABLE/TDX-0921104-152803
- [23] Revista técnica de la Facultad de Ingeniería Universidad de Zulia, Influence of Roughness, Aspect Ratio and Reynolds Number on Shear Stress in Channels and Non-pressurized Closed Ducts, Olivero Novillo, M. L., Aguirre, J.: http://www.scielo.org.ve/scielo.php?pid=S0254-07702005000100008&script=sci_arttext
- [24] Universidad del Cauca, Hidráulica, Guevara M. E.: <http://atenea.unicauca.edu.co/~hdulica/introduccion.pdf>
- [25] Universidad del Estado de San Diego, (1991), Ponce, V., New Perspective on the Vedernikov Number: <http://ponce.sdsu.edu/vedernikov.html>

- [26] Universidad Nacional de Córdoba, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Obras Hidráulicas, Prácticas de Laboratorio (2008):
www.lh-efn.com.ar/PNG/Obras_TP1_Presa_Los%20Monos.pdf
- [27] Bull. Inst. fro etudes andines, Molina J., Marangani J., Ribstein, P., Bourges, J., Guyot, J., Dietze, C. (1995), Olas Pulsantes en Ríos Canalizados de la Región de la Paz:
[http://www.ifeanet.org/publicaciones/boletines/24\(3\)/403.pdf](http://www.ifeanet.org/publicaciones/boletines/24(3)/403.pdf)
- [28] Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Diseño hidráulico de una rápida para el proyecto : construcción del canal principal de Fortaleza, distrito Congas, provincia Ocos, Región Ancash, Palomino, J. (2003):
http://sisbib.unmsm.edu.pe/bibvirtualdata/monografias/basic/palomino_bj/palomino_bj.pdf
- [29] Ponce, Victor y Porras, Pedro, Effect of Cross-Sectional Shape on Free-Surface Instability, Journal of Hydraulic Engineering.
- [30] Sotelo, G., (1998), Hidráulica General, Volumen 1, Editorial Limusa, México D.F.