



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DE LOS ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS Y DE DISEÑO DE LAS
ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS EN LOS SISTEMAS VIALES**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingeniera e Ingeniero Civiles

AUTORES: Gissela Belén Reascos Ruales
Andrés Sebastián Rivera Mena

TUTOR: Jorge Iván Calero Hidalgo

Quito - Ecuador

2022

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Gissela Belén Reascos Ruales, con documento de identificación N° 1724879646 y Andrés Sebastián Rivera Mena con documento de identificación N° 1723624910; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

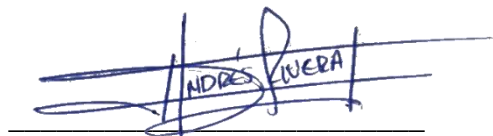
Quito, 25 de julio del 2022

Atentamente,



Gissela Belén Reascos Ruales

1724879646



Andrés Sebastián Rivera Mena

1723624910

CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Nosotros: Gissela Belén Reascos Ruales, con documento de identificación N° 1724879646 y Andrés Sebastián Rivera Mena con documento de identificación N° 1723624910; expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud que somos autores del Proyecto Técnico : “Análisis de los Elementos Constructivos y de Diseño de las Estructuras Hidráulicas en los Sistemas Viales”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de Ingeniera e Ingeniero Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

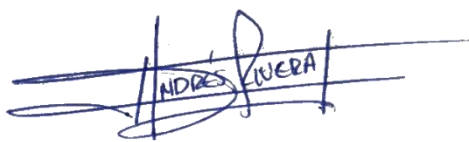
Quito, 25 de julio del 2022.

Atentamente,



Gissela Belén Reascos Ruales

1724879646



Andrés Sebastián Rivera Mena

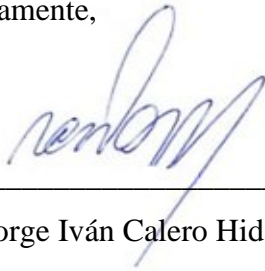
1723624910

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Jorge Iván Calero Hidalgo con documento de identificación N° 1800480434, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: ANÁLISIS DE LOS ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS Y DE DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS EN LOS SISTEMAS VIALES, realizado por Gissela Belén Reascos Ruales, con documento de identificación N° 1724879646 y Andrés Sebastián Rivera Mena con documento de identificación N° 1723624910; obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 25 julio del 2022.

Atentamente,



Ing. Jorge Iván Calero Hidalgo, MSc.

1800480434

DEDICATORIA

Mi proyecto de tesis le dedico primeramente a Dios por la fuerza, energía, sabiduría que ha llenado en mí para poder culminar con éxito este proyecto y alcanzar la meta que me he propuesto y anhelado.

A mis padres Marcelo y Mariana por regalarme la oportunidad de seguir preparándome profesionalmente, a través de sus experiencias de vida, su amor incondicional y apoyo en cada momento, gracias a ellos por levantarme, animarme y recordarme lo inteligente y valiosa que soy, y los grandes proyectos de vida que puedo llegar a cumplir.

A mis hermanos Erika, Edison, y Carina, por todo el apoyo, consejos que han sabido brindarme, y sobre todo ser un ejemplo para seguir adelante. Estoy orgullosa de mi familia a quien amo y respeto.

A mi querida amiga Mishell por acompañarme siempre en los altos y bajos de esta etapa estudiantil, por su amistad sincera que ha dejado huellas imborrables de hermandad en mi corazón.

Gissela Belén Reascos Ruales

DEDICATORIA

A mis padres por su amor y confianza permitieron que logre culminar mi carrera profesional, a mis hermanos Lucía y Ricardo por su apoyo incondicional durante este proceso, y en todo momento, a mi compañera de vida Solange por su amor brindado cada día y que sin su guía no hubiese sido posible este trabajo de titulación.

Andrés Sebastián Rivera Mena

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis padres por todo lo que me han dado a lo largo de toda mi vida y principalmente por la confianza y sacrificio constante que han tenido que hacer, entregando siempre lo mejor para convertirme en profesional, me siento agradecida y bendecida por ser su hija. Los amo mucho y cada esfuerzo es por ustedes.

A mis profesores quienes, con sus conocimientos a lo largo de toda la carrera, me han motivado a descubrir lo maravillosa que es la carrera de ingeniería civil, especialmente quiero agradecer al Ing. Jorge Iván Calero Hidalgo nuestro tutor que gracias a sus conocimientos y experiencias profesionales, paciencia y total predisposición tanto en las cátedras impartidas como en las tutorías para la realización de este proyecto.

A mi amigo, colega y compañero de tesis Andrés quien, con su paciencia, comprensión, y apoyo incondicional supo contribuir en cada proceso de la tesis. Siendo perseverantes para alcanzar nuestro objetivo.

Gissela Belén Reascos Ruales

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo debe mucho a la colaboración a toda mi familia por estar siempre presentes, agradezco a la persona más especial en mi mundo Solange, que con amor, paciencia y regaños me ayudado alcanzar nuestros sueños y metas propuestos, agradezco a mi colega y compañera del proyecto de titulación Belén, quien con su sabiduría y conocimientos fue un pilar importante en la realización de este proyecto.

De igual forma, agradezco a mi tutor de tesis MsC. Iván Calero, que gracias a sus consejos y correcciones se logró culminar este trabajo.

Andrés Sebastián Rivera Mena

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I.....	1
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Problema de estudio.....	3
1.3 Justificación.....	4
1.4 Objetivos	5
1.4.1 Objetivo general.....	5
1.4.2 Objetivos específicos	5
CAPÍTULO II	7
ANÁLISIS HIDRÁULICO DE PUENTES PEQUEÑOS	7
2.1 Tipos de puentes y sus modos de funcionamiento hidráulico	7
2.1.1 Puentes de un solo tramo.....	9
2.1.2 Puentes de varios tramos	9
2.1.3 Trazado de la sección transversal del río en puentes pequeños	9
2.1.4 Características del cauce y sus riberas	11
2.1.4.1 Análisis de las características morfológicas y de rugosidad del cauce.....	11
2.1.4.2 Determinación del frente del orificio bajo el puente.....	11
2.1.4.3 Profundidad media de flujo en el cauce principal, antes de la erosión.....	12
2.1.4.4 Profundidad media de flujo en el cauce principal, después de la erosión	14
2.1.4.5 Determinación del coeficiente de erosión general.	16
2.1.4.6 Coeficiente de incremento del caudal de agua	18
2.1.5 Caudal en el cauce principal del orificio bajo el puente.....	18
2.1.6 Caudal específico.....	20
2.2 Formulación y aplicación del algoritmo para el análisis del orificio bajo un puente y verificación de la sección de la erosión general	21
2.2.1 Aplicabilidad del algoritmo.....	21
2.2.2 Algoritmo de un orificio bajo un puente y verificación de la sección de la erosión general..	22
2.2.3 Corrida de algoritmo de un orificio bajo un puente	24
2.3 Análisis de la socavación local.....	26
2.3.1 Profundidad de socavación.....	28
2.3.2 Profundidad en suelo no cohesivo	30
2.3.3 Velocidades de flujo	36
2.3.3.1 Velocidad de Agitación	36
2.3.3.2 Velocidad Erosiva.....	37
2.3.4 Ancho de cálculo.....	37
2.3.5 Análisis de la profundidad y la velocidad media frente a un apoyo, luego de la socavación.	41
2.4 Profundidad de la socavación local en un apoyo sobre un cimiento masivo constituido por dos elementos de forma oval en planta.....	44

2.5	Formulación y aplicación del algoritmo para el análisis de la profundidad de la socavación local en un apoyo ovalado en planta	46
2.5.1	Aplicabilidad del algoritmo	46
2.5.2	Algoritmo de cálculo de la profundidad de la socavación local en un apoyo ovalado en planta..	47
2.5.3	Corrida de algoritmo de cálculo de la profundidad de la socavación local en un apoyo ovalado en planta	49
2.6	Formulación y aplicación del algoritmo para el análisis de la profundidad de la socavación local en un apoyo sobre un cimiento masivo constituido por dos elementos de forma oval en planta...	51
2.6.1	Aplicabilidad del algoritmo	51
2.6.2	Algoritmo de cálculo de la profundidad de la socavación local en un apoyo sobre un cimiento masivo constituido por dos elementos de forma oval en planta.....	52
2.6.3	Corrida del algoritmo en un apoyo sobre un cimiento masivo.....	54
2.7	Formulación y aplicación del algoritmo para el análisis de la profundidad de la socavación local en un apoyo con cimentación en pilotes, la losa de cimentación es de forma rectangular	56
2.7.1	Aplicabilidad del algoritmo.....	56
2.7.2	Algoritmo de cálculo de la profundidad de la socavación local en un apoyo con cimentación en pilotes, la losa de cimentación es de forma rectangular	57
2.7.3	Corrida del algoritmo en un apoyo con cimentación en pilotes	59
CAPITULO III.....		61
ANÁLISIS DE RELLENOS CON VERTIDO.....		61
3.1	Rellenos con vertido	61
3.1.1	Tipos de vertidos.....	61
3.1.1.1	Vertidos directos	61
3.1.1.2	Vertidos indirectos	61
3.1.1.3	Vertidos a canales de riego.....	61
3.1.1.4	Vertidos a ramblas	62
3.2	Régimen parcial a presión o a semi- presión	62
3.2.1	Tuberías	62
3.2.2	Tuberías lisas.....	63
3.2.3	Tubos corrugados.....	64
3.3	Coefficiente de caudal.....	67
3.4	Coefficiente de contracción	67
3.5	Análisis de relleno con vertido.....	68
3.5.1	Cálculo de relleno con vertido.....	70
CAPÍTULO IV		72
ANÁLISIS HIDRÁULICO DE ESTRUCTURAS DE ENLACES DE TRAMOS		72
4.1	Obra de desfogue	72
4.1.1	Análisis de flujo uniforme	72

4.1.2	Rápida.....	73
4.1.3	Rápida de un escalón	74
4.1.3.1	Pendiente subcrítica	75
4.1.3.2	Pendiente crítica.....	76
4.1.3.3	Pendiente supercrítica.....	77
4.1.4	Secciones transversales de una rápida	78
4.1.5	Análisis hidráulico de la rápida	79
4.1.5.1	Velocidad media	79
4.1.5.2	Velocidad crítica	80
4.1.5.3	Grado de aireación.....	80
4.1.5.4	Modulo del caudal necesario.....	81
4.1.6	Profundidad crítica.....	82
4.1.7	Análisis de cálculo por el método de Charnomsky	82
4.1.7.1	Sección de flujo media.....	83
4.1.7.2	Perímetro mojado.....	83
4.1.7.3	Radio hidráulico.....	84
4.1.8	Coefficiente de Chézy	84
4.1.9	Coefficiente de rugosidad de Manning	85
4.1.10	Obra de disipación al pie de la rápida	87
4.1.11	Pozo de disipación	87
4.2	Rápida escalonada.....	89
4.2.1	Tipos de flujo sobre una rápida escalonada.....	90
4.2.1.1	Flujo de escalón a escalón	91
4.2.2	Análisis hidráulico de las rápidas escalonadas	91
4.2.3	Numero de escalones	92
4.2.4	Primer escalón.....	93
4.2.5	Profundidad contraída.....	93
4.2.6	Altura del escalón	94
4.2.7	Longitud de vuelo	94
4.2.8	Longitud del resalto	95
4.2.9	Último escalón	96
4.2.10	Espesor de losa.....	98
4.3	Formulación y aplicación del algoritmo para el análisis hidráulico de los enlaces de tramo (rápida de un escalón y rápidas escalonadas de escalón a escalón).....	99
4.3.1	Aplicabilidad del algoritmo de la rápida de un escalón	99
4.3.2	Aplicabilidad del algoritmo de rápidas de escalón a escalón	99
4.3.3	Selección y análisis de obras de desfogue (Rápida de un escalón)	100
4.3.4	Corrida de algoritmo de rápida de un escalón	104
4.4	Selección y análisis de obras de desfogue (rápidas escalonadas – escalón a escalón).....	106
4.4.1	Corrida de algoritmo de rápidas escalonadas	111

CAPÍTULO V.....	113
ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA	113
5.1 Obras de disipación.....	113
5.2 Disipación con pozos.....	114
5.2.1 Análisis de pozos de disipación	114
5.2.2 Altura del pozo.....	116
5.2.3 Longitud de vuelo	116
5.2.4 Longitud del pozo	117
5.2.5 Espesor de losa.....	118
5.3 Disipación en muros	118
5.3.1 Análisis de muro de disipación	119
5.3.2 Análisis del segundo muro	120
5.4 Altura del segundo escalón.....	122
5.5 Longitud total del muro	122
5.6 Combinación pozo y muro	123
5.7 Desventajas de las obras de disipación	124
5.8 Formulación y aplicación del algoritmo para las alternativas de obras de disipación (pozo y muro).....	124
5.8.2 Aplicabilidad del algoritmo.....	124
5.8.3 Algoritmo de alternativas de obras de disipación (pozo y muro).....	125
5.8.4 aCorrida del algoritmo de alternativas de obras de disipación (pozo)	129
5.8.5 Corrida del algoritmo de alternativas de obras de disipación (muro).....	130
CAPÍTULO VI.....	132
ANÁLISIS HIDRAULICO DE CUNETAS	132
6.1 Análisis de cunetas de pequeña y gran longitud.....	132
6.2 Método racional	133
6.3 Secciones típicas de cunetas.....	134
6.3.1 Espejo de agua	135
6.3.2 Pendientes constantes	135
6.3.3 Pendientes longitudinales	136
6.3.4 Pendiente transversal	136
6.4 Caudal de diseño.....	137
6.4.1 Formulación y aplicación del algoritmo para el análisis hidráulico de cunetas.....	138
6.4.2 Aplicabilidad del algoritmo.....	138
6.4.3 Algoritmo de cunetas.....	139
6.4.4 Corrida del algoritmo de Cunetas	141
CONCLUSIONES.....	143
RECOMENDACIONES	145
REFERENCIAS.....	147

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Coeficiente kt que considera el régimen térmico del suelo.....	16
Tabla 2	Coeficiente ks que considera la salinidad del suelo.	16
Tabla 3	Datos de Entrada de orificio de un puente.....	24
Tabla 4	Cálculos de un orificio bajo un puente.....	25
Tabla 5	Coeficiente de forma del apoyo.....	40
Tabla 6	Relación del radio de la curvatura.....	40
Tabla 7	Datos de entrada de la profundidad de la socavación local.....	49
Tabla 8	Cálculo de la profundidad de la socavación local.....	50
Tabla 9	Datos de entrada de un algoritmo en un apoyo sobre un cimiento masivo.....	54
Tabla 10	Cálculo del algoritmo en un apoyo sobre un cimiento masivo.....	55
Tabla 11	Datos de entrada del algoritmo en un apoyo con cimentación en pilotes.....	59
Tabla 12	Cálculo del algoritmo en un apoyo con cimentación en pilotes.....	59
Tabla 13	Coeficientes de caudales en tuberías.....	67
Tabla 14	Datos de entrada de relleno con vertido.....	71
Tabla 15	Cálculo de relleno con vertido.....	71
Tabla 16	Coeficiente de aireación.....	80
Tabla 17	Datos de entrada del algoritmo de rápida de un escalón.....	104
Tabla 18	Cálculo del algoritmo de rápida de un escalón.....	105
Tabla 19	Datos de entrada del algoritmo de rápidas escalonadas.....	111
Tabla 20	Cálculo del algoritmo de rápidas escalonadas.....	112
Tabla 21	Datos de entrada del algoritmo de alternativas de obras de disipación (pozo).....	129
Tabla 22	Cálculo del algoritmo de alternativas de obras de disipación (pozo).....	129
Tabla 23	Datos de entrada del algoritmo de alternativas de obras de disipación (muro).....	130
Tabla 24	Cálculos del algoritmo de alternativas de obras de disipación (muro).....	131
Tabla 25	Rango de Pendientes.....	135
Tabla 26	Velocidades.....	136
Tabla 27	Datos de entrada del algoritmo de cuneta.....	141
Tabla 28	Cálculos del algoritmo de cuneta.....	142

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	Tipos de puentes pequeños.....	8
Figura 2	Apoyo de ancho constante.....	30
Figura 3	a) Ancho constante b) Ancho variable	32
Figura 4	División del apoyo.....	33
Figura 5	Esquema de apoyos con cimentación en pilotes	34
Figura 6	Profundidades intermedias	35
Figura 7	División del cuerpo del apoyo.....	38
Figura 8	Grafica de coeficiente de sesgo K	45
Figura 9	Apoyo ovalado en planta.....	46
Figura 10	Apoyo sobre un cimiento masivo de forma oval en planta	51
Figura 11	Apoyo con cimentación en pilotes de forma rectangular	56
Figura 12	Tipos de flujo en tuberías	64
Figura 13	Tipos de tubos corrugados.....	66
Figura 14	Relleno con vertido	70
Figura 15	Salto de un escalón	74
Figura 16	Rápida de Hormigón	75
Figura 17	Pendiente Subcrítica.....	76
Figura 18	Pendiente crítica	77
Figura 19	Pendiente supercrítica.....	77
Figura 20	Secciones Transversales	78
Figura 21	Valores del coeficiente de rugosidad.....	85
Figura 22	Curva de caída tipo BII	86
Figura 23	Tipos de flujo escalonadas	90
Figura 24	Rápidas escalonadas con muro.....	92
Figura 25	Análisis de Rápida escalonada	98
Figura 26	Muro de disipación.....	120
Figura 27	Secciones de cunetas	134

RESUMEN

El presente proyecto de titulación contiene una investigación integral de los sistemas de drenaje vial, a partir de la cual han sido formulados los modelos y algoritmos de cálculo de los diferentes elementos que forman parte de dichos sistemas, para finalmente obtener parámetros de diseño y constructivos, para los diferentes casos identificados en el proyecto de titulación.

Se realizó el análisis hidráulico y formulación de los algoritmos de cálculo para los distintos tipos de apoyos bajo puentes, en el cual tienen relevancia las profundidades máximas de socavación, el ancho de la protección en su parte final y las profundidades de empotramiento de los elementos verticales en el límite aguas abajo.

Un segundo componente del proyecto se refiere al análisis hidráulico y formulación del cálculo de los elementos de desagüe en rellenos con vertido, para determinar los caudales y profundidades en las tuberías. Un tercer componente incluye el análisis, dimensionamiento hidráulico y formulación del algoritmo de cálculo para las construcciones de enlaces de tramos en forma de rápidas y rápidas escalonadas, concluyendo con el dimensionamiento de las estructuras de disipación (pozos y muros). Finalmente se ha desarrollado en forma de algoritmo el análisis hidráulico de flujo en cunetas para drenaje longitudinal en los sistemas viales.

La aplicación de distintos métodos para el análisis de los sistemas de drenaje vial, ha permitido obtener diferentes esquemas constructivos y compararlos, respecto a los parámetros hidráulicos como profundidades de socavación, dimensiones de las secciones transversales de los conductos de drenaje, profundidades de agua y velocidades de salida, para finalmente determinar los tipos y dimensiones de los elementos de protección aguas abajo.

Palabras claves: análisis hidráulico, algoritmo, sistemas viales, rápidas, socavación.

ABSTRACT

This degree project contains a comprehensive investigation of road drainage systems, on the basis of which the models and calculation algorithms of the different elements forming part of these systems have been formulated, in order to finally obtain design and construction parameters for the different cases identified in the degree project.

The hydraulic analysis and formulation of the calculation algorithms for the different types of supports under bridges was carried out, in which the maximum scour depths, the width of the protection at the end and the embedment depths of the vertical elements at the downstream boundary are relevant.

A second component of the project concerns the hydraulic analysis and formulation of the calculation of the drainage elements in landfills with outfall, in order to determine the flow rates and depths in the pipes. A third component includes the analysis, hydraulic dimensioning and formulation of the calculation algorithm for the construction of the section connections in the form of fast and fast staggered sections, concluding with the dimensioning of the dissipation structures (shafts and walls). Finally, the hydraulic analysis of flow in ditches for longitudinal drainage in road systems has been developed in the form of an algorithm.

The application of different methods for the analysis of road drainage systems has made it possible to obtain different construction schemes and to compare them with respect to hydraulic parameters such as scour depths, dimensions of the cross sections of drainage conduits, water depths and outlet velocities, in order to finally determine the types and dimensions of downstream protection elements.

Keywords: hydraulic analysis, algorithm, road systems, rapid, scour.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1 Introducción

Las estructuras hidráulicas son elementos imprescindibles de las infraestructuras de transporte. La elaboración de este tipo de proyectos y su construcción se ejecutan con la observancia de condiciones rigurosas y errores en la determinación de las cargas, en la ejecución de los trabajos, en el montaje y transporte de los elementos constructivos, que pueden llevar a situaciones de emergencia. Las consecuencias más frecuentes de los errores es la destrucción de los rellenos que soportan sollicitaciones dinámicas, en las cuales se debe evitar la sobresaturación de los rellenos de tierra. A medida que aumenta la humedad el estado físico del suelo cambia de sólido a fluido y disminuye considerablemente la capacidad de resistir las cargas. Aumentar la confiabilidad de la operación del sistema de drenaje vial, es uno de los objetivos más importantes en las construcciones viales. Los componentes clave que constituyen la calidad de construcción requerida son: resistencia de los materiales, proceso de construcción confiable, preparación profesional para las condiciones de cimentación y control riguroso de calidad de los trabajos. Para elevar la confiabilidad es necesario asegurar la estabilidad de la operación de todos sus componentes, concretamente: de las tuberías de desagüe, de las cunetas, de revestimiento vial (seguridad de la evacuación del agua desde la superficie de rodaje gracias principalmente a la pendiente longitudinal y transversal). Para evacuar el agua en los cruces de los cauces con la calzada se implantan construcciones u obras de desagüe, las mismas que, dependiendo de las condiciones del lugar (topográficas, hidráulicas y geológico- geotécnicas) pueden ser de diferentes tipos. A estos pertenecen los tubos, puentes, canaletas, acueductos, rellenos con vertido y rellenos filtrantes. En las vías de menor nivel de importancia, es permisible el vertido del agua sobre la

capa de rodadura por conductos especiales que simultáneamente constituyen elementos de rodadura. El tipo más difundido de construcciones de desagüe son los tubos. Estos no alteran la integridad del relleno, pueden ser implantados en las más variadas combinaciones planta- perfil de la vía, son industrializados, cómodos para la instalación mecanizada y suficientemente económicos. Los tubos corrugados tienen amplia difusión y se caracterizan por su alta economía y por permitir condiciones de ejecución de los trabajos en un tiempo relativamente corto. La utilización de tubos de desagüe generalmente está limitada por la altura insuficiente del relleno. Por consideraciones constructivas la instalación de tubos es posible para alturas del relleno superiores a 1,5 metros. Otra razón que limita la posibilidad de utilizar tubos es la alta turbidez del flujo, que amenaza con el azolvamiento de la construcción.

El cruce de un puente vial a través de un cauce incluye los acercamientos y las construcciones de regulación que permite la evacuación segura de las aguas de crecida y de los objetos flotantes para las condiciones hidrológicas de diseño, durante el periodo de operación. El cruce del puente debe ser ubicado de tal manera que los cambios hidrológicos originados por su implantación no afecten los intereses económicos de la población local, así como de las organizaciones y empresas con diferentes objetivos. La selección del trazado del cruce depende de la dirección general de la vía y de las condiciones locales que determinan el tipo y las dimensiones de los elementos del cruce. Los puentes pequeños se diferencian por el material (de piedra y hormigón armado) así como por la solución constructiva de la super estructura (vigas, arcos, pórticos) y de los apoyos, que pueden tener cauce reforzado o no reforzado. Los puentes de hormigón armado también son utilizados en diversas combinaciones planta- perfil de la vía. La ventaja de los puentes en comparación con los tubos es la posibilidad de su utilización en casos de alturas menores del relleno. Los puentes pequeños son económicamente viables en los casos de

alturas pequeñas de los rellenos y de caudales de agua relativamente altos a través de sus orificios y del perfil de la vía. Los conductos abiertos de hormigón y los rellenos con vertido con frecuencia son preferibles en las vías de segundo y tercer orden. Su utilización en las condiciones mencionadas generalmente permite efectos económicos positivos sin disminuir la confiabilidad operativa. Los rellenos y revestimientos en los sistemas viales están expuestos a la erosión hídrica y eólica como consecuencia de ausencia en los medios dispersos de uniones resistentes entre sus partículas. El desarrollo de los procesos de erosión hídrica en las vías con revestimiento de material del lugar, se debe a la operación inestable de los sistemas de drenaje vial. Para evacuar el agua superficial se implantan cunetas laterales y colectoras que receptan el agua proveniente tanto de la vía como del territorio circundante, transportándola hacia cotas bajas. Las cunetas son triangulares o trapezoidales, dependiendo de los volúmenes de agua evacuados. El flujo subterráneo de agua se desarrolla a través de los estratos del suelo que tienen buena permeabilidad, pudiendo ser acuíferos. Como resultado de las investigaciones deben ser obtenidos los datos topográficos, geológico-geotécnicos, hidrogeológicos, del régimen hidrológico en el proceso de cauce, disponibilidad de los materiales de construcción y otra información necesaria y todos los datos requeridos para elaborar un proyecto.

1.2 Problema de Estudio

Los elementos de diseño en los sistemas viales en el Ecuador deben ser de carácter integral, puesto que, el drenaje del agua que fluye a los sistemas viales debe ser controlada de forma adecuada para garantizar la seguridad de las personas que transitan en las diferentes vías del país, ya que se produce el desgaste y colapso de los sistemas viales.

En el país se ha observado diferentes colapsos en vías públicas debido a un mal drenaje pluvial antes de cumplir sus periodos de vida útil. Este tipo de colapsos afecta todas las actividades humanas tales como económicas, turísticas y de transporte.

En la elaboración de un proyecto que pertenezca a este tipo de casos sobre obras hidráulicas en sistemas viales resulta necesario resolver dos problemas, que no disponen de bases teóricas suficientes y de un minucioso detalle de algoritmos correspondientes a cada obra hidráulica para su adecuado diseño.

Cabe recalcar que el presente trabajo de titulación se lo realizará para los diferentes conductos de desagüe en puentes, desagüe en rellenos con vertido, construcciones enlace de tramos, cuneta, estructuras de disipación con rangos mínimos, basándonos en normas y medidas mínimas para cada tipo de obra, además en el desarrollo del trabajo veremos si es conveniente realizar y tener un funcionamiento óptimo.

1.3 Justificación

La presente investigación hace una referencia sobre el diseño y la construcción de los sistemas viales a través de obras hidráulicas las cuales deben tener carácter integral que aseguren su funcionamiento y operación confiables de las obras de desagüe que protegen la construcción en su entorno y además permite que no salga de operación del sistema vial.

Las obras de drenaje en vía son elementos estructurales importantes que influyen directamente en la vida útil de la carretera, autopista u otra vía terrestre de comunicación, su objetivo principal es captar y eliminar las aguas que corren sobre el terreno natural o la vía que son principalmente las aguas pluviales y así mismo dar una salida rápida.

Como se menciona en el planteamiento del problema, los efectos que produce el agua sobre las vías son muy desfavorables, por lo tanto, se tiene como objetivo formular algoritmos el que permita verificar y analizar el diseño de los conductos de desagüe en puentes, desagüe en rellenos con vertido, construcciones enlace de tramos, cuneta, estructuras de disipación y desarrollar dichos análisis cuando se lo requiera. Se conoce que esta aplicación es muy frecuente en la práctica profesional de ingenieros civiles por lo cual se requiere de importantes aportes provenientes de trabajos de investigación, verificación y monitoreo, que permitan para casos específicos, considerar todas las solicitudes e indicadores involucrados y, de esta manera, reducir los grados de incertidumbre en el diseño de las obras de estudio.

Esta investigación ayudará a los estudiantes, egresados, y profesionales de ingeniería civil, en el campo de construcciones de obras hidráulicas para que puedan ampliar su conocimiento y disponer de herramientas adicionales para el análisis de los elementos de obras hidráulicas en sistemas viales.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Formular y aplicar, algoritmos de cálculo que permitan desarrollar y verificar el adecuado diseño en los diferentes elementos de estructuras hidráulicas para los sistemas viales.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Estructurar el procedimiento y el algoritmo de cálculo de los conductos de desagües en puentes pequeños, utilizando hojas de Excel, para aplicar los diferentes métodos que establezcan la adecuada capacidad de descarga.
- Estructurar el procedimiento de cálculo de los elementos de desagüe en rellenos con vertido, para que cumplan las condiciones de funcionalidad, confiabilidad, resistencia y estabilidad.

- Estructurar el procedimiento y el algoritmo de cálculo verificando las profundidades de salto de las construcciones de enlace de tramos para rápidas y rápidas escalonadas, utilizando hojas de Excel.
- Establecer y aplicar el algoritmo de cálculo en estructuras de disipación de los diferentes tipos de vertederos que dan lugar a la aparición de turbulencias y resaltos hidráulicos, utilizando hojas de Excel.
- Formular y aplicar el algoritmo de cálculo de cunetas de desagües, utilizando hojas de Excel para captar, conducir y evacuar en forma adecuada los flujos superficiales.

CAPÍTULO II

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE PUENTES PEQUEÑOS

2.1 Tipos de puentes y sus modos de funcionamiento hidráulico

Los puentes son estructuras que el ser humano ha construido a lo largo del tiempo para superar diversas barreras naturales a las que se enfrenta y así poder transportar mercancías, permitir el tránsito de personas y transferir sustancias de un lugar a otro. En función del uso al que se destine, algunos de ellos reciben denominaciones especiales, como acueductos, que se utilizan para la conducción de agua, viaductos, si ayudan al paso de la tierra y la vía férrea, y las pasarelas, que son sólo para el tránsito de personas.

Las características de los puentes están ligadas a las características del material del que se los construyen. Aunque los puentes de madera son rápidos y económicos de construir, su capacidad portante y durabilidad no son elevadas, ya que son muy sensibles a los agentes atmosféricos, como la lluvia y el viento, por lo que requieren un mantenimiento constante y costoso.

Los puentes de piedra, donde los romanos fueron grandes constructores, son extremadamente fuertes, compactos y duraderos, aunque actualmente son muy caros de construir. Los cuidados necesarios para su mantenimiento son escasos, ya que es muy resistente a los agentes climáticos. Desde que el hombre logró dominar la ingeniería de arcos, este tipo de puente ha dominado durante siglos, solo la revolución industrial con nuevas técnicas de construcción en hierro pudo disminuir este dominio.

Los puentes metálicos son muy flexibles, permiten diseños de grandes luces, se construyen rápidamente, pero son caros de construir y también sujetos a efectos corrosivos, tanto de los agentes atmosféricos como de los gases y humos de fábricas y ciudades, cuyo mantenimiento es

costoso. Los puentes de hormigón armado son rápidos de montar, porque suelen tener exceso de elementos prefabricados, son portantes, permiten el paso de luces mayores que los puentes de piedra, aunque menores que los de hierro, y tienen un coste menor como el de mantenimiento que es muy bajo, ya que son muy resistentes. acción de los agentes atmosféricos.

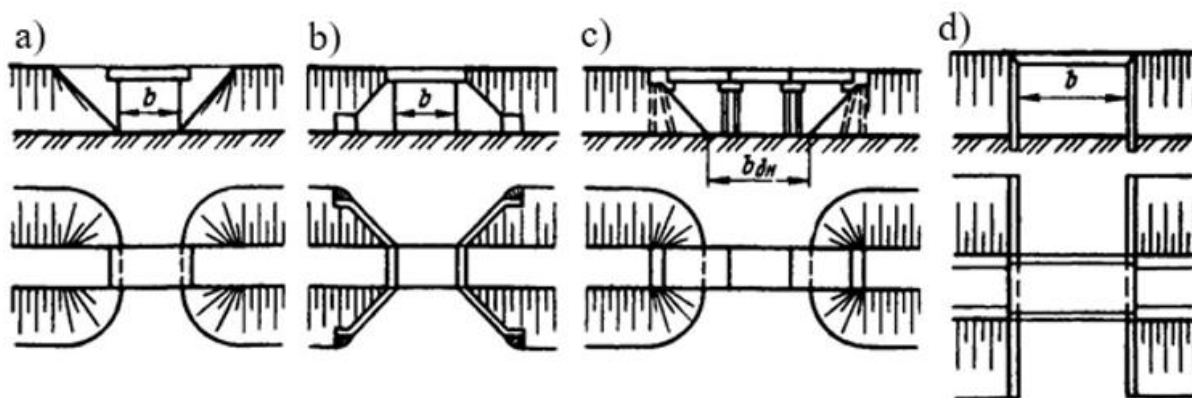
Según la forma geométrica que influye en las condiciones hidráulicas Se distinguen los siguientes tipos de puentes pequeños:

- a) Con paredes y conos inversos
- b) Con muros inclinados
- c) Con extremos inclinados
- d) Con muros de cerca

Por regla general, los puentes pequeños tienen canales reforzados.

Figura 1

Tipos de puentes pequeños



Nota. Se distinguen los diferentes tipos de puentes pequeños. Fuente: (BOLCHENKOV, 1998)

2.1.1 Puentes de un solo tramo

Los puentes de un solo tramo simple o también llamados independientes, son los que se extiende de un estribo al otro sin lograr tener un punto de apoyo por lo que tiene un solo claro, esto quiere decir que consiste en vigas sobre las cuales descansa el tablero.

Los cálculos hidráulicos para los puentes pequeños consisten en determinar la longitud máxima de la luz del puente, la profundidad de la socavación delante del puente y la altura mínima del tablero. El peralte mínimo del terraplén y la profundidad máxima del tablero bajo el puente para comprobar la elevación de la parte inferior de la superestructura, y la velocidad máxima del flujo bajo el puente que determina el tipo de puente inferior tipo de apuntalamiento.

2.1.2 Puentes de varios tramos

La clasificación por la disposición de tramos es: simples, voladizos y continuos. El método utilizado para unir las piezas o secciones, se dividen en:

- Remachados
- Soldados
- Empalmados

Sin embargo, todos los tipos de puentes se pueden clasificar en dos grandes categorías: puentes fijos y puentes móviles. Los tramos continuos descansan por lo menos sobre tres estribos, por lo tanto, van a tener las de un claro.

2.1.3 Trazado de la sección transversal del río en puentes pequeños

Para un levantamiento topográfico en el caso de puentes pequeños, mediante una poligonal abierta tendida en una de las márgenes del río, que sirve de base para tomar las

secciones transversales y la batimetría en la zona del puente, así como las características geométricas de este si ya está construido.

Según (Franceschi, 1984) indica que, las formas de la sección transversal del cauce y de la planicie definen en buena parte la extensión de la mancha de inundación. En particular, es necesario tomar precauciones en aquellas zonas donde el desarrollo de albardones ha hecho que las cercanías al cauce estén más bajas que este.

A medida es necesario realizar secciones transversales del cruce inmediatamente aguas arriba y aguas abajo del puente, a una distancia del puente aproximadamente igual a su longitud total o donde se estime que el puente no interfiere más sobre el flujo tanto hacia aguas abajo como hacia aguas arriba del cauce.

Para aquellos caudales de una obra vial solicitados pueden ser; permanentes, temporales, superficiales o subterráneos, todas estas formas de escurrimiento afectan de modo a los puentes.

Según (Araque, 2019) indica que, el escurrimiento o escorrentía se define como agua procedente de la precipitación que llega a alimentar a las corrientes superficiales de una cuenca. Por lo cual, el caudal proveniente de una cuenca pequeña depende en forma importante de las condiciones del terreno y vegetación de la misma.

Por otra parte, en una cuenca grande el efecto de atenuación y almacenamiento en la red hidrográfica juega un rol significativo, están usualmente controladas por estaciones de medida de caudal, en tanto, que en las pequeñas es necesario recurrir a métodos aproximados para la estimación de escurrimientos.

Además, se deben considerar los factores físicos, tales como, uso de suelo, condiciones de infiltración, tipo de suelo, características geológicas, etc. Las principales características del sistema

hidrográfico que determinan el escurrimiento son su capacidad de conducción (sección, forma, pendiente, rugosidad) y su capacidad de almacenamiento, presencia de lagos, cauces, lagunas, y embalses.

Todos los elementos anteriores tienen variaciones tanto en el espacio como en el tiempo, por lo cual es difícil conseguir relaciones simples que permitan estimar el caudal con precisión si sólo se consideran algunos de los factores más importantes.

Por lo tanto, se considera conveniente aplicar un criterio técnico en las metodologías y emplear varios procedimientos de estimación si fuese posible, a fin de tomar las decisiones adecuadas en su diseño.

2.1.4 Características del cauce y sus riberas

2.1.4.1 Análisis de las características morfológicas y de rugosidad del cauce

El conocimiento de las características morfológicas del cauce es fundamental para diseñar de las estructuras de desagüe en concordancia con los procesos hidrodinámicos del cauce. Por otra parte, la correcta interpretación de la rugosidad del cauce permite adoptar el método adecuado para el análisis hidráulico del flujo bajo el puente.

2.1.4.2 Determinación del frente del orificio bajo el puente

Para determinar el frente del vertedero bajo el puente procedemos con la siguiente ecuación. (BOLCHENKOV, 1998)

$$L_P \leq B_{CP} * \left(\frac{Q}{Q_{CPN}} \right)^X \quad (2.1)$$

Donde:

L_p : Frente del orificio bajo el puente (m)

Q : Caudal de diseño en el sitio del desagüe (m^3/s)

Q_{CPN} : Parte del caudal correspondiente al cauce principal en condiciones naturales (m^3/s)

B_{cp} : Ancho de la sección de flujo en el cauce principal (m)

x : Exponente que se asume 0,5 para suelos no cohesivos y 0,6 para suelos cohesivos.

Para determinar el área de la sección bajo el puente antes del proceso erosivo se acumulan todas las áreas de la sección de flujo del cauce principal y las riberas (izquierda y derecha).

$$W_{ae} = W_{cp} + W_{ri} + W_{rd} \quad (2.2)$$

Dónde:

W_{ae} : Área de la sección bajo el puente antes del proceso erosivo (m^2)

W_{cp} : Área de la sección de flujo del cauce principal (m^2)

W_{ri} : Área de la sección de flujo en la ribera izquierda, (m^2)

W_{rd} : Área de la sección de flujo en la ribera derecha (m^2)

2.1.4.3 Profundidad media de flujo en el cauce principal, antes de la erosión

Para el cálculo de la profundidad media de flujo bajo el puente antes de la erosión se debe a la relación del área de la sección respecto al frente del orificio como se muestra en la siguiente ecuación. (BOLCHENKOV, 1998)

$$H_{ae} = \frac{W_{ae}}{L_P} \quad (2.3)$$

Dónde:

H_{ae} : Profundidad media de flujo bajo el puente, antes de la erosión (m)

W_{ae} : Área de la sección bajo el puente antes del proceso erosivo (m²)

L_P : Frente del orificio bajo el puente (m)

A su vez se determina las ecuaciones para la profundidad media de flujo en la ribera izquierda y derecha antes de la erosión:

$$H_{ri} = \frac{\omega_{ri}}{B_{ri}} \quad (2.4)$$

$$H_{rd} = \frac{\omega_{rd}}{B_{rd}} \quad (2.5)$$

Donde:

H_{ri} : Profundidad media de flujo en la ribera izquierda antes de la erosión (m)

H_{rd} : Profundidad media de flujo en la ribera izquierda antes de la erosión (m)

W_{ri} : Área de la sección bajo el puente en la ribera izquierda antes (m²)

W_{rd} : Área de la sección bajo el puente en la ribera derecha (m^2)

B_{ri} : Ancho natural de la sección de flujo de la ribera izquierda (m)

B_{rd} : Ancho natural de la sección de flujo de la ribera derecha (m)

2.1.4.4 Profundidad media de flujo en el cauce principal, después de la erosión

Se debe entender que la máxima profundidad de socavación es la misma profundidad de socavación en equilibrio. Es muy importante analizar el hecho de que la socavación final con una creciente es menor que la profundidad de equilibrio porque para alcanzarla se requiere un tiempo superior a la duración de una creciente.

Para determinar la profundidad media de flujo luego de la erosión, se debe tomar en cuenta los parámetros del tipo de suelo y su cohesión, el caudal específico, y los coeficientes de salinidad y térmicos según corresponda el lugar analizado. Para la profundidad media de flujo en el cauce principal después de la erosión se determina según la siguiente ecuación.

(BOLCHENKOV, 1998)

$$H_{de} = \left(\frac{q \cdot n \cdot \varepsilon}{65,34 \cdot 10^{-7} \cdot k_t \cdot k_s \cdot C_d} \right)^{\frac{6}{7}} \quad (2.6)$$

Dónde:

H_{de} : Profundidad media de flujo en el cauce principal después de la erosión (m)

q: Caudal unitario bajo el puente ($m^3/s.m$)

n: Coeficiente de rugosidad en el tramo considerado de la sección bajo el puente, tomando en cuenta los trabajos de limpieza, desbroce, rectificación

ε : Coeficiente que se asume igual a 1 cuando en el cauce no hay sedimento arenoso y $\varepsilon = 1,16$, cuando en el cauce están presentes sedimentos de fondo arenoso

C_d : Cohesión de diseño (Pa)

k_t, k_s : Coeficientes que consideran, respectivamente, el régimen térmico y la salinidad.

Profundidad media en la ribera izquierda después de la erosión,

$$H_{ide} = \left(\frac{q_{ri} * n * \varepsilon}{65,34 * 10^{-7} * k_t * k_s * C_d} \right)^{\frac{6}{7}} \quad (2.7)$$

$$H_{dde} = \left(\frac{q_{rd} * n * \varepsilon}{65,34 * 10^{-7} * k_t * k_s * C_d} \right)^{\frac{6}{7}} \quad (2.8)$$

Donde:

H_{ide} : Profundidad media en la ribera izquierda después de la erosión (m)

H_{dde} : Profundidad media en la ribera derecha después de la erosión (m)

q_{ri} : Caudal unitario en la ribera izquierda bajo el puente ($m^3/s.m$)

q_{rd} : Caudal unitario en la ribera derecha bajo el puente ($m^3/s.m$)

n : Coeficiente de rugosidad en el tramo considerado de la sección bajo el puente, tomando en cuenta los trabajos de limpieza, desbroce, rectificación

ε : Coeficiente que se asume igual a 1 cuando en el cauce no hay sedimento arenoso y $\varepsilon = 1,16$, cuando en el cauce están presentes sedimentos de fondo arenoso

C_d : Cohesión de diseño (Pa)

k_t , k_s : Coeficientes que consideran, respectivamente, el régimen térmico y la salinidad.

Si no se cumple la condición es necesario modificar la sección de flujo del cauce principal del río, constructivamente modificar la profundidad de flujo antes de la erosión. A continuación, se muestran tablas con los coeficientes del régimen térmico y salinidad del suelo.

Tabla 1

Coeficiente k_t que considera el régimen térmico del suelo

Textura	heterogénea	estratificada	masiva	
Tipo de suelo	cohesivo	cohesivo	cohesivo	arena fina
k_t	0-0,3	0,3-0,5	0,5-0,9	0,75-1

Nota. Datos según del tipo de suelos. Fuente: (BOLCHENKOV, 1998)

Tabla 2

Coeficiente k_s que considera la salinidad del suelo.

C_d,	<0,0005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,075	>0,075
105Pa								
k_s	0,92	0,90	0,80	0,75	0,72	0,67	0,63	0,59

Nota. Datos según del tipo salinidad. Fuente: (BOLCHENKOV, 1998)

2.1.4.5 Determinación del coeficiente de erosión general.

El coeficiente de erosión general será la relación de las profundidades medias de flujo después de la erosión y antes de erosión. El valor de esta relación deberá ser menor a 2, en un caso

de ser mayor se debe ir variando los parámetros de área de sección de flujo del cauce principal para que cumpla dicha condición de la ecuación. (BOLCHENKOV, 1998)

$$P = \frac{H_{de}}{H_{ae}} < 2 \quad (2.9)$$

Dónde:

P: Coeficiente de erosión general

H_{de}: Profundidad media de flujo bajo el puente después de la erosión (m)

H_{ae}: Profundidad media de flujo bajo el puente antes de la erosión (m)

Se puede determinar el coeficiente de erosión general en las riberas izquierda y derecha con la siguiente ecuación:

$$P_i = \frac{H_{ide}}{H_{ri}} < 2 \quad (2.10)$$

$$P_d = \frac{H_{dde}}{H_{rd}} < 2 \quad (2.11)$$

Dónde:

P_i: Coeficiente de erosión general en la ribera izquierda

P_d: Coeficiente de erosión general en la ribera derecha

H_{ide}: Profundidad media de flujo en la ribera izquierda después de la erosión (m)

H_{dde}: Profundidad media de flujo en la ribera derecha después de la erosión (m)

H_{ri} : Profundidad media de flujo en la ribera izquierda antes de la erosión (m)

H_{rd} : Profundidad media de flujo en la ribera izquierda antes de la erosión (m)

2.1.4.6 Coeficiente de incremento del caudal de agua

El coeficiente de incremento del caudal de agua es un valor adimensional que se calcula en el cauce natural a través de la siguiente ecuación. (BOLCHENKOV, 1998)

$$R_Q = 1 + \frac{W_{cp}}{W_{ae}} \times \left(\frac{Q}{Q_{CPN}} - 1 \right) \quad (2.12)$$

Dónde:

R_Q : Coeficiente del caudal de agua en cauce natural

W_{cp} : Área de la sección de flujo antes de la erosión en el cauce principal (m^2)

W_{ae} : Área de la sección de flujo antes de la erosión bajo el puente (tomando en cuenta la excavación) (m^2).

Q_{CPN} : Cauce Principal en condición natural (m^3/s)

2.1.5 Caudal en el cauce principal del orificio bajo el puente

Un puente puede afectar el flujo del río en el cual se emplaza, de diferentes maneras, si la capacidad hidráulica del cauce principal es superior a la capacidad del cauce restringido por la luz del puente, éste permanece intacto. Si la capacidad del cauce principal es inferior al caudal de diseño, se producen desbordamientos e inundaciones, aún sin la presencia del puente, pero si la capacidad del cauce restringido por el puente es inferior a la del cauce principal, el puente se convierte en un obstáculo y puede inducir remansos y desbordamientos superiores y más frecuentes que los naturales.

Si la capacidad hidráulica del cauce restringido por el puente es inferior al caudal de diseño, es claro que el puente este sub dimensionado si la dicha capacidad es substancialmente mayor significa que hay sobredimensionamiento, en tanto que si es razonablemente mayor se trata del efecto del factor de seguridad.

$$Q_{CP} = Q_{CPN} * R_Q \quad (2.13)$$

Donde:

Q_{CPN} : Cauce Principal en condición natural (m^3/s)

R_Q : Coeficiente de incremento del caudal en cauce natural

Caudal del flujo de agua que pasa por cada una de las riberas bajo el puente

$$Q_{ri} = \frac{\omega_{ri} * H_{ri}^{2/3}}{\omega_{ri} * H_{ri}^{2/3} + \omega_{rd} * H_{rd}^{2/3}} * (Q - Q_{cp}) \quad (2.14)$$

$$Q_{rd} = \frac{\omega_{rd} * H_{rd}^{2/3}}{\omega_{ri} * H_{ri}^{2/3} + \omega_{rd} * H_{rd}^{2/3}} * (Q - Q_{cp}) \quad (2.15)$$

Donde:

Q_{ri} : Caudal del flujo de agua que pasa por la ribera izquierda bajo el puente (m^3/s)

Q_{rd} : Caudal del flujo de agua que pasa por la ribera derecha bajo el puente (m^3/s)

W_{ri} : Área de la sección bajo el puente en la ribera izquierda antes (m^2)

W_{rd} : Área de la sección bajo el puente en la ribera derecha (m^2)

H_{ri} : Profundidad media de flujo en la ribera izquierda antes de la erosión (m)

H_{rd} : Profundidad media de flujo en la ribera izquierda antes de la erosión (m)

2.1.6 Caudal específico

El caudal específico representa el caudal por unidad de superficie. Este representa el caudal aportado por cada km² de cuenca. Se calcula dividiendo el caudal del cauce principal por la superficie de la cuenca considerada (litros/seg/km²). Las áreas de Montañana proporcionan de 20 litros/seg/km², mientras que, en las partes bajas genera solamente 4 o 5 litros/seg/km²

$$q_{CP} = \frac{Q_{CP}}{5} \quad (2.16)$$

Donde:

q_{CP} : Caudal específico en el cauce principal bajo el puente (m³/s.m)

Q_{CP} : Caudal en el cauce principal bajo el puente (m³/s)

El caudal unitario bajo el puente se lo determina mediante el Caudal y el frente del orificio bajo el puente respectivamente.

$$q = \frac{Q}{L_P} \quad (2.17)$$

Dónde:

q : Caudal unitario bajo el puente (m³/s.m)

Q : Caudal de flujo (m³/s)

L_P : Frente del orificio bajo el puente (m)

Caudal específico en la ribera izquierda, q_{ri} , ($m^3/s.m$)

$$q_{ri} = \frac{Q_{ri}}{Bri} \quad (2.18)$$

Caudal específico en la ribera derecha, q_{rd} , ($m^3/s.m$)

$$q_{rd} = \frac{Q_{rd}}{Brd} \quad (2.19)$$

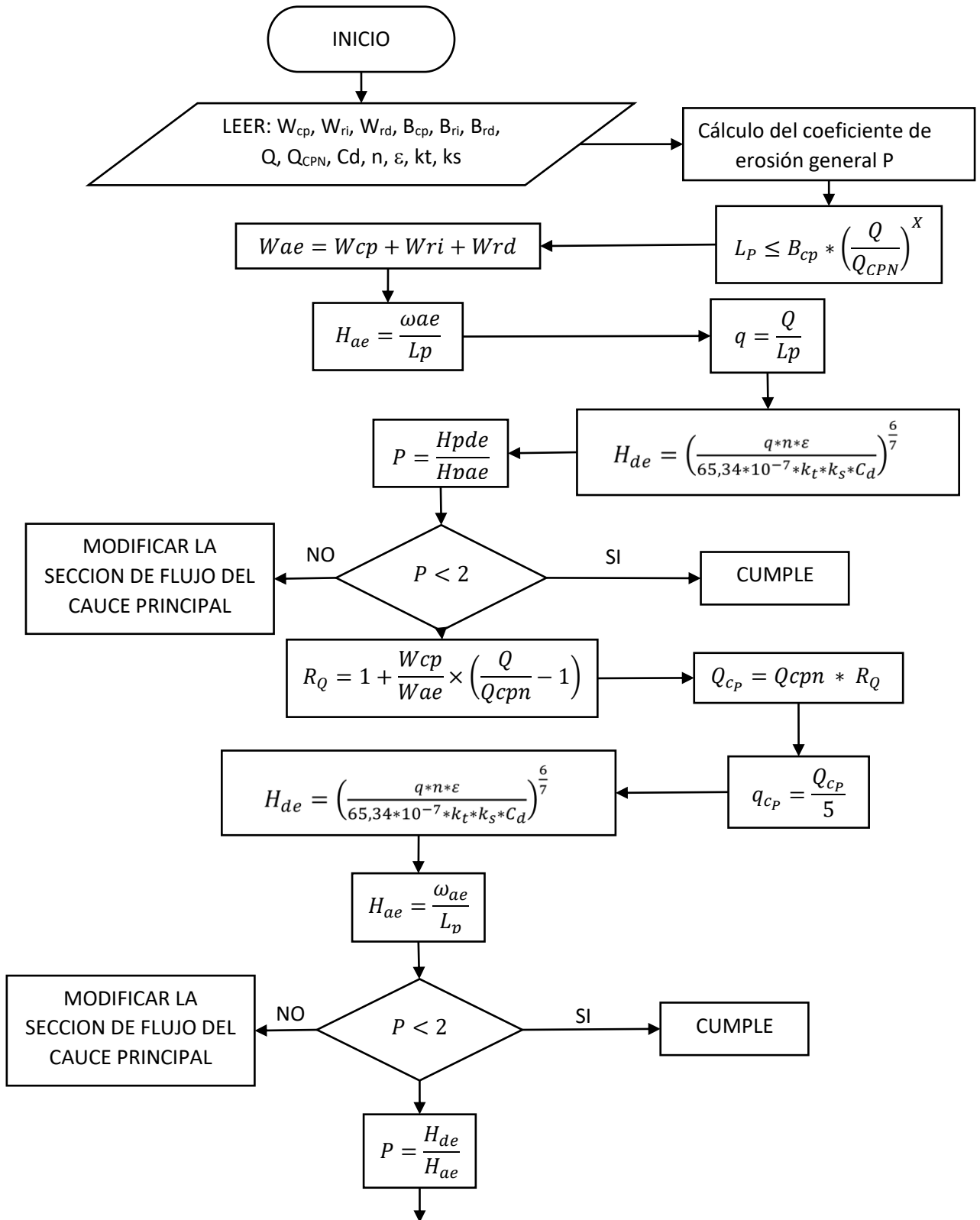
2.2 Formulación y aplicación del algoritmo para el análisis del orificio bajo un puente y verificación de la sección de la erosión general

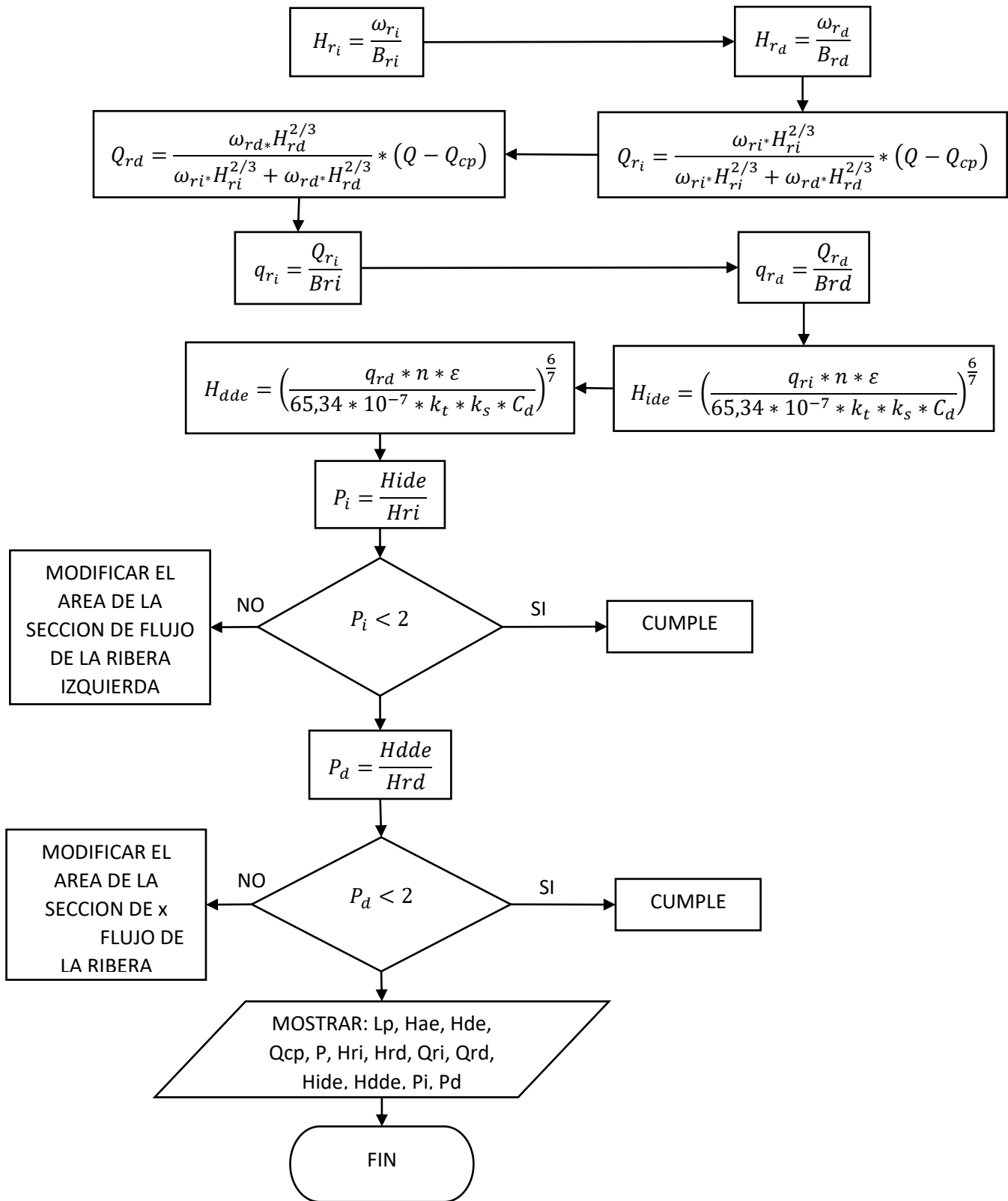
Se formula y aplica el algoritmo para el cálculo del frente del orificio bajo un puente, con la verificación del coeficiente de erosión general y la variación de la sección de flujo del cauce principal. La aplicación del algoritmo ha permitido establecer la profundidad media de las riberas tanto derecha como izquierda sean optimas después de la erosión.

2.2.1 Aplicabilidad del algoritmo

En la aplicación del siguiente algoritmo se manejarán los siguientes rangos, para el ingreso de las áreas en la sección de flujo del cauce principal de $(10 - 15) m^2$, mientras que en las riberas adyacentes de $(10 - 30) m^2$; los anchos naturales como en el cauce principal de $(1 - 5) m$, y en las riberas de $(15 - 85) m$; los caudales de diseño en el eje del puente de $(20 - 40) m^3/s$, y en el cauce principal en condición natural será de $(2 - 4) m^3/s$.

2.2.2 Algoritmo de un orificio bajo un puente y verificación de la sección de la erosión general.





Elaborado por: los autores

2.2.3 Corrida de algoritmo de un orificio bajo un puente

Tabla 3

Datos de Entrada de orificio de un puente

DATOS DE ENTRADA		
Áreas de la sección de flujo:		
W_{cp} =	Área de la sección de flujo del cauce principal	11 m ²
W_{ri} =	Área de la sección de flujo de la ribera izquierda	20 m ²
W_{rd} =	Área de la sección de flujo de la ribera derecha	30 m ²
Anchos naturales de la sección de flujo:		
B_{cp} =	Ancho natural de la sección de flujo del cauce principal	5 m
B_{ri} =	Ancho natural de la sección de flujo de la ribera izquierda	55 m
B_{rd} =	Ancho natural de la sección de flujo de la ribera derecha	45 m
Caudales de diseño:		
Q =	Caudal de diseño en el eje del puente	30 m ³ /s
Q_{CPN} =	Caudal de diseño del cauce principal en condición natural	3.5 m ³ /s
Características del suelo		
	Tipo de suelo	Cohesivo, masivo
C_D =	Cohesión de diseño del suelo	3000 Pa
	Suelo No cohesivo	0.5
	Suelo cohesivo	0.6
	Coefficiente de rugosidad (n)	0.05
ε =	Coefficiente de contracción lateral	1 - 1,16

Elaborado por: los autores

Tabla 4*Cálculos de un orificio bajo un puente*

CÁLCULOS		
$L_p =$	Frente del orificio bajo el puente	18.15 m
$W_{ae} =$	Área de la sección bajo el puente antes del proceso erosivo	61 m ²
$H_{ae} =$	Profundidad media de flujo bajo el puente antes de la erosión	3.36 m
$q =$	Caudal unitario bajo el puente	1.65 m ³ /s.m
$H_{de} =$	Profundidad media de flujo en el cauce principal después de la erosión	4.39 m
$P =$	Coefficiente de erosión general	1.31
$R_q =$	Coefficiente de incremento del caudal de agua en el cauce natural	2.37
$Q_{cp} =$	Cauce principal del orificio bajo el puente	8.28 m ³ /s
$q_{cp} =$	Caudal específico	1.66 m ³ /s.m
$H_{de} =$	Profundidad media de flujo en el cauce principal, después de la erosión	4.40 m
$H_{ae} =$	Profundidad media de flujo en el cauce principal, antes de la erosión	2.20 m
$P =$	Coefficiente de erosión general	2.00
$H_{ri} =$	Profundidad media de flujo en la ribera izquierda antes de la erosión	0.36 m
$H_{rd} =$	Profundidad media de flujo en la margen derecha antes de la erosión	0.67 m
$Q_{ri} =$	Caudal del flujo de agua que pasa por la ribera izquierda bajo el puente	6.69 m ³ /s
$Q_{rd} =$	Caudal del flujo de agua que pasa por la ribera derecha bajo el puente	15.03 m ³ /s
$q_{ri} =$	Caudal específico en la ribera izquierda	0.12 m ³ /s.m
$q_{rd} =$	Caudal específico en la ribera derecha	0.33 m ³ /s.m
$H_{ide} =$	Profundidad media en la ribera izquierda después de la erosión	0.47 m
$H_{dde} =$	Profundidad media en la ribera derecha después de la erosión	1.12 m
$P_i =$	Coefficiente de erosión general en la ribera izquierda	1.29
$P_d =$	Coefficiente de erosión general en la ribera derecha	1.67

Elaborado por: los autores

2.3 Análisis de la socavación local

Para el cálculo de la socavación local se lleva a cabo para las siguientes estructuras de cruce de puentes:

- Soportes de puentes intermedios.
- Soportes bancarios de puentes, cuyos bordes sobresalen del cono.
- Terraplenes de accesos a llanuras aluviales y en valles fluviales, incluso en zonas de descenso.
- Presas de guía a chorro y conos de puente que regulan el flujo de las llanuras aluviales.
- Estructuras reguladoras transversales continuas no inundadas que exprimen el flujo de los terraplenes de las llanuras de inundación o de las orillas y terraplenes en las secciones de prensado de los ríos, así como las estructuras inundadas.

La profundidad de la socavación local debe determinarse en función de las condiciones de las posibles posiciones del canal más ventajosas y las acumulaciones aluviales, identificadas teniendo en cuenta el proceso del canal en la zona de transición:

- En los soportes intermedios, después del final de la erosión general de la sección del puente.
- En las presas de guía a chorro en el pico de la inundación calculada.

Si la socavación total se calcula de acuerdo con las velocidades actuales permitidas, entonces, con cierta exageración, los lavados locales pueden determinarse en el momento del 50% de la socavación total durante inundaciones prolongadas y el 25% de la erosión durante corto.

- En otras estructuras situadas en la llanura de inundación, en el pico de la inundación calculada.
- En otras estructuras ubicadas en el canal, la mayor socavación determinada al nivel calculado y el nivel correspondiente al flujo en los bordes del canal se toma como calculado.

Cuando en los cálculos de la profundidad de socavación es negativa; dicha profundidad de socavación se toma como cero, lo que indica que no hay erosión. La marca calculada en la base de las estructuras después de la socavación local debe determinarse leyendo la profundidad de la socavación local obtenida de acuerdo con estas normas:

- En los soportes desde la marca calculada del fondo en la vertical correspondiente después de la socavación general.
- En otras estructuras desde el fondo del hogar, teniendo en cuenta la reforma natural del canal o posibles cambios en la red hidrográfica en el área de transición.

El cálculo de la socavación local se proporciona en dos casos:

- a) Cuando los sedimentos arrastrados por el arroyo entren en el embudo de socavación sin obstáculos;
- b) Cuando el caudal no implique sedimentos o cualquier motivo excluya su entrada en el embudo de socavación.

Este último caso incluye los cursos de agua y sus secciones, donde la velocidad de la inundación calculada es menor erosionada para los suelos del canal, así como los flujos de llanuras de inundación en llanuras de inundación y malezas. El mismo caso incluye condiciones

cuando las deformaciones del canal en la sección del puente ocurren con una deficiencia de sedimentos del fondo.

2.3.1 Profundidad de socavación

Para determinar la profundidad de la socavación local, se necesitan los siguientes datos: características hidráulicas de los flujos domésticos y estrechos en las estructuras y en la apertura del puente; características del suelo dentro de la socavación local esperada; contornos y dimensiones de las estructuras; su posición en relación con la dirección de la sudoración. Los datos de referencia se obtienen como resultado del trabajo topográfico, hidrométrico y geológico realizado en la etapa de levantamiento, así como sobre la base de análisis de laboratorio y en el proceso de diseño.

Se debe utilizarse para determinar las características de diseño de los suelos, así como su conectividad y heterogeneidad. Si está debidamente justificado, en los proyectos podrán utilizarse ajustes o métodos para determinar los lavados locales no incluidos en las normas. En los cálculos, el suelo debe considerarse homogéneo si se produce socavación local debido a la eliminación de todas las partículas multigrano incluidas en el material incoherente del lavado.

A mayor profundidad de socavación local en un suelo homogéneo no cohesionado junto a un apoyo sea constante que la sección transversal, desde el nivel de agua hasta el fondo del cono de socavación cabe determinar con las ecuaciones:

En caso de ingreso de sedimentos al cono de socavación: ($v \geq v_0$)

$$h = 0,77 * H^{0.4} * b^{0.6} * \left(\frac{v}{v_a}\right)^{\frac{1}{2}} * M * K \quad (2.20)$$

Sin ingreso de sedimentos al cono de socavación

$$h = 0,77 * H^{0.4} * b^{0.6} * \left(\frac{v}{v_a}\right)^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{v - v_i}{v_o - v_i}\right)^{\frac{3}{4}} * M * K \quad (2.21)$$

Dónde:

b : Ancho de diseño (sección transversal) del apoyo, igual al ancho de su cara anterior (m)

v : Velocidad media (m/s)

H : Profundidad de flujo frente al apoyo, luego de la socavación general (m)

v_o : Velocidad erosiva del flujo (m/s)

v_a : Velocidad de agitación del flujo, para el suelo en el cual tiene lugar la socavación local (m/s)

v_i - Velocidad inicial (m/s)

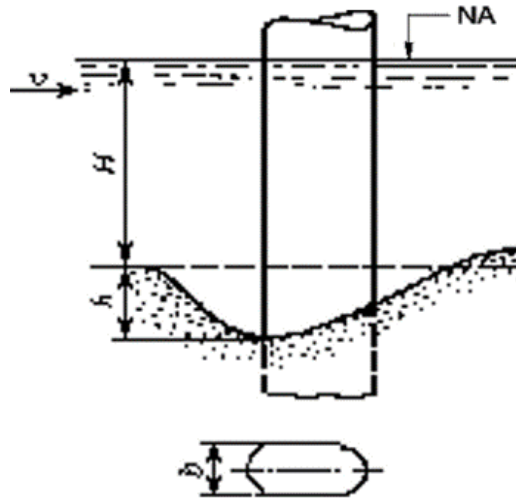
M - Coeficiente de forma

K - Coeficiente oblicuidad del apoyo

Apoyo de ancho constante desde el nivel de cálculo del agua, hasta el fondo del cono de erosión local.

Figura 2

Apoyo de ancho constante



Nota. Apoyo de ancho constante desde el nivel de cálculo del agua, hasta el fondo del cono de erosión local. Fuente: (Calero, 2018)

2.3.2 Profundidad en suelo no cohesivo

La profundidad máxima de la socavación local, m , en un suelo homogéneo no cohesionado, junto al apoyo ubicado sobre un cimiento macizo y que tiene ancho variable de la sección transversal, desde el nivel de agua hacia el fondo del cono de erosión cabe determinar con las siguientes ecuaciones: (BOLCHENKOV, 1998)

- a) Cuando los sedimentos que transporta el flujo ingresan libremente al cono de erosión.

$$h = 0,77 * H^{0.4} * b^{0.6} * \left(\frac{v}{v_a}\right)^{\frac{1}{2}} * F(b) \quad (2.22)$$

- b) Cuando el flujo no transporta sedimento o cuando cualquier otra causa excluye el ingreso de los sedimentos al cono de erosión con la siguiente ecuación.

$$h = 0,77 * H^{0.4} * b^{0.6} * \left(\frac{v}{v_a}\right)^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{v - v_i}{v_o - v_i}\right)^{\frac{3}{4}} * F(b) \quad (2.23)$$

Dónde:

$F(b)$ - parámetro que considera la geometría del apoyo, $M^{0,6}$, se determina con ayuda de la siguiente ecuación:

$$F(b) = \sum_{i=1}^n b_i^{0,6} * M_i * K_i * f_i \quad (2.24)$$

Dónde:

b_i : Ancho de la sección transversal i , ubicadas sobre la cota del fondo, luego de la socavación general de los elementos del apoyo con ancho constante (m)

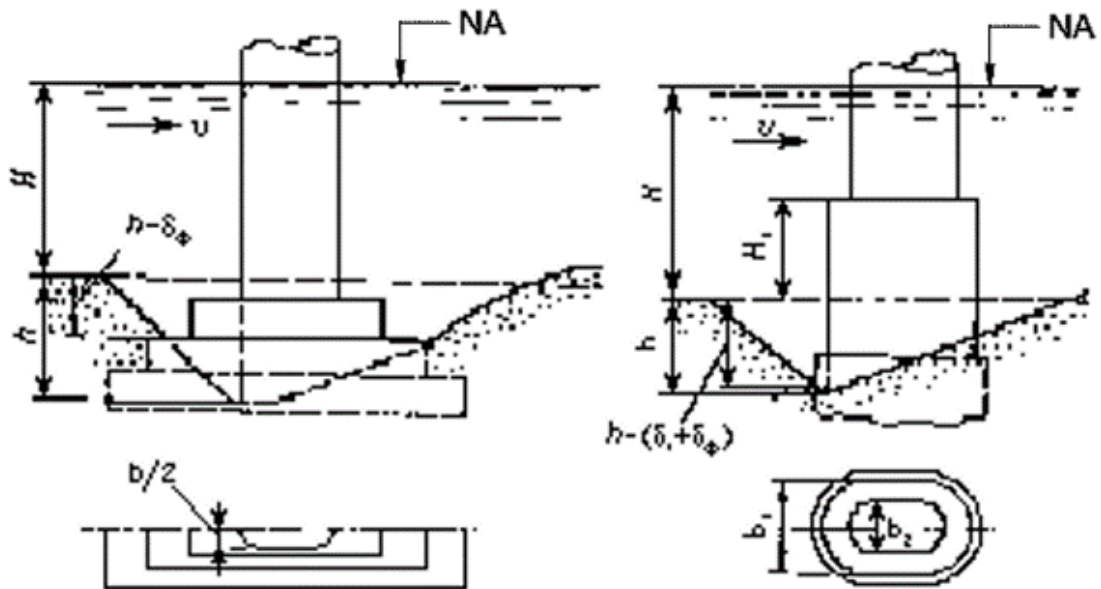
M_i : Elemento de la forma de apoyo i

K_i : Elemento de oblicuidad de apoyo i

f_i : Coeficiente de peso (ponderación) del apoyo i .

Figura 3

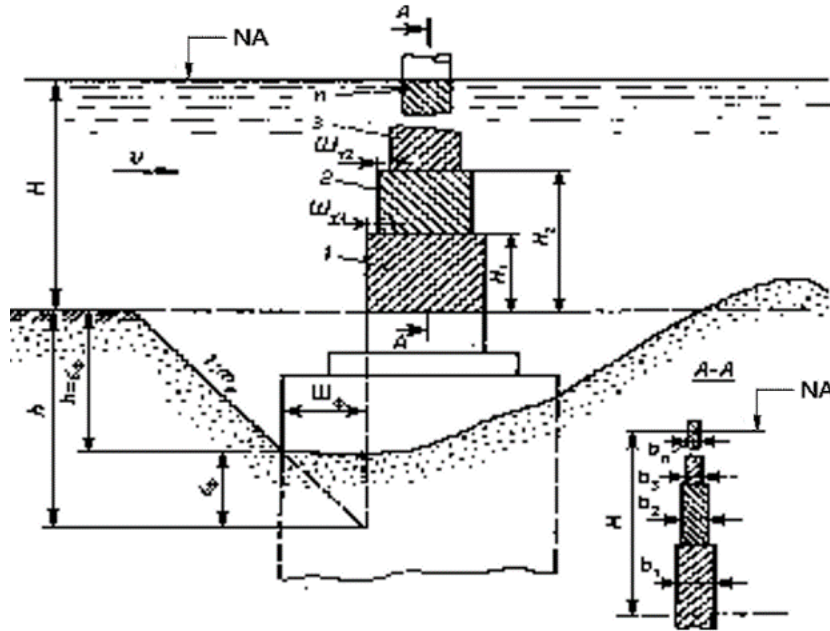
a) Ancho constante b) Ancho variable



Nota. Esquema de apoyo en fundamento macizo: a) con ancho constante dentro de los límites de la profundidad de flujo; b) con ancho variable dentro de los límites de la profundidad de flujo.

Fuente: (Calero, 2018)

Figura 4
División del apoyo



Nota. División del apoyo en elementos (1, 2, 3, ...n) de ancho constante. Fuente: (Calero, 2018)

La mayor profundidad de la socavación local en un suelo homogéneo no cohesivo, junto a los apoyos con cimentación en pilotes cabe determinar tomando en cuenta la posición de la losa sobre los pilotes e , respecto al fondo del cauce luego de la socavación general.

a) En caso de que $e \geq 0,5H$, dependiendo del régimen de los sedimentos

b) En caso de que $e < 0,5H$ con la ecuación:

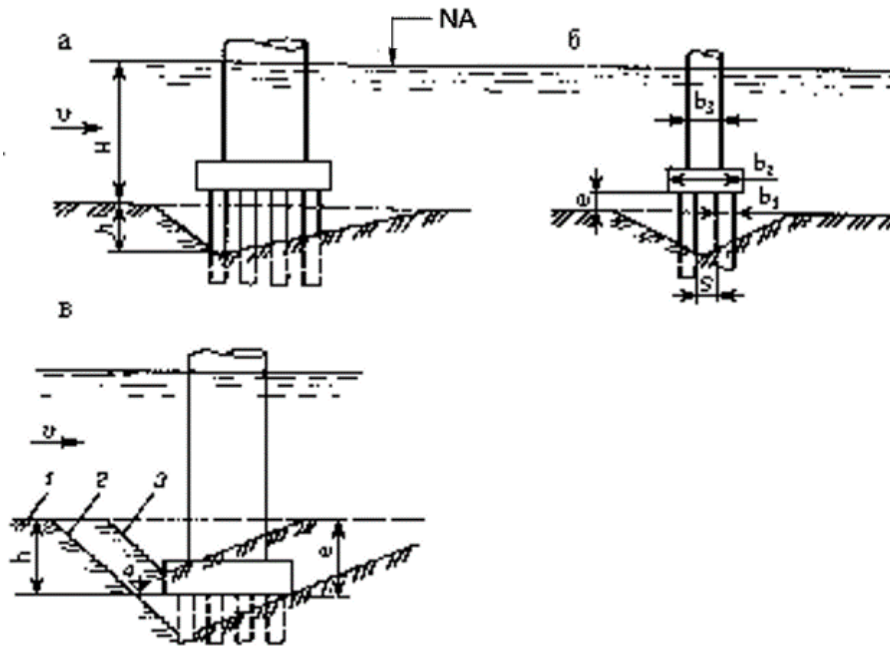
$$h = h_e + (h_M - h_e) * \left[\frac{0,3H - e}{h_M + 0,3H} \right]^{\frac{3}{4}} \quad (2.25)$$

Dónde:

h_e : Profundidad de socavación cuando la posición de la losa ubicada sobre los pilotes, respecto al fondo luego de la socavación general es igual a $0,3H$

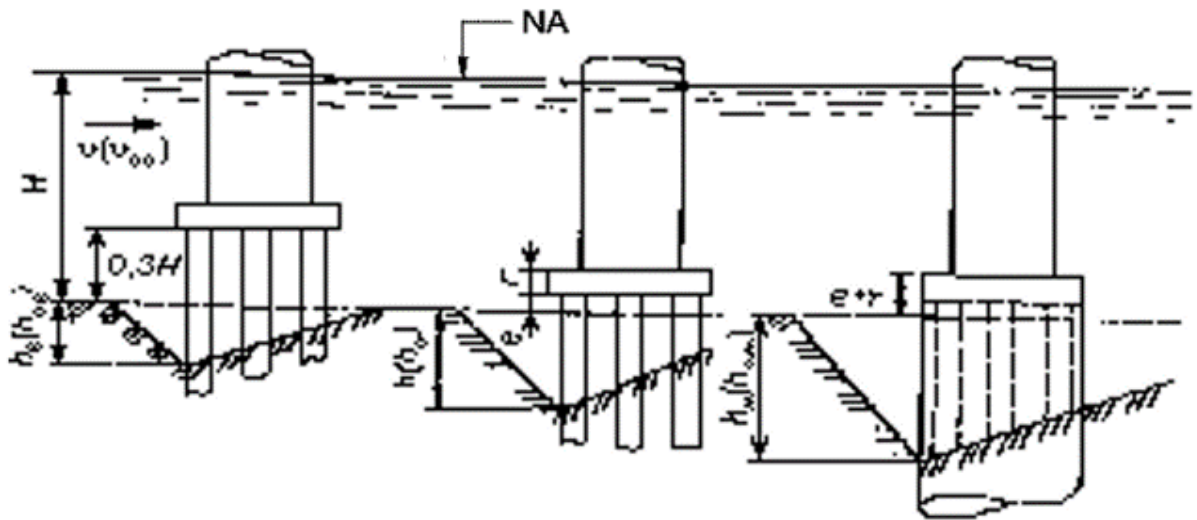
h_M : Profundidad de socavación cuando la losa tiene su borde inferior se ubica bajo la cota de las posibles socavaciones (y su borde superior en la cota dada en el proyecto).

Figura 5
Esquema de apoyos con cimentación en pilotes



Nota. Esquema de apoyos con cimentación en pilotes. a) y b) perfil y frente del apoyo con la losa de cimentación en pilotes ubicada sobre el fondo del río luego de la socavación general. c) perfil del apoyo con la losa de cimentación ubicada bajo el fondo del cauce. 1- fondo del cauce 2- sección del cono de erosión para el cálculo como para el apoyo en cimiento masivo (es decir sin considerar el cimiento en pilotes) 3- igual, considerando el cimiento en pilotes 4 - cota de diseño dl fondo del cono de erosión, cuando la profundidad de socavación, determinada sin considerar el cimiento en pilotes es mayor a la profundidad de empotramiento de la base de la losa e y menor que e , en caso de considerar el cimiento en pilotes. Fuente: (Calero, 2018)

Figura 6
Profundidades intermedias



Nota: Profundidades intermedia e inicial de erosión en los apoyos para $e < 0,03$ (entre paréntesis están dadas las características determinadas en el cálculo de las socavaciones en suelos cohesivos no homogéneos). Fuente: (Calero, 2018)

En el caso que la profundidad de socavación resulte menor a la profundidad del empotramiento de la base de la losa en el cauce, desde la cota de socavación general ($h < |e|$), entonces el cálculo de la socavación general cabe realizar como para el apoyo en cimiento masivo. Si, en este caso la cota del cono se ubica bajo la base de la losa, entonces en el cálculo cabe asumir a la profundidad de socavación hasta la cota de la base de la losa.

- a) La base de la losa de cimentación se ubica a la altura $0,3H$ sobre el fondo del cauce, luego de la socavación general
- b) Ubicación de diseño de la losa de cimentación
- c) La base de la losa está profundizada bajo la cota de las posibles socavaciones locales (y su borde superior en la cota dada en el proyecto).

2.3.3 Velocidades de flujo

2.3.3.1 Velocidad de Agitación

La velocidad de turbulencia que caracteriza la turbidez del flujo, es decir el contenido de partículas en suspensión, en la unidad de volumen del agua que se determina con la siguiente ecuación:

$$v_a = (g * w * H)^{\frac{1}{3}} \quad (2.26)$$

Dónde:

g : Aceleración de la caída libre (m/s²)

w : Tamaño hidráulica de las partículas del suelo socavado (mm/s)

La velocidad mínima del flujo, con la cual las partículas del suelo junto al apoyo entran en movimiento y surgen los primeros signos de socavación se denomina velocidad inicial, que se determina con la ecuación:

$$v_i = v_o * \left(\frac{d}{b}\right)^{\frac{1}{8}} * \mu \quad (2.27)$$

Dónde:

$$\mu = \frac{0,95 + \frac{0,5H}{b}}{0,4 + \frac{H}{b}}$$

v_i : Velocidad inicial (m/s)

b : Ancho de diseño del apoyo (m)

d : Diámetro medio de las partículas del suelo (m)

En caso de que se obtenga $v_i \geq 0,9 v_o$, entonces cabe adoptar $v_i = 0,9 v_o$.

2.3.3.2 Velocidad Erosiva

La velocidad de erosión v_0 para un suelo determinado es la velocidad media mínima a la que el fondo de la corriente muestra los primeros signos de erosión. A falta de una justificación específica, la velocidad de erosión debe determinarse suponiendo que no hay cubierta de césped en la llanura de inundación (erosionada por las obras).

La velocidad de lavado v_0 , m/s, para un suelo homogéneo no cohesivo con un diámetro medio de partícula d , m, a la profundidad del flujo H , m, se recomienda determinar mediante la siguiente ecuación. (BOLCHENKOV, 1998)

$$v_o = 1,15 * \sqrt{g} * (H * d)^{\frac{1}{4}} \quad (2.28)$$

Dónde:

g : Aceleración de la caída libre (m/s^2)

d : Diámetro medio de las partículas (mm)

H : Profundidad de flujo (m)

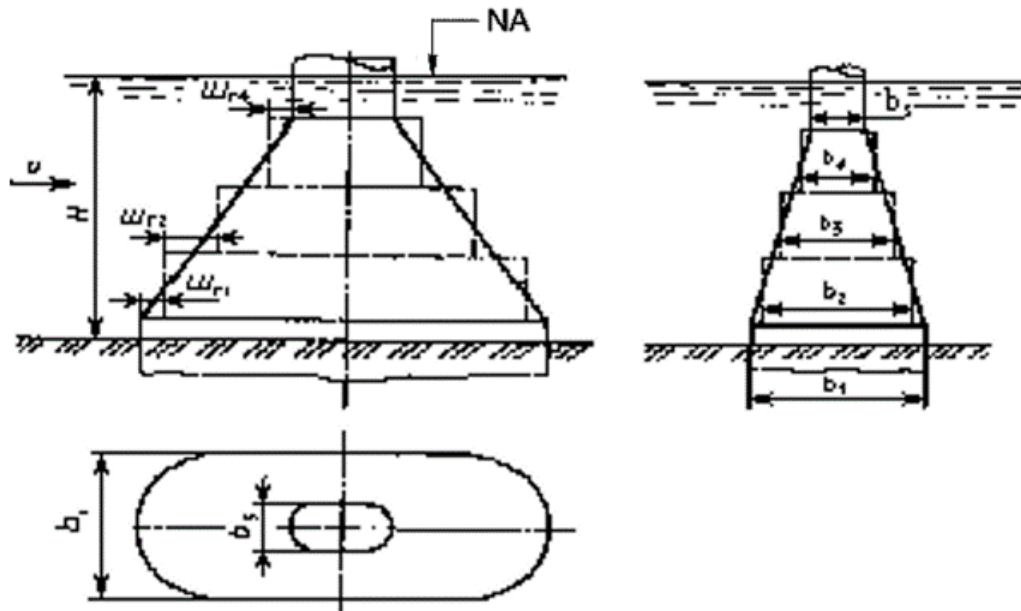
2.3.4 Ancho de cálculo

El ancho de cálculo, b , m, de un apoyo con n elementos sobre la cota de la socavación general, cabe determinar con la ecuación:

$$b = \left(\sum_{i=1}^n b_i^{0,6} * f_i \right)^{5/3} \quad (2.29)$$

Para determinar el ancho de cálculo de un apoyo sobre cimentación en pilotes, en calidad de ancho de cálculo de la cimentación en pilotes es necesario asumir el ancho de un pilote. En los apoyos en el tramo con variación suave del ancho de la sección transversal es necesario identificar no menos de tres elementos de igual altura, para los cuales, en calidad de ancho de cálculo de la sección transversal se asume el ancho medio de los elementos considerados.

Figura 7
División del cuerpo del apoyo



Nota. División del cuerpo del apoyo en elementos en caso de variación continua (no discreta) de sus dimensiones. Fuente: (Calero, 2018)

El coeficiente de peso del elemento i del apoyo, cabe determinar con la ecuación:

$$f_i = A_i * \left(\frac{H_i}{H}\right)^{\varphi_i} - A_{i-1} * \left(\frac{H_{i-1}}{H}\right)^{\varphi_{i-1}} \quad (2.30)$$

Dónde:

A y φ : Coeficiente y exponente que son adoptados en función de la altura

H_i/H del elemento i

H_{i-1}/H - del elemento $(i-1)$

Cuando $H_i/H \geq 0,3$ (o $H_{i-1}/H \geq 0,3$): $A = 1$, $\varphi = 1/3$.

Cuando $H_i/H < 0,3$ (o $H_{i-1}/H < 0,3$): $A = 2,23$, $\varphi = 1$

Para el último elemento n , (ubicado en la superficie del flujo) $H_n = H$.

Los coeficientes de peso del primero y último elemento del apoyo son iguales, respectivamente

$$f_1 = A_1 * \left(\frac{H_1}{H}\right)^\varphi \tag{2.31}$$

$$f_n = 1 - A_{n-1} * \left(\frac{H_{n-1}}{H}\right)^{\varphi_{n-1}} \tag{2.32}$$

El coeficiente de forma del apoyo M o del elemento del apoyo se determina con la ayuda de la tabla siguiente:

Tabla 5*Coefficiente de forma del apoyo*

Forma del apoyo	Coefficiente M
Cilíndrica	1,0
Con forma ovoidal o semicircular de la cara anterior	0,85
Rectangular	1,24
Con la cara aguas arriba en forma de ángulo θ :	
120°	1,22
90°	1,0
60°	0,73

Elaborado por: los autores

Para los apoyos rectangulares con ángulos redondeados el coeficiente de forma cabe determinar en función de la relación del radio de la curvatura r al ancho del apoyo b .

Tabla 6*Relación del radio de la curvatura*

$2r/b$	0	0,2	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
M	1,24	1,20	1,18	1,15	1,11	1,07	1,01	0,94	0,85

Elaborado por: los autores

En caso del eje longitudinal del apoyo forme con la dirección del flujo un ángulo $\alpha > 10^\circ$ la profundidad de socavación cabe determinar considerando el ángulo de sesgo K . El coeficiente

de sesgo para todo el apoyo K y para un elemento del apoyo K_i cabe determinar con las ecuaciones:

Cuando $b\alpha/b \leq 2,53M^{1/3}$

$$K = 1 + \frac{0,55}{M^{\frac{5}{2}}} \left(\frac{b_\alpha}{b} - 1 \right)^{5/2} \quad (2.33)$$

Cuando $b\alpha/b > 2,53M^{1/3}$

$$K = \frac{1,24}{M} \left(\frac{b_\alpha}{b} \right)^{2/3} \quad (2.34)$$

Dónde:

$b\alpha$: Ancho ponderado del apoyo o de su elemento que es igual a al ancho de la proyección en la superficie normal a la dirección del flujo.

Para una reducción de profundidad de socavación debido a la parte de la cimentación maciza expuesta en la socavación local, cuando la anchura total de los escalones de cimentación expuestos sea al menos del 15 al 20 % de la anchura de la zapata o cimentación, inmediatamente superior a la marca de socavación general.

Pero para los casos en los que no se cumplen las condiciones anteriores, la reducción de las profundidades de socavación son insignificantes y puede desestimarse.

2.3.5 Análisis de la profundidad y la velocidad media frente a un apoyo, luego de la socavación.

Al calcular las deformaciones de los canales, los suelos se dividen en no cohesivos y cohesivos, suelos fundidos y sin fundir. En los cálculos, solo los suelos cohesivos se clasifican

como suelos descongelados, en los que las conexiones internas se rompen después de la congelación. Todos los suelos incoherentes durante la descongelación prácticamente no cambian sus propiedades físicas y mecánicas y, por lo tanto, se clasifican como fundidos.

Los suelos incoherentes incluyen suelos de grano grueso (canto rodado, guijarro, grava) y arenosos que no tienen la propiedad de plasticidad (laminación). Cuando la erosión local se calcule como no cohesiva, deberán atribuirse a los suelos no cohesivos los siguientes:

- a) No más del 10 % en masa de restos vegetales (turba);
- b) Arenas polvorientas que contengan partículas de polvo (más finas que 0,10 mm) inferior al 20 %.

Al calcular la socavación, la principal característica (integral) del suelo no cohesivo es el diámetro medio de las partículas d , que se determina a partir del análisis mecánico (tamizado) mediante la fórmula:

$$d = \sum_{i=1}^n d_i p_i \quad (2.35)$$

Donde:

d_i : Diámetro medio de las partículas de la fracción i -n, determinado por el tamaño medio aritmético de los orificios de los tamices que limitan esta fracción

p_i : Contenido en el suelo de la fracción i -n, en fracciones de una unidad en masa

n : Número de fracciones

Si el suelo grueso contiene partículas menores de 0,10 mm, el diámetro medio de las partículas mayores de 0,10 mm se calcula mediante la fórmula:

$$d = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{d_i p_i}{1 - p_o} \quad (2.36)$$

p_o : Es el contenido de partículas más finas que 0,10 mm, en fracciones de la unidad.

Los valores p_i y d_i se determinan a partir del análisis granulométrico de las muestras de suelo tomadas en las zonas de sospecha de erosión local. La masa de todo el suelo no cohesivo se toma como la masa sin residuos de vegetación.

Un suelo no cohesivo se considera homogéneo cuando se cumple una de las siguientes condiciones:

a) $D_{max}/d \leq 3$

b) En caso de que la velocidad media de flujo sea mayor a la erosiva para las partículas de diámetro D_{max} .

Donde:

D_{max} : Diámetro medio de las partículas más grandes que representan el 2% en masa del suelo o de la fracción más grande, por dimensión si esta constituye el 2% o más de la masa del suelo.

Cuando la fracción más grande por dimensión de las partículas constituye representa menos del 2% de la masa, el diámetro medio de las partículas gruesas se determina con la ecuación:

$$D_{max} = \frac{\sum_{p=0,02} p_i d_i}{0,02} = \frac{p_1 d_1 + p_2 d_2 + \dots + (0,02 - (p_1 + p_2 + \dots + p_n)) d_n}{0,02} \quad (2.37)$$

Dónde:

p_1 : Contenido por masa en el suelo de la fracción más grande con diámetro medio d_1

p_2, p_n : Contenido por masa de las siguientes fracciones por tamaño, con diámetro medio de las partículas d_1 y d_n .

El suelo no cohesivo se clasificará como no homogéneo si las partículas con un diámetro medio D que forman una socavación en el fondo del cono son como mínimo el 2% y satisfacen la desigualdad: $D/d > 3$

2.4 Profundidad de la socavación local en un apoyo sobre un cimiento masivo constituido por dos elementos de forma oval en planta

La socavación en las pilas de los puentes es causada por el cambio de dirección de las líneas de corriente, la turbulencia, la aceleración del flujo y los vórtices resultantes inducidos por la obstrucción al flujo. En las pilas dentro del cauce, se producen una serie de turbulencias, las cuales hacen que el nivel del río descienda especialmente junto a estas estructuras, alrededor de las pilas se forma una fosa profunda por socavación, producida por un sistema de vórtices generados por la interferencia que la pila causa al flujo.

El mecanismo que produce la socavación está asociado a la separación tridimensional del flujo en la cara aguas arriba de la pila y a un vórtice periódico al pie de ella, con un comportamiento del flujo en una pila cilíndrica.

La profundidad de la socavación local en un apoyo con cimentación en pilotes. El cálculo se reduce a determinar la profundidad de socavación he en el apoyo para el caso de que la ubicación de la base de la losa, respecto al fondo, luego de la socavación general, sea igual a $e = 0,3H$ y la profundidad de socavación en el apoyo sobre cimiento masivo, con forma en planta correspondiente a la de la losa y con cota superior igual a la cota del borde superior de la losa, las

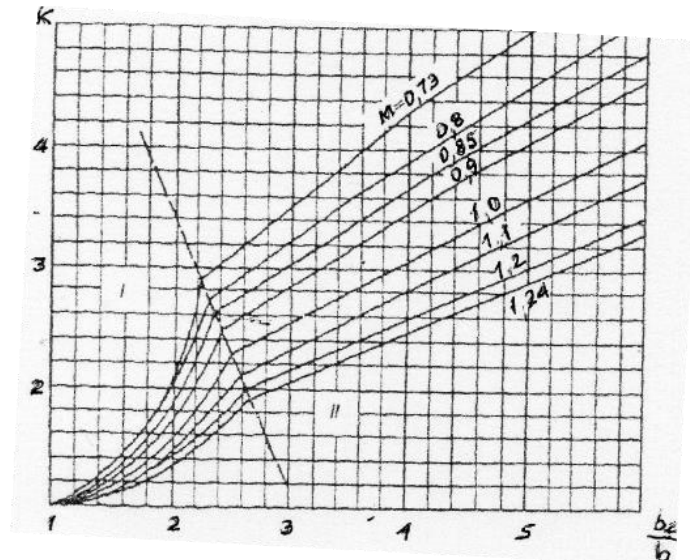
profundidades de socavación indicadas es constante el parámetro que caracteriza las características hidráulicas del flujo. Para los cálculos de las profundidades de socavación anteriormente mencionados también son comunes los coeficientes de forma y de sesgo de los apoyos. El coeficiente de forma de una cimentación en pilotes se determina:

- Para un pilote independiente de forma cilíndrica $M=1$;
- El coeficiente de incremento de la socavación en dos pilotes, en comparación con la socavación en el caso de un pilote con la ecuación:

$$M_{2c} = 0,56 * \left(\frac{Hv}{S * \sqrt{gd}} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (2.38)$$

El coeficiente de sesgo del cimiento en pilotes cabe tomar $K1 = 1$, pero su valor puede ser tomado desde la gráfica de coeficiente de sesgo.

Figura 8
Grafica de coeficiente de sesgo K



Nota. Para determinar el coeficiente de sesgo K Fuente: (Calero, 2018)

El ancho ponderado de la losa (o del cimiento masivo) se obtiene con la ecuación:

$$b_{\alpha 2} = L_2 * \sin\alpha + b_2 * \sin\alpha \quad (2.39)$$

2.5 Formulación y aplicación del algoritmo para el análisis de la profundidad de la socavación local en un apoyo ovalado en planta

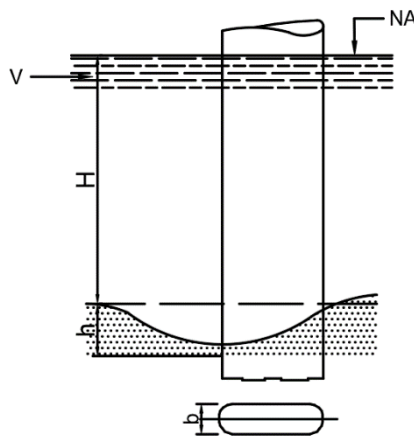
Se formula y aplica el algoritmo para el cálculo de la profundidad de la socavación local en un apoyo ovalado en planta, con la verificación de las condiciones de homogeneidad del suelo y el coeficiente de sesgo K. La aplicación del algoritmo ha permitido establecer la mayor profundidad de la socavación local h.

2.5.1 Aplicabilidad del algoritmo

En la aplicación del siguiente algoritmo se manejarán los siguientes rangos, para la profundidad frente a un apoyo de (3 – 15) m, con velocidades entre (1 – 3) m/s; para un apoyo ovalado en planta su ancho es de (1 – 10) m, el largo (10 – 20) m, y el ángulo a la dirección de flujo de (10 – 20) grados.

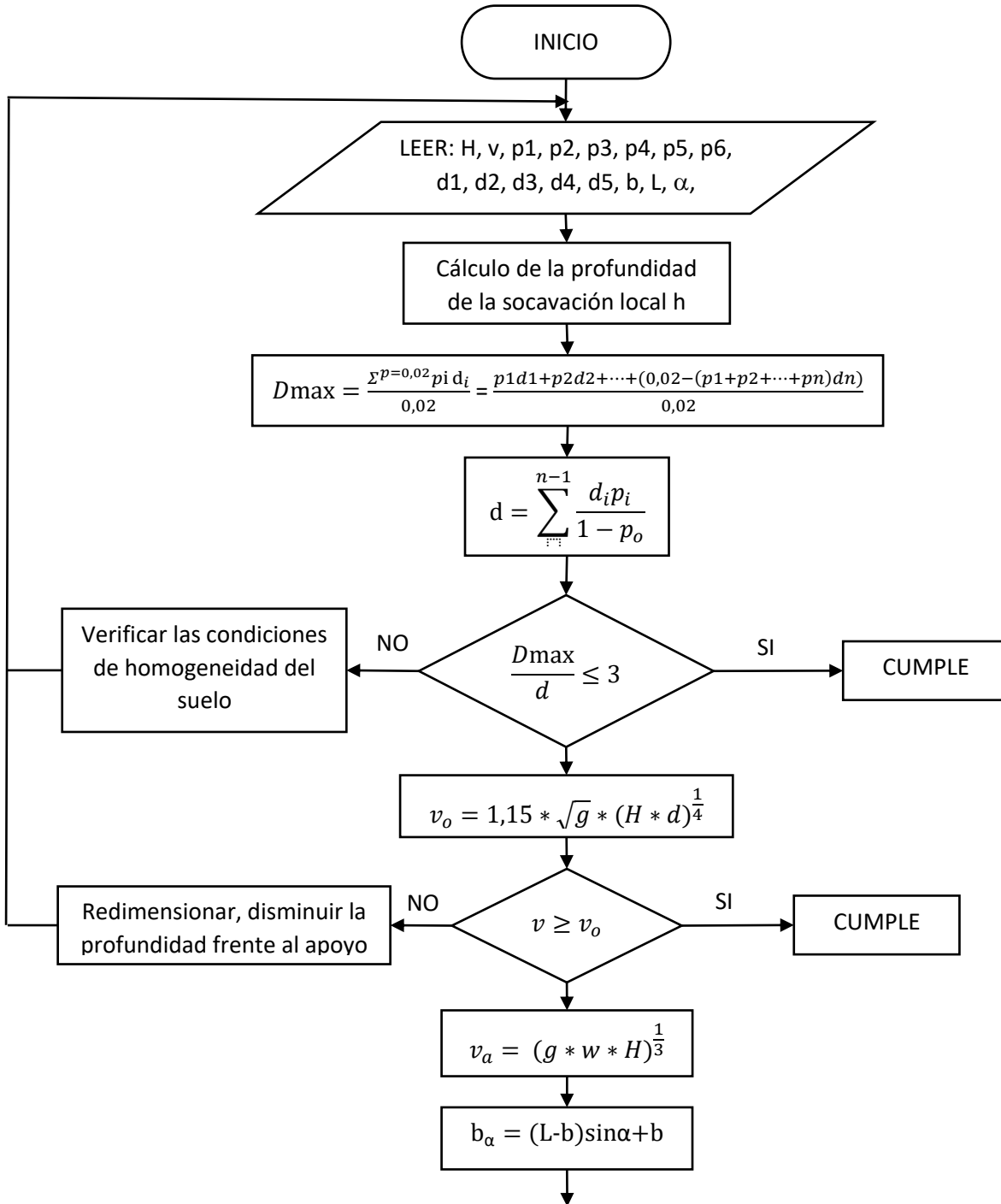
Figura 9

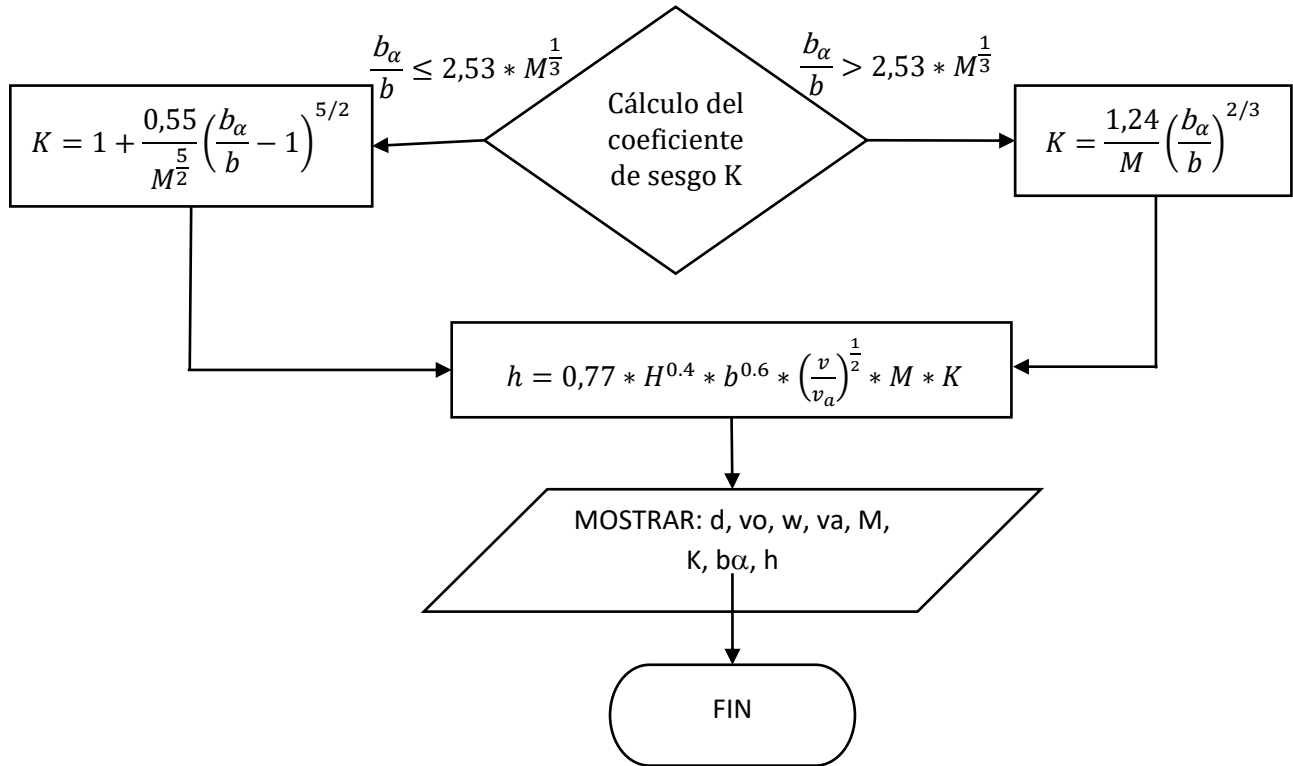
Apoyo ovalado en planta



Elaborado por: los autores

2.5.2 Algoritmo de cálculo de la profundidad de la socavación local en un apoyo ovalado en planta





Elaborado por: los autores

2.5.3 Corrida de algoritmo de cálculo de la profundidad de la socavación local en un apoyo ovalado en planta

Tabla 7

Datos de entrada de la profundidad de la socavación local

H =	Profundidad de flujo frente a un apoyo	6 m
v =	Velocidad media frente a un apoyo	1.25 m/s
b =	Ancho del apoyo ovalado en planta	4 m
L =	Largo del apoyo ovalado en planta	12 m
a =	Ángulo con respecto a la dirección del flujo	15 °
Contenido, pi en masa		
p1 =	Primer contenido en masa	1.39 %
p2 =	Segundo contenido en masa	3.57 %
p3 =	Tercer contenido en masa	16.02 %
p4 =	Cuarto contenido en masa	53.26 %
p5 =	Quinto contenido en masa	23.61 %
p6 =	Sexto contenido en masa	2.15 %
Diámetro de las partículas		
d1 =	Primer diámetro	2.50 mm
d2 =	Segundo diámetro	1.50 mm
d3 =	Tercer diámetro	0.75 mm
d4 =	Cuarto diámetro	0.38 mm
d5 =	Quinto diámetro	0.18 mm
d6 =	Sexto diámetro	0.10 mm

Elaborado por: los autores

Tabla 8*Cálculo de la profundidad de la socavación local*

CÁLCULOS		
D_{max} =	Diámetro máximo de las partículas del suelo	2.20 mm
d =	Diámetro medio de las partículas del suelo	0.46 mm
D_{max}/d =	Condición de homogeneidad del suelo	4.78
v_o =	Velocidad erosiva para suelos homogéneos	1.22 m/s
w =	Tamaño hidráulico del suelo con diámetro medio de partículas	0.06 m/s
v_a =	Velocidad de agitación para suelos homogéneos	1.52 m/s
M =	Coefficiente de forma del apoyo	0.85
b_α =	Ancho relativo de apoyo	6.07 m
b_α/b =	Relación entre el ancho	1.518
2,53*M^{1/3} =	Relación con el coeficiente de forma del apoyo	2.397
K =	Coefficiente de sesgo K	1.159
h =	Profundidad de la socavación local	3.234 m

Elaborado por: los autores

2.6 Formulación y aplicación del algoritmo para el análisis de la profundidad de la socavación local en un apoyo sobre un cimiento masivo constituido por dos elementos de forma oval en planta

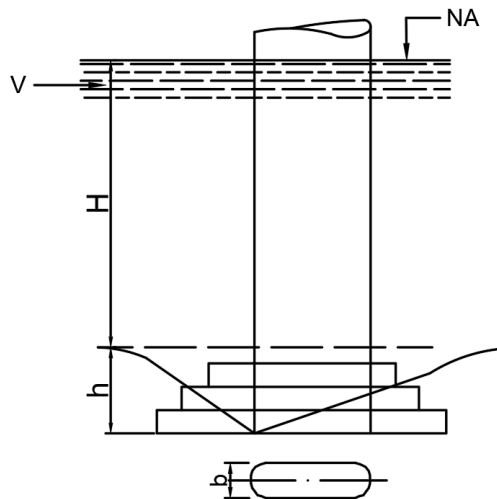
Se formula y aplica el algoritmo para el cálculo de la profundidad de la socavación local en un apoyo sobre un cimiento masivo constituido por dos elementos de forma oval en planta, con la verificación de las condiciones de homogeneidad del suelo y el coeficiente de sesgo K . La aplicación del algoritmo ha permitido establecer la mayor profundidad de la socavación local h .

2.6.1 Aplicabilidad del algoritmo

En la aplicación del siguiente algoritmo se manejarán los siguientes rangos, para la profundidad frente a un apoyo de (3 – 15) m, con velocidades entre (1 – 3) m/s; para un apoyo sobre un cimiento masivo de forma oval en planta tanto en la parte superior e inferior su profundidad es de (1 – 5) m, el largo de (10 – 20) m, su ancho de (1 – 10) m, y el ángulo a la dirección de flujo de (10 – 20) grados.

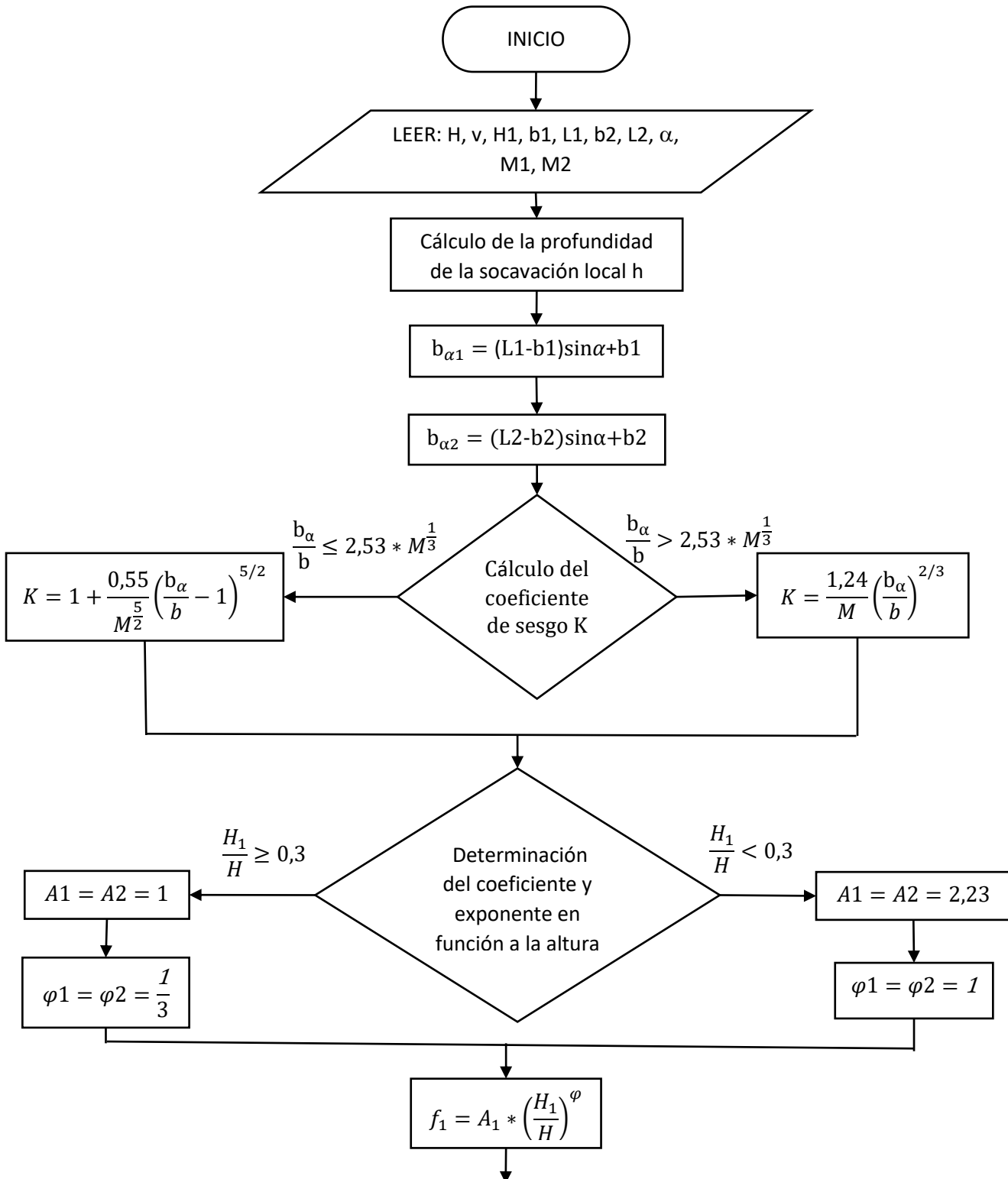
Figura 10

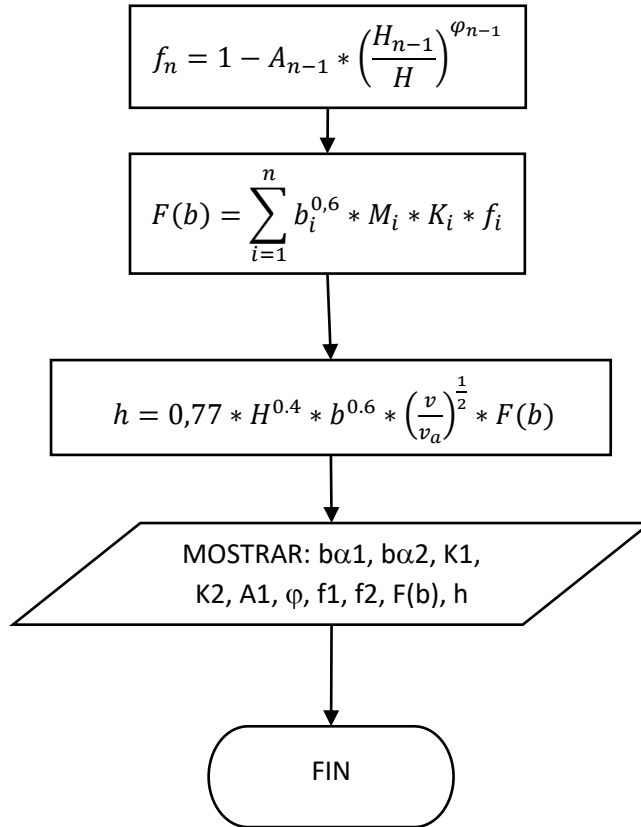
Apoyo sobre un cimiento masivo de forma oval en planta



Elaborado por: los autores

2.6.2 Algoritmo de cálculo de la profundidad de la socavación local en un apoyo sobre un cimiento masivo constituido por dos elementos de forma oval en planta





Elaborado por: los autores

2.6.3 Corrida del algoritmo en un apoyo sobre un cimiento masivo

Tabla 9

Datos de entrada de un algoritmo en un apoyo sobre un cimiento masivo

DATOS DE ENTRADA		
H =	Profundidad de flujo frente a un apoyo	6 m
v =	Velocidad media frente a un apoyo	1.25 m/s
w =	Tamaño hidráulico del suelo con diámetro medio de partículas	0.06 m/s
H₁ =	Profundidad de flujo en la parte inferior	2 m
L₁ =	Largo en la parte inferior	12 m
b₁ =	Ancho en la parte inferior	4 m
L₂ =	Largo en la parte superior	11 m
b₂ =	Ancho en la parte superior	3 m
a =	Ángulo con respecto a la dirección del flujo	15 °

Elaborado por: los autores

Tabla 10*Cálculo del algoritmo en un apoyo sobre un cimiento masivo*

CÁLCULOS		
$v_a =$	Velocidad de agitación para suelos homogéneos	1.52 m/s
$M_1 = M_2 =$	Coefficiente de forma del apoyo	0.85
$b_{a1} =$	Ancho relativo del primer apoyo	6.07 m
$b_{a2} =$	Ancho relativo del segundo apoyo	5.07 m
$b_{a1}/b =$	Relación entre el primer ancho	1.518
$b_{a2}/b =$	Relación entre el segundo ancho	1.690
$2,53 * M^{1/3} =$	Relación con el coeficiente de forma del apoyo	2.397
$K_1 =$	Coefficiente de sesgo del primer elemento	1.159
$K_2 =$	Coefficiente de sesgo del segundo elemento	1.327
$A_1 =$	Coefficiente en función a la altura con respecto al borde superior	1
$\varphi =$	Exponente en función a la altura con respecto al borde superior	0.333
$f_1 =$	Coefficiente de peso del primer elemento del apoyo	0.693
$f_2 =$	Coefficiente de peso del último elemento del apoyo	0.307
$F(b) =$	Parámetro que considera la geometría del apoyo	2.238
$h =$	Profundidad de la socavación local en un apoyo	3.197 m

Elaborado por: los autores

2.7 Formulación y aplicación del algoritmo para el análisis de la profundidad de la socavación local en un apoyo con cimentación en pilotes, la losa de cimentación es de forma rectangular

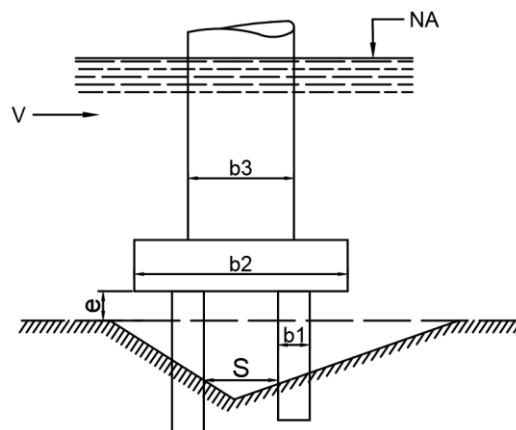
Se formula y aplica el algoritmo para el cálculo de la profundidad de la socavación local en un apoyo con cimentación en pilotes, la losa de cimentación es de forma rectangular, con la verificación de la altura y los coeficientes de peso del primero y último elemento del apoyo. La aplicación del algoritmo ha permitido establecer los coeficientes de forma y la mayor profundidad de la socavación local h .

2.7.1 Aplicabilidad del algoritmo

En la aplicación del siguiente algoritmo se manejarán los siguientes rangos, para la profundidad frente a un apoyo de (3 – 10) m, con velocidades medias entre (1 – 3) m/s; para un apoyo con cimentación en pilotes de forma rectangular sus anchos de (1 – 5) m, el espesor de la losa aguas arriba de (1 – 4) m, la socavación esta entre (0.25 – 0.75) m, la luz entre pilotes de (1 – 4) m, y su longitud de la losa de cimentación de (10 – 20) m.

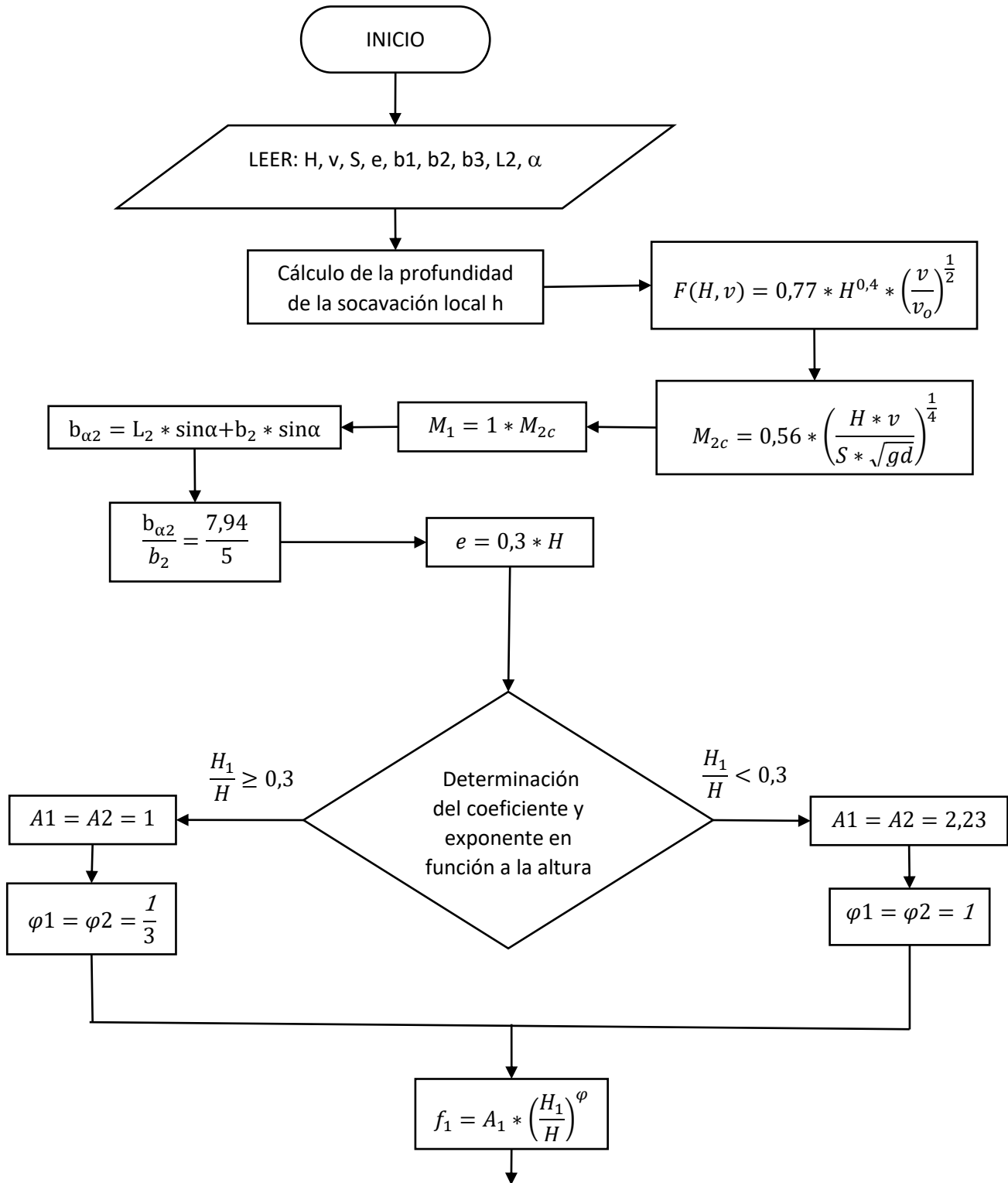
Figura 11

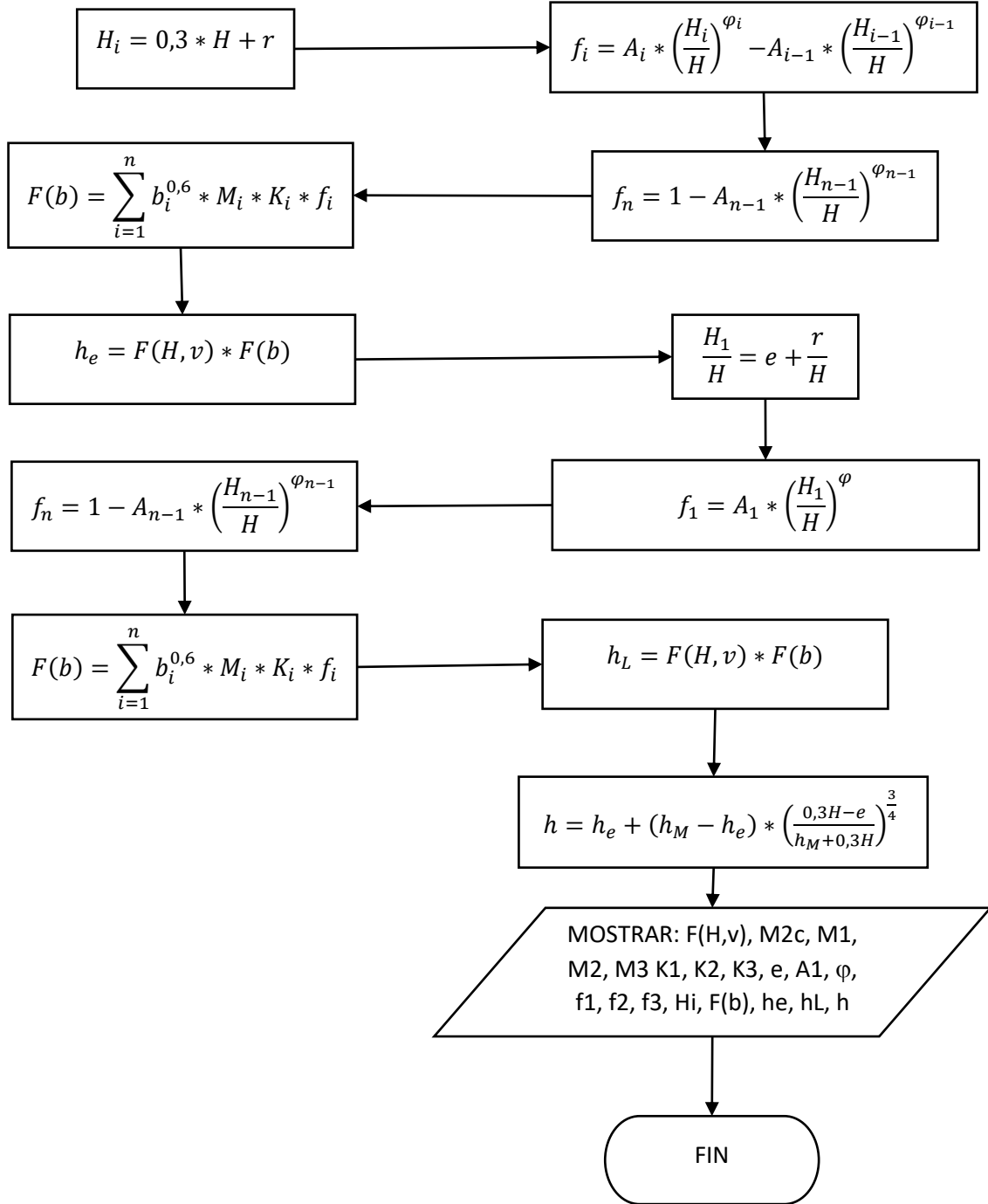
Apoyo con cimentación en pilotes de forma rectangular



Elaborado por: los autores

2.7.2 Algoritmo de cálculo de la profundidad de la socavación local en un apoyo con cimentación en pilotes, la losa de cimentación es de forma rectangular





Elaborado por: los autores

2.7.3 Corrida del algoritmo en un apoyo con cimentación en pilotes

Tabla 11

Datos de entrada del algoritmo en un apoyo con cimentación en pilotes

DATOS DE ENTRADA		
H =	Profundidad de flujo frente a un apoyo	6 m
v =	Velocidad media frente a un apoyo	1.25 m/s
S =	La luz frontal entre pilotes	1.5 m
b2 =	Ancho del frente de la losa de cimentación	5.0 m
L2 =	Longitud de la losa de cimentación	12.0 m
e =	Socavación general	0.5 m
r =	Espesor de la losa aguas arriba	1.5 m
b3 =	Ancho del apoyo en planta superior	3.0 m
b1 =	Ancho del apoyo en planta inferior	1.2 m

Elaborado por: los autores

Tabla 12*Cálculo del algoritmo en un apoyo con cimentación en pilotes*

CÁLCULOS		
F(H,v) =	Parámetro que caracteriza las características hidráulicas del flujo	1.428
M_{2c} =	Coefficiente de incremento de la socavación en el caso de un pilote con la ecuación	1.645
M₁ =	Coefficiente de forma de la losa sobre los pilotes (o del cimiento masivo)	1.645
K₁ =	Coefficiente de sesgo del cimiento en pilotes	1.0
M₂ =	Coefficiente de forma de la losa sobre los pilotes (o del cimiento masivo)	1.24
K₂ =	Coefficiente de sesgo del cimiento en pilotes	1.1
b_{a2}=	Ancho ponderado de la losa (o del cimiento masivo)	7.94 m
b_{a2}/b₂ =	Relación entre el segundo ancho de la losa	1.587
M₃ =	Coefficiente de forma del apoyo de una cimentación	0.85
K₃ =	Coefficiente de sesgo del cimiento en pilotes	1.393
e =	Apoyo sobre cimiento en pilotes	1.80 m
f₁ =	Coefficiente de peso del primero y último elemento del apoyo	0.669
H_i =	Profundidad de pilotes	3.30 m
f₂ =	Coefficiente de peso del primer elemento del apoyo	0.150
f₃ =	Coefficiente de peso del último elemento del apoyo	0.181
F(b) =	Parámetro para el apoyo en cimiento masivo	2.179
h_e =	Profundidad de la socavación local en un apoyo en cimentación en pilotes	3.11 m
H₁/H	Relación de altura del elemento	0.333
A₁=	Coefficiente en función a la altura con respecto al borde superior	1
φ=	Exponente en función a la altura con respecto al borde superior	0.333
f₁ =	Coefficiente de peso del primero y último elemento del apoyo	0.693
f₂ =	Coefficiente de peso del primero y último elemento del apoyo	0.307
F(b) =	Parámetro para el apoyo en cimiento masivo	2.179
h_L =	Profundidad de socavación en un apoyo	4.55 m
h =	Profundidad de la socavación local en un apoyo con cimentación en pilotes	3.55 m

Elaborado por: los autores

CAPITULO III

ANÁLISIS DE RELLENOS CON VERTIDO

3.1 Rellenos con vertido

Se define al relleno como aquel que es depositado mediante un proceso de sedimentación de partículas sólidas contenidas en un efluente. Dicho efluente se caracteriza principalmente por su caudal y por el contenido de sólidos en suspensión.

Existe diferentes modos de vertido en los sistemas de ejecución de rellenos, y sus correspondientes efectos en las características de estos. Se ha considerado que es de gran importancia el conocimiento de las diferentes técnicas para la ejecución de rellenos, ya que influirá en un futuro en las características geotécnicas del mismo, y nos ayudará en la toma de decisiones.

3.1.1 Tipos de vertidos

3.1.1.1 Vertidos directos

Es la descarga de contaminantes al agua, y a las aguas subterráneas en el proceso de inyección sin percolar a través del suelo o subsuelo.

3.1.1.2 Vertidos indirectos

Este tipo de vertidos se da en aguas superficiales, aguas residuales o aguas pluviales u otro tipo de drenaje. Si el vertido se produce en aguas subterráneas, es indirecto si se da por medio de la filtración a través del suelo o subsuelo.

3.1.1.3 Vertidos a canales de riego

Conducen agua de cauces de ríos, lagos, embalses o lagunas, por lo que los vertidos en estos canales mencionados es un vertido directo.

3.1.1.4 Vertidos a ramblas

Tienen una combinación de vertidos, de manera directa dirige las aguas superficiales cuando el canal es un acueducto, y cuando el canal está seco está descargando indirectamente a las aguas subterráneas.

3.2 Régimen parcial a presión o a semi- presión

Se puede definir que el régimen es la conducción libre uniforme, cuando en sus diferentes secciones las características de velocidad, presiones, circulación, profundidad etc., son iguales. Pero existe hay la posibilidad de que exista variaciones en sus características hidráulicas a lo largo del tiempo, a lo que se denomina movimiento no permanente.

Pueden ocurrir otros movimientos no permanentes. Por ejemplo, en una tubería con una válvula que se cierra repentinamente, esto provocará que una onda de sobrepresión se propague aguas arriba. En cualquier sección, habrá permanencia ya que las condiciones hidráulicas cambian con el tiempo. Este aumento repentino de la presión se conoce como golpe de ariete. El movimiento cambia cuando la sección transversal, la velocidad, la presión o cualquier otra característica hidráulica cambia dentro de una sección.

3.2.1 Tuberías

El flujo en las tuberías se puede lograr ya sea por gravedad o por bomba, considerando que en ambos casos la tubería está llena y la distribución de la presión del líquido hacia la pared es

uniforme. En conductos cerrados operan parcialmente llenos y se consideran canales porque el líquido está expuesto a la presión atmosférica.

Se suelen calcular las conducciones bajo ciertas condiciones, es posible que un conducto cerrado conduzca el agua a mayor velocidad cuando funciona parcialmente lleno que cuando funciona a toda su capacidad. Esto aparente no proporciona ningún factor de seguridad en los proyectos, porque las condiciones hidráulicas con la velocidad máxima, suelen ser inestables, y el conducto puede funcionar repentinamente a toda su capacidad, con una reducción del caudal, o bajo presión, con el mismo caudal máximo.

La forma más común de tuberías es la circular, pero existen diferentes formas como de sección cuadrada, rectangular, etc. Estos conductos se diferencian en la calidad de paredes; es decir en el grado de rugosidad del contorno. Las tuberías suelen ser de acero, hierro fundido, fibrocemento, cloruro de polivinilo, polietileno o poliéster reforzado con fibra de vidrio. En el proyecto, se recomienda utilizar tuberías rectangulares con una esquina de un elemento tipo campana.

3.2.2 Tuberías lisas

El factor más importante que determina el rendimiento de las tuberías y el flujo de agua en ellas es la naturaleza de su interfaz con los dispositivos de aproximación, que depende en gran medida del terreno. Hay dos tipos principales de conjugación: la introducción de un flujo tranquilo en la estructura y la introducción de un flujo en un estado turbulento. El primer caso de conjugación se denomina plano, ya que es principalmente característico de estructuras planas colocadas con pequeñas pendientes, el segundo caso suele tener lugar en terreno accidentado con pendientes significativas.

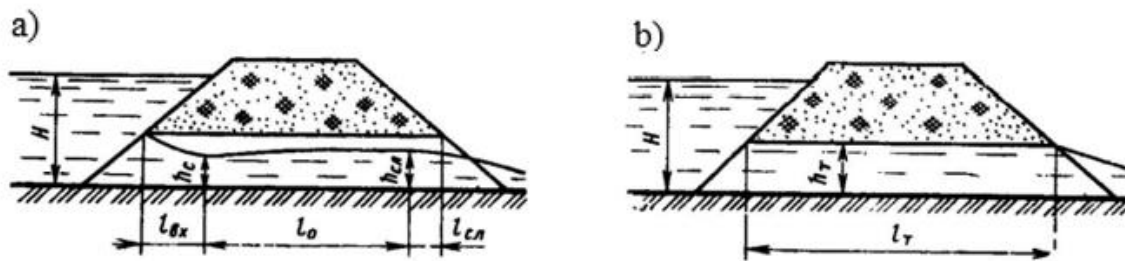
Las tuberías inclinadas se caracterizan por altas velocidades tanto en la tubería como en la salida de la misma, lo que limita el uso completo del caudal y, por lo tanto, se utilizan otras condiciones de entrada para tuberías inclinadas: el uso de pozos de toma de agua en la entrada etc.

El rendimiento de las tuberías también depende de los regímenes de flujo. Existen flujos principales como:

- 1) Sin presión, cuando la sección de entrada no está inundada y el flujo tiene una superficie libre en toda la longitud de la tubería
- 2) Semipresión, cuando la sección de entrada está inundada, es decir, en la entrada, la tubería funciona con una sección completa y el resto del flujo tiene una superficie libre.

En una tubería de bajada, las altas velocidades tanto de entrada como de salida limitan la plena utilización de la capacidad. Se utilizan pozos de entrada, pozos y aliviaderos descargas etc.

Figura 12
Tipos de flujo en tuberías



Nota. Esquemas de flujo de agua en una tubería de semipresión (a) y presión (b). Fuente: (BOLCHENKOV, 1998)

3.2.3 Tubos corrugados

Los tubos corrugados difieren de los tubos lisos en una rugosidad significativamente mayor, que se asocia con la presencia de corrugaciones en su superficie interior. Existen tamaños

estándar de corrugaciones: 130 X 32 mm o 150 X 50 mm, donde son la longitud y la altura de la corrugación, respectivamente. Los tubos corrugados suelen tener bandejas de hormigón liso situadas en perímetro de su sección.

El coeficiente de rugosidad en este caso suele ser de 0,025 y en tubos lisos 0,030. Esta característica conduce a pendientes críticas significativamente mayores de las tuberías corrugadas en comparación con las técnicamente lisas, cuyo valor en las tuberías corrugadas en un modo sin presión alcanza 0,02–0,03. Por lo tanto, para evitar una disminución en la capacidad de desagüe, las pendientes de las tuberías corrugadas no deben ser inferiores a valores desde 0,01.

En cada caso específico, se establece preliminarmente la pendiente crítica de la estructura teniendo en cuenta que, además de la pendiente del terreno, la pendiente de la tubería se asigna a partir de la condición. Si no se observa la condición, el rendimiento de la tubería disminuye.

Los principios generales del cálculo hidráulico de las tuberías corrugadas no difieren significativamente de los principios en los que se basa el cálculo de las tuberías técnicamente lisas; las diferencias están solo en la determinación de características hidráulicas específicas, según las condiciones de resistencia, los tubos corrugados se colocan con pendientes $m < 0,03$, lo que prácticamente corresponde a condiciones planas.

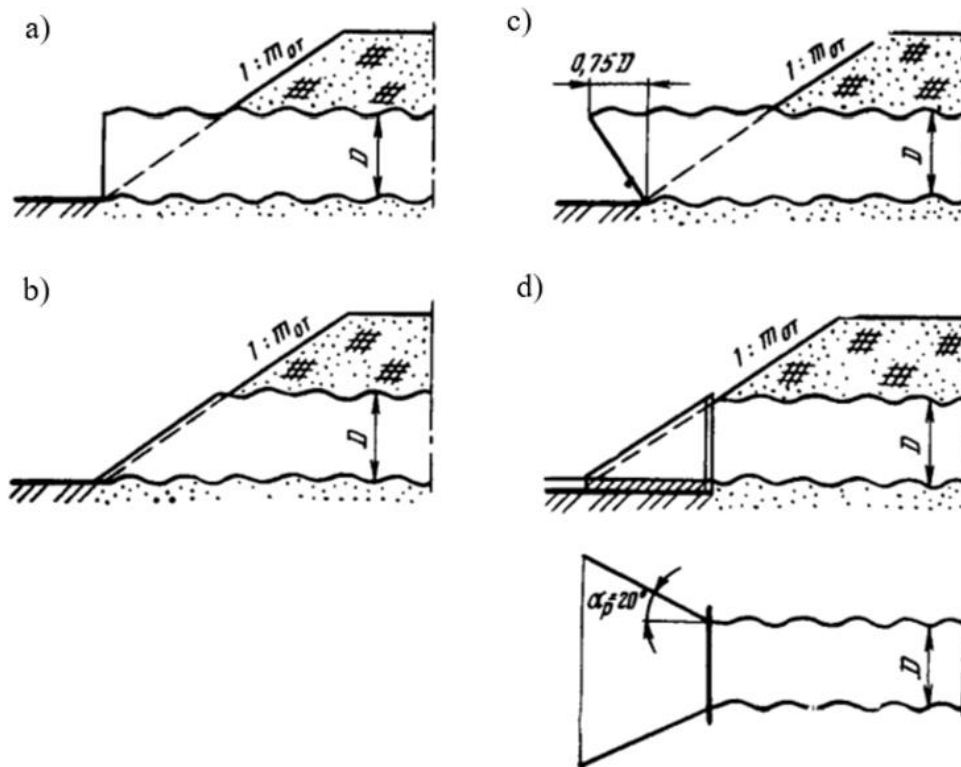
En las tuberías corrugadas son posibles los mismos regímenes de flujo que en las tuberías técnicamente lisas. Al mismo tiempo, se distinguen por un rasgo característico: la capacidad de cargarse con relativa facilidad, es decir, cambiar a un régimen de presión. Además, a diferencia de los tubos corrugados técnicamente lisos, no requieren cabezales especiales para la carga.

El rendimiento de las tuberías a presión es mayor que el de las tuberías a semipresión. Sin embargo, la presencia de ondulaciones conduce a un aumento significativo de la rugosidad de las

tuberías y, en consecuencia, a un aumento de la resistencia hidráulica. Por lo tanto, dependiendo de las condiciones locales, las tuberías corrugadas pueden tener una capacidad tanto mayor como menor que las tuberías lisas similares que funcionan en un modo de semipresión. Los tubos corrugados son racionales sin cabeza con un corte vertical, paralelo a la pendiente del terraplén.

El régimen de flujo sin presión en las tuberías corrugadas, así como en las técnicamente lisas, se mantiene hasta la completa inundación del tramo de entrada, lo que se caracteriza por la condición sin presión y el llenado de tuberías cortas.

Figura 13
Tipos de tubos corrugados



Nota: Tipos de tubos corrugados: a - sin cabeza con un corte perpendicular al eje del tubo; b - con un corte paralelo a la pendiente; c - con una gorra del tipo "campana"; d - con una cabeza en forma de campana. Fuente: (BOLCHENKOV, 1998)

3.3 Coeficiente de caudal

Las tuberías utilizadas en rellenos sanitarios con vertido tienen sus propios coeficientes de flujo, ya que las tuberías están diseñadas para permitir el flujo a través de ellas. Por lo tanto, la mayor diferencia entre los diferentes factores de flujo proviene del tipo de tubería y, por supuesto, el tipo de abertura. Para tuberías rectangulares con ángulos de elementos en forma de campana, en la siguiente tabla 13 se pueden ver los coeficientes de caudal en función de su ángulo.

3.4 Coeficiente de contracción

Las tuberías utilizadas en los rellenos con vertido tienen su propio coeficiente de contracción, ya que es la relación entre la superficie contraída y la superficie del orificio. Su valor numérico para un fluido dado varía con el diámetro y la carga. El coeficiente de contracción disminuye con un diámetro mayor y con una carga creciente.

Tabla 13

Coefficientes de caudales en tuberías

Características hidráulicas de los tubos para ingreso tipo campana con ángulo					
Tipo de sección	Coefficientes de cálculo	$\alpha=0$	$\alpha=10^\circ$	$\alpha=20^\circ$	$\alpha=30 - 45^\circ$
Rectangular	M	0,315	0,36	0,36	0,35
	e_{sp}	0,74	0,76	0,78	0,81
	μ_{sp}	0,58	0,61	0,64	0,68
Circular	m	0,31	0,33	0,33	0,33
	e_{sp}	0,75	0,79	0,79	0,79
	μ_{sp}	0,62	0,66	0,69	0,70

Elaborado por: los autores

3.5 Análisis de relleno con vertido

En el análisis de rellenos con vertido, por lo general son obras que se realizan en vías de tercer orden. En este tipo de aplicación las profundidades del terreno en los tramos aguas abajo pueden ser despreciadas. Para esto se asume que el conducto rectangular opera con llenado completo en el ingreso, es decir con régimen a presión o a semi presión.

- a) Primero se determinará la profundidad de elevación del agua frente al tubo, que opera en régimen a semipresión, utilizando la siguiente ecuación:

$$Q = \mu_{sp} \omega_{const} \sqrt{2g(H_o - \varepsilon_{sp} h_T)} \quad (3.1)$$

$$H_{const} = \frac{Q_{const}^2}{2g\mu_{sp}^2 \omega_{const}^2} + \varepsilon_{sp} h_T \quad (3.2)$$

Donde:

μ_{sp} : Coeficiente de caudal

ε_{sp} : Coeficiente de contracción

ω_{const} : Área de la sección transversal (m²)

Q: Caudal (m³/s)

H_{const} : Profundidad constructiva (m)

h_T : Altura del tubo rectangular de desagüe (m)

H_o : Carga Total (m)

- b) Se analiza la carga ΔH sobre el eje de la cresta H_{const} , con la ecuación:

$$\Delta H = \left(\frac{Q_{ver}}{l_{ver} \cdot m \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (3.3)$$

Donde:

Q_{ver} : Caudal de vertido (m^3/s)

ΔH : Carga sobre el eje de la cresta (m)

L_{ver} : Longitud del tramo con vertido (m)

g : Aceleración de la gravedad (m/s^2)

m : Coeficiente de la tubería

- c) Para determinar los niveles de elevación del agua en el tramo aguas arriba, para el relleno con vertido y para la construcción de desagüe, se igualan las dos ecuaciones, puesto que los dos operan con el mismo NEAAR:

$$NEAAR = Z_{eje} + \Delta H = Z_{ent} + H_{const} \quad (3.4)$$

Por tanto:

$$H_{const} - \Delta H = Z_{eje} - Z_{ent} \quad (3.5)$$

Donde:

NEAAR: Nivel al que se eleva el agua en el tramo aguas arriba

Z_{eje} : Largo de eje de cota (m)

Z_{ent} : Cota de la base del tubo en la entrada (m)

ΔH : Carga sobre el eje de la cresta (m)

H_{const} : Profundidad constructiva (m)

d) Una vez reemplazando H_{const} y ΔH , con las ecuaciones (3.2) y (3.3) anteriormente obtenidas obtiene la siguiente ecuación (3). Resolviéndola por aproximaciones se determina Q_{ver} y a continuación Q_{const} , la cota NEAAR, H_{const} y ΔH .

$$0,055(Q - Q_{ver})^2 - 0,084Q_{ver}^{\frac{2}{3}} = 0 \quad (3.6)$$

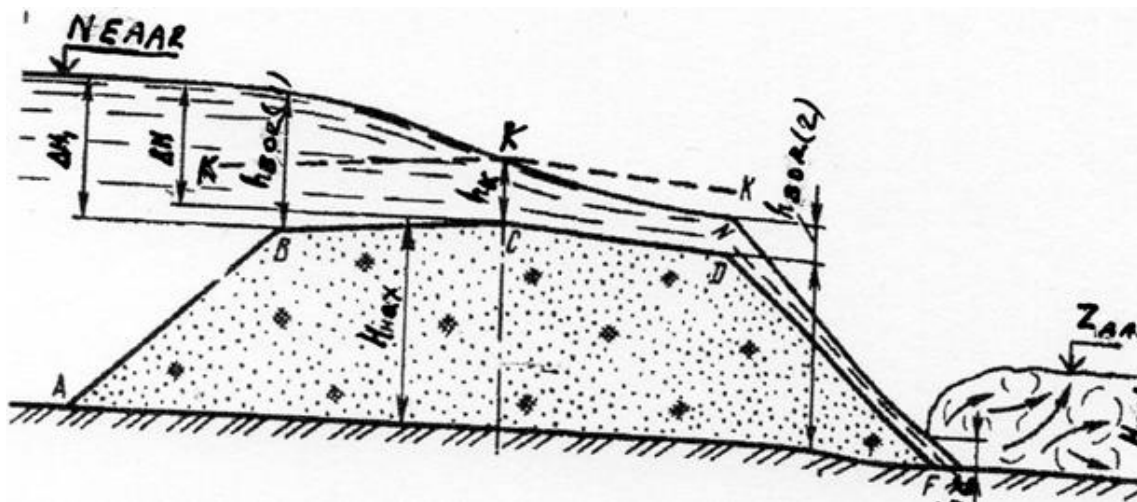
Donde:

Q: Caudal (m^3/s)

Q_{ver} : Caudal de vertido (m^3/s)

Figura 14

Relleno con vertido



Nota. Representa Relleno con vertido. Fuente: (Calero, 2018)

3.5.1 Cálculo de relleno con vertido

Tabla 14*Datos de entrada de relleno con vertido*

DATOS DE ENTRADA		
Vía =	Orden de vía	3 orden
Z_{eje} =	Largo del eje de cota	76 m
Z_{ENT} =	Cota de la base del tubo en la entrada	73 m
L_{ver} =	Longitud del tramo con vertido	25 m
Q_{dis} =	Caudal de diseño	10 m ³ /s
W_{const} =	Área de la sección transversal	1.50 m ²
a =	Angulo de ensanchamiento	20 °
b =	Base del tubo rectangular de desagüe	1.0 m
h_T =	Altura del tubo rectangular de desagüe	1.5 m
μ_{sp} =	Coficiente del caudal	0.64
ε_{est} =	Coficiente de contracción	0.78

Elaborado por: los autores

Tabla 15*Cálculo de relleno con vertido*

CÁLCULOS		
H_{const} =	Forma análoga de la profundidad constructiva	$0.055 * Q_{const}^2 + 1.17$ m
ΔH =	Forma análoga de la carga sobre el eje de la cresta	$0.084 * Q_{ver}^{2/3}$ m
Q_{ver} =	Caudal de vertido	3.9 m ³ /s
Q_{const} =	Caudal constructivo	6.1 m ³ /s
ΔH =	Carga sobre el eje de la cresta	0.21 m
NEAAR =	Nivel al que se eleva el agua en el tramo aguas arriba	76.21 m
H_{const} =	Profundidad constructiva	3.21 m

Elaborado por: los autores

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE ESTRUCTURAS DE ENLACES DE TRAMOS

4.1 Obra de desfogue

Las obras de desfogue transportan los caudales desde un nivel forzado de embalse (NFE), hasta el fondo del río aguas abajo. En consecuencia, la obra de desfogue tiene lugar a la transformación de la energía potencial en energía cinética, que finalmente debe ser disipada.

Debido al desarrollo de altas velocidades de flujo en la obra de desfogue esta debe ser recta, sin ninguna curvatura, está claro que los giros requeridos para direccionar el flujo hacia el río son parte del canal de transición. La obra desfogue puede ser en forma de rápida o de rápida escalonada.

La primera opción generalmente se adopta cuando la pendiente del terreno está comprendida entre $i = 0,10$ y $i = 0,25$, en tanto que la rápida escalonada se adopta cuando la pendiente del terreno en el trayecto de la obra de desfogue está entre 0,25 y 0,40. En caso de pendientes mayores a 0,40 la opción de obra de desfogue es el vuelo de la lámina de agua o salto de esquí.

4.1.1 Análisis de flujo uniforme

El flujo uniforme se establece si la profundidad, el área mojada y la velocidad permanecen constantes. Es decir, la pendiente del fondo del canal, la pendiente de la superficie del agua y la línea de energía son paralelas. Para un flujo laminar uniforme, la componente de la fuerza gravitacional paralela al flujo en cualquier capa laminar es balanceada por la fuerza de fricción (Chow, 1994).

El tramo aguas arriba requerida para establecer un flujo uniforme se denomina zona de transición. En esta zona, el flujo se acelera y cambia. Si el canal es más corto que la longitud

transitoria requerida para las condiciones dadas, no se puede obtener una corriente uniforme. Hacia el extremo aguas abajo del canal, la gravedad puede excederse nuevamente y la resistencia y el flujo vuelve a ser variable.

La fuerza de gravedad es importante en el flujo de superficie libre, ya que la presión en la superficie es constante (generalmente atmosférica), la gravedad es la única fuerza que causa el flujo en estado estacionario. La relación entre la fuerza de inercia y la gravedad se puede expresar en términos de un valor adimensional conocido como número de Froude.

4.1.2 Rápida

Las rápidas son estructuras que sirven para enlazar dos tramos de un canal donde existe un desnivel considerable en una longitud relativamente corta. Usadas para conducir agua desde una elevación mayor a una más baja. Se caracterizan por tener pendientes mayores a la pendiente crítica, lo que determina que el flujo sea supercrítico.

Las rápidas pueden ser de hormigón u hormigón armado y en algunos casos implantadas en roca sin revestimiento. En planta, la rápida debe ser recta a fin de evitar que debido a los giros se produzcan flujos y olas transversales.

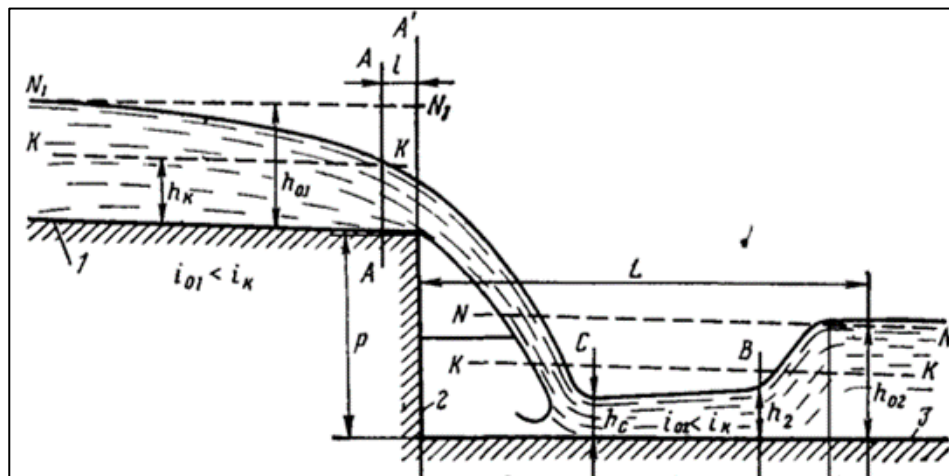
El ancho de la rápida puede ser constante o contraerse en dirección del flujo. Desde el punto de vista hidráulico en la rápida, se desarrolla un flujo uniforme de variación suave que tiene una curva de superficie libre de caída b II. Este flujo puede ser analizado por varios métodos, entre los cuales está de Bahmetyev que se caracteriza por integrar por series la ecuación diferencial del flujo no uniforme de variación gradual y el de Charnomsky que integra la ecuación por diferencias finitas. En el presente proyecto se utiliza el de Charnomsky.

4.1.3 Rápida de un escalón

Las rápidas de un solo escalón se utilizan para interconectar secciones de canales en diferentes niveles. La altura de las rápidas generalmente no supera los 2,5-3 m, ya que a mayor altura es difícil disminuir la energía de la corriente después de una caída. Las rápidas de un solo escalón consisten de una entrada, una pared vertical, inclinada o curvilínea y una sección inicial fija agua abajo.

Figura 15

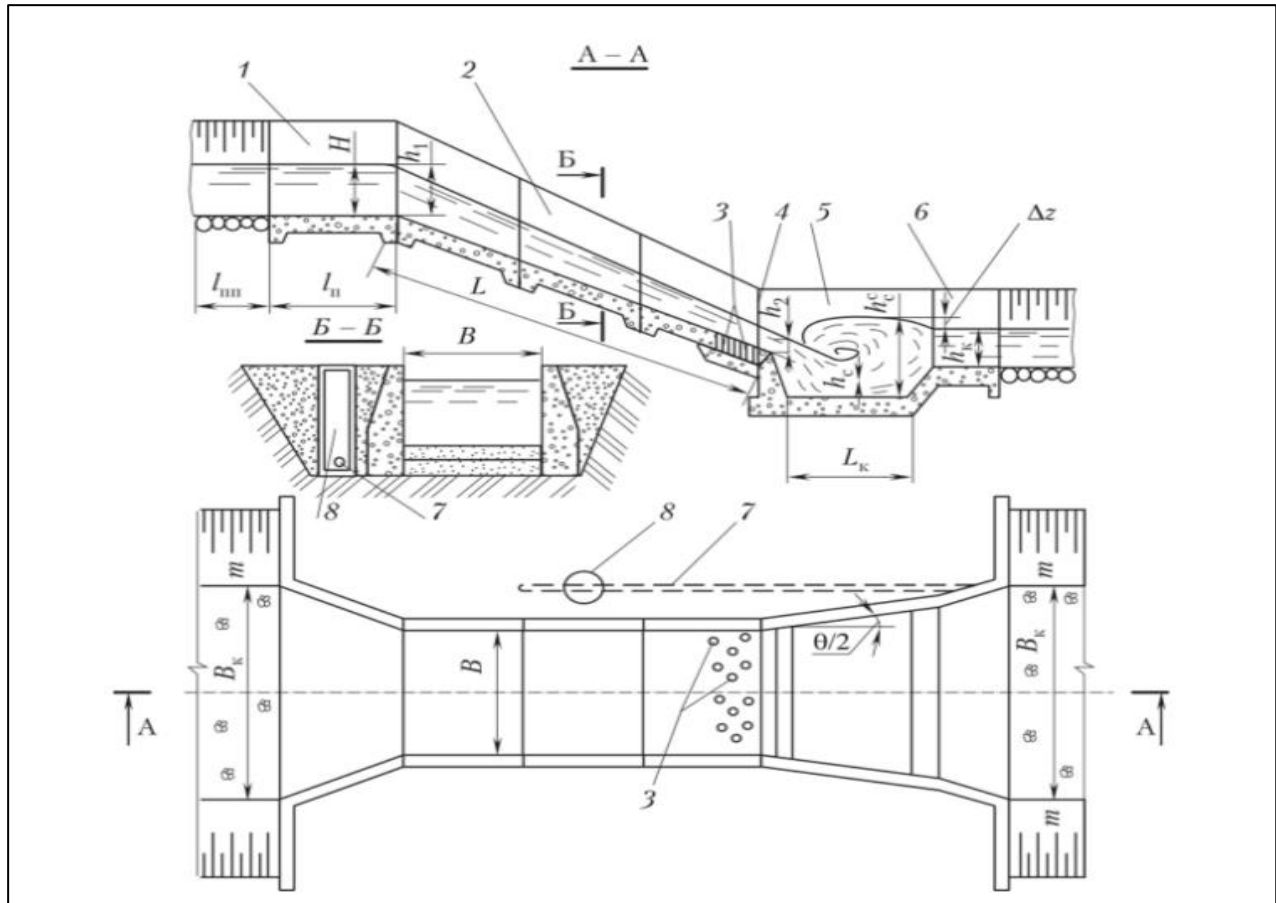
Salto de un escalón



Nota. Representa el flujo subcrítico de un escalón. Fuente: (Calero, 2018)

Figura 16

Rápida de Hormigón



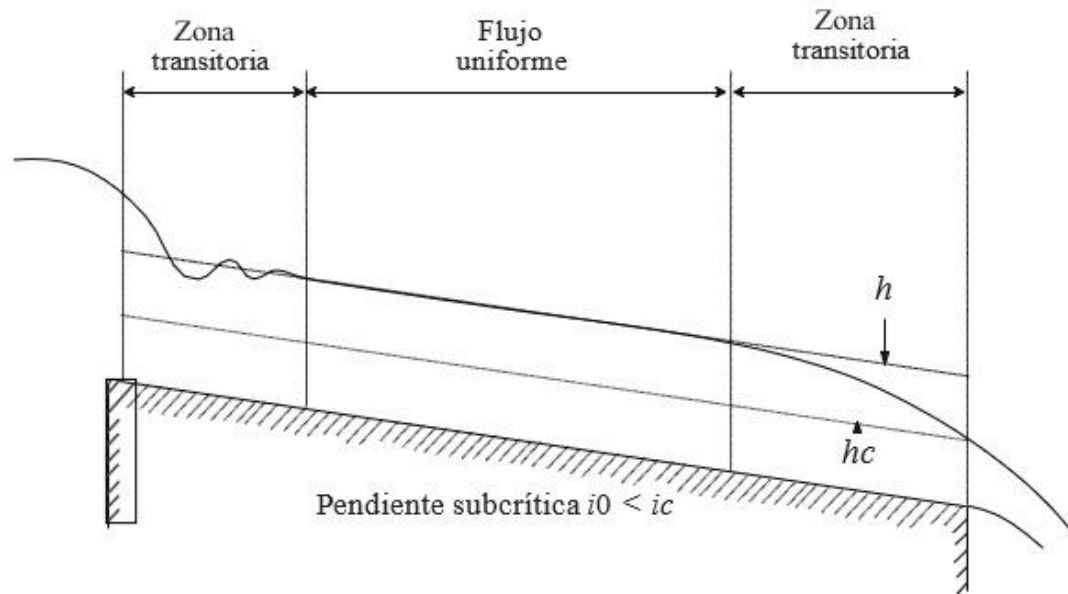
Nota. Representa 1-Entrada; 2- conducción; 3- orificios en las losas; 4- pozo de disipación; 6- salida; 7- drenaje tras el muro lateral; 8-pozo de control. Fuente: (Calero, 2018)

4.1.3.1 Pendiente subcrítica

En la pendiente subcrítica, el agua en la zona de transición aparece ondulante, por lo tanto, su flujo es uniforme en el tramo medio del canal, pero variado en los dos extremos.

Figura 17

Pendiente Subcrítica



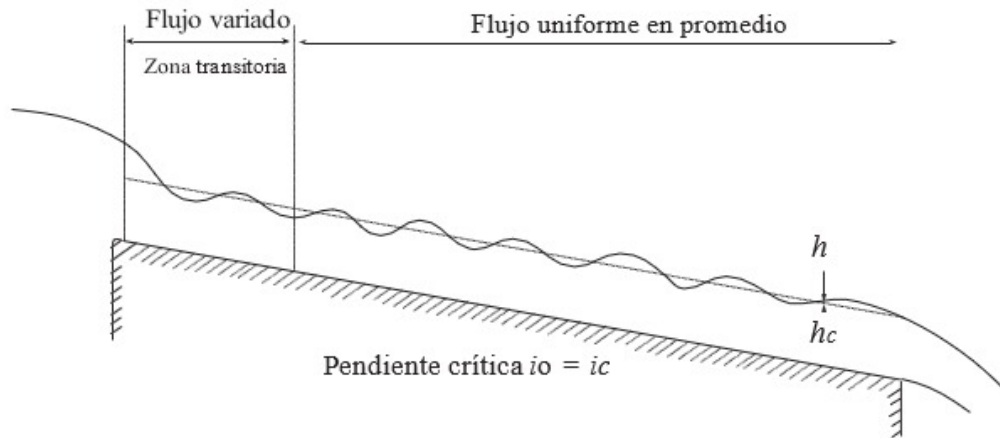
Elaborado por: los autores

4.1.3.2 Pendiente crítica

En la pendiente crítica, la superficie del agua del flujo crítico es inestable. En el tramo intermedio pueden ocurrir ondulaciones, pero en promedio la profundidad es constante y el flujo puede considerarse uniforme.

Figura 18

Pendiente crítica



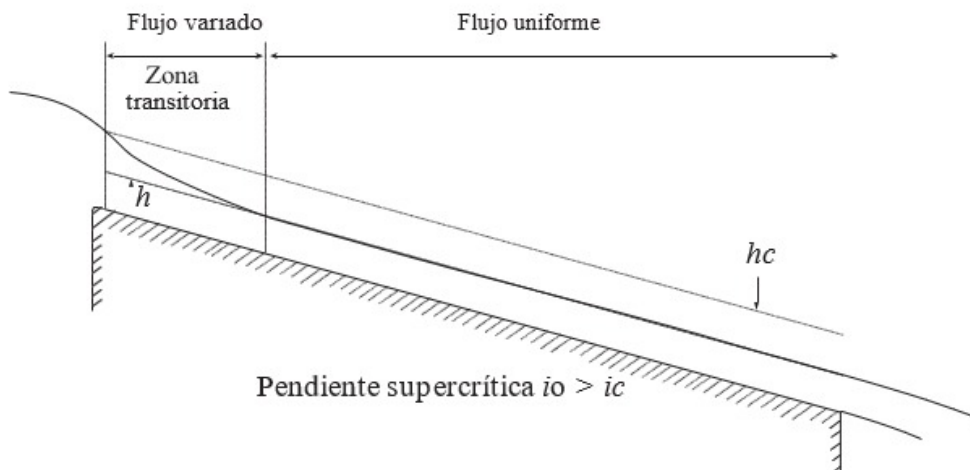
Elaborado por: los autores

4.1.3.3 Pendiente supercrítica

En la pendiente supercrítica, la superficie de agua en la zona transitoria pasa del nivel subcrítico al nivel supercrítico a través de una caída hidráulica gradual. Después de la zona de transición el flujo se aproxima al uniforme.

Figura 19

Pendiente supercrítica



Elaborado por: los autores

Se puede concluir que los flujos uniformes no pueden ocurrir a velocidades muy altas, ya que cuando el flujo uniforme alcanza una cierta velocidad alta, se vuelve muy inestable generando ondas en su superficie, y así el flujo eventualmente se volverá inestable.

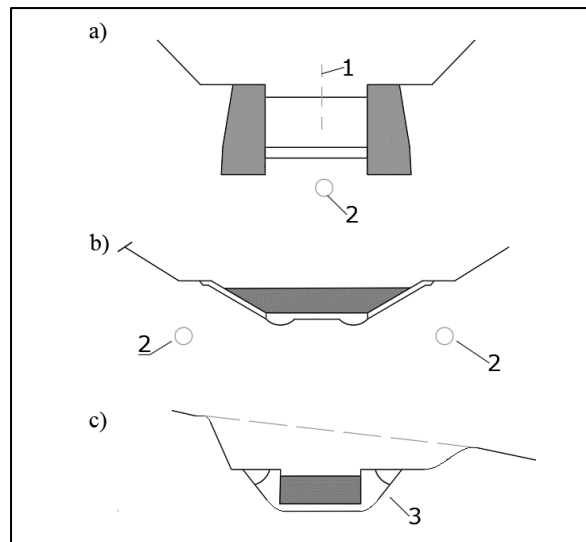
4.1.4 Secciones transversales de una rápida

La sección transversal de la rápida puede ser trapezoidal o rectangular, siendo esta última la más difundida. La rápida longitudinalmente es dividida en tramos por juntas de deformación térmica, ubicados cada 10 -15 metros, estas juntas seccionan a los muros y a la losa. La distancia de entre juntas depende principalmente de las gradientes de temperatura en la zona donde se ubica la rápida y la humedad.

Para recolectar el agua de filtración, se instala drenaje bajo la rápida o a los costados. En la figura en calidad de ejemplo se muestra la sección transversal de una rápida de hormigón armado cimentada en roca.

Figura 20

Secciones Transversales



Nota. Secciones transversales de una rápida. 1- borde; 2- dren; 3-roca Fuente: los autores

4.1.5 Análisis hidráulico de la rápida

El análisis hidráulico de la entrada a la rápida, corresponde al análisis del vertedero de perfil práctico rectangular, de ancho dos veces la profundidad del canal de transición (b) y limitado por muros laterales, este análisis permite determinar la carga Ho' y, a partir de ella la carga geométrica H' , considerando que la velocidad de acercamiento v_o es la velocidad media en el canal; finalmente se determina el alto del muro c' al final del canal de transición, a partir de su profundidad normal.

$$c' = h_o - H' \quad (4.1)$$

Dónde:

c' : Alto del muro (m)

h_o : Profundidad normal (m)

H' : Carga (m)

4.1.5.1 Velocidad media

Cuando la velocidad media en la rápida llega a determinado valor crítico $V = V_{cri}$, se inicia la aireación de la rápida, debido a que el agua capta aire de la atmosfera. Originando a partir de ese momento que fluya una mezcla de agua-aire de densidad menor a la del agua, y así incrementando la profundidad de flujo, este hecho debe ser considerado para el dimensionamiento altimétrico del muro.

$$\bar{v} = \bar{C} * \sqrt{(\bar{R}) * iF} \quad (4.2)$$

Donde:

\bar{v} : Velocidad media (m/s)

\bar{c} : Coeficiente de Chézy media

\bar{R} : Radio Hidráulico (m)

i_{FR} : Gradiente de fricción determinada con la ecuación de Chézy

4.1.5.2 Velocidad crítica

La velocidad crítica a partir de lo que se inicia la aireación del flujo se determina con ecuaciones empíricas obtenidas de diferentes modelos hidráulicos.

4.1.5.3 Grado de aireación

En el trayecto de la rápida en el que se tiene lugar a la aireación del flujo debe ser determinado el grado de aireación, para estimaciones preliminares el coeficiente de aireación alfa debe tomarse de la siguiente tabla.

Tabla 16

Coeficiente de aireación

i	0.1 ÷ 0.2	0.2 ÷ 0.4	0.4 ÷ 0.6
α	1.33	1.33 ÷ 2.00	2.00 ÷ 3.33

Nota: Elaborado por autores

Este coeficiente de aireación se utiliza para recalcular el coeficiente de rugosidad de Manning y obtener el nuevo coeficiente que es utilizada en el análisis hidráulico de la rápida, a partir de la sección en la que inicia la aeración.

4.1.5.4 Modulo del caudal necesario

Se calcula el valor del módulo del caudal necesario (KNEC), a partir de la ecuación 4.3 (KISILYEV, 1982):

$$K_{nec} = \frac{Q}{\sqrt{i}} \quad (4.3)$$

Donde:

Q: Caudal (m³/s)

i: Pendiente del fondo (m³.s⁻¹)

Luego se procede a determinar el módulo del caudal (k), mediante la ecuación

$$K = w * C * \sqrt{R} \quad (4.4)$$

Donde:

w: Sección de flujo (m²)

C: Coeficiente de Chézy (m^{1/2}.s⁻¹)

R: Radio hidráulico (m)

Se comprueba que los valores del módulo del caudal necesario (K_{nec}) y del módulo del caudal (k) sean iguales para que el valor asumido de la profundidad de flujo sea el ideal (h), de no ser iguales los valores (K_{nec}=k) se asume otro valor de la profundidad de flujo (h), y se vuelven a calcular los valores con los pasos anteriores.

4.1.6 Profundidad crítica

La profundidad crítica es favorable en el caso de flujos supercríticos, dado que la profundidad normal es más pequeña. El flujo gradualmente variado a lo largo de la rápida tendrá una profundidad siempre decreciente desde el valor de la profundidad crítica. La profundidad crítica se calcula con la siguiente formula:

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (4.5)$$

Dónde:

h_{cr} : Profundidad crítica (m)

q : Caudal unitario (m^3/s)

g : Aceleración de la gravedad (m/s^2)

4.1.7 Análisis de cálculo por el método de Charnomsky

El análisis hidráulico de la parte de tránsito de la rápida, consiste en construir la línea de superficie libre del flujo de variación suave en la rápida (curva de caída tipo bII), por los métodos establecidos en Mecánica de Fluidos, utilizando por ejemplo el método de Charnomsky que es el procedimiento más sencillo, pero suficientemente validado en la práctica.

La ecuación de Charnomsky como se conoce tiene la siguiente presentación:

$$\Delta L_{12} = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{i - i_{FR}} \quad (4.6)$$

Donde:

ΔL_{12} : Distancia entre las secciones vecinas 1-1 y 2-2 (m)

ϵ_1 y ϵ_2 : Energía específica de sección en las secciones 1-1 y 2-2

i : pendiente del fondo de la rápida

iFR : Gradiente de fricción determinada con la ecuación de Chézy para la sección media entre 1-1 y 2-2.

4.1.7.1 Sección de flujo media

Es el área de la sección transversal del flujo por debajo de la superficie libre.

$$\bar{w} = b * \bar{h} + m * \bar{h}^2 \quad (4.7)$$

Donde:

\bar{w} : Sección de flujo media (m²)

\bar{h} : Profundidad media (m)

b : Ancho de la rápida (m)

m : Coeficiente de descarga

4.1.7.2 Perímetro mojado

Es la longitud de la línea de contacto entre el agua y la superficie mojada del canal.

$$\bar{x} = b + 2 * \bar{h} * \sqrt{m^2 + 1} \quad (4.8)$$

Donde:

\bar{x} : Perímetro mojado medio (m)

\bar{h} : Profundidad media (m)

b: Ancho de la rápida (m)

m: Coeficiente de descarga

4.1.7.3 Radio hidráulico

Es la relación del área Hidráulica entre el perímetro mojado.

$$\bar{R} = \frac{\bar{W}}{\bar{x}} \quad (4.9)$$

Donde:

\bar{x} : Perímetro mojado medio (m)

\bar{W} : Sección de flujo media (m²)

4.1.8 Coeficiente de Chézy

El coeficiente de Chézy que se utiliza en la mayoría de cálculos, se caracteriza por su sencillez y se da a partir de Manning-Strickler, esta fórmula fue estudiada a partir de 7 formulas diferentes basadas en ensayos de Bazin.

$$\bar{C} = \frac{1}{n} * (\bar{R})^{1/6} \quad (4.10)$$

Donde:

\bar{C} : Coeficiente de Chézy

\bar{R} : Radio Hidráulico (m)

n: Coeficiente de Rugosidad

4.1.9 Coeficiente de rugosidad de Manning

Para determinar el coeficiente de rugosidad (n) se debe estimar la resistencia al flujo en un canal determinado, lo cual realmente es un asunto intangible de conocer. Por lo cual se recomienda determinar su valor mediante una tabla de valores estimados a partir de las velocidades en la sección transversal de un canal y los datos de velocidad o de rugosidad.

Figura 21

Valores del coeficiente de rugosidad

DESCRIPCION	"n"
TUBOS DE HORMIGON	0.012
Tubos de metal corrugado o tubos en arco:	
a) Simple o revestido	0.024
b) Solera pavimentada	0.019
Tubo de arcilla vitrificada	0.012
Tubo de hierro fundido	0.013
Alcantarilla de ladrillo	0.015
Pavimento asfáltico	0.015
Pavimento de hormigón	0.014
Parterre de césped	0.05
Tierra	0.02
Grava	0.02
Roca	0.035
Areas cultivadas	0.03-0.05
Matorrales espesos	0.07-0.14
Bosques espesos-poca maleza	0.10-0.15
Cursos de agua	
a) Algo de hierba y maleza-poco o nada de matorrales	0.03-0.035
b) Maleza densa	0.035-0.05
c) Algo de maleza-matorrales espesos a los costados	0.05-0.07

Nota. Coeficiente de rugosidad Fuente: (MTO, 2013)

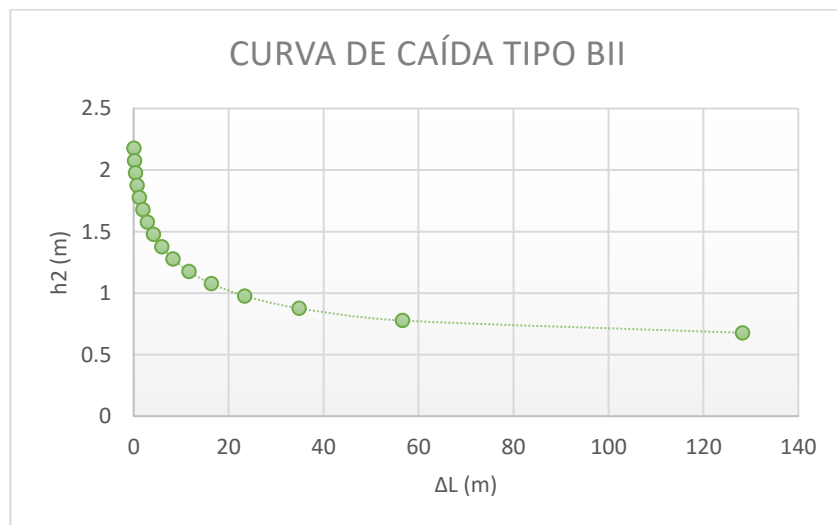
Es importante recordar que, en la deducción de la ecuación de Charnomsky, la sección 1-1 se encuentra aguas arriba de la sección 2-2. La construcción de la línea de superficie libre permite conocer la profundidad del flujo al final de la rápida.

Esta profundidad es necesaria para el análisis de la parte final de la rápida, particularmente del proceso de disipación de energía. El análisis de la parte final de la rápida o de enlace con el río es semejante al análisis del proceso de disipación al pie de un vertedero tipo Creager y su objetivo fundamental es excluir la posibilidad de resalto hidráulico desplazado e incluye el dimensionamiento del pozo de disipación o de los muros de disipación. En ocasiones el esquema de disipación puede ser mixto (pozo y muros).

Para el dimensionamiento preliminar, el espesor de la losa puede asumirse entre (0.40 ÷ 1.00) m, para caudales unitarios de no superen los 20 m³/s-m. Para caudales superiores a este valor se adoptan espesores mayores a 1m.

Figura 22

Curva de caída tipo BII



Elaborado por: los autores

4.1.10 Obra de disipación al pie de la rápida

Como se ha indicado anteriormente la rápida se caracteriza por acumular permanentemente a lo largo del flujo la energía cinética que, finalmente debe ser disipada cuando la rápida termina en el fondo del río.

Las alternativas más difundidas de la obra de disipación al final de una rápida son los pozos y muros de disipación.

4.1.11 Pozo de disipación

El dimensionamiento hidráulico del pozo de disipación al pie de la rápida es similar al procedimiento utilizado en mecánica de fluidos para el caso de vertederos, es decir:

- a) Se determina la profundidad contraída (hc) al pie de la rápida como resultado de la construcción de la línea de superficie. (línea de caída tipo b II).

$$E_{01} = hc + \frac{q^2}{hc^2 * 2g * \varphi^2} \quad (4.11)$$

Donde:

hc : Profundidad Contraída (m)

q : Caudal unitario (m^3/s)

g : Aceleración de la gravedad (m/s^2)

E_{01} : Energía específica (m)

φ : Coeficiente

b) Se asume que el resalto hidráulico inicia en la sección c-c, y que, por siguiente, la primera conjugada es igual a la profundidad contraída. ($h' = h_c$).

c) Se determina la segunda conjugada (h'')

$$h'' = 0,5 * h' * \left[\sqrt{1 + 8 * \left(\frac{h_{cr}}{h'}\right)^3} - 1 \right] \quad (4.12)$$

Donde:

h'' : Profundidad de la segunda Conjugada (m)

h' : Profundidad de la primera conjugada (m)

h_{cr} : Profundidad crítica (m)

d) Se compara la segunda profundidad conjugada con la profundidad del agua en el río correspondiente al caudal de diseño. Esta profundidad se obtiene de la curva de descarga del río en la sección considerada.

$$\frac{h_o}{h''} = (1 \div 1.1) \quad (4.13)$$

e) En caso de que la segunda conjugada resulte ser mayor a la profundidad del río, el resalto es desplazado y, por consiguiente, se requiere pozo de disipación.

$$(h'' > h_o) \quad (4.14)$$

f) Se determina la profundidad del pozo de disipación por aproximaciones sucesivas.

g) La profundidad del pozo de disipación que se adopta es aquella que excluye el desplazamiento del resalto y permite tener un resalto ligeramente sumergido.

4.2 Rápida escalonada

El diseño de canales escalonados ha sido desarrollado por más de 3 milenios (Chanson, 1995). Es la segunda alternativa u opción de la obra de desfogue. Está constituida por escalones constructivamente similares, formados por muros frontales, muros laterales y losas. Se caracteriza por disipar la energía cinética excedente en cada escalón y, por consiguiente, en su trayecto no se acumula energía.

En las últimas décadas, los perfiles escalonados a más de ser construidos en vertederos de excesos presas, también son estructuras de drenaje vial en zonas donde existen cambios considerables de pendiente y se vuelve necesaria la disipación de energía, para así evitar la erosión de cauces naturales, en plantas de depuración o en cursos de aguas artificiales o naturales.

Las rápidas escalonadas se utilizan para secciones de canales en estructuras con grandes diferencias de elevación para evitar flujos altos. Para reducir los movimientos de tierras, se construye las rápidas escalonadas en el perfil de la superficie de la tierra, es decir, la relación entre la altura de la caída y la longitud del escalón debe ser aproximadamente igual a la pendiente promedio del terreno. Para ello, con grandes pendientes del terreno, los escalones se hacen lo más cortos posible, horizontales, y en ocasiones incluso con pendiente inversa.

En la construcción de carreteras, generalmente las pendientes longitudinales de los escalones son rectas. La longitud del escalón se determina, a partir de la condición de que al final de cada escalón, la energía cinética sea la misma e igual a la energía cinética al final de la sección de entrada. Para ello, es necesario que en el escalón final del tramo con movimiento variable suave la profundidad sea igual a la crítica. Los escalones deben tener una pendiente positiva para que el

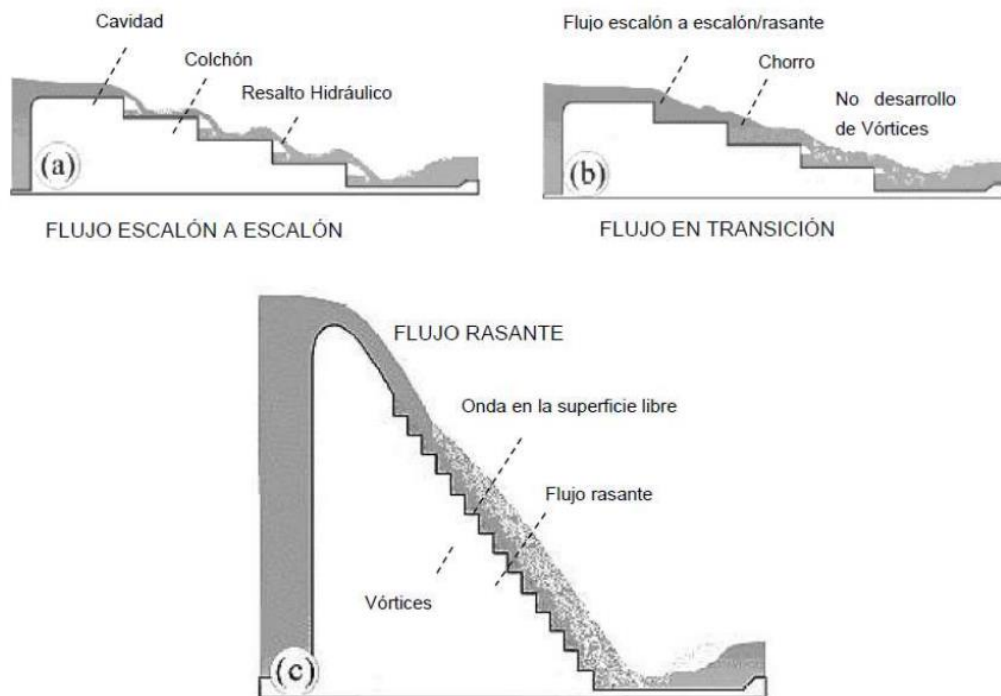
agua no permanezca sobre ellos. Con una pendiente inversa, se dispone una ranura a lo largo del escalón.

4.2.1 Tipos de flujo sobre una rápida escalonada

Como se ha mencionado anteriormente, el flujo de las obras de desfogue depende de ciertas características que tiene la estructura, como es la pendiente, la geometría de los escalones y el caudal. En el caso de las rápidas escalonadas existe tres tipos de vertidos; flujo de escalón en escalón (napple flow) para caudales pequeños, flujo de transición para caudales intermedios y flujo rasantes (skimming flow) para caudales mayores. (Chanson, 1995).

Figura 23

Tipos de flujo escalonadas



Nota. Tipos de flujo de escalón. Fuente: Pfister and Hager (2011)

Es importante el estudio del flujo sobre una rápida escalonada, ya que se puede comprobar que la cantidad de energía disipada es relativa a su tipo de vertido. Por lo cual el flujo a ser analizado en este proyecto será de flujo rasante.

4.2.1.1 Flujo de escalón a escalón

El flujo escalón a escalón se utiliza en caudales pequeños, se caracteriza por tener una serie de saltos en cada escalón, desde la parte superior hasta el escalón en la parte inferior. La disipación de energía ocurre cuando el flujo de agua se rompe en el aire, debido al choque en la cara horizontal del escalón o por la formación de resalto hidráulico en sus escalones. Las rápidas escalonadas tienden a tener la formación del resalto hidráulico cuando sus pendientes son menores y caudales pequeños.

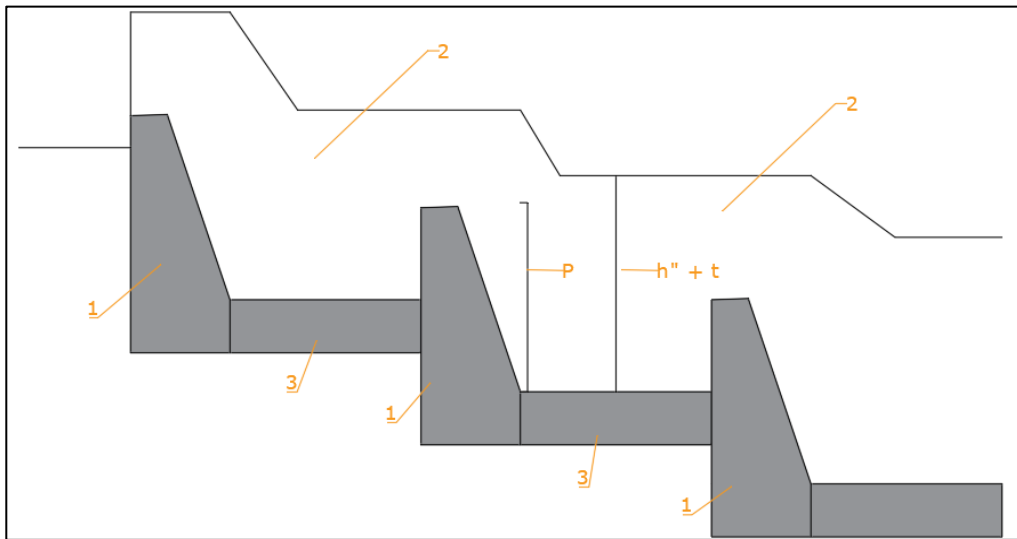
El diseño de las rápidas escalonadas puede variar en el diseño geométrico para tener diferentes variables en cada escalón y asegurar el resalto. Las presiones y sus fluctuaciones son aspectos muy importantes que influyen en el comportamiento dentro de una rápida escalonada, por ello la ventilación es esencial para evitar inestabilidades en la estructura. (Chanson, 1995)

4.2.2 Análisis hidráulico de las rápidas escalonadas

El análisis hidráulico se realiza para el primer escalón (tiene condiciones propias de acercamiento), para el último escalón (tiene condiciones propias aguas abajo) y para el segundo escalón que tiene condiciones de operación semejantes a las de los restantes escalones. Las rápidas escalonadas están constituidas por losas, muros frontales y muros laterales.

Figura 24

Rápidas escalonadas con muro



Nota. Rápidas escalonadas constituidas. 1- Muro Frontal; 2- Muro lateral; 3- Losas. Fuente: Por los autores

4.2.3 Numero de escalones

El número de escalones se obtiene dividiendo la diferencia del nivel de la cresta del muro o vertedero al final del canal de transición y el nivel del fondo del río en el sitio de restitución de los caudales, es decir al final de la rápida escalonada.

$$\#esc = \frac{\Delta z}{P} \quad (4.15)$$

Donde:

#esc: Número de escalones

Δz : Diferencia de niveles (m)

P: Altura del escalón de la rápida escalonada (m)

4.2.4 Primer escalón

La particularidad del primer escalón radica en su contacto con el canal de transición, es decir en las condiciones de disipación. El alto de los escalones (P) generalmente se adopta de (2 - 2.5) metros, pudiendo llegar en algunos casos de laderas estables rocosas o semi-rocosas hasta 3-4 metros.

Desde el punto de vista hidráulico la parte superior de cada muro frontal trabaja como un vertedero de perfil práctico rectangular no sumergido. El alto de este deber ser el suficiente para que el resalto hidráulico tenga lugar en cada escalón si desplazamiento. El valor se determina por el mismo procedimiento establecido para los muros de disipación.

4.2.5 Profundidad contraída

En el análisis hidrodinámico de una rápida escalonada consiste en determinar la profundidad contraída al pie del escalón, asumir que esta es primera conjugada y a continuación determinar la segunda conjugada.

$$E_{01} = hc + \frac{q^2}{hc^2 * 2g * \varphi^2} \quad (4.16)$$

Donde:

hc: Profundidad Contraída (m)

q: Caudal unitario (m³/s)

g: Aceleración de la gravedad (m/s²)

E_{01} : Energía específica (m)

φ : Coeficiente

A continuación, se determina la segunda conjugada

$$h'' = 0,5 * h' * \left[\sqrt{1 + 8 * \left(\frac{h_{cr}}{h'}\right)^3} - 1 \right] \quad (4.17)$$

Donde:

h'' : Profundidad de la segunda Conjugada (m)

h' : Profundidad de la primera conjugada (m)

h_{cr} : Profundidad crítica (m)

4.2.6 Altura del escalón

$$h_{esc1} = P + C' + 0,5(h_{cr}) \quad (4.18)$$

Donde:

h_{cr} : Profundidad crítica (m)

P: Altura adoptada del escalón (m)

C' : Altura (m)

4.2.7 Longitud de vuelo

El análisis hidromecánico de los 3 escalones indicados incluye la determinación de la longitud del escalón donde tiene lugar la disipación de energía.

$$L_v = v_{cr} * \sqrt{\frac{2 * h_{esc1}}{g}} \quad (4.19)$$

Donde:

L_v : Longitud de vuelo (m)

v_{cr} : Velocidad crítica (m/s)

h_{esc1} : Altura del escalón (m)

g : Aceleración de la gravedad (m/s^2)

4.2.8 Longitud del resalto

Es necesario lograr que la profundidad de agua aguas abajo sea igual a la profundidad de la segunda conjugada y una longitud tal que permita desarrollarse en ella el resalto hidráulico no desplazado o ligeramente sumergido, se lo determina mediante el menor valor de las siguientes expresiones.

$$L_R = 4,5 * h'' \quad (4.20)$$

$$L_R = 2,5 * (1,9 * h'' - h') \quad (4.21)$$

$$L_R = 5 * (h'' - h') \quad (4.22)$$

Donde:

L_R : longitud de resalto. (m)

h'' : profundidad de la segunda conjugada. (m)

h' : profundidad de la primera conjugada (m)

Para la obtención de la longitud total del escalón (L_{esc}) sumamos la longitud de vuelo con la longitud del resalto.

Se determina la carga (H) y la altura del muro de disipación (C)

$$H = H_0 - \frac{V_0^2}{2 * g} \quad (4.23)$$

$$C' = h'' - H \quad (4.24)$$

Donde:

H : Carga (m)

H_0 : Carga Total (m)

v_0 : Velocidad de acercamiento (m/s)

C' : Altura del escalón (m)

h'' : Segunda conjugada (m)

4.2.9 Último escalón

Se determina la profundidad contraída (hc) al pie de la rápida escalonada.

$$E_{01} = hc + \frac{q^2}{hc^2 * 2g * \varphi^2} \quad (4.25)$$

Donde:

E_{01} : Energía específica (m)

hc : Profundidad Contraída (m)

q : Caudal unitario (m^3/s)

g: Aceleración de la gravedad (m/s²)

φ: Coeficiente

Se asume la primera conjugada es igual a la profundidad contraída.

$$h' = hc \tag{4.26}$$

Se determina la segunda conjugada (h'').

$$h'' = 0,5 * h' * \left[\sqrt{1 + 8 * \left(\frac{h_{cr}}{h'} \right)^3} - 1 \right] \tag{4.27}$$

Donde:

h'': Profundidad de la segunda Conjugada (m)

h': Profundidad de la primera conjugada (m)

h_{cr}: Profundidad crítica (m)

Se compara la segunda profundidad conjugada con la profundidad del agua en el río correspondiente al caudal de diseño. Esta profundidad se obtiene de la curva de descarga del río en la sección considerada.

$$\frac{h_o}{h''} = (1 \div 1.1) \tag{4.28}$$

En caso de que la segunda conjugada resulte ser mayor a la profundidad del río, el resalto es desplazado y, por consiguiente, se requiere pozo de disipación.

$$(h'' > h_o) \tag{4.29}$$

4.2.10 Espesor de losa

El espesor de la losa de fondo en los escalones se determina sobre la base del análisis de su trabajo mecánico. Para dimensionamiento preliminar dicho espesor en metros puede ser adoptado por la siguiente expresión:

$$\delta = 0,25 \sqrt{q * \sqrt{p}} \quad (4.30)$$

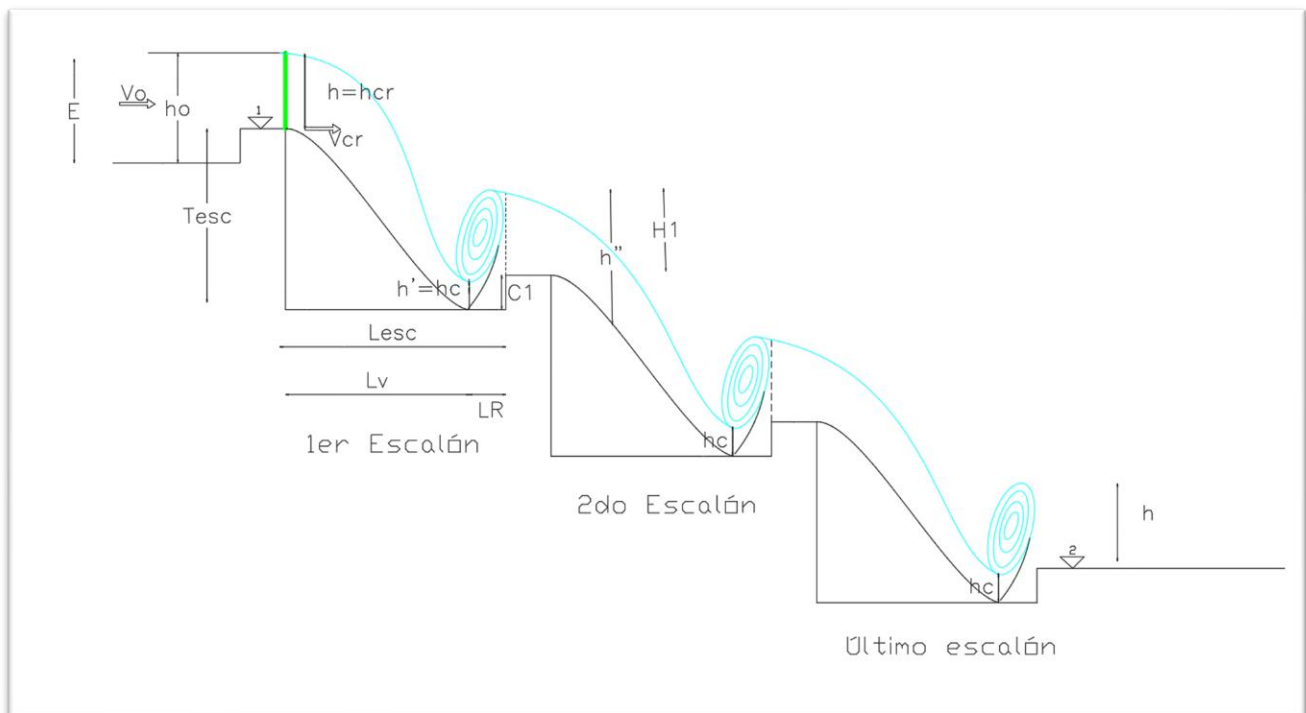
Donde:

q : Caudal unitario (m^3/s)

p : Alto del escalón (m)

Figura 25

Análisis de Rápida escalonada



Elaborado por: los autores

4.3 Formulación y aplicación del algoritmo para el análisis hidráulico de los enlaces de tramo (rápida de un escalón y rápidas escalonadas de escalón a escalón)

En el presente capítulo se formula y aplica el algoritmo para el análisis hidráulico de las rápidas y rápidas escalonadas, con la variación de ciertos parámetros que han sido establecidos anteriormente en el capítulo. La aplicación del algoritmo ha permitido establecer los casos en los que es necesario realizar estructuras que ayuden al adecuado drenaje vial.

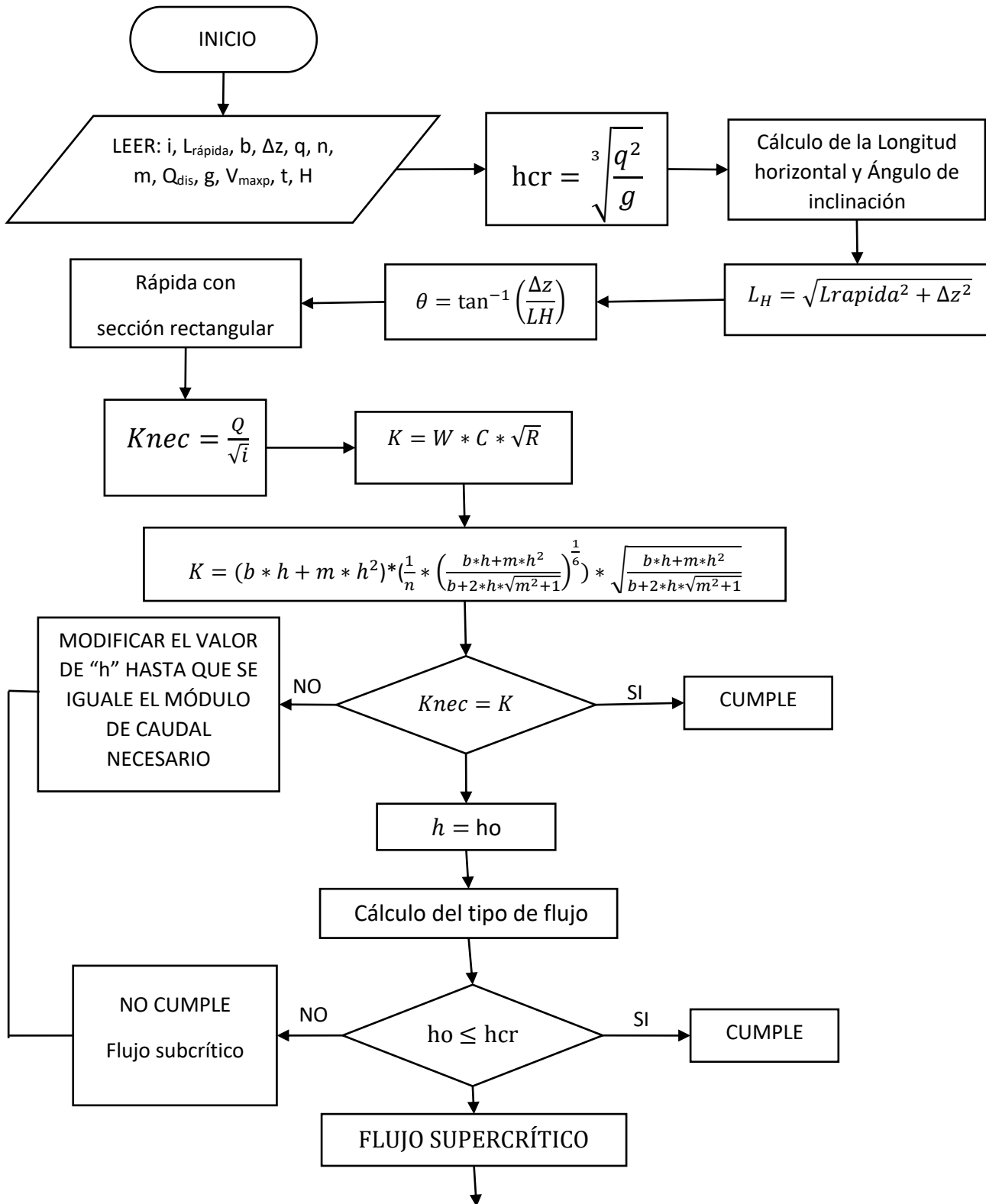
4.3.1 Aplicabilidad del algoritmo de la rápida de un escalón

En la aplicación del siguiente algoritmo se manejarán los siguientes rangos, para el ancho de la rápida de (1 – 5) m, el caudal de diseño entre (5 – 75) m³/s, la longitud de la rápida de (50 – 200) m, su desnivel entre escalón al final y en el fondo del río esta entre (5 – 10) m, la altura del borde libre de (2 – 5) m.

4.3.2 Aplicabilidad del algoritmo de rápidas de escalón a escalón

En la aplicación del siguiente algoritmo se manejarán los siguientes rangos, para el caudal de diseño entre (5 – 100) m³/s, la altura del escalón de (2 – 2.5) m, altura del muro del escalón de (1 – 3) m.

4.3.3 Selección y análisis de obras de desfogue (Rápida de un escalón)



CONSTRUCCIÓN DE LA CURVA DE CAIDA TIPO BII

Análisis de cálculo por el método de Charnomsky

$$\begin{aligned} h1 &= hcr - \Delta H m & h2 &= h1 - \Delta H m \\ w1 &= b * h1 + m * h1^2 & w2 &= b * h2 + m * h2^2 \\ E1 &= h1 + \frac{Q^2}{(w1^2) * 2g} & E2 &= h2 + \frac{Q^2}{(w2^2) * 2g} \end{aligned}$$

$$\Delta E = E2 - E1$$

Cálculo de Energía Específica

Profundidad Media

$$\bar{h} = \frac{h1 + h2}{2}$$

Sección de flujo media

$$\bar{w} = b * \bar{h} + m * \bar{h}^2$$

$$\bar{R} = \frac{\bar{w}}{\bar{x}}$$

Radio Hidráulico

$$\bar{x} = b + 2 * \bar{h} * \sqrt{m^2 + 1}$$

Perímetro Mojado

Coefficiente de Chézy

$$\bar{C} = \frac{1}{n} * (\bar{R})^{1/6}$$

Gradiente de Fricción

$$i_F = \frac{Q^2}{(\bar{w}^2) (\bar{C}^2) (\bar{R})}$$

$$\Delta l = \frac{\Delta E}{i - i_F}$$

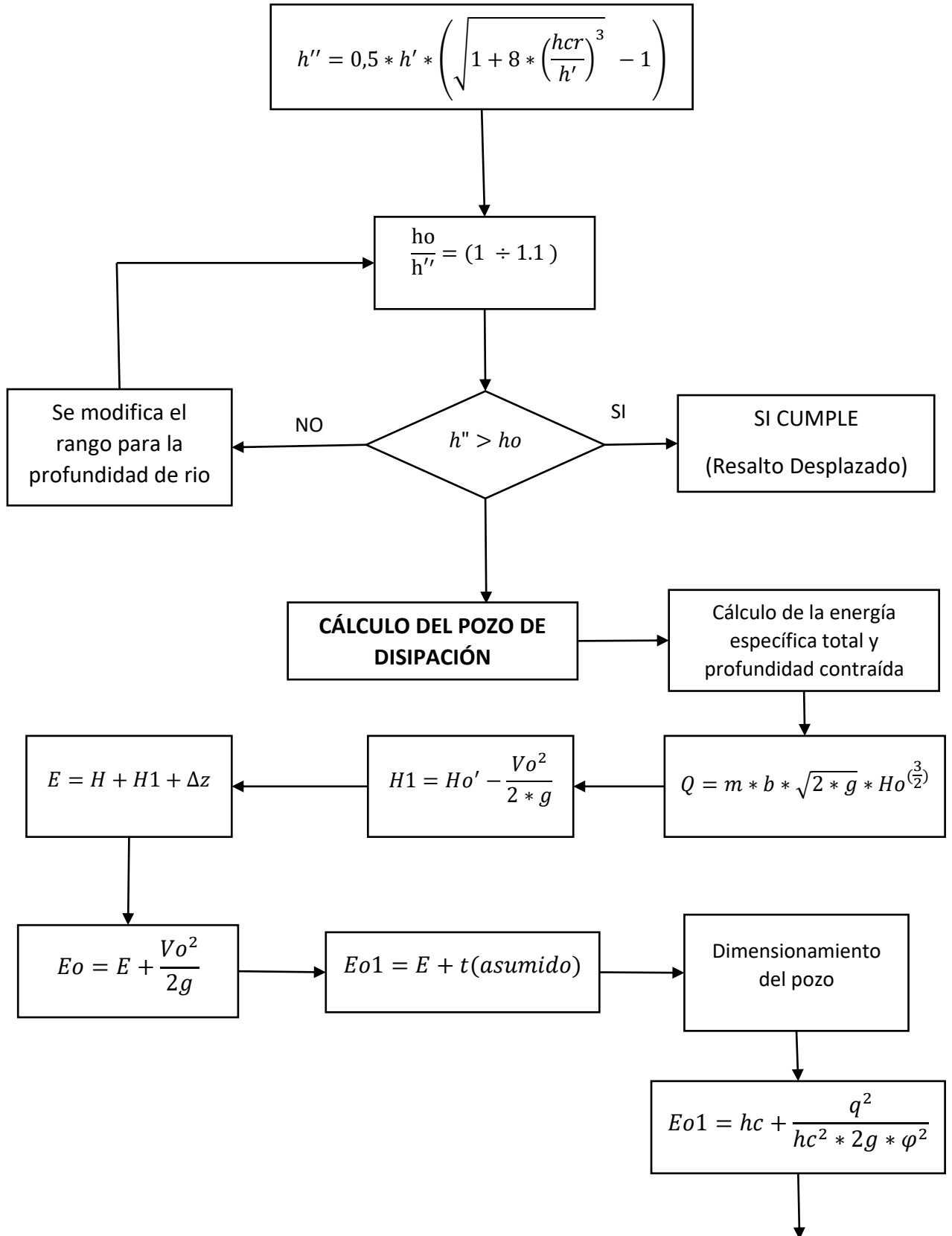
Distancias entre las secciones

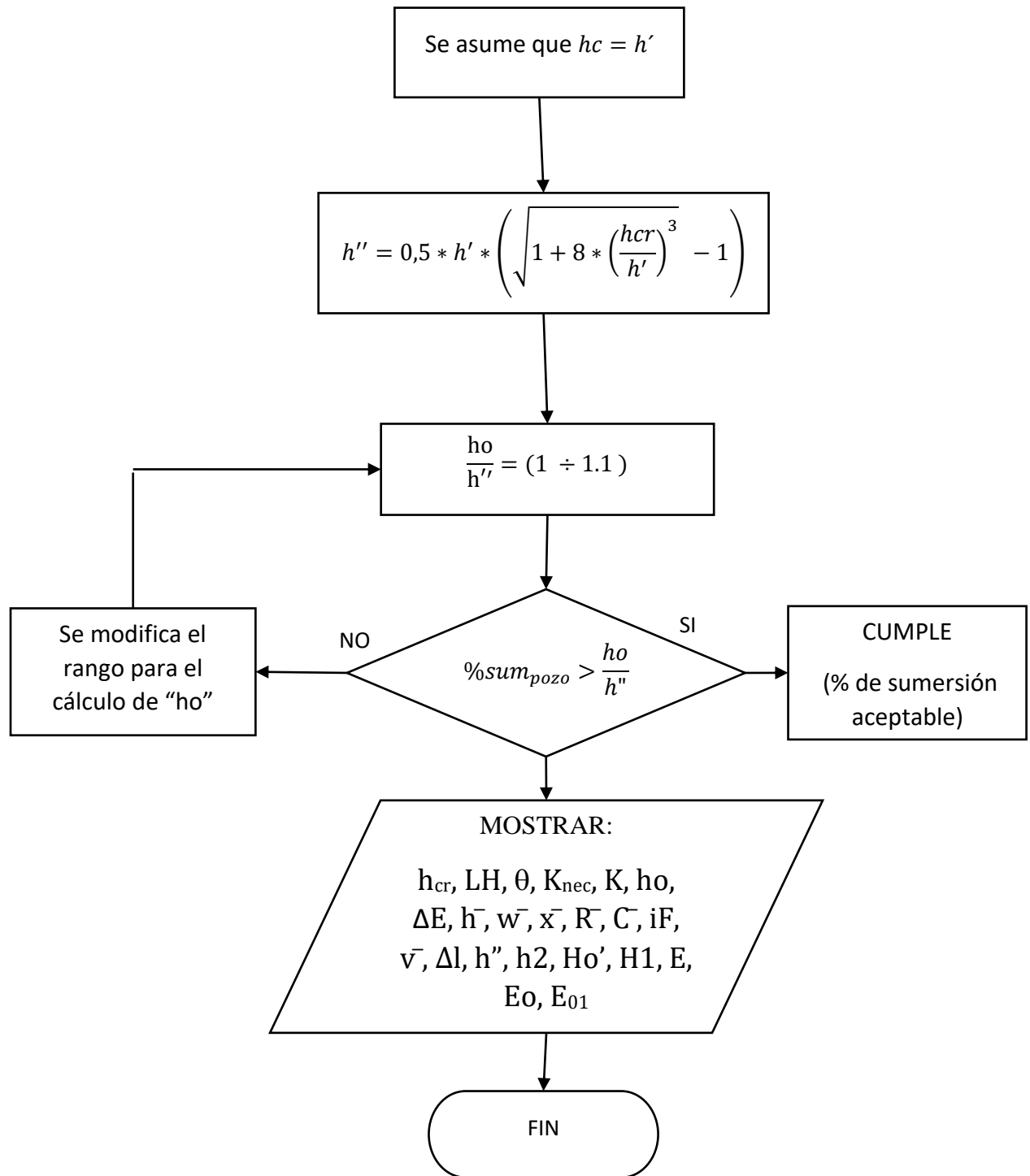
$$\bar{v} = \bar{C} * \sqrt{(\bar{R}) * i_F}$$

Velocidad Media

Se realiza el análisis hasta que su valor se acerque a la longitud de la rápida.

Cálculo de la profundidad de la segunda conjugada (asumimos $h2 = h'$)





Elaborado por: los autores

4.3.4 Corrida de algoritmo de rápida de un escalón

Tabla 17

Datos de entrada del algoritmo de rápida de un escalón

DATOS DE ENTRADA		
b =	Ancho de la rápida	2.5 m
$\Delta z =$	Desnivel entre el escalón al final y el fondo del río	6 m
n	Coefficiente de rugosidad	0.02
Q_{dis} =	Caudal de diseño	50 m ³ /s
q =	Caudal unitario	20 m ³ /s
m	Coefficiente de descarga	0.43
V_{max.perm} =	Velocidad máxima permisible	1.0 m/s
t =	Altura del borde libre	3 m
g =	Aceleración de la gravedad	9.81 m/s ²
H =	Carga	4 m
i	Pendiente del terreno	0.25
L_{rápida} =	Longitud de la rápida	100 m

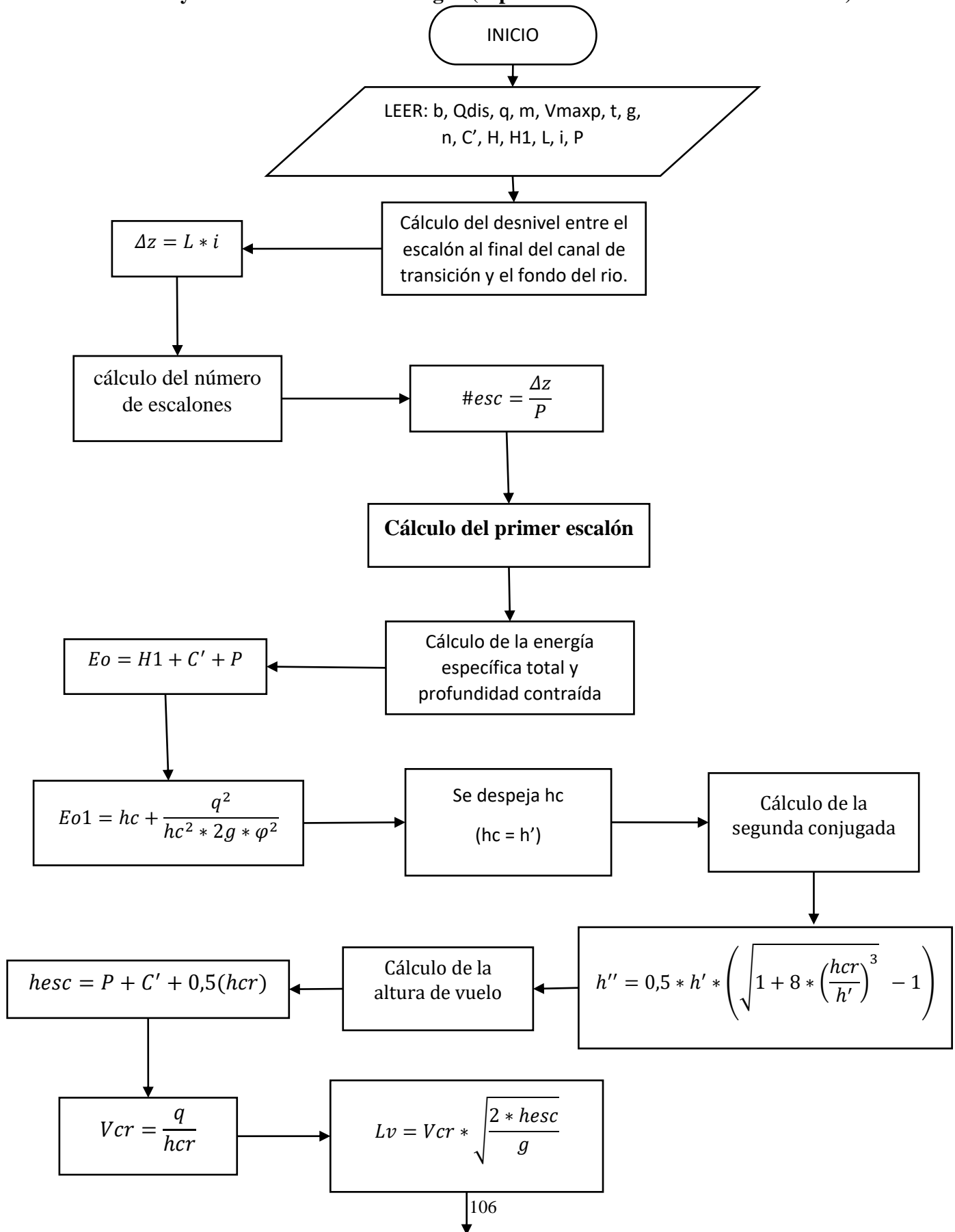
Elaborado por: los autores

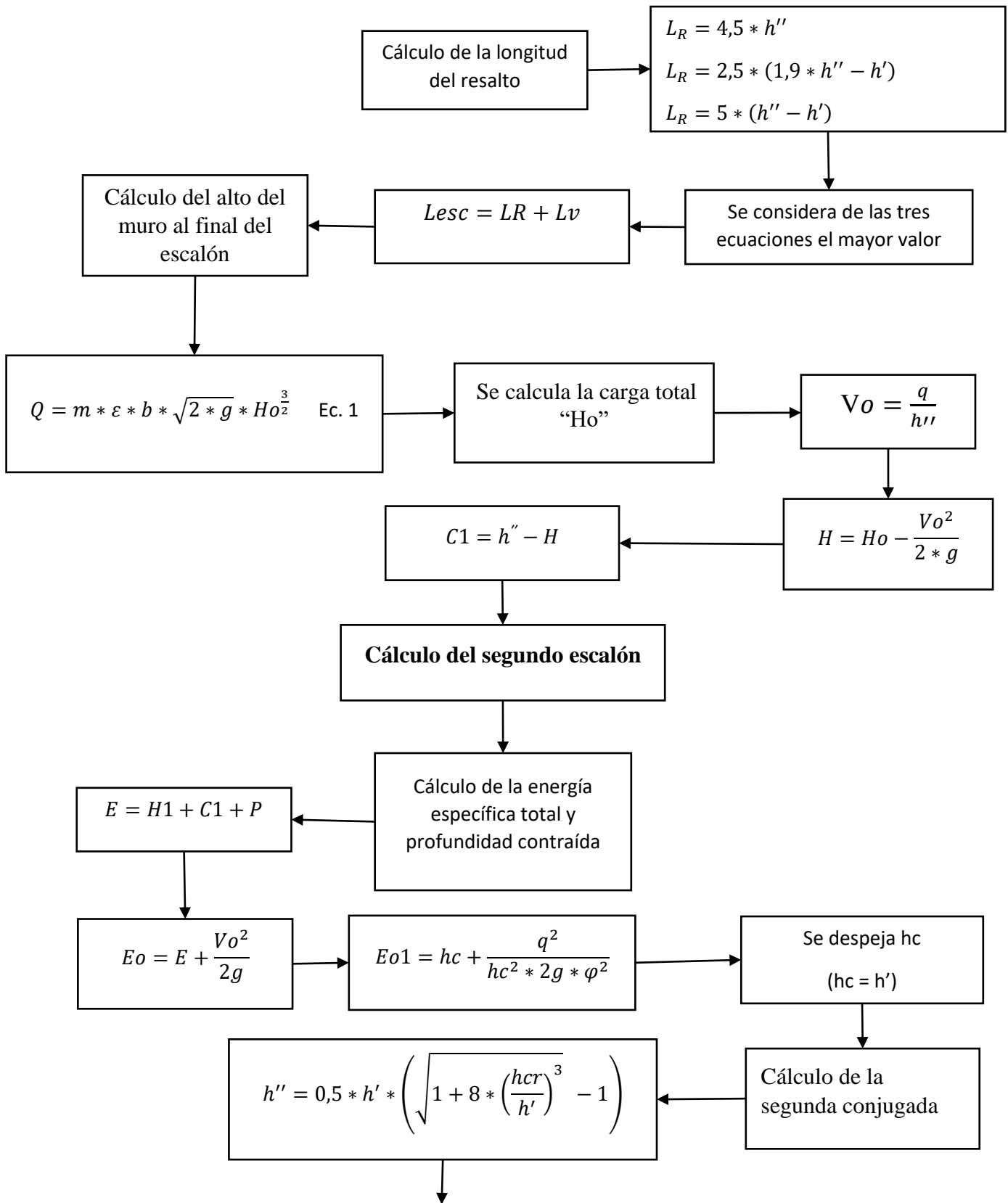
Tabla 18*Cálculo del algoritmo de rápida de un escalón*

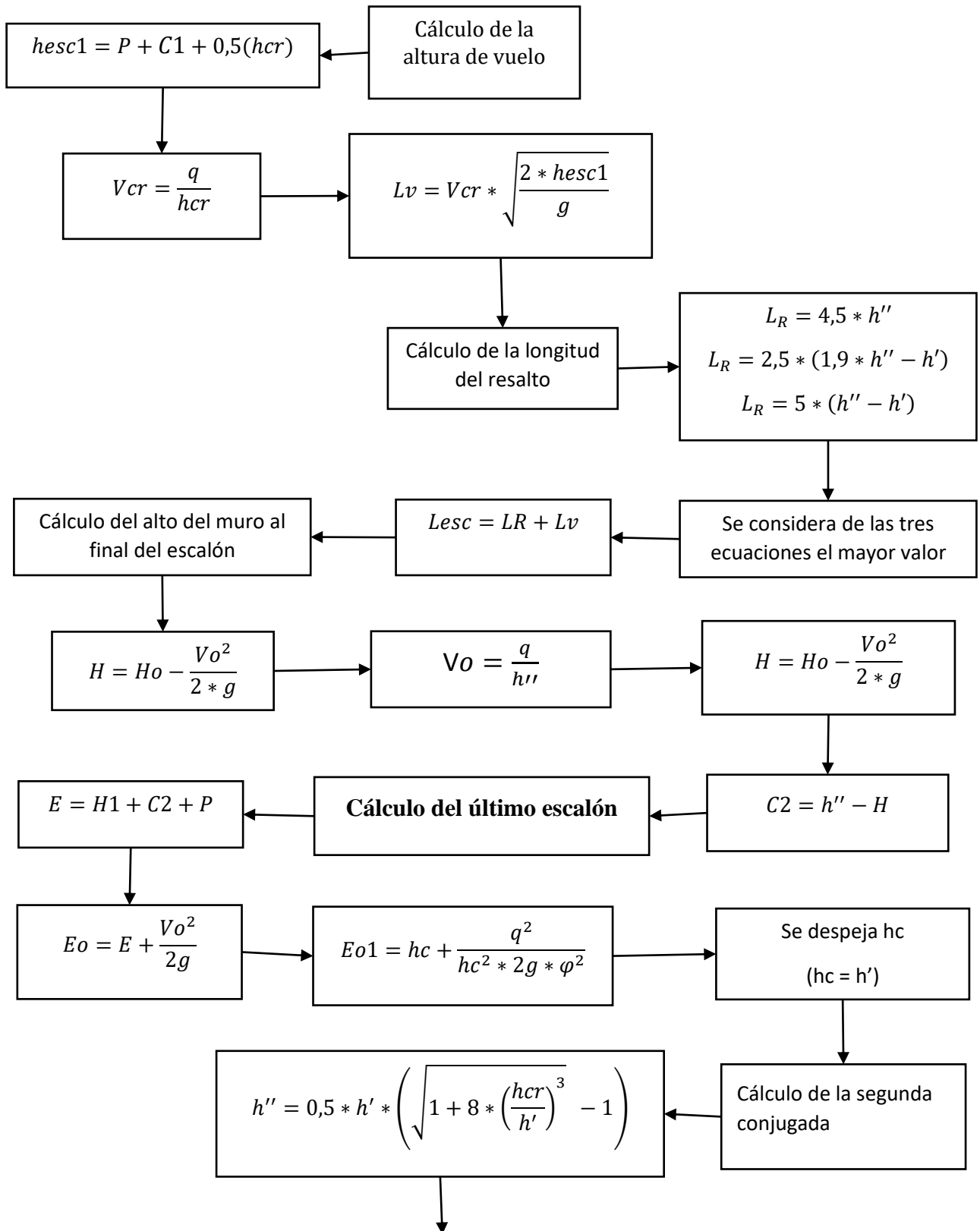
CÁLCULOS		
$h_{cr} =$	Profundidad crítica	3.44 m
$L_H =$	Longitud horizontal	100.18 m
$\Theta =$	Angulo de inclinación	3.43 °
$K_{nec} =$	Módulo de caudal necesario	100 m ³ /s
$K =$	Módulo de caudal	99.98
$h = h_o =$	Profundidad normal	0.96 m
$\Delta E =$	Variación energía específica	2.75
\bar{h}	Profundidad media	1.00
\bar{R}	Radio hidráulico media	0.60
\bar{C}	Coficiente de Chézy media	45.91
$i\bar{F}$	Gradiente de fricción	0.23
\bar{v}	Velocidad media	17.06
$\Delta l =$	Distancia entre las secciones	140.40
$h'' =$	Segunda conjugada	8.77 m
$h_o = h_2 =$	Condición resalto desplazado	7.01 m
Pozo al final de la rápida		
$H_o' =$	Carga Total	4.79 m
$H_1 =$	Carga al final de la rápida	4.74 m
$E =$	Energía específica	14.74 m
$E_o =$	Energía específica total	14.79 m
$E_{o1} =$	Energía específica al final de la rápida	17.79 m
$h'' =$	Segunda conjugada	7.78 m
$h_o = h_2 =$	Condición sumersión aceptable	1.29 m

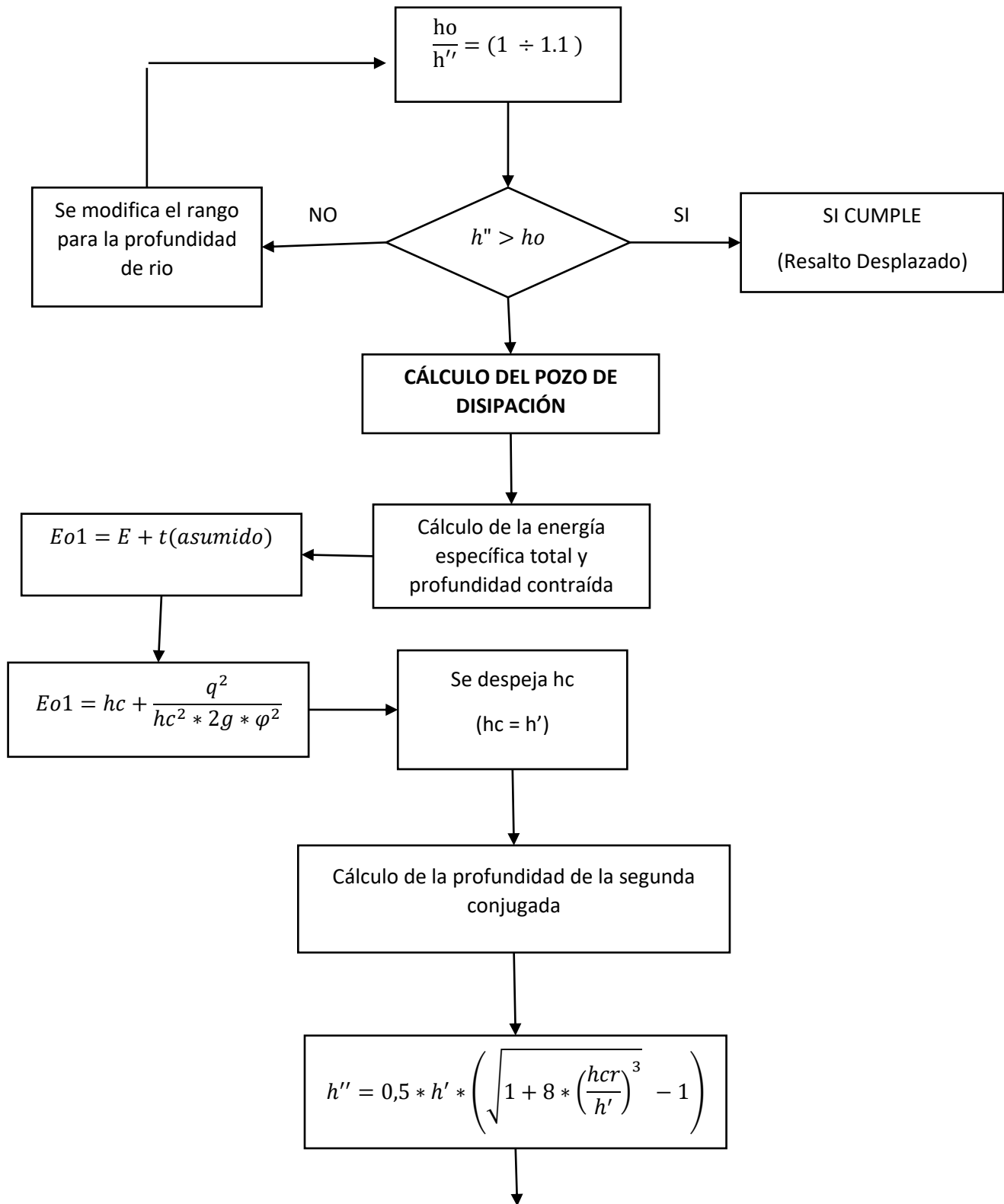
Elaborado por: los autores

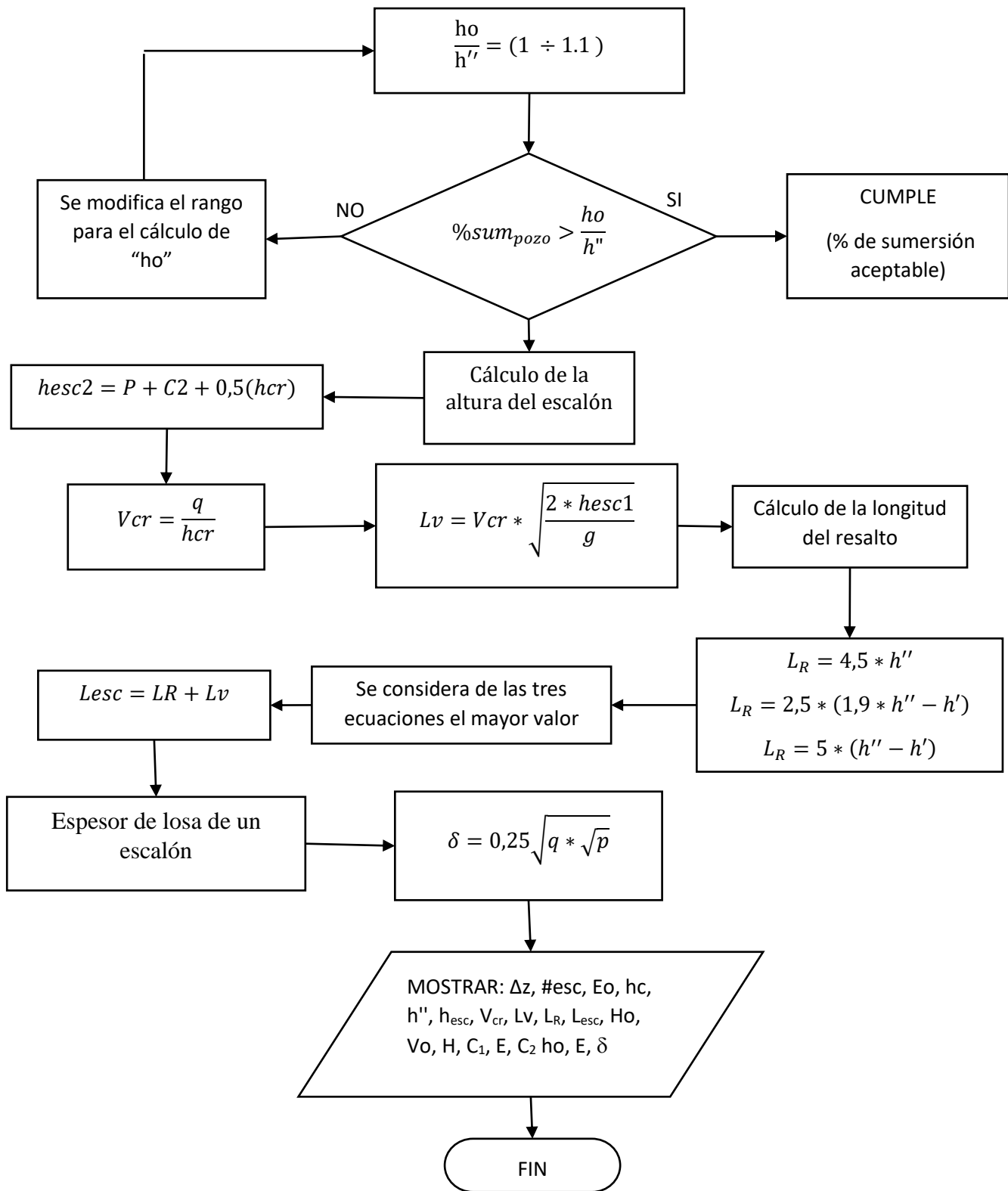
4.4 Selección y análisis de obras de desfogue (rápidas escalonadas – escalón a escalón)











Elaborado por: los autores

4.4.1 Corrida de algoritmo de rápidas escalonadas

Tabla 19

Datos de entrada del algoritmo de rápidas escalonadas

DATOS DE ENTRADA		
b =	Ancho de la rápida	2.50 m
Q_{dis} =	Caudal de diseño	100 m ³ /s
q =	Caudal unitario	40.00 m ³ /s
m =	Coefficiente de descarga	0.43
V_{max.perm} =	Velocidad máxima permisible	1.0 m/s
t =	Altura del borde libre	4.00 m
g =	Aceleración de la gravedad	9.81 m/s ²
n =	Coefficiente de rugosidad	0.02
C' =	Energía específica total	3.00 m
H =	Carga Total	10.00 m
H₁ =	Carga al inicio	5.00 m
i =	Pendiente del terreno	0.25
L_{rapida} =	Longitud de la rápida	200 m

Elaborado por: los autores

Tabla 20

Cálculo del algoritmo de rápidas escalonadas

CÁLCULOS		
$\Delta z =$	Desnivel entre el escalón	50 m
$\#esc =$	numero de escalones	20
$h_{cr} =$	Profundidad crítica	5.46 m
Primer Escalón		
$E_o =$	Energía específica	10.50 m
$h_c = h'$	Primera condición	3.630
$h'' =$	Segunda conjugada	7.84 m
$h_{esc} =$	Altura del escalón	8.23 m
$V_{cr} =$	Velocidad crítica	7.321 m/s
$L_v =$	Longitud de vuelo	9.48 m
$L_R =$	Longitud del resalto	35.27 m
$L_{esc} =$	Longitud del escalón	44.75 m
$H_o =$	Carga total	7.61 m
$v_o =$	Velocidad de acercamiento	5.104 m/s
$H =$	Carga	6.28 m
$C_1 =$	Alto muro del escalón	1.55 m
Segundo Escalón		
$E =$	Energía específica total	10.34 m
$E_o =$	Energía específica	11.66 m
$h_c = h'$	Primera condición	9.150
$h'' =$	Segunda conjugada	2.95 m
$h_{esc1} =$	Altura del escalón	6.79 m
$V_{cr} =$	Velocidad crítica	7.321 m/s
$L_v =$	Longitud de vuelo	8.61 m
$L_R =$	Longitud del resalto	13.26 m
$L_{esc} =$	Longitud del escalón	21.87 m
$H_o =$	Carga total	7.60 m
$v_o =$	Velocidad de acercamiento	13.573 m/s
$H =$	Carga	1.79 m
$C_2 =$	Alto muro del escalón	4.74 m
Último Escalón		
$E =$	Energía específica total	5.45 m
$E_o =$	Energía específica	8.18 m
$h_c = h'$	Primera condición	9.150
$h'' =$	Segunda conjugada	8.33 m
$\delta =$	Espesor losa en un escalón	1.99 m
$L_{esc} =$	Longitud del escalón	21.27 m

Elaborado por: los autores

CAPÍTULO V

ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

5.1 Obras de disipación

La disipación de la energía hidráulica forma parte del proceso evolutivo del hombre, ya que está presente en las grandes obras hidráulicas que se hacen necesarias para poder controlar y evacuar el agua para su uso inminente, dentro de estas obras hidráulicas se tienen las presas, canales, plantas de tratamiento, plantas potabilizadoras y otras donde se hace indispensable la utilización de las estructuras que logran disipar esta energía hidráulica, o sea los disipadores de energía. (Gomez, 2017)

Son elementos empleados para generar fricción entre el agua y la superficie del canal, saltos hidráulicos e impactos o golpes del agua contra el fondo del canal, permitiendo así disminuir la energía potencial que se transforma en energía cinética, cuyo excedente debe ser disipado al pie de la rápida, esto significa que, por cuanto a lo largo de la rápida se acumula la energía cinética, en el enlace con el río se requiere de una obra de disipación de considerables dimensiones y, por consiguiente, costosa (pozo de disipación, muros de disipación o su combinación).

El análisis hidráulico de la obra de disipación es el indicado para la parte final de la rápida. En cambio, cuando la obra de desfogue es una rápida escalonada, la energía cinética excedente se disipa en cada escalón y, por consiguiente, al final de la rápida escalonada se disipa únicamente la energía cinética excedente del último escalón. El análisis hidráulico de la disipación al pie de cada escalón, consiste en determinar el alto del muro al final del escalón y la longitud de este. La longitud del escalón es la suma de la longitud de vuelo y de la longitud del resalto.

5.2 Disipación con pozos

5.2.1 Análisis de pozos de disipación

La primera alternativa que se desarrollara como obra de disipación a partir de las obras de desfogue mencionadas en capítulos anteriores son los pozos de disipación. El análisis que se realizará será a partir de la profundidad normal conocida.

1. Se determina el caudal unitario a partir de del caudal de diseño de la obra de desfogue, teniendo en cuenta que ahora el ancho del pozo es igual al ancho b de la rápida.

$$q = \frac{Q_{dis}}{b_p} \quad (5.1)$$

Donde:

q : Caudal unitario (m^3/s)

Q_{dis} : Caudal de diseño (m^3/s)

b_p : Ancho del pozo (m)

2. Es importante conocer la velocidad de acercamiento, que se calcula a partir de la profundidad al final de la rápida en este caso.

$$v_0 = \frac{q}{h_2} \quad (5.2)$$

Donde:

v_0 : Velocidad de acercamiento (m/s)

q : Caudal unitario (m^3/s)

h_2 : Profundidad al final (m)

3. Para el dimensionamiento del pozo se determina la profundidad contraída (hc), a partir de la energía total que se produce al final de la rápida e inicio del pozo.

$$E_{01} = hc + \frac{q^2}{hc^2 * 2g * \varphi^2} \quad (5.3)$$

Donde:

hc: Profundidad Contraída (m)

q: Caudal unitario (m³/s)

g: Aceleración de la gravedad (m/s²)

E₀₁: Energía específica (m)

φ: Coeficiente de fricción

4. Se asume que la primera conjugada es igual a la profundidad contraída.

$$h' = hc \quad (5.4)$$

5. Se determina la profundidad de la segunda conjugada (h'')

$$h'' = 0,5 * h' * \left(\sqrt{1 + 8 * \left(\frac{h_{cr}}{h'} \right)^3} - 1 \right) \quad (5.5)$$

Donde:

h'': Profundidad de la segunda Conjugada (m)

h': Profundidad de la primera conjugada (m)

h_{cr}: Profundidad crítica (m)

6. Se hace la relación de la segunda profundidad conjugada con la profundidad del agua en el río correspondiente al caudal de diseño.

$$\frac{h_0}{h''} = (1 \div 1.1) \quad (5.6)$$

7. En caso de que la segunda conjugada resulte ser mayor a la profundidad del cauce, se cumple la condición de tener un resalto ligeramente sumergido.

$$h'' > h_0 \quad (5.7)$$

5.2.2 Altura del pozo

La altura del pozo de disipación que se adopta es aquella que excluye el desplazamiento del resalto y permite tener un resalto ligeramente sumergido.

$$h_p = P + C' + 0,5 * h_{cr} \quad (5.8)$$

Donde:

h_p : Altura del pozo (m)

h_{cr} : Profundidad crítica (m)

P: Altura adoptada del escalón (m)

C': Altura (m)

5.2.3 Longitud de vuelo

$$L_v = v_{cr} * \sqrt{\frac{2 * h_p}{g}} \quad (5.9)$$

Donde:

L_v : Longitud de vuelo (m)

v_{cr} : Velocidad crítica (m/s)

h_p : Altura del pozo (m)

g : Aceleración de la gravedad (m/s^2)

5.2.4 Longitud del pozo

Es necesario lograr que la profundidad de agua aguas abajo sea igual a la profundidad de la segunda conjugada y una longitud tal que permita desarrollarse en ella el resalto hidráulico no desplazado o ligeramente sumergido, se lo determina mediante el menor valor de las siguientes expresiones.

$$L_R = 4,5 * h'' \quad (5.10)$$

$$L_R = 2,5 * (1,9 * h'' - h') \quad (5.11)$$

$$L_R = 5 * (h'' - h') \quad (5.12)$$

Donde:

L_R : longitud de resalto. (m)

h'' : Profundidad de la segunda conjugada. (m)

h' : Profundidad de la primera conjugada (m)

Para la obtención de la longitud total del pozo (L_p) sumamos la longitud de vuelo con la longitud del resalto.

$$L_{pozo} = L_R + L_v \quad (5.13)$$

5.2.5 Espesor de losa

El espesor de la losa se determina sobre la base del análisis de su trabajo mecánico. Para dimensionamiento preliminar dicho espesor en metros puede ser adoptado por la siguiente expresión:

$$\delta = 0,25 \sqrt{q * \sqrt{p}} \quad (5.14)$$

Se determina la carga (H) y la altura del pozo de disipación

$$H = H_0 - \frac{V_0^2}{2 * g} \quad (5.15)$$

$$C' = h'' - H \quad (5.16)$$

Donde:

H: Carga (m)

H₀: Carga total (m)

v₀: Velocidad de acercamiento (m/s)

C': Altura del escalón (m)

h'': Profundidad de la segunda conjugada (m)

5.3 Disipación en muros

Para disipar la energía cinética excedente al pie de una presa o de una rápida, a más de la alternativa con pozo de disipación puede adoptarse la alternativa con muro de disipación. El

objetivo del muro es permitir que el resalto hidráulico no se desplace, sino que se inicie en la sección de la profundidad contraída, al pie de la presa o de la rápida.

Los muros disipadores se calculan sobre la base de los mismos principios que en el cálculo de los pozos de disipación. La única diferencia es que frente al muro de disipación que funciona como presa, se forma un poro, y es necesario verificar la conjugación de los charcos debajo del muro. La presión frente al muro se determina en la primera aproximación a partir de las condiciones de funcionamiento del muro disipador.

Al calcular los muros disipadores, es necesario verificar el tipo de conjugación de flujo debajo del muro. Si resulta que es posible un salto avanzado, entonces se requiere un segundo muro de menor altura. El procedimiento de cálculo para el segundo (y en algunos casos, el tercero) es el mismo que para el primero.

5.3.1 Análisis de muro de disipación

Para su análisis en un caso que el resalto hidráulico no se desplazado, se requiere un segundo muro. En teoría la alternativa con muro de disipación puede requerir varios muros.

En el análisis es necesario determinar la altura del muro y la longitud entre la sección de la profundidad contraída y la abscisa en la que se implanta el muro, esta distancia es igual a la longitud del resalto hidráulico, en tanto que el alto del muro se determina directamente (sin aproximaciones), en forma semejante a como se determina el alto del muro al final de un escalón de una rápida escalonada:

$$C = h'' - H' \tag{5.17}$$

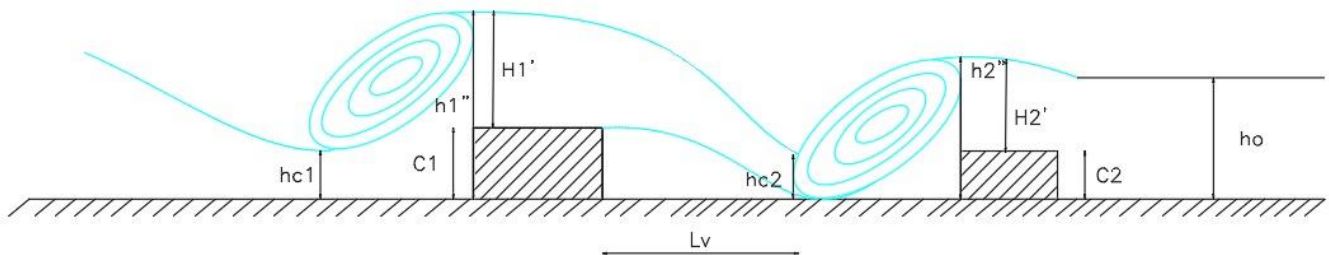
Donde:

h'' : Segunda profundidad conjugada que tiene como primera profundidad conjugada a la profundidad contraída h_c , al pie de la presa o de la rápida.

H' : Carga geométrica con la que trabaja el muro en el perfil práctico rectangular ($m=0,43$); en este caso generalmente no existe contracción lateral, puesto que el ancho del cauce rectangular de disipación, normalmente es el mismo de la presa o de la rápida.

Figura 26

Muro de disipación



Nota. Representa el flujo muro de disipación. Fuente: Por los autores

5.3.2 Análisis del segundo muro

Para el análisis de un segundo muro de disipación, se inicia con la segunda profundidad conjugada h'' , ya que esta será igual a la energía total (E)

$$E = h'' \quad (5.18)$$

La profundidad contraída en el segundo muro, se obtendrá en función de la energía específica. Por lo tanto, la energía específica calculada parte desde la segunda conjugada y la velocidad de acercamiento del primer muro.

$$E_o = E + \frac{Vo^2}{2g} \quad (5.19)$$

Se determina la profundidad contraída (hc) en función de la energía total

$$f(hc) = hc + \frac{q^2}{hc^2 * 2g * \varphi^2} \quad (5.20)$$

Donde:

hc: Profundidad contraída (m)

q: Caudal unitario (m³/s)

g: Aceleración de la gravedad (m/s²)

φ : Coeficiente de velocidad

Se asume que la primera conjugada es igual a la profundidad contraída.

$$h' = hc \quad (5.21)$$

Se determina la segunda conjugada (h'')

$$h'' = 0,5 * h' * \left(\sqrt{1 + 8 * \left(\frac{hcr}{h'}\right)^3} - 1 \right) \quad (5.22)$$

Donde:

h'': Profundidad de la segunda Conjugada (m)

h': Profundidad de la primera conjugada (m)

h_{cr}: Profundidad 1 (m)

Se calcula la carga total del segundo muro con la ecuación:

$$Q = m * b * \sqrt{2 * g} * H_{02}^{\frac{3}{2}} \quad (5.23)$$

Donde:

Q: Caudal de diseño (m³/s)

m: Coeficiente de descarga

b: Ancho de la rápida (m)

g: Aceleración de la gravedad (m/s²)

H₀₂: Carga total segundo muro (m)

5.4 Altura del segundo escalón

$$C_2 = h'' - H_2 \quad (5.24)$$

Donde:

h'': Profundidad de la segunda conjugada (m)

H₂: Carga geométrica con la que trabaja el muro en el perfil práctico rectangular

5.5 Longitud total del muro

La longitud en la que se implanta el muro, es igual a la longitud del resalto hidráulico.

$$L_R = 2,5 * (1,9 * h'' - h') \quad (5.25)$$

Para determinar la longitud total del muro, es necesario calcular la longitud de vertido, que se determina a partir de la primera velocidad del muro v_1 y el valor del borde libre t . Para calcular dicho valor de borde libre t , se suma la altura del primer muro y la segunda profundidad conjugada y se realiza el respectivo despeje de la ecuación.

$$y = C_1 + 0,5 * h_{cr} \quad (5.26)$$

$$y = 0,5 * g * t^2 \quad (5.27)$$

Longitud de vertido

$$L_v = v_1 * t \quad (5.28)$$

Longitud total

Finalmente, la longitud toda es la suma de la longitud de vertido y la longitud de resalto.

$$L_{total} = L_r + L_v \quad (5.29)$$

5.6 Combinación pozo y muro

En el caso que el pozo resulte ser demasiado profundo y la pared de agua es tan alta que es difícil de asegurar el resalto detrás de él, entonces se diseña una estructura combinada. Al calcular estructuras combinadas, la altura del muro disipador se selecciona a partir de la condición de que detrás de él se realice la conjugación según el tipo de resalto sin medidas adicionales. Para hacer esto, se conoce la profundidad en la sección comprimida de un canal rectangular debajo de la pared con un coeficiente de 1 -1.1 según la fórmula en la cima de la cresta del muro.

5.7 Desventajas de las obras de disipación

La disipación con muros tiene dos desventajas: la primera referida al hecho de que en la mayoría de los casos se requiere más de un muro, es decir deben preverse secuencialmente dos y hasta tres muros a fin de evitar el desplazamiento del resalto aguas abajo del primer muro y aguas abajo del segundo muro.

La segunda desventaja tiene que ver con el hecho de los muros de disipación pueden facilitar el desarrollo de cavitación y, por consiguiente, de erosión por cavitación, por tener mayor número de aristas en contacto con el agua que un pozo de disipación que tiene una sola arista. La desventaja del pozo de disipación es requerir la profundización de la cota de cimentación de las estructuras principales (presa o rápida).

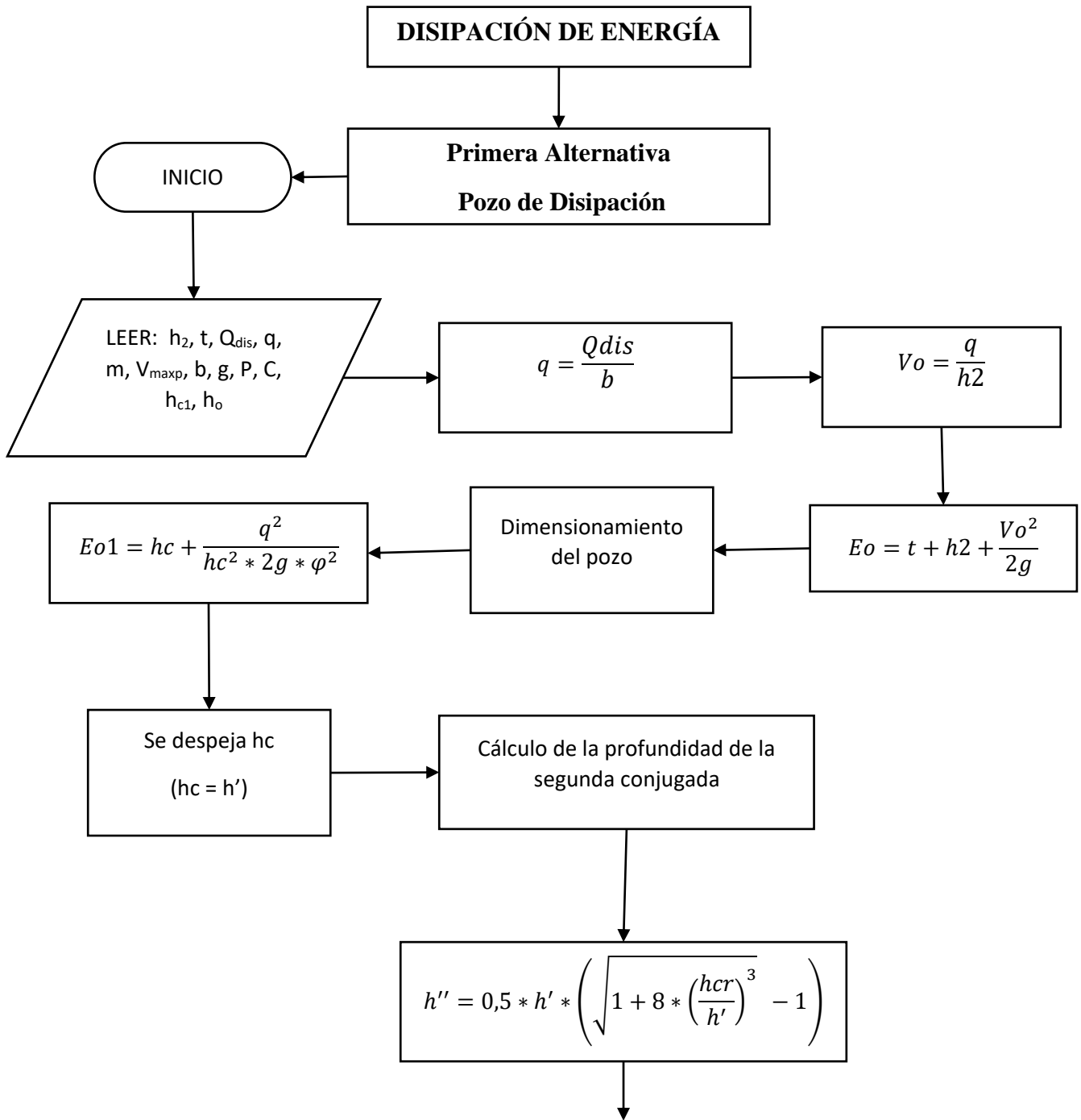
5.8 Formulación y aplicación del algoritmo para las alternativas de obras de disipación (pozo y muro)

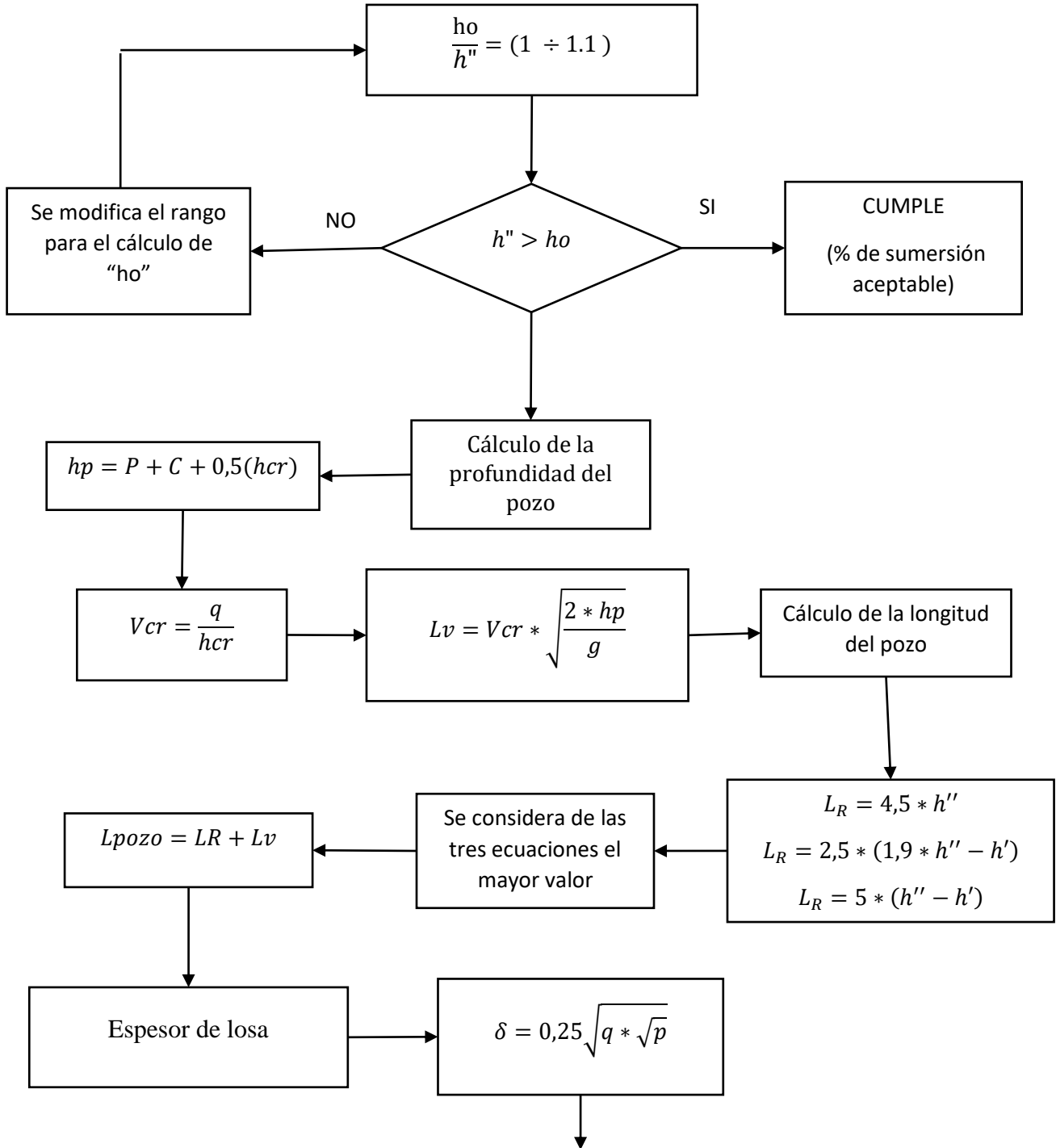
En el presente capítulo se formula y aplica el algoritmo para las alternativas de obras de disipación (pozo y muro) a partir de las obras de desfogue analizadas en el capítulo anterior. La aplicación del algoritmo ha permitido establecer los casos en los que es necesario realizar estructuras de disipación que son necesarias para que no se produzca erosiones, cavitaciones en futuras construcciones civiles.

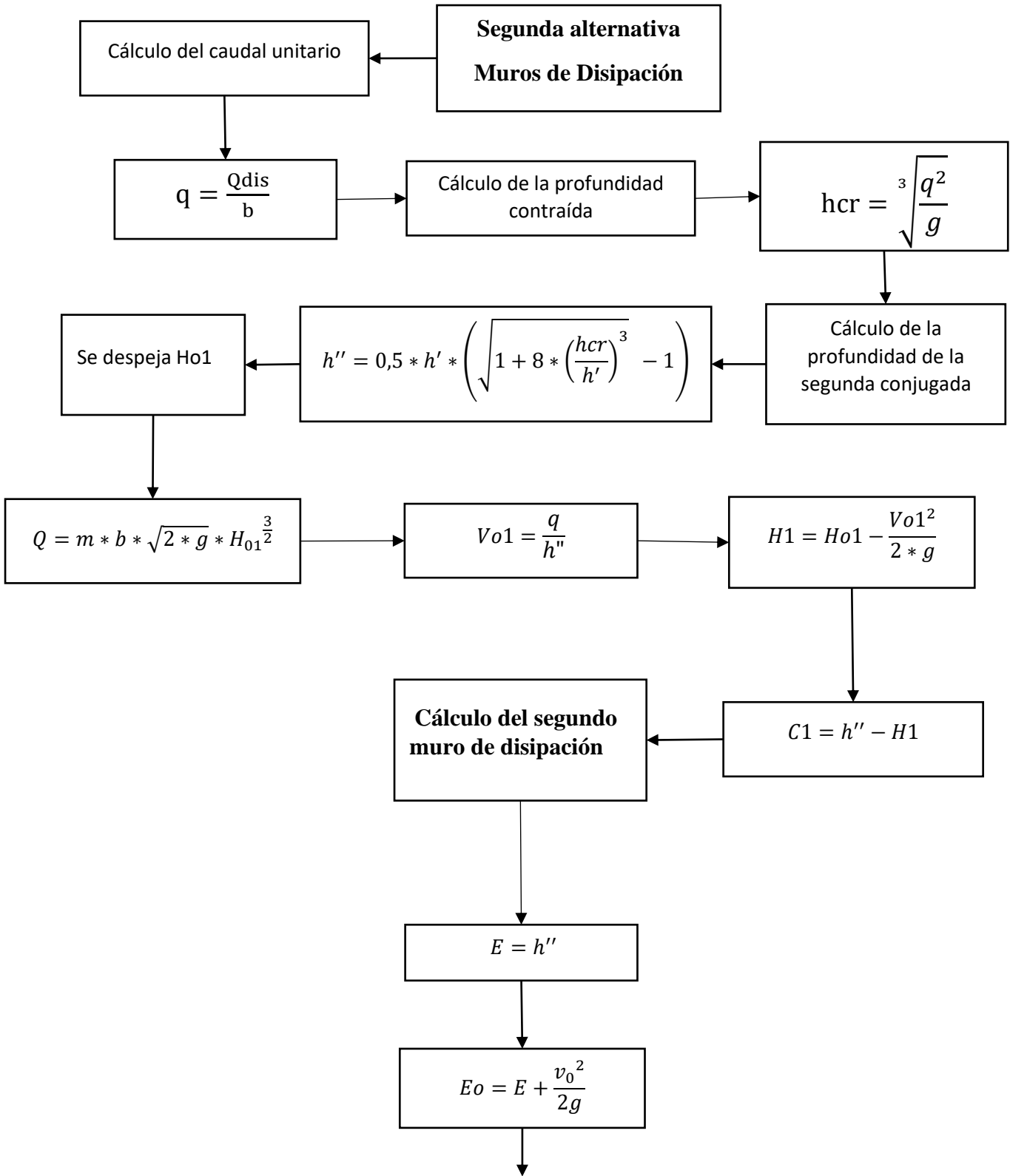
5.8.1 Aplicabilidad del algoritmo

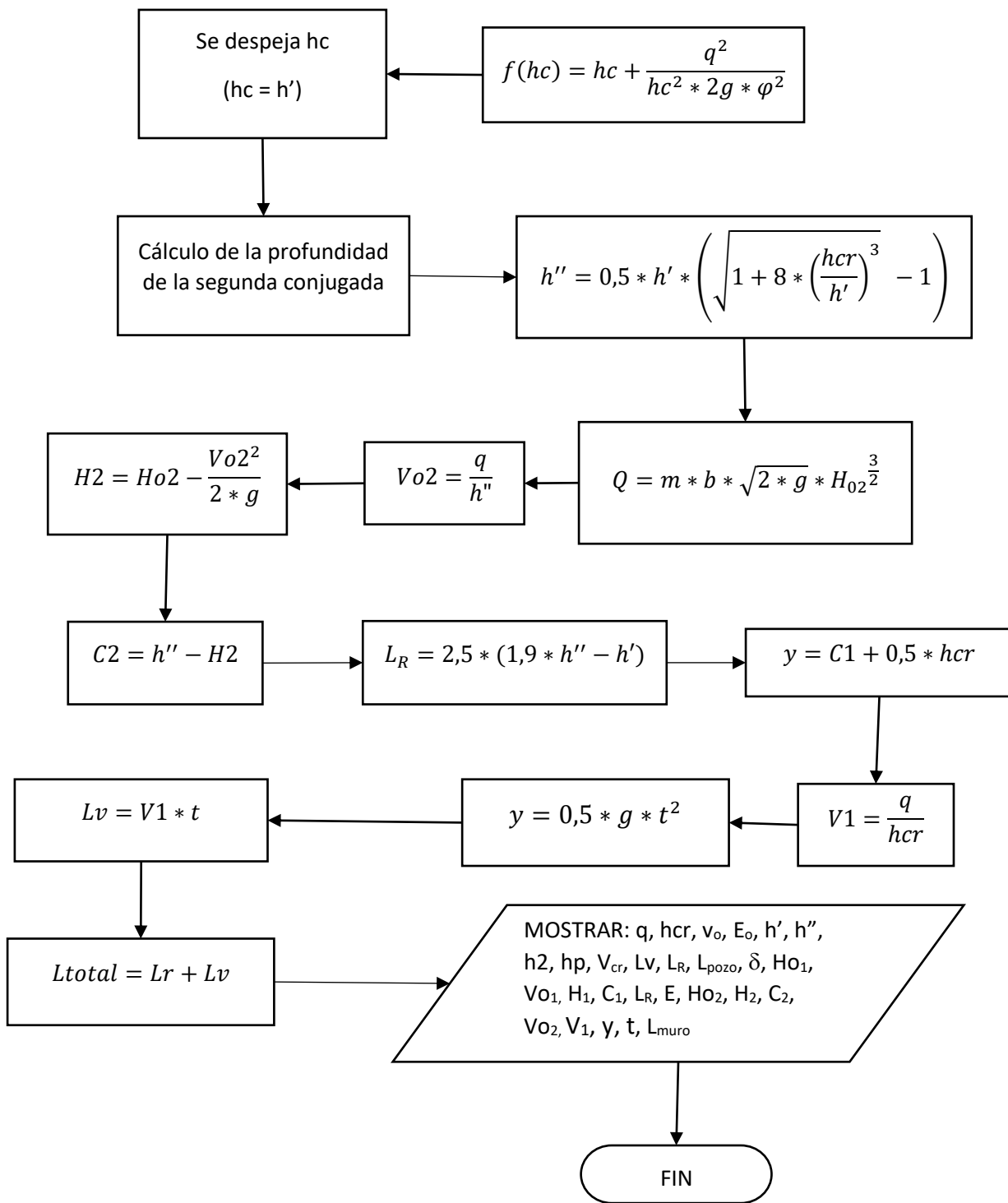
En la aplicación del siguiente algoritmo se manejarán los siguientes rangos, para pozo de disipación la profundidad normal de (3 – 5) m, la altura del borde libre de (2 – 5) m, el caudal de diseño entre (5 – 100) m³/s, el ancho de (1 – 5) m, la altura del pozo de (2 – 2.5) m; para el muro de disipación la profundidad contraída de (1 – 5) m.

5.8.2 Algoritmo de alternativas de obras de disipación (pozo y muro)









Elaborado por: los autores

5.8.3 Corrida del algoritmo de alternativas de obras de dissipación (pozo)

Tabla 21

Datos de entrada del algoritmo de alternativas de obras de dissipación (pozo)

DATOS DE ENTRADA		
$h_2 = h_o$	Profundidad normal	2.50 m
$t =$	Altura del borde libre	3 m
$Q_{dis} =$	Caudal de diseño	75 m ³ /s
$q =$	Caudal unitario	15 m ³ /s
$m =$	Coefficiente de descarga	0.43
$V_{max.perm} =$	Velocidad máxima permisible	1.0 m/s
$b =$	Ancho del pozo	5.0 m
$g =$	Aceleración de la gravedad	9.81 m/s ²
$P =$	Altura del escalón de la rápida escalonada	2.50 m
$C =$	Altura del pozo	5.00 m
$H =$	Carga total	10 m

Elaborado por: los autores

Tabla 22

Cálculo del algoritmo de alternativas de obras de dissipación (pozo)

CÁLCULOS		
PRIMERA ALTERNATIVA		
$h_{cr} =$	Profundidad crítica	1.99 m
$v_o =$	Velocidad de acercamiento	6 m/s
$E_o =$	Energía específica total	7.33 m
$h_c = h'$	Primera condición	1.48
$h'' =$	Segunda conjugada	4.88 m
$h_o = h_2$	Condición de sumersión aceptable	1.13
$h_p =$	Altura del pozo	8.92 m
$V_{cr} =$	Velocidad crítica	5.279 m/s
$L_v =$	Longitud de vuelo	7.12 m
$L_R =$	Longitud del resalto	21.94 m
$L_{pozo} =$	Longitud del pozo	29.06 m
$d =$	Espesor losa	1.22 m

Elaborado por: los autores

5.8.4 Corrida del algoritmo de alternativas de obras de disipación (muro)

Tabla 23

Datos de entrada del algoritmo de alternativas de obras de disipación (muro)

DATOS DE ENTRADA		
h_o =	Profundidad normal	5 m
h_{c1} =	Profundidad contraída	3 m
Q_{dis} =	Caudal de diseño	100 m ³ /s
m =	Coefficiente de descarga	0.43
$V_{max.perm}$ =	Velocidad máxima permisible	1.0 m/s
b =	Ancho de la rápida	5 m
g =	Aceleración de la gravedad	9.81 m/s ²

Elaborado por: los autores

Tabla 24*Cálculos del algoritmo de alternativas de obras de disipación (muro)*

CÁLCULOS		
Primer muro		
q =	Caudal unitario	20 m ³ /s
h_{cr} =	Profundidad crítica	3.44 m
h' =	Primera conjugada	3 m
h'' =	Segunda conjugada	3.93 m
H₀₁ =	Carga total	4.79 m
v₀₁ =	Primera velocidad de acercamiento	5.095 m/s
H₁ =	Primera carga	3.47 m
c₁ =	Altura del muro	0.45 m
L_r =	Longitud del resalto	11.14 m
Segundo Muro		
E =	Energía específica total	5.25 m
h_c = h' =	Profundidad contraída	3.10 m
h'' =	Segunda conjugada	3.81 m
H₀₂ =	Carga total	4.79 m
v₀₂ =	Segunda velocidad de acercamiento	5.252 m/s
H₂ =	Primera carga	3.39 m
c₂ =	Altura del muro	0.42 m
L_r =	Longitud del resalto	10.34 m
y =	Profundidad	2.17 m
v₁ =	Velocidad	5.811 m/s
t =	Altura del borde libre	0.67 m
L_v =	Longitud de vuelo	3.87 m
L_{total} =	Longitud total	14.21 m

Elaborado por: los autores

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS HIDRAULICO DE CUNETAS

6.1 Análisis de cunetas de pequeña y gran longitud

Según (Franceschi, 1984) indica que, las cunetas son obras típicas de drenaje longitudinal, las cuales cumplen primordialmente, con la función complementaria al concentrar el escurrimiento de las aguas sin reducir excesivamente la capacidad de transporte de la vía. Además, un buen drenaje longitudinal prolonga la vida útil de una vía bien mantenida, si con ello se logra reducir infiltraciones, que inducen al rápido deterioro de los pavimentos.

Por lo cual se debe brindar protección total, es decir, no aceptar ningún riesgo, implica construir unos drenajes de magnitudes desproporcionadas tanto físicas como económicas; lo que obliga a seleccionar grados de protección menores. Básicamente, la selección del grado de protección adecuado depende de dos hechos fundamentales:

La importancia de la vía que ha de protegerse (tipo de vía), pues de ella depende que se causen mayores o menores daños.

La función que desempeña la obra, pues está claro que la integridad de la vía debe garantizarse en grado mayor que el libre tránsito de vehículos.

Las obras de drenaje transversal corresponden, por lo general, a un tramo muy corto del cauce natural que ha sido interferido por la vía.

Por lo tanto, su funcionamiento debe analizarse hidráulicamente, reconociendo que, como el régimen, además de no ser permanente, no es tampoco uniforme, la elevación de la superficie de las aguas variará tanto a la entrada como a la salida de la alcantarilla en función del gasto que pasa por ella, y, por consiguiente, del que puede captar y descargar en el curso de agua natural.

Se construyen en zonas de corte en uno o ambos lados de una vía o carretera entre el borde de la calzada y el pie del talud de corte, cuyo propósito es evacuar y conducir hacia una corriente o cauce natural el flujo que se precipita sobre la vía y el flujo que escurre desde áreas cercanas a la misma, por lo tanto, protege la estructura del pavimento y evita el deterioro.

- a) Localización del sitio de implantación.
- b) Longitud total de la obra.
- c) Longitud de las luces.
- d) Altura de la rasante.
- e) Ubicación, profundidad y tipo de cimentación.
- f) Obras de protección y/o auxiliares.
- g) Obras en el cauce.

6.2 Método racional

Es el método más utilizado para el cálculo de gastos en cuencas pequeñas. El método tolera de una serie de limitaciones y, por consiguiente, da resultados exagerados cuando las suposiciones que se hacen para aplicarlo se alejan de sus premisas fundamentales, que son las siguientes:

1. La lluvia es de intensidad constante, tanto sobre el área de la cuenca tributaria como en el tiempo.
2. La porción de la precipitación que escurre superficialmente no varía con el tiempo; es decir, el coeficiente de escurrimiento es constante durante la tormenta, lo cual es realmente válido sólo en áreas impermeables.
3. El efecto de almacenamiento temporal en depresiones y otros sitios es despreciable.

$$Q = 0.278 * C * i * A \quad (6.1)$$

Donde:

Q: Es el caudal (m^3/s)

C: Es el coeficiente de escurrimiento

I: La intensidad de la precipitación (mm/h)

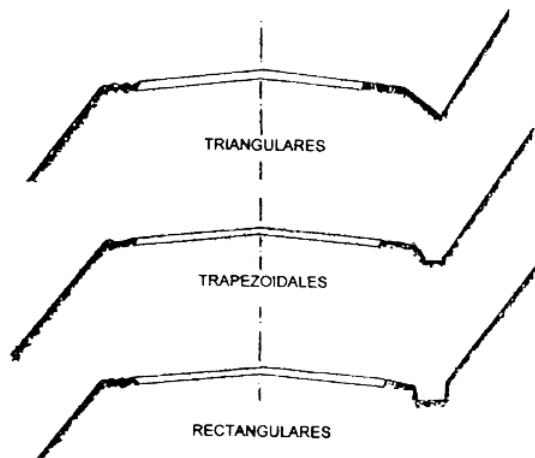
A: Es el área tributaria (km^2)

6.3 Secciones típicas de cunetas

Las cunetas según la forma optada de su sección transversal, pueden ser: triangulares, rectangulares y trapezoidales. El uso de cunetas triangulares es generalizado, posiblemente, por su facilidad de construcción y mantenimiento; aunque dependiendo del área hidráulica requerida, también, se pueden utilizar secciones rectangulares o trapezoidales. En las secciones triangulares se recomienda que el talud hacia la vía tenga como mínimo 3:1, preferentemente 4:1 y del lado del corte seguirá sensiblemente la inclinación del talud del mismo, considerando, para el caso, una lámina de agua no mayor a 30 cm

Figura 27

Secciones de cunetas



Nota. Secciones típicas de cunetas. Fuente: (MTO, 2013)

6.3.1 Espejo de agua

También conocido como el ancho de la calzada de una vía, será la dimensión de la calzada de la vía en ese sitio incluyendo los espaldones y sobre anchos en caso de existir. Se medirá perpendicular al eje longitudinal de la vía. En el tramo de acceso al puente, deberá mantenerse la sección transversal de la vía.

6.3.2 Pendientes constantes

Antes de realizar algún trazado de vía, es necesario conocer y clasificar el tipo de terreno en donde se encuentra previamente la obra, y, por consiguiente, la topografía controlara los parámetros del diseño geométrico, las cuales se clasifican de acuerdo a las pendientes del terreno mediante las Normas de Diseño Geométrico de Carreteras. Las pendientes, longitudinales y transversales, de la vía están determinadas por el proyecto vial; pero el escurrimiento superficial de las aguas no debe obstaculizar significativamente el tránsito de vehículos. En primer lugar, se debe verificar que no existan puntos de agua estancada ni sitios donde corrientes de agua atraviesan la vía, buscándose que las aguas sean recogidas en canales, bien sea a los lados de la vía o en la divisoria central.

Tabla 25

Rango de Pendientes

Tipo de Terreno	Rango de Pendientes
Llano	0% - 5%
Ondulado	5% - 12%
Montañoso	12% - 40%
Escarpado	> 40%

Nota. Normas de Diseño geométrico de carreteras. (MTOP, 2013)

6.3.3 Pendientes longitudinales

Debido al tipo del terreno o por condiciones hidráulicas la cuneta tendrá pendiente longitudinal, la cual vendrá condicionada con la velocidad del agua en pendientes longitudinales fuerte, las cuales deberán ser necesariamente revestidas de algún material en particular, en cambio en pendientes longitudinales bajas, tiene la consecuencia de la dificultad del drenaje por lo que se debe evitar preferiblemente el empleo de pendientes menores a 0,5 % en los tramos de corte.

Tabla 26

Velocidades

MATERIAL	VELOCIDAD	MATERIAL	VELOCIDAD
	m/seg		m/seg
Arena fina	0,45	Pizarra suave	2,00
Arcilla arenosa	0,50	Grava gruesa	3,50
Arcilla ordinaria	0,85	Zampeado	3.40 - 4,50
Arcilla firma	1,25	Roca sana	4,50 - 7,50
Grava fina	2,00	Hormigón	4,50 - 7,50

Nota. Velocidades del agua con que se erosionan diferentes materiales. Fuente: (MTO, 2013)

6.3.4 Pendiente transversal

El diseño del sistema de drenaje transversal comprende dos aspectos que se mencionan a continuación:

- El análisis hidrológico de la zona por drenar
- El diseño hidráulico de las estructuras.

El análisis hidrológico permite la predicción de los valores máximos de las intensidades de precipitación o picos del escurrimiento, según el caso, para períodos de retorno especificados.

6.4 Caudal de diseño

El método más adecuado para estimar el caudal máximo probable, es el denominado “Método de Manning” que depende de la sección y de la pendiente. El cual consiste en verificar la capacidad de la sección es suficiente para transportar el caudal de diseño.

$$Qd = \frac{1}{n} * (A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}) \quad (6.2)$$

Donde:

Qd - El caudal máximo probable (m³/s)

n - Coeficiente de rugosidad

A – Área de la sección (m²)

R - Radio hidráulico (m)

S - Pendiente longitudinal (m/m)

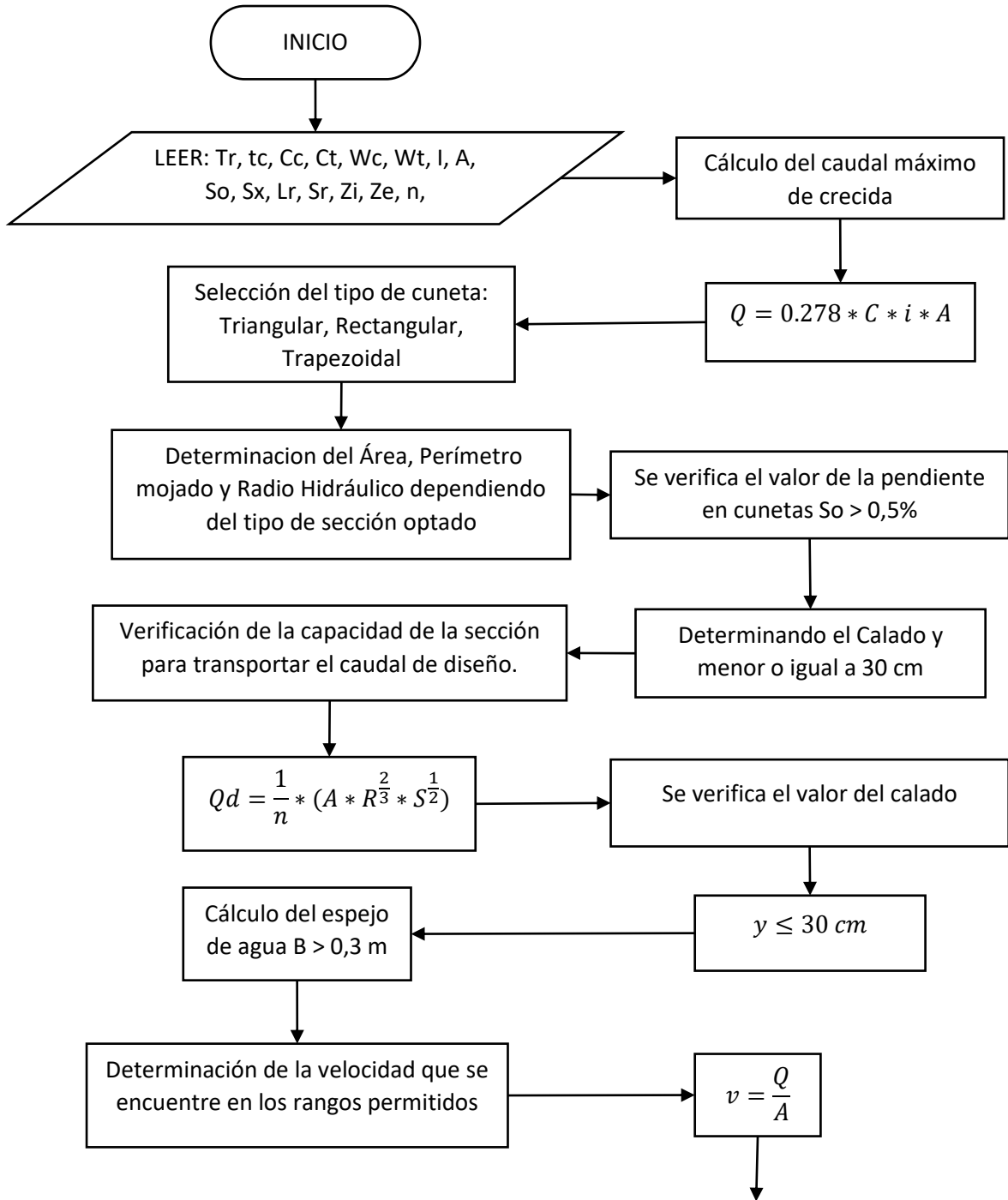
6.4.1 Formulación y aplicación del algoritmo para el análisis hidráulico de cunetas

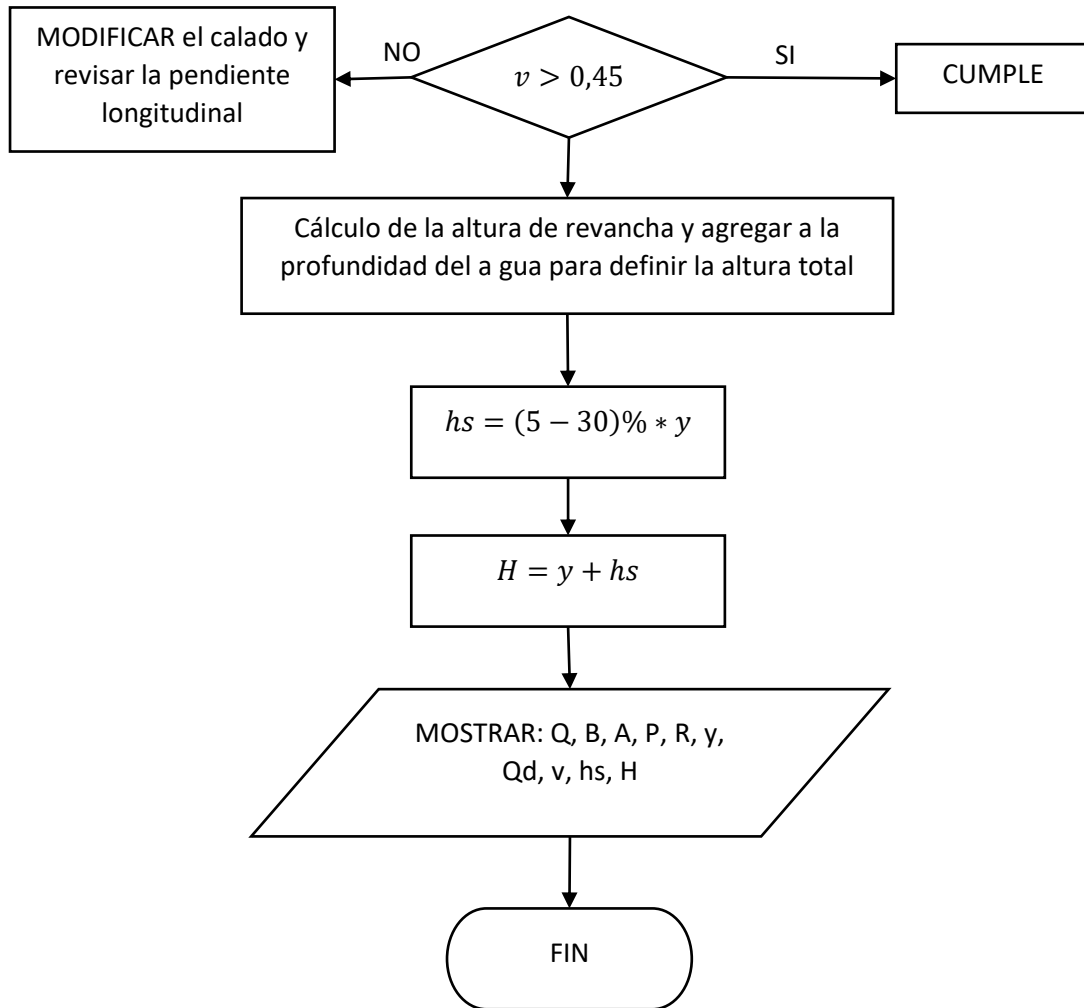
Se formula y aplica el algoritmo para el cálculo de las cunetas y determinación de altura total en flujos superficiales, con la verificación capacidad de la sección para transportar el caudal de diseño con la modificación del calado y revisión de la pendiente longitudinal. La aplicación del algoritmo ha permitido establecer el caudal máximo de crecida, la selección del tipo de cuneta, la obtención de la velocidad que se encuentre en los rangos permitidos, la altura de revancha y agregar a la profundidad del a gua para definir la altura total.

6.4.2 Aplicabilidad del algoritmo

En la aplicación del siguiente algoritmo se manejará las condiciones normadas para cunetas con el periodo de retorno de (25 – 100) años, el tiempo de concentración de (10 – 12) minutos, sus pendientes horizontal y vertical de talud de vía de (3:1) H:V y talud de corte (0.75:1) H:V; el calado no debe superar los 30 cm. La velocidad debe estar en los rangos de (0.45 – 4.5) m/s, y su altura de revancha entre el (5 – 30) % del calado.

6.4.3 Algoritmo de cunetas





Elaborado por: los autores

6.4.4 Corrida del algoritmo de Cunetas

Tabla 27

Datos de entrada del algoritmo de cuneta

DATOS DE ENTRADA		
$T_r =$	Periodo de retorno	50 años
$t_c =$	Tiempo de concentración	10 min
$C_c =$	Coeficiente de escorrentía en vía	0.85
$C_t =$	Coeficiente de escorrentía en talud	0.50
$W_c =$	Ancho de plataforma	7.20 m
$W_t =$	Ancho de la calzada	3.60 m
$I =$	Intensidad de Precipitación	131.247 mm/h
$Z_i =$	Talud de vía	3:1 H:V
$Z_e =$	Talud de corte	0.75:1 H:V
$n_{\text{asfalto}} =$	Coeficiente de rugosidad del asfalto	0.016
$S_o =$	Pendiente Longitudinal	0.91%
$A =$	Es el área tributaria	4000 m ²

Elaborado por: los autores

Tabla 28*Cálculos del algoritmo de cuneta*

CÁLCULOS		
Q =	Caudal máximo de crecida	123.96 lt/s
A =	Área del tipo de sección	0.099 m ²
P =	Perímetro mojado del tipo de sección	1.015 m
R =	Radio hidráulico del tipo de sección	0.098 m
y =	Calado	23.00 cm
Q_d =	Caudal de diseño de la cuneta	125.48 lt/s
B =	Espejo de agua	86.25 cm
v =	Velocidad	1.25 m/s
h_s =	Altura de revancha	3.45 cm
H =	Altura constructiva de la cuneta	26.45 cm

Elaborado por: los autores

CONCLUSIONES

En el desarrollo del proyecto, los algoritmos formulados para los desagües bajo puentes fueron aplicados y verificados con ayuda de programas (hojas de Excel).

Los resultados obtenidos en las aplicaciones realizadas permitieron verificar la coherencia de los valores obtenidos de las alturas y los coeficientes de peso del primero y último elemento de apoyo, así como las condiciones necesarias para realizar el análisis de las profundidades máximas de socavación.

Para las condiciones de los apoyos con cimentación en pilotes de forma oval se verifico que los coeficientes de forma y sesgo son iguales mientras que la profundidad de socavación varia en el cimientto y del cuerpo del apoyo.

Para estructurar el algoritmo del enlace de tramos (rápida) inicialmente se identifica la sección de control, en el caso de las rápidas el canal trabaja con flujo supercrítico, por lo cual la sección de control se ubica aguas arriba y con caudal critico en la sección inicial.

No es posible realizar un análisis integral de los enlaces de tramos (rápidas de un escalón y rápidas escalón a escalón), porque poseen diferentes elementos en cada escenario. Las rápidas escalonadas fueron analizadas por tres escalones (primero, segundo y último); los dos primeros tienen el mismo procedimiento de las rápidas, en el último escalón se analiza la altura del muro y la longitud del escalón, cumpliendo con la condición de que al final de cada escalón, la energía cinética sea la misma e igual a la energía cinética al final de la sección de entrada.

En el análisis de las alternativas de disipación de energía (muro y pozo) a través del algoritmo se puede comprobar que la altura del muro, la longitud entre la sección de la profundidad

contraída y la abscisa en la que se implanta el muro no permiten que el resalto hidráulico se desplace. Así evitando que se produzca erosiones, cavitaciones en futuras construcciones civiles.

Con respecto al diseño de la cuneta de desagüe donde los parámetros para la capacidad hidráulica se pueden concluir que: para transportar un caudal de 123,96 lt/s, la sección triangular es óptima, por lo que el calado no sobrepasa los 30 cm y la velocidad de 1.25 m/s se encuentra entre los rangos mínimos y máximos establecidos.

RECOMENDACIONES

En la formación académica de futuros ingenieros civiles, es importante realizar este tipo de proyectos de investigación, para que de esta manera se pueda fortalecer los conocimientos obtenidos y formar sólidos criterios de elementos constructivos y diseño de obras hidráulicas en los sistemas viales.

Es importante el estudio de la socavación de puentes pequeños, pero a su vez se deberá realizar un diseño en puentes más grandes con apoyos laterales cuando estos sobresalen, con muros de encausamiento y rellenos de acercamiento.

Al ser un trabajo de investigación se ha utilizado diferentes valores para el estudio de las construcciones hidráulicas, debido a que están planteados los algoritmos de cálculo es posible realizar varios cómputos más con la variación de los parámetros a fin de poder obtener mayores resultados; además de que cada una de las mismas tiene mucha variedad de casos y diferentes tipos de flujos.

El análisis hidráulico de las rápidas de un escalón es de suma importancia calcular las profundidades en los canales aguas abajo, dependiendo del tipo de flujo que se esté analizando, estos valores nos ayudaran en la evaluación hidráulica de la estructura, para poder de esta manera emitir una recomendación para su construcción.

El estudio sobre rápidas escalonadas (escalón a escalón) es un tema muy amplio, por lo que sería un gran aporte continuar con el estudio de este tipo de estructuras, variando la longitud y la altura de los escalones como también el ancho del canal de circulación, para de esta manera formar conceptos claros acerca del funcionamiento de estas obras y su diseño optimo.

Considerando que para el diseño de una cuneta de desagüe solo se aplicó la parte hidráulica, se recomienda realizar una actualización de las normas en el país, por lo que, algunas normas presentan irregularidades y confusiones al momento de su utilización.

REFERENCIAS

- AASHTO, A. A. (2017). *Bridge Desing Specifications*. Estados Unidos: Washington, American Ass (AASHTO, 2017)ociation of State Highway and Transportation Officials.
- Bolinaga, J. J. (1979). *Proyectos de Ingeniería Hidráulica*. Disponible en: https://www.academia.edu/36335887/Proyectos_de_Ingenieria_Hidraulica_Bolinaga
- Calero, I. (2018). *Construcciones Hidráulicas Obras De Desvío*. Ecuador: Quito, CEDISA
- Chow, V. t. (1994). *Hidrologia Aplicada*. Colombia: Bogota, McGRAW-HILL
- Ferrer, F. J. (1993). *Recomendaciones para el cálculo Hidrometereologico de avenidas*. España: Madrid, Centro de Estudios Hidrograficos del CEDEX.
- Franceschi, L. E. (1984). *DRENAJE VIAL*. Venezuela: FUNDACION "JUAN JOSE AGUERREVERE".
- Franzini, E. J. (1999). *Fluid Mechanics with engineering applications*. Mexico: Mc Graw Hill.
- French, R. H. (1988). *HIDRÁULICA DE CANALES ABIERTOS*. Mexico: McGRAW-HILL
- Giles, R. V. (1962). *Mecánica de Fluidos e Hidráulica*. Mexico: Schaum.
- Guevara, H. D. (1991). *Hidrologia , una introduccion a la ciencia hidrológica aplicada*. España: Valencia, Gueca Ediciones.
- Gutiérrez, C. (2014). *Hidrología básica aplicada*. Ecuador: Quito, Editorial Universitaria Abya-Yala.
- Krochin, S. (1986). *Diseño Hidráulico*. Ecuador: Quito, Escuela Politécnica Nacional Tercera Edición.
- Monsalve, G. S. (1999). *Hidrología en la Ingeniería*. Colombia: Bogota, McGraw-Hill Interamericana, S.A.
- MTOP, M. d. (2013). *Obras Publicas*. Disponible en: https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2013/12/01-12-2013_Manual_NEVI-12_VOLUMEN_2A.pdf

Rodríguez, L. F. (1999). *Estudio de lluvias Intensas*. Ecuador: Quito, Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología.

Saldarriaga, J. G. (1998). *Hidráulica de tuberías*. Colombia: Santafé de Bogotá.

Scobey, S. F. (1926). *Fortier and Scobey on Permissible Canal Velocities*. Estados Unidos: California, Transactions of the American Society of Civil Engineers.

Torres, E. (2013). *Diseño de puentes Interpretación del código AASHTO*. Ecuador: Quito, Editorial UniversitariaAbya-Yala.

Glosario de Símbolos

<i>Simbología</i>	<i>Significado</i>	<i>Unidad</i>
W_{cp}	Área de la sección de flujo del cauce principal	m ²
W_{ri}	Área de la sección de flujo de la ribera izquierda	m ²
W_{rd}	Área de la sección de flujo de la ribera derecha	m ²
B_{cp}	Ancho natural de la sección de flujo del cauce principal	m
B_{ri}	Ancho natural de la sección de flujo de la ribera izquierda	m
B_{rd}	Ancho natural de la sección de flujo de la ribera derecha	m
Q	Caudal de diseño en el eje del puente	m ³ /s
Q_{CPN}	Caudal de diseño del cauce principal en condición natural	m ³ /s
C_D	Cohesión de diseño del suelo	Pa
n	Coefficiente de rugosidad	-
k_t	Coefficiente del régimen térmico del suelo	-
k_s	Coefficiente de salinidad del suelo	-
L_P	Frente del orificio bajo el puente	m
W_{ae}	Área de la sección bajo el puente antes del proceso erosivo	m ²
H_{ae}	Profundidad media de flujo bajo el puente antes de la erosión	m
q	Caudal unitario bajo el puente	m ³ /s.m
H_{de}	Profundidad media de flujo en el cauce principal después de la erosión	m
n	Coefficiente de rugosidad	-
e	Coefficiente de contracción lateral	-
P	Coefficiente de erosión general	-
Rq	Coefficiente de incremento del caudal de agua en el cauce natural	-
Q_{cp}	Cauce principal del orificio bajo el puente	m ³ /s
q_{cp}	Caudal específico	m ³ /s.m
H_{ri}	Profundidad media de flujo en la ribera izquierda antes de la erosión	m
H_{rd}	Profundidad media de flujo en la margen derecha antes de la erosión	m
Q_{ri}	Caudal del flujo de agua que pasa por cada una de las riberas izquierdas bajo el puente	m ³ /s
Q_{rd}	Caudal del flujo de agua que pasa por cada una de las riberas derechas bajo el puente	m ³ /s
q_{ri}	Caudal específico en la ribera izquierda	m ³ /s.m
q_{rd}	Caudal específico en la ribera derecha	m ³ /s.m
H	Profundidad de flujo frente a un apoyo	m

v	Velocidad media frente a un apoyo	m/s
α	Ángulo con respecto a la dirección del flujo	°
D_{max}	Diámetro máximo de las partículas del suelo	mm
d	Diámetro medio de las partículas del suelo	m
v_o	Velocidad erosiva para suelos homogéneos	m/s
v_a	Velocidad de agitación para suelos homogéneos	m/s
w	Tamaño hidráulico del suelo con diámetro medio de partículas	m/s
M	Coefficiente de forma del apoyo	-
b_a	Ancho relativo de apoyo	m
K	Coefficiente de sesgo	-
h	Profundidad de la socavación local	m
f_1	Coefficiente de peso del primer elemento del apoyo	-
f_2	Coefficiente de peso del último elemento del apoyo	-
$F(b)$	Parámetro que considera la geometría del apoyo	-
$F(H,v)$	Parámetro que caracteriza las características hidráulicas del flujo	-
M_{2c}	Coefficiente de incremento de la socavación en el caso de un pilote con la ecuación	-
M_1	Coefficiente de forma del apoyo o del elemento del apoyo	-
K_1	Coefficiente de sesgo del cimiento en pilotes	-
M_2	Coefficiente de forma de la losa sobre los pilotes (o del cimiento masivo)	-
b_{a2}	Ancho ponderado de la losa (o del cimiento masivo)	m
e	Apoyo sobre cimiento en pilotes	m
H_i	Profundidad de pilotes	m
f_3	Coefficiente del cuerpo de apoyo	-
h_L	Profundidad de socavación	m
μ_{sp}	Coefficiente de caudal	-
ε_{sp}	Coefficiente de contracción	-
ω_{const}	Área de la sección transversal	m ²
Q	Caudal de diseño	m ³ /s
H_{const}	Profundidad constructiva	m
h_T	Altura del tubo	m
H_o	Carga Total	m
Q_{ver}	Caudal de vertido	m ³ /s
ΔH	Carga sobre el eje de la cresta	m
L_{ver}	Longitud del tramo con vertido	m
g	Aceleración de la gravedad	m/s ²

NEAAR	Nivel al que se eleva el agua en el tramo aguas arriba	m
Z_{eje}	Largo de eje de cota	m
Z_{ent}	Cota de la base del tubo en la entrada	m
i	Pendiente del terreno	-
h'	Profundidad primera conjugada	m
h''	Profundidad segunda conjugada	m
h_{cr}	Altura crítica	m
ϵ	Coefficiente de contracción lateral	-
ξ_m	Coefficiente de efecto de muro	-
b	Ancho de la rápida	m
q	Caudal unitario	m ³ /s
g	Aceleración de la gravedad	m/s ²
E_o	Energía específica total	m
L_R	Longitud del resalto	m
χ	Perímetro mojado	m
R	Radio hidráulico	m
C	Coefficiente de Chézy	-
n	Coefficiente de rugosidad	-
i_{fr}	Gradiente de fricción	-
P	Altura del escalón de la rápida escalonada	m
H	Carga del aliviadero	m
W	Sección de flujo	m ²
m	Coefficiente de descarga del vertedero	-
Q_{dis}	Caudal de diseño	m ³ /s
v_o	Velocidad de acercamiento	m/s
$v_{máxp}$	Velocidad máxima permisible	m/s
v_{cr}	Velocidad crítica	m/s
V	Volumen	m ³
h_o	Profundidad normal de flujo	m
H_o	Carga total	m
C'	Altura del escalón	m
h_c	Profundidad contraída	m
t	Profundidad del borde libre	m
$L_{rápida}$	Longitud de la rápida	m
LH	Longitud horizontal	m
Δz	Desnivel entre el escalón al final y el fondo del rio	m
K_{nec}	Módulo de caudal necesario	m ³ /s

K	Módulo de caudal	m ³ /s
Δl	Distancia entre secciones	m
L_v	Longitud de vuelo	m
L_{esc}	Longitud del escalón	m
h_{esc}	Altura del escalón	m
δ	Espesor de losa del escalón	m
T_r	Periodo de retorno	años
t_c	Tiempo de concentración	min
C_c	Coefficiente de escorrentía en vía	-
C_t	Coefficiente de escorrentía en talud	-
W_c	Ancho de plataforma	m
W_t	Ancho de la calzada	m
I	Intensidad de Precipitación	mm/h
A	Área tributaria	km ²
S_o	Pendiente Longitudinal	%
S_x	Pendiente Transversal	%
L_r	Longitud Resultante	m
S_r	Pendiente Resultante	m/m
Z_i	Talud de vía	-
Z_e	Talud de corte	-
n	Coefficiente de rugosidad	-
B	Espejo de agua	m
P	Perímetro mojado	m
R	Radio hidráulico	m
y	Calado	m
Q_d	Caudal de diseño de la cuneta	m ³ /s
v	Velocidad	m/s
h_s	Altura de revancha	m
H	Altura constructiva de la cuneta	m