



UNIVERSIDAD DE JAÉN
Escuela Politécnica Superior de Linares

Trabajo Fin de Grado

ESTUDIO DE ELEMENTOS DE CONTROL Y ACCESORIOS EN CANAL ABIERTO

Alumno: VICTORIANO JESÚS LÓPEZ JIMÉNEZ

Tutor: Prof. D. Mario Miró Barnés
Depto.: Ingeniería Mecánica y Minera

Septiembre, 2023



UNIVERSIDAD DE JAÉN
Escuela Politécnica Superior de Linares

Trabajo Fin de Grado

ESTUDIO DE ELEMENTOS DE CONTROL Y ACCESORIOS EN CANAL ABIERTO

Alumno: VICTORIANO JESÚS LÓPEZ JIMÉNEZ

Tutor: Prof. D. Mario Miró Barnés
Depto.: Ingeniería Mecánica y Minera

Septiembre, 2023

ÍNDICE:

1 - INTRODUCCIÓN.....	9
1.1 - OBJETIVOS DEL PROYECTO.....	9
1.2 - CONTENIDO DEL PROYECTO.....	9
1.3 - CONCEPTOS TEÓRICOS BÁSICOS.....	10
1.3.1 - Definiciones.....	10
1.3.2 – Clasificación de canales.....	10
1.3.3 – Clasificación del flujo en canales.....	12
1.3.4 – Estado de flujo.....	15
1.3.4.1 – Efecto de la viscosidad.....	15
1.3.4.2 – Efecto de la gravedad.....	16
1.3.5 – Energía del flujo en canales abiertos.....	18
1.3.5.1 – Energía específica.....	18
1.3.5.2 – Curvas características de la energía específica.....	19
2.- CONCEPTOS ESPECÍFICOS SOBRE EL FLUJO EN CANALES.....	22
2.1 – FLUJO EN CANALES ABIERTOS.....	22
2.2 – MEDICIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE VELOCIDAD EN CANALES ABIERTOS.....	23
2.3 – PARAMETROS GEOMÉTRICOS Y ADIMENSIONES.....	24
2.4 – FLUJO UNIFORME EN CANALES.....	27
2.5 – FLUJO NO UNIFORME EN CANALES.....	30
2.5.1 – Régimen gradualmente variado.....	30
3 – DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO DE LABORATORIO.....	37
3.1 – CANAL HIDRÁULICO O TUNEL HIDRODINÁMICO.....	37
3.1.1 – Sistema mecánico.....	38
3.1.2 – Sistema eléctrico.....	39
3.1.3 – Sistema de control.....	40
3.2 – OBSTÁCULOS.....	40
3.3 – SISTEMA DE VARILLAS.....	42
3.4 – MANÓMETRO DIFERENCIAL. COLUMNAS PIEZOMÉTRICAS DE AGUA.....	43
3.5 – TUBO DE PITOT.....	44
4 – ENSAYOS DE LABORATORIO.....	46
4.1 – PERFIL DE VELOCIDADES.....	47

4.2 – RESALTO HIDRÁULICO.....	49
4.2.1 – Tipos de resalto hidráulico.....	52
4.2.2 – Desagüe a través de compuertas.....	54
4.2.3 – Resultados experimentales.....	56
4.3 – ESTRECHAMIENTO LATERAL O EFECTO VENTURI.....	64
4.3.1 – Resultados experimentales.....	65
4.3.1.1 – Gráficas ensayo 1.....	68
4.3.1.2 – Gráficas ensayo 2.....	71
4.3.1.3 – Gráficas ensayo 3.....	74
4.4 – OBSTÁCULOS DE FONDO.....	77
4.4.1 – Transición de flujo subcrítico a supercrítico. Obstáculo pequeño...78	
4.4.4.1 – Gráficas Sub-Sup.....	81
4.4.2 – Transición de flujo subcrítico a subcrítico con obstáculo grande y pequeño.....	82
4.4.2.1 – Gráficas Sub-Sub 37 Hz.....	85
4.4.2.2 – Gráficas Sub-Sub 33 Hz.....	89
4.4.3 – Transición de flujo supercrítico a subcrítico. Obstáculo pequeño....89	
4.4.3.1 – Gráficas Sup-Sub.....	91
4.5 – VERTEDEROS.....	92
4.5.1 – Terminología para el flujo de vertederos.....	93
4.5.2 – Tipos de lámina.....	94
4.5.3 – Clasificación de vertederos.....	96
4.5.4 – Fórmulas para el caudal a través de vertederos	99
4.5.4.1 – Vertederos de pared delgada.....	99
4.5.4.1.1 – Expresiones para calcular el caudal en vertederos rectangulares.....	100
4.5.4.2 – Vertederos de pared gruesa.....	102
4.5.5 – Resultados experimentales.....	103
4.5.5.1 – Vertedero de pared delgada rectangular.....	103
4.5.5.2 – Vertedero de pared gruesa.....	105
5 – CONCLUSIONES.....	107
6 – BIBLIOGRAFÍA.....	111

Figura 1: Cauce de un río como ejemplo de canal natural.....	11
Figura 2: Canal artificial de irrigación.....	11
Figura 3: Canal de panamá, canal artificial de navegación.....	12
Figura 4: Flujo uniforme permanente.....	13
Figura 5: Flujo uniforme no permanente.....	13
Figura 6: Flujo rápidamente variado.....	14
Figura 7: Flujo gradualmente variado.....	14
Figura 8: Flujo gradualmente acelerado.....	14
Figura 9: Flujo gradualmente retardado.....	15
Figura 10: Energía total en una sección cualquiera del canal.....	18
Figura11: Curva de energía específica para caudal específico constante.....	19
Figura 12: Energía frente a calado para distinto caudales específicos.....	21
Figura 13: Curva de Koch o variación del caudal a energía constante.....	21
Figura14: Distribución de velocidades.....	23
Figura 15: Sección de canal rectangular.....	25
Figura 16: Sección transversal de un canal trapezoidal.....	25
Figura 17: Parámetros geométricos para varios tipos de canal.....	26
Figura 18: Energía de flujo gradualmente variado en canales abiertos.....	27
Figura19: Tipos de movimiento de flujo en un canal abierto.....	30
Figura 20: Perfiles de flujo.....	36
Figura 21: Ejemplos de flujo con variación gradual.....	36
Figura 22: Canal hidráulico de la E.P.S. de linares.....	37
Figura 23: Esquema general del sistema mecánico.....	38
Figuras 24 y 25: Dimensiones generales del canal hidrodinámico.....	39
Figura 26: Armario principal.....	39
Figura 27: Interior del armario principal.....	40
Figura 28: Obstáculo de compuerta.....	40
Figura 29: Vertedero de pared gruesa.....	41
Figura 30: Vertederos de pared delgada, triangular y rectangular.....	41
Figura 31: Obstáculos de fondo.....	41
Figura 32: Obstáculos laterales.....	42
Figura 33: Sistema de varillas.....	42
Figura 34: Sistema de medición de calado mediante varillas.....	43
Figura 35: Manómetro de columnas piezométricas de agua.....	44

Figura 36: Tubo de pitot.....	45
Figura 37: Esquema del tubo de pitot.....	46
Figura 38: Perfil de velocidades teórico.....	49
Figura 39: Resalto hidráulico.....	49
Figura 40: Tipos de resalto hidráulico.....	52
Figura 41: Variación $\frac{\Delta H}{y_1}$ en función del número de Froude.....	54
Figura 42: Desagüe a través de compuerta den un canal.....	54
Figura 43: Ensayo de compuerta en el laboratorio.....	56
Figura 44: Resalto hidráulico del primer ensayo.....	58
Figura 45: Resalto hidráulico del segundo ensayo.....	61
Figura 46: Efecto Venturi.....	64
Figura 47: Ensayo del estrechamiento lateral en el laboratorio.....	65
Figura 48: Expresión para la obtención del calado.....	66
Figura 49: Realización del ensayo de estrechamiento lateral.....	76
Figura 50: Realización del ensayo de estrechamiento lateral.....	77
Figura 51: Obstáculo pequeño.....	77
Figura 52: Obstáculo grande.....	78
Figura 53: Transición de flujo subcrítico a supercrítico.....	79
Figura 54: Transición de flujo subcrítico a subcrítico.....	82
Figura 55: Transición de flujo subcrítico a subcrítico para obstáculo grande...86	
Figura 56: Transición de flujo supercrítico a subcrítico.....	89
Figura 57: Vertederos.....	93
Figura 58: Terminología de vertederos.....	93
Figura 59: Tipos de lámina vertiente.....	95
Figura 60: Tipos de vertederos según el espesor de pared.....	96
Figura 61: Vertederos según su forma geométrica.....	98
Figura 62: Vertederos según la altura de lámina de agua, aguas abajo.....	98
Figura 63: Vertederos según la cresta.....	99
Figura 64: Vertederos según la posición del plano.....	99
Figura 65: Vertedero rectangular.....	100
Figura 66: Vertedero de pared gruesa.....	102
Figura 67: Vertedero rectangular en el laboratorio.....	103
Figura 68: Vertedero de pared gruesa en el laboratorio.....	105

Tabla 1: Perfil de velocidades para 30.3 Hz.....	47
Tabla 2: Perfil de velocidades para 40 Hz.....	47
Tabla 3: Perfil de velocidades para 50 Hz.....	48
Tabla 4: $Y_g = 68$ mm y 32.5 Hz.....	56
Tabla 5: $Y_g = 68$ mm y 32.5 Hz.....	56
Tabla 6: $Y_g = 68$ mm y 32.5 Hz.....	57
Tabla 7: Resumen de coeficientes del ensayo 1.....	58
Tabla 8: $Y_g = 82$ mm y 37.5 Hz.....	59
Tabla 9: $Y_g = 82$ mm y 37.5 Hz.....	59
Tabla 10: $Y_g = 82$ mm y 37.5 Hz.....	59
Tabla 11: Resumen de coeficientes ensayo 2.....	60
Tabla 12: $Y_g = 100$ mm y 42.5 Hz.....	61
Tabla 13: $Y_g = 100$ mm y 42.5 Hz.....	61
Tabla 14: $Y_g = 100$ mm y 42.5 Hz.....	62
Tabla 15: Resumen de coeficientes ensayo 3.....	62
Tabla 16: Resumen de resultados.....	63
Tabla 17: Medidas para el estrechamiento en el ensayo 1.....	66
Tabla 18: Caudales.....	67
Tabla 19: Valores del estrechamiento para el primer ensayo.....	67
Tabla 20: Medidas para el estrechamiento en el ensayo 2.....	69
Tabla 21: Caudales.....	70
Tabla 22: Valores del estrechamiento para el segundo ensayo.....	71
Tabla 23: Medidas para estrechamiento ensayo 3.....	73
Tabla 24: Caudales.....	74
Tabla 25: Valores del estrechamiento para el ensayo 3.....	74
Tabla 26: Flujo Sub-Sup entrada y salida del obstáculo.....	79
Tabla 27: Calados en la entrada y salida del obstáculo.....	79
Tabla 28: Valores experimentales obtenidos de la transición Sup-Sub para 50 Hz.....	80
Tabla 29: Flujo Sub-Sub entrada y salida del obstáculo.....	83
Tabla 30: Calados a la entrada y salida del obstáculo.....	83
Tabla 31: Valores experimentales obtenidos de la transición Sub-Sub para 37 Hz.....	84
Tabla 32: Flujo Sub-Sub entrada y salida del obstáculo.....	86

Tabla 33: Calados entrada y salida del obstáculo.....	86
Tabla 34: Valores experimentales obtenidos de la transición Sub-Sub para 33 Hz.....	87
Tabla 35: Flujo Sup-Sub entrada y salida del obstáculo.....	90
Tabla 36: Calados a la entrada y salida del obstáculo.....	90
Tabla 37: Valores experimentales obtenidos de la transición Sup-Sub para 31.8 Hz.....	91
Tabla 38: Datos para el vertedero rectangular.....	104
Tabla 39: Altura de carga vertedero rectangular.....	104
Tabla 40: Resultados de los cálculos para vertedero rectangular.....	104
Tabla 41: Datos para vertedero de pared gruesa.....	106
Tabla 42: Altura de carga para vertedero de pared gruesa.....	106
Tabla 43: Resultados del vertedero de pared gruesa.....	106

CAPÍTULO 1

1 - INTRODUCCIÓN.

1.1 – Objetivos del proyecto.

Este Proyecto de Final de Grado tiene como objetivo llevar a cabo la investigación y caracterización tanto teórica como experimental de un canal hidrodinámico. Este estudio se llevará a cabo utilizando el equipamiento de laboratorio de Mecánica de Fluidos que se encuentra en la Escuela Politécnica Superior de Linares. Dicho equipamiento incluye una variedad de elementos de prueba como obstáculos, resaltos, estrechamientos y vertederos.

El enfoque metodológico para llevar a cabo este trabajo se ha definido de la siguiente manera:

- Investigación exhaustiva de la teoría relacionada con el flujo en canales abiertos.
- Realización de un análisis detallado de la velocidad del flujo en los canales abiertos.
- Análisis y evaluación de los componentes que tienen la capacidad de modificar la sección transversal del conducto, como son, obstáculos y estrechamientos.
- Estudio de cómo se comporta el flujo en una zona de cambio abrupto en el canal, tanto desde una perspectiva teórica como experimental.
- Comparación y contraste de los resultados obtenidos de manera teórica y a través de la experimentación.

En resumen, este trabajo se centra en examinar y comprender las características de un canal hidrodinámico mediante una combinación de análisis teórico y experimentación práctica, utilizando el equipo de laboratorio disponible en la universidad.

1.2 – Contenido del proyecto.

Este proyecto está organizado en seis capítulos. El primero de ellos aborda la introducción al estudio de canales hidráulicos, los objetivos del proyecto y, además ofrece

una introducción teórica en la que se profundiza en el análisis y conceptos de los canales hidráulicos. El segundo capítulo se dedica a las consideraciones clave relacionadas con el flujo en canales. En el tercer capítulo, se proporciona una descripción detallada del equipo de ensayo utilizado en el laboratorio.

El cuarto capítulo se enfoca en los ensayos realizados y los resultados obtenidos durante el proceso experimental en el laboratorio. El quinto capítulo presenta las conclusiones derivadas de la comparación entre los datos obtenidos y los datos buscados inicialmente. Por último, en el sexto capítulo se hace referencia a la bibliografía empleada para el desarrollo de este proyecto.

1.3 – Conceptos teóricos básicos.

1.3.1 – Definiciones.

La **hidráulica** constituye un campo de la física dedicado a analizar el comportamiento de los líquidos basándose en sus propiedades específicas. En otras palabras, se enfoca en investigar las características mecánicas de los líquidos en respuesta a las fuerzas a las que se ven expuestos. Este análisis se encuentra influenciado por las fuerzas que actúan en conjunción con la masa del líquido y las circunstancias en las que se encuentra el fluido, las cuales también se encuentran relacionadas con su viscosidad.

Se define como "**canal**" a la estructura diseñada para el transporte de fluidos, principalmente agua, la que circula por la acción de la gravedad, y que, a diferencia de las tuberías, permanece abierta a la atmósfera, de ahí que el fluido este sometido a presión atmosférica. Los canales también cumplen la función de ser rutas artificiales para la navegación. Analizar el comportamiento hidráulico de los canales constituye una parte esencial en el ámbito de la hidráulica, mientras que su diseño corresponde al ámbito de la ingeniería hidráulica. Esta última área se enmarca dentro de las disciplinas especializadas de la ingeniería civil e ingeniería agrícola.

1.3.2 – Clasificación de canales.

Los canales se pueden clasificar según su origen en:

- Canales naturales.

Se hace referencia a los "canales naturales" como las depresiones presentes en la superficie terrestre, variando en profundidad dependiendo de su ubicación. Algunos de estos canales poseen escasa profundidad, mientras que otros exhiben mayores dimensiones, en función de su contexto geográfico.

Los canales naturales están influenciados por la totalidad de las diversas formas de agua presentes en el planeta, abarcando una gama de tamaños que van desde pequeños arroyos en zonas montañosas hasta corrientes más grandes, ríos de distintos caudales y estuarios sujetos a las mareas. Incluso las corrientes subterráneas que transportan agua con una superficie expuesta son consideradas canales naturales de tipo abierto. Debido a esta diversidad, las características hidráulicas de un canal natural presentan una notoria irregularidad en términos generales.



Figura 1: Cauce de un río como ejemplo de canal natural.

- Canales artificiales.

Los canales artificiales son aquellos contruidos o desarrollados mediante el esfuerzo humano, como por ejemplo, canales de navegación, canales de riego, canales de centrales hidroeléctricas, etc.



Figura 2: Canal artificial de irrigación.



Figura 3: Canal de Panamá, canal artificial de navegación.

1.3.3 – Clasificación de flujos en canales.

La clasificación del flujo en canales abiertos se realiza según los parámetros de velocidad y área del flujo en relación con el tiempo y el espacio.

- Flujo permanente y flujo no permanente.

Un flujo es o se considera permanente cuando sus parámetros no varían en relación al tiempo, lo que significa que los elementos del flujo permanecen invariables en una sección dada del canal a lo largo del tiempo. Si los parámetros cambian en función del tiempo, se denomina flujo no constante o no permanente.

En la mayoría de los problemas relacionados con canales abiertos, resulta necesario analizar el comportamiento del flujo únicamente bajo condiciones de constancia, a menos que el cambio en la condición del flujo a lo largo del tiempo sea significativo. En este último caso, el flujo debe tratarse como no constante.

- Flujo uniforme y variado.

En esta situación, se considera que el espacio es una variable. El flujo se considera uniforme cuando los parámetros no varían en relación al espacio, lo que significa que los elementos del flujo permanecen constantes en cualquier sección del canal. Si estos parámetros cambian de una sección a otra, se denomina flujo no uniforme o variado.

Un flujo uniforme puede ser permanente o variado, según cambie o no la profundidad con respecto al tiempo.

- Flujo uniforme permanente.

La profundidad del flujo permanece constante durante el intervalo de tiempo que se está considerando. Este tipo de flujo, en el cual la profundidad no varía, es fundamental en el campo de la hidráulica de canales abiertos.

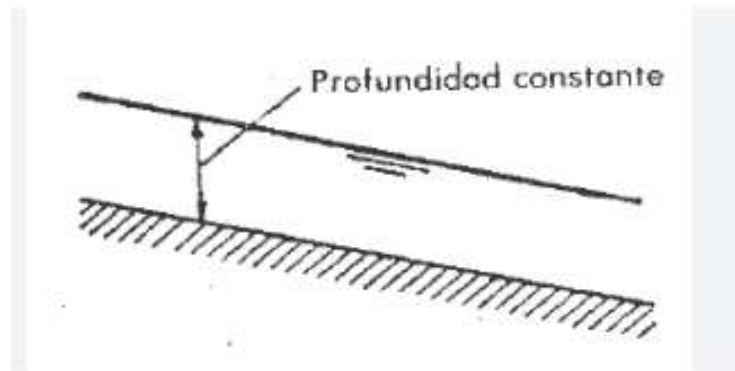


Figura 4: Flujo uniforme permanente.

- Flujo uniforme no permanente.

En esta situación, la superficie del agua experimentará variaciones de una sección a otra, manteniéndose paralela al lecho del canal. Debido a que esta condición es casi irrealizable, el flujo no constante y uniforme es poco común.

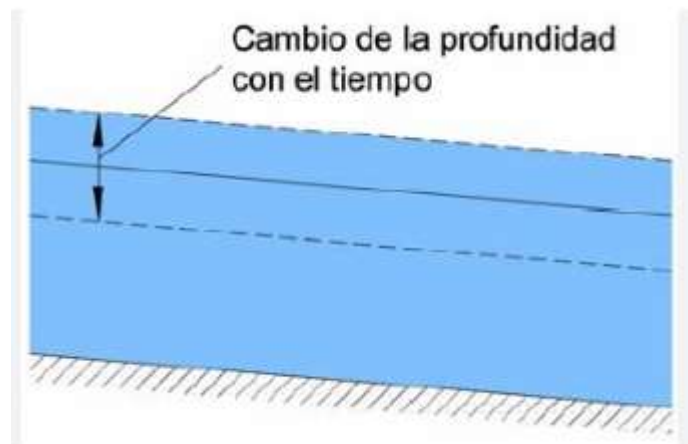


Figura 5: Flujo uniforme no permanente.

- Flujo rápidamente variado.

La profundidad del agua experimenta cambios abruptos en distancias relativamente cortas, como se observa en situaciones como el resalto hidráulico.

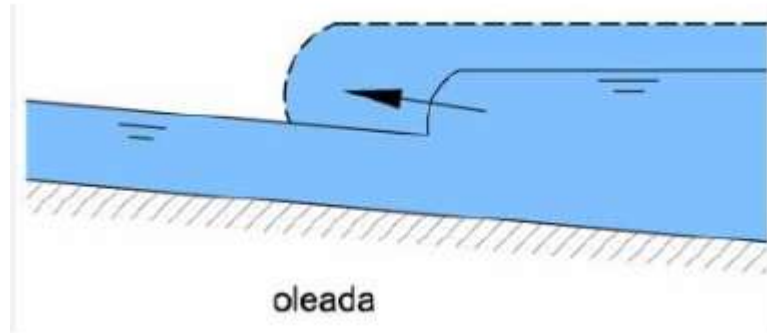


Figura 6: Flujo rápidamente variado.

- Flujo gradualmente variado.

Este tipo de flujo se caracteriza por tener parámetros que cambian de manera gradual a lo largo del canal, como ocurre en situaciones como una curva de remanso.



Figura 7: Flujo gradualmente variado.

Este tipo de flujo puede manifestarse como acelerado o retardado. El flujo se considera acelerado cuando los niveles del agua en la dirección del flujo disminuyen, mientras que el flujo retardado, también conocido como flujo de remanso, ocurre cuando este proceso se invierte.

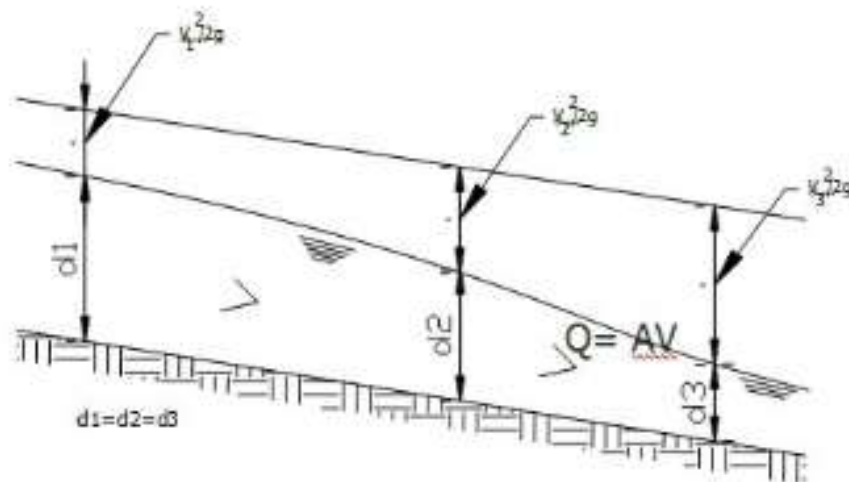


Figura 8: Flujo gradualmente acelerado.

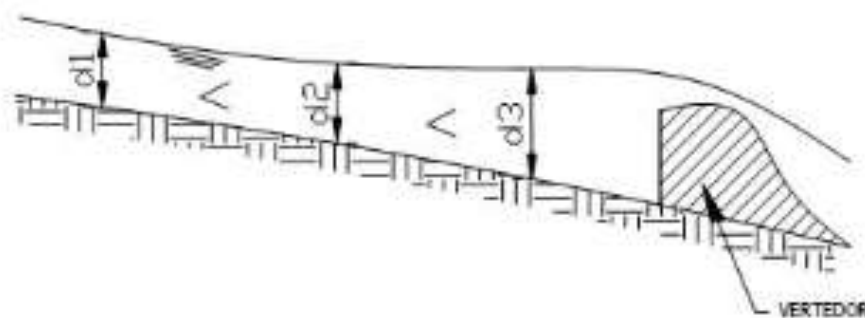


Figura 9: Flujo gradualmente retardado.

1.3.4 – Estado de flujo.

El estado o comportamiento del flujo en un canal abierto es influenciado por los efectos de la viscosidad y la gravedad en relación con las fuerzas de inercia del flujo.

En la mayoría de los problemas relacionados con canales abiertos, la tensión superficial es casi insignificante, ya que solo puede tener un impacto en el comportamiento del flujo en circunstancias específicas.

Los efectos de la presión y la compresibilidad del fluido también son considerados insignificantes en la mayoría de los casos.

1.3.4.1 – Efecto de la viscosidad.

La viscosidad de un fluido se refiere a su capacidad para resistir deformaciones graduales causadas por tensiones cortantes o tensiones de tracción. Según la interacción entre la viscosidad y la inercia, el flujo puede clasificarse en laminar, turbulento o de transición.

El flujo se considera laminar cuando las fuerzas viscosas son significativamente más fuertes en comparación con las fuerzas de inercia, de modo que la viscosidad juega un papel fundamental en la determinación del comportamiento del flujo. En un flujo laminar, las partículas del fluido parecen moverse en trayectorias definidas y tranquilas, siguiendo líneas de corriente, mientras que las capas extremadamente delgadas del fluido parecen deslizarse sobre las capas adyacentes.

El flujo se vuelve turbulento cuando las fuerzas viscosas son menos significativas en comparación con las fuerzas de inercia. En un flujo turbulento, las partículas del fluido se desplazan en trayectorias irregulares, que carecen de calma y predictibilidad, aunque en conjunto aún contribuyen al movimiento general de la corriente hacia adelante.

Entre los estados laminar y turbulento de la corriente, existe un estado intermedio conocido como estado mixto o estado de transición.

El balance entre los efectos de la viscosidad y la inercia puede ser cuantificado por medio del número de Reynolds. En la mayoría de los canales abiertos, el flujo laminar es una ocurrencia poco frecuente.

De la siguiente manera se clasifica el flujo en función de su número de Reynolds.

$$0 < Re < 10^3 \text{ Flujo laminar}$$

$$10^3 < Re < 10^4 \text{ Transición de flujo laminar a turbulento}$$

$$Re > 10^4 \text{ Flujo turbulento}$$

1.3.4.2 – Efecto de la gravedad.

El efecto de la gravedad es un fenómeno natural mediante el cual los objetos con masa se atraen mutuamente. Este efecto es particularmente notable en las interacciones entre planetas, galaxias y otros objetos en el universo. La gravedad es una de las cuatro fuerzas fundamentales que provoca la aceleración experimentada por un cuerpo físico cerca de un objeto astronómico. También se le conoce como interacción gravitatoria o gravitación.

El impacto de la gravedad en el estado del flujo se expresa a través de una relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas gravitatorias. Esta relación se denomina el número de Froude.

El número de Froude (Fr) es un valor adimensional que cuantifica la relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas gravitatorias que actúan sobre un fluido. Este número lleva el nombre del ingeniero hidrodinámico y arquitecto naval inglés William Froude (1810 - 1879). Matemáticamente, el número de Froude se expresa de la siguiente manera.

$$Fr = \frac{\text{Fuerzas de inercia}}{\text{Fuerzas de gravedad}} \quad (\text{Ec. 1.1})$$

El número de Froude en canales abiertos proporciona información sobre el estado del flujo hidráulico y se define como.

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g^* D_H}} \quad (\text{Ec. 1.2})$$

Donde g es la gravedad, v la velocidad del fluido y D_H es una dimensión representativa que puede variar en función de la geometría a estudiar, en este caso, es la profundidad de superficie mojada del canal.

Dependiendo del valor que se obtenga del número de Froude, se puede clasificar el flujo en función de los parámetros nombrados anteriormente, en los siguientes tipos.

$Fr > 1$ El régimen del flujo será supercrítico

$Fr = 1$ El régimen del flujo será crítico

$Fr < 1$ El régimen del flujo será subcrítico

A continuación, se detalla cada tipo de régimen de flujo.

Flujo crítico.

Este tipo de flujo exhibe una combinación de fuerzas inerciales y gravitacionales que lo vuelve inestable, convirtiéndolo de cierta manera en un estado intermedio y cambiante entre los otros dos tipos de flujo. Debido a esta naturaleza, utilizarlo en el diseño de estructuras hidráulicas es poco aceptable y no se recomienda. En este tipo de flujo, el número de Froude es igual a 1, y en esta condición no se generan resaltos hidráulicos (disipadores de energía).

Flujo subcrítico.

En este régimen de flujo, las fuerzas gravitacionales predominan sobre las fuerzas inerciales. El flujo se caracteriza por velocidades y pendientes bajas, pero las profundidades de la lámina de agua son mayores en comparación con el flujo en estado supercrítico. En este tipo de flujo, un aumento en la energía se refleja en un incremento en la profundidad de la lámina de agua. El número de Froude en esta condición es inferior a 1.

Flujo supercrítico.

En este tipo de flujo, las fuerzas inerciales ejercen una influencia significativamente mayor que las fuerzas gravitacionales. Además de esto, el flujo ocurre a velocidades y pendientes elevadas, con profundidades más reducidas. Cuando se presenta este tipo de flujo en un canal, un incremento en la cantidad de energía resulta en una disminución de la profundidad de la lámina de agua. El número de Froude en esta situación es mayor que 1. Este estado de flujo propicia la formación de resaltos hidráulicos, que incrementan su capacidad de disipación de energía en determinados rangos, llegando a su máxima capacidad para flujos con un número de Froude superior a 9.

1.3.5 – Energía del flujo en canales abiertos.

La energía total de cualquier segmento de corriente que fluye a través de una sección se define como la suma de las energías potencial, de presión y cinética.

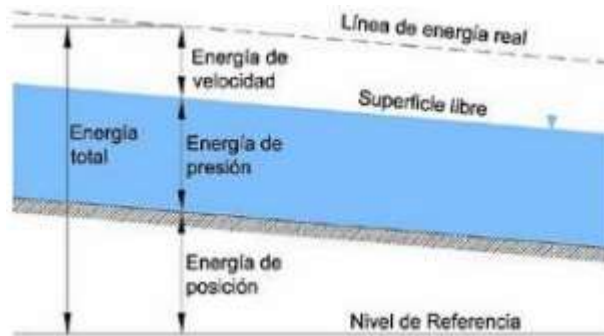


Figura 10: Energía total en una sección cualquiera del canal.

En este segmento, se supone un flujo estacionario con un perfil de velocidades uniforme en cualquier sección perpendicular al flujo. Esto permite considerar que el flujo es adimensional, por lo que la ecuación de la energía unidimensional se aplica al volumen de control delimitado por los extremos del segmento. Al dividir esto por la gravedad, obtenemos:

$$\frac{P_1}{\rho * g} + \frac{v_1^2}{2 * g} + z_1 = \frac{P_2}{\rho * g} + \frac{v_2^2}{2 * g} + z_2 + h_s + h_L \quad (\text{Ec. 1.3})$$

Donde, en esta ecuación todos los términos son energías por unidad de masa, z es la altura de calado con respecto a la referencia, g es la gravedad, v es la velocidad media del fluido, h_s son las pérdidas de energía debidas al trabajo de las fuerzas externas y h_L son las pérdidas de energía debidas a la fricción.

1.3.5.1 – Energía específica.

La energía específica en una sección de canal se establece como la energía en relación a la masa, considerando la referencia desde el fondo del canal.

$$E = y + \frac{v^2}{2 * g} \quad (\text{Ec. 1.4})$$

En un canal rectangular, siendo q el caudal por unidad de ancho la energía queda.

$$E = y + \frac{q^2}{2 * g * y^2} \quad (\text{Ec. 1.5})$$

La ec. 1.5 se puede estudiar para una energía y un q constantes.

1.3.5.2 – Curvas características de la energía específica.

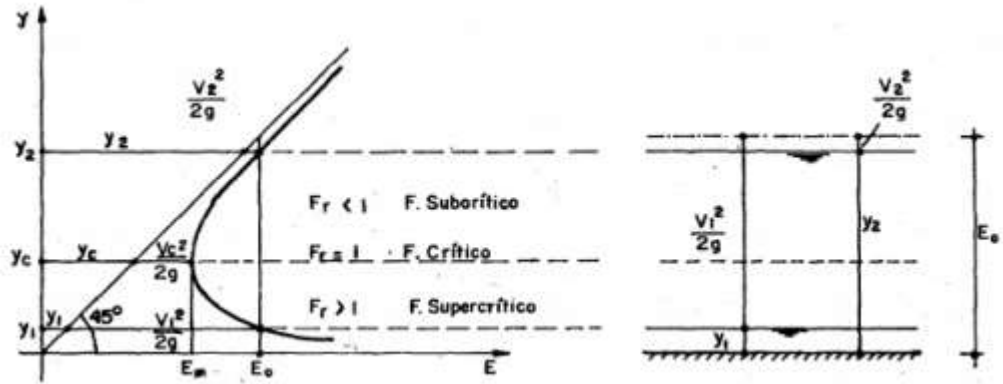


Figura 11: Curva de energía específica para caudal específico constante.

En la figura 11 se puede diferenciar la existencia de dos valores de y para un determinado valor de E_0 . Se afirma que y_1 representa la profundidad alternante de y_2 , y viceversa. Asimismo, se menciona que tanto y_1 como y_2 actúan como profundidades alternantes para el valor E_0 .

En la gráfica 11 también se puede ver que hay un valor de energía específica mínima E_m correspondiente a y_c el cual tiene una expresión.

$$E_m = y + \frac{v^2}{2 \cdot g} = \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot y^2} \quad (\text{Ec. 1.6})$$

$$\frac{dE}{dy} = 1 + \frac{\frac{q^2}{2 \cdot g} \cdot 2 \cdot y}{y^4} = 1 - \frac{q^2 \cdot 2 \cdot y}{2 \cdot g \cdot y^4} = 1 - \frac{q^2}{g \cdot y^3} \quad (\text{Ec. 1.7})$$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (\text{Ec.1.8})$$

El valor de E_m es.

$$E_m = y_c + \frac{q^2}{2 * g * y_c^2} = y_c + \frac{g * y_c^3}{2 * g * y_c^2} = y_c + \frac{y_c}{2} \rightarrow E_m = \frac{3}{2} * y_c \text{ (Ec. 1.9)}$$

Igualando la Ec. 1.4 y Ec. 1.9 se obtiene.

$$\frac{y_c}{2} = \frac{v_c^2}{2 * g} \rightarrow v_c = \sqrt[2]{g * y_c} \text{ (Ec. 1.10)}$$

Si realizamos el cálculo del número de Froude para esta velocidad, verificamos que su valor es 1, lo cual confirma que se encuentra en un estado crítico.

$$Fr = \frac{v_c}{\sqrt[2]{g * y_c}} = \frac{\sqrt[2]{g * y_c}}{\sqrt[2]{g * y_c}} = 1 \text{ (Ec. 1.11)}$$

El flujo uniforme que presenta un valor superior a y_c se denomina flujo subcrítico debido a que su velocidad promedio es inferior a la crítica, siendo $Fr < 1$.

El flujo uniforme que presenta un valor menor a y_c se denomina como flujo supercrítico, ya que su velocidad promedio es mayor que la velocidad crítica, con $Fr > 1$.

Si el caudal específico experimentara un incremento, la curva se desplazaría hacia la derecha. Por otro lado, si disminuyera, la curva se movería hacia la izquierda, como se ilustra en la figura siguiente.

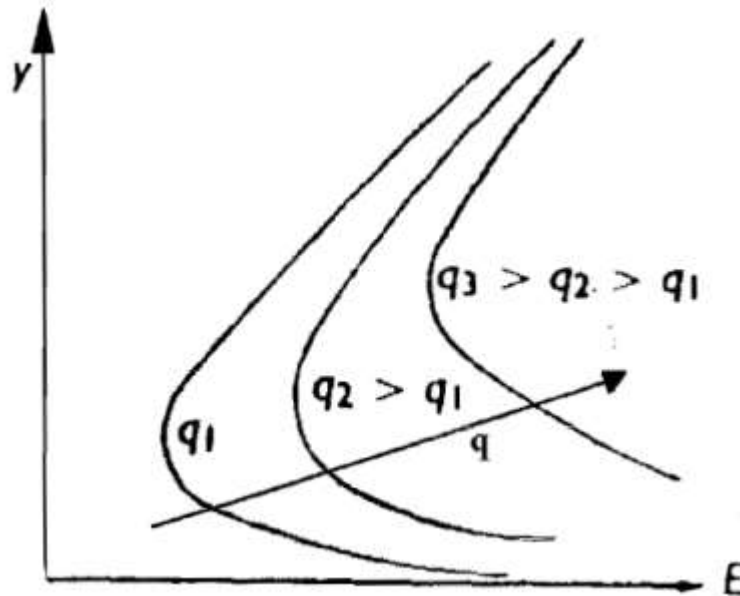


Figura 12: Energía frente a calado para distintos caudales específicos.

La modificación del caudal se representa en la figura siguiente, en la cual se señala el caudal máximo alcanzado para la profundidad crítica. Esta gráfica también es conocida como la curva de Koch.

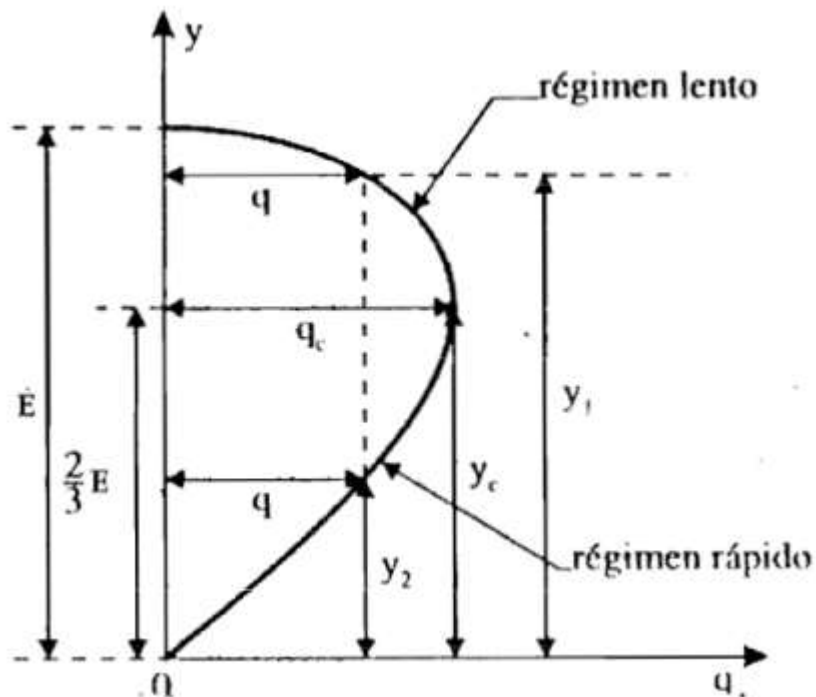


Figura 13: Curva de Koch o variación del caudal a energía constante.

En la figura 13, se representa la curva de Koch correspondiente a una energía específica establecida, la cual exhibe un caudal específico máximo, también llamado crítico, para un calado crítico.

Para un caudal específico superior a q_c , el movimiento resulta inviable a menos que se incremente la energía específica.

La energía específica toma un único valor en cada sección del canal, no obstante, puede fluctuar a lo largo del canal debido a pérdidas de energía o cambios en la elevación del canal.

CAPÍTULO 2

2 – CONCEPTOS ESPECÍFICOS SOBRE EL FLUJO EN CANALES.

2.1 – Flujo en canales abiertos.

En sistemas de conductos cerrados, el flujo se dirige a través del conducto y se desplaza como resultado de un gradiente de presión disminuida, el cual constituye el factor impulsor del movimiento.

$$\frac{dP}{dl} = \frac{dP}{dl} + \frac{d(\rho * g * z)}{dl} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

En el caso de canales abiertos, el fluido se desplaza manteniendo una superficie libre, lo que es característico en entornos como arroyos, ríos y acequias, entre otros.

$$\frac{dP}{dl} = \frac{d(\rho * g * z)}{dl} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

La fuerza motriz es la gravedad, manifestándose a través de un cambio neto en la elevación dentro del canal, lo cual induce el movimiento.

Para el análisis del flujo en canales abiertos se tienen en cuenta las siguientes consideraciones.

- En canales abiertos, el fluido no se eleva.
- La geometría precisa de la corriente no está determinada.
- El análisis del flujo en canales abiertos resulta más complejo que en conductos.

- Se requieren mayores datos empíricos y aproximaciones que en el flujo en conductos cerrados.
- La superficie libre del fluido puede cambiar de posición.
- Las secciones transversales pueden variar considerablemente según su función práctica.
- La distribución de velocidades a lo largo de la sección es menos uniforme y más intrincada que en las tuberías.
- La fuerza gravitacional es la principal fuerza a considerar en términos de masa.
- En términos generales, la turbulencia en el movimiento es influenciada en gran medida por la rugosidad.

2.2 – Medición y Distribución de velocidad en canales abiertos.

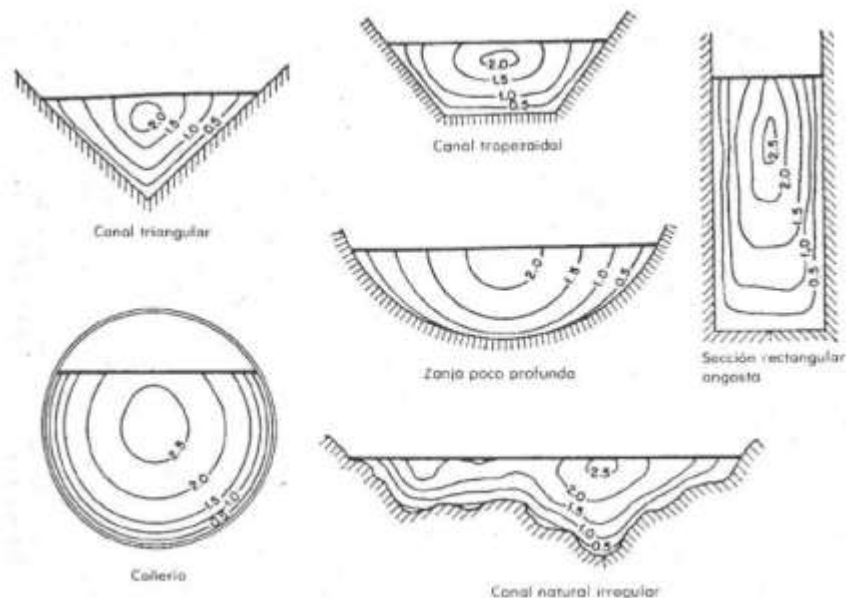


Figura 14: Distribución de velocidades.

La velocidad máxima se sitúa en un rango entre el 0.05 y el 0.25 de la profundidad del canal. Cuando el lecho es de superficie lisa, la velocidad máxima se alcanza en la superficie libre del fluido.

$$Q = \sum V_i * A_i \text{ (Ec. 2.3)}$$

Velocidad media.

$$U = \frac{Q}{A} \text{ (Ec. 2.4)}$$

Coeficiente de energía.

$$\alpha = \frac{\int u^3 * dA}{v^3 * A} = \frac{\sum u_i^3 * A_i}{v^3 * A} \text{ (Ec. 2.5)}$$

Aplicando Bernoulli.

$$P_1 + \rho * g * z_1 + \frac{1}{2} * \alpha_1 * \rho * v_1^2 = P_2 + \rho * g * z_2 + \frac{1}{2} * \alpha_2 * \rho * v_2^2 + \Delta P_2 \text{ (Ec. 2.6)}$$

Coeficiente de cantidad de movimiento.

$$\beta = \frac{\int u^2 * dA}{v^2 * A} = \frac{\sum u_i^2 * A_i}{v^2 * A} \text{ (Ec. 2.7)}$$

En un perfil uniforme se considera $\alpha = \beta = 1$.

2.3 – Parámetros geométricos y dimensionales.

Los elementos geométricos son atributos de una sección de canal que pueden ser completamente definidos por la configuración geométrica de la sección y la profundidad del flujo. Estos elementos desempeñan un papel crucial y se utilizan ampliamente en el cálculo del flujo. En el caso de secciones de canal que sean simples y regulares, es posible expresar los elementos geométricos de manera matemática, considerando la profundidad del flujo y otras dimensiones de la sección. Una forma de sección transversal de canal ampliamente reconocida es la forma trapezoidal, que se ilustra en las siguientes imágenes.

- Sección Vertical (Sv): Corresponde a una vista vertical de la sección de flujo.
- Sección Transversal (St): Representa una vista perpendicular a la dirección del flujo.

- Profundidad de Circulación (y): Indica la separación entre la superficie libre del agua y el punto más bajo de la sección vertical.
- Tirante (d): Es la medida entre la superficie y el fondo del canal en un plano perpendicular a la dirección del flujo.
- Ancho de Fondo (b): Refiere al ancho del canal en su parte más profunda.
- Talud (m): Representa la distancia horizontal correspondiente a una unidad vertical de altura.

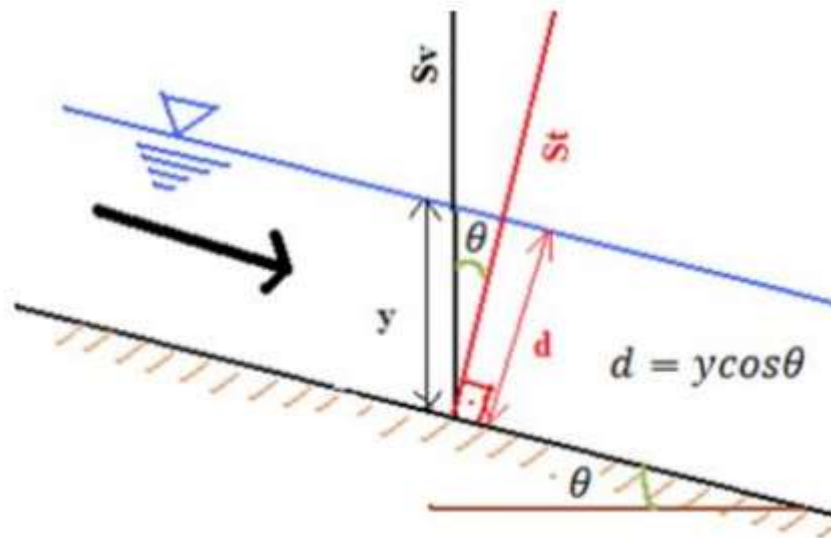


Figura 15: Sección de un canal rectangular.



Figura 16: Sección transversal de un canal trapezoidal.

- Área Mojada (A): Es el área de la sección transversal del flujo que se encuentra bajo la superficie libre del agua.
- Perímetro Mojado (P): Representa la longitud de la línea formada por las paredes del canal más el ancho de fondo.
- Ancho Superficial: Es la medida del ancho del canal en la región de la superficie libre del agua.
- Radio Hidráulico: Indica la relación entre el área mojada y el perímetro mojado de la sección, calculado como el cociente entre ambos valores.

$$R_h = \frac{A}{P} \text{ (Ec. 2.8)}$$

- Profundidad hidráulica (D): Cociente entre el área mojada y el ancho superficial.

$$D = \frac{A}{T} \text{ (Ec. 2.9)}$$

- Factor de sección (Z): El producto entre el área mojada y la raíz cuadrada de la profundidad hidráulica.

$$Z = A * \sqrt{D} \text{ (Ec. 2.10)}$$

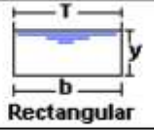
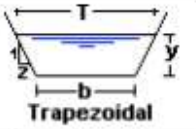
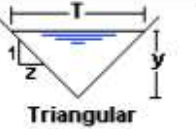
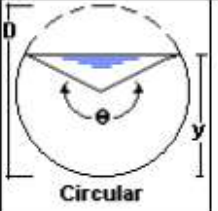
Tipo de sección	Área A (m ²)	Perímetro mojado P (m)	Radio hidráulico Rh (m)	Espejo de agua T (m)
 Rectangular	by	b+2y	$\frac{by}{b+2y}$	b
 Trapezoidal	(b+zy)y	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	b + 2zy
 Triangular	zy ²	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	2zy
 Circular	$\frac{(\theta - \text{sen}\theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta})\frac{D}{4}$	$(\text{sen}\frac{\theta}{2})D$ ó $2\sqrt{y(D-y)}$
 Parabólica	$\frac{2}{3}Ty$	$T + \frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T+8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

Figura 17: Parámetros geométricos para varios tipos de canal.

El movimiento del agua se ve influenciado por la gravedad, la fricción en las paredes y la tensión superficial en la superficie libre.

Las fuerzas gravitatorias trabajan para igualar la superficie del agua.

$$Z_1 + Y_1 + \frac{v_1^2}{2 \cdot g} = Z_2 + Y_2 + \frac{v_2^2}{2 \cdot g} + \Delta h_L \rightarrow Z_1 - Z_2 = \Delta h_2 \rightarrow s = \frac{Z_1 - Z_2}{L} = \frac{\Delta h_L}{L} \quad (\text{Ec. 2.14})$$

$$s = f \frac{v^2}{2 \cdot g} * \frac{1}{D_H} = f \frac{v^2}{8 \cdot g * R_H} \quad (\text{Ec. 2.15})$$

$$U = \left(\frac{8 \cdot g}{f} * R_H * s \right)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ec. 2.16})$$

Siendo:

$$D_H = \frac{4 \cdot A}{\rho} \text{ Diámetro Hidráulico } \quad (\text{Ec. 2.17})$$

$$R_H = \frac{A}{\rho} \text{ Radio Hidráulico } \quad (\text{Ec. 2.18})$$

$$f \left(Re, \frac{\epsilon}{D_H} \right) \text{ Factor de fricción } \quad (\text{Ec. 2.19})$$

Se puede obtener el mismo resultado que en la Ec. 2.16 a partir de la ecuación de cantidad de movimiento en un volumen de control.

$$\int_{Sc} \rho * \bar{u} * (\bar{u} - \bar{u}_c) * \bar{n} * ds = \int_{Sc} (P - P_a) * \bar{n} * ds + \int_{Sc} \bar{\bar{z}}' * \bar{n} * ds + \int_{Vc} \rho * f_m * dV \quad (\text{Ec. 2.20})$$

El primer término carece de valor ya que no existen influencias convectivas, y el segundo término también se anula al ser idéntica la distribución de presiones en 1 y 2.

$$\int_{Sc} \bar{\bar{z}}' * \bar{n} * ds = \bar{\bar{Z}}_p * \rho * L \quad (\text{Ec. 2.21})$$

$$\int_{V_c} \rho * f_m * dV = \rho * g * A * L * S \quad (\text{Ec. 2.22})$$

$$Z_p = \rho * g * S * R_H \quad (\text{Ec. 2.23})$$

En términos generales, la diferencia de presión reducida $P = P + \rho * g * Z$ es la fuerza que produce el movimiento superando la fuerza de fricción $F_f = Z_p * \rho * L$.

$$\Delta P * A = Z_p * \rho * L \rightarrow Z_p = \frac{\Delta P}{L} * R_H = -\frac{dP}{dl} * R_H = Z_p \quad (\text{Ec. 2.24})$$

El factor de fricción vale:

$$f = \frac{\Delta P}{\frac{1}{2} * \rho * v^2} * \frac{D_H}{L} = \frac{dP}{dl} * \frac{D_H}{\frac{1}{2} * \rho * v^2} = \frac{8 * Z_p}{\rho * v^2} \quad (\text{Ec. 2.24})$$

Sustituyendo la Ec. 2.22 y la Ec. 2.24 en la Ec. 2.23 se la velocidad de flujo con su pendiente S.

$$U = \left(\frac{8 * g}{f}\right)^{\frac{1}{2}} * (R_H * S)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ec. 2.25})$$

La velocidad U se incrementa a medida que aumenta la pendiente S y el valor de R_H . Sin embargo, disminuye cuando el factor de fricción $f(\text{Re}, \frac{\epsilon}{D_H})$ aumenta.

También se puede expresar la velocidad como:

$$U = C * \sqrt{R_H * S} \quad \text{Formula de Chezy} \quad (\text{Ec. 2.26})$$

Donde $C = \sqrt{\frac{8 * g}{f}}$, que oscila entre 33-88 $m^{\frac{1}{2}}/s$ y depende del Reynolds y de la rugosidad.

2.5 – Flujo no uniforme en canales.

2.5.1 – Regimen gradualmente variado.

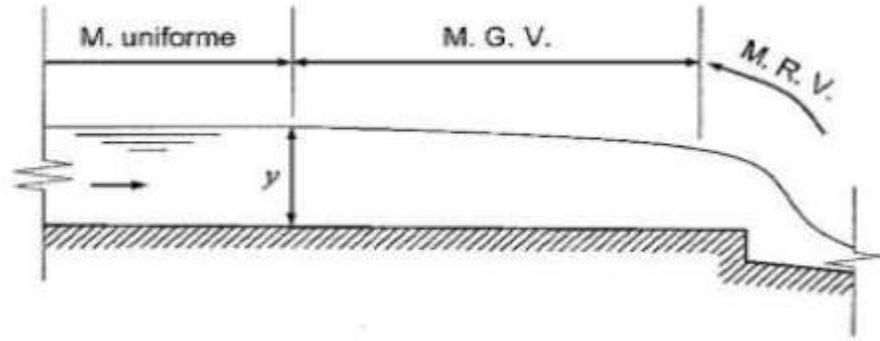


Figura 19: Tipos de movimientos de flujo en un canal abierto.

Aplicando continuidad:

$$Q = U * A = cte \text{ (Ec. 2.27)}$$

$$\frac{d}{dl}(U * A) = 0 \text{ (Ec. 2.28)}$$

El área (A) puede cambiar debido a fluctuaciones en el nivel del agua o a modificaciones en la forma de la sección transversal.

$$U * \frac{\partial A}{\partial l} + U * \frac{\partial A}{\partial y} * \frac{dy}{dl} + A * \frac{dv}{dl} = 0 \text{ (Ec. 2.29)}$$

Si el canal tiene sección constante, $\frac{\partial A}{\partial l} = 0$.

En la situación de que el canal sea de sección constante y rectangular.

$$u * \frac{dy}{dl} + y * \frac{du}{dl} = 0 \text{ (Ec. 2.30)}$$

Aplicando cantidad de movimiento.

$$u * \frac{\partial u}{\partial l} + \frac{1}{\rho} * \frac{\partial P}{\partial l} = - \frac{\tau_p}{\rho * R_H} \text{ (Ec. 2.31)}$$

Siendo P la presión reducida y τ_p el tensor de esfuerzos cortantes en la pared del canal.

$$P = P_a + \rho * g(Z_s + y) \quad (\text{Ec. 2.32})$$

$$\frac{\partial P}{\partial l} = \rho * g * \frac{\delta}{\delta * l} * (Z_s + y) \quad (\text{Ec. 2.33})$$

$$\frac{d}{dl} \left(\frac{u^2}{2} + g * (Z_s + y) \right) = -\frac{\tau_s}{\rho * R_H} = -S_f * g \quad (\text{Ec. 2.34})$$

$$\frac{\tau_s}{\rho * R_H} = S_f * g \quad (\text{Ec. 2.35})$$

$$\frac{d}{dl} (Z_s) = -S = \text{Pendiente del canal} \quad (\text{Ec. 2.36})$$

$$\frac{d}{dl} \left(\frac{u^2}{2} + g * y \right) = g(S - S_f) \quad (\text{Ec. 2.37})$$

$$u * \frac{\partial A}{\partial y} * \frac{\partial y}{\partial l} + A * \frac{du}{dl} = 0 \quad (\text{Ec. 2.38})$$

Un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas (u , y) puede establecerse utilizando los valores dados de S y los cálculos de S_f basados en el número de Reynolds y la rugosidad.

Si se desarrolla la Ec. 2.37. queda:

$$u * \frac{du}{dl} + g * \frac{dy}{dl} = g(S - S_f) \quad (\text{Ec. 2.39})$$

$$g * \frac{dy}{dl} - \frac{u^2}{A} * \frac{\partial A}{\partial y} * \frac{dy}{dl} = g(S - S_f), \text{ siendo } b = \frac{\partial A}{\partial l} \text{ (Ec. 2.40)}$$

$$\left(g - \frac{u^2 * b}{A}\right) * \frac{dy}{dl} = g(S - S_f) \text{ (Ec. 2.41)}$$

$$\left(1 - \frac{u^2}{g * \frac{A}{b}}\right) \frac{dy}{dl} = (S - S_f) \text{ (Ec. 2.42)}$$

Donde $A/b = Y_m$ que es el calado medio y $Fr^2 = \frac{u^2}{g * Y_m}$, por tanto, la Ec. 2.42 de variación de superficie libre queda:

$$\frac{dy}{dl} = \frac{S - S_f}{1 - Fr^2} \text{ (Ec. 2.43)}$$

Teniendo en cuenta que $S_f = \frac{\tau_p}{\rho g R_H}$ y que $\tau_p = \frac{\lambda}{8} \rho u^2$

Con $\lambda = 8g \frac{n^2}{R_H Y^3} \rightarrow \tau_p = \frac{g n^2}{R_H Y^3} \rho u^2$

$$S_f = \frac{n^2 * u^2}{R_H^{\frac{4}{3}}} \text{ (Ec. 2.44)}$$

$$\frac{dy}{dl} = \frac{S - \frac{n^2 * u^2}{R_H^{\frac{4}{3}}}}{1 - \frac{b * u^2}{A * g}} \text{ (Ec. 2.45)}$$

La Ec. 2.45 en función del caudal que es conocido queda:

$$\frac{dy}{dl} = \frac{S - \frac{n^2 * Q^2}{R_H^{\frac{4}{3}} * A^2}}{1 - \frac{b * Q^2}{A^3 * g}} \text{ (Ec. 2.46)}$$

Siendo n , Q y s como datos conocidos y A , b y R_H como función de y .

En el caso particular de un canal rectangular, se dan las siguientes simplificaciones:

$$A = b * y \quad (\text{Ec. 2.47})$$

$$R_H = \frac{b*y}{b+2y} \quad (\text{Ec. 2.48})$$

$$Q = u * y * b \quad (\text{Ec. 2.49})$$

$$q = \frac{Q}{b} \quad (\text{Ec. 2.50})$$

$$\frac{dy}{dl} = \frac{S - \frac{n^2 * q^2}{R_H^{\frac{4}{3}} * y^2}}{1 - \frac{q^2}{y^3 * g}} \quad (\text{Ec. 2.51})$$

En régimen uniforme:

$$S = S_f = \frac{n^2 * Q^2}{R_H^{\frac{4}{3}} * A^2} \rightarrow \frac{dy}{dl} = 0 \quad (\text{Ec. 2.52})$$

Si se puede suponer el canal infinitamente ancho $\rightarrow R_H = y$

$$\frac{dy}{dl} = \frac{S - \frac{n^2 * q^2}{Y^{\frac{10}{3}}}}{1 - \frac{q^2}{Y^3 * g}} \quad (\text{Ec. 2.53})$$

$$\frac{dy}{dl} = \frac{S - \frac{n^2 q^2}{Y^{\frac{10}{3}}}}{1 - \frac{q^2}{Y^3 g}} = \frac{S - S_f}{1 - Fr^2} \quad (\text{Ec. 2.54})$$

Cuando el calado es constante, es decir, $S = S_f$, $dy/dl = 0$. Por lo tanto, cuando $Y = Y_n$, que corresponde al calado uniforme, no habrá cambios en el calado. El valor de Y_n representa el calado en el cual, con un caudal Q dado, una pendiente S y un coeficiente n , se logra alcanzar el flujo en régimen uniforme.

A medida que el flujo se acerca al régimen uniforme, la superficie libre tiende hacia el valor de Y_n sin rebasarlo.

$$Y_n^{\frac{10}{3}} = \frac{n^2 q^2}{S} \quad (\text{Ec. 2.55})$$

Por otro lado, se encuentra la altura crítica:

$$Y_c^3 = \frac{q^2}{g} \quad (\text{Ec. 2.56})$$

Para la cual $Fr = 1 \rightarrow dy/dl \rightarrow \infty$ y no dependen de la pendiente del canal.

Si la evolución tiene lugar a partir de un flujo que es supercrítico aguas arriba, se origina un resalto hidráulico antes de la transición al régimen subcrítico.

Si el valor de Fr es menor que 1, se produce una transición ordenada. Sin embargo, la teoría deja de ser válida cuando la relación $dy/dl = \infty$, lo que corresponde a un flujo con una variación no gradual.

Las líneas que se extienden de manera paralela a la base a distancias Y_N e Y_c representan los límites de cálculo para determinar la forma de la superficie libre.

Para canales rectangulares de gran altura se tiene:

$$\frac{dy}{dl} = \frac{S - \frac{n^2 q^2}{y^{\frac{10}{3}}}}{1 - \frac{q^2}{y^3 g}} \quad (\text{Ec. 2.57})$$

$$S = \frac{1 - \left(\frac{y_N}{y}\right)^{\frac{10}{3}}}{1 - \left(\frac{y_c}{y}\right)^{\frac{10}{3}}} = \frac{dy}{dl} \quad (\text{Ec. 2.58})$$

Las condiciones y los tipos de pendiente serán:

Si $y_N < y$ el numerador positivo.

$Fr < 1$ si $y > y_c \rightarrow dy/dl > 0$ Pendiente creciente

$Fr > 1$ si $y < y_c \rightarrow dy/dl < 0$ Pendiente decreciente

Si $y_N > y$ el numerador es negativo.

$Fr < 1$ si $y > y_c \rightarrow dy/dl < 0$ Pendiente decreciente

$Fr > 1$ si $y < y_c \rightarrow dy/dl > 0$ Pendiente creciente

Los perfiles de la superficie libre de líquido dependen de las relaciones entre y_c , y_N e y .

- $y_c < y_N \rightarrow S < S_f$ Canal con pediente suave. Curva denominada de tipo M.
- $y_c > y_N \rightarrow$ Pendiente fuerte. Curva denominada de tipo S.
- $y_c = y_N \rightarrow$ Pendiente crítica. Curva denominada de tipo C.
- $S = 0 \rightarrow y_N = \infty \rightarrow$ Horizontal. Curva denominada de tipo H.

A la vez se deonminan tambien:

- $y > y_c, y_N \rightarrow$ Curva tipo 2.
- $y_c < y < y_N$ o $y_N < y < y_c \rightarrow$ Curva tipo 2.
- $y < y_c, y_N \rightarrow$ Curva tipo 3.

A continuación, se muestran gráficamente los perfiles de flujo resultantes en diferentes situaciones.

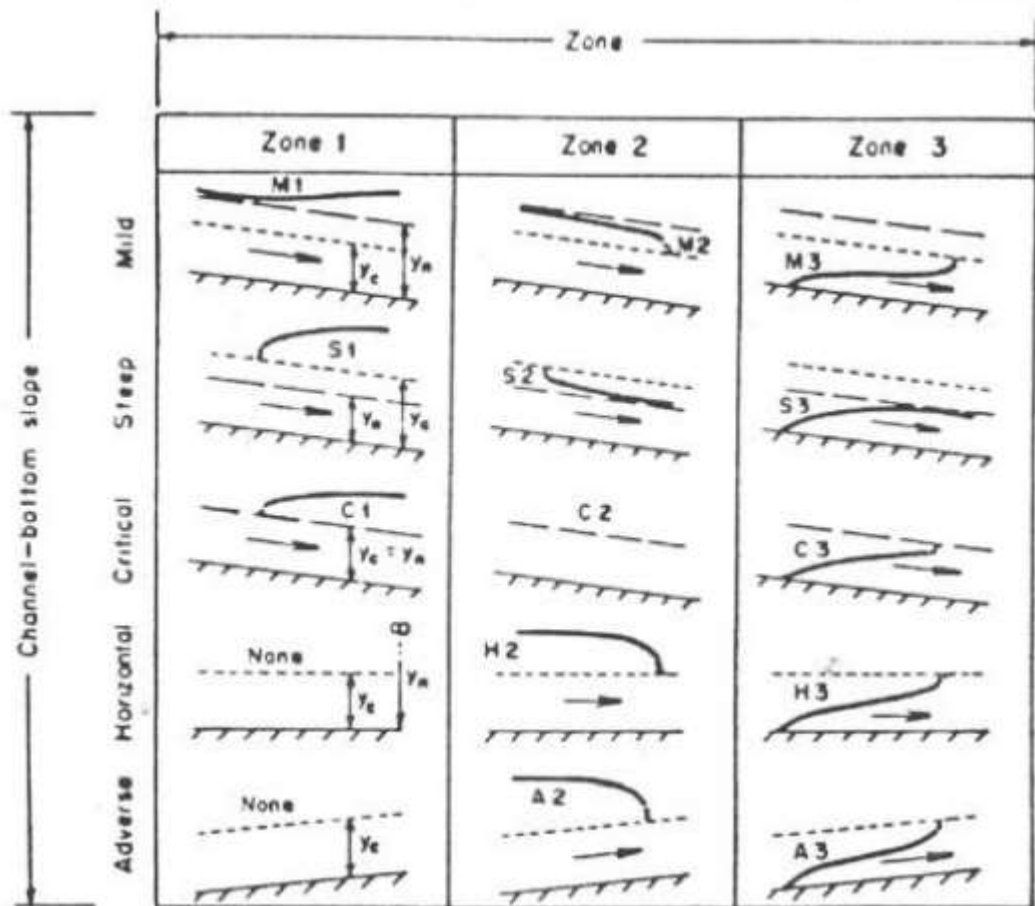


Figura 20: Perfiles de flujo.

Existen numerosos ejemplos de situaciones en las cuales se presenta flujo con variación gradual. A continuación, se presentan solamente algunos de los casos más comunes tanto para canales con pendientes suaves como pronunciadas.

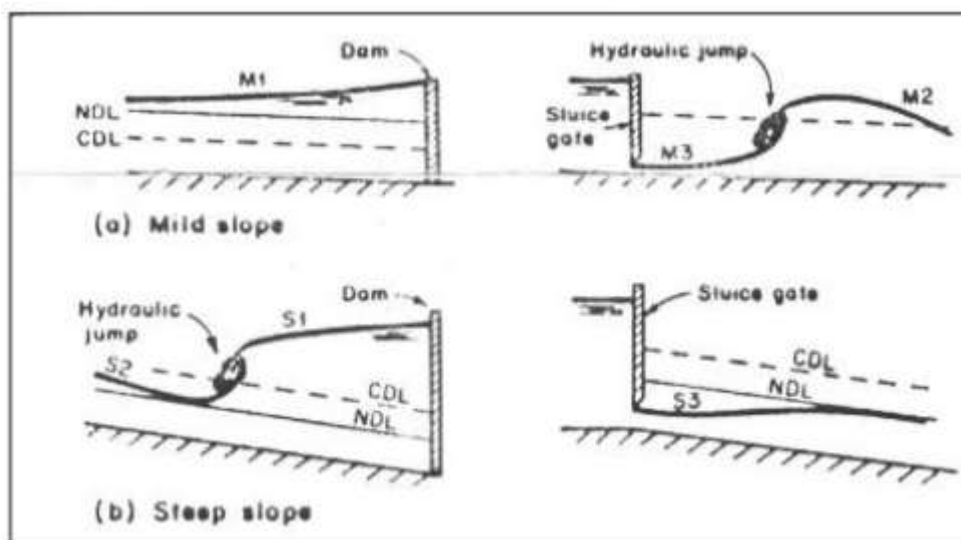


Figura 21: Ejemplos de flujo con variación gradual.

CAPITULO 3

3 – DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO DE LABORATORIO.

3.1 – Canal hidráulico o tunel hidrodinámico.

El Canal Hidráulico - Túnel Hidráulico ha sido concebido y construido con el propósito de establecer condiciones de flujo uniforme y laminar, con una velocidad máxima de 1 m/s en la sección de prueba. Su función principal radica en la capacidad para llevar a cabo diversas actividades, incluyendo ensayos y estudios de simulación. Estos permiten analizar la interacción de un modelo a escala de un cuerpo con un flujo de alta densidad, además de posibilitar la visualización tridimensional de la circulación del flujo alrededor de dicho objeto.



Figura 22: Canal hidráulico de la E. P. S. de Linares.

El manual proporciona información detallada acerca de las características generales de construcción y ofrece instrucciones exhaustivas relacionadas con la instalación, operación y mantenimiento del Canal Hidráulico (Túnel Hidráulico). Este equipo ha sido suministrado de acuerdo con las condiciones técnicas especificadas en el Lote 2, denominado "EQUIPAMIENTO MECÁNICA DE FLUIDOS 1: UN CANAL HIDRÁULICO (TÚNEL HIDRODINÁMICO)", correspondiente al Expediente 2014/25. Dicho expediente se titula "Suministro e instalación de instrumentación y equipos científicos para el Departamento de Ingeniería Mecánica y Minera en el Complejo de Laboratorios de Investigación y Desarrollo del Campus Científico-Tecnológico de Linares, específicamente en el Edificio de Laboratorios Este". El manual comprende todos

los detalles necesarios para el correcto uso y mantenimiento del canal o túnel hidráulico según las especificaciones de este proyecto.

El Canal Hidráulico - Túnel Hidráulico (CH-TH) ha sido diseñado con flexibilidad para su operación, permitiendo tanto su funcionamiento sin una tapa superior, actuando como un canal, o con la tapa colocada, funcionando como un túnel hidráulico. Su capacidad reside en generar un flujo uniforme con una baja intensidad de turbulencia (inferior al 1.5%) en la sección de ensayo, que tiene dimensiones de 0.4 x 0.4 x 2 metros. Este flujo uniforme se logra a una velocidad máxima de 1 metro por segundo. Además, en la sección de ensayo se ha provisto una zona específica para la fijación de instrumentos de medición y se incluyen accesorios diseñados para diversas prácticas. El equipo se proporciona junto con los accesorios requeridos para prácticas, diseñados para ajustarse a sus dimensiones y puntos de anclaje.

El Túnel Hidráulico está compuesto por los siguientes componentes o elementos principales, los cuales se describen a continuación:

3.1.1 – Sistema mecánico.

El sistema mecánico del Túnel Hidrodinámico es un circuito cerrado que consta de varios elementos: una sección de entrada, una sección de ensayos, una sección de salida y el circuito de impulso.

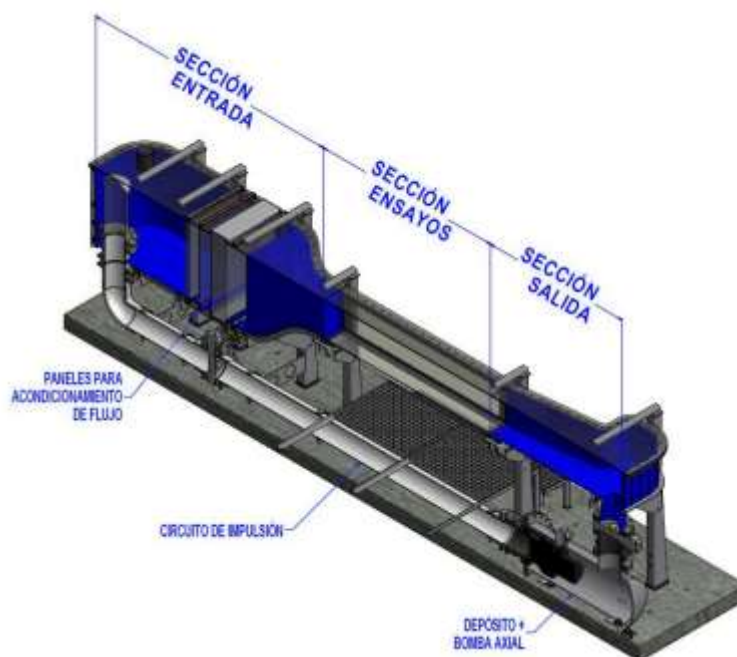
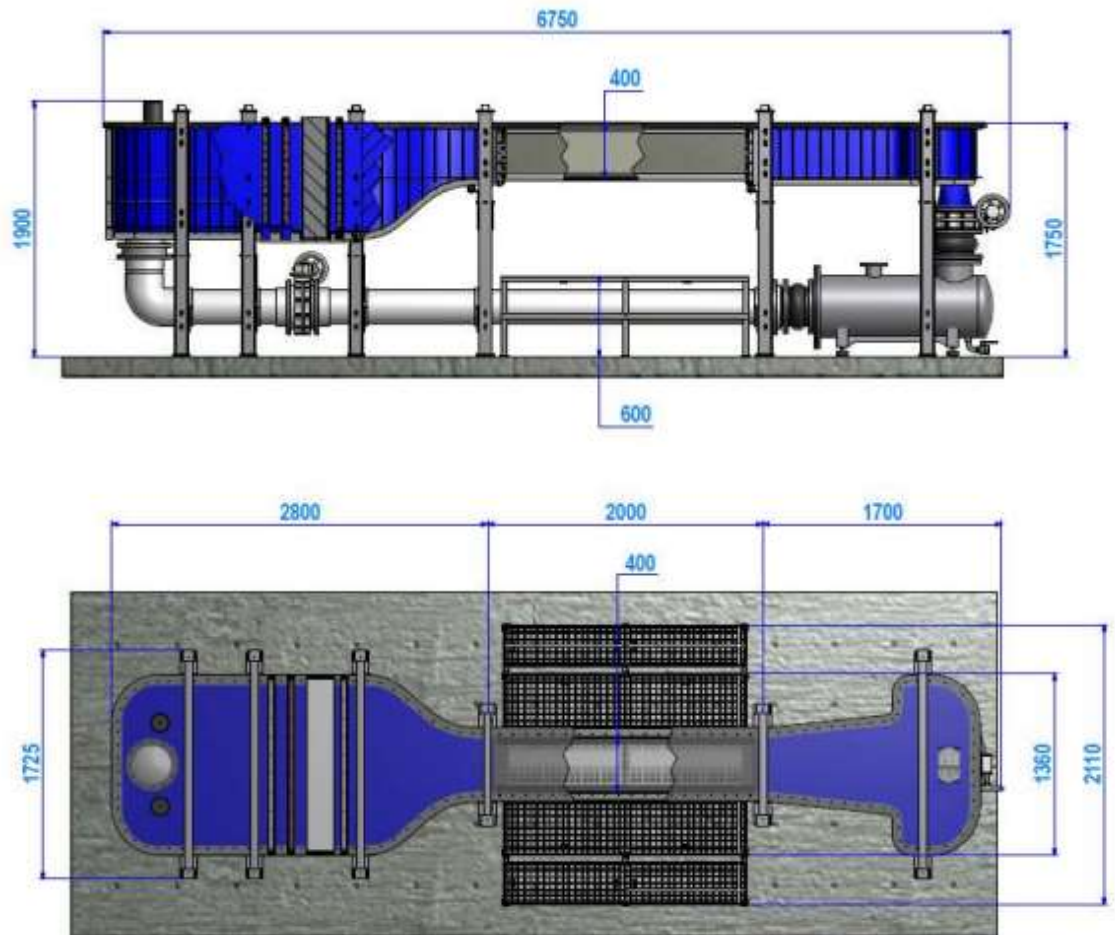


Figura 23: Esquema general del sistema mecánico.

En las siguientes figuras se muestran las dimensiones generales del canal hidráulico.



Figuras 24 y 25: Dimensiones generales del canal hidrodinámico.

3.1.2 – Sistema eléctrico.

Todas las conexiones de control y potencia están centralizadas en un solo armario, denominado Armario Principal.



Figura 26: Armario principal.

Este armario se encuentra ubicado en el lateral de la sala y contiene diversos componentes importantes. En su interior se alojan los dispositivos de protección eléctrica, el supervisor de seguridad PILZ, el variador de frecuencia y el convertidor para la conexión USB.



Figura 27: Interior del armario principal.

3.1.3 – Sistema de control.

El sistema de control está compuesto por los siguientes elementos:

- Software de ensayo específico en entorno Windows llamado ApliTúnel.
- Variador de frecuencia.

El sistema ApliTúnel posibilita tanto el encendido como el apagado de la bomba, además de permitir el control de su frecuencia con el propósito de seleccionar el flujo deseado.

3.2 – Obstáculos.

A continuación, se presentan los obstáculos de ensayo que han sido utilizados:

- Compuerta.

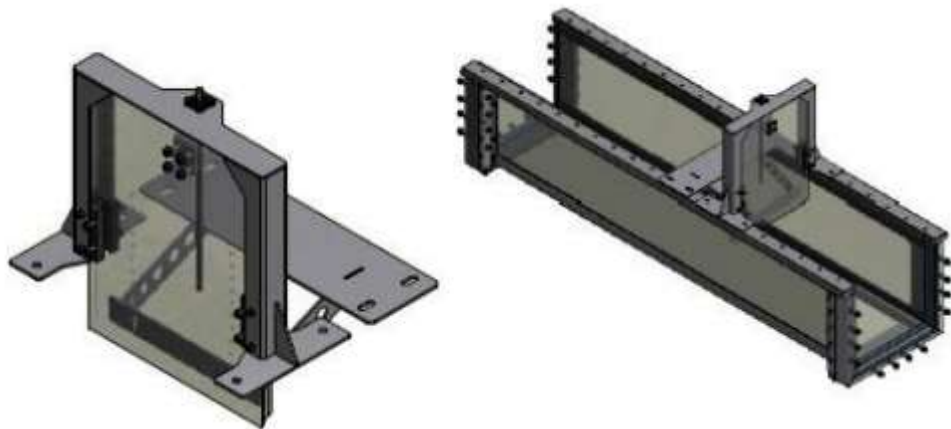


Figura 28: Obstaculo de compuerta.

- Vertedero grueso.



Figura 29: Vertedero de pared gruesa.

- Vertederos de pared delgada.

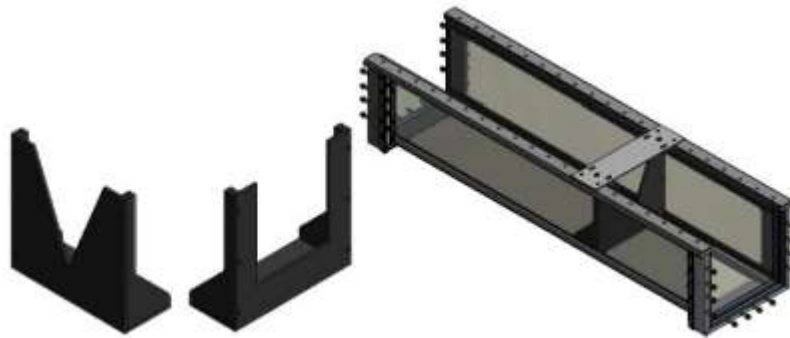


Figura 30: Vertederos de pared delgada, triangular y rectangular.

- Obstaculo de fondo.

En los obstaculos de fondo se distinguen dos tamaños uno de 75 mm y otro de 50 mm.



Figura 31: Obstaculos de fondo.

- Obstaculo lateral.

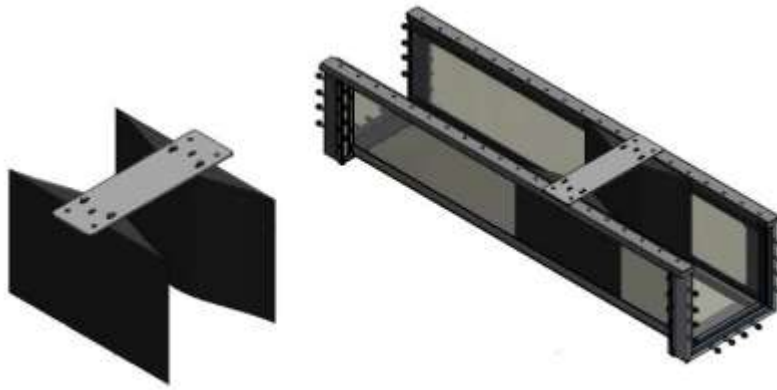


Figura 32: Obstáculos laterales.

Los obstáculos están equipados con sistemas de sujeción y facilidades que permiten su inserción y extracción de manera sencilla.

3.3 – Sistemas de varillas.



Figura 33: Sistema de varillas.

Este sistema ha sido desarrollado con el propósito de medir el flujo a través de 18 varillas. Estas varillas se descienden hasta la superficie del flujo con el objetivo de medir la profundidad del calado.

La medición del calado se realiza a partir de la siguiente fórmula:

$$h = A - (D + h) \text{ (Ec. 3.1)}$$

Donde "h" representa el calado que se pretende obtener, "A" es igual a 800 mm, "D" corresponde al desplazamiento de la varilla y "L" es la longitud de la varilla.

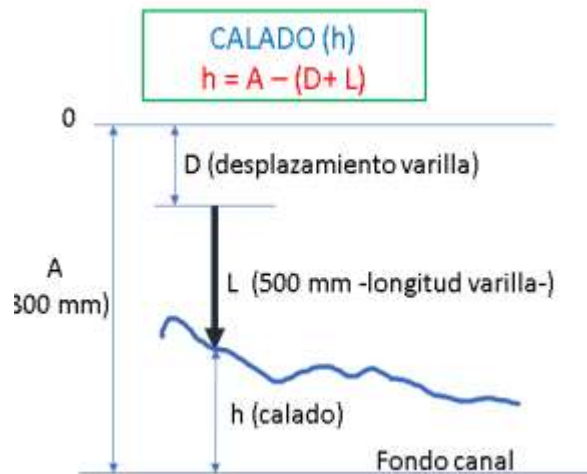


Figura 34: Sistema de medición del calado mediante varillas.

3.4 – Manómetro diferencial. Columnas piezométricas de agua.

Un manómetro es un dispositivo utilizado para medir la presión de un fluido o gas dentro de un circuito. En las instalaciones de aire comprimido, estos instrumentos son de vital importancia para proporcionar información, regular y controlar compresores, secadores o filtros.

En términos generales, los manómetros emplean la presión atmosférica como punto de referencia. Esto significa que su lectura cero equivale al valor absoluto de la presión atmosférica, que se considera como 1. La cifra que se registra en el manómetro refleja la disparidad entre la presión real y la atmosférica. Esta cifra se denomina presión manométrica.

Las unidades más frecuentes son Kg/cm^2 , bar, Atm, Pa, PSI.

En la actualidad existen muchos tipos de manómetros diferentes, en función de la forma en la que muestran los valores:

El tipo más común es el manómetro de tipo Bourdon, que está constituido por un tubo enrollado en espiral. Uno de los extremos de este tubo se conecta a la línea de aire comprimido. Este diseño es posiblemente el más ampliamente utilizado en este tipo de instalaciones.

El manómetro de presión diferencial se fundamenta en la medición de la diferencia de presión entre dos ubicaciones. El número reflejado en la pantalla se relaciona directamente con la pérdida de presión o disminución de presión entre los dos puntos de referencia. Este tipo de manómetro se emplea frecuentemente para evaluar la saturación, debido a la acumulación de impurezas, en los filtros de la línea.

Los manómetros digitales son empleados en instalaciones que demandan mediciones precisas o la transmisión de los valores de presión para propósitos de control. Estos dispositivos presentan los valores en una pantalla con una alta precisión en su rango. Algunos de estos manómetros permiten la interacción utilizando el protocolo HART, mientras que otros transmiten información a través de contactos o señales de 4 a 20 mA.

El manómetro de columna de agua, es uno de los instrumentos de medición de presión más antiguos, sigue siendo uno de los más precisos en el rango de 500 Pa a 200 kPa. Mediante la elección de la configuración de la columna y el fluido manométrico, es posible medir todos los tipos de presión: absoluta, barométrica, bajo vacío, vacío negativo, relativa y diferencial. Este instrumento, además de ser utilizado como patrón de referencia primario, puede ser empleado en laboratorios de calibración "secundarios" que buscan brindar servicios de calibración de alta exactitud.

A continuación, se muestra una imagen del manómetro de columnas piezométricas de agua, que es el que se ha usado para la medición de velocidades del fluido(junto al tubo de pitot) en los ensayos realizados en el canal.



Figura 35: Manómetro de columnas piezométricas de agua.

3.5 – Tubo de pitot.

El Tubo de Pitot se utiliza para determinar la velocidad del flujo mediante la medición de la presión de estancamiento. Esta presión se obtiene en una rama que es paralela a la dirección del flujo y se encuentra obstruida en su otro extremo. La presión de estancamiento es igual a la suma de la presión estática y la presión dinámica. La presión

estática es la presión de un fluido medida en un punto específico. Por otro lado, la presión total se mide en el extremo obstruido. El valor de la presión dinámica, que está relacionado con la velocidad del flujo y su densidad, se calcula a partir de la diferencia entre estas mediciones, en este caso utilizando el desplazamiento del diafragma.

El Tubo de Pitot es empleado para medir el caudal y se compone de dos tubos que capturan la presión en dos ubicaciones distintas dentro de la tubería. Estos tubos pueden ser instalados de manera individual o agrupados en un alojamiento, formando un único dispositivo. Uno de los tubos mide la presión de impacto en un punto de la corriente y el otro solo mide la presión estática.

Por lo general, se utiliza un orificio en la pared de la conducción para este propósito. Un Tubo de Pitot mide dos presiones simultáneamente: la presión de impacto (p_t) y la presión estática (p_s). La presión de impacto se mide mediante un tubo con un extremo doblado en ángulo recto hacia la dirección del flujo. En el otro extremo de este tubo, se mide la presión estática, el cual está cerrado pero tiene una pequeña ranura en uno de los lados. Estos tubos pueden ser instalados por separado o agrupados en una única unidad.



Figura 36: Tubo de pitot.

La ecuación de Bernoulli muestra:

$$p_t = p_s + \left(\frac{\rho * v^2}{2}\right) \text{ (Ec. 3.2)}$$

La presión diferencial medida mediante el Tubo de Pitot se puede calcular utilizando la ecuación de Bernoulli, y resulta ser directamente proporcional al cuadrado de la velocidad del fluido. Por lo tanto, al resolver la ecuación de Bernoulli mencionada anteriormente, se puede obtener la velocidad del flujo.

$$V = \sqrt{\frac{2 \cdot (p_t - p_s)}{\rho}} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

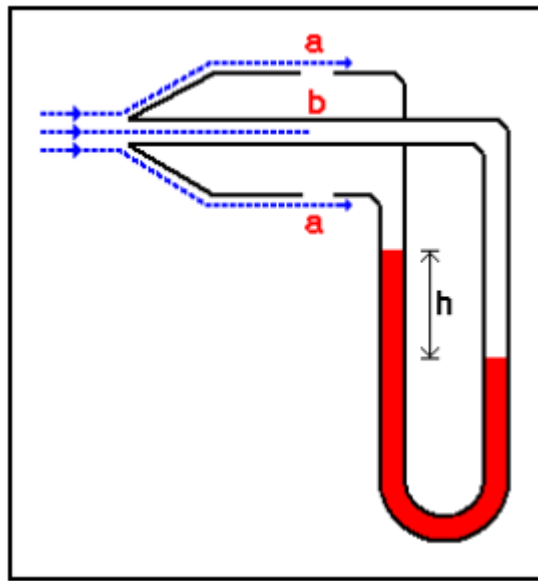


Figura 37: Esquema del tubo de pitot.

CAPÍTULO 4

4 – ENSAYOS DE LABORATORIO.

4.1 – Perfil de velocidades.

Como primer ensayo antes de comenzar con los obstáculos anteriormente descritos, se realiza una caracterización del canal hidrodinámico a partir de la obtención del perfil de velocidades para varias velocidades de la bomba, lo cual también es útil para comprobar la calibración de los tubos de pitot.

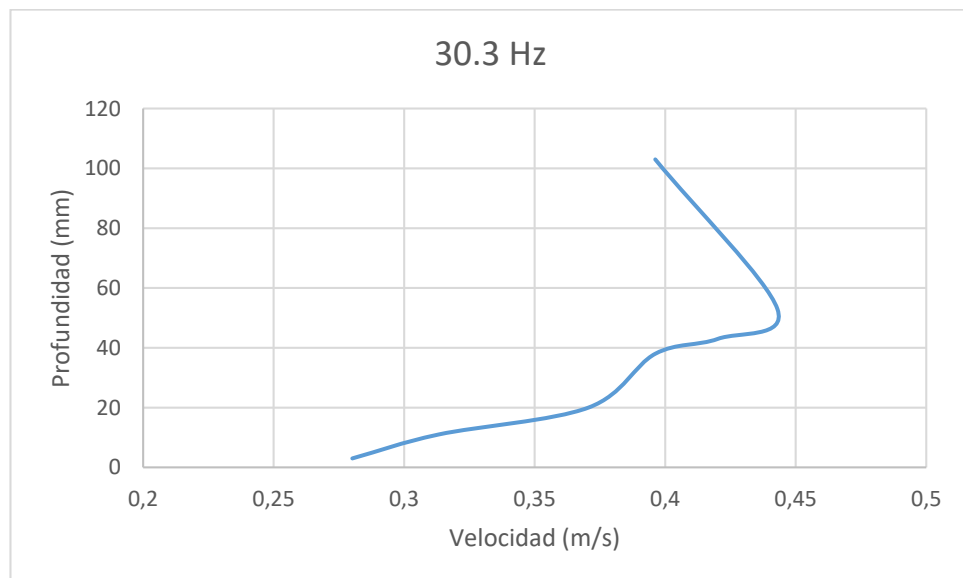
Para la realización de dicho perfil de velocidades, se coloca el tubo de pitot en la zona central de la zona de sección de ensayos, a unos 1000 mm de la entrada y se va variando la altura del mismo y tomando medidas.

Se realizo la medición del perfil de velocidades para 30,3, 40 y 50 Hz de la bomba obteniendo los siguientes resultados:

Frecuencia (Hz)	Y (mm)	Pitot 1(mm)	Pitot 2(mm)	Variación (mm)	Vel(m/s)
30,3	3	277	273	4	0.28014282
	11	277	272	5	0.3132092
	20	278	271	7	0.37059412
	38	279	271	8	0.39618178
	43	280	271	9	0.42021423
	53	280	270	10	0.44294469
	103	279	271	8	0.39618178

Tabla 1: Perfil de velocidades para 30.3 Hz.

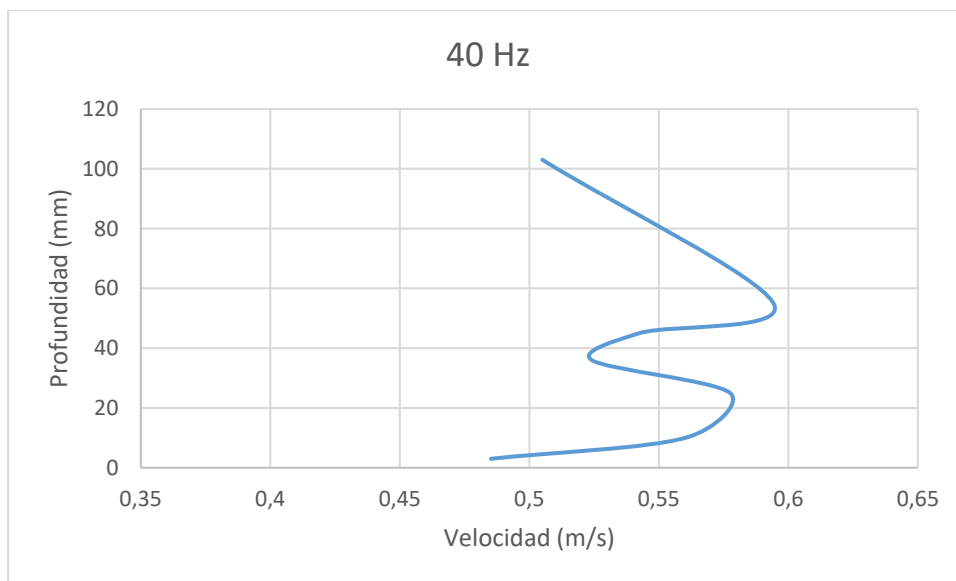
Siendo Y la profundidad del tubo de pitot y pitot 1 y pitot 2 las medidas de presión recogidas por el mismo.



Gráfica 1: Perfil de velocidades a 33.3 Hz.

Frecuencia (Hz)	Y (mm)	Pitot 1 (mm)	Pitot 2 (mm)	Variación (mm)	Vel (m/s)
40	3	286	274	12	0.4852216
	10	286	270	16	0.56028564
	25	286	269	17	0.57752922
	36	284	270	14	0.52409923
	45	285	270	15	0.54249424
	55	287	269	18	0.59427266
	103	283	270	13	0.50503465

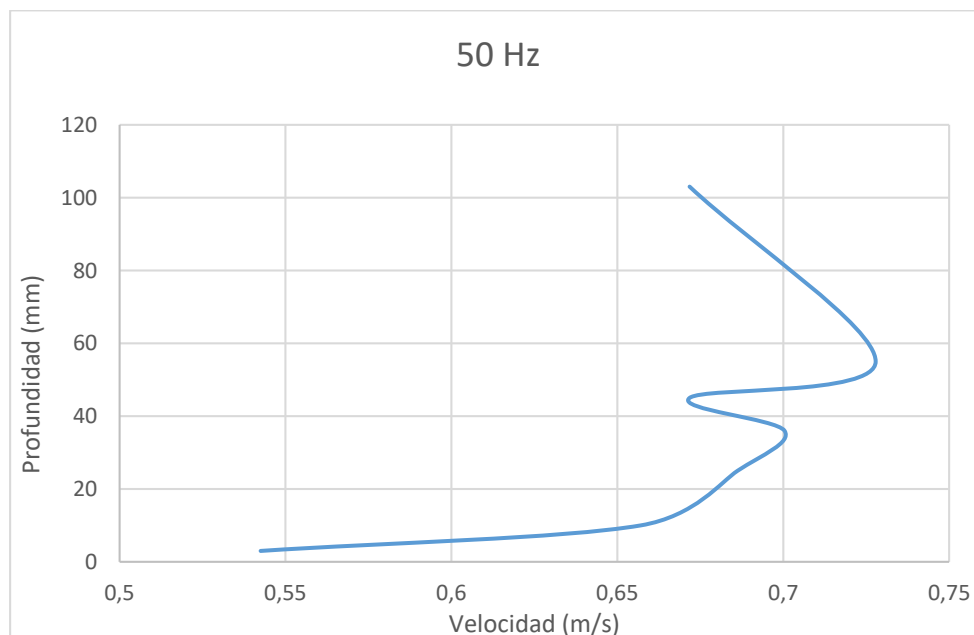
Tabla 2: Perfil de velocidades para 40 Hz



Gráfica 2: Perfil de velocidades para 40 Hz.

Frecuencia (Hz)	Y (mm)	Pitot 1 (mm)	Pitot 2 (mm)	Variación (mm)	Vel(m/s)
50	3	291	276	15	0.54249424
	10	292	270	22	0.65699315
	25	292	268	24	0.68620697
	36	292	267	25	0.70035705
	45	291	268	23	0.67175889
	55	294	267	27	0.7278324
	103	291	268	23	0.67175889

Tabla 3: Perfil de velocidades para 50 Hz.



Gráfica 3: Perfil de velocidades para 50 Hz.

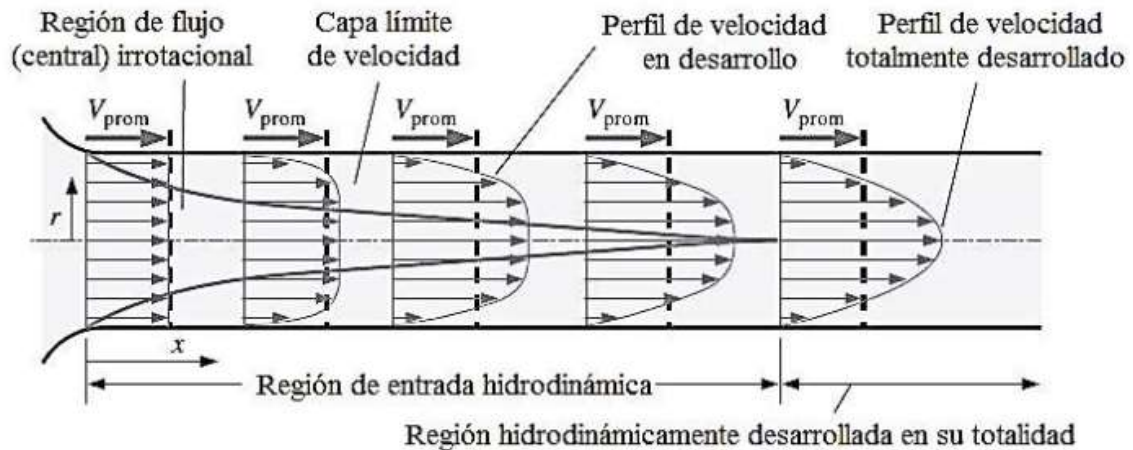


Figura 38: Perfil de velocidades teórico.

4.2 – Resalto hidráulico.

El salto hidráulico, también conocido como onda hidráulica, es un fenómeno que ocurre en canales abiertos, ya sean naturales o artificiales. Se presenta cuando un fluido que se desplaza a altas velocidades entra en zonas de menor velocidad, lo que provoca un aumento abrupto en la superficie del fluido. En este punto, el fluido experimenta una disminución brusca en su velocidad y se eleva en altura. Parte de la energía cinética inicial del flujo se convierte en energía potencial, pero también se pierde energía en forma de calor. En un canal abierto, este fenómeno se manifiesta como el fluido de alta velocidad desacelerando repentinamente y elevándose sobre sí mismo, similar a cómo se forma una onda de choque.

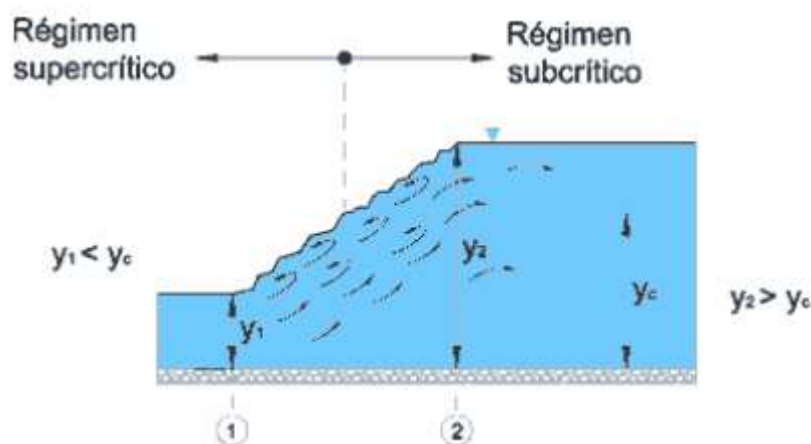


Figura 39: Resalto hidráulico.

El resalto hidráulico se produce cuando una corriente de flujo supercrítico experimenta un cambio repentino a flujo subcrítico. Esta transición de regímenes ocurre de forma abrupta y está acompañada por la formación de una onda de gran agitación que se propaga a través del fluido.

Precisamente debido a esta razón, la ecuación de la Energía no es aplicable para calcular los calados conjugados en este contexto. En cambio, se recurre a la ecuación de la Cantidad de Movimiento para llevar a cabo estos cálculos.

Al considerar la distribución de presiones en cualquier punto del fluido y las características del flujo, es posible asumir que la presión es predominantemente hidrostática. Esta suposición fundamenta el uso de la Ecuación de Cantidad de Movimiento en el análisis y cálculo de diversos aspectos del flujo.

Si se considera el caudal y el ancho del canal constantes, también lo será el caudal específico.

$$q = u_1 * y_1 = u_2 * y_2 \text{ (Ec. 4.1)}$$

Por tanto, la ecuación de cantidad de movimiento queda:

$$P(y) = P_a + \rho * g(y - z) \text{ (Ec. 4.2)}$$

$$\rho * u_1^2 * y_1 - \rho * u_2^2 * y_2 = \rho * \frac{g}{2}(y_2^2 - y_1^2) \text{ (Ec. 4.3)}$$

Sustituyendo el caudal específico $\rightarrow q(u_1 - u_2) = \frac{g}{2}(y_2^2 - y_1^2)$

$$\frac{2*q^2}{g} \left(\frac{1}{y_1} - \frac{1}{y_2} \right) = y_2^2 - y_1^2 \text{ (Ec. 4.4)}$$

$$\frac{2*q^2}{g} = y_1 * y_2 (y_2 + y_1) \text{ (Ec. 4.5)}$$

$$\frac{2*q^2}{g} = y_1^2 * y_2 + y_1 * y_2^2 \text{ (Ec. 4.6)}$$

$$\left(\frac{y_2}{y_1} \right)^2 + \left(\frac{y_2}{y_1} \right) - \frac{2*q^2}{g*y_1^3} = 0 \text{ (Ec. 4.7)}$$

$$\text{Resolviendo la Ec. 4.7} \rightarrow \frac{y_2}{y_1} = \frac{\sqrt{1 + \frac{8q^2}{gy_1^3}} - 1}{2} \quad (\text{Ec. 4.8})$$

Por tanto, la ecuación obtenida será para el régimen supercrítico.

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1}{2}, \text{ siendo } F_1 \text{ el número de Froude aguas arriba} \rightarrow \frac{u_1}{\sqrt{g*y_1}} = \frac{q}{\sqrt{g*y_1^3}} \quad (\text{Ec. 4.9})$$

De igual forma se expresa la Ec. 4.9 para aguas abajo, es decir, en régimen subcrítico.

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{\sqrt{1 + 8F_2^2} - 1}{2} \quad (\text{Ec. 4.10})$$

A continuación, se presenta la correlación entre los valores de los números de Froude aguas arriba y aguas abajo, considerando la definición del número de Froude y la ecuación de conservación de la masa.

$$F_2^2 = \frac{8*F_1^2}{\left(\sqrt{1+8F_1^2}-1\right)^3} \qquad F_1^2 = \frac{8*F_2^2}{\left(\sqrt{1+8F_2^2}-1\right)^3} \quad (\text{Ec. 4.11})$$

Dependiendo del valor del número de Froude calculado, se identifican distintos tipos de resaltos:

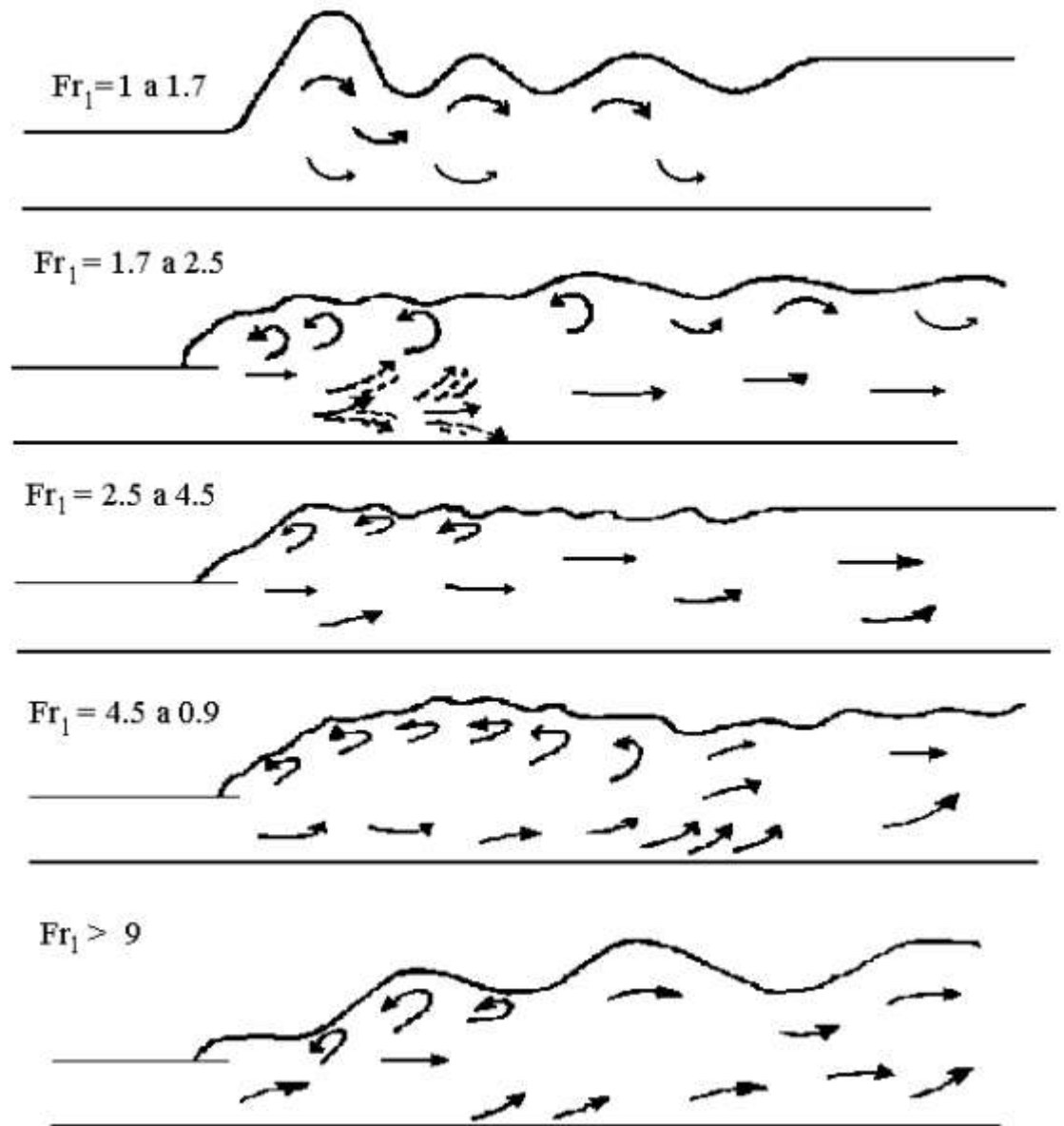


Figura 40: Tipos de resalto hidráulico.

4.2.1 – Tipos de resalto hidráulico.

Cuando el número de Froude es igual o inferior a uno, no se forma la ola generada por el tipo de resalto hidráulico.

A continuación, se describen las características de los distintos tipos de resaltos correspondientes a los valores representados en la figura 40.

$1 < Fr_1 < 1.7 \rightarrow$ Resalto Ondulado

$1.7 < Fr_1 < 2.5 \rightarrow$ Débil

$2.5 < Fr_1 < 4.5 \rightarrow$ Oscilante

$4.5 < Fr_1 < 9 \rightarrow$ Estable

$Fr_1 > 9 \rightarrow$ Fuerte

Se produce una disminución de energía representada por $\Delta H = E_1 - E_2$, que equivale a la disparidad entre la energía aguas arriba y la energía aguas abajo del resalto hidráulico en una corriente, en el caso en que la elevación del fondo se mantenga constante en cero, equiparándose así a la energía específica.

Teniendo en cuenta la definición de energía y ecuación de continuidad, se obtiene:

$$\left(\frac{1}{2} * \rho * u_1^2 + \rho * g * y_1\right) - \left(\frac{1}{2} * \rho * u_2^2 + \rho * g * y_2\right) > 0 \quad (\text{Ec.4.12})$$

$$E_1 - E_2 = \left(\frac{u_1^2}{2 * g} + y_1\right) - \left(\frac{u_2^2}{2 * g} + y_2\right) > 0 \quad (\text{Ec. 4.13})$$

$$\frac{q^2}{2 * g} \left(\frac{1}{y_1^2} - \frac{1}{y_2^2}\right) + (y_1 - y_2) = \frac{y_1 * y_2 (y_2 + y_1) * (y_2^2 - y_1^2)}{4 * y_2^2 * y_1^2} + y_1 - y_2 \quad (\text{Ec. 4.14})$$

$$\frac{(y_1 + y_2) * (y_2^2 + y_1^2)}{4 * y_1 * y_2} - (y_2 - y_1) = (y_2 - y_1) * \left[\frac{(y_1 + y_2)^2}{4 * y_1 * y_2} - 1\right] \quad (\text{Ec. 4.15})$$

$$\Delta H = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4 * y_1 * y_2} \geq 0 \rightarrow y_2 > y_1 \quad (\text{Ec. 4.16})$$

Teniendo en cuenta el número de froude, la pérdida de energía queda:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1}{2} > 1 \rightarrow F_1 > 1 \quad (\text{Ec. 4.17})$$

$$\frac{\Delta H}{y_1} = \frac{\left(\frac{y_2}{y_1} - 1\right)^3}{4 \left(\frac{y_2}{y_1}\right)} = \frac{\left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 3\right)^3}{16(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1)} \quad (\text{Ec. 4.18})$$

A continuación, se presenta el gráfico que ilustra la relación entre la variación de $\frac{\Delta H}{y_1}$ y el número de Froude, de manera teórica calculado mediante la Ec. 4.18.

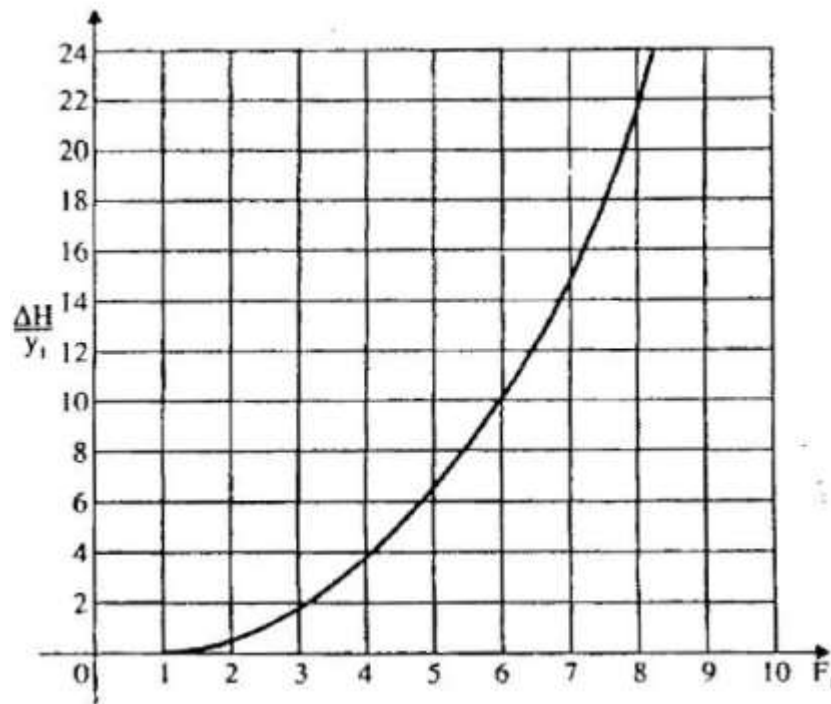


Figura 41: Variación de $\frac{\Delta H}{y_1}$ en función del número de Froude.

4.2.2 – Desagüe a través de compuertas.

Estas compuertas se emplean para regular el flujo en la entrada de canales de riego o ríos desde un canal principal, induciendo un flujo en régimen supercrítico.

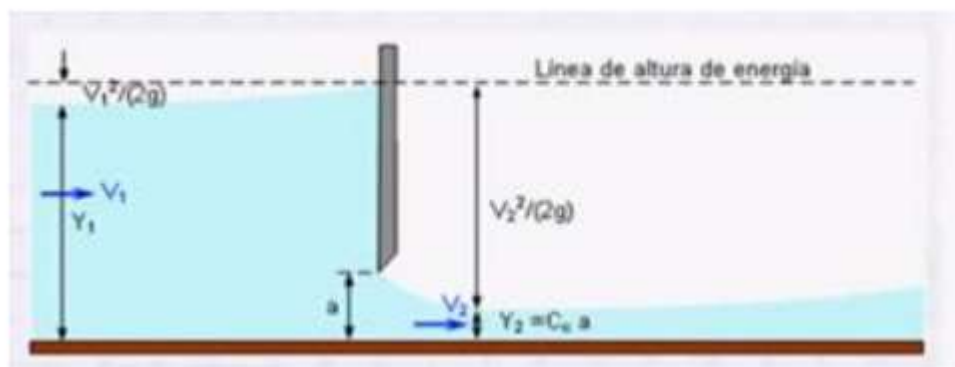


Figura 42: Desagüe a través de compuerta en un canal.

La ecuación de la energía entre la sección 1 y 2 lejos de la compuerta, mostrada en la figura 42 será:

$$q = u_1 * y_1 = u_2 * y_2 \text{ (Ec.4.19)}$$

$$y_1 + \frac{u_1^2}{2 * g} = y_2 + \frac{u_2^2}{2 * g} \text{ (Ec. 4.20)}$$

$$y_1 + \frac{u_2^2 * y_2^2}{2 * g * y_1^2} = y_2 + \frac{u_2^2}{2 * g} \text{ (Ec. 4.21)}$$

$$\frac{u_2^2}{2 * g} \left(1 - \frac{y_2^2}{y_1^2} \right) = y_1 - y_2 \text{ (Ec. 4.22)}$$

$$u_2 = \frac{\sqrt{2 * g * y_1}}{\sqrt{1 + \frac{y_2}{y_1}}} \text{ (Ec. 4.23)}$$

Considerando $y_2 = C_c * y_g \rightarrow u_1 = \frac{\sqrt{2 * g * y_1}}{\sqrt{1 + C_c * \frac{y_g}{y_1}}} \text{ (Ec. 4.24)}$

C_c es el coeficiente de contracción de flujo.

$$q = \frac{C_v * y_1}{\sqrt{1 + \frac{C_c y_g}{y_1}}} * \sqrt{2 * g * y_1} \text{ (Ec. 4.25)}$$

$$\frac{y_g}{y_1} < 0.4 \text{ (Ec. 4.26)}$$

Coeficiente de descarga = $C_d = \frac{C_c * C_v}{\sqrt{1 + \frac{C_c y_g}{y_1}}}$, siendo $C_c = 0.6$ (Ec. 4.27)

Siendo C_v un coeficiente de velocidad del fluido que depende del número de Reynolds, aproximándose.

$$C_v = 0.960 + \frac{0.0979 \cdot y_g}{y_1} \quad (\text{Ec. 4.28})$$

4.2.3 – Resultados experimentales.



Figura 43: Ensayo de compuerta en el laboratorio.

Los ensayos se han realizado todos con una altura de agua en reposo de 220 mm.

- **Primer ensayo** → Se ha realizado con una altura de compuerta $y_g = 68$ mm y una frecuencia de 32.5 Hz.

Y_0 (mm)	Y_1 (mm)	Y_2 (mm)
243	45	165

Tabla 4: $y_g = 68$ mm y 32.5 Hz.

Pitot entrada		Velocidad (m/s)	Pitot salida		Velocidad (m/s)
H_1 (mm)	H_2 (mm)		H_1 (mm)	H_2 (mm)	
235	442	2.015	719	747	0.741

Tabla 5: $y_g = 68$ mm y 32.5 Hz.

A continuación, se calculan los números de froude aguas arriba y aguas abajo con los valores obtenidos experimentalmente y las formulas detallas anteriormente.

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} = \frac{2.015}{\sqrt{9.81 \cdot 0.045}} = 3.033$$

$$Fr_1 = \sqrt{\frac{1}{2} * \left(\frac{y_2}{y_1}\right) * \left(\frac{y_2}{y_1} + 1\right)} = \sqrt{\frac{1}{2} * \left(\frac{0.165}{0.045}\right) * \left(\frac{0.165}{0.045} + 1\right)} = 2.83$$

Corresponde a un resalto oscilante, debido a que el número de Froude se encuentra entre los valores 2.5 – 4.5.

$$Fr_2 = \frac{v_2}{\sqrt{g * y_2}} = \frac{0.741}{\sqrt{9.81 * 0.165}} = 0.582$$

$$Fr_2 = \sqrt{\frac{1}{2} * \left(\frac{y_1}{y_2}\right) * \left(\frac{y_1}{y_2} + 1\right)} = \sqrt{\frac{1}{2} * \left(\frac{0.045}{0.165}\right) * \left(\frac{0.045}{0.165} + 1\right)} = 0.412$$

Ensayo 1º	H (m)	Vel. (m/s)	Fr por v	Fr por Calado	Error (%)
Y ₁	0.045	2.015	3.033	2.83	6.7
Y ₂	0.165	0.741	0.582	0.412	29.2

Tabla 6: $y_g = 68$ mm y 32.5 Hz.

Ahora se procede al cálculo del coeficiente de descarga.

$$c_d = \frac{c_c * c_v}{\sqrt{1 + c_c * \frac{y_g}{y_0}}} = \frac{0.6 * 0.987}{\sqrt{1 + 0.6 * \frac{0.068}{0.243}}} = 0.548$$

Calculando los valores de velocidad y contracción.

$$c_v = 0.960 + \frac{0.0979 * y_g}{y_0} = 0.960 + \frac{0.0979 * 0.068}{0.243} = 0.987$$

Con los resultados obtenidos se puede obtener el valor del caudal específico.

$$q = c_d * y_g * \sqrt{2 * g * y_0} = 0.548 * 0.068 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.243} = 0.0813 \frac{m^2}{s}$$

$$L = \frac{y_g}{c_c} = \frac{0.068}{0.6} = 0.113 \text{ m}$$

En la tabla 7 se muestran los coeficientes y el caudal específico del primer ensayo.

C _c	C _v	C _d	L (m)	q(m ² /s)
0.6	0.987	0.548	0.113	0.0813

Tabla 7: Resumen de coeficientes del ensayo 1.

Por último, se obtienen los valores de la energía.

$$E_1 = y_1 + \frac{v_1^2}{2 * g} = 0.045 + \frac{2.015^2}{2 * 9.81} = 0.252$$

$$E_2 = y_2 + \frac{v_2^2}{2 * g} = 0.165 + \frac{0.741^2}{2 * 9.81} = 0.193$$

$$\Delta E = E_1 - E_2 = 0.252 - 0.193 = 0.059$$

$$\frac{\Delta E}{y_1} = \frac{0.059}{0.045} = 1.31$$

$$\frac{\Delta H}{Y_1} = \frac{\left(\frac{y_2}{y_1} - 1\right)^3}{4 * \left(\frac{y_2}{y_1}\right)} = \frac{\left(\frac{0.165}{0.045} - 1\right)^3}{4 * \left(\frac{0.165}{0.045}\right)} = 1.29$$



Figura 44: Resalto en el primer ensayo.

- **Segundo ensayo** → Se ha realizado con una altura de compuerta $y_g = 82$ mm y una frecuencia de 37.5 Hz.

Y_0 (mm)	Y_1 (mm)	Y_2 (mm)
250	53	170

Tabla 8: $y_g = 82$ mm y 37.5 Hz.

Pitot entrada		Velocidad (m/s)	Pitot salida		Velocidad (m/s)
H_1 (mm)	H_2 (mm)	1.966	H_1 (mm)	H_2 (mm)	0.805
429	232		761	728	

Tabla 9: $y_g = 82$ mm y 37.5 Hz.

A continuación, se calculan los números de froude aguas arriba y aguas abajo con los valores obtenidos experimentalmente y las formulas detallas anteriormente.

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g * y_1}} = \frac{1.966}{\sqrt{9.81 * 0.053}} = 2.73$$

$$Fr_1 = \sqrt{\frac{1}{2} * \left(\frac{y_2}{y_1}\right) * \left(\frac{y_2}{y_1} + 1\right)} = \sqrt{\frac{1}{2} * \left(\frac{0.170}{0.053}\right) * \left(\frac{0.170}{0.053} + 1\right)} = 2.598$$

Corresponde a un resalto oscilante, debido a que el número de Froude se encuentra entre los valores 2.5 – 4.5.

$$Fr_2 = \frac{v_2}{\sqrt{g * y_2}} = \frac{0.805}{\sqrt{9.81 * 0.170}} = 0.623$$

$$Fr_2 = \sqrt{\frac{1}{2} * \left(\frac{y_1}{y_2}\right) * \left(\frac{y_1}{y_2} + 1\right)} = \sqrt{\frac{1}{2} * \left(\frac{0.053}{0.170}\right) * \left(\frac{0.053}{0.170} + 1\right)} = 0.452$$

Ensayo 2º	H (m)	Vel. (m/s)	Fr por v	Fr por Calado	Error (%)
Y_1	0.053	1.966	2.73	2.598	4.83
Y_2	0.170	0.805	0.623	0.452	27.45

Tabla 10: $y_g = 82$ mm y 37.5 Hz.

Ahora se procede al cálculo del coeficiente de descarga.

$$c_d = \frac{c_c * c_v}{\sqrt{1 + c_c * \frac{y_g}{y_0}}} = \frac{0.6 * 0.992}{\sqrt{1 + 0.6 * \frac{0.082}{0.250}}} = 0.544$$

Calculando los valores de velocidad y contracción.

$$c_v = 0.960 + \frac{0.0979 * y_g}{y_0} = 0.960 + \frac{0.0979 * 0.082}{0.250} = 0.992$$

Con los resultados obtenidos se puede obtener el valor del caudal específico.

$$q = c_d * y_g * \sqrt{2 * g * y_0} = 0.544 * 0.082 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.250} = 0.0988 \frac{m^2}{s}$$

$$L = \frac{y_g}{c_c} = \frac{0.082}{0.6} = 0.137 m$$

En la tabla 11 se muestran los coeficientes y el caudal específico del primer ensayo.

C _c	C _v	C _d	L (m)	q(m ² /s)
0.6	0.992	0.544	0.137	0.0988

Tabla 11: Resumen de coeficientes del ensayo 2.

Por último, se obtienen los valores de la energía.

$$E_1 = y_1 + \frac{v_1^2}{2 * g} = 0.053 + \frac{1.966^2}{2 * 9.81} = 0.25$$

$$E_2 = y_2 + \frac{v_2^2}{2 * g} = 0.170 + \frac{0.805^2}{2 * 9.81} = 0.203$$

$$\Delta E = E_1 - E_2 = 0.25 - 0.203 = 0.047$$

$$\frac{\Delta E}{y_1} = \frac{0.047}{0.053} = 0.87$$

$$\frac{\Delta H}{Y_1} = \frac{\left(\frac{y_2}{y_1} - 1\right)^3}{4 * \left(\frac{y_2}{y_1}\right)} = \frac{\left(\frac{0.170}{0.053} - 1\right)^3}{4 * \left(\frac{0.170}{0.053}\right)} = 0.84$$



Figura 45: Resalto hidráulico en el segundo ensayo.

- **Tercer ensayo**→ Se ha realizado con una altura de compuerta $y_g = 100$ mm y una frecuencia de 42.5 Hz.

Y_0 (mm)	Y_1 (mm)	Y_2 (mm)
235	65	175

Tabla 12: $y_g = 100$ mm y 42.5 Hz.

Pitot entrada		Velocidad (m/s)	Pitot salida		Velocidad (m/s)
H_1 (mm)	H_2 (mm)		H_1 (mm)	H_2 (mm)	
250	420	1.826	735	768	0.805

Tabla 13: $y_g = 100$ mm y 42.5 Hz.

A continuación, se calculan los números de froude aguas arriba y aguas abajo con los valores obtenidos experimentalmente y las formulas detallas anteriormente.

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g * y_1}} = \frac{1.826}{\sqrt{9.81 * 0.065}} = 2.29$$

$$Fr_1 = \sqrt{\frac{1}{2} * \left(\frac{y_2}{y_1}\right) * \left(\frac{y_2}{y_1} + 1\right)} = \sqrt{\frac{1}{2} * \left(\frac{0.175}{0.065}\right) * \left(\frac{0.175}{0.065} + 1\right)} = 2.23$$

Corresponde a un resalto débil, debido a que el número de Froude se encuentra entre los valores 1.7 – 2.5.

$$Fr_2 = \frac{v_2}{\sqrt{g * y_2}} = \frac{0.805}{\sqrt{9.81 * 0.175}} = 0.614$$

$$Fr_2 = \sqrt{\frac{1}{2} * \left(\frac{y_1}{y_2}\right) * \left(\frac{y_1}{y_2} + 1\right)} = \sqrt{\frac{1}{2} * \left(\frac{0.065}{0.175}\right) * \left(\frac{0.065}{0.175} + 1\right)} = 0.505$$

Ensayo 3º	H (m)	Vel. (m/s)	Fr por v	Fr por Calado	Error (%)
Y ₁	0.065	1.826	2.29	2.23	2.62
Y ₂	0.175	0.805	0.614	0.505	17.75

Tabla 14: $y_g = 100$ mm y 42.5 Hz.

Ahora se procede al cálculo del coeficiente de descarga.

$$c_d = \frac{c_c * c_v}{\sqrt{1 + c_c * \frac{y_g}{y_0}}} = \frac{0.6 * 1}{\sqrt{1 + 0.6 * \frac{0.1}{0.235}}} = 0.535$$

Calculando los valores de velocidad y contracción.

$$c_v = 0.960 + \frac{0.0979 * y_g}{y_0} = 0.960 + \frac{0.0979 * 0.1}{0.235} = 1$$

Con los resultados obtenidos se puede obtener el valor del caudal específico.

$$q = c_d * y_g * \sqrt{2 * g * y_0} = 0.535 * 0.1 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.235} = 0.115 \frac{m^2}{s}$$

$$L = \frac{y_g}{c_c} = \frac{0.1}{0.6} = 0.167 \text{ m}$$

En la tabla 11 se muestran los coeficientes y el caudal específico del primer ensayo.

C _c	C _v	C _d	L (m)	q(m ² /s)
0.6	1	0.535	0.167	0.115

Tabla 15: Resumen de coeficientes del ensayo.

Por último, se obtienen los valores de la energía.

$$E_1 = y_1 + \frac{v_1^2}{2 * g} = 0.065 + \frac{1.826^2}{2 * 9.81} = 0.235$$

$$E_2 = y_2 + \frac{v_2^2}{2 * g} = 0.175 + \frac{0.805^2}{2 * 9.81} = 0.208$$

$$\Delta E = E_1 - E_2 = 0.235 - 0.208 = 0.027$$

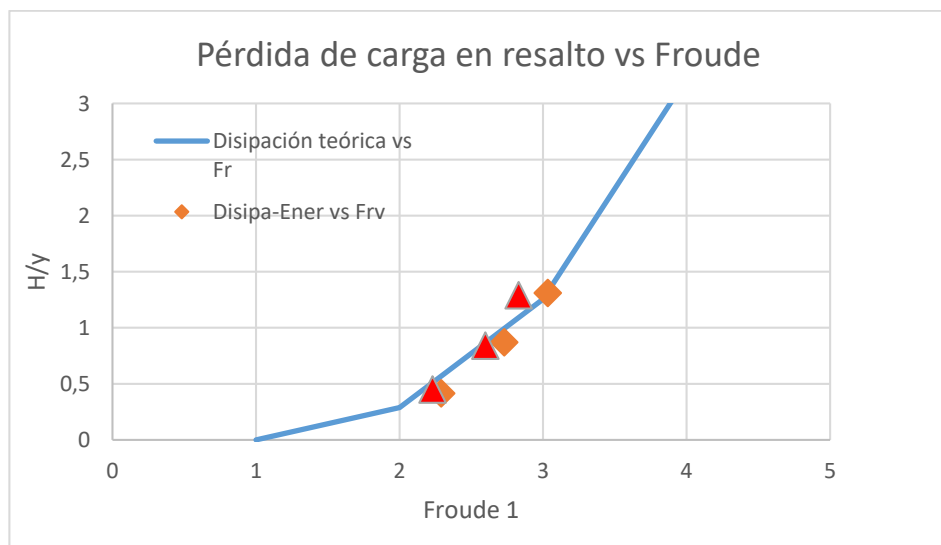
$$\frac{\Delta E}{y_1} = \frac{0.027}{0.065} = 0.415$$

$$\frac{\Delta H}{Y_1} = \frac{\left(\frac{y_2}{y_1} - 1\right)^3}{4 * \left(\frac{y_2}{y_1}\right)} = \frac{\left(\frac{0.175}{0.065} - 1\right)^3}{4 * \left(\frac{0.175}{0.065}\right)} = 0.45$$

Ensayos	Fr por vel.	Fr por calado	$\Delta E/y_1$	$\Delta H/y_1$
Ensayo 1	3,033	2,83	1,31	1,29
Ensayo 2	2,73	2,598	0,87	0,84
Ensayo3	2,29	2,23	0,415	0,45

Tabla 16: Resumen de resultados.

A continuación, se representa la gráfica de pérdidas de disipación con respecto al número de Froude.



Gráfica 4: Pérdida de carga vs Froude.

4.3 – Estrechamiento lateral o efecto Venturi.

El fenómeno conocido como Efecto Venturi se refiere a la reducción de la presión de un fluido en movimiento al pasar por una sección más estrecha dentro de un conducto cerrado. En ciertas circunstancias, cuando el aumento de la velocidad es considerable, esto puede resultar en la generación de presiones negativas. En tales casos, si en este punto de menor presión se introduce un conducto adicional, se produce un fenómeno de aspiración que conduce al flujo del fluido desde este conducto secundario, el cual se mezclará con el flujo principal que circula a través del primer conducto.

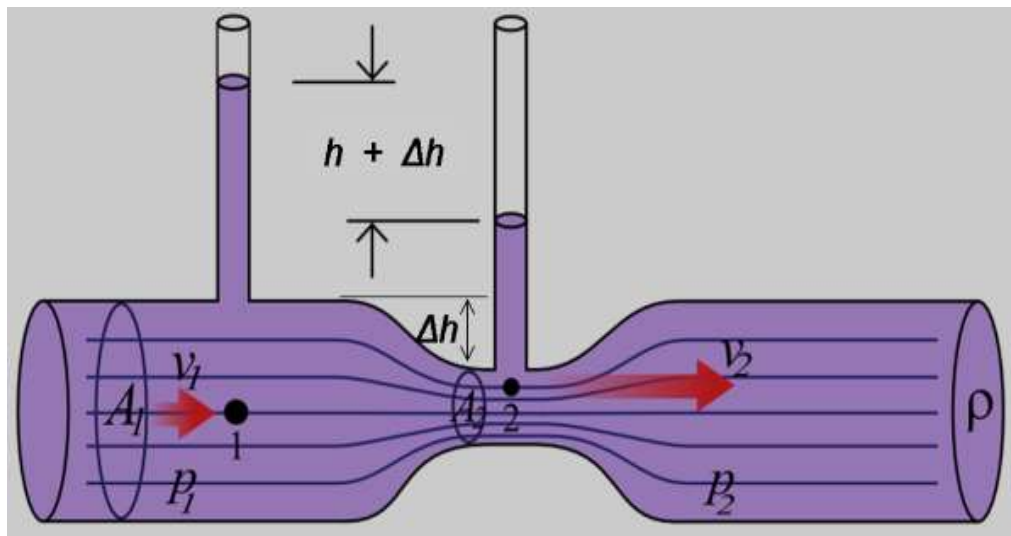


Figura 46: Efecto Venturi.

Un tubo de Venturi es un dispositivo originalmente concebido para la medición de la velocidad de un fluido mediante la explotación del principio de Venturi. En efecto, al conocer la velocidad previa al estrechamiento y al medir la disparidad de presiones, es posible calcular de manera sencilla la velocidad en el punto en cuestión.

La aplicación clásica para medir la velocidad de un fluido implica el uso de un tubo compuesto por dos secciones cónicas unidas por un pasaje estrecho, a través del cual el fluido se desplaza adquiriendo una mayor velocidad en el proceso. La presión dentro del tubo Venturi puede ser cuantificada mediante un tubo vertical en forma de U, que conecta la sección ancha con la canalización más estrecha. La discrepancia en las alturas del líquido en este tubo en U permite la medición de la presión en ambos puntos y, por ende, la velocidad del fluido.

En diferentes instancias, este efecto se emplea para incrementar la velocidad de un fluido al dirigirlo a través de un conducto estrecho con una sección terminal en forma cónica. Estos diseños se aplican en diversos dispositivos donde la velocidad del fluido

desempeña un papel crucial, y sirven como el fundamento para dispositivos como el carburador.

La utilización de un tubo Venturi requiere considerar un fenómeno conocido como cavitación. Este fenómeno se presenta cuando la presión en cierta sección del tubo es inferior a la presión de vapor del fluido. En el caso específico de este tipo de tubo, el riesgo de cavitación se localiza en la zona de constricción, es decir, en la garganta del tubo. En esta área, debido a que el área es mínima y la velocidad es máxima, la presión alcanza su nivel más bajo dentro del tubo.

Cuando se presenta cavitación, se forman burbujas en puntos específicos que luego se desplazan a lo largo del tubo. Si estas burbujas llegan a áreas de mayor presión, pueden colapsar, lo que provoca incrementos súbitos de la presión local. Esto implica un riesgo potencial ya que estos picos de presión pueden ocasionar daños a la pared del tubo.

4.3.1 – Resultados experimentales.

Para la realización de este ensayo, se introducen dos obstáculos de considerable tamaño en las paredes del canal en una disposición vertical, imitando así un estrechamiento, es decir, un Efecto Venturi. En este ensayo, la altura del canal permanece constante y la energía específica se mantiene invariable. El flujo que atraviesa el canal experimenta una transición desde un régimen subcrítico a uno supercrítico, y luego regresa nuevamente a un estado subcrítico.



Figura 47: Ensayo del estrechamiento lateral en el laboratorio.

La altura de agua en reposo en el canal es de 210 mm y el inicio del obstáculo está a 650 mm.

- **Primer ensayo**→ Para una frecuencia de 40 Hz en la tabla 17 se muestran los resultados obtenidos de distancia entre varillas, altura de varilla y calado.

Distancia (mm)	H varilla (mm)	Calado (mm)
0	99	201
40	99	201
80	101	199
120	104	196
160	107	193
200	112	188
240	117	183
280	124	176
320	132	168
360	137	163
400	148	152
440	154	146
480	154	146
520	142	158
560	134	166
620	131	169
680	123	177
720	122	178

Tabla 17: Medidas para estrechamiento en el ensayo 1.

El calado se ha obtenido a partir de la formula mostrada en la siguiente figura.

$$h = A - (D + L) = 800 - (H_{varilla} + 500) = 300 - H_{varilla}$$

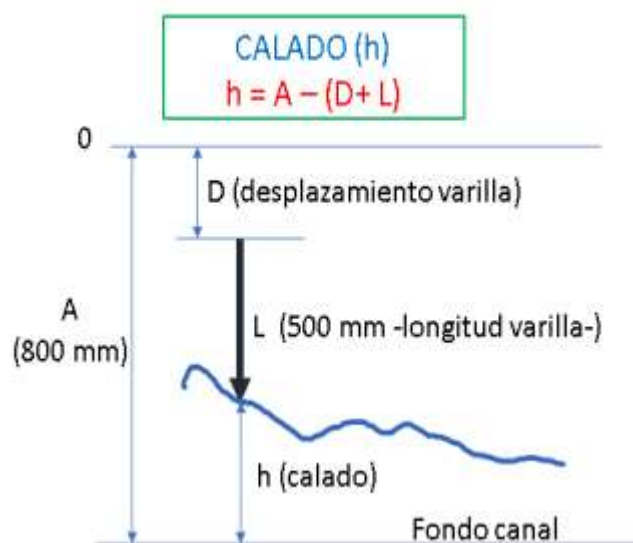


Figura 48: Expresión para la obtención del calado.

A continuación, se han determinado la Velocidad, la Energía Específica y el número de Froude utilizando los datos de la tabla 17.

$$v = \frac{Q}{y * b}$$

$$E = y + \frac{Q^2}{2 * g * b^2 * y^2}$$

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g * y}}$$

El caudal Q se ha calculado de la siguiente manera:

$$Q = \sqrt{2 * g * \Delta h} * b * y$$

Qsub (m ³ /s)	Qestr (m ³ /s)	Qmed (m ³ /s)
0,0421	0,0386	0,0404

Tabla 18: Caudales.

Siendo Qsub el caudal antes del estrechamiento, Qestr el caudal aproximadamente en el centro del estrechamiento y b la anchura variable del canal a lo largo del estrechamiento.

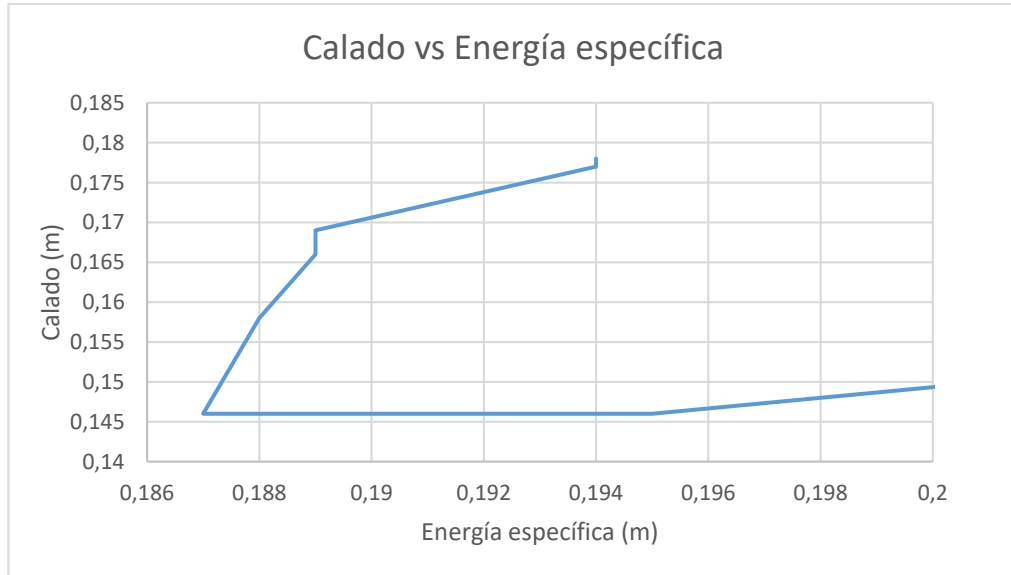
Distancia (mm)	H varilla (mm)	Calado (mm)	E.especi. (m)	Vel.(m/s)	Froude
0	99	201	0,214	0,502	0,358
40	99	201	0,215	0,524	0,373
80	101	199	0,215	0,561	0,402
120	104	196	0,215	0,614	0,442
160	107	193	0,216	0,678	0,493
200	112	188	0,217	0,76	0,56
240	117	183	0,219	0,84	0,627
280	124	176	0,218	0,912	0,694
320	132	168	0,215	0,961	0,749
360	137	163	0,212	0,985	0,779
400	148	152	0,204	1,012	0,829
440	154	146	0,195	0,978	0,818
480	154	146	0,187	0,897	0,749
520	142	158	0,188	0,761	0,611
560	134	166	0,189	0,673	0,527
620	131	169	0,189	0,623	0,484
680	123	177	0,194	0,57	0,433
720	122	178	0,194	0,567	0,429

Tabla 19: Valores del estrechamiento para el primer ensayo.

4.3.1.1 – Gráficas ensayo 1.

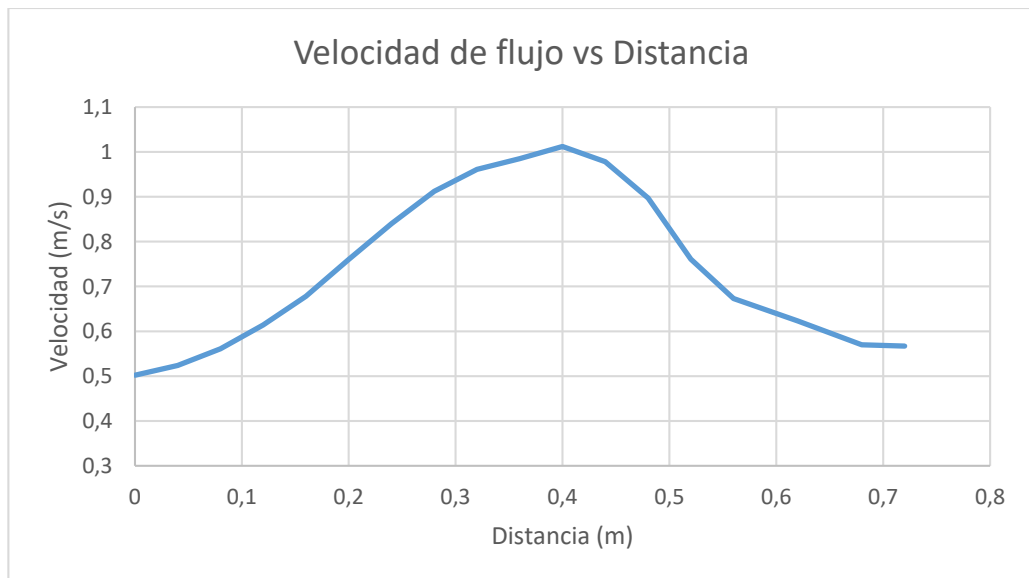
Después de obtener los valores de velocidad, energía y número de Froude, se procede a la creación de gráficos utilizando los datos mencionados.

La primera gráfica representa el calado en función de la energía específica.



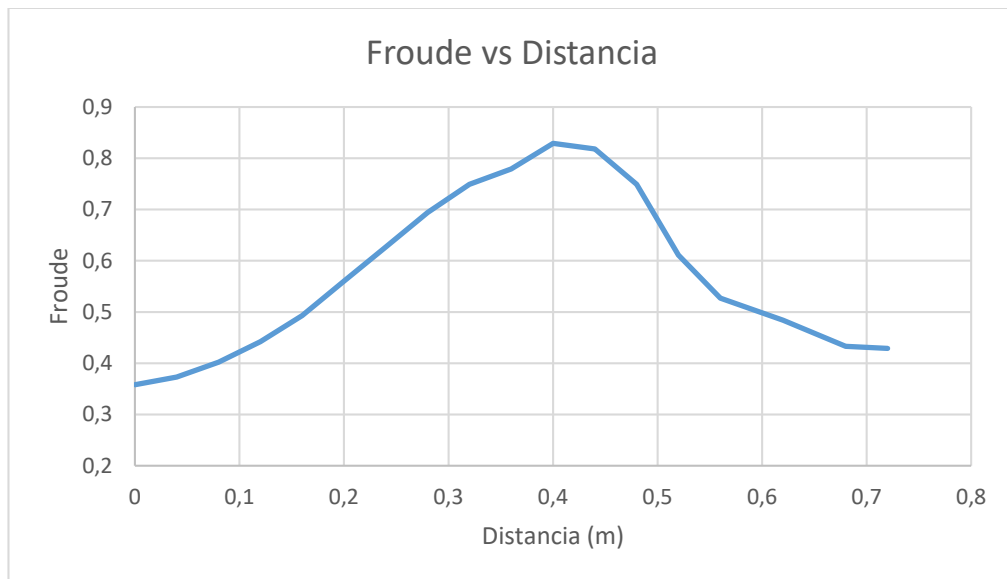
Gráfica 5: Calado vs E. específica ensayo 1.

La gráfica siguiente muestra la velocidad en relación con la distancia en el eje x. La velocidad se ha calculado utilizando el tubo de Pitot en dos puntos: aguas arriba y aguas abajo, es decir, en la parte subcrítica y en la zona de estrechamiento.



Gráfica 6: Velocidad de flujo vs Distancia ensayo 1.

Por último, se muestra la gráfica del número de froude con respecto a la distancia en el eje x.



Gráfica 7: Froude vs Distancia ensayo 1.

Como se puede observar en las gráficas 6 y 7 tanto la velocidad de flujo y el número de Froude van aumentando con la distancia en el eje x coincidiendo con el paso por el estrechamiento, que es lo que dice la teoría, que al disminuir la sección aumenta la velocidad de flujo y en consecuencia su número de froude que esa relacionado con la misma.

- **Segundo ensayo**→ Para una frecuencia de 50 Hz en la tabla 20 se muestran los resultados obtenidos de distancia entre varillas, altura de varilla y calado.

Distancia (mm)	H varilla (mm)	Calado (mm)
0	85	215
40	85	215
80	80	220
120	88	212
160	93	207
200	100	200
240	112	188
280	121	179
320	133	167
360	145	155
400	155	145
440	169	131
480	184	116
520	195	105
560	205	95
620	221	79
680	231	69
720	236	64

Tabla 20: Medidas para estrechamiento en el ensayo 2.

El calado se ha obtenido a partir de la formula mostrada en la siguiente figura.

$$h = A - (D + L) = 800 - (H_{varilla} + 500) = 300 - H_{varilla}$$

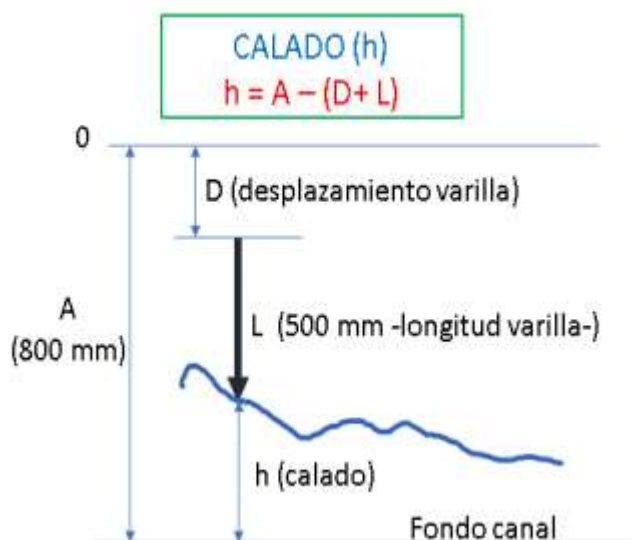


Figura 48: Expresión para la obtención del calado.

A continuación, se han determinado la Velocidad, la Energía Específica y el número de Froude utilizando los datos de la tabla 20.

$$v = \frac{Q}{y * b}$$

$$E = y + \frac{Q^2}{2 * g * b^2 * y^2}$$

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g * y}}$$

El caudal Q se ha calculado de la siguiente manera:

$$Q = \sqrt{2 * g * \Delta h * b * y}$$

Qsub (m^3/s)	Qestr (m^3/s)	Qmed (m^3/s)
0,0552	0.0573	0.0563

Tabla 21: Caudales.

Siendo Qsub el caudal antes del estrechamiento, Qestr el caudal aproximadamente en el centro del estrechamiento y b la anchura variable del canal a lo largo del estrechamiento.

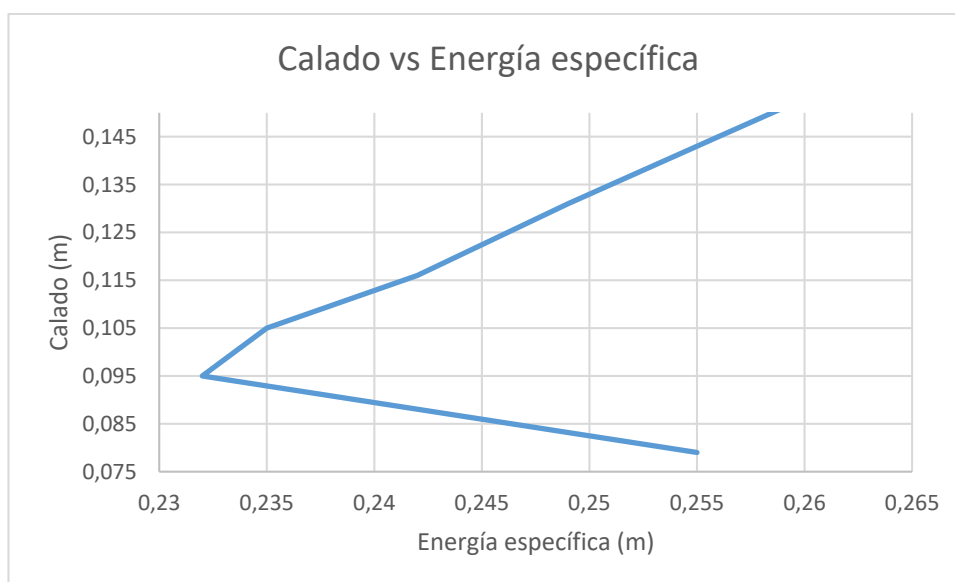
Distancia (mm)	H varilla (mm)	Calado (mm)	E.especi. (m)	Vel.(m/s)	Froude
0	85	215	0,237	0,654	0,31
40	85	215	0,239	0,683	0,324
80	80	220	0,246	0,708	0,328
120	88	212	0,244	0,791	0,38
160	93	207	0,247	0,882	0,434
200	100	200	0,251	0,996	0,507
240	112	188	0,254	1,14	0,618
280	121	179	0,259	1,25	0,712
320	133	167	0,26	1,348	0,823
360	145	155	0,261	1,444	0,95
400	155	145	0,256	1,478	1,039
440	169	131	0,249	1,52	1,183
480	184	116	0,242	1,573	1,383
520	195	105	0,235	1,596	1,55
560	205	95	0,232	1,638	1,758
620	221	79	0,255	1,858	2,398
680	231	69	0,281	2,038	3,011
720	236	64	0,31	2,198	3,5

Tabla 22: Valores del estrechamiento para el segundo ensayo.

4.3.1 – Gráficas ensayo 2.

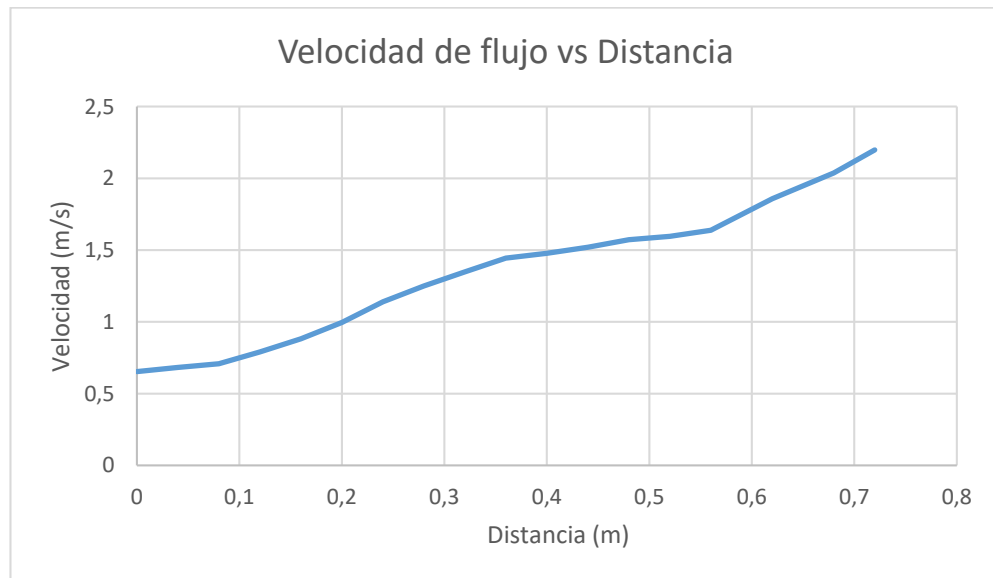
Después de obtener los valores de velocidad, energía y número de Froude, se procede a la creación de gráficos utilizando los datos mencionados.

La primera gráfica representa el calado en función de la energía específica.



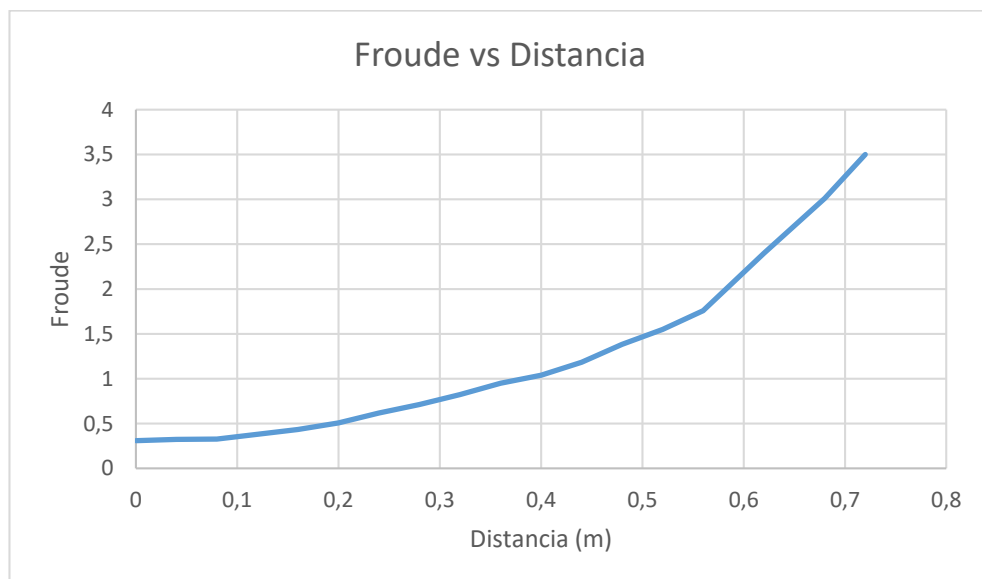
Gráfica 8: Calado vs E. específico ensayo 2.

La gráfica siguiente muestra la velocidad en relación con la distancia en el eje x. La velocidad se ha calculado utilizando el tubo de Pitot en dos puntos: aguas arriba y aguas abajo, es decir, en la parte subcrítica y en la zona de estrechamiento.



Gráfica 9: Velocidad de flujo vs Distancia ensayo 2.

Por último, se muestra la gráfica del número de froude con respecto a la distancia en el eje x.



Gráfica 10: Froude vs Distancia ensayo 2.

- **Tercer ensayo**→ Para una frecuencia de 55 Hz en la tabla 23 se muestran los resultados obtenidos de distancia entre varillas, altura de varilla y calado.

Distancia (mm)	H varilla (mm)	Calado (mm)
0	75	225
40	75	225
80	77	223
120	77	223
160	80	220
200	91	209
240	101	199
280	114	186
320	122	178
360	137	163
400	148	152
440	158	142
480	178	122
520	188	112
560	200	100
620	216	84
680	226	74
720	232	68

Tabla 23: Medidas para estrechamiento en el ensayo 3.

El calado se ha obtenido a partir de la formula mostrada en la siguiente figura.

$$h = A - (D + L) = 800 - (H_{varilla} + 500) = 300 - H_{varilla}$$

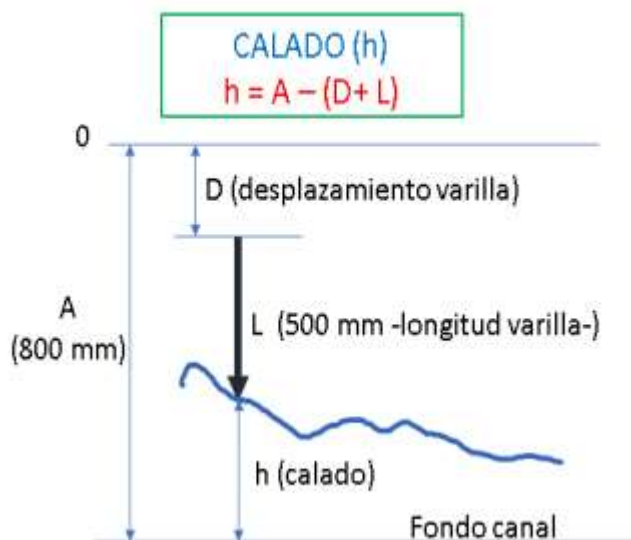


Figura 48: Expresión para la obtención del calado.

A continuación, se han determinado la Velocidad, la Energía Específica y el número de Froude utilizando los datos de la tabla 23.

$$v = \frac{Q}{y * b}$$

$$E = y + \frac{Q^2}{2 * g * b^2 * y^2}$$

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g * y}}$$

El caudal Q se ha calculado de la siguiente manera:

$$Q = \sqrt{2 * g * \Delta h * b * y}$$

Qsub (m ³ /s)	Qestr (m ³ /s)	Qmed (m ³ /s)
0,0591	0.052	0.0556

Tabla 24: Caudales.

Siendo Qsub el caudal antes del estrechamiento, Qestr el caudal aproximadamente en el centro del estrechamiento y b la anchura variable del canal a lo largo del estrechamiento.

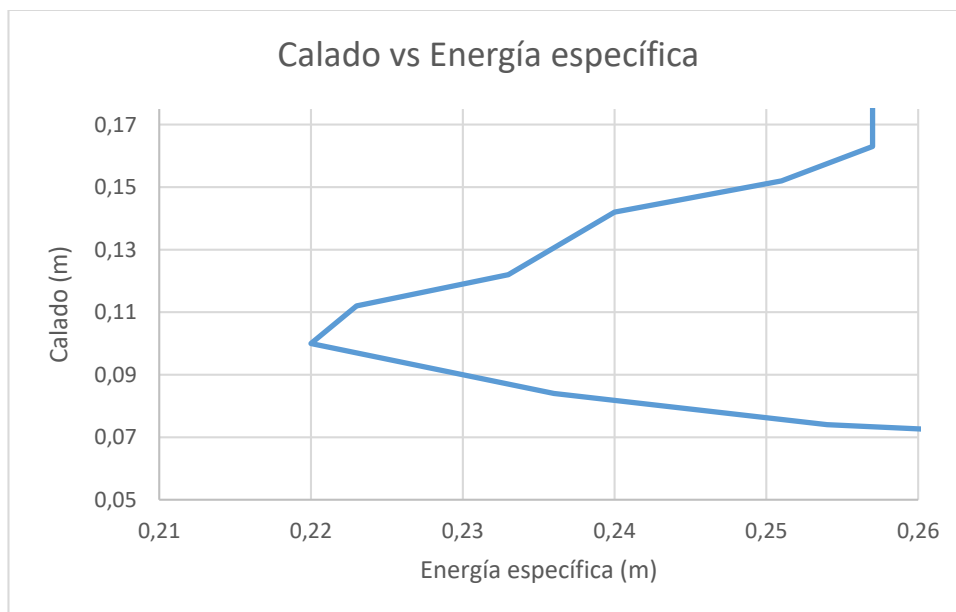
Distancia (mm)	H varilla (mm)	Calado (mm)	E.especi. (m)	Vel.(m/s)	Froude
0	75	225	0,244	0,617	0,28
40	75	225	0,246	0,644	0,292
80	77	223	0,247	0,689	0,315
120	77	223	0,251	0,742	0,339
160	80	220	0,254	0,819	0,38
200	91	209	0,254	0,941	0,459
240	101	199	0,257	1,064	0,545
280	114	186	0,258	1,188	0,651
320	122	178	0,257	1,249	0,715
360	137	163	0,257	1,356	0,848
400	148	152	0,251	1,393	0,934
440	158	142	0,24	1,385	0,994
480	178	122	0,233	1,477	1,234
520	188	112	0,223	1,478	1,345
560	200	100	0,22	1,537	1,567
620	216	84	0,236	1,726	2,094
680	226	74	0,254	1,877	2,585
720	232	68	0,281	2,042	3,062

Tabla 25: Valores del estrechamiento para el ensayo 3.

4.3.1 – Gráficas ensayo 3.

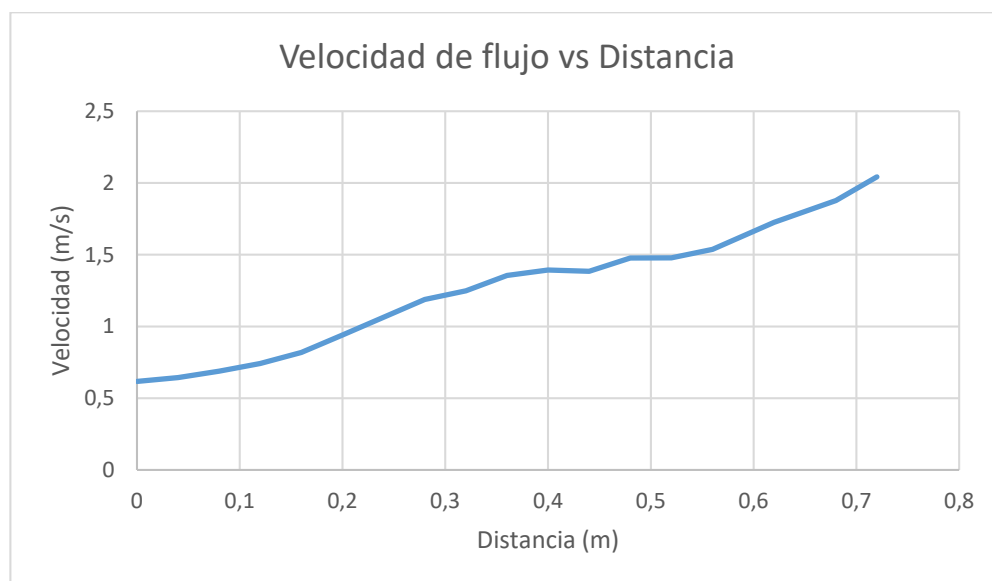
Después de obtener los valores de velocidad, energía y número de Froude, se procede a la creación de gráficos utilizando los datos mencionados.

La primera gráfica representa el calado en función de la energía específica.



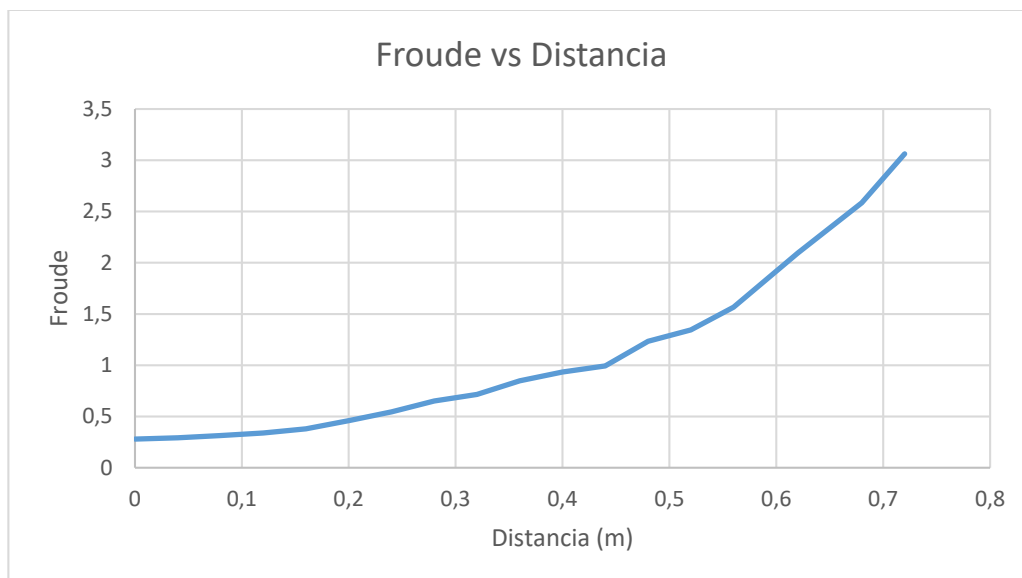
Gráfica 11: Calado vs E. específico ensayo 3.

La gráfica siguiente muestra la velocidad en relación con la distancia en el eje x. La velocidad se ha calculado utilizando el tubo de Pitot en dos puntos: aguas arriba y aguas abajo, es decir, en la parte subcrítica y en la zona de estrechamiento.



Gráfica 12: Velocidad de flujo vs Distancia ensayo 3.

Por último, se muestra la gráfica del número de froude con respecto a la distancia en el eje x.



Gráfica 13: Froude vs Distancia ensayo 3.

Como se puede observar en las gráficas 9, 10, 12 y 13 correspondiente a los ensayos 2 y 3, tienen un comportamiento diferente a las gráficas correspondientes al ensayo 1, lo cual se comentará en el capítulo de comentarios.

Por último, para finalizar este apartado se aportan varias imágenes de laboratorio realizando los ensayos.



Figura 49: Realización del ensayo de estrechamiento lateral.



Figura 50: Realización del ensayo estrechamiento lateral.

4.4 – Obstáculos de fondo.

En este apartado se detalla el procedimiento experimental llevado a cabo para investigar el comportamiento del flujo ante cambios en la elevación de la solera del canal.

Se realizará un análisis del flujo a lo largo del canal mediante la modificación de su sección transversal, utilizando dos obstáculos.

La anchura del canal utilizado se mantiene en 0.4 metros, y las dimensiones de los obstáculos son las siguientes:



Figura 51: Obstáculo pequeño.

Anchura = 40 cm

Longitud = 60 cm

Altura máxima = 5 cm

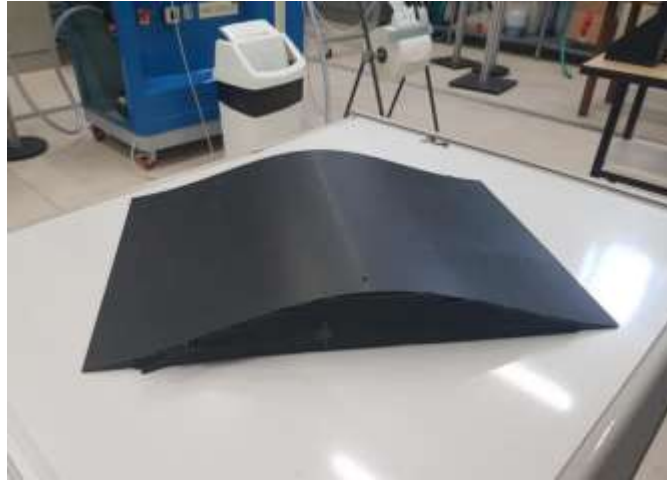


Figura 52: Obstáculo grande.

Anchura = 40 cm

Longitud = 60 cm

Altura máxima = 7.5 cm

Durante la realización de los ensayos con los dos tipos de obstáculos se darán tres tipos de situaciones que serán las siguientes:

- En esta situación, el flujo de agua arriba se encuentra en un régimen subcrítico, y la altura del obstáculo es menor que la altura crítica, representada como h_c . Como resultado, el nivel del agua disminuye al pasar sobre el obstáculo y luego recupera su profundidad inicial aguas abajo.
- En esta situación, el flujo de agua arriba se encuentra en un régimen supercrítico, y la altura del obstáculo es menor que la altura crítica, h_c . Como resultado, el nivel del agua aumenta al pasar sobre el obstáculo y luego recupera su profundidad inicial aguas abajo.
- En esta situación, el flujo de agua arriba se encuentra en un régimen subcrítico y la altura del obstáculo es igual a la altura crítica h_c , se produce una situación interesante. En este caso, el nivel del agua disminuye al pasar sobre el obstáculo hasta alcanzar la cota máxima, donde se alcanzan las condiciones críticas y el régimen cambia a supercrítico. Como resultado, el calado disminuye aún más hasta completar el paso por el obstáculo.

A continuación, se pasa a exponer los resultados obtenidos en el laboratorio para cada una de las situaciones anteriormente descritas.

4.4.1 – Transición de flujo subcrítico a supercrítico. Obstáculo pequeño.



Figura 53: Transición de flujo subcrítico a supercrítico.

La altura de agua en reposo en el canal es de 210 mm y el inicio del obstáculo está a 600 mm en el eje x.

En la medición de la velocidad del flujo en el canal se ha empleado el Tubo de Pitot, que registra tanto la presión de remanso como la presión estática del flujo. La diferencia entre estas dos presiones representa la presión dinámica del flujo.

$$\Delta P = \frac{1}{2} * \rho * v^2 \rightarrow v = \sqrt{\frac{2 * \Delta P}{\rho}} = \sqrt{2 * g * \Delta h}$$

A una frecuencia de 50 Hz, en la tabla 26 se presentan los datos obtenidos del Tubo de Pitot en las posiciones "Aguas Arriba" y "Aguas Abajo":

pitot entrada			pitot salida		
h1 (mm)	h2 (mm)	velocidad	h1 (mm)	h2 (mm)	velocidad
285	260	0.70035705	654	792	1.6454665

Tabla 26: Flujo Sub-Sup entrada y salida del obstáculo.

Las medidas del calado aguas arriba y aguas abajo son las siguientes:

Y1 (mm)	Y2 (mm)
202	89

Tabla 27: Calados a la entrada y salida del obstáculo.

Utilizando estos valores, se pueden calcular los caudales unitarios tanto aguas arriba como aguas abajo.

$$q_1 = v_1 * y_1 = 0.7 * 0.202 = 0.1414 \text{ m}_2/\text{s}$$

$$q_2 = v_2 * y_2 = 1.645 * 0.089 = 0.1464 \text{ m}_2/\text{s}$$

Dado que el caudal unitario se mantiene constante a lo largo de todo el canal, se puede obtener la media entre los dos caudales previamente obtenidos.

$$q = \frac{q_1 + q_2}{2} = 0.144 \text{ m}_2/\text{s}$$

Con las siguientes expresiones se calculan los valores mostrados en la tabla 28.

$$v = \frac{q}{y}$$

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g * y}}$$

$$E = \frac{q^2}{2 * g * y^2} + y$$

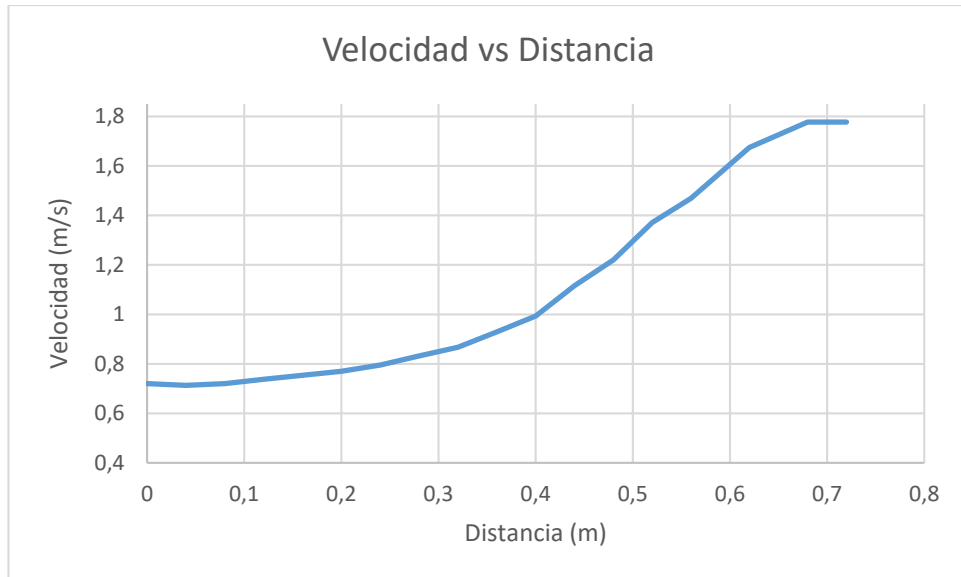
A continuación, se presenta una tabla 28 que recopila los datos experimentales, incluyendo la medida horizontal que representa la distancia entre las varillas y la altura de las varillas con respecto a la superficie libre del flujo.

Distancia (mm)	H varilla (mm)	Calado (mm)	E. especí (m)	Vel. (m/s)	Froude
0	100	200	0.204	0.72	0.514
40	98	202	0.206	0.713	0.506
80	100	200	0.204	0.72	0.514
120	105	195	0.199	0.738	0.534
160	109	191	0.195	0.754	0.551
200	113	187	0.191	0.77	0.568
240	119	181	0.184	0.795	0.597
280	127	173	0.176	0.832	0.639
320	134	166	0.169	0.867	0.68
360	145	155	0.157	0.929	0.753
400	155	145	0.147	0.993	0.832
440	171	129	0.131	1.116	0.992
480	182	118	0.119	1.22	1.134
520	195	105	0.106	1.371	1.351
560	202	98	0.099	1.469	1.498
620	214	86	0.087	1.674	1.822
680	219	81	0.082	1.777	1.994
720	219	81	0.082	1.777	1.994

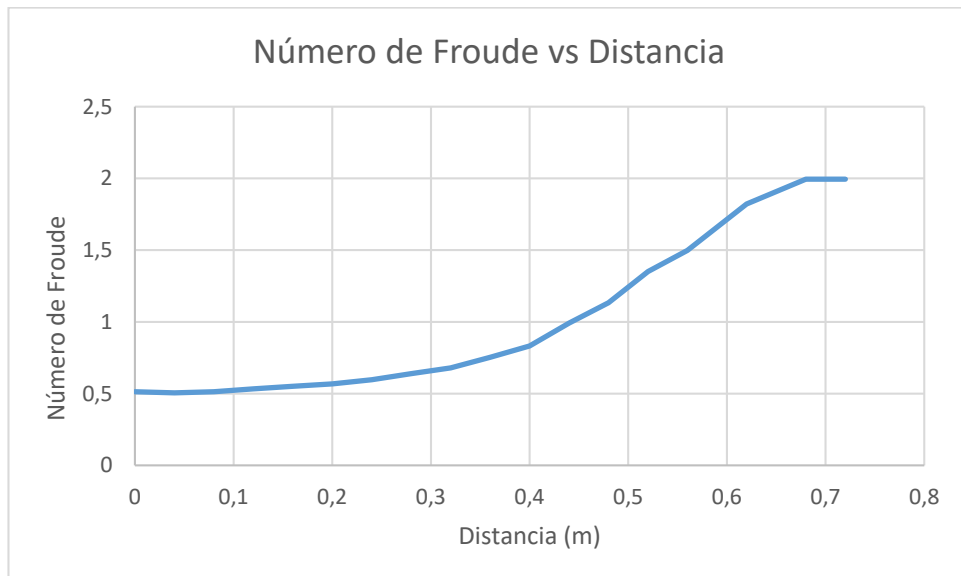
Tabla 28: Valores experimentales obtenidos de la transición Sup-Sub para 50 Hz.

4.4.1.1 – Gráficas Sub-Sup.

Utilizando los datos de la tabla anterior, se pueden generar las siguientes gráficas, la primera gráfica muestra la relación entre la velocidad y la distancia, donde, gracias a la continuidad y el caudal constante, se obtienen las velocidades en cada punto. A partir de estas velocidades, se puede crear una segunda gráfica que represente el Número de Froude.

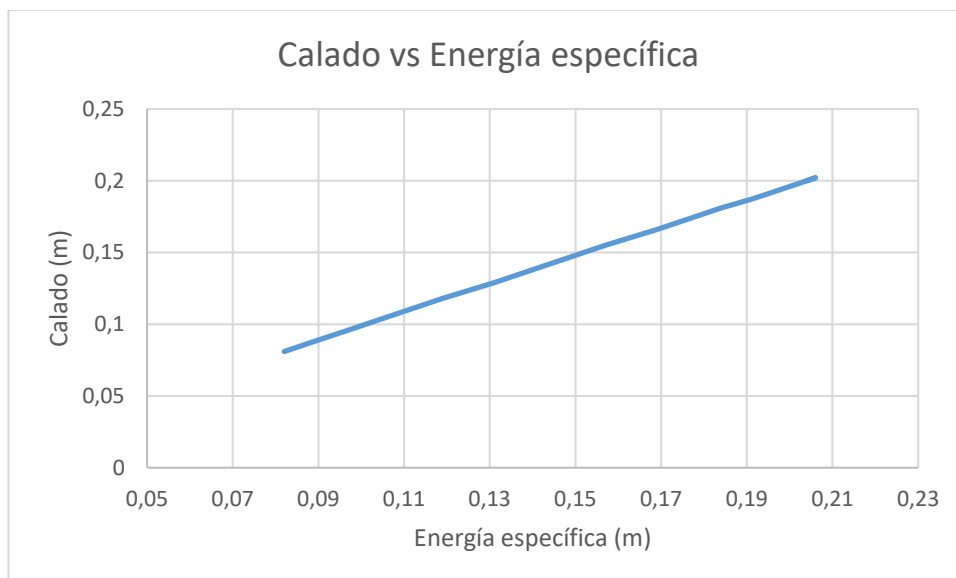


Gráfica 14: Velocidad vs distancia para Sup-Sub



Gráfica 15: Número de Froude vs distancia para Sup-Sub.

En el siguiente gráfico se presenta la relación entre el calado y la Energía Específica.



Gráfica 16: Calado vs energía específica para Sup-Sub.

4.4.2 – Transición de flujo subcrítico a subcrítico con obstáculo grande y pequeño.

- **Obstáculo pequeño:**



Figura 54: Transición de flujo subcrítico a subcrítico.

La altura de agua en reposo en el canal es de 210 mm y el inicio del obstáculo está a 600 mm en el eje x.

En la medición de la velocidad del flujo en el canal se ha empleado el Tubo de Pitot, que registra tanto la presión de remanso como la presión estática del flujo. La diferencia entre estas dos presiones representa la presión dinámica del flujo.

$$\Delta P = \frac{1}{2} * \rho * v^2 \rightarrow v = \sqrt{\frac{2 * \Delta P}{\rho}} = \sqrt{2 * g * \Delta h}$$

A una frecuencia de 37 Hz, en la tabla 29 se presentan los datos obtenidos del Tubo de Pitot en las posiciones "Aguas Arriba" y "Aguas Abajo":

pitot entrada			pitot salida		
h1	h2	velocidad	h1	h2	velocidad
292	283	0.42021423	760	776	0.56028564

Tabla 29: Flujo Sub-Sub entrada y salida del obstáculo.

Las medidas del calado aguas arriba y aguas abajo son las siguientes:

Y1 (mm)	Y2 (mm)
195	197

Tabla 30: Calados a la entrada y salida del obstáculo.

Utilizando estos valores, se pueden calcular los caudales unitarios tanto aguas arriba como aguas abajo.

$$q_1 = v_1 * y_1 = 0.42 * 0.195 = 0.0819 \text{ m}_2/\text{s}$$

$$q_2 = v_2 * y_2 = 0.56 * 0.197 = 0.11 \text{ m}_2/\text{s}$$

Dado que el caudal unitario se mantiene constante a lo largo de todo el canal, se puede obtener la media entre los dos caudales previamente obtenidos.

$$q = \frac{q_1 + q_2}{2} = 0.0961 \text{ m}_2/\text{s}$$

Con las siguientes expresiones se calculan los valores mostrados en la tabla 31.

$$v = \frac{q}{y}$$

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g * y}}$$

$$E = \frac{q^2}{2 * g * y^2} + y$$

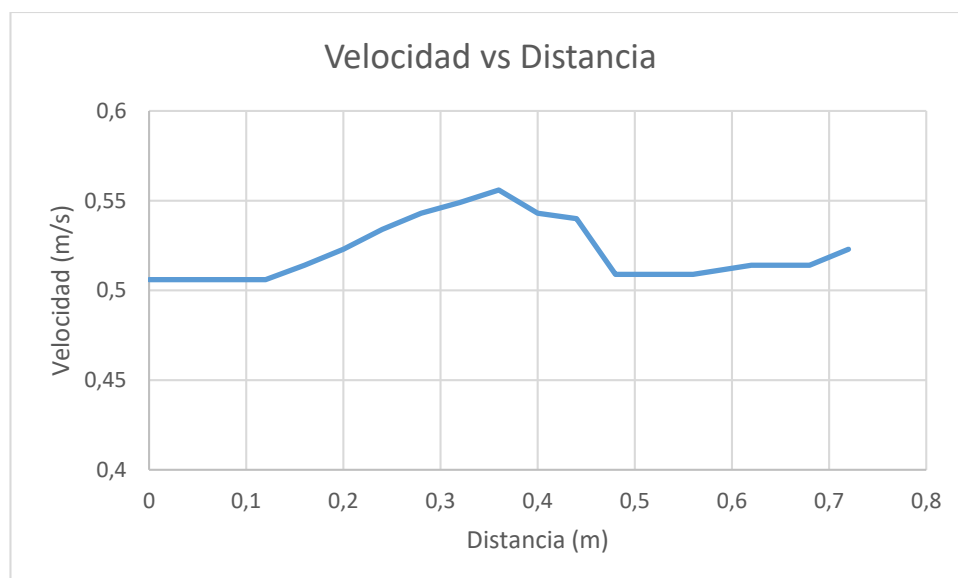
A continuación, se presenta una tabla 31 que recopila los datos experimentales, incluyendo la medida horizontal que representa la distancia entre las varillas y la altura de las varillas con respecto a la superficie libre del flujo.

Distancia (mm)	H varilla (mm)	Calado (mm)	E. especí (m)	Vel. (m/s)	Froude
0	110	190	0.192	0.506	0.371
40	110	190	0.192	0.506	0.371
80	110	190	0.192	0.506	0.371
120	110	190	0.192	0.506	0.371
160	113	187	0.189	0.514	0.38
200	116	184	0.186	0.523	0.389
240	120	180	0.181	0.534	0.402
280	123	177	0.178	0.543	0.412
320	125	175	0.176	0.549	0.419
360	127	173	0.174	0.556	0.427
400	123	177	0.178	0.543	0.412
440	122	178	0.179	0.54	0.409
480	111	189	0.191	0.509	0.374
520	111	189	0.191	0.509	0.374
560	111	189	0.191	0.509	0.374
620	113	187	0.189	0.514	0.38
680	113	187	0.189	0.514	0.38
720	116	184	0.186	0.523	0.389

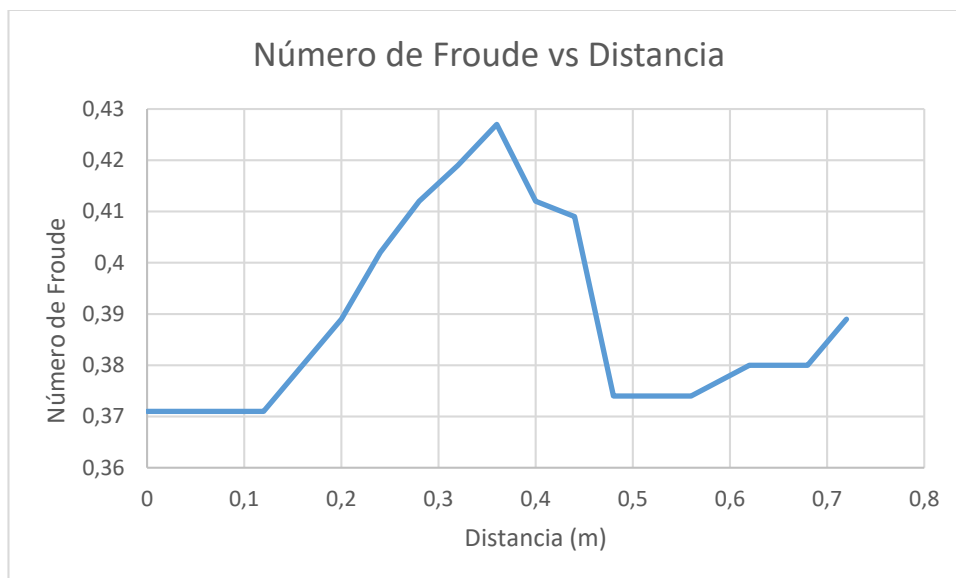
Tabla 31: Valores experimentales obtenidos de la transición Sub-Sub para 37 Hz.

4.4.2.1 – Gráficas Sub-Sub 37 Hz.

Utilizando los datos de la tabla anterior, se pueden generar las siguientes gráficas, la primera gráfica muestra la relación entre la velocidad y la distancia, donde, gracias a la continuidad y el caudal constante, se obtienen las velocidades en cada punto. A partir de estas velocidades, se puede crear una segunda gráfica que represente el Número de Froude.

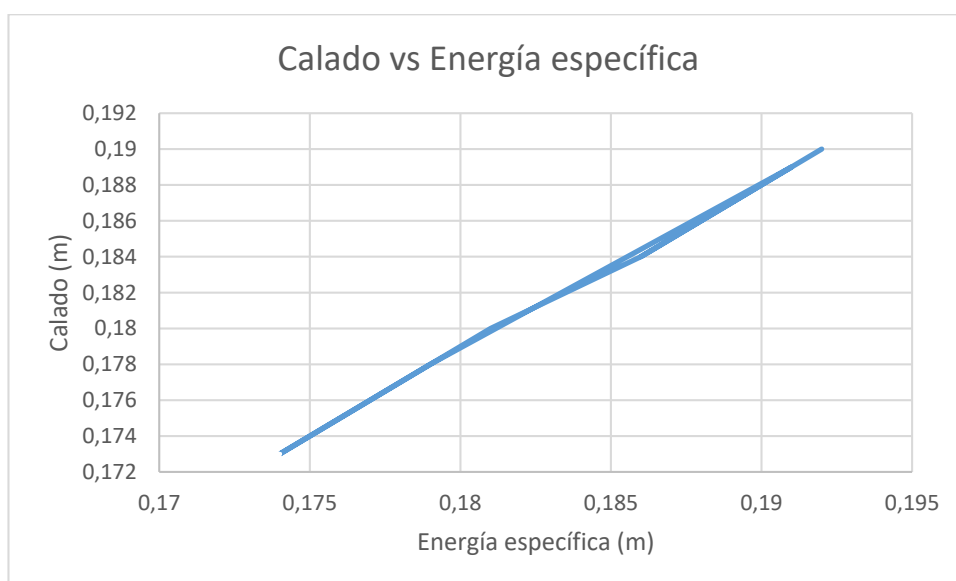


Gráfica 17: Velocidad vs distancia para Sub-Sub



Gráfica 18: Número de Froude vs distancia para Sub-Sub.

En el siguiente gráfico se presenta la relación entre el calado y la Energía Específica.



Gráfica 19: Calado vs energía específica para Sub-Sub.

- **Obstáculo grande:**



Figura 55: Transición de flujo subcrítico a subcrítico para obstáculo grande.

La altura de agua en reposo en el canal es de 210 mm y el inicio del obstáculo está a 680 mm en el eje x.

En la medición de la velocidad del flujo en el canal se ha empleado el Tubo de Pitot, que registra tanto la presión de remanso como la presión estática del flujo. La diferencia entre estas dos presiones representa la presión dinámica del flujo.

$$\Delta P = \frac{1}{2} * \rho * v^2 \rightarrow v = \sqrt{\frac{2 * \Delta P}{\rho}} = \sqrt{2 * g * \Delta h}$$

A una frecuencia de 33 Hz, en la tabla 32 se presentan los datos obtenidos del Tubo de Pitot en las posiciones "Aguas Arriba" y "Aguas Abajo":

pitot entrada			pitot salida		
h1	h2	velocidad	h1	h2	velocidad
284	274	0.44294469	757	774	0.57752922

Tabla 32: Flujo Sub-Sub entrada y salida del obstáculo.

Las medidas del calado aguas arriba y aguas abajo son las siguientes:

Y1	Y2
200	198

Tabla 33: Calados a la entrada y salida del obstáculo.

Utilizando estos valores, se pueden calcular los caudales unitarios tanto aguas arriba como aguas abajo.

$$q_1 = v_1 * y_1 = 0.443 * 0.2 = 0.0886 \text{ m}_2/\text{s}$$

$$q_2 = v_2 * y_2 = 0.576 * 0.198 = 0.114 \text{ m}_2/\text{s}$$

Dado que el caudal unitario se mantiene constante a lo largo de todo el canal, se puede obtener la media entre los dos caudales previamente obtenidos.

$$q = \frac{q_1 + q_2}{2} = 0.101 \text{ m}_2/\text{s}$$

Con las siguientes expresiones se calculan los valores mostrados en la tabla 34.

$$v = \frac{q}{y}$$

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g * y}}$$

$$E = \frac{q^2}{2 * g * y^2} + y$$

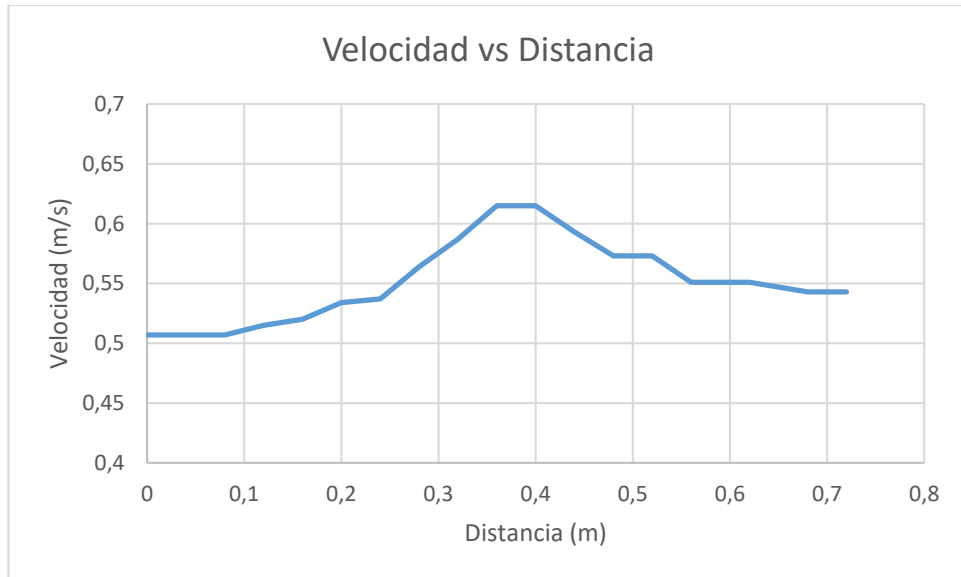
A continuación, se presenta una tabla 34 que recopila los datos experimentales, incluyendo la medida horizontal que representa la distancia entre las varillas y la altura de las varillas con respecto a la superficie libre del flujo.

Distancia (mm)	H varilla (mm)	Calado (mm)	E. especí (m)	Vel. (m/s)	Froude
0	100	200	0.202	0.507	0.362
40	100	200	0.202	0.507	0.362
80	100	200	0.202	0.507	0.362
120	103	197	0.199	0.515	0.371
160	105	195	0.197	0.52	0.376
200	110	190	0.192	0.534	0.391
240	111	189	0.191	0.537	0.394
280	120	180	0.182	0.564	0.424
320	127	173	0.175	0.587	0.45
360	135	165	0.166	0.615	0.483
400	135	165	0.166	0.615	0.483
440	129	171	0.172	0.593	0.458
480	123	177	0.179	0.573	0.435
520	123	177	0.179	0.573	0.435
560	116	184	0.186	0.551	0.41
620	116	184	0.186	0.551	0.41
680	113	187	0.189	0.543	0.401
720	113	187	0.189	0.543	0.401

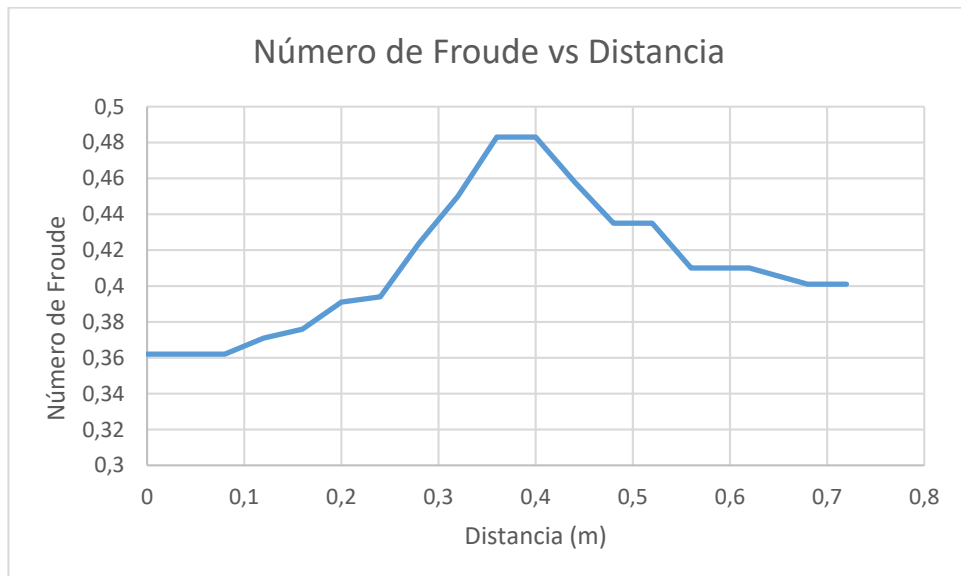
Tabla 34: Valores experimentales obtenidos de la transición Sub-Sub para 33 Hz.

4.4.2.2 – Gráficas Sub-Sub 33 Hz.

Utilizando los datos de la tabla anterior, se pueden generar las siguientes gráficas, la primera gráfica muestra la relación entre la velocidad y la distancia, donde, gracias a la continuidad y el caudal constante, se obtienen las velocidades en cada punto. A partir de estas velocidades, se puede crear una segunda gráfica que represente el Número de Froude.

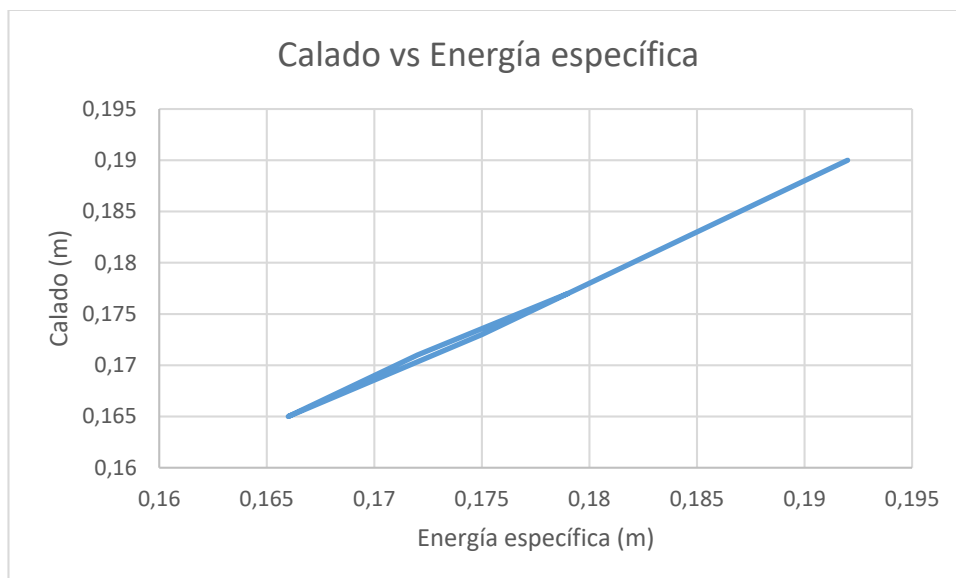


Gráfica 20: Velocidad vs distancia para Sub-Sub



Gráfica 21: Número de Froude vs distancia para Sub-Sub.

En el siguiente gráfico se presenta la relación entre el calado y la Energía Específica.



Gráfica 22: Calado vs energía específica para Sub-Sub.

4.4.3 – Transición de flujo supercrítico a flujo subcrítico para obstáculo pequeño.



Figura 56: Transición de flujo supercrítico a subcrítico.

La altura de agua en reposo en el canal es de 210 mm y el inicio del obstáculo está a 600 mm en el eje x.

Para la obtención de este tránsito de flujo supercrítico a subcrítico se ha usado adicionalmente el obstáculo de compuerta para poder obtener el flujo supercrítico en aguas arriba.

En la medición de la velocidad del flujo en el canal se ha empleado el Tubo de Pitot, que registra tanto la presión de remanso como la presión estática del flujo. La diferencia entre estas dos presiones representa la presión dinámica del flujo.

$$\Delta P = \frac{1}{2} * \rho * v^2 \rightarrow v = \sqrt{\frac{2 * \Delta P}{\rho}} = \sqrt{2 * g * \Delta h}$$

A una frecuencia de 31.8 Hz, en la tabla 35 se presentan los datos obtenidos del Tubo de Pitot en las posiciones "Aguas Arriba" y "Aguas Abajo":

pitot entrada			pitot salida		
h1	h2	velocidad	h1	h2	velocidad
439	245	1.95096899	727	730	0.2426108

Tabla 35: Flujo Sup-Sub entrada y salida del obstáculo.

Las medidas del calado aguas arriba y aguas abajo son las siguientes:

Y1 (mm)	Y2 (mm)
48	178

Tabla 36: Calados a la entrada y salida del obstáculo.

Utilizando estos valores, se pueden calcular los caudales unitarios tanto aguas arriba como aguas abajo.

$$q_1 = v_1 * y_1 = 1.95 * 0.048 = 0.0936 \text{ m}_2/\text{s}$$

$$q_2 = v_2 * y_2 = 0.243 * 0.178 = 0.0433 \text{ m}_2/\text{s}$$

Dado que el caudal unitario se mantiene constante a lo largo de todo el canal, se puede obtener la media entre los dos caudales previamente obtenidos.

$$q = \frac{q_1 + q_2}{2} = 0.0684 \text{ m}_2/\text{s}$$

Con las siguientes expresiones se calculan los valores mostrados en la tabla 37.

$$v = \frac{q}{y}$$

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g * y}}$$

$$E = \frac{q^2}{2 * g * y^2} + y$$

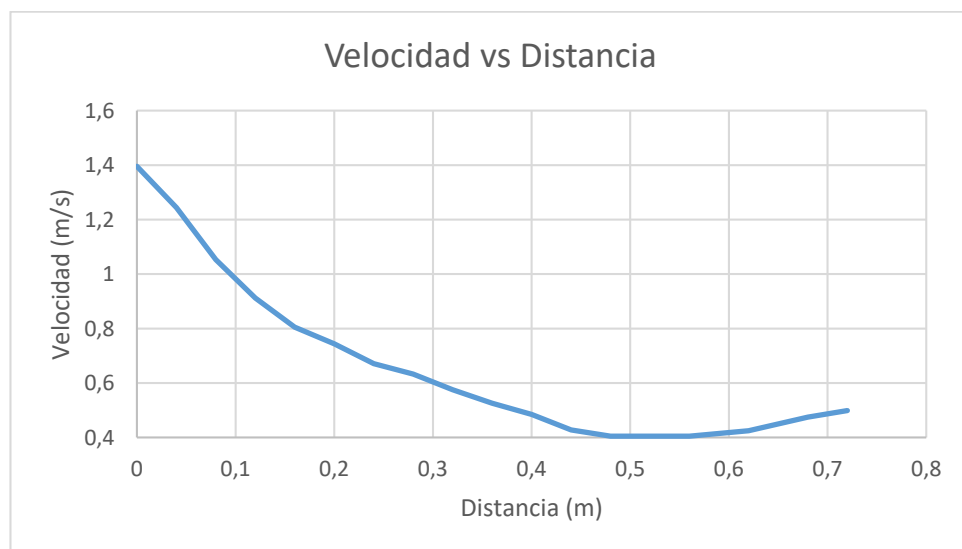
A continuación, se presenta una tabla 37 que recopila los datos experimentales, incluyendo la medida horizontal que representa la distancia entre las varillas y la altura de las varillas con respecto a la superficie libre del flujo.

Distancia (mm)	H varilla (mm)	Calado (mm)	E. especí (m)	Vel. (m/s)	Froude
0	251	49	0.049	1.396	2.014
40	245	55	0.055	1.244	1.693
80	235	65	0.065	1.053	1.318
120	225	75	0.075	0.912	1.063
160	215	85	0.085	0.805	0.881
200	208	92	0.092	0.744	0.783
240	198	102	0.102	0.671	0.671
280	192	108	0.108	0.633	0.615
320	181	119	0.119	0.575	0.532
360	170	130	0.13	0.526	0.466
400	159	141	0.141	0.485	0.413
440	140	160	0.161	0.428	0.341
480	131	169	0.17	0.405	0.314
520	131	169	0.17	0.405	0.314
560	131	169	0.17	0.405	0.314
620	139	161	0.162	0.425	0.338
680	156	144	0.144	0.475	0.4
720	163	137	0.137	0.499	0.431

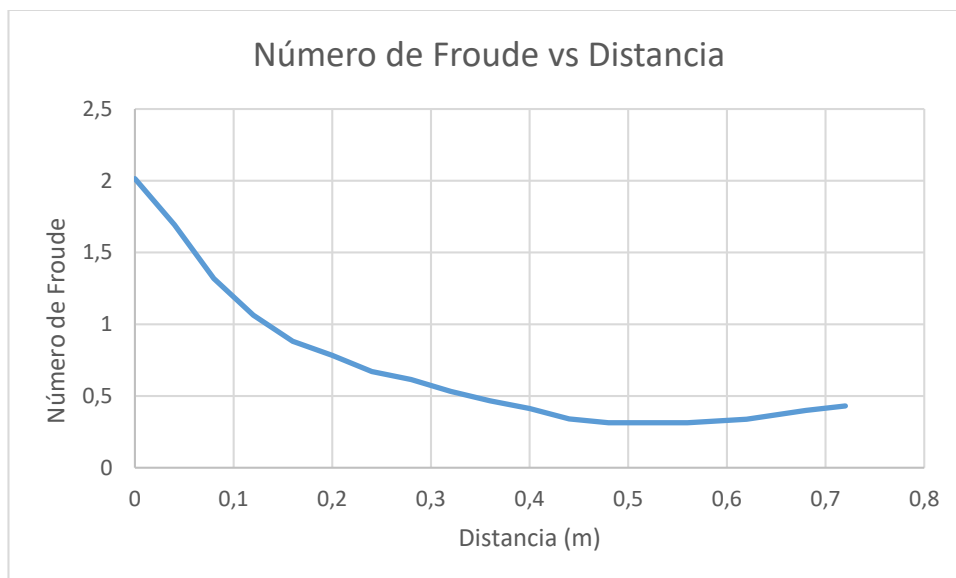
Tabla 37: Valores experimentales obtenido de la transición Sup-Sub para 31.8 Hz.

4.4.1.1 – Gráficas Sup-Sub.

Utilizando los datos de la tabla anterior, se pueden generar las siguientes gráficas, la primera gráfica muestra la relación entre la velocidad y la distancia, donde, gracias a la continuidad y el caudal constante, se obtienen las velocidades en cada punto. A partir de estas velocidades, se puede crear una segunda gráfica que represente el Número de Froude.

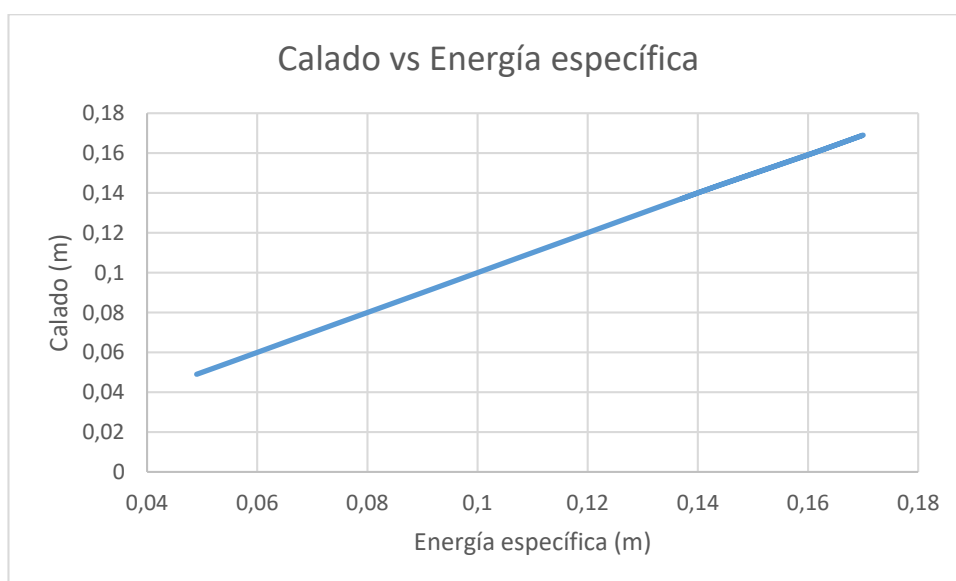


Gráfica 23: Velocidad vs distancia para Sup-Sub



Gráfica 24: Número de Froude vs distancia para Sup-Sub.

En el siguiente gráfico se presenta la relación entre el calado y la Energía Específica.



Gráfica 25: Calado vs energía específica para Sup-Sub.

En general, las gráficas mostradas obtenidas de los ensayos muestran un comportamiento aproximado a lo esperado inicialmente, no obstante, se comentarán con mayor amplitud en el capítulo de conclusiones.

4.5 – Vertederos.

Un vertedero es una estructura que obstaculiza el flujo de un líquido, lo que resulta en un aumento en la altura del líquido en la parte aguas arriba de la estructura. Los vertederos se utilizan para regular los niveles de agua y para medir el caudal de líquidos.

La parte superior del vertedero en contacto con el agua se conoce como la cresta. La altura, representada como h , de la superficie del líquido sobre la cresta, es lo que determina la descarga y se denomina carga del vertedero.

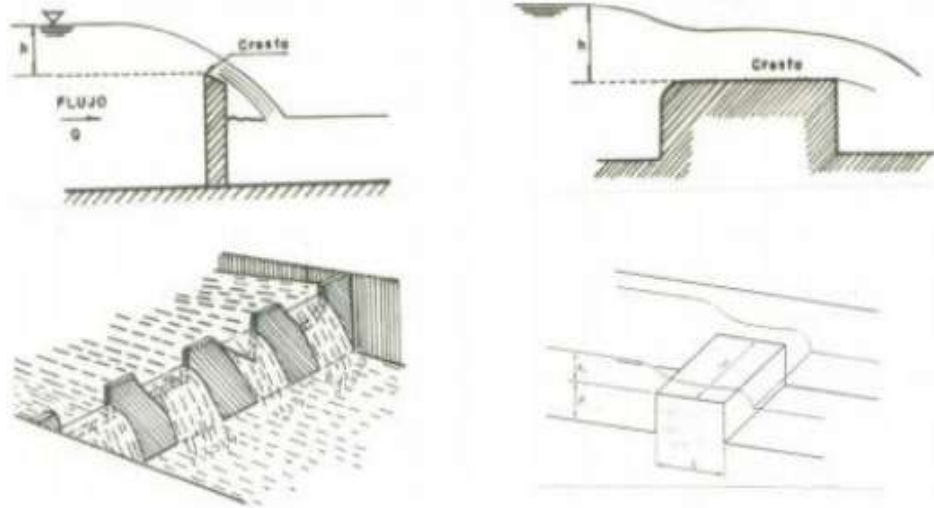


Figura 57: Vertederos.

4.5.1 – Terminología para el flujo de vertederos.

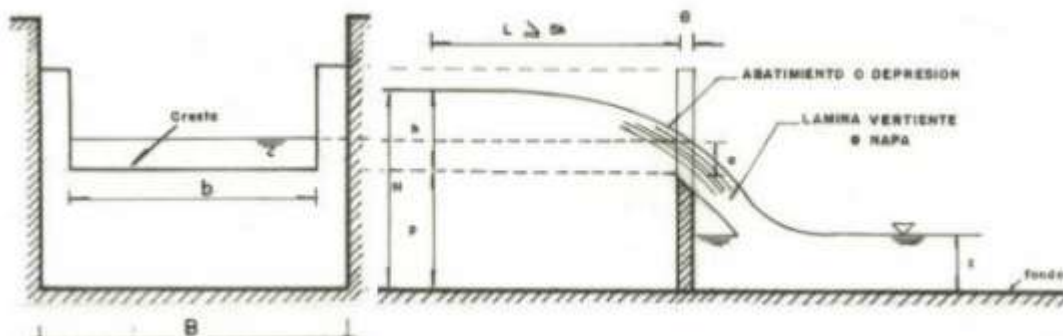


Figura 58: Terminología de vertederos.

A continuación, se presenta una descripción de las variables y términos utilizados en el contexto del vertedero:

b : Longitud de la cresta o anchura del vertedero.

B : Anchura del canal.

h : Carga del vertedero, que representa la diferencia de altura entre la superficie libre de agua aguas arriba y la cresta del vertedero.

H : Espesor de la lámina de agua en la zona aguas arriba del vertedero.

a : Carga sobre la cresta del vertedero.

P : Altura del vertedero o cota de la cresta, medida desde el fondo del canal.

z : Espesor de la lámina de agua aguas abajo del vertedero.

L: Distancia mínima aguas arriba del vertedero en la cual se coloca el medidor de niveles ($L > 5h$).

e: Espesor de la pared del vertedero, que varía según el tipo de vertedero, siendo delgada si $e < 3h$ y gruesa si $e > 3h$.

El chorro de agua que fluye a través del vertedero, modelado por la cresta, forma una lámina llamada napa o lámina vertiente.

4.5.2 – Tipos de lámina.

Cuando el aire atmosférico rodea por completo la lámina vertiente desde el exterior y esta se separa completamente de la superficie aguas abajo del vertedero, se le denomina lámina libre. Esta configuración de la lámina es la más estable y, por lo tanto, es la más preferible cuando se utilizan vertederos de pared delgada como dispositivos para medir el caudal de líquidos.

En el caso de un vertedero rectangular sin constricciones laterales, es decir, con una longitud de cresta igual al ancho de la plantilla del canal de acceso, el espacio ubicado debajo de la lámina de agua estará aislado de la atmósfera exterior. En esta situación, el flujo de agua puede ser:

- Lámina libre → Se logra instalando aberturas de ventilación en las paredes del canal, justo después del vertedero. Esto permite la comunicación entre la zona debajo de la lámina de agua y la atmósfera exterior.
- Lámina abatida → Se produce cuando la ventilación en la descarga es insuficiente, lo que lleva a la introducción de aire en la parte inferior de dicha lámina, disminuyendo su presión por debajo del valor de la presión atmosférica. Como resultado, la presión atmosférica que actúa sobre la parte superior de la lámina hace que esta se adhiera a la placa del vertedero. El agua que se encuentra entre el vertedero y la lámina tiende a subir hasta que esta última se rompe, permitiendo la entrada de aire. Luego, el régimen vuelve a establecerse de manera intermitente. La inestabilidad en el régimen, causada por las entradas intermitentes de aire, se produce dentro de un cierto rango de la relación entre la altura h y la altura P del vertedero.
- Lámina adherente → Se refiere al escenario en el que hay una mínima o nula aireación debajo de la lámina vertiente. Esto ocurre en situaciones de pequeñas cargas h , donde la velocidad del flujo es insuficiente para separar la lámina de agua de la superficie del vertedero.

- Lámina ahogada inferiormente → Se logra al incrementar la carga en un vertedero de lámina adherente, sin permitir que el aire pueda entrar debajo de la parte inferior de la lámina. En esta situación, el espacio A se llena de agua, creando una zona muerta y turbulenta que no contribuye al flujo general del agua.
- Lámina ahogada superiormente → Se produce cuando el resalto hidráulico se acerca al vertedero y cubre la parte inferior de la lámina vertiente debido a una disminución en la carga. En esta situación, dado que el caudal aguas arriba del vertedero permanece constante, cualquier cambio en el nivel de agua aguas abajo afecta el nivel aguas arriba, y esta variación se propaga a lo largo de la lámina vertiente.

Cuando la carga en un vertedero de lámina libre es lo suficientemente alta, se origina un flujo de alta velocidad en la base de la placa del vertedero. Más adelante, aguas abajo, el flujo recupera su velocidad normal y, debido a las condiciones de régimen subcrítico que prevalecen aguas abajo, se forma una característica llamada resalto hidráulico.

Cuando la superficie libre del agua aguas abajo del vertedero se encuentra por encima de la elevación de la cresta del vertedero, se dice que el vertedero está funcionando en condiciones de ahogamiento.

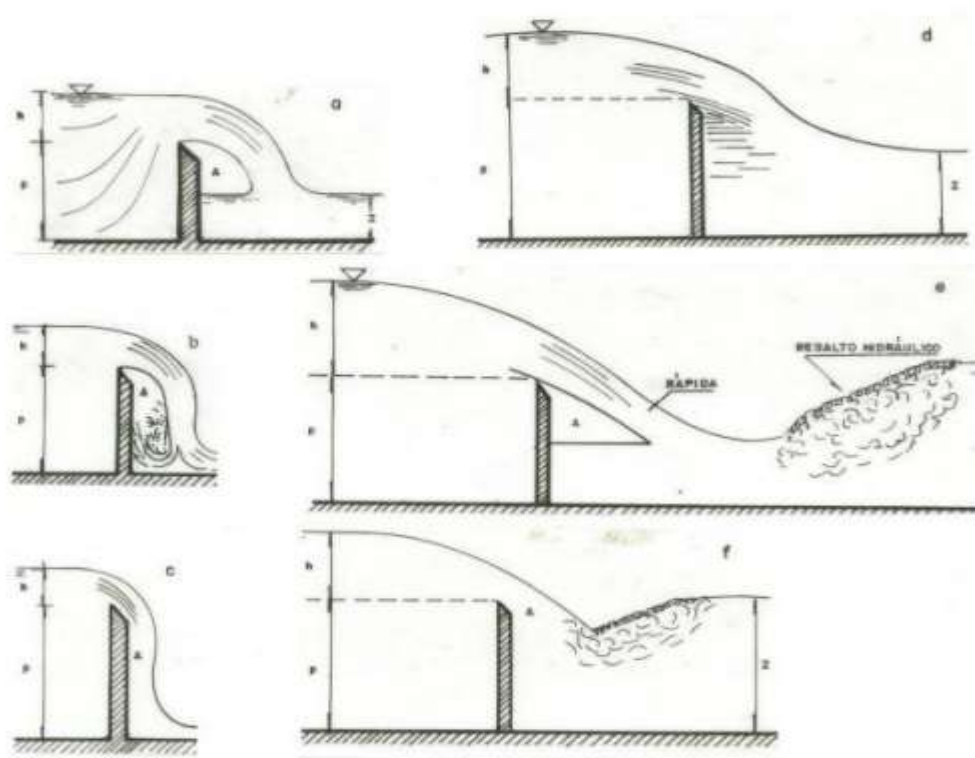


Figura 59: Tipos de lámina vertiente.

4.5.3 – Clasificación de los vertederos.

➤ Según su espesor de pared:

Los vertederos pueden clasificarse en dos categorías principales, vertederos de pared delgada y vertederos de pared gruesa, según las características de su estructura y funcionamiento.

Vertederos de Pared Delgada → Estos vertederos tienen una cresta y paredes relativamente delgadas en comparación con la altura de la carga del vertedero (h). Por lo general, se utilizan para medir caudales y controlar niveles de agua en situaciones donde se desea una lámina libre o una lámina abatida. Estos vertederos son más adecuados para flujos de líquidos con cargas no muy altas.

Vertederos de Pared Gruesa → Los vertederos de pared gruesa tienen estructuras más robustas y paredes más gruesas en comparación con la altura de la carga (h). Se utilizan en situaciones donde se espera una lámina adherente o lámina ahogada. Estos vertederos son más apropiados para el control de flujos en condiciones de carga elevada y para prevenir la formación de láminas libres o abatidas.

La elección entre un vertedero de pared delgada y uno de pared gruesa depende de las condiciones específicas de flujo, la carga y los objetivos de medición o control en un sistema determinado. Cada tipo de vertedero tiene sus propias aplicaciones y limitaciones.

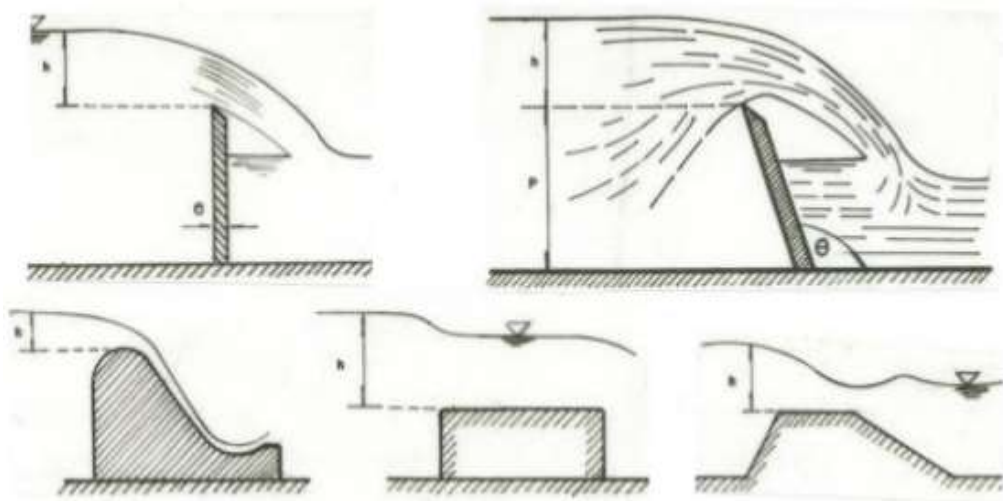


Figura 60: Tipos de vertedero según el espesor de pared.

➤ Según su forma geométrica:

Vertederos de pared delgada.

- Rectangulares
- Triangulares
- Trapezoidales
- Circulares
- Semicirculares
- Parabólicos
- Simétricos
- Asimétricos
- Exponenciales

Vertederos de pared gruesa.

- Rectangulares de arista viva
- De cresta redondeada y talud vertical
- Cresta redondeada y talud inclinado hacia aguas abajo
- De cresta elíptica y talud inclinado hacia aguas abajo
- Vertedero Cimacio o de Creager

El vertedero de cimacio es un tipo importante de vertedero de pared gruesa. Su perfil coincide con la forma del perfil inferior de la lámina vertiente cuando se encuentra en condiciones perfectamente ventiladas, como si estuviera sobre un vertedero hipotético de pared delgada. Este diseño fue propuesto por W.P. Creager y es una innovación significativa en la ingeniería hidráulica, ya que permite un control más preciso del flujo de agua en situaciones donde se necesita una lámina adherente o ahogada.

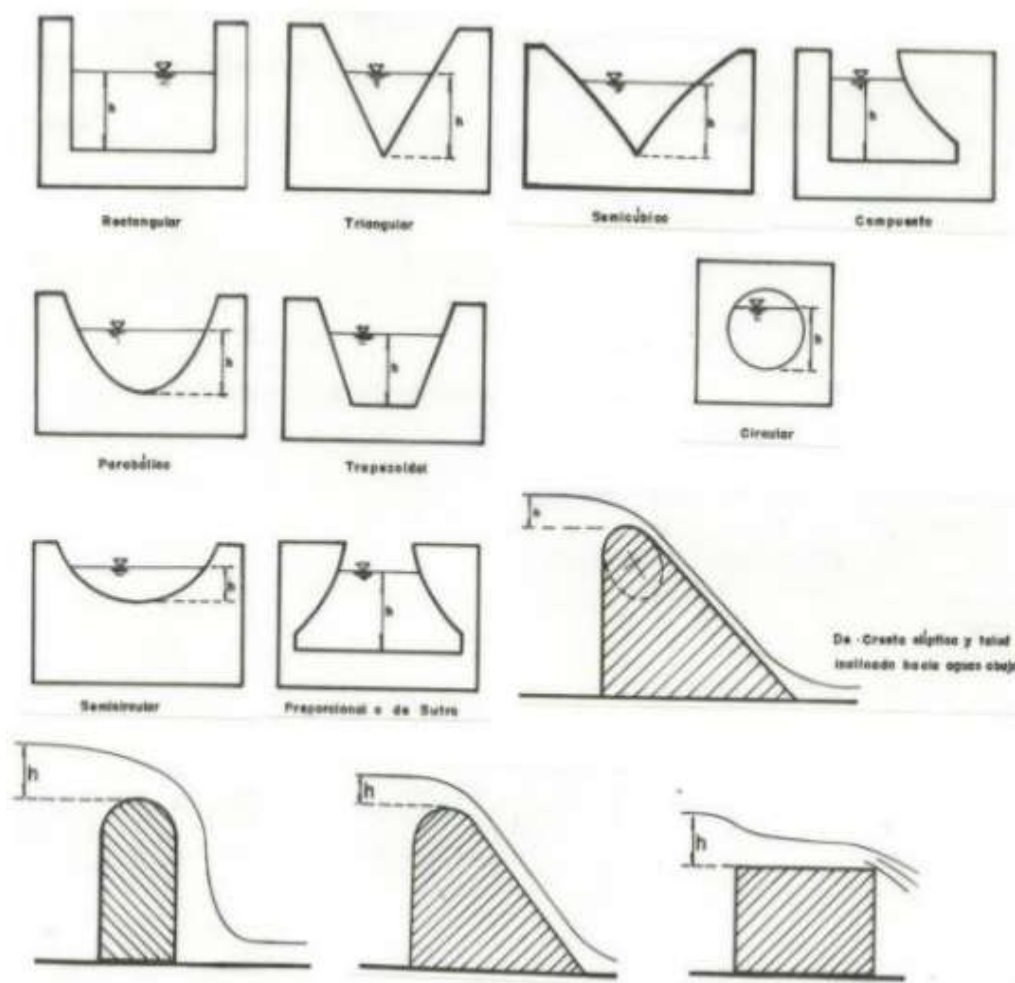


Figura 61: Vertederos según su forma geométrica.

➤ **Según la altura de lámina de agua, aguas abajo:**

- Vertederos de descarga libre
- Vertederos sumergidos o ahogados.

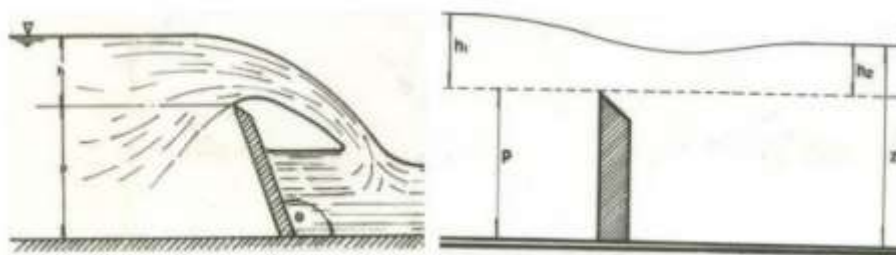


Figura 62: Vertederos según la altura de lámina de agua, aguas abajo.

➤ **Según la longitud de la cresta:**

- Vertederos si contracción laterales $b = B$
- Vertederos con contracción laterales $b < B$

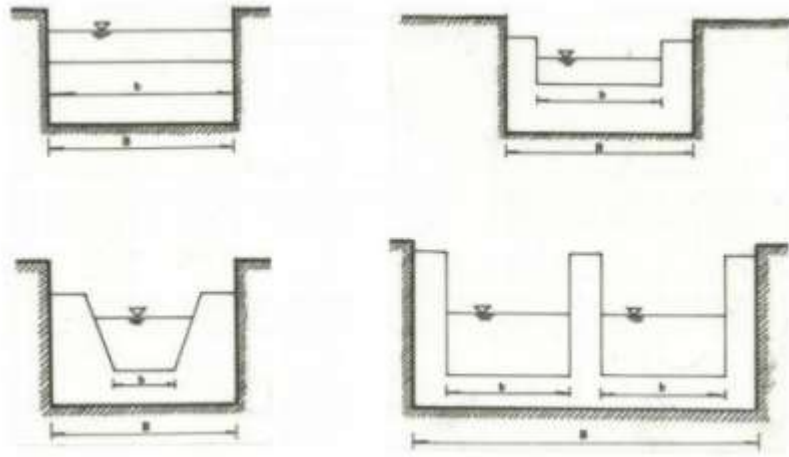


Figura 63: Vertederos según la cresta.

➤ **Según la posición del plano del vertedero con respecto a la dirección de la corriente:**

- Vertederos transversales o normales
- Vertederos laterales o aliviaderos
- Vertederos oblicuos
- Vertederos de aducción radial o de pozo

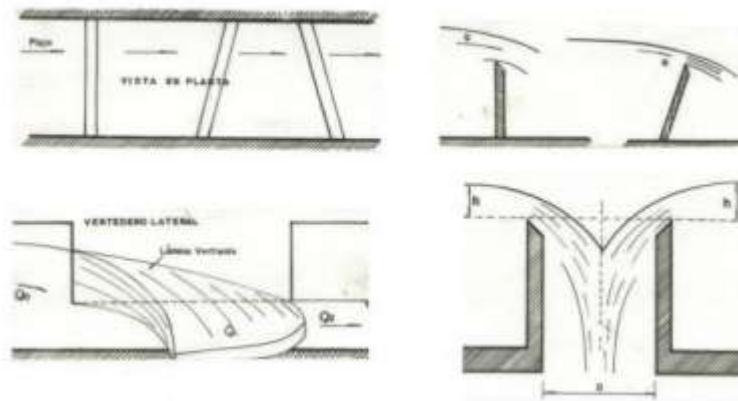


Figura 64: Vertederos según la posición del plano.

4.5.4 – Formulas para el caudal a través de vertederos.

4.5.4.1 – Vertederos de pared delgada.

A continuación, se deducen las expresiones que permiten calcular el caudal de flujo a través de vertederos de pared delgada, para lo cual se tiene que tener en cuenta algunas hipótesis:

- El flujo es incompresible, es decir, la densidad del líquido es constante.

- El flujo es uniforme y bidimensional, lo que significa que la velocidad del flujo es constante a lo largo de la cresta del vertedero y el flujo se desarrolla en un plano.

- La lámina de agua es libre y no está sometida a presiones significativas, solo existe presión atmosférica.

- La viscosidad del fluido no es relevante para el cálculo.

4.5.4.1.1 – Expresiones para calcular caudal en vertederos rectangulares.

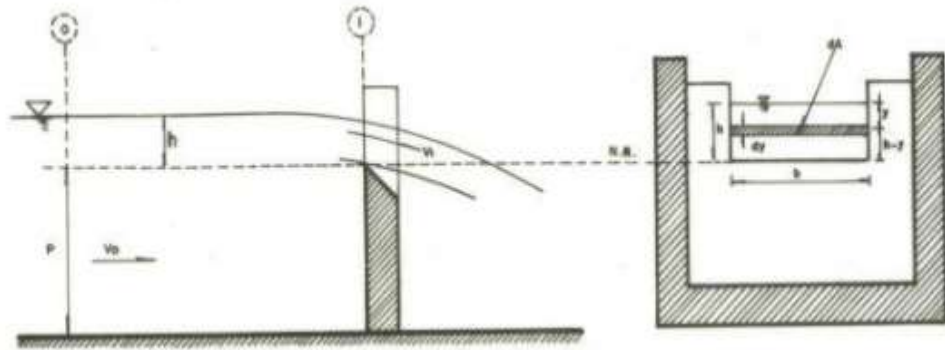


Figura 64: Vertedero rectangular.

Al aplicar la ecuación de Bernoulli entre dos secciones, 0 y 1, y suponiendo que las pérdidas de carga son insignificantes, se obtiene:

$$P_0 + \rho * g * z_0 + \frac{1}{2} * \rho * v_0^2 = P_1 + \rho * g * z_1 + \frac{1}{2} * \rho * v_1^2$$

Donde $P_0 = P_1 = P_{atm}$ y v_0 es la velocidad de aproximación de flujo, medida aguas arriba.

Desarrollando la ecuación de Bernoulli queda:

$$\rho * g * (P + h) + \frac{1}{2} * \rho * v_0^2 = \rho * g(P + h - Y_1) + \frac{1}{2} * \rho v_1^2$$

Al despejar la velocidad del flujo en la sección 1, justo por encima de la cresta, a partir de la ecuación de Bernoulli, se obtiene:

$$v_1 = \sqrt{2 * g \left(Y + \frac{v_0^2}{2 * g} \right)} = \sqrt{2 * g * Y + v_0^2}$$

Aplicando la ecuación de conservación de la masa, se puede calcular el caudal teórico que fluye a través del área diferencial $dA=b*dy$ sobre la cresta del vertedero. La ecuación de conservación de la masa se expresa de la siguiente manera:

$$dQ_t = v_1 * dA \sqrt{2 * g * y + v_0^2} * b dy$$

$$Q_t = \int dQ_t = \int_0^h \left(\sqrt{2 * g * y + v_0^2} \right) * b dy$$

El flujo real descargado a través del vertedero se determina al incorporar un coeficiente de descarga, denominado C_d , que se utiliza para ajustar la estimación y corregir el error resultante de no considerar las pérdidas de carga del flujo. Además, este coeficiente tiene en cuenta el efecto provocado por la contracción de las líneas de corriente en las proximidades del vertedero y la forma de la lámina de agua sobre la cresta del mismo.

El coeficiente de descarga C_d es un valor adimensional que siempre es inferior a 1. Su magnitud se ve influenciada por varios factores, como la viscosidad y la tensión superficial del fluido, la rugosidad de las superficies del vertedero y el canal de acceso, la relación entre la altura de la lámina de agua h y la longitud de la cresta del vertedero P , así como la geometría específica del propio vertedero.

El caudal a través del vertedero será:

$$Q = Q_t * C_d = b * C_d \int_0^h \left(\sqrt{2 * g * y + v_0^2} \right) dy$$

$$u = 2 * g * y + v_0^2 \rightarrow du = 2 * g * y \rightarrow dy = \frac{du}{2 * g}$$

$$\begin{aligned} Q &= C_d * b \int_{v_0^2}^{2gh+v_0^2} \left(\frac{u^{\frac{1}{2}}}{2 * g} \right) du = C_d \left(\frac{b}{2 * g} \right) \left[\frac{u^{\frac{3}{2}}}{\frac{3}{2}} \right]_{v_0^2}^{2gh+v_0^2} \\ &= \frac{2}{3} * C_d * \frac{b}{2 * g} \left(\sqrt{(2 * g * h + v_0^2)^3} - \sqrt{(v_0^2)^3} \right) \end{aligned}$$

Multiplicando y dividiendo por $2g$ se obtiene:

$$Q = \frac{2}{3} * C_d * \sqrt{2g} \left(\sqrt{\left(h + \frac{v_0^2}{2g}\right)^3} - \sqrt{\left(\frac{v_0^2}{2g}\right)^3} \right)$$

Dado que la velocidad de aproximación v_0 suele ser muy baja en muchas situaciones, es posible omitirla en la ecuación anterior. En consecuencia, la expresión para el caudal real se simplifica y queda:

$$Q = \frac{2}{3} * C_d * b\sqrt{2g} * h^{\frac{3}{2}}$$

Siendo $P \gg H \rightarrow h \gg \frac{v_0^2}{2g}$

4.5.4.2 – Vertederos de pared gruesa.

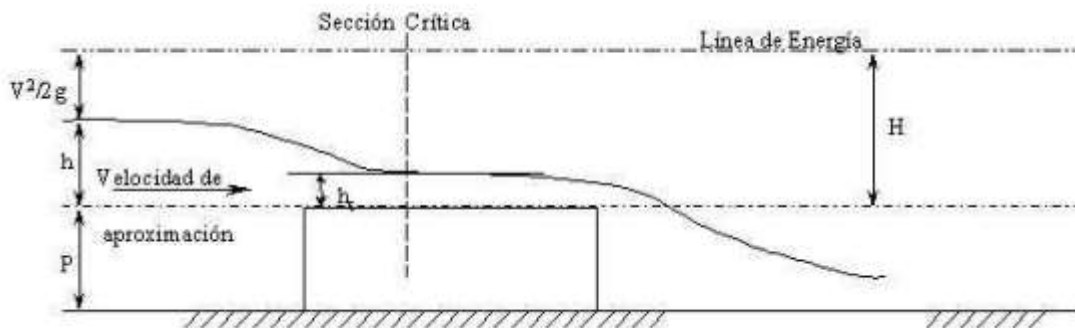


Figura 66: Vertedero de pared gruesa.

$$L > 3 * h$$

Normalmente $0.08 < H/L < 0.5$

$$Y_1 + \frac{u_1^2}{2g} = H + Y_2 + \frac{u_2^2}{2g} = \frac{3}{2}y_2 + H$$

$$H + h + \frac{u_1^2}{2g} = \frac{3}{2}y_2 + H$$

$$y_2 = \frac{2}{3} \left(h + \frac{u_2^2}{2g} \right) \cong \frac{2}{3} h$$

Se puede despreciar la velocidad porque es muy pequeño con respecto a h.

$$Q = wY_2v_2 = wY_2\sqrt{gy_2} = w\sqrt{g}Y_2^{\frac{3}{2}} = w\sqrt{g}\left(\frac{2}{3}\right)^{\frac{3}{2}}h^{\frac{3}{2}}$$

$$Q = C_g w \sqrt{g} \left(\frac{2}{3}\right)^{\frac{3}{2}} h^{\frac{3}{2}}$$

$$\text{Siendo } C_g = \frac{0.65}{\left(1 + \frac{h}{H}\right)^{\frac{1}{2}}}$$

4.5.5 – Resultados experimentales.

4.5.5.1- Vertedero de pared delgada rectangular.

Los datos iniciales tomados en el laboratorio son

Altura en reposo = 0.183 m

H (Contracc) = 0.224 m

B (ancho del canal) = 0.400 m

b (ancho del vertedero) = 0.250 m

L (longitud de varilla) = 0.500 m

Los datos anotados en la Sección 1, aguas arriba en altura de carga se muestran en la tabla 38.



Figura 67: Vertedero rectangular en el laboratorio.

Frecuencia (Hz)	h1 pitot (mm)	h2 pitot (mm)	Varilla (mm)	calado Y1 (mm)	V (m/s)	Qexp (m ³ /s)
20,1	214	210	27	273	0.280142821	0.030591596
25	206	203	19	281	0.242610799	0.027269454
30	200	197	15	285	0.242610799	0.027657631
35	198	197	12	288	0.14007141	0.016136226
40	196	195	12	288	0.14007141	0.016136226

Tabla 38: Datos para vertedero rectangular.

Ahora, se procede a calcular la altura de carga (h) para todos los valores obtenidos a partir de todas las frecuencias calculadas.

$$h = y_1 - H$$

Altura de carga (m)
0,049
0,057
0,061
0,064
0,064

Tabla 39: Altura de carga vertedero rectangular.

Haciendo uso de la fórmula para el cálculo del caudal teórico, y es Cd.

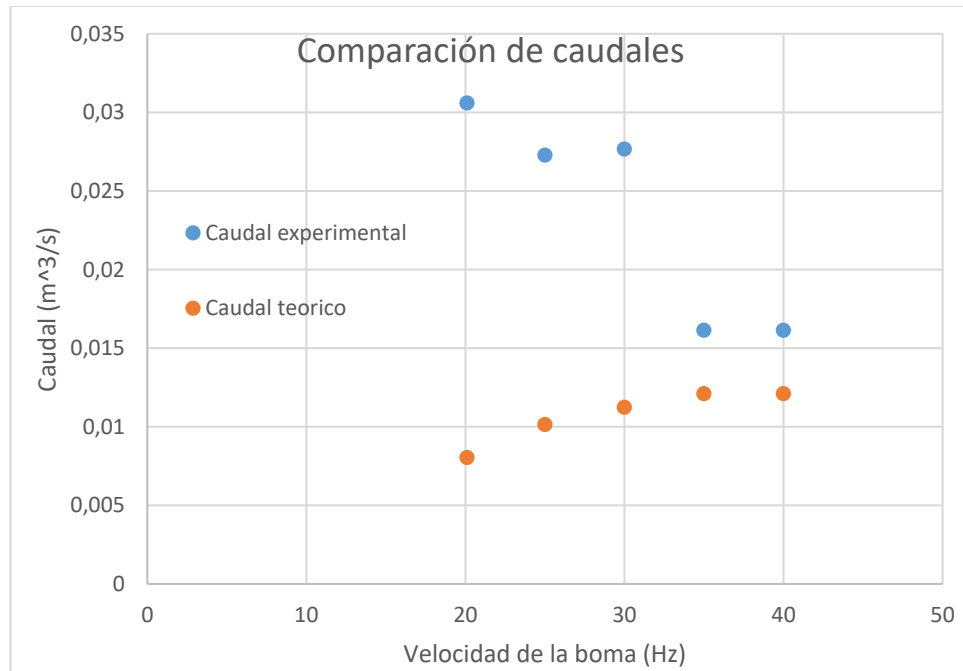
$$Q = \frac{2}{3} * C_d * b\sqrt{2g} * h^{\frac{3}{2}}$$

$$C_d = 0.611 + 0.075\left(\frac{h}{H}\right)$$

Q(m ³ /s)	Cd experimental	Cd teórico
0.008038244	2.387755102	0.62740625
0.010128136	1.696468979	0.630084821
0.01123658	1.554182426	0.631424107
0.012094827	0.84375	0.632428571
0.012094827	0.84375	0.632428571

Tabla 40: Resultados de los cálculos con vertedero rectangular.

A continuación, se presenta un gráfico de comparación entre los caudales teóricos y los caudales experimentales, en el que se representan los puntos como los valores de caudal obtenidos.



Gráfica 26: Comparación de caudales para vertedero rectangular.

4.5.5.2 – Vertedero de pared gruesa.

Los datos iniciales tomados en el laboratorio son

Altura en reposo = 0.183 m

H (V. Grueso) = 0.15 m

B (ancho del canal) = 0.400 m

b (ancho del vertedero) = 0.250 m

L (longitud de varilla) = 0.500 m

Los datos tomados en la Sección 1: aguas arriba en altura de carga se muestran en la tabla 41.



Figura 68: Vertedero de pared gruesa en el laboratorio.

Frecuencia (Hz)	h1 (mm)	h2 (mm)	Varilla (mm)	Calado Y1 (mm)	V1 (m/s)	Q exp()
20,1	254	251	72	228	0,242610799	0,022126105
25	243	240	61	239	0,242610799	0,023193592
30	240	236	57	243	0,280142821	0,027229882
35	237	233	55	245	0,280142821	0,027453996
40	235	231	54	246	0,280142821	0,027566054

Tabla 41: Datos para vertedero de pared gruesa.

A continuación, se calcula la altura de carga h para todos los valores.

$$h = y_1 - H$$

Altura de carga (m)
0,078
0,089
0,093
0,095
0,096

Tabla 42: Altura de carga vertedero de pared gruesa.

Haciendo uso de la fórmula para el cálculo del caudal teórico.

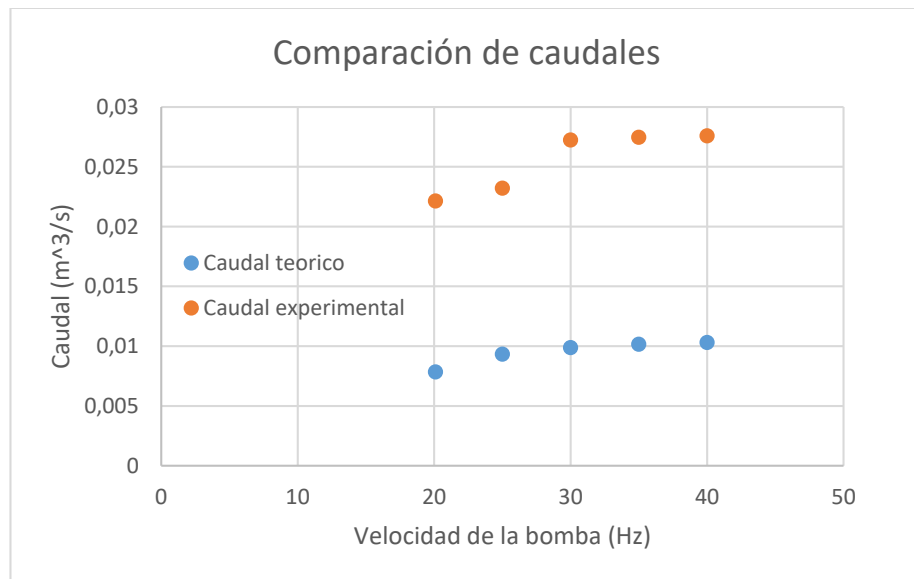
$$Q = C_g w \sqrt{g} \left(\frac{2}{3}\right)^{\frac{3}{2}} h^{\frac{3}{2}}$$

$$\text{Siendo } C_g = \frac{0.65}{\left(1 + \frac{h}{H}\right)^{\frac{1}{2}}}$$

Q teo ()	Cd expe	Cd teórico
0.00782758	1.490283923	0.527219619
0.009318352	1.281707614	0.51494404
0.009871299	1.408728472	0.510688231
0.010149751	1.375707541	0.508599518
0.010289454	1.359795811	0.507564726

Tabla 43: Resultados del vertedero de pared gruesa.

Finalmente, se exhibe un gráfico de comparación entre los caudales teóricos y los caudales experimentales, en el que los puntos representan los valores de caudal obtenidos.



Gráfica 27: Comparación de caudales para vertedero de pared gruesa.

CAPITULO 5

5 – CONCLUSIONES.

Durante el desarrollo de este Trabajo de Fin de Grado, se ha llevado a cabo una investigación teórico-experimental con el propósito de caracterizar el flujo a lo largo del canal hidrodinámico de la E.P.S. de linares. Conforme a los objetivos establecidos, se ha comenzado el trabajo con un análisis teórico sobre el flujo en canales abiertos. Posteriormente, se procedió a la medición de la velocidad del flujo en canales abiertos y se examinaron los factores que pueden afectar la sección transversal del canal, tales como obstáculos y estrechamientos.

- El estudio del perfil de velocidades a lo largo del canal se realiza en el punto 4.1, se realizó, sobre todo, para la comprobación del buen funcionamiento y calibración de los tubos de pitot disponibles en el laboratorio. Como muestran las gráficas 1, 2 y 3 los perfiles de velocidades obtenidos tienen claramente la forma de un perfil en un canal de estas características, mostrado de forma teórica en la figura 38.
- La investigación del resalto hidráulico, identificado como punto 4.2, se ha destacado por su introducción teórica, en la que se han detallado los parámetros y ecuaciones relevantes. Posteriormente, se ha generado una tabla de resultados que incluye una gráfica que muestra la variación de $\Delta h/y_1$ en relación con el número de Froude aguas arriba (figura 53). En esta gráfica, se ha observado que los resultados experimentales muestran cierta tendencia a aproximarse a la curva teórica.

Por último, una observación experimental es que la altura de la compuerta y_g marca mucho más la velocidad del fluido y en consecuencia el número de froude que la velocidad de la bomba en sí, consiguiendo un mayor aumento de la velocidad de flujo bajando la compuerta que aumentando la velocidad de la bomba.

- En el análisis del Efecto Venturi, se ha observado cómo el flujo experimenta una aceleración significativa al pasar por la zona de estrechamiento, seguida de una posterior desaceleración. En este proceso, se calcula el punto crítico, que corresponde al momento en el cual la velocidad alcanza su máximo valor y el número de Froude es igual a 1.

En los resultados se observa que las gráficas correspondientes a la energía específica para los tres ensayos, gráficas 5, 6 y 7 muestran un comportamiento similar al mostrado en el fundamento teórico.

En el ensayo 1 las gráficas 6 y 7 referentes a la velocidad de flujo y numero de Froude, muestran un comportamiento ideal, similar a lo esperado con respecto al fundamento teórico, sin embargo, las gráficas 9, 10, 12 y 13 correspondientes a los ensayos 2 y 3 se alejan de dicho comportamiento debido a que, al aumentar la velocidad, la zona crítica y su posterior deceleración del fluido se alejan en el eje x saliéndose de nuestro equipo de medida, lo cual no permite ser reflejado en las gráficas.

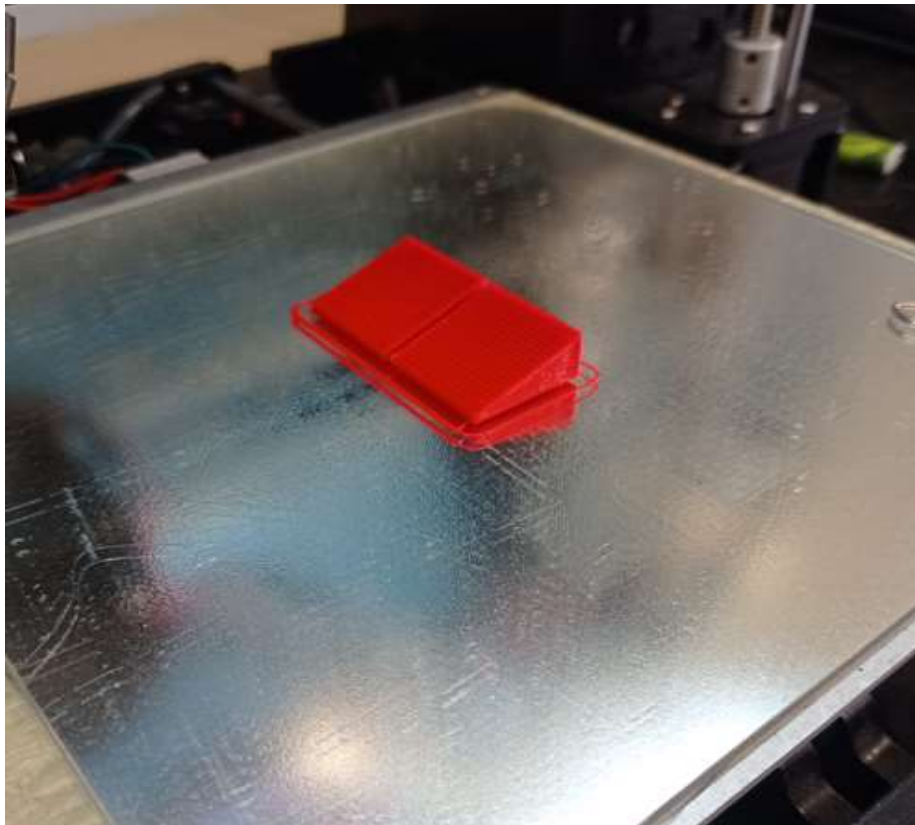
- En lo que respecta a los resaltos de fondo, se ha observado que existe una buena similitud entre los resultados teóricos y experimentales excepto cuando la velocidad del flujo es más elevada o cuando se intentó conseguir la transición de flujo supercrítico a flujo subcrítico, ya que es muy complicado de conseguir en laboratorio, pero se han obtenido unos resultados aceptables. En otras palabras, las pérdidas por fricción despreciables son válidas en una aproximación teórica que considera un perfil de superficie libre y una distribución de energía a lo largo del flujo.
- En la sección dedicada a los vertederos, se llevó a cabo el cálculo del caudal que fluye a través del canal, además de determinar la velocidad y otros parámetros relevantes. Como parte del análisis final, se generaron gráficas para comparar los resultados teóricos y experimentales en cuanto a los caudales. En estas gráficas, se observa que algunos puntos se apartan de su trayectoria prevista, lo cual podría

atribuirse a problemas intermitentes relacionados con la estabilidad de la bomba en ciertas ocasiones.

En el ensayo de vertederos se presentó un problema con el obstáculo rectangular y triangular de pared delgada, a ciertas velocidades se levantaba de la parte inferior donde apoyaba en el fondo del canal, como se muestra en la siguiente imagen.



Como solución al problema se realizó en una impresora 3D unas cuñas de material plástico con el fin de evitar que se levantaran los vertederos, sin embargo, no resulto efectivo.



Otra opción que se me ocurrió con la ayuda de mi tutor fue la de construir una barra de acero a medida con un taco de fibra de vidrio en la parte inferior, que se pudiera enroscar en las sujeciones del mismo vertedero con el fin de mantener su verticalidad.



6 - BIBLIOGRAFÍA.

En la bibliografía de este Trabajo de fin de Grado se han utilizado varias páginas web en la que se ha seleccionado la información más relevante de cada una de ellas y varios libros disponibles en la biblioteca de la universidad de Jaén.

Capítulo 1:

[Hidráulica - Wikipedia, la enciclopedia libre](#)

[HIDRÁULICA - Definición - Significado \(motorgiga.com\)](#)

[¿ Qué es la hidráulica? - Uriarte Industrial](#)

Chanson, Hubert, and Juan G. Saldarriaga V. *Hidráulica del flujo en canales abiertos*. Bogotá: McGraw-Hill, 2002. Print.

Capítulo 2:

[Energía del Flujo en Canales Abiertos \(cuevadecivil.com\)](#)

Chanson, Hubert, and Juan G. Saldarriaga V. *Hidráulica del flujo en canales abiertos*. Bogotá: McGraw-Hill, 2002. Print.

Capítulo 3:

Vera Coello, Marcos et al. *Ingeniería fluidomecánica* / Marcos Vera Coello, Immacualda Iglesias Estradé, Antonio L. . Sánchez Pérez, Carlos Martínez Bazán. Madrid: Paraninfo, 2012. Print.

Chanson, Hubert, and Juan G. Saldarriaga V. *Hidráulica del flujo en canales abiertos*. Bogotá: McGraw-Hill, 2002. Print.

Capítulo 4:

Vera Coello, Marcos et al. *Ingeniería fluidomecánica* / Marcos Vera Coello, Immacualda Iglesias Estradé, Antonio L. . Sánchez Pérez, Carlos Martínez Bazán. Madrid: Paraninfo, 2012. Print.

Chanson, Hubert, and Juan G. Saldarriaga V. *Hidráulica del flujo en canales abiertos*. Bogotá: McGraw-Hill, 2002. Print.