



ESPE

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS

INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA: DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCIÓN PARA LA QUEBRADA
DEL RÍO ALÁQUEZ ANTE EL FLUJO DE LOS LAHARES DEL VOLCÁN
COTOPAXI**

AUTOR: VIVAR LOAIZA, LEONARDO ALEJANDRO

DIRECTOR: SANDOVAL ERAZO, WASHINGTON RAMIRO

SANGOLQUÍ

2019



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICADO

Certifico que el trabajo de titulación “**DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCIÓN PARA LA QUEBRADA DEL RÍO ALÁQUEZ ANTE EL FLUJO DE LOS LAHARES DEL VOLCÁN COTOPAXI**” fue realizado por el señor **VIVAR LOAIZA, LEONARDO ALEJANDRO** el mismo que fue revisado en su totalidad, analizado por la herramienta de similitud de contenido; por lo tanto cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 29 de Julio del 2019



Ing. Washington Ramiro Sandoval Erazo PhD
DIRECTOR



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

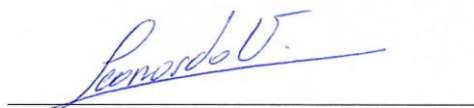
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, **VIVAR LOAIZA, LEONARDO ALEJANDRO**, declaro que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: “**DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCIÓN PARA LA QUEBRADA DEL RÍO ALÁQUEZ ANTE EL FLUJO DE LOS LAHARES DEL VOLCÁN COTOPAXI**”, es de mi autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Consecuentemente el contenido de la investigación mencionada es veraz.

Sangolquí, 29 de Julio del 2019



LEONARDO ALEJANDRO VIVAR LOAIZA

CC.: 1724342439



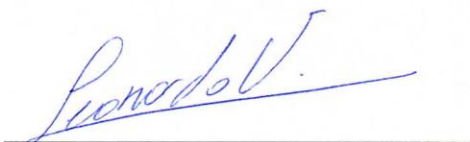
**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **VIVAR LOAIZA, LEONARDO ALEJANDRO** autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación “**DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCIÓN PARA LA QUEBRADA DEL RÍO ALÁQUEZ ANTE EL FLUJO DE LOS LAHARES DEL VOLCÁN COTOPAXI**” en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi responsabilidad.

Sangolquí, 29 de Julio del 2019



LEONARDO ALEJANDRO VIVAR LOAIZA

CC. 1724342439

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de investigación a mi familia en especial a mi abuela Esperanza Jaramillo y a mi tío José Loaiza, por brindarme su apoyo para culminar con éxito mi carrera, a mi abuelo Orlando Loaiza por estar a mi lado en las etapas más importantes de mi vida ensañándome valores y principios inquebrantables.

A mi madre Carolina Loaiza por tener la paciencia necesaria y cariño en momentos complicados y de gran tensión.

A mis grandes amigos Vicky, Tabata y Tony por acompañarme en mis largas horas de estudio.

A mi gran amiga y mano derecha Alejandra Jurado por su ayuda absoluta brindada en cada una de las etapas de mi carrera, por su carisma y la forma de enfrentar los problemas con soluciones innovadoras y audaces.

LEONARDO ALEJANDRO VIVAR LOAIZA

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mi familia, especialmente a mi madre por ser un pilar fundamental en el desarrollo de mi carrera universitaria.

A Alejandra Jurado por brindarme su apoyo incondicional, a cualquier hora y sin importar las circunstancias, tratando siempre de dar lo mejor de ella para que cualquier problema sea resuelto de la mejor manera.

A mis grandes amigos Vicky, Tabata y Tony por levantarme el ánimo y ayudarme a seguir adelante mientras los obstáculos seguían incrementándose en cada paso que daba.

Al Ingeniero Oswaldo Padilla PhD docente investigador del Centro Geoespacial de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, quién facilitó un archivo en formato shape a escala 1: 5000, para el estudio de la quebrada del río Aláquez.

Agradezco al Ingeniero Juan Haro por la inmensa ayuda brindada a lo largo de mi carrera y en especial de su apoyo en la elaboración del presente proyecto de titulación. Finalmente, un agradecimiento especial al Dr. Washington Sandoval por su paciencia y habilidad para la enseñanza, permitiéndome solventar cualquier duda en especial en la elaboración del presente trabajo.

LEONARDO ALEJANDRO VIVAR LOAIZA

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CARÁTULA	
CERTIFICADO	i
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	ii
AUTORIZACIÓN	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO	v
RESUMEN	xv
ABSTRACT	xvi
CAPÍTULO I	1
GENERALIDADES	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Antecedentes	2
1.3. Planteamiento del problema	3
1.4. Área de estudio.....	4
1.5. Justificación.....	5
1.6. Objetivos	6
1.6.1. Objetivo general	6
1.6.2. Objetivos específicos.....	6
CAPÍTULO II	7
MARCO TEÓRICO	7
2.1. Descripción.....	7
2.2. Historia eruptiva del volcán Cotopaxi.....	7
2.3. Sistemas de contención ante flujo de lahares	9
2.3.1. Sistemas flexibles	9
2.3.2. Sistema SABO.....	10
2.3.3. Presas según los materiales empleados	11
CAPÍTULO III	14
ESTUDIOS PRELIMINARES: HIDROLÓGICOS, TOPOGRÁFICOS Y GEOTÉCNICOS	
.....	14
3.1. Análisis: Hidrológico y Topográfico.....	14
3.1.1 Área de la Cuenca.....	15
3.1.2 Área y volumen de inundación del casquete polar.....	16
3.1.3 Determinación de la sección de cierre.....	19
3.1.4 Cuenca hidrográfica superficial.....	26

3.1.5	Tiempos de concentración.....	28
3.1.6	Análisis de caudales	31
3.1.6.1	Método Probabilístico	31
3.1.6.2	Metodología propuesta por Sandoval & Aguilera (2014)	39
3.1.6.3	Método Racional	40
3.2.	Estudio de suelos	51
3.2.1	Sísmica de refracción	51
3.2.2	Ensayos de campo	53
3.2.2.1	Análisis de resultados en SEISMAGER línea de refracción sísmica de 92m	54
3.2.2.2	Análisis de resultados en SEISMAGER línea de refracción sísmica de 115m	56
3.2.3	Ensayos de laboratorio	60
3.2.3.1	Contenido de humedad.....	60
3.2.3.2	Granulometría por tamizado.....	61
3.2.3.3	Masa unitaria suelta y varillada.....	63
3.2.3.4	Absorción y densidad	65
3.2.3.5	Ensayo Próctor Modificado.....	69
3.2.3.6	Corte directo.....	76
3.2.3.7	Carga puntual	78
CAPÍTULO IV.....		80
DISEÑO DE LA PRESA MIXTA Y OBRAS DE DESAGÜE.....		80
4.1.	Cálculo de fuerzas y momentos externos	80
4.1.1	Fuerzas estáticas: Empuje del lahar y momento volcador.....	80
4.1.2	Fuerzas sísmicas	82
4.1.3	Fuerzas dinámicas: de impacto y momento del flujo lahárico	84
4.2.	Cálculo de fuerza, momento estabilizador y factores de seguridad.....	85
4.2.1	Factor de seguridad ante deslizamiento.....	94
4.3.	Cálculo de esfuerzos en la cimentación.....	95
4.4.	Diseño del vertedero de excedentes	97
4.5.	Refuerzo mínimo para elementos de hormigón armado de la presa mixta.....	102
4.6.	Diseño de la presa de materiales sueltos	103
4.6.1	Método Bishop simplificado	104
4.6.2	Método Jambú	104
4.6.3	Geometría de la presa de materiales sueltos.....	106
4.6.4	Análisis estático y pseudo-estático.....	108
4.7.	Diseño de alcantarilla	111
4.7.1	Funcionamiento hidráulico.....	111
4.7.2	Consideraciones hidráulicas de diseño	112
4.7.3	Vertedero de entrada	114
4.7.4	Canal de conducción de la alcantarilla	119
4.7.5	Diseño de la protección del cauce aguas abajo.....	123
4.7.5.1	Diseño de la losa de zampeado.....	124

4.7.5.2	Estabilidad de la losa de zampeado	125
4.7.5.3	Profundidad de socavación.....	132
4.7.6	Orificios vertedores	133
4.7.7	Escalones de disipación.....	134
4.7.8	Refuerzo mínimo para elementos de hormigón de desagüe	138
4.7.8.1	Refuerzo mínimo en la alcantarilla.....	138
4.7.8.2	Refuerzo mínimo para las escaleras de disipación	140
4.7.8.3	Refuerzo mínimo para el delantal y losa de zampeado	141
4.8.	Presupuesto aproximado.....	141
CAPÍTULO V	144
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	144
5.1	Conclusiones	144
5.2	Recomendaciones	145
Bibliografía	147

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 <i>Clasificación de cuencas hidrográficas por su área</i>	15
Tabla 2 <i>Parámetros para la determinación del punto de cierre</i>	20
Tabla 3 <i>Coordenadas de ubicación de los puntos</i>	22
Tabla 4 <i>Cálculo de la curva Cota-Volumen para el punto 3</i>	23
Tabla 5 <i>Relación volumen presa/volumen embalse</i>	25
Tabla 6 <i>Parámetros morfométricos de la cuenca hidrográfica</i>	27
Tabla 7 <i>Expresiones para el cálculo de tiempos de concentración</i>	28
Tabla 8 <i>Tiempos de concentración de la cuenca del punto 3</i>	31
Tabla 9 <i>Datos de caudales máximos h0797</i>	32
Tabla 10 <i>Prueba T-Student</i>	34
Tabla 11 <i>Cambios de los datos respecto a la media</i>	34
Tabla 12 <i>Test Helmert</i>	35
Tabla 13 <i>Puntos porcentuales de Kolmogorov-Smirnov</i>	35
Tabla 14 <i>Cálculo de las curvas empíricas</i>	36
Tabla 15 <i>Aplicación de la prueba de bondad de ajuste</i>	37
Tabla 16 <i>Coefficiente “a” en función de la precipitación media anual</i>	40
Tabla 17 <i>Datos curva IDF</i>	45
Tabla 18 <i>Resumen de caudales de diseño</i>	46
Tabla 19 <i>Rugosidades en función del diámetro</i>	48
Tabla 20 <i>Método de Cowan</i>	49
Tabla 21 <i>Cálculo de curva cota-caudal</i>	50
Tabla 22 <i>Análisis de resultados del ensayo de sísmica de refracción</i>	59
Tabla 23 <i>Resultados del ensayo de contenido de humedad</i>	61
Tabla 24 <i>Cálculo de la curva granulométrica</i>	62
Tabla 25 <i>Resultados del ensayo masa unitaria suelta</i>	64
Tabla 26 <i>Resultados del ensayo masa unitaria varillada</i>	65
Tabla 27 <i>Resultados del ensayo absorción árido grueso</i>	66
Tabla 28 <i>Resultados del ensayo densidad de árido grueso</i>	66
Tabla 29 <i>Resultados del ensayo absorción árido fino</i>	68
Tabla 30 <i>Resultados del ensayo densidad de árido fino</i>	68
Tabla 31 <i>Resultados del ensayo Próctor Modificado</i>	69
Tabla 32 <i>Pesos específicos y granulometría</i>	72
Tabla 33 <i>Cálculo del coeficiente de caracterización</i>	73
Tabla 34 <i>Peso volumétrico teórico y experimental</i>	75
Tabla 35 <i>Resultados del ensayo carga puntual</i>	79
Tabla 36 <i>Fuerzas estáticas</i>	81
Tabla 37 <i>Coefficiente de aceleración sísmica</i>	83
Tabla 38 <i>Fuerzas dinámicas</i>	83
Tabla 39 <i>Fuerzas dinámicas</i>	85

Tabla 40	<i>Factores de seguridad para presas de hormigón</i>	86
Tabla 41	<i>Momento resistente de los contrafuertes con respecto al punto O</i>	87
Tabla 42	<i>Momento resistente de la pantalla y paredes con respecto al punto O</i>	88
Tabla 43	<i>Momento resistente del relleno de suelo con respecto al punto O</i>	88
Tabla 44	<i>Factor de seguridad ante volteo</i>	89
Tabla 45	<i>Cálculo del centro de gravedad de la presa mixta</i>	90
Tabla 46	<i>Momento resistente de los contrafuertes respecto al punto O'</i>	91
Tabla 47	<i>Momento resistente de las paredes y pantalla respecto al punto O'</i>	92
Tabla 48	<i>Momento resistente del suelo respecto al punto O'</i>	93
Tabla 49	<i>Coefficientes de fricción y cohesión</i>	94
Tabla 50	<i>Factor de seguridad a deslizamiento</i>	95
Tabla 51	<i>Combinación de cargas por fuerzas estáticas</i>	96
Tabla 52	<i>Combinación de cargas por fuerzas sísmicas</i>	96
Tabla 53	<i>Combinación de cargas por fuerzas dinámicas</i>	97
Tabla 54	<i>Esfuerzos en el suelo por acciones: estáticas, dinámicas y sísmicas</i>	97
Tabla 55	<i>Anchos de cresta iniciales</i>	99
Tabla 56	<i>Anchos de cresta definitivos</i>	101
Tabla 57	<i>Refuerzo mínimo para muros de hormigón</i>	102
Tabla 58	<i>Taludes para presas de materiales sueltos</i>	106
Tabla 59	<i>Grosor de la Corona</i>	107
Tabla 60	<i>Anchos de corona</i>	107
Tabla 61	<i>Resultados del análisis estático y pseudo-estático</i>	110
Tabla 62	<i>Tirante aguas arriba y aguas abajo del cauce</i>	116
Tabla 63	<i>Velocidad máxima a la salida de la alcantarilla</i>	121
Tabla 64	<i>Longitudes de la losa</i>	125
Tabla 65	<i>Profundidad del estrato activo</i>	128
Tabla 66	<i>Factores de seguridad por flotación y volcamiento</i>	131
Tabla 67	<i>Tirante del vertedero de ingreso</i>	133
Tabla 68	<i>Cálculo de h1</i>	136
Tabla 69	<i>Espesor mínimo de losas en una dirección</i>	138
Tabla 70	<i>Recubrimiento mínimo para elementos de hormigón in-situ</i>	139
Tabla 71	<i>Presupuesto aproximado: Presa Mixta Quebrada del Río Aláquez</i>	142

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Fotografía del Volcán Cotopaxi.....	1
Figura 2 Ríos del Volcán Cotopaxi.....	5
Figura 3 Gases volcánicos emitidos por Volcán Cotopaxi.....	7
Figura 4 Presa tipo SABO. Río Huashan en Yunlin, Taiwán	10
Figura 5 Presas Medeo, en el Río Malaya Alma-Atinka en Kazajstán	12
Figura 6 Presa de hormigón en Almaty, Kazajistán.....	13
Figura 7 Presa mixta a gravedad en la región de Almaty, en el río Khorgos	13
Figura 8 Modelo digital de la Cuenca del Río Aláquez.	15
Figura 9 Área de aportación del casquete a la cuenca del Río Aláquez.....	17
Figura 10 Hidrograma unitario de entrada	18
Figura 11 Mapa Regional de Amenazas Volcánicas Potenciales.....	20
Figura 12 Inundación del río Aláquez modelado en HEC-RAS	21
Figura 13 Ubicación geográfica de los puntos de cierre	22
Figura 14 Curva Cota-Volumen Sección 12000	23
Figura 15 Curva Cota-Volumen Sección 14800	23
Figura 16 Curva Cota-Volumen Sección 18600	24
Figura 17 Curva Cota-Volumen Sección: 20400	25
Figura 18 Curva Cota-Caudal Sección: 18600.....	26
Figura 19 Cuenca hidrográfica del punto de control 3.....	27
Figura 20 Mapa de módulos específicos anuales	30
Figura 21 Curva empírica y teórica: Weibull.....	38
Figura 22 Curva empírica y teórica: Chegodayev.....	38
Figura 23 Mapa de Isoyetas del Ecuador	42
Figura 24 Mapa de intensidades D=60min	43
Figura 25 Mapa de intensidades D=120min	44
Figura 26 Mapa de intensidades D=360min	45
Figura 27 Curva IDF	45
Figura 28 Coeficientes de Manning para la ecuación de Cowan	48
Figura 29 Perfil longitudinal y pendiente bruta en 50m.....	49
Figura 30 Curva Cota-Caudal	51
Figura 31 Ondas elásticas.....	53
Figura 32 Visita técnica al punto de control 3.....	53
Figura 33 Implantación de geófonos.....	54
Figura 34 Configuración del sismógrafo para etapa pasiva	54
Figura 35 Distribución de Vs30 promedio activo hasta 20m de profundidad.....	55
Figura 36 Estratigrafía en profundidad del terreno y Vs30 por capa	55
Figura 37 Distribución de Vs30 pasivo hasta 20m de profundidad	55
Figura 38 Distribución de Vs30 combinado hasta 20m de profundidad	56
Figura 39 Domocronas	56
Figura 40 Distribución de ondas Vp y estratos principales del terreno.....	56

Figura 41 Distribución de las ondas Vs30 promedio activo hasta 20m de profundidad	57
Figura 42 Estratigrafía en profundidad del terreno y Vs30 por capa	57
Figura 43 Distribución de ondas Vs30 pasivo hasta 20m de profundidad	58
Figura 44 Distribución de ondas Vs30 combinado hasta 20m de profundidad.....	58
Figura 45 Domocronas	58
Figura 46 Distribución de ondas Vp y estratos principales del terreno.....	59
Figura 47 Clasificación de suelos por ondas Vs.....	59
Figura 48 Extracción de material en el punto 3.....	60
Figura 49 Pesado de muestras para ensayo de humedad.....	61
Figura 50 Áridos distribuidos conforme a su granulometría.....	62
Figura 51 Curva granulométrica	63
Figura 52 Enrasado de la tercera capa de material	64
Figura 53 Secado del árido grueso por medio de una franela	66
Figura 54 Pesado de la arena en estado SSS	67
Figura 55 Adición y mezcla de árido con 2% de humedad.....	69
Figura 56 Curva de compactación.....	70
Figura 57 Porcentaje de áridos entre fajas.....	73
Figura 58 Ubicación de la muestra en sección cuadrada y perfil de corte	76
Figura 59 Curvas esfuerzo-deformación	77
Figura 60 Ecuación de regresión para deformaciones máximas	77
Figura 61 Calibración de la máquina de carga puntual	78
Figura 62 Ubicación del empuje del lahar en el perfil de la presa	81
Figura 63 Mapa de zonificación sísmica del Ecuador.....	83
Figura 64 Fuerzas sísmicas y centro de gravedad	84
Figura 65 Sección transversal de la presa y área de influencia del lahar	85
Figura 66 Ubicación punto O	86
Figura 67 Ubicación del punto O'	90
Figura 68 Casos de distribución de esfuerzos en la cimentación	96
Figura 69 Curva Volumen almacenado y caudal	101
Figura 70 Laminación del embalse	102
Figura 71 Causas comunes de fallas en presas de materiales sueltos.....	103
Figura 72 Nomograma para la determinación del factor fo	105
Figura 73 Método Bishop sin sismo aguas arriba	108
Figura 74 Método Jambú con sismo aguas arriba.....	109
Figura 75 Método Bishop con sismo aguas abajo.....	110
Figura 76 Método Bishop sin sismo aguas abajo.....	110
Figura 77 Alcantarilla con control aguas arriba	111
Figura 78 Alcantarilla con control aguas abajo.....	112
Figura 79 Velocidades máximas permisibles en canales	113
Figura 80 Coeficientes de rugosidad de Manning.....	114
Figura 81 Sección transversal del río aguas arriba.....	116
Figura 82 Sección transversal del río aguas abajo	116
Figura 83 Diseño del vertedero de entrada en HCanales	117

Figura 84 Perfil ASCE 60	119
Figura 85 Perfil longitudinal y pendiente de la alcantarilla	119
Figura 86 Tirante crítico de la alcantarilla obtenida en H-Canales	120
Figura 87 Curva de derrame de la alcantarilla obtenida en H-Canales	121
Figura 88 Matriz de ingreso de datos en HY-8	122
Figura 89 Curva de derrame en el interior de la alcantarilla	122
Figura 90 Resultados obtenidos en el modelamiento hidráulico.....	123
Figura 91 Estrato activo en proceso de infiltración.....	128
Figura 92 Ubicación de fuerzas de volteo, flotación y diferencia de cotas Z.....	128
Figura 93 Cálculo de esfuerzos por sub-presión	129
Figura 94 Partes constitutivas de las bandejas	135
Figura 95 Ángulo de inclinación entre escaleras de disipación	137
Figura 96 Cálculo del tirante normal en el canal de las bandejas	137

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO A: HOJAS DE CÁLCULO CURVAS COTA-CAUDAL.....	141
Anexo A1. Cálculo de curva Cota-Caudal Punto 1.....	141
Anexo A2. Cálculo de curva Cota-Caudal Punto 2.....	141
Anexo A3. Cálculo de curva Cota-Caudal Punto 4.....	142
ANEXO B: CÁLCULO DE LA PENDIENTE SUAVIZADA DEL RÍO ALÁQUEZ.....	143
ANEXO C: RESULTADOS DEL ENSAYO DE SÍSMICA DE REFRACCIÓN.....	145
Anexo C1. Ubicación de los geófonos.....	145
Anexo C2. Frecuencia y velocidad de llegada de las ondas por cada golpe.....	145
Anexo C3. Diagrama Velocidad-Frecuencia pasivo.....	145
Anexo C4. Curvas de dispersión de velocidades y frecuencias pasivas.....	146
Anexo C5. Curvas de dispersión de velocidades y frecuencias activas y pasivas.....	146
ANEXO D: RESULTADOS DEL ENSAYO DE SÍSMICA DE REFRACCIÓN.....	146
Anexo D1. Ubicación de los geófonos.....	147
Anexo D2. Frecuencia y velocidad de llegada de las ondas por cada golpe.....	147
Anexo D3. Diagrama Velocidad-Frecuencia pasivo.....	147
Anexo D4. Curvas de dispersión de velocidades y frecuencias pasivas.....	147
Anexo D5. Curvas de dispersión de velocidades y frecuencias activas y pasivas.....	148
ANEXO E: RESULTADOS DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO.....	149

RESUMEN

El trabajo de titulación “DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCIÓN PARA LA QUEBRADA DEL RÍO ALÁQUEZ ANTE EL FLUJO DE LAHARES DEL VOLCÁN COTOPAXI”, consiste en el diseño hidráulico de una presa mixta constituida por hormigón y materiales sueltos para el río Aláquez, que cumple la función de retener el impacto de flujo de lodos procedentes del deshielo del casquete del volcán producido por un episodio eruptivo de gran magnitud. El contenido del presente proyecto está conformado por la ubicación del embalse, basado en la inundación de la topografía con un volumen de deshielo definido por el área de influencia del casquete sobre la cuenca del río y la capacidad de almacenamiento de la sección de cierre de cada uno de los puntos estudiados; el análisis hidrológico y morfométrico de la cuenca del río Aláquez fundamentado en metodologías empíricas y probabilísticas, se hace un estudio de suelos en función de un ensayo de refracción sísmica reconociendo la estratigrafía y la profundidad de desplante adecuada para la cimentación, se determinaron las propiedades físicas y mecánicas de los aluviales del sitio, se plantea un sistema de desagüe para el flujo continuo del río así como un vertedero de excedentes y se culmina con un presupuesto aproximado de las obras.

PALABRAS CLAVE:

- **VOLCÁN COTOPAXI**
- **RÍO ALÁQUEZ**
- **FLUJO DE LAHARES**
- **PRESA MIXTA**
- **OBRAS DE MITIGACIÓN**

ABSTRACT

The titling project “DESIGN OF WORKS OF PROTECTION FOR THE CREEPING OF THE RIVER ALÁQUEZ TO THE FLOW OF LAHARES OF THE COTOPAXI VOLCANO”, consists of the hydraulic design of a mixed dam constituted by concrete and loose materials for the Aláquez River, which fulfills the function of retaining the impact of mudflow coming from the melting of the volcano's cap produced by a large eruption episode. The content of this project is made up of the location of the reservoir, based on the flooding of the topography with a defrost volume defined by the area of influence of the cap on the river basin and the storage capacity of the closing section of each one of the points studied; the hydrological and morphometric analysis of the basin of the river Aláquez based on empirical and probabilistic methodologies, a soil study is made based on a seismic refraction test recognizing the stratigraphy and the adequate depth of the foundation, the physical properties were determined and the alluvial mechanics of the site, a drainage system is proposed for the continuous flow of the river as well as a surplus landfill and it is completed with an approximate budget for the works.

KEYWORDS

- **COTOPAXI VOLCANO**
- **ALÁQUEZ RIVER**
- **FLOW OF LAHARS**
- **MIXED DAM**
- **MITIGATION WORKS**

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1. Introducción

El Ecuador forma parte del cinturón de fuego del Pacífico y posee 98 volcanes considerando la región insular, de los cuales 31 se encuentran activos o potencialmente activos (El Comercio, 2019).



Figura 1. Fotografía del Volcán Cotopaxi

Fuente: (Diario El Universo, 2018)

El volcán Cotopaxi, Figura 1, es el segundo más alto del Ecuador y también es conocido por ser uno de los más peligrosos del mundo, debido a la gran cobertura de nieve, todos los afluentes que este posee y la alta densidad poblacional asentada en las riveras. A partir de agosto del 2015 se reactivó este volcán, fecha en la que se produjo explosiones freáticas sin magma, alertando a la población de las provincias de Cotopaxi, Pichincha y Napo (Vistazo, 2019).

Desde que este coloso mostro sus primeras señales de reactivación, los GAD Municipales emprendieron obras de prevención no estructurales; comunicando y enseñando a los pobladores las

medidas que se deben tomar en caso de una erupción. Sin embargo, es necesario que se efectúen obras estructurales que ayuden a minimizar el impacto que generaría la erupción del Cotopaxi.

Este proyecto presenta una obra de protección para la provincia de Cotopaxi ubicada en el flanco sur del volcán, siendo esta la zona con más peligro en un proceso eruptivo ya que, se prevé que por el flanco sur bajará la mayor cantidad de lahares generados por este volcán. Existen tres drenantes naturales en el flanco sur de este volcán, como son: el río Cutuchi, Saquimala y Aláquez, los cuales atraviesan por las ciudades más importantes de esta provincia como Latacunga, Salcedo, Patate y Baños, que constituyen las ciudades con más ingresos económicos y turísticos para la provincia de Cotopaxi.

1.2. Antecedentes

El volcán Cotopaxi, con una altitud de 5897 msnm, forma parte del anillo de fuego del Pacífico, y constituye uno de los volcanes más peligrosos del mundo por la gran cantidad de lodo y escombros (lahares) que puede transportar por sus ríos y afluentes, en el caso de una erupción volcánica (Instituto Geofísico EPN).

Los flujos de lodo o lahares, corresponden a un flujo torrencial de agua lodosa, que acarrea sólidos de todos los tamaños, y se desplaza mediante gravedad a velocidades muy altas. La trayectoria de los lahares parten de las laderas de un volcán y avanza hacia los valles. (Aguilera & Toulkeridis, 2005). Cuando estos flujos empiezan a desplazarse ocupan todos los ríos y afluentes que nacen de los nevados, y debido a su alta densidad son capaces de arrastrar todo objeto que se encuentre en su paso.

Este volcán a lo largo de la historia presentó cinco periodos eruptivos: 1532-1534, 1742-1744, 1766-1768, 1853-1854 y 1877-1880, siendo el ultimo el más fuerte registrado (Instituto Geofísico EPN, 2015), ocasionando grandes estragos para toda la población como caída de ceniza, emisión de flujos piroclásticos y lahares que trajeron como víctimas mortales muchas personas.

Se registró un incremento de actividad volcánica en el año 2015 tras 138 años desde su última erupción (El Comercio, 2019), alarmando a la población de Cotopaxi, Pichincha y Napo, que presentaron los estragos de este evento. A partir de que el volcán se reactivó, los distintos GAD municipales de estas provincias que presentaban alta probabilidad de afectación, emprendieron

charlas, publicidad y campañas informativas a la población sobre las medidas a tomar en caso de una erupción de este volcán; sin embargo, se prevé que pese a las medidas de prevención que se tomará, y como gran parte de la población decide asentarse en las riberas de los ríos, pueden ocurrir daños irreversibles e inimaginables en el caso de presentarse un evento altamente explosivo (El Telégrafo, 2019).

A través de sistemas estructurales de protección, se pueden reducir los daños económicos, sociales y ambientales ante un evento eruptivo, implementando obras de mitigación. Existen dos formas básicas para mitigar y prevenir los desastres producidos por el flujo de lodos; en primera instancia tenemos los elementos estructurales como son los elementos físicos constituidos por obras de ingeniería; un claro ejemplo son aquellos formulados en Japón, donde se ha desarrollado al punto de poseer la denominación de ingeniería “SABO” (Sabo, término japonés que se emplea para referirse al control de la erosión mediante obras (Mizuyama, 2008)) ; la otra opción, proviene de medidas no estructurales donde se encuentran el desarrollo de programas preventivos, por ejemplo, sistemas de alerta y evacuación, reglamentos de uso del suelo (pasivo). Generalmente se combinan los elementos estructurales con los no estructurales, para que exista mayor eficacia en cuanto a la prevención y reducción del daño por los lahares. (Amigo, Silva, & Saavedra, 2014)

Actualmente, todo el sector de la población que se vería afecta en la quebrada del Río Aláquez no cuenta con obras de protección que proporcionen seguridad a los moradores de esta zona, siendo imperativo establecer un diseño de una obra que permita detener parte o todos los lahares que pueden transportarse por el río y evitar todas las posibles pérdidas en caso de una erupción volcánica futura.

1.3. Planteamiento del problema

La provincia de Cotopaxi ubicada en el flanco sur del volcán Cotopaxi, es conocida por ser la posiblemente más afectada en caso de una erupción volcánica; esto se debe a la gran cantidad de lodos y escombros que se transportarían por los tres drenantes naturales de esta zona, como son: el río Cutuchi, Saquimala y Aláquez, que atraviesan por las ciudades de esta provincia, poniendo en alto riesgo a más de 300.000 personas que viven en ellas (BBC Mundo, 2019).

La importancia que tiene el emprender obras de mitigación y prevención para estos desastres naturales, radican en lo expuesto anteriormente. En la ciudad de la Latacunga, se han realizado varias reuniones en donde se plantearon la necesidad de implementar estas obras de mitigación, pues en la actualidad, pese al riesgo potencial de la erupción del Cotopaxi, no se cuenta todavía con obras de mitigación estructurales (La Hora, 2019).

En cuanto a medidas no estructurales, se zonificó toda la provincia en áreas de mayor a menor afectación y se implementó refugios temporales zonales para que las personas acudan a estos sitios seguros frente a una erupción de este volcán. Se conoce que hasta la fecha, se realizan en los centros educativos, así como en los barrios más afectados, charlas y simulaciones de medidas a tomar frente una erupción (La Hora, 2019).

Además, se cuenta con un sistema de alerta temprana (SAT) instalada por el gobierno en distintos puntos estratégicos del país, para alertar a la población frente a un peligro de erupción volcánica. Estos sistemas de alerta temprana detectan la ocurrencia de fenómenos naturales que pueden generar daños a la población mediante la vigilancia de indicadores (El Telégrafo, 2016).

1.4. Área de estudio

El volcán Cotopaxi se encuentra ubicado en la Cordillera Oriental, Provincia de Cotopaxi, a una distancia aproximada de 35 km al Noreste de Latacunga (Instituto Geofísico EPN); y posee tres sistemas de drenaje que son el drenaje norte, sur y oriental.

El presente trabajo investigativo se realizó para el flanco sur del volcán Cotopaxi, específicamente en la quebrada del río Aláquez, en las coordenadas UTM X= 786527,757 Y=9914660,610, como se muestran en la Figura 2.



Figura 2. Ríos del Volcán Cotopaxi

Fuente: (Diario El Comercio , 2015)

1.5. Justificación

El cinturón de fuego del pacífico es una zona de alta actividad volcánica, formado a partir del movimiento de placas tectónicas, lo que ha provocado que a lo largo del tiempo los fenómenos telúricos se vayan incrementando. Gradualmente, el proceso de reconocer el riesgo volcánico ha aumentado, debido a las consecuencias catastróficas de algunas erupciones volcánicas, donde podemos mencionar a la del Nevado del Ruiz (1985) y Pinatubo (1991), que causaron muchos estragos a la población de Colombia y Filipinas respectivamente. (Aguilera & Toulkeridis, 2005).

El Ecuador se caracteriza porque su población se asienta en zonas de alto riesgo, debido a los posibles desastres naturales que pueden producirse gracias a los volcanes que atraviesan toda la región Andina. Su necesidad de poblar estas zonas nace del alto nivel de producción agrícola y turística que es muy característico de nuestro país. Los flujos de lahares, constituyen la principal amenaza para las ciudades más importantes de la provincia de Cotopaxi como Latacunga, Salcedo, Patate y Baños, siendo estas ciudades parte de las riveras de los drenantes naturales del volcán Cotopaxi en el flanco sur como los ríos: Cutuchi, Saquimala y Aláquez.

Debido a todas estas amenazas, se vio la necesidad de buscar la forma de mitigar el impacto que puede generar los procesos eruptivos de gran magnitud, mediante obras de prevención para salvaguardar la vida de los habitantes; de tal forma que, la matriz productiva del país constituida

por el sector agrícola y turístico de estas zonas, no sean afectadas y no se paralice el desarrollo de la población y la nación.

La razón principal por la que se ejecutó la presente investigación, es salvaguardar vidas humanas frente al flujo de lodos; para ello, se realizaron estudios geotécnicos y el diseño de obras de protección para la quebrada del río Aláquez ubicada en el flanco sur del volcán Cotopaxi, brindando la posibilidad de aplicar este estudio como un medio para reducir la vulnerabilidad frente a un posible nuevo episodio eruptivo.

1.6. Objetivos

1.6.1. Objetivo general

Diseñar una presa de retención para la quebrada del Río Aláquez, que permita almacenar la mayor cantidad de sólidos del flujo lahárico producto de una posible erupción del Volcán Cotopaxi, conforme a requerimientos de eficiencia técnica y económica y, de esta manera, reducir el efecto destructivo en las poblaciones del flanco sur de este volcán.

1.6.2. Objetivos específicos

- Obtener datos e información sobre los parámetros morfológicos e hidrológicos de la cuenca de la quebrada del río Aláquez para su análisis y procesamiento.
- Establecer la cantidad de flujo de lodo y escombros que arribarían a la quebrada del río Aláquez para el diseño de la obra de mitigación.
- Definir la mejor ubicación para la implantación de la presa de retención en la quebrada del río Aláquez.
- Seleccionar las obras complementarias acorde a los requerimientos que se presente, en la zona de estudio.
- Establecer los costos aproximados de las obras de protección para la prevención del flujo de lahares para la quebrada del río Aláquez.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Descripción

El proyecto contempla el diseño de la estructura de retención y almacenamiento de lodos y obras de descarga de caudales diarios en el caso de flujo lahárico. La determinación del volumen de sedimentos a retener, se basa en el análisis del área de influencia del casquete glaciar del volcán Cotopaxi por medio de la topografía de la zona, obtenida de cartas topográficas y procesadas mediante un modelo digital del terreno; en conjunto con el histórico de caudales máximos diarios y de precipitaciones máximas en 24 horas, llevados a un análisis estadístico; y el estudio de la cuenca de influencia hacia la quebrada del río Aláquez en la sección de control; lo que permite establecer las dimensiones de las obras a realizarse. De igual manera, el estudio de suelos basado en la sísmica de refracción y obtención de muestras in situ, nos permite el análisis de los parámetros físicos y geo mecánicos para la respectiva determinación de los factores de seguridad frente a eventos accidentales y no accidentales, que desempeñan un rol importante en los diseños definitivos de las obras de mitigación. Para finalizar, se elaboró un presupuesto referencial que responde a cuantificaciones económicas y técnicas eficientes.

2.2. Historia eruptiva del volcán Cotopaxi

De acuerdo con el Instituto Geofísico de la EPN, el volcán Cotopaxi a lo largo de la historia ha presentado diversos episodios eruptivos, de los cuales, se posee escasa información en los primeros periodos, ya que solo se cuenta con relatos de testimonios de personas que pudieron presenciar estos acontecimientos. La historia eruptiva de este coloso se puede resumir en cinco periodos: 1532-1534, 1742-1744, 1766-1768, 1853-1854 y 1877-1880 (Instituto Geofísico EPN, 2015). En la Figura 3 se puede visualizar emisiones de gases del Volcán Cotopaxi.



Figura 3. Gases volcánicos emitidos por Volcán Cotopaxi

Fuente: (Instituto Geofísico EPN)

- **Período de 1532-1534:** esta erupción ocurrió a la llegada de los conquistadores españoles, y se tiene evidencia de este suceso debido a los relatos de los españoles en el Reino de España. Según los relatos, el volcán emitió altas cantidades de ceniza, se produjo muchos temblores y terremotos, a los que siguieron lahares continuos; este suceso produjo la muerte a nuestros indígenas, así como a varios españoles recién llegados al Ecuador (Instituto Geofísico EPN, 2019).
- **Período de 1742-1744:** tras 200 años que no presentaba actividad el volcán Cotopaxi, este se reactivó en el año de 1742, y según los relatos, este proceso eruptivo generó lluvias de ceniza y lahares, que inundaron a las poblaciones asentadas cerca al volcán; los dos años siguientes, el volcán continuó emitiendo ceniza; sin embargo, en 1744 se produjo una erupción más fuertes, dejando daños irreparables tanto para Latacunga en la ciudad ahora conocida como Mulaló, y para el Valle de los Chillos, a todas las comunidades asentadas en las riveras del Río Pita. Se estima que hubo cientos de personas y animales muertos (Volcano Discovery, 2019).
- **Período de 1766-1768:** en la época colonial esta erupción fue la más fuerte presenciada, generándose lluvia de ceniza, flujos piroclásticos y lahares que acarreaban piedras calientes y hielo; se conoce que estos lahares inundaron por completo al ahora conocido como el sector del Salto, y llegó hasta el parque Vicente León (Turismo Cotopaxi, 2019).
- **Período de 1853-1854:** durante este período se produjo caída de ceniza y lahares que descendieron por el Río Cutuchi, se conoce que estos flujos acarrearón rocas de casi dos metros a distancias de hasta 15 km (Turismo Cotopaxi, 2019).
- **Período de 1877-1880:** esta erupción se considera como la última de este volcán, debido a que se produjo bastante material lahárico y los daños así mismo fueron muy graves tanto en Latacunga como en el Valle de los Chillos. Este fenómeno natural empezó a mostrar indicios de reactivación un 21 de junio de 1877; ya que, según los testigos de este acontecimiento se presenció varios temblores y el volcán emitía un poco de ceniza y fumarolas; para el 26 de junio, cerca del medio día, empezó su fase eruptiva con material piroclástico, produciendo lahares que descendieron por los ríos Pita, Cutuchi y Tamboyacu,

con velocidades tan altas que en menos de 30 minutos llegaron a Latacunga, en cerca de una hora al Valle de los Chillos, en al menos tres horas a Baños y en 18 horas desembocó en el Río Esmeraldas (Instituto Geofísico EPN, 2019).

Los siguientes años se presenciaron otros eventos eruptivos, en los cuales solo hubo emisión de ceniza en las localidades cercanas al volcán, además de muy poco material piroclástico que no produjo víctimas a su paso.

2.3. Sistemas de contención ante flujo de lahares

Existen varias formas para controlar, desviar o retener el flujo de lodos, todas ellas dependen del tipo de obra a construir, de la facilidad constructiva, volumen del evento, caudal, densidad, altura del flujo, pendiente del canal, características de la sección, los diámetros de las partículas a retener y de la capacidad económica de la zona en donde se ubicará la obra, entre otras.

2.3.1. Sistemas flexibles

Este tipo de sistemas otorgan una presión de sostenimiento de hasta 14000kg/m^2 ; destacándose por la facilidad de integrarse al paisaje que van a proteger, facilitan el drenaje sin que se necesite obras auxiliares de excedentes de caudales y el bajo peso que ofrecen mejorando el transporte e instalación. Están constituidos principalmente por una película de acero que trabaja a tracción anclándose al terreno por medio de bulones; los esfuerzos se transmiten en su dirección longitudinal y parcialmente en dirección transversal, pues se tratan de elementos anisotrópicos. Para su dimensionamiento es necesario conocer la presión de sostenimiento externa y relacionarla con la distribución entre líneas de bulones, cuanto menor sea el espaciamiento entre las ranuras, mayor será la carga de soporte (Prieto & Fernández, 2014).

Este tipo de ejemplares han sido colocados en Stuttgart capital del estado de Baden-Wurtemberg; en una carretera que se caracteriza por tener constantes deslaves constituidos por nieve, suelo y roca, posee una barrera GBE-500A (red pre-ensamblada de alta resistencia con capacidad de hasta 1000kJ apta para cargas dinámicas y puntuales), fue capaz de contener alrededor de 100 metros cúbicos de erosión de suelo, entre ellos, se encuentra una roca de seis metros de diámetro permitiendo que la vía continúe en funcionamiento, evento que ocurrió el domingo, 10 de febrero del 2019 (GEOBRUGG, 2019).

2.3.2. Sistema SABO

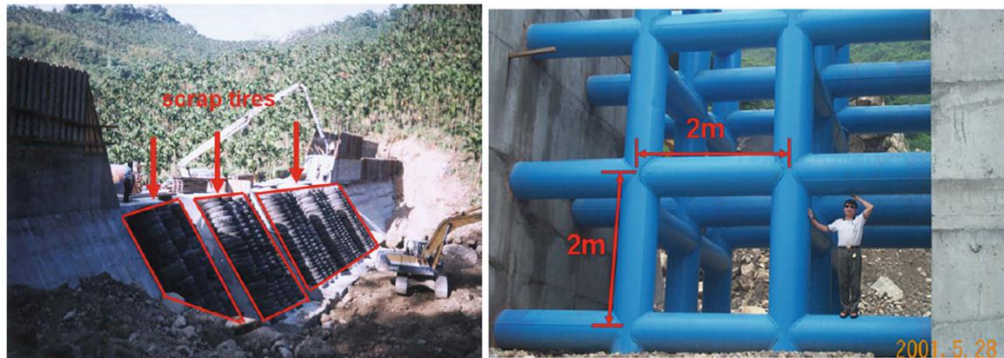


Figura 4. Presa tipo SABO. Río Huashan en Yunlin, Taiwán

Fuente: (Liu, Jan, Lin, & Li, 2012)

Estos sistemas nacieron a partir de la idea de los japoneses sobre la estabilización de los cauces de montaña de gran pendiente, especialmente en las cuencas altas y medias, afianzando el almacenamiento de la mayor cantidad de sedimentos y asegurando la vida útil de las cuencas bajas. Por lo general se emplea en su construcción hormigón ciclópeo; aunque en la actualidad, se suele emplear hormigón armado, tubos de acero y mallas; cuyas componentes son: cuerpo o presa principal, muros laterales hacia aguas abajo, piso de fondo, contra presa y dissipador de energía (Maldonado & Pérez, 1985).

Las presas tipo SABO cuentan con varios ejemplares entre los cuales se destacan: una estructura en forma de pared vertical cuya función es elevar el torrente de agua y estabilizar su perfil aguas arriba; este tipo de presas pueden constituirse por tuberías centrales a manera de canales de paso para eliminar los excedentes. Por otra parte, existen las estructuras abiertas de tipo rejilla o divididas, ver Figura 4, que son diseñadas para capturar escombros de tamaño mediano a grande como: rocas, canto rodado o troncos; cuando se presentan eventos de crecientes menores, los sedimentos atrapados en la presa son llevados aguas abajo de manera controlada y sin afectar a la infraestructura o comunidades aledañas. Se cuenta a su vez con presas de tipo permeable, constituidas por macizos de concreto en los márgenes del río y una estructura metálica en el centro del cauce, formada de tubos de acero con una separación entre ellos que depende del diámetro de partículas a retener; permitiendo el paso libre del agua en condiciones normales evitando grandes impactos sobre la dinámica fluvial (Gómez, 2012).

2.3.3. Presas según los materiales empleados

Las presas se emplean comúnmente para embalsar agua que confluye por medio de un río y elevan su cota hasta un nivel determinado por el diseñador; para derivarla hacia un canal o turbina aprovechándola en centrales hidroeléctricas al transformar energía potencial en cinética o mecánica, abastecimiento en caso de sequías o evitar inundaciones aguas abajo de la sección en la que se encuentra ubicada la presa. En general, este tipo de estructuras trabajan a peso propio al estar formadas por grandes masas de material; en países de primer mundo suele emplearse el hormigón armado implementando las presas tipo arco-bóveda o mediante el reforzamiento por medio de contrafuertes (Avilez, 2015).

Debido al costo que representa construir presas en hormigón armado nacieron nuevos tipos, como es el caso de las presas de tierra y enrocado, cuya clasificación depende del diámetro de las partículas; aquellas que se encuentren conformadas por partículas de gravas o de diámetro menor son presas de tierra (Marsal & Resendiz, 1979); en cuanto, a las constituidas con fracciones de roca de tamaño mayor al de las gravas se denominan enrocamiento o escollera (Sandoval, 2018). Este tipo de presas, son empleadas en países donde el material está disponible en poca distancia como la Presa de enrocado del Proyecto Coca Codo Sinclair ubicada en el Ecuador.

2.3.3.1. Tipos de presas

- Presas de materiales sueltos

Constituyen presas a gravedad con materiales como rocas, piedras, arenas, etc.; suelen ser muy utilizadas por ser económicas, ya que sus materiales no requieren de ninguna transformación química, además de que para su colocación solo se recurre del relleno y la compactación; en la Figura 5 podemos observar la presa Medeo de 110m de altura, construida entre 1968 y 1969 conformada por depósitos de suelo del fondo del valle del río Malaya Alma-Atinka, para evitar el paso de flujo de lodos provenientes de la Cordillera de Tien Shan (Schuster, 2006).

Otro beneficio muy importante de estas presas, se debe al ahorro económico de transportar material, ya que se emplean materiales disponibles cercanos a la zona de construcción.



Figura 5. Presas Medeo, en el Río Malaya Alma-Atinka en Kazajstán
Fuente: (Schuster, 2006)

- Presas de hormigón

Suelen ser muy utilizadas por ser altamente resistentes a los esfuerzos de compresión, sin embargo, para su construcción suele necesitarse más materiales o mano de obra en comparación con las presas de materiales sueltos. Cuando nos referimos a su diseño este requiere de varios puntos a analizar, entre esos la cimentación (tipo de suelo donde se asentara), si será una obra vertedora o no, la manera en cómo resistirá las presiones del agua (gravedad, presas arco, contrafuertes, etc.), y si en su construcción se utilizará hormigón vibrado o compactado (Sandoval, 2018); en la Figura 6 tenemos a la presa de hormigón de Almaty, Kazajistán, empleada para la retención de lodos en el valle del río Almatinka Pequeño (Anónimo, 2019).



Figura 6. Presa de hormigón en Almaty, Kazajistán

Fuente: (Anónimo, 2019)

- Presas mixtas

Estas presas emplean dos materiales diferentes en su diseño, haciendo énfasis en el aprovechamiento más adecuado de sus componentes; por lo general los materiales impermeables van al núcleo y los más gruesos hacia el exterior para una mejor protección. Para protección de flujos, se utilizan comúnmente las presas de celdas de hormigón rellenas de suelo (Sandoval, 2018). En la Figura 7, se muestra la maqueta de una presa mixta que se ha empezado a construir el 22 de abril del 2019, mediante un acuerdo entre los países de Kasajistán y China en la región de Almaty en el río Khorgos, con un costo aproximado de 11.7 billones de tenge kazajo (moneda de Kazajistán), con una altura de 50 metros y capaz de almacenar 10hm^3 , cuya fecha de finalización es en el 2022 (Akhmedieva, 2019).



Figura 7. Presa mixta a gravedad en la región de Almaty, en el río Khorgos.

Fuente: (Akhmedieva, 2019)

CAPÍTULO III

ESTUDIOS PRELIMINARES: HIDROLÓGICOS, TOPOGRÁFICOS Y GEOTÉCNICOS

3.1. Análisis: Hidrológico y Topográfico

El análisis hidrológico y topográfico es indispensable para el diseño de toda obra hidráulica; por ello, es imprescindible contar con la cartografía necesaria de la zona de estudio. En el Ecuador, esta información es otorgada por el Instituto Geográfico Militar. De acuerdo a un análisis exhaustivo de la zona de influencia, se ha determinado el requerimiento de 4 cartas topográficas, siendo estas:

- Cotopaxi, Sigla Nacional: Ñ III-F1, Sigla Internacional: 3991-IV
- Mulaló, Sigla Nacional: Ñ III-E2, Sigla Internacional: 3891-I
- Laguna de Antejos, Sigla Nacional: Ñ III-F3, Sigla Internacional:3991-III
- Latacunga, Sigla Nacional: Ñ III-E4, Sigla Internacional: 3891-II (Carta Reservada Resolución Enero de 2012).

De las 4 cartas topográficas señaladas, únicamente se tuvo acceso a las primeras 3 por medio de su plataforma de libre acceso: www.geoportaligm.gob.ec a escala 1:50000; información que fue empleada para determinar la cuenca del río Aláquez. Con la finalidad de obtener mayor precisión en la determinación del punto de cierre y los respectivos parámetros morfométricos de la zona de influencia, se solicitó la colaboración de la carrera de Ingeniería Geográfica y Medio Ambiente; quién facilitó un archivo en formato shape a escala 1:5000.

Con la información obtenida se elaboró un modelo digital del terreno, el cual se muestra en la Figura 8, señalando el río Aláquez desde su nacimiento en el casquete del volcán Cotopaxi, hasta la sección de control, indicada como Punto 0.

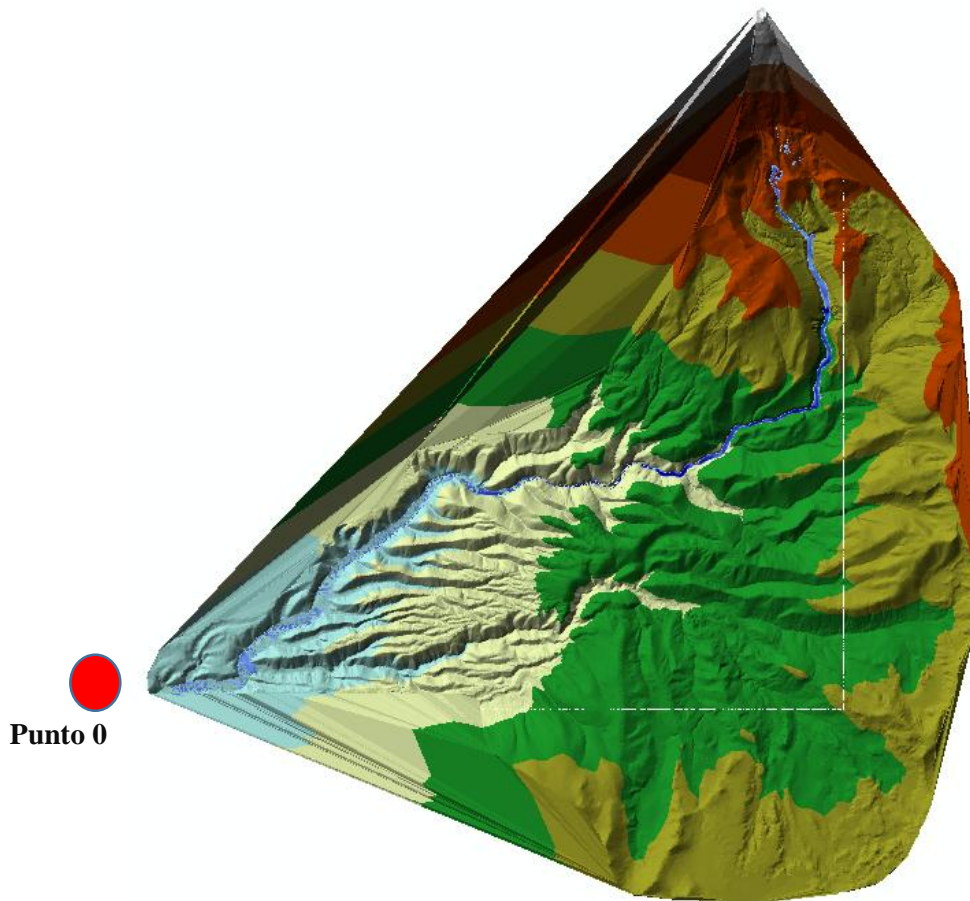


Figura 8. Modelo digital de la Cuenca del Río Aláquez.

3.1.1 Área de la Cuenca

De acuerdo con (Campos A. , 1992) , las áreas de las cuencas hidrográficas se clasifican conforme a la Tabla 1:

Tabla 1
Clasificación de cuencas hidrográficas por su área

Clasificación	Tamaño (km ²)
Muy pequeñas	<25
Pequeñas	25-250
Medianas	250-500
Medianamente grandes	500-2500
Grandes	2500-5000
Muy grandes	>5000

Fuente: (Campos A. , 1992)

Del modelo digital elaborado se obtuvo que esta cuenca, tiene un área de 203,742km², por lo que se la clasifica como “Mediana”.

3.1.2 Área y volumen de inundación del casquete polar.

El volumen de lahares a retener, depende directamente de las características geométricas, área y espesor del casquete del volcán; para conocer estos parámetros se tiene como base un registro histórico de la evolución de estos datos publicados en diferentes artículos a partir del año 1956 a 1997 por Ekehard Jordan, el vulcanólogo Pablo Samaniego (2013) y por el glaciólogo Bolívar Cáceres en los años 2004, 2006, 2010 y 2015:

- Área: 21,27km² (1976), 14,63 km² (1997); Espesor medio: 50m (Jordan, Ungerechts, Cáceres, Peñafiel, & Francou, 2004).
- Área: 13,97km² (2003); Espesor medio: 30-35m y 40-50m. Esta es una proyección del volumen del casquete glaciar a partir de los estudios realizados en el Antisana y Carihuayrazo hallados sobre la misma Cordillera Oriental, a excepción del rango de espesores que fueron medidos en base a un radar de impulso en el sector norte y sur (Cáceres, y otros, 2004).
- Área: 11,84km² (2006); Espesor medio: 50m (Cáceres B. , 2010).
- Área: 10,4km² (2011); Espesor mínimo y máximo: 30-50m. Es una proyección basada en el porcentaje de reducción del glaciar en los períodos 1976-1997 y 1997-2006 (Ordóñez, Samaniego, Mothes, & Schilling, 2011)
- Área: 11,56km² (2015); Espesor: ?. Este último estudio al casquete, fué producto de su reactivación el 14 de agosto del 2015 realizado por el glaciólogo Bolívar Cáceres, quién supo manifestar que en cada erupción se renueva la nieve del volcán Cotopaxi, lo que implica un rejuvenecimiento del cráter durante sus cinco periodos eruptivos (Cáceres B. , 2015).

La primera llegada de la ola del lahar, esta enlazada con el volumen de deshielo del casquete; siendo el área más actual de 11,56 km² y según (Ordóñez, Samaniego, Mothes, & Schilling, 2011) el espesor mínimo y máximo del flanco sur es de 17m y 35m respectivamente; por lo que, se ha

escogido un espesor promedio de 30m. A su vez, se tiene un sector de aportación de 3,34km² como se muestra en la Figura 9:

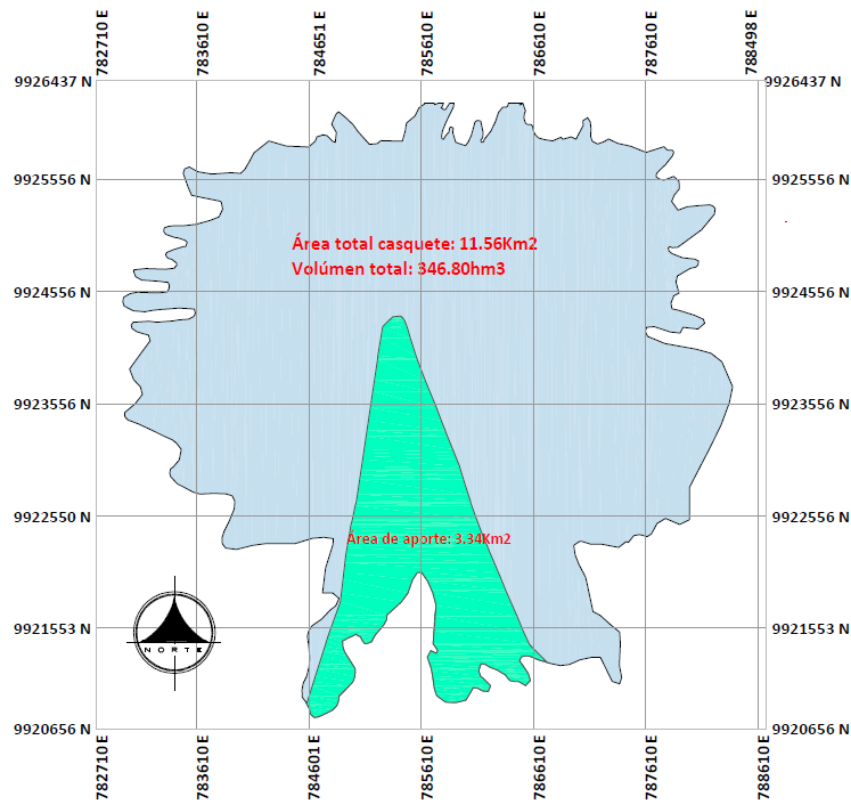


Figura 9. Área de aportación del casquete a la cuenca del Río Aláquez

Según Toulkeridis, ante un evento de fusión glaciar, se debe considerar el 25% del volumen del casquete; de tal manera que, para la determinación de las diferentes obras en el cálculo se tomará 100,25 hm³. Con este valor se procede a determinar el hidrograma de diseño, cuya área representa el volumen (V), y se halla enlazado a un tiempo de deshielo (T) o fusión glaciar. El tipo de hidrograma a emplear es triangular, ver Figura 10, a consecuencia que el tamaño de la cuenca, conforme a la Tabla 1, es "Mediana"; dónde, de acuerdo con (Sandoval, 2018) establece que conforme al método de Perevosznikov (1983) en cuencas medianas el tiempo pico t_1 será igual al tiempo de concentración t_c y T será igual a dos veces el tiempo t_c .

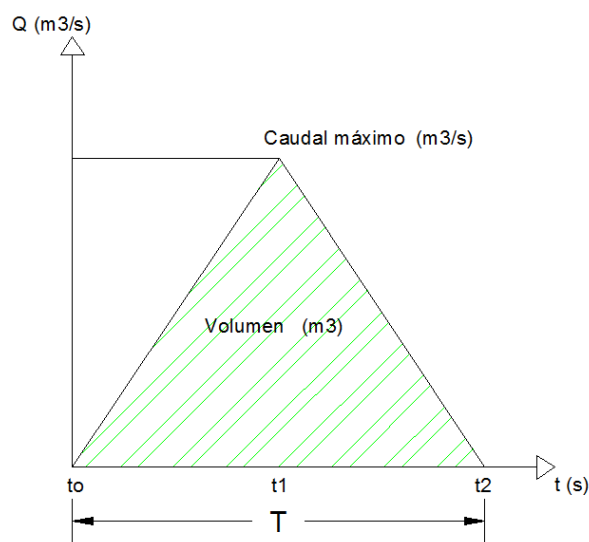


Figura 10. Hidrograma unitario de entrada

$$V = \frac{Q * T}{2}$$

Despejando el volumen se tiene:

$$Q = \frac{2 * V}{T}$$

Dónde:

- V: Representa el volumen del embalse.
- Q: El caudal pico de llegada hasta el punto de cierre.
- T: El tiempo de fusión de la zona de aportación del glaciar.

Para establecer el tiempo de fusión de glaciar, se debe tomar en consideración que de acuerdo con (Andrade, y otros, 2005) la fusión del glaciar en el flanco sur sería provocada por fracturas formadas a través del cráter, por dónde nacería flujos piroclásticos; pero, por su pequeña extensión y limitada velocidad, el proceso de fusión sería ineficiente y lento; sin embargo, los flancos elevados podrían volverse inestables y provocar flujos de bloque y ceniza, extendiendo el área de fusión del glaciar. En base a estudios realizados por los lahares producidos el 26 de junio de 1877, se tiene conocimiento que el derrame de flujos piroclásticos, causantes principales de la formación de flujo de lodos, tienen en promedio una duración de 15 minutos (Andrade, y otros, 2005); a su vez, de acuerdo a (Sodirol, 1877) los flujos de lava tendrían la capacidad de derretir 2000 libras de nieve por cada libra de lava y que en base a sus observaciones durante la explosión del gran coloso, el tiempo promedio de fusión es de una hora, cuyo caudal de inundación corresponde a un Índice

de Explosividad Volcánica (VEI) ≥ 3 , que de acuerdo a (Vera, Ortega, Casa, Santamaría, & Hidalgo, 2019) posee una probabilidad de ocurrencia del 58%.

3.1.3 Determinación de la sección de cierre

Al ser necesario conocer la zona de inundación más propicia para la ubicación de la presa de retención, se empleó la herramienta HEC-GEO-RAS, la cual permite delimitar los márgenes del río como también las posibles áreas de afectación por el flujo del lahar. El proceso de elaboración se detalla a continuación, cabe recalcar que es necesario poseer una ortofoto de la zona o un archivo del tipo tin (red irregular de triángulos):

- A través de la herramienta RAS Geometry, se selecciona el comando Create RAS Layers, Stream Centerline y se crea una capa con el nombre “Río_Aláquez”, a continuación se da click en el editor y se elige el nombre de la capa recién creada. Esto permite dibujar una línea que siga la trayectoria del río.
- El mismo procedimiento, previamente descrito, se lo ejecuta con los comandos Bank Lines y Flow Path Centerlines, con los cuales se elaboran 2 capas “Márgenes” e “Inundación_Aláquez”, que representan los límites de la sección transversal y las posibles zonas a las cuales llegará el flujo de lodos. Para este efecto se tomó como referencia el Mapa Regional de Amenazas Volcánicas Potenciales del Volcán Cotopaxi-Zona Sur publicado en Junio 2016 a escala 1:50000, ver Figura 11.

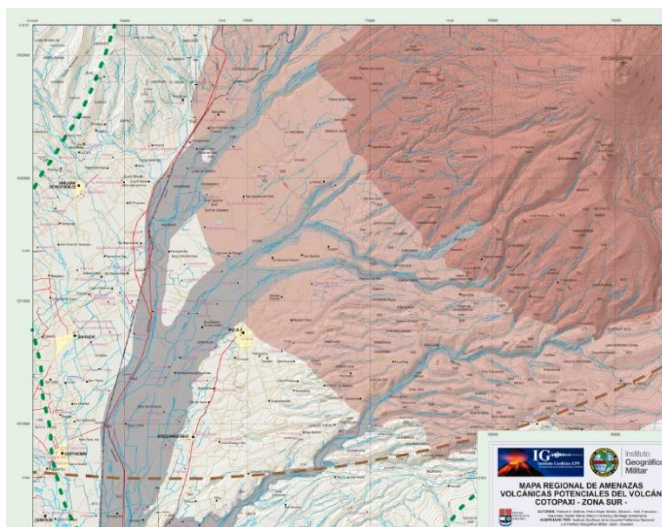


Figura 11. Mapa Regional de Amenazas Volcánicas Potenciales

Fuente: https://www.researchgate.net/publication/310480100_Mapa_Regional_de_Amenazas_Volcanicas_Potenciales_del_Volcan_Cotopaxi_Zona_Sur

- A continuación, se emplea el comando XS Cut Lines, y su importancia recae en la creación de cortes transversales a lo largo de la faja con un ancho definido; para este caso se escogió un ancho de faja de 800 metros en intervalos de 200 metros, dando como resultado un total de 131 secciones; estos segmentos fueron editados con la finalidad de acoplarse a el programa HEC-RAS, pues únicamente acepta un número máximo de 500 puntos, caso contrario es imposible realizar el procesamiento de datos, como también para que no se crucen las secciones entre ellas.

Los datos de ingreso para determinar el punto de cierre para la Quebrada del Río Aláquez se resumen en la Tabla 2:

Tabla 2.

Parámetros para la determinación del punto de cierre

Quebrada del Río Aláquez (Punto 0)			
Área del total del glaciar	(km ²)	At	11,56
Espesor medio del glaciar	(km)	e	0,030
Área de aportación a la cuenca	(km ²)	Ap (medido en autocad)	3,34
Volumen total del glaciar	(hm ³)	V=At*e	346,80
Volumen de aportación a la cuenca	(hm ³)	Vap	100,25

Volumen transportado	(hm^3)	$V_t=25\%*V_{ap}$	25,063
Tiempo de fusión	(s)	t	7200
Caudal máximo	(m^3/s)	Q	6961,94

El coeficiente de rugosidad de Manning que mejor interpreta las condiciones del flujo de lodos de acuerdo a (Vera, Ortega, Casa, Santamaría, & Hidalgo, 2019), quienes elaboraron una simulación de flujo de lodos para la quebrada del río Aláquez, mencionan que este varía a lo largo de toda la sección de 0,031 a 0,09 desde el tramo de llegada hasta el de salida respectivamente, para el presente modelamiento se han realizados varias iteraciones sobre este rango de valores, hasta ajustar el modelo por medio de los resultados obtenidos en cuanto a fallas que señala el programa debido al flujo hidráulico, ver Figura 12, obteniendo como valor predominante de $n=0,09$.

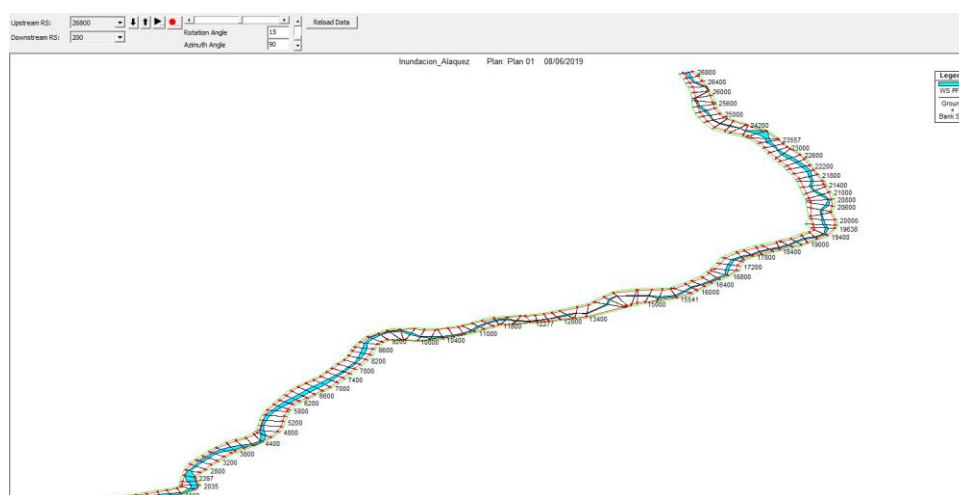


Figura 12. Inundación del río Aláquez modelado en HEC-RAS

La corrida en el programa HEC-RAS, logró determinar las posibles zonas en donde se podría ubicar la presa; para ello, se seleccionaron los puntos en donde el ancho del flujo sea el menor posible. Se escogieron 4 puntos cuyas coordenadas y ancho del cauce se detallan en la Figura 13 y Tabla 3 a continuación:

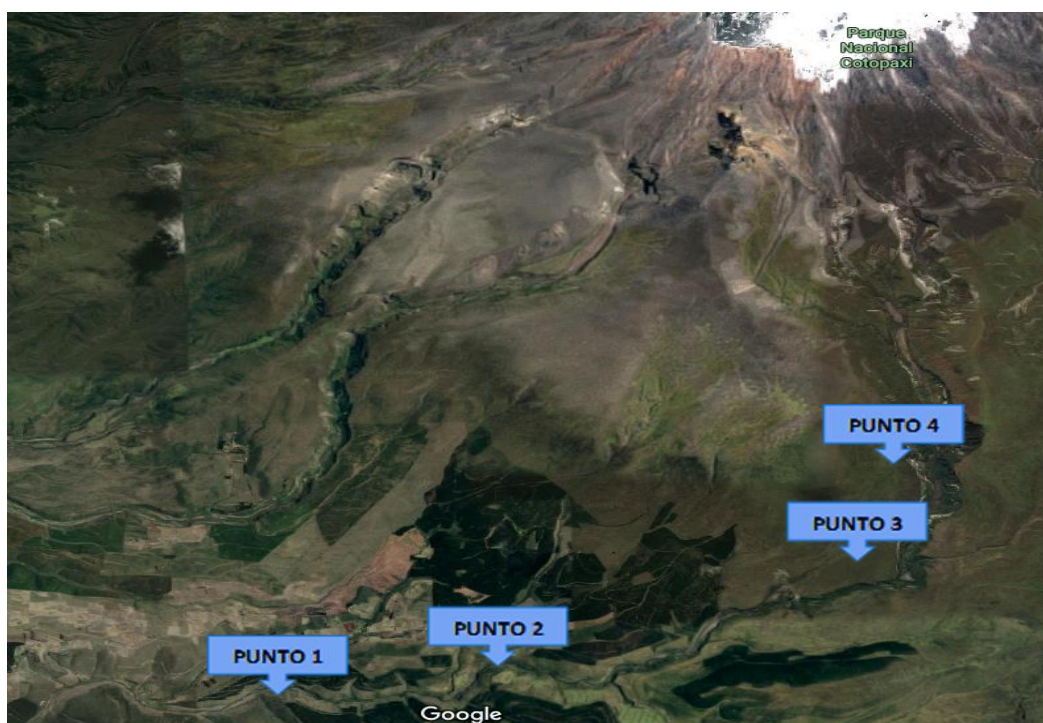


Figura 13. Ubicación geográfica de los puntos de cierre
Fuente: (Google, 2019)

Tabla 3.
Coordenadas de ubicación de los puntos

Punto	Sección	X	Y	Ancho del cauce(m)
1	12000	780233,222	9912890,640	87,66
2	14800	782656,154	9913273,149	90,43
3	18600	786527,757	9914660,610	47,72
4	20400	786782,784	9915646,517	98,89

Para cada uno de ellos, se elaboró la curva característica del embalse con curvas de nivel cada 5 metros lo cual otorgó los siguientes resultados: Figuras 14, 15, 16, 17,18 y Tabla 4; y los valores de los puntos 1, 2 y 4 se encuentran en el Anexo A.

Punto 1:

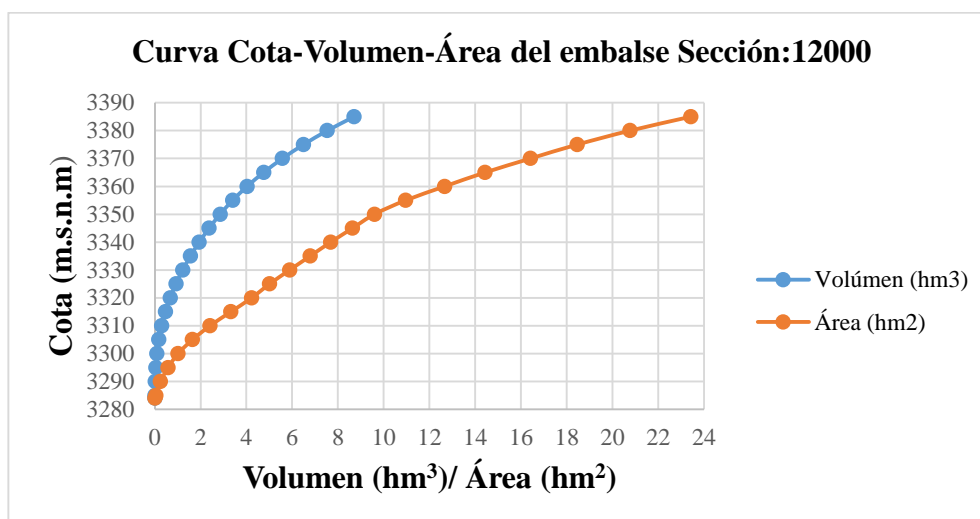


Figura 14. Curva Cota-Volumen Sección 12000

Punto 2:

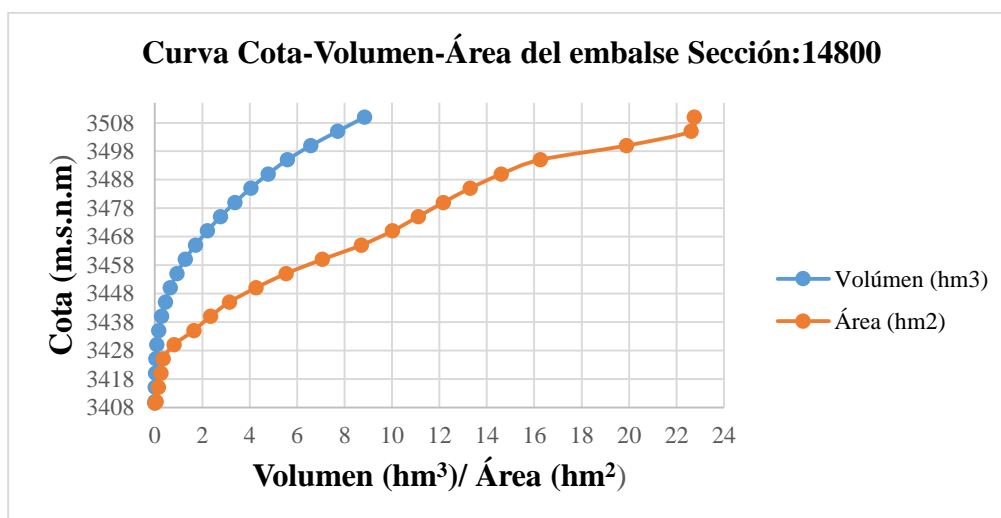


Figura 15. Curva Cota-Volumen Sección 14800

Punto 3:

Tabla 4.

Cálculo de la curva Cota-Volumen para el punto 3

Cota m.s.n.m	Área curva nivel Km ²	Área media Km ²	Cota m.s.n.m	Volumen medio m ³	Volumen total m ³	Volumen total Hm ³	Altura presa m
3659,5	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0
3660	92,451	61,634	0,500	30,817	30,817	0,000	0,5
3665	2269,599	1181,025	5,000	5905,125	5935,942	0,006	5,5
3670	7244,413	4757,006	5,000	23785,030	29720,972	0,030	10,5

CONTINÚA

3675	13843,782	10544,098	5,000	52720,488	82441,460	0,082	15,5
3680	25700,516	19772,149	5,000	98860,745	181302,205	0,181	20,5
3685	41947,047	33823,782	5,000	169118,908	350421,112	0,350	25,5
3690	56782,763	49364,905	5,000	246824,525	597245,637	0,597	30,5
3695	71483,795	64133,279	5,000	320666,395	917912,032	0,918	35,5
3700	88210,654	79847,225	5,000	399236,123	1317148,155	1,317	40,5
3705	107209,650	97710,152	5,000	488550,760	1805698,915	1,806	45,5
3710	125121,206	116165,428	5,000	580827,140	2386526,055	2,387	50,5
3715	145242,031	135181,619	5,000	675908,093	3062434,147	3,062	55,5
3720	168721,435	156981,733	5,000	784908,665	3847342,812	3,847	60,5
3725	191052,461	179886,948	5,000	899434,740	4746777,552	4,747	65,5
3730	212871,626	201962,044	5,000	1009810,218	5756587,770	5,757	70,5
3735	235010,910	223941,268	5,000	1119706,340	6876294,110	6,876	75,5
3740	259192,500	247101,705	5,000	1235508,525	8111802,635	8,112	80,5
3745	289419,704	274306,102	5,000	1371530,510	9483333,145	9,483	85,5
3750	318440,736	303930,220	5,000	1519651,100	11002984,245	11,003	90,5
3755	343537,626	330989,181	5,000	1654945,905	12657930,150	12,658	95,5
3760	373531,090	358534,358	5,000	1792671,790	14450601,940	14,451	100,5

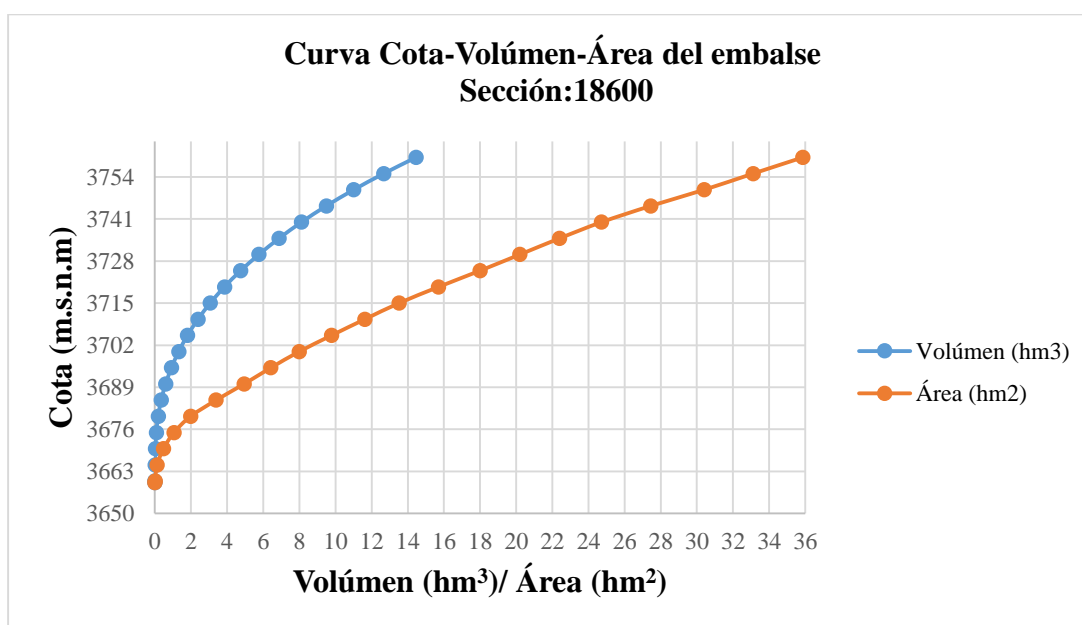


Figura 16. Curva Cota-Volumen Sección 18600

Punto4:

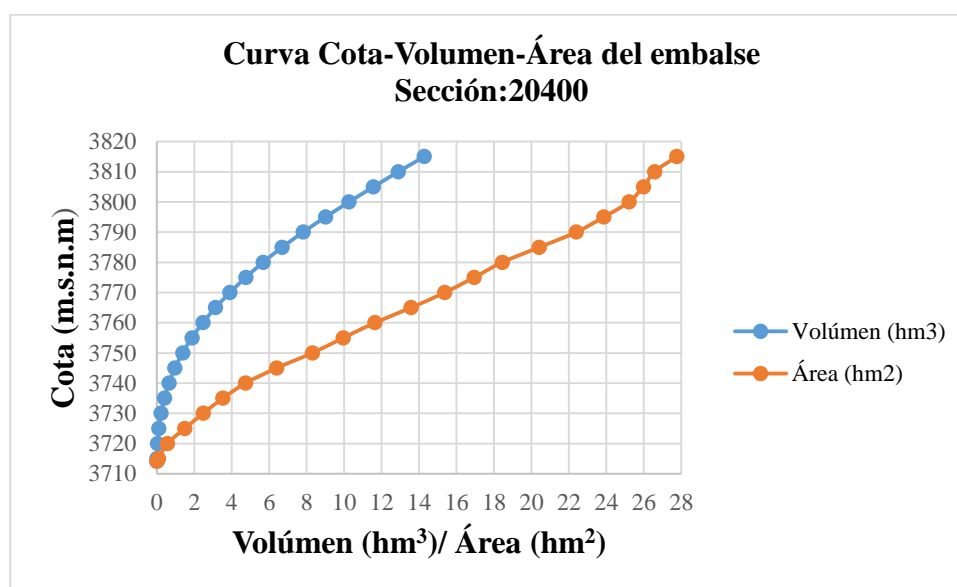


Figura 17. Curva Cota-Volumen Sección: 20400

Para seleccionar el punto de ubicación de la presa, se optó por emplear la relación entre el volumen de la presa y el volumen del embalse como se muestra en la Tabla 5, dando como resultado que el punto 3 es el adecuado, pues permite almacenar una mayor cantidad de flujo de lahares con el mínimo uso de materiales. A su vez, se comparó el porcentaje de lahares almacenados de una presa de 100 y 80 metros en el punto 3, dando como resultado que se consigue almacenar un 25,15% adicional de lodos, si se construye una presa de 100 metros de altura en lugar de una de 80 metros.

Tabla 5.

Relación volumen presa/volumen embalse

Sección	Punto	Altura de presa	Volumen Almacenado	Volumen de la presa	Relación VP/VE	Porcentaje almacenado respecto a 25,06hm ³
		(m)	(hm ³)	(hm ³)	-	
18600	3	100	14,17	20,12	0,71	56,55%
18600	3	80	8,04	9,36	0,86	32,08%
12000	1	100	14,05	14,8	0,95	56,06%
14800	2	100	8,84	11,05	0,80	24,27%
20400	4	100	14,28	15,3	0,93	56,98%

Con la finalidad de afinar la altura definitiva del embalse, se ejecutó el mismo procedimiento para el punto 3; pero, con curvas de nivel cada 1 metro como se muestra en la Figura 18.

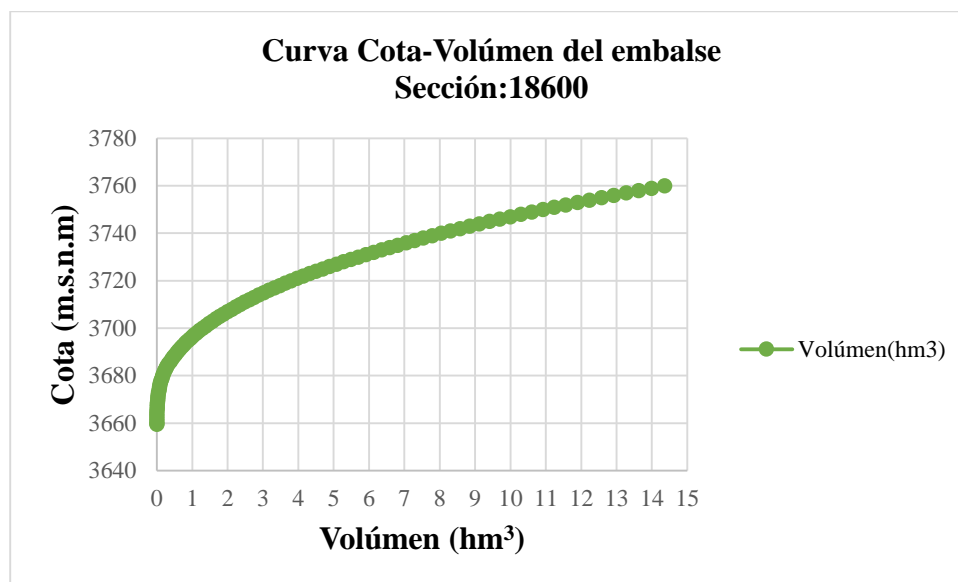


Figura 18. Curva Cota-Caudal Sección: 18600

3.1.4 Cuenca hidrográfica superficial

El comportamiento hidrológico de la zona de cierre depende de la cuenca hidrográfica que lo encierra y esta a su vez de sus parámetros morfométricos, entre los cuales se van a determinar:

- Área y perímetro
- Coeficiente de compacidad
- Longitud del río principal
- Densidad de drenaje
- Pendiente de la cuenca superficial
- Pendiente bruta del río principal
- Pendiente suavizada del río principal
- Densidad de corriente
- Relación de confluencias
- Orden de la red hidrográfica

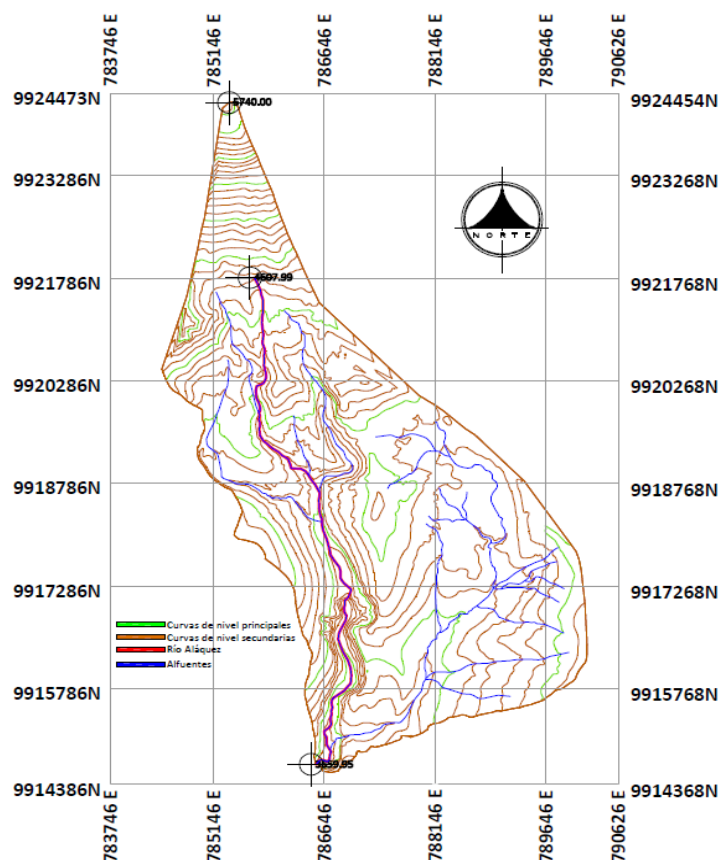


Figura 19. Cuenca hidrográfica del punto de control 3

Tabla 6.

Parámetros morfométricos de la cuenca hidrográfica

PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS						
Índice	Nombre Parámetro	Símbolo	Unidad Medida	Fórmula	Valor	Observación
1	Área de la Cuenca Hidrográfica	Ac	Km ²	-	25,14	Mediana
2	Perímetro de la Cuenca Hidrográfica	P	Km	-	25,10	Medido en AutoCad
3	Coefficiente de Gravelius	Kc	-	$0,28 \frac{P}{\sqrt{Ac}}$	1,41	Cuenca Oval-Oblonga
4	Factor de forma	Ff	-	$\frac{A}{Lr^2}$	0,374	Cuenca circular
5	Longitud del Río Principal	Lr	Km	-	8,20	Medido en AutoCad
6	Densidad de Drenaje	Dd	Km/Km ²	$\frac{\sum(Lr + li)}{Ac}$	1,55	Moderadamente drenada

CONTINÚA

7	Densidad de corriente	Ds	Km/Km ²	$\frac{\sum(li)}{Ac}$	1,22	Regimen pluvial de poco valor con resistencia de material litológico de gran magnitud
8	Pendiente Bruta el Río Principal	Yb	0/0	$\frac{\Delta H}{Lr}$	11,57%	Cauce accidentado medio
9	Pendiente Suavizada del Río Principal	Ys	0/0	Método Taylor y Schwarz	5,721%	Ver Anexo B
10	Pendiente de la Cuenca Hidrográfica	Yc	0/0	Método de R.E.Horton	45,85%	Terreno Escarpado
11	Relación de confluencias	Rc	-	-	3,54	Alto, ondas de crecida moderadamente pronunciada
12	Orden de la red hidrográfica	Or	-	Método de Horton	5	-

3.1.5 Tiempos de concentración

Los tiempos de concentración son definidos como el periodo que tarda en recorrer una gota de agua desde su nacimiento hasta el punto de control o zona de aforo a lo largo del eje del río. Existen diversos autores que se han encargado de elaborar fórmulas empíricas para su determinación, sin embargo, en el Ecuador la fórmula más empleada es la de Kirpich (Sandoval, 2018); para este estudio, se tomará en consideración varias referencias entre las cuales tenemos:

Tabla 7.

Expresiones para el cálculo de tiempos de concentración

California Culvert Practice	Ramster Kirpich	Ven T.Chow	Soil Conservation Service	Sandoval W.	Giandotti
SI	1940	1959		2017	1934
Tc horas	Tc en horas	Tc en horas	Tc en horas	Tc min	Tc en horas

Dónde:

- Lr: Longitud del río principal

$$\frac{0,0195}{60} \left(\frac{Lr^3}{H}\right)^{0,385} 0,06635 \left(\frac{Lr}{\sqrt{Yb}}\right)^{0,77} 0,2734 \left(\frac{Lr}{\sqrt{Yb}}\right)^{0,64} 3,3 \frac{Lr}{60\sqrt{S}} 0,28Lr \frac{n^{0,75}}{KcQ_0^{0,25}J^{0,375}} \frac{4\sqrt{A} + 1,5Lr}{0,8\sqrt{H}}$$

<i>Lr en metros</i>	<i>Lr en km</i>	<i>Lr Km</i>	<i>Lr en km</i>	<i>Lr en km</i>	<i>A en km²</i>
<i>H en metros río</i>	<i>Yb en m/m</i>	<i>Yb en m/m</i>	<i>S en m/m</i>	<i>J en m/m</i>	<i>Lr en km</i>
				<i>Qo en m³/s</i>	<i>H en metros</i>

- H: Diferencia de alturas desde la cota más alta hasta el punto de cierre del río.
- J, S, Yb: Pendiente bruta del cauce principal.
- n: Coeficiente de rugosidad.
- Qo: Caudal medio de la cuenca.
- Kc: Coeficiente de concentración.

De acuerdo con (Sandoval, 2018), la velocidad del río varía conforme al relieve de la cuenca hidrográfica, teniendo como valores de referencia 1,7-2,6m/s alta montaña, 1,0-2,0 m/s media montaña, 0,6-1,0m/s planicies y 0,3-0,5m/s zonas bajas. Estos valores se utilizarán como parámetros de referencia para determinar los tiempos de concentración que se ajustan al flujo de aguas en la cuenca del punto3, y para el cálculo de la velocidad se empleará la fórmula de Goroshkov (1979) en función del tiempo de concentración y la longitud del río:

$$t_c = 0,28 \frac{Lr}{v}$$

Dónde:

- Lr: Longitud del río principal en km
- v: Velocidad en m/s.

Para emplear la ecuación propuesta por Sandoval. W (2017), se requiere del coeficiente kc, cuyo valor interpreta la sinuosidad del cauce que dependen de un factor de ajuste que varía entre 0,7-0,8, cuya expresión es:

$$k_c = (0,7 - 0,8)(0,5 - 0,023\ln(A))$$

Dónde:

- A: Área de la cuenca en km^2 .

Tomando un valor de 0,8, por tratarse de una zona de alta montaña, y con un área de $25,14\text{km}^2$ se obtuvo un $k_c=0,3407$.

Los datos de caudales medios disponibles en el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, contaban con una serie de 8 años para la estación h0797, por lo que se decidió no considerarlos. En lugar de ello, se trabajó con el mapa de módulos de Pourrut, con el cual se determinó un módulo específico anual de $M_o=20\text{lt/s/km}^2=0,02\text{m}^3/\text{s/km}^2$, ver Figura 20.

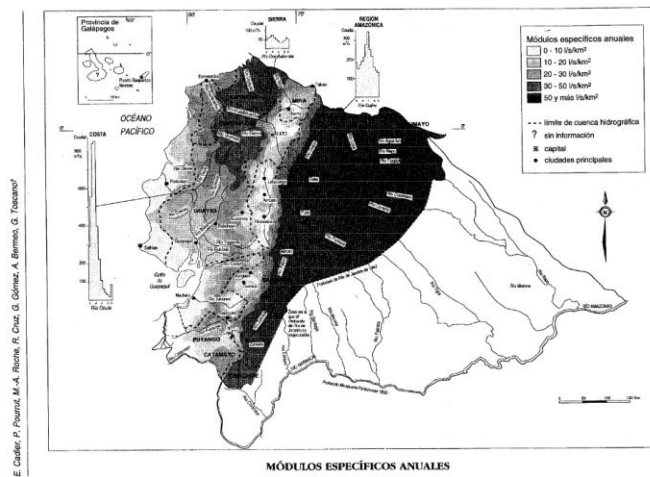


Figura 20. Mapa de módulos específicos anuales

Fuente: (Pourrut, 1995).

Con este módulo y el área de la cuenca se procedió a calcular el caudal medio:

$$Q_o = M_o A$$

$$Q_o = 0,02\text{m}^3/\text{s/km}^2 * 25,14\text{km}^2$$

$$Q_o = 0,503\text{m}^3/\text{s}$$

Finalmente, se procede al calcular los tiempos de concentración de cada uno de los autores previamente mencionados resumidos en la Tabla 8.

Tabla 8.
Tiempos de concentración de la cuenca del punto 3

Autor	Tc(horas)	Velocidad de concentración(m/s)
California Culvert Practice	0,77	2,98
Ven T,Chow	2,10	1,10
Sandoval W	1,39	1,65
Giandotti	1,31	1,75
Témez	2,24	1,03
Ramster Kirpich	0,77	2,98
Soil Conservation Service	1,33	1,73

Los tiempos que tienen un rango de velocidad comprendido entre 1,7-2,6m/s son: Sandoval W. (tc=1,39h), Giandotti (tc=1,31h) y Soil Conservation Service (tc=1,33h). Debido a su semejanza se obtendrá un promedio, definiendo el tiempo de concentración de la cuenca en 1,34 horas.

3.1.6 Análisis de caudales

Para elaborar un análisis hidrológico efectivo, debe contarse con una serie de caudales de por lo menos 25 años y series homogéneas; para series cortas, entre 10 a 15 años, se requiere completar sus datos mediante ríos similares en cuanto a condiciones climatológicas y altitud (Sandoval, 2018). En primera instancia, para el diseño de la alcantarilla de fondo, se emplearán 3 métodos: Método probabilístico, Método Racional y la metodología propuesta por (Sandoval & Aguilera, 2014); y un periodo de retorno de 25 años de acuerdo a las recomendaciones establecidas por (01-AL-EMAAP-Q, 2009).

3.1.6.1 Método Probabilístico

La curva de duración de caudales permite conocer la probabilidad de excedencia para un periodo de retorno determinado; para su desarrollo, se recurre a la Distribución Pearson Tipo III, pues es una de las más utilizadas cuando se trabaja con crecientes máximas anuales (Valleumbroso, 2014). Se elaboran dos tipos de curvas: una curva de probabilidad empírica que se desarrolla en

base a relaciones de posición como las propuestas por Hazen (1930), Weibull (1939) y Chegodayev (1955); la mayoría de las fórmulas de posición se encuentran representadas por la siguiente expresión:

$$\%P = \frac{m - b}{n + 1 - 2b}$$

Dónde:

- m: Posición del dato que se analiza
- n=número total de elementos de la serie
- b=variable que depende del autor de la expresión (b=0,5 para Hazen; b=0,3 para Chegodayev y b=0 para Weibull) (Segerer & Villodas, 2007).

El siguiente tipo de curva de probabilidad es la teórica, siendo una representación sintética de los datos de la serie, dependiente del coeficiente de variación y de asimetría; por lo general, se busca una relación entre estos coeficientes de acuerdo a la topografía de la cuenca hidrográfica; para la cual, se tiene que en ríos pequeños de llanuras $Cs = 2 - 2,5Cv$, caudales formados por lluvias para ríos en llanuras y de montañas $Cs = 3 - 4Cv$ y ríos montañosos $Cs = 4Cv$ (Campos, Sinichenko, & Gritsuk, 2016).

La serie de datos analizar fue obtenida del Instituto Nacional de Hidrología y Meteorología (INAMHI), mostrados en la Tabla 9:

Tabla 9.
Datos de caudales máximos h0797

H0797	Qmáxima(24h)
1973	28,274
1974	28,274
1975	15,812
1976	52,709
1977	31,867
1978	7,781
1979	2,759
1980	12,632
1981	7,355

CONTINÚA 

1982	15,812
1983	9,894
1984	35,169
1985	23,606
1995	3,231
2007	2,759
2008	9,396
2014	5,276
2015	0,938

El análisis de homogeneidad en series, busca que los datos no presenten cambios violentos o modificaciones progresivas y sistemáticas, causadas fundamentalmente por defectos en los equipos, tipo de observador, eventos naturales, etc; además, se comprueba que los datos pertenezcan a una misma población. Con la finalidad de comprobar su homogeneidad se emplearán 2 métodos:

- Prueba t-student: Es aplicada para comparar muestras en donde la población es inferior a 30 datos. Su metodología consiste en dividir la serie de datos y obtener sus estadísticos, varianza común y error estándar de las diferencias de las medias. Con estos resultados se obtiene un “t-test” cuyo resultado tiene que ser inferior al intervalo de confianza seleccionado para el estudio, en caso de análisis hidrológico se considera un 95% (Sánchez, 2015).
- Test Helmert: Se hace un análisis sobre el signo de las desviaciones de cada caudal con relación a la media, y se asigna la variable “S” o “C” en caso de que el signo se mantenga constante o no (Bertoni, Reyna, Menajovsky, Alonso, & Pozzi, 2009). La expresión empleada para determinar la homogeneidad de la serie es la siguiente:

$$-\sqrt{n-1} \leq (S - C) \leq \sqrt{n+1}$$

Dónde:

- n: Número total de elementos de la serie
- S: Número de secuencias
- C: Número de cambios

Los datos previos fueron sometidos a las pruebas de homogeneidad, con los cuales se comprobaron que las series son homogéneas y se puede continuar con el análisis hidrológico, ver Tablas: 10, 11 y 12.

Tabla 10.
Prueba T-Student

Prueba T-Student		
Parámetros	Columna 1	Columna 2
Datos por columna	9	9
Media	20,83	11,79
Des.Standard	15,889	11,329
Des.Conjunta	67,873	
T	0,143	
Grados de libertad	16	
T crítica para 0,05	1,746	
	0,143	≤ 1,746
SERIE HOMOGÉNEA		

Tabla 11.
Cambios de los datos respecto a la media

H0797	Qmáxima (24h)	Test Helmert	
1973	28,274	+	
1974	28,274	+	S
1975	15,812	-	C
1976	52,709	+	C
1977	31,867	+	S
1978	7,781	-	C
1979	2,759	-	S
1980	12,632	-	S
1981	7,355	-	S
1982	15,812	-	S
1983	9,894	-	S
1984	35,169	+	C
1985	23,606	+	S
1995	3,231	-	C
2007	2,759	-	S
2008	9,396	-	S

2014	5,276	-	S
2015	0,938	-	S

Tabla 12.
Test Helmert

Test Helmert	
Conteo S	12
Conteo C	5
N	18
S-C	
	$\sqrt{n-1}$
7	> 4,12
SERIE HOMOGENEA	

La selección del método exacto para la elaboración de la curva teórica se lo determinará en base a pruebas de bondad de ajuste; para este caso, se empleará el método de Smirnov-Kolmogorov; este consiste en agrupar los datos de caudales en orden descendente y se calcula sus frecuencias relativas acumuladas (Galindo, 2011) y finalmente se obtiene el valor máximo con la expresión a continuación:

$$D_{obs} = \max |F_o(x) - S_n(x)|$$

Dónde:

- $F_o(x)$, $S_n(x)$: Probabilidades acumuladas esperadas y observadas

Y se lo compara con los puntos porcentuales de la tabla de Kolmogorov-Smirnov, Tabla 13:

Tabla 13.
Puntos porcentuales de Kolmogorov-Smirnov

n	Nivel de probabilidad (α)						
	0,100	0,050	0,020	0,010	0,005	0,002	0,001
5	0,509	0,563	0,627	0,669	0,705	0,750	0,781
6	0,468	0,519	0,577	0,617	0,653	0,696	0,725
7	0,436	0,483	0,538	0,576	0,610	0,651	0,679
8	0,410	0,454	0,507	0,542	0,574	0,614	0,641
9	0,387	0,430	0,480	0,513	0,544	0,582	0,608

CONTINÚA 

10	0,369	0,409	0,456	0,489	0,519	0,555	0,580
11	0,352	0,391	0,437	0,468	0,495	0,531	0,556
12	0,338	0,375	0,419	0,449	0,477	0,510	0,534
13	0,325	0,361	0,404	0,432	0,459	0,492	0,515
14	0,314	0,349	0,390	0,418	0,444	0,475	0,498
15	0,304	0,338	0,377	0,404	0,429	0,456	0,482
16	0,295	0,327	0,366	0,392	0,416	0,446	0,468
17	0,286	0,318	0,355	0,381	0,405	0,434	0,455
18	0,279	0,309	0,346	0,371	0,394	0,422	0,442

Fuente: (Galindo, 2011), pág. 457

Si el valor calculado Dobs es inferior al punto porcentual de Smirnov, se dice que los datos se ajustan a una curva teórica determinada, caso contrario la hipótesis es rechazada.

A continuación, se procedió con el cálculo de las curvas teóricas y empíricas de acuerdo a las expresiones formuladas por 3 autores: Weibull, Hazen y Chegodayev, ver Tabla 14.

Tabla 14.

Cálculo de las curvas empíricas

m	Qmax	Qi	$\frac{m}{n+1}$ Weibull	$\frac{2m-1}{2n}$ Hazen	$\frac{m-0.3}{n+0.4}$ Chegodayev	$\frac{Q_i}{Q_m} - 1$	$\left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1\right)^2$	$\left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1\right)^3$
1	28,274	52,709	5,263	2,778	3,804	2,232	4,982	11,121
2	28,274	35,169	10,526	8,333	9,239	1,157	1,338	1,547
3	15,812	31,867	15,789	13,889	14,674	0,954	0,910	0,868
4	52,709	28,274	21,053	19,444	20,109	0,734	0,538	0,395
5	31,867	28,274	26,316	25,000	25,543	0,734	0,538	0,395
6	7,781	23,606	31,579	30,556	30,978	0,448	0,200	0,090
7	2,759	15,812	36,842	36,111	36,413	-0,030	0,001	0,000
8	12,632	15,812	42,105	41,667	41,848	-0,030	0,001	0,000
9	7,355	12,632	47,368	47,222	47,283	-0,225	0,051	-0,011
10	15,812	9,894	52,632	52,778	52,717	-0,393	0,155	-0,061
11	9,894	9,396	57,895	58,333	58,152	-0,424	0,180	-0,076
12	35,169	7,781	63,158	63,889	63,587	-0,523	0,273	-0,143
13	23,606	7,355	68,421	69,444	69,022	-0,549	0,301	-0,165
14	3,231	5,276	73,684	75,000	74,457	-0,676	0,458	-0,310
15	2,759	3,231	78,947	80,556	79,891	-0,802	0,643	-0,516
16	9,396	2,759	84,211	86,111	85,326	-0,831	0,690	-0,573
17	5,276	2,759	89,474	91,667	90,761	-0,831	0,690	-0,573
18	0,938	0,938	94,737	97,222	96,196	-0,942	0,888	-0,837

CONTINÚA 

Suma	0,000	12,838	11,150
-------------	-------	--------	--------

Coefficiente de variación: 0,869

Coefficiente de asimetría: 1,124

Antes de proceder con la determinación de la curva teórica, se determinará la bondad de ajuste de las series con relación a cada fórmula de posición por medio del método de Smirnov-Kolmogorov:

Tabla 15.

Aplicación de la prueba de bondad de ajuste

m	Qmax	Qi	P1(x)	P2(x)	P3(x)	Frecuencia	Frecuencia	F(x)- P1(x)	F(x)- P2(x)	F(x)- P3(x)	
			Weibull	Hazen	Chegodayev	Relativa	relativa acumulada F(x)				
1	28,274	28,3	0,053	0,028	0,038	0,096	0,096	0,044	0,069	0,058	
2	28,274	28,3	0,105	0,083	0,092	0,096	0,193	0,087	0,109	0,100	
3	15,812	15,8	0,158	0,139	0,147	0,054	0,247	0,089	0,108	0,100	
4	52,709	52,7	0,211	0,194	0,201	0,180	0,426	0,216	0,232	0,225	
5	31,867	31,9	0,263	0,250	0,255	0,109	0,535	0,271	0,285	0,279	
6	7,781	7,78	0,316	0,306	0,310	0,027	0,561	0,245	0,256	0,251	
7	2,759	2,76	0,368	0,361	0,364	0,009	0,571	0,202	0,209	0,206	
8	12,632	12,6	0,421	0,417	0,418	0,043	0,614	0,193	0,197	0,195	
9	7,355	7,36	0,474	0,472	0,473	0,025	0,639	0,165	0,166	0,166	
10	15,812	15,8	0,526	0,528	0,527	0,054	0,692	0,166	0,165	0,165	
11	9,894	9,89	0,579	0,583	0,582	0,034	0,726	0,147	0,143	0,145	
12	35,169	35,2	0,632	0,639	0,636	0,120	0,846	0,214	0,207	0,210	
13	23,606	23,6	0,684	0,694	0,690	0,080	0,926	0,242	0,332	0,236	
14	3,231	3,23	0,737	0,750	0,745	0,011	0,937	0,201	0,187	0,193	
15	2,759	2,76	0,789	0,806	0,799	0,009	0,947	0,157	0,141	0,148	
16	9,396	9,4	0,842	0,861	0,853	0,032	0,979	0,137	0,118	0,126	
17	5,276	5,28	0,895	0,917	0,908	0,018	0,997	0,102	0,080	0,089	
18	0,938	0,94	0,947	0,972	0,962	0,003	1,000	0,053	0,028	0,038	
								D_{obs}	0,271	0,332*	0,279

Conforme a la Tabla 13, los puntos porcentuales para un nivel de probabilidad de 0,05 es de 0,309; por lo tanto la expresión de Hazen es rechazada. Considerando una relación de $C_s=3C_v$ se procede a determinar las curvas teóricas y empíricas, ver Figuras: 21 y 22.

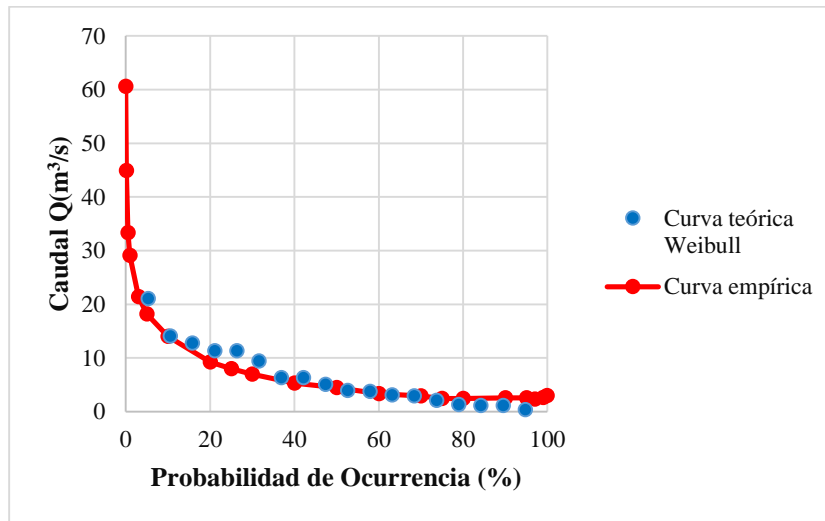


Figura 21. Curva empírica y teórica: Weibull

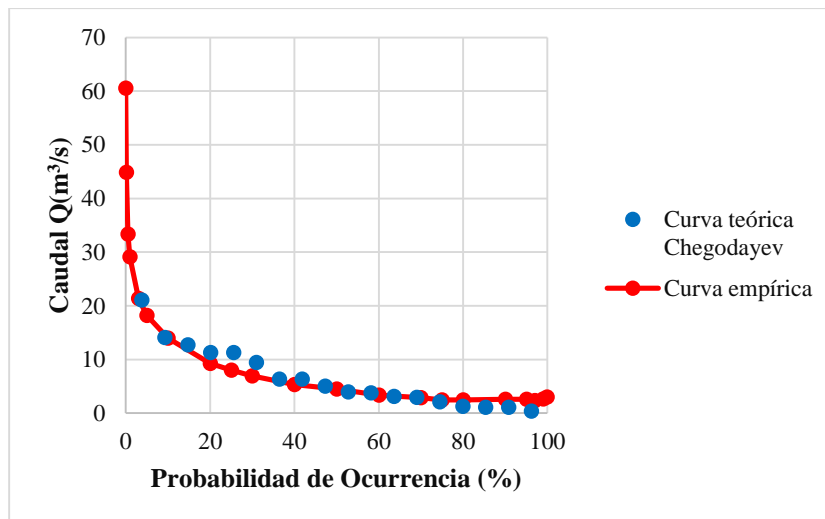


Figura 22. Curva empírica y teórica: Chegodayev

De acuerdo con las Figuras 21 y 22, se tiene que para un periodo de retorno de 25 años el caudal máximo es:

$$Q_{max} = 19,02 \frac{m^3}{s}$$

3.1.6.2 Metodología propuesta por Sandoval & Aguilera (2014)

Permite determinar los caudales máximos de una cuenca apoyándose en 3 parámetros: área de la cuenca, precipitación media anual y periodo de retorno (Sandoval & Aguilera, 2014). Su ecuación general es la siguiente:

$$Q_{\max(T)} = a\bar{P}A^f F(T)$$

Dónde:

- a: Coeficiente adimensional.
- P: Precipitación media anual
- f: Exponente cuyo valor varía de acuerdo al área de la cuenca (f=1 para $A \leq 45\text{km}^2$, f=0,5 para $A > 45\text{km}^2$).
- A: Área de la cuenca.
- F (T): Función que depende del periodo de retorno de diseño.

(Sandoval & Aguilera, 2014), estableció un punto de inflexión para el exponente f en cuencas con áreas que varían entre 40 y 50km², estableciéndose dos tipos de ecuaciones que se citan a continuación.

Ecuación 1: si $A \leq 45\text{km}^2$:

$$Q_{\max} = a_1 \frac{\bar{P}A}{10^3} (0,5 \ln(T) - 0,7)$$

Dónde:

- a₁: Coeficiente que varía entre 1,6 y 2.
- P: Precipitación media anual (mm)
- A: Área de la cuenca (km²).
- T: Periodo de retorno en años.

Ecuación 2: si $A > 45 \text{ km}^2$

$$Q_{\max} = a \frac{\bar{P}\sqrt{A}}{(1 + \log A)} (0,5 \ln(T) - 0,7)$$

Dónde:

- a: Coeficiente variable entre 0,01 y 0,1 (VER TABLA 16).
- P: Precipitación media anual (mm).
- A: Área de la cuenca (km^2).
- T: Periodo de retorno en años.

Cabe recalcar que el coeficiente “a”, depende de la precipitación media por lo que se tienen las siguientes ecuaciones para su cálculo:

Tabla 16.

Coeficiente “a” en función de la precipitación media anual

Precipitación(mm)	500 a 2500	>2500 a 4000
Valor del coeficiente a	$a=0,644-0,08\ln(P)$	$a=0,1256\ln(P)-0,965$

Fuente: (Sandoval & Aguilera, 2014)

La cuenca de la sección de cierre del punto 3 posee un área de $25,14 \text{ km}^2$; por lo tanto, se empleará la ecuación 1, obteniéndose como resultado el siguiente caudal:

$$Q_{\max} = 1,8 \frac{1167 \text{ mm} * 25,14 \text{ km}^2}{10^3} (0,5 \ln(25 \text{ años}) - 0,7)$$

$$Q_{\max} = 48,03 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

3.1.6.3 Método Racional

El método relaciona el coeficiente de escorrentía, la intensidad de duración de una lluvia y el área de aportación hacia el punto de aforo. El coeficiente de escorrentía permite conocer el volumen de agua que fluye a lo largo de un área con respecto al volumen total precipitado; mientras que, la intensidad es la cantidad de agua precipitada a un punto por una unidad de tiempo establecida, cuya

magnitud es inversa a la duración de la tormenta y dependiente del periodo de retorno de diseño (INAHMI, 2015). Su expresión general de cálculo es:

$$Q_{\max} = KCIA$$

Dónde:

- K: Coeficiente variable dependiente de las unidades de cálculo (K=1/3,6).
- C: Coeficiente de escorrentía.
- I: Intensidad de lluvia (I en mm/h)
- A: Área de la cuenca o zona de aportación (A en Km²).

Coeficiente de escorrentía

(Sandoval & Aguilera, 2014), determinaron una ecuación para el cálculo del coeficiente de escorrentía basado en el equilibrio de masas, que se cita a continuación:

$$C = \frac{M_o 10^6}{31,71\bar{P}}$$

Dónde:

- M_o: Módulo específico de escorrentía.
- \bar{P} : Precipitación media.

La precipitación media anual se la obtuvo del Mapa de Isoyetas elaborado por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), Figura 23, y conforme a las coordenadas del punto 3, se tiene que la cuenca se ve afectada por una precipitación media anual de 1167mm.

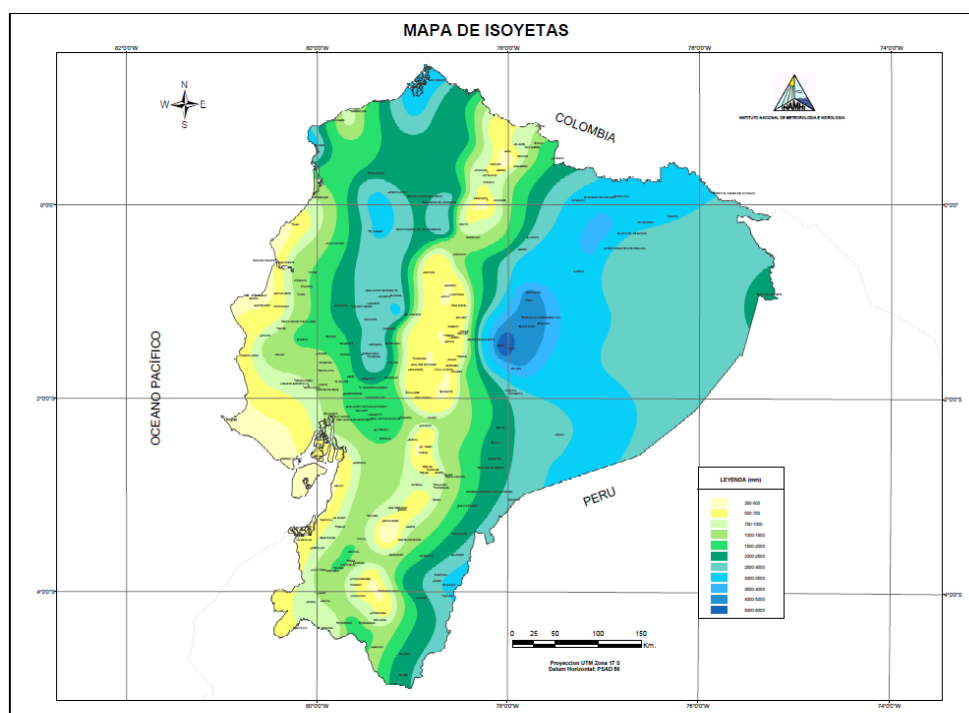


Figura 23. Mapa de Isoyetas del Ecuador

Fuente: <http://www.serviciometeorologico.gob.ec/Lotaip/AdminFinan/mapas/4%20IsoyetasA0.pdf>

$$C = \frac{0,02m^3/s/km^2 * 10^6}{31,71167mm}$$

$$C = 0,540$$

A su vez, se calculó el caudal medio mediante la siguiente expresión:

$$Q_o = Area Cuenca * Mo$$

$$Q_o = 25,14km^2 * \frac{0,02m^3}{s} / km^2$$

$$Q_o = 0,503m^3/s$$

Intensidad máxima de precipitación

Debido al reducido número de estaciones meteorológicas cercanas a la sección de cierre, fue necesario recurrir a los mapas de intensidades máximas para un periodo de retorno de 25 años propuesto por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAHMI, para duraciones de intensidad de 1, 2 y 6 horas, Figuras: 24, 25 y 26 y Tabla 17.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA
Mapa de Intensidades Máximas
Duración 60 min, TR=25 años

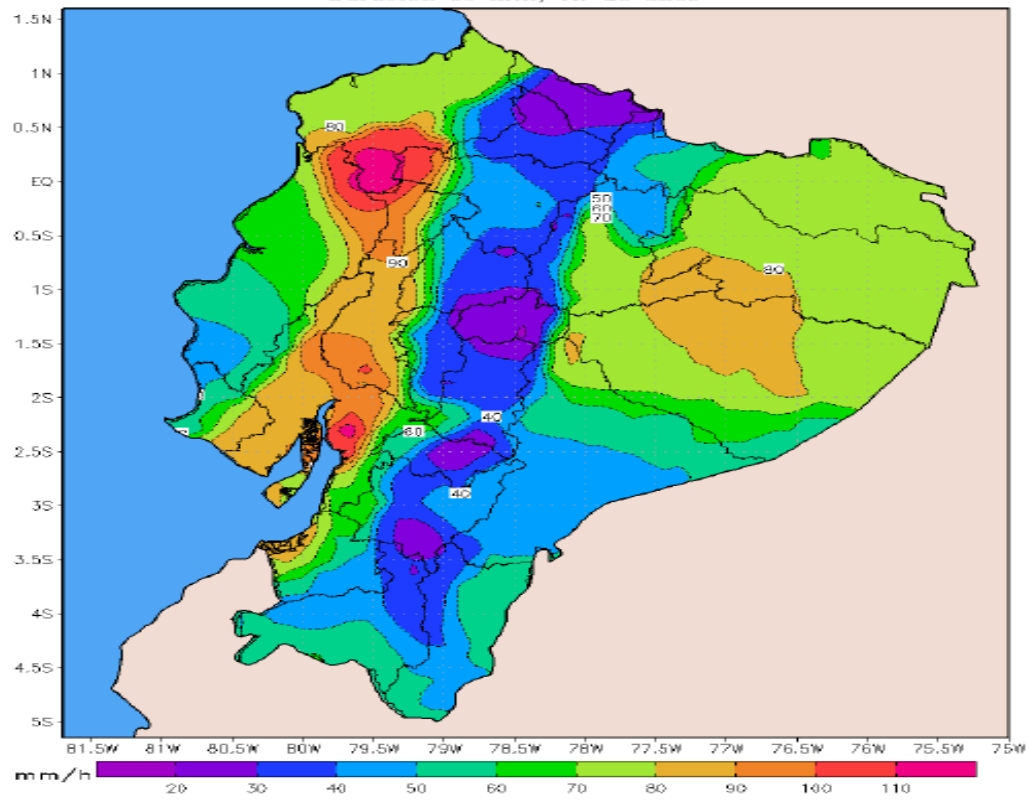


Figura 24. Mapa de intensidades D=60min
Fuente: (INAHMI, 2015)

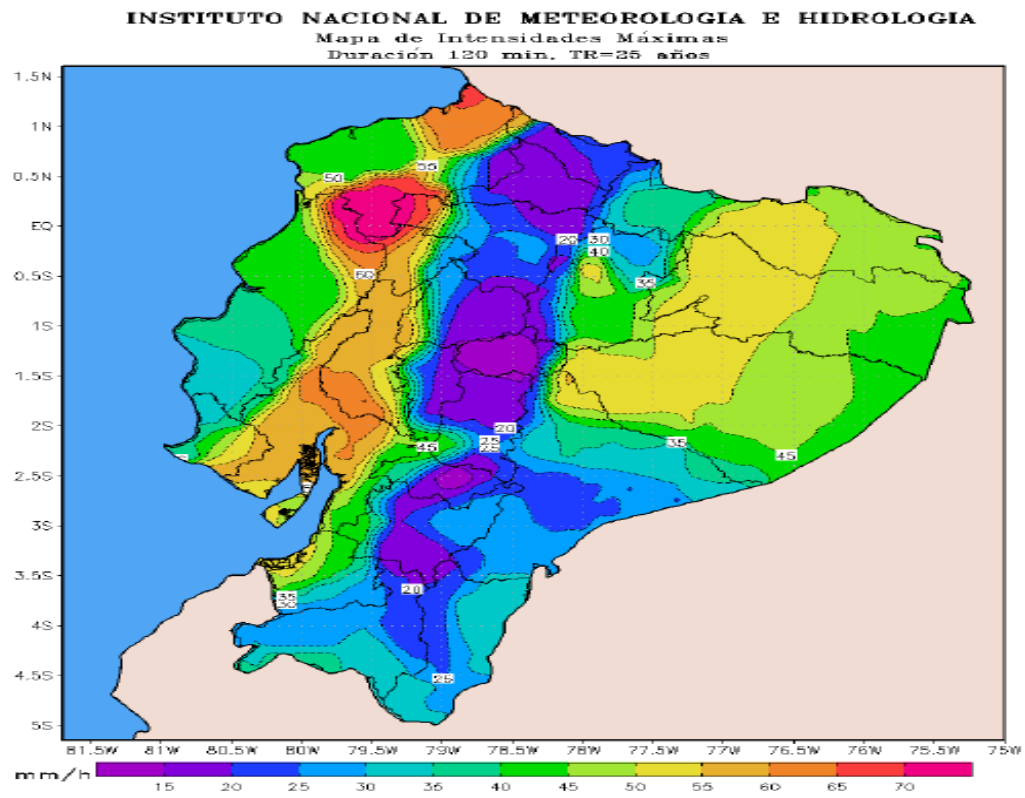


Figura 25. Mapa de intensidades D=120min
Fuente: (INAHMI, 2015)

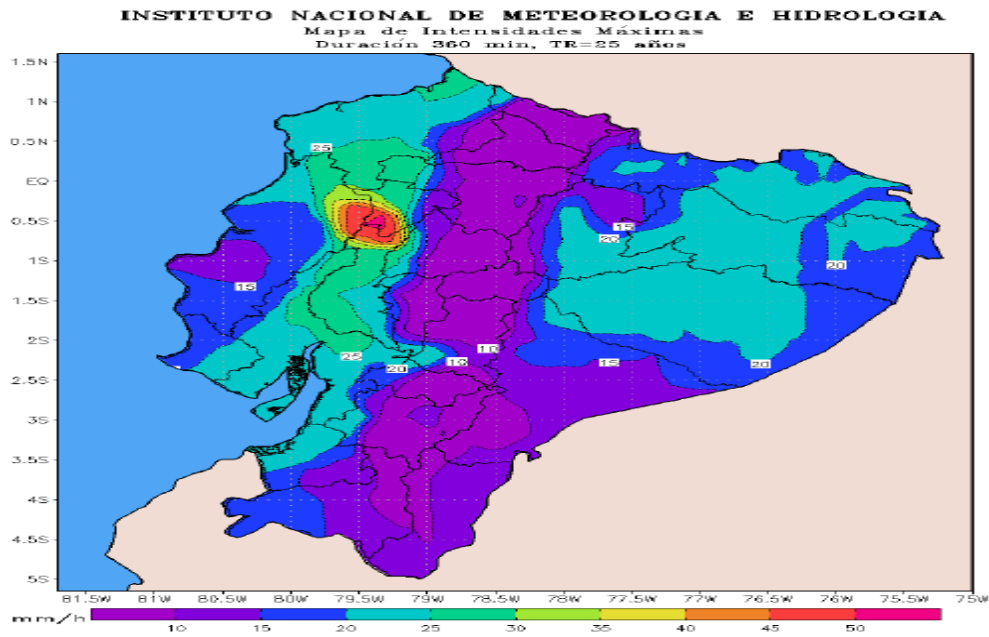


Figura 26. Mapa de intensidades D=360min
 Fuente: (INAHMI, 2015)

Tabla 17.
 Datos curva IDF

Duración (horas)	Intensidad (mm/h)
1	35
2	17,5
6	7,5

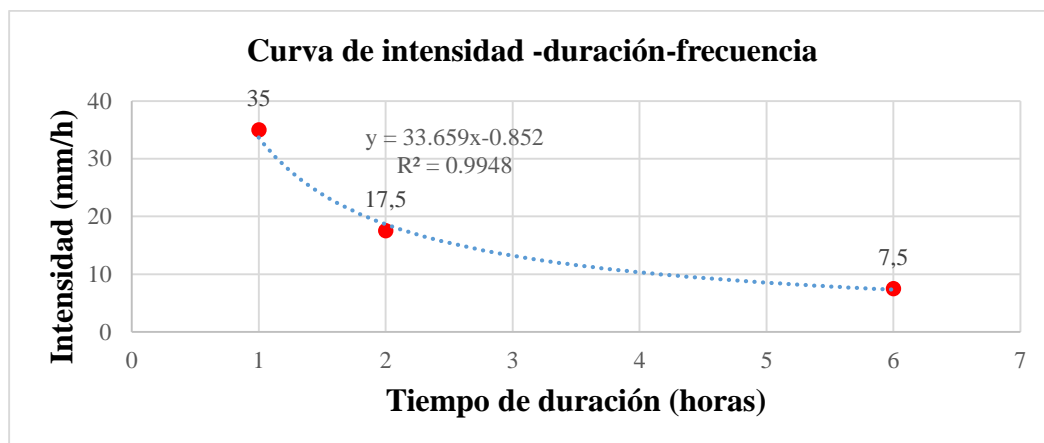


Figura 27. Curva IDF

Conforme a la ecuación de regresión potencial, Figura 27, y para un tiempo de concentración promedio de 1,34 horas, se obtuvo una intensidad de 26,18 mm/h. Por lo tanto el caudal es:

$$Q_{max} = 0,54 * 26,18 \frac{mm}{h} * 25,14 km^2 * \frac{1}{3,6}$$

$$Q_{max} = 98,81 m^3/s$$

Debido a que los caudales obtenidos por los 3 modelos de cálculo poseen una diferencia notable, Tabla 18, se recurrió a la información obtenida de la visita técnica, en la cual, el señor César Augusto Viracocha, guía y cuidador de la zona, supo manifestar que el río Aláquez, en su máxima crecida, alcanza una altura entre 1 y 1,10 metros. Con este dato, se procedió a elaborar la curva cota-caudal y de esta manera verificar que tirantes se obtienen con cada uno de los caudales obtenidos.

Tabla 18.

Resumen de caudales de diseño

Método	Caudal (m³/s)
Probabilístico	19,02
Sandoval & Aguilera (2014)	48,03
Racional	98,81

Curva cota-caudal

Para su elaboración se empleará la ecuación de Manning, que depende de la rugosidad, área, radio hidráulico y pendiente del cauce, citada a continuación:

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} \sqrt{J} A$$

Dónde:

- Q: Caudal que pasa por la sección transversal.
- n: Rugosidad del cauce.

- J: Pendiente de la solera.
- A: Área mojada.
- R: Radio hidráulico.

El coeficiente de rugosidad de Manning es una de las variables más complicadas de determinar, pues esta se encarga de medir la resistencia al movimiento de los fluidos, dependiendo en muchas ocasiones de la experiencia del ingeniero o de manuales de hidrología como Hidráulica de Canales Abiertos de Ven Te Chow. Para el presente estudio, se empleará el método de Cowan que utiliza varios parámetros que van de acuerdo a las características del cauce, entre estos:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)n_5$$

Dónde:

- n_0 : Depende del tipo de material y el diámetro de las partículas.
- n_1 : Mide irregularidades superficiales.
- n_2 : Depende las variaciones de la sección transversal del río.
- n_3 : Obstrucciones en el lecho del río.
- n_4 : Presencia de vegetación.
- n_5 : Existencia de meandros.

Para el coeficiente n_0 , existen métodos empíricos que recurren al coeficiente de rugosidad absoluta, el cual en base a estudios elaborados por Strickler en varios ríos de Suiza, demostró que “n” varía con la potencia de 1/6 del diámetro de las partículas del suelo; y al ser “k” mucho más sensible que el coeficiente de Manning los errores de apreciación se reducen (Osío, Valencia, & Cartaya, 2019). Conforme al ensayo de granulometría por tamizado, se emplearán expresiones matemáticas que van en función de varios diámetros nominales de las partículas de suelo, entre estos se citan los siguientes:

- Meyer, Peter y Muller (1948)

$$n = 0,038d_{90}^{1/6}$$

- Raudkin (1976)

$$n = 0,013d_{65}^{1/6}$$

- Garde y Raju (1976)

$$n = 0,047d_{50}^{1/6}$$

Dónde: d_{90} , d_{65} y d_{50} representan el diámetro de partículas en dónde se halla el 90%, 65% y 50% en peso del suelo, ver Tabla 19. El resto de coeficientes fueron tomados de la Guía para seleccionar los coeficientes de rugosidad de Manning para Canales Naturales y Llanuras de Inundación elaborado por United States Geological Survey Water y que se muestra en la Figura 28:

Channel Conditions	n Value Adjustment ¹	Example
Degree of Irregularity (n_1)		
Moderate	0.006-0.010	Compares to dredged channels having moderate to considerable bed roughness and moderately sloughed or eroded side slopes.
Variation in channel cross section (n_2)		
Channel Conditions		
Gradual	0.000	Size and shape of channel cross sections change gradually.
Effect of obstruction (n_3)		
Channel Conditions		
Minor	0.005-0.015	Obstructions occupy less than 15 percent of the cross-sectional area, and the spacing between obstructions is such that the sphere of influence around one obstruction does not extend to the sphere of influence around another obstruction. Smaller adjustments are used for curved smooth-surfaced objects than are used for sharp-edged angular objects.
Amount of vegetation (n_4)		
Channel Conditions		
Small	0.002-0.010	Dense growths of flexible turf grass, such as Bermuda, or weeds growing where the average depth of flow is at least two times the height of the vegetation; supple tree seedlings such as willow, cottonwood, arrowhead, or saltcedar growing where the average depth of flow is at least three times the height of the vegetation.
(Degree of Meandering m)^{1,2}		
Channel Conditions		
Minor	1.00	Ratio of the channel length to valley length is 1.0 to 1.2.

Figura 28. Coeficientes de Manning para la ecuación de Cowan

Fuente: (USGS, Sin fecha)

Tabla 19.
Rugosidades en función del diámetro

Autor	n_0
Raudkin	0,021

CONTINÚA 

Garde y Raju	0,020
Meyer, Muller & Peter	0,023
Promedio	0,022

Para n_0 se tomó un valor promedio de 0,022, el resto de coeficientes asumidos se resumen en la Tabla 20:

Tabla 20.
Método de Cowan

Tipo de rugosidad	Valor
n0	0,022
n1	0,007
n2	0
n3	0,005
n4	0,01
n5	1
n	0,044

La pendiente de la solera se estableció en base a un tramo de 50 metros centrando la sección de cierre a los 25 metros, dando como resultado el siguiente perfil longitudinal y pendiente bruta, Figura 29.

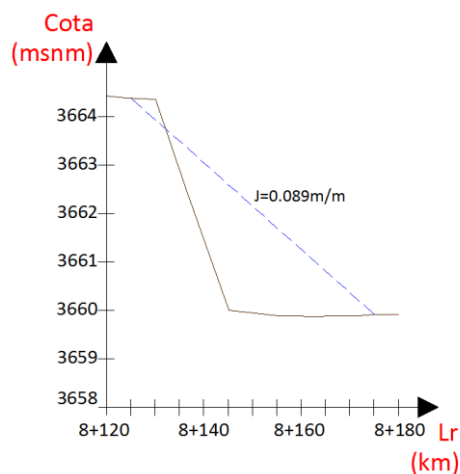


Figura 29. Perfil longitudinal y pendiente bruta en 50m

Mediante mediciones progresivas del área y perímetro mojado cada 5cm en AutoCAD, se elaboró la curva cota-caudal, ver Tabla 21.

Tabla 21.

Cálculo de curva cota-caudal

Altura (m)	Cota (msnm)	Parámetros hidráulicos			Caudal (m ³ /s)
		Área(m ²)	Perímetro(m)	Radio(m)	
0	3659,5	0,00	0,00	0,00	0,00
0,05	3659,55	0,17	4,07	0,04	0,14
0,1	3659,6	0,41	4,97	0,08	0,52
0,15	3659,65	0,68	5,92	0,11	1,08
0,2	3659,7	1,00	6,85	0,15	1,87
0,25	3659,75	1,36	7,78	0,17	2,89
0,3	3659,8	1,77	8,70	0,20	4,16
0,35	3659,85	2,23	9,63	0,23	5,70
0,4	3659,9	2,73	10,78	0,25	7,44
0,45	3659,95	3,30	11,97	0,28	9,49
0,5	3660	3,93	13,17	0,30	11,90
0,55	3660,05	4,59	13,36	0,34	15,27
0,6	3660,1	5,25	13,54	0,39	18,98
0,65	3660,15	5,93	13,73	0,43	23,00
0,7	3660,2	6,61	13,92	0,48	27,35
0,75	3660,25	7,30	14,11	0,52	31,99
0,8	3660,3	8,00	14,29	0,56	36,93
0,85	3660,35	8,71	14,48	0,60	42,16
0,9	3660,4	9,43	14,67	0,64	47,67
0,95	3660,45	10,15	14,85	0,68	53,47
1	3660,5	10,88	15,04	0,72	59,54
1,05	3660,55	11,62	15,23	0,76	65,88
1,1	3660,6	12,37	15,42	0,80	72,50
1,15	3660,65	13,12	15,60	0,84	79,38
1,2	3660,7	13,88	15,79	0,88	86,53
1,25	3660,75	14,66	15,98	0,92	93,95
1,3	3660,8	15,43	16,17	0,95	101,62

Conforme a la curva cota-caudal, Figura 30, se tiene que para un caudal de 98,81m³/s se forma un tirante normal de 1,28m; mientras que, para los caudales de 19,02m³/s y 48,03m³/s se tienen

tirantes de 0,60m y 0,90m respectivamente, por lo tanto, se escoge el caudal propuesto por el método racional para el diseño de la alcantarilla.

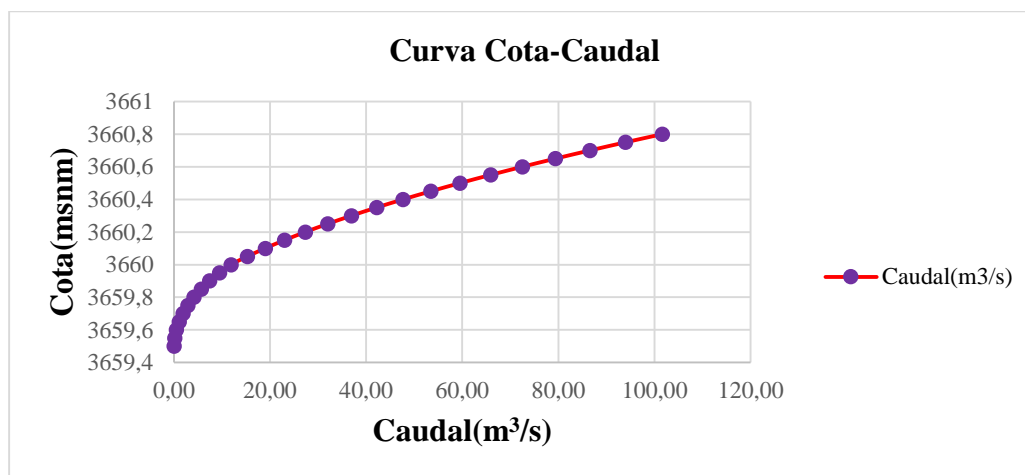


Figura 30. Curva Cota-Caudal

3.2. Estudio de suelos

El estudio de la zona en donde se implantará la presa se ejecutó en base a métodos indirectos de análisis, como es el caso de la sísmica de refracción y ensayos de laboratorio. En función de varias visitas técnicas, se pudo determinar la mejor ruta de acceso como también factores externos que puedan comprometer la fiabilidad de los resultados obtenidos mediante la refracción sísmica, entre ellos: vehículos, maquinaria, personas, animales, ruidos ambientales, etc. Al tratarse de una zona alejada totalmente de la población a las faldas del volcán Cotopaxi, no fue necesaria la calibración del equipo para disuadir sonidos externos.

3.2.1 Sísmica de refracción

La sísmica de refracción permite la interpretación de la estratigrafía del terreno mediante la variación de las velocidades de onda producto de los cambios en el medio, su densidad y propiedades elásticas (Georys Ingenieros S.A.C, 2016).

Ondas elásticas

Cuando una masa de suelo se ve afectada por un choque o carga externa; a través de las partículas del terreno se producen fluctuaciones conocidas como ondas, estas se dividen en: de volumen o cuerpo y ondas superficiales. Las ondas de volumen son aquellas que viajan en el

interior de la Tierra provocando efectos de compresión o de corte; mientras que, las ondas superficiales son aquellas que se propagan de forma paralela a la superficie de un medio y cuya amplitud disminuye conforme adquieren profundidad, con velocidades de propagación entre 3 a 4km/s (Moncca, 2006).

Ondas internas

- **Ondas tipo P**

Las ondas P, son también conocidas como ondas primarias por ser las primeras en llegar hacia la superficie terrestre con una velocidad aproximada de 7,5 kilómetros por segundo dirigiéndose en sentido longitudinal, provocando oscilaciones a lo largo del sustrato por el que se transmiten (Otero, 2017).

- **Ondas tipo S**

Las ondas S (ondas secundarias), llegan a la superficie terrestre en segundo lugar con una velocidad de propagación de 4,2 kilómetros por segundo en promedio; estas se producen transversalmente generando movimientos perpendiculares a la trayectoria por la cual se propagan (Otero, 2017).

Ondas Superficiales

- **Ondas Rayleigh**

Su velocidad de propagación depende del periodo de onda a consecuencia de que se tratan de ondas dispersivas: es decir, cada una de las velocidades que conforman la componente final de velocidad en el transcurso de la onda, tienen valores diferentes de viaje (Gálvez, 2010).

- **Ondas Love**

Se constituyen por los diferentes tipos de interferencias hallados en la superficie libre de las ondas que provocan múltiples reflexiones. Su movimiento es perpendicular a la dirección de propagación y paralelo a la superficie, y depende de la frecuencia de viaje, siendo más rápidas en llegar al sismograma a comparación de las ondas Rayleigh (Gálvez, 2010).

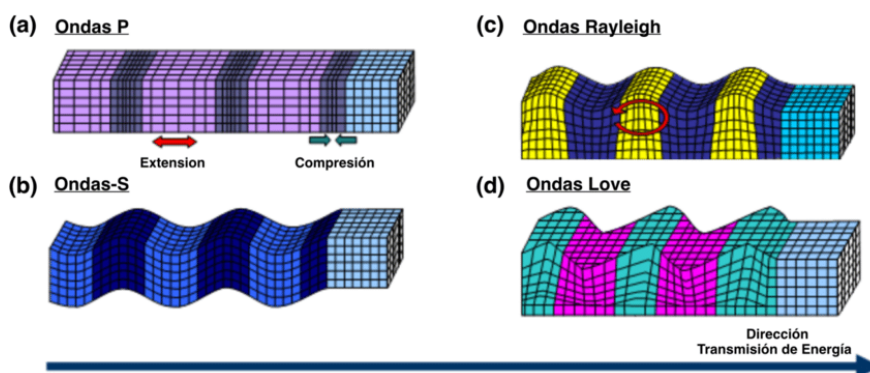


Figura 31. Ondas elásticas

Fuente: <http://misistemasolar.com/ondas-sismicas/>

3.2.2 Ensayos de campo

En la visita técnica del día Miércoles, 10 de Abril del 2019 se realizó el ensayo con el apoyo del laboratorista de la Universidad de las Fuerzas Armadas “ESPE”, Figura 32.



Figura 32. Visita técnica al punto de control 3

Para este efecto, se manejó un sismógrafo PASI 2,0 de 24 canales, cuyas ondas activas transmitidas a cada geófono provenían del choque entre un martillo con una placa de impacto ubicada a la mitad de cada dos sensores. Se colocaron 2 líneas de 92m y 115m, ubicando los sensores a 4 y 5 metros respectivamente; de tal manera, que se ocupó la mayor área posible de la zona. Los ensayos se ejecutaron en 2 etapas:

- **Etapa Activa**

Las ondas que reciben los geófonos provienen del golpe de un martillo hacia la placa de impacto. Conforme a la topografía de la zona, se decidió dar 3 golpes consecutivos entre los sensores: 1-2, 7-8, 12-13, 17-18, 23-24.



Figura 33. Implantación de geófonos

- **Etapa Pasiva**

Las ondas que reciben los geófonos son producto de los ruidos ambientales, se configuró el equipo para que tome 20 datos durante 30 segundos cada minuto, Figura 34.



Figura 34. Configuración del sismógrafo para etapa pasiva

3.2.2.1 Análisis de resultados en SEISMAGER línea de refracción sísmica de 92m

Cálculo de onda Vs30 activo

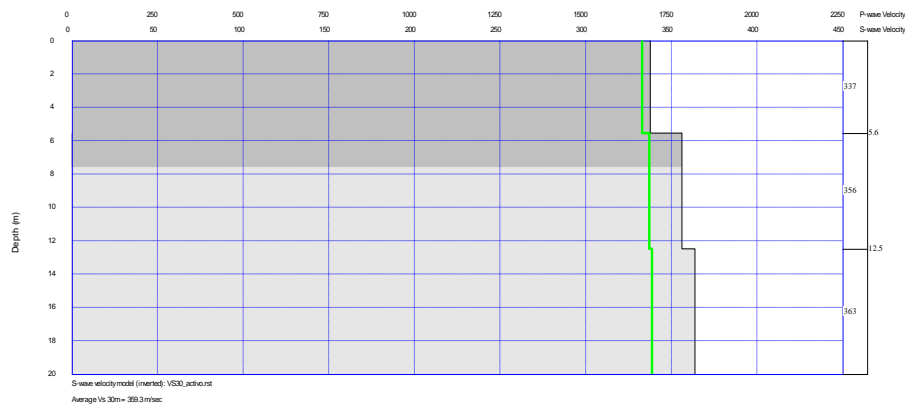


Figura 35. Distribución de Vs30 promedio activo hasta 20m de profundidad

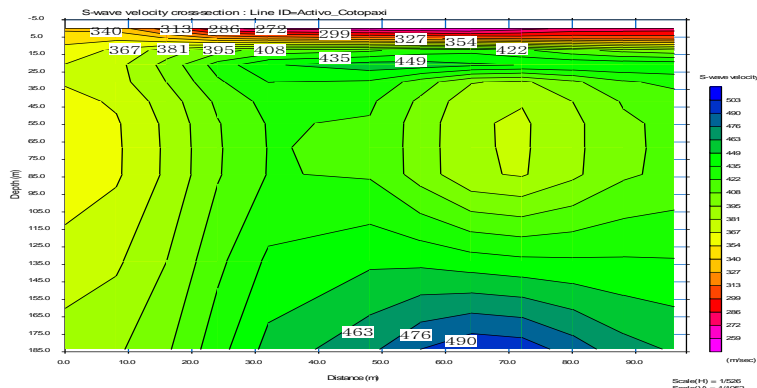


Figura 36. Estratigrafía en profundidad del terreno y Vs30 por capa

Cálculo de onda Vs30 pasivo

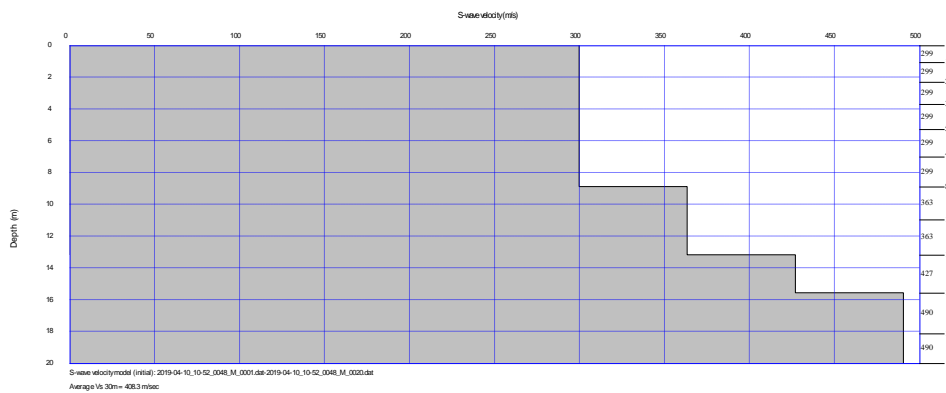


Figura 37. Distribución de Vs30 pasivo hasta 20m de profundidad

Cálculo de onda Vs30 combinado

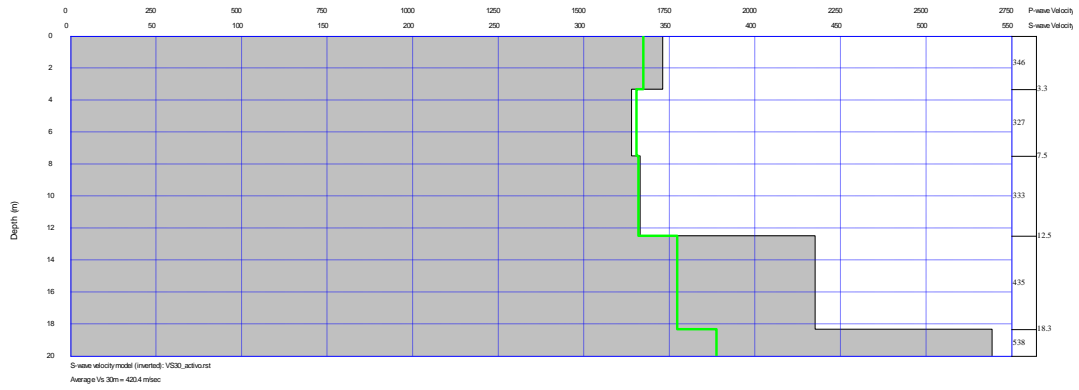


Figura 38. Distribución de Vs30 combinado hasta 20m de profundidad

Cálculo de onda Vp

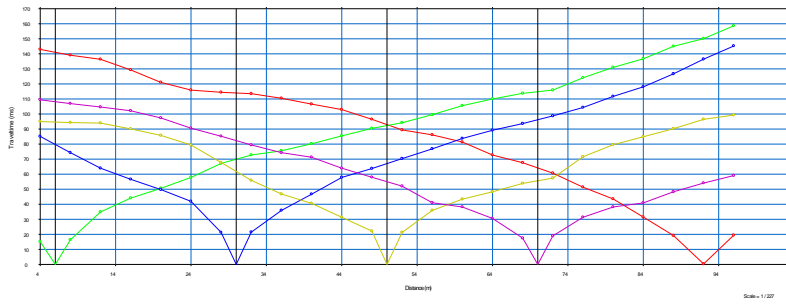


Figura 39. Domocronas

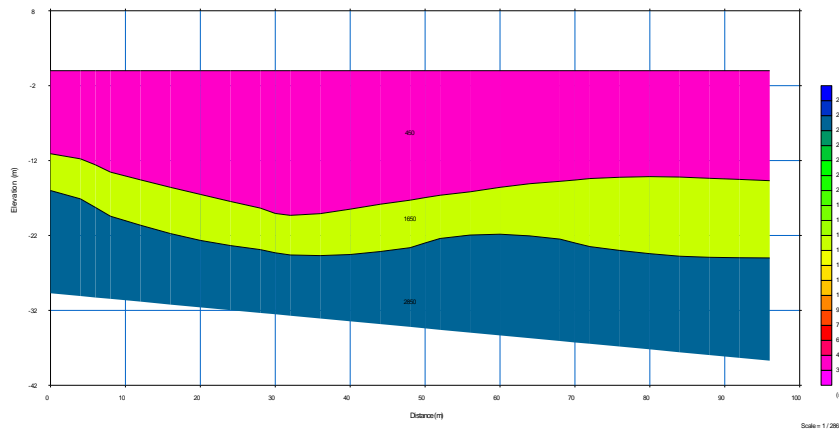


Figura 40. Distribución de ondas Vp y estratos principales del terreno

3.2.2.2 Análisis de resultados en SEISMAGER línea de refracción sísmica de 115m

Cálculo de onda Vs30 activo

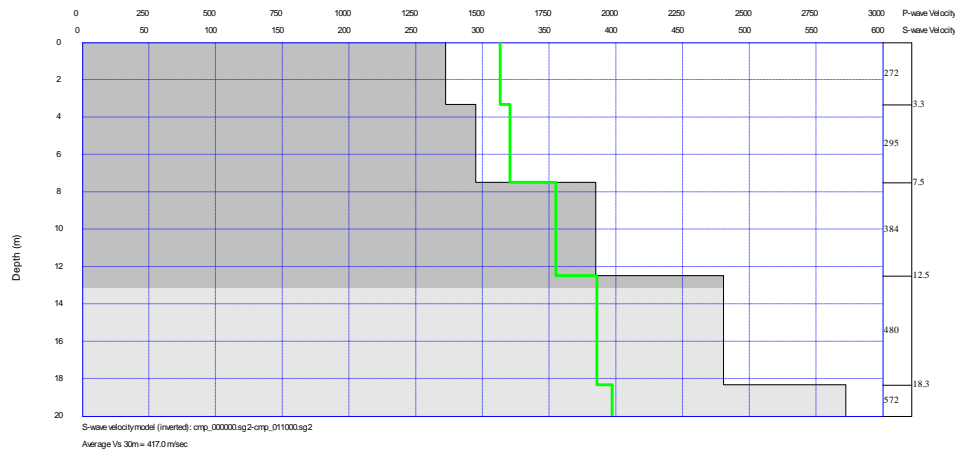


Figura 41. Distribución de las ondas Vs30 promedio activo hasta 20m de profundidad

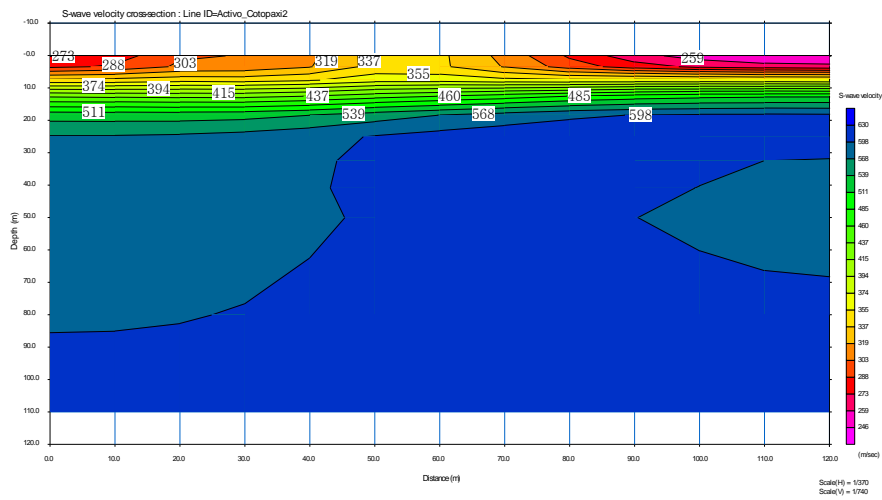


Figura 42. Estratigrafía en profundidad del terreno y Vs30 por capa

Cálculo de onda Vs30 pasivo

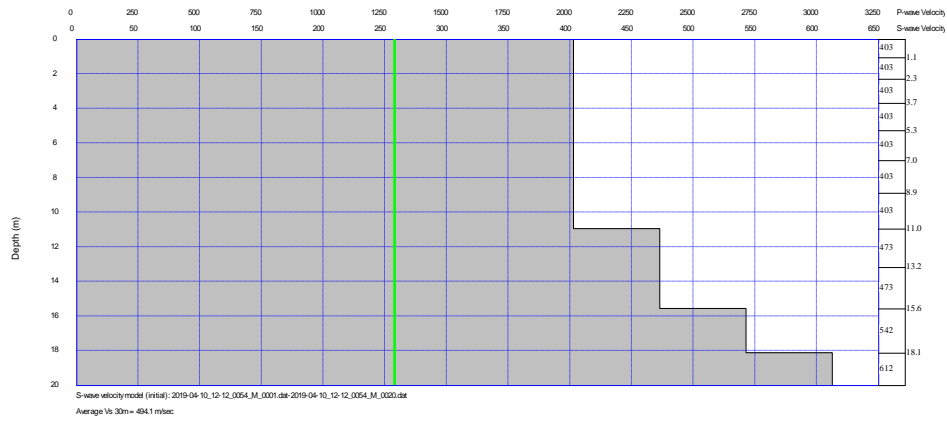


Figura 43. Distribución de ondas Vs30 pasivo hasta 20m de profundidad

Cálculo de onda Vs30 combinado

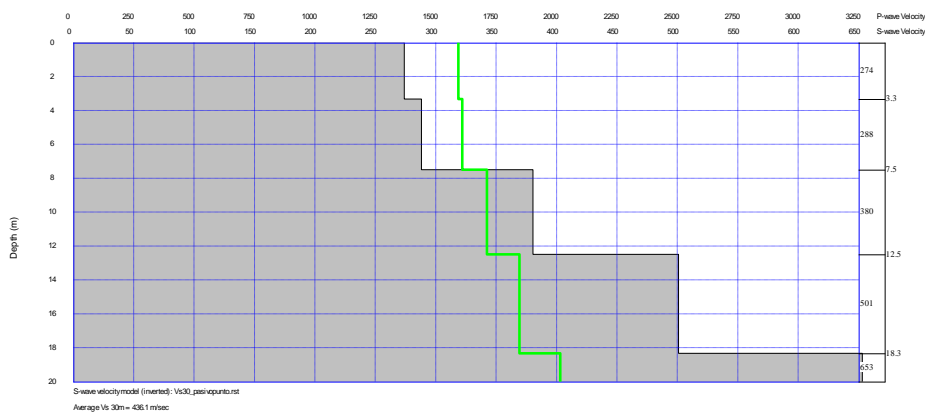


Figura 44. Distribución de ondas Vs30 combinado hasta 20m de profundidad

Cálculo de onda Vp

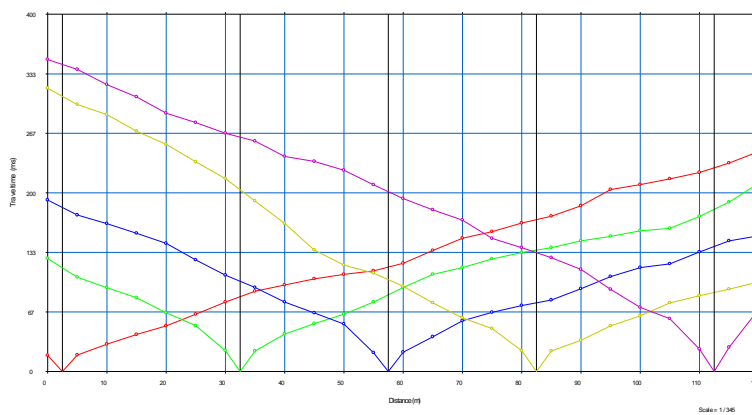


Figura 45. Domocronas

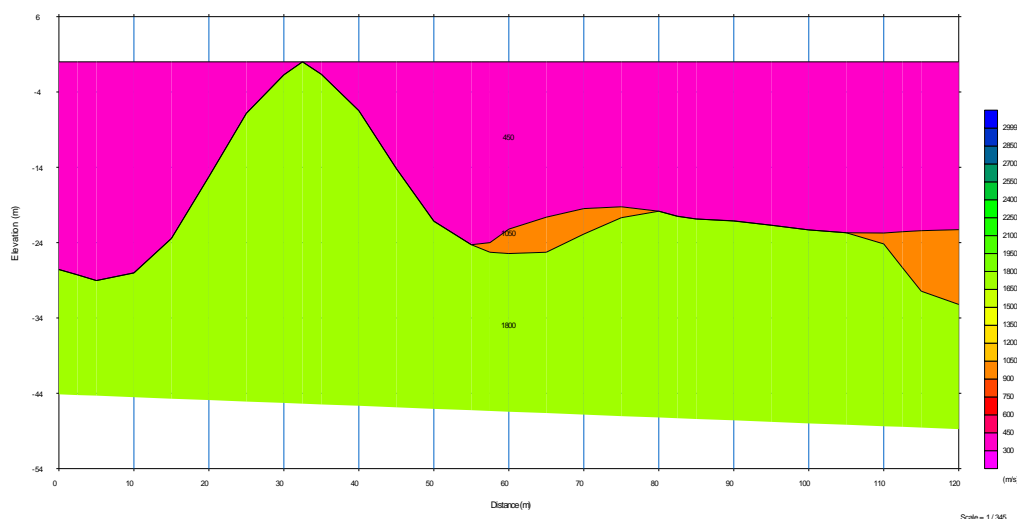


Figura 46. Distribución de ondas V_p y estratos principales del terreno

Conforme a la Normativa Ecuatoriana de Construcción NEC-SE-DS-Peligro Sísmico, clasifica al suelo analizado de acuerdo a su estratigrafía y velocidad de onda de corte acorde a la Figura 47:

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s

Figura 47. Clasificación de suelos por ondas V_s

Fuente: (NEC: Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

Por lo tanto, de acuerdo a las Figuras: 35, 36, 37, 38, 41, 42, 43 y 44, el perfil de suelo en estudio se clasifica como tipo C. A continuación, se presenta una tabla de resumen con todos los resultados del análisis del ensayo de sísmica de refracción, Tabla 22.

Tabla 22.

Análisis de resultados del ensayo de sísmica de refracción

Resumen análisis de sísmica de refracción

Línea de refracción de 92m 24 señales activas

CONTINÚA

Vs30 Activo	Vs30 Pasivo	Vs30	Tipo de suelo NEC	Vp
359,30m/s	408,30 m/s	420,42 m/s	15 C	2850m/s
Línea de refracción de 115m 24 señales activas				
Vs30 Activo	Vs30 Pasivo	Vs30	Tipo de suelo NEC	Vp
417 m/s	494,10 m/s	431,10 m/s	15 C	1800m/s

3.2.3 Ensayos de laboratorio

Se extrajeron 12kg de la zona de estudio, con una fracción de 1kg reservados para los ensayos de contenido de humedad y corte directo, ver Figura 48.



Figura 48. Extracción de material en el punto 3

3.2.3.1 Contenido de humedad

Conforme a la norma INEN 862: Áridos para hormigón, se procedió hacer el estudio de contenido de humedad tanto superficial como la que se encuentra entre los poros del árido. Este porcentaje de agua, es la relación de la diferencia entre la masa de agua evaporada en un horno a 110°C +/-5°C y la masa de la muestra seca expresada en porcentaje, Figura 49 y Tabla 23.



Figura 49. Pesado de muestras para ensayo de humedad

Tabla 23.

Resultados del ensayo de contenido de humedad

MUESTRA		MH		
Profundidad de ensayo	m		0,30	
Tara	-	752,00	475,00	4,75D
Peso de la capsula	gr	120,49	108,28	106,11
Peso de la cápsula + suelo húmedo	gr	320,66	312,08	312,74
Peso de la cápsula + suelo seco	gr	303,89	295,95	297,60
Peso muestra húmeda (W)	gr	200,17	203,80	206,63
Peso del agua	gr	16,77	16,13	15,14
Peso del suelo seco (D)	gr	183,40	187,67	191,49
Contenido de humedad (P)	%	9,14%	8,59%	7,91%
Contenido de humedad medio				
$P = 100x \frac{W - D}{D}$	%		8,55%	

3.2.3.2 Granulometría por tamizado

La granulometría por tamizado fue ejecutada siguiendo los procedimientos de la norma ASTM D-422. El ensayo consiste en dividir el agregado en los distintos diámetros que presenta por medio de los tamices de: 2 ½'', 2'', 1 ½'', 1'', ¾'', ½'', 3/8'', N°4, N°10, N°20, N°30, N°40, N°60 y N°200 lo que permite obtener su coeficiente de uniformidad y curvatura; de tal manera, que se le pueda clasificar el tipo de suelo estudiado (Das, 2013). Para ello, se emplearon 10,74Kg de muestra hasta el tamiz N°4, el cual permite dividir las gravas de las arenas, y con una sub-muestra de 500gr se completó la granulometría hasta el pasante del tamiz N°200, Figura 50, 51 y Tabla 24.



Figura 50. Áridos distribuidos conforme a su granulometría

Tabla 24.

Cálculo de la curva granulométrica

TIPO ARIDO		Diámetro	Peso Retenido	%Retenido	%Retenido Acumulado	%Pasante Acumulado
GRAVA	GRUESA	2 1/2"	0	0	0	100,00%
		2"	1069,9	9,96%	9,96%	90,04%
		1 1/2"	1089,26	10,14%	20,10%	79,90%
		1"	900,95	8,39%	28,49%	71,51%
	FINA	3/4"	614,68	5,72%	34,22%	65,78%
		1/2"	749,28	6,98%	41,19%	58,81%
		3/8"	426,71	3,97%	45,17%	54,83%
	N°4	835,75	7,78%	52,95%	47,05%	
Total gravas(gr)				5686,53		
Pasante N°4(gr)				5053,47		
Submuestra(gr)				500		
ARENA	N°10	69,59	13,92%	6,55%	59,50%	40,50%
	N°20	81,3	16,26%	7,65%	67,15%	32,85%
	N°30	39,03	7,81%	3,67%	70,82%	29,18%
	N°40	51,11	10,22%	4,81%	75,63%	24,37%
	N°60	73,41	14,68%	6,91%	82,54%	17,46%
	N°200	135,41	27,08%	12,74%	95,28%	4,72%
	Pasante 200	50,19	10,04%	4,72%	100,00%	0,00%

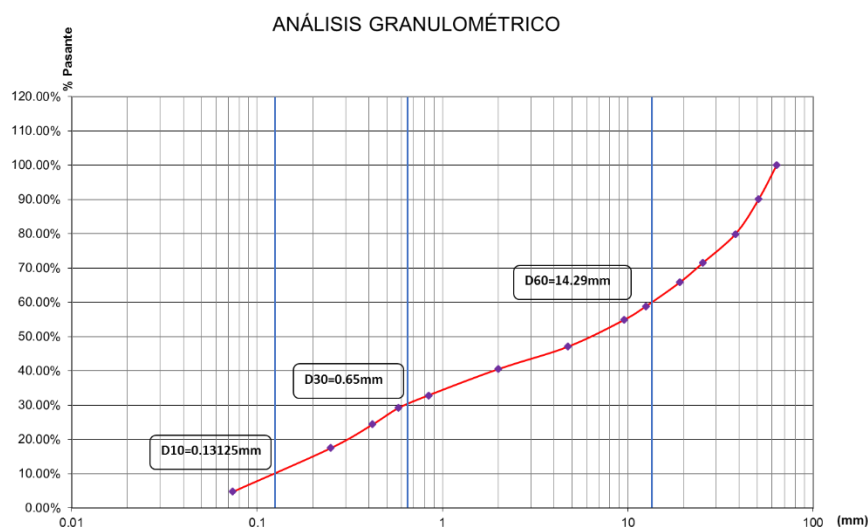


Figura 51. Curva granulométrica

El tipo de suelo tratado según la clasificación SUCS es GP (Grava pobremente graduada), y al tener el pasante del tamiz 200 un 4,72% no se requiere la determinación de sus límites de consistencia. Los coeficientes de uniformidad y curvatura son los siguientes:

$$Cu = \frac{D_{30}}{D_{10}} = 108,88$$

$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} * D_{10}} = 0,23$$

3.2.3.3 Masa unitaria suelta y varillada

En base a la norma INEN 858 se procedió a determinar el peso volumétrico de los áridos de la zona de estudio y calcular los vacíos entre las partículas de una muestra totalmente seca al horno a 110°C +/-5°C. Su ejecución se basa en dos procedimientos:

- **Masa unitaria suelta**

Después de pesar el molde, se coloca en 3 capas la muestra por medio de paladas a una altura máxima de 5cm sobre el molde, hasta que rebose del borde del mismo 50mm, finalmente se deja al ras el contenido y se pesa, Figura 52.



Figura 52. Enrasado de la tercera capa de material

- **Masa unitaria varillada**

Se coloca la muestra en 3 capas y en cada una de ellas se introduce la varilla 25 veces sin que toque el fondo del molde o la capa subyacente, finalmente se deja al ras y se pesa.

Tanto en el ensayo de Masa unitaria suelta como varillada, el procedimiento se lo ejecuta en 2 ocasiones, su promedio representa el peso volumétrico tanto varillado como suelto, Tablas: 25 y 26.

Tabla 25.

Resultados del ensayo masa unitaria suelta

ENSAYO DE MASA UNITARIA SUELTA				
	Molde:	A1	Molde:	A2
Diámetro interno	24,80	cm	24,80	cm
Altura interna	27,80	cm	27,20	cm
Espesor	0,50	cm	0,50	cm
Volúmen Molde(V)	0,01	m ³	0,01	m ³
Peso Molde(T)	7,68	kg	7,68	kg
Peso Muestra+Molde(G)	30,64	kg	30,38	kg
Masa unitaria(M)	1709,75	kg/m ³	1690,39	kg/m ³
Promedio (M)				
	$M = \frac{G - T}{V}$	1700,07		kg/m ³

Tabla 26.
Resultados del ensayo masa unitaria varillada

ENSAYO DE MASA UNITARIA VARILLADA				
	Molde:	A1	Molde:	A2
Diámetro interno	24,80	cm	24,80	cm
Altura interna	27,80	cm	27,20	cm
Espesor	0,50	cm	0,50	cm
Volumen Molde(V)	0,01	m ³	0,01	m ³
Peso Molde(T)	7,68	kg	7,68	kg
Peso Muestra+Molde(G)	30,82	kg	31,16	kg
Masa unitaria(M)	1723,16	kg/m ³	1748,48	kg/m ³
Promedio (M)				
$M = \frac{G - T}{V}$	1735,82		kg/m ³	

3.2.3.4 Absorción y densidad

Los ensayos de absorción y densidad de árido grueso y fino son ejecutados a la par, en primera instancia se requiere que la muestra de material a ensayar se halle totalmente seca al horno a 110°C +/-5°C y sea tamizada por una malla de 4,75mm de abertura para separar el árido grueso del fino; el peso de cada muestra dependerá del tamaño nominal del agregado conforme a las normas INEN 856 y 857. La masa de agua absorbida con relación a la masa seca, representa el porcentaje de absorción del árido; mientras que, la densidad es la masa de la muestra en estado SSS con relación al volumen que ocupa.

Absorción árido grueso

De acuerdo a la norma INEN 857, para un agregado grueso de tamaño nominal de 1'' se deja saturar por un periodo de 24 horas 4kg mínimo; pasado este tiempo, se secan las partículas superficialmente con ayuda de una franela hasta conseguir el estado superficialmente seco (SSS), se toma su peso, finalmente se coloca la muestra en el horno y después de 24 horas se pesa nuevamente, Figura 53 y Tabla 27.



Figura 53. Secado del árido grueso por medio de una franela

Tabla 27.

Resultados del ensayo absorción árido grueso

ABSORCIÓN ÁRIDO GRUESO			
-	Peso tara	2,7	gr
-	Peso de tara+muestra SSS	4707,90	gr
-	Peso de tara+muestra seca al horno	4672,7	gr
A	Muestra Seca al Horno	4670	gr
B	Muestra SSS	4705,20	gr
	$\frac{B - A}{A} \times 100$	% Absorción	0,75 %

Densidad árido grueso

La norma INEN 857, en el inciso 5.5, establece el método para determinar la densidad de áridos gruesos, para ello se requiere que la muestra en estado SSS se coloque en una canasta bajo agua y se tome su peso, al igual que en el aire. Con estos datos se procede al cálculo de la densidad del agregado, Tabla 28.

Tabla 28.

Resultados del ensayo densidad de árido grueso

DENSIDADES ÁRIDO GRUESO			
-	Peso malla en agua	4328	gr
-	Peso malla + muestra en agua	6229,5	gr
A	Muestra Seca al Horno	4670	gr
B	Muestra SSS	4705,2	gr
C	Muestra en agua	2951,5	gr
-	Temperatura del agua	22	°

CONTINÚA 

-	Densidad del agua a 22°	997,5	
	<u>Densidad</u>		
$\frac{997.5A}{(B - C)}$	Densidad SH*	2656,30	kg/m ³
$\frac{997.5B}{(B - C)}$	Densidad SSS*	2676,30	kg/m ³
$\frac{997.5A}{(A - C)}$	Densidad aparente	2710,70	kg/m ³
	<u>Densidad relativa</u>		
$\frac{A}{(B - C)}$	Densidad SH*	2,663	-
$\frac{B}{(B - C)}$	Densidad SSS*	2,683	-
$\frac{A}{(A - C)}$	Densidad aparente SSS*	2,717	-
*SH	Seco al horno		
*SSS	Superficialmente seco		

Absorción en árido fino

Conforme a la norma INEN 856, se requieren 500g +/- 10g para absorción y densidad en condición SSS. Para alcanzar el estado superficialmente seco la muestra es sumergida en agua por 24 horas y después se seca a temperatura ambiente, Figura 54 y Tabla 29.



Figura 54. Pesado de la arena en estado SSS

Tabla 29.*Resultados del ensayo absorción árido fino*

ABSORCIÓN ÁRIDO FINO			
-	Peso tara	2,6	gr
-	Peso de tara+muestra SSS	502,6	gr
-	Peso de tara+muestra seca al horno	485,65	gr
A	Muestra Seca al Horno	490,05	gr
S	Muestra SSS	500	gr
	$\frac{S - A}{A} \times 100$	% Absorción	2,03 %

Densidad árido fino

La norma INEN 856, en el numeral 5, establece el método para determinar la densidad del árido fino. Para el presente estudio se empleó el método gravimétrico, para lo cual, se utilizó un picnómetro de 500ml, agua destilada y 500gr de muestra en estado SSS, Tabla 30.

Tabla 30.*Resultados del ensayo densidad de árido fino*

DENSIDADES ÁRIDO FINO			
-	Peso picnómetro	147	gr
-	Picnómetro+muestra SSS	647	gr
A	Muestra Seca al Horno	490,05	gr
B	Picnómetro+agua destilada	612,34	gr
C	Muestra SSS+picnómetro+agua destilada	920,67	gr
S	Muestra SSS	500	gr
-	Temperatura del agua	22	°
-	Densidad del agua a 22°	997,5	kg/m ³
<u>Densidad</u>			
	$\frac{997.5A}{(B + S - C)}$	Densidad SH*	2550,30 kg/m ³
	$\frac{997.5S}{(B + S - C)}$	Densidad SSS*	2602,10 kg/m ³
	$\frac{997.5A}{(B + A - C)}$	Densidad aparente	2690 kg/m ³
<u>Densidad relativa</u>			
	$\frac{A}{(B + S - C)}$	Densidad SH*	2,557 -
	$\frac{S}{(B + S - C)}$	Densidad SSS*	2,609 -
	$\frac{A}{(B + A - C)}$	Densidad aparente SSS*	2,697 -

*SH	Seco al horno
*SSS	Superficialmente seco

3.2.3.5 Ensayo Próctor Modificado

La compactación de suelos, tiene como objetivo disminuir los vacíos entre partículas mejorando las propiedades del sustrato. Se ejecuta por medio de la aplicación de energía mediante un martillo y a una altura definida mientras existe un incremento progresivo en la humedad de la muestra; este procedimiento permite obtener su densidad seca máxima y humedad óptima (Manual de 7mo Semestre, 2008). Siguiendo el procedimiento descrito en la norma ASTM D-1557, se preparó una muestra de 6Kg pasante del tamiz N°4 previamente seca al horno, por medio de un martillo de 10lb y en un recipiente de 2131cm³, a la cual, se le entrega un incremento progresivo de humedad de 120ml, Figuras: 55 y 56, Tabla 35.



Figura 55. Adición y mezcla de árido con 2% de humedad

Tabla 31.
Resultados del ensayo Próctor Modificado

Muestra	Densidad seca máxima				Densidades (gr/cm ³)	
	Molde	Pesos (gr) Suelo+Molde	Suelo húmedo	Volumen(cm ³)	Saturada	Seca
1		10068,20	3338,80		1,59	1,55
2		10300,20	3570,80		1,70	1,63
3	6729,40	10557,70	3828,30	2104,92	1,82	1,71
4		10669,80	3940,40		1,87	1,74
5		11052,50	4323,10		2,05	1,87

CONTINÚA

		10783,50	4054,10		1,93	1,72
Humedad Óptima						
N° Tara	Tara	Pesos (gr)			Suelo seco	Humedad (%)
		Suelo humedo+Tara	Suelo seco+Tara	Agua		
MA	121,13	197,98	196,41	1,57	75,28	2,09
27A	119,36	216,75	214,6	2,15	95,24	2,26
29A	120,02	202,26	199,1	3,16	79,08	4,00
D2	120,52	204,94	201,71	3,23	81,19	3,98
13	123,24	203,34	198,18	5,16	74,94	6,89
41A	121,12	220,79	215,57	5,22	94,45	5,53
MA	121,13	212,07	206,04	6,03	84,91	7,10
27A	119,36	200,98	194,85	6,13	75,49	8,12
29A	120,02	217,55	208,81	8,74	88,79	9,84
D2	120,52	203,03	196,03	7	75,51	9,27
38A	116,42	218,28	208,03	10,25	91,61	11,19
D3	119,12	205,17	195,85	9,32	76,73	12,15

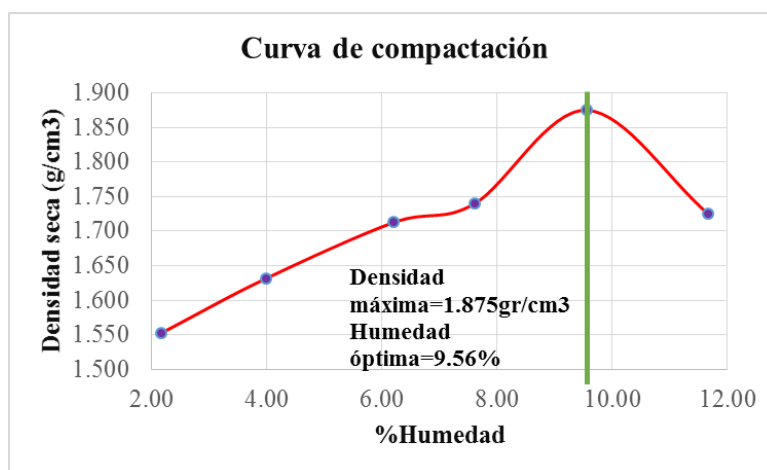


Figura 56. Curva de compactación

De acuerdo con (Benitez, 1972), se puede obtener la porosidad e índice de vacíos mínimo del suelo estudiado, en base a la densidad seca máxima y la densidad saturada al punto de humedad óptima, por medio de la siguiente expresión:

$$\eta = (\rho_{sat} - \rho_{dmax}) * 100\%$$

Dónde:

- ρ_{sat} : Densidad saturada al punto de humedad óptima.
- ρ_{dmax} : Densidad seca máxima.
- n : Porosidad en porcentaje.

Y su respectiva porosidad por medio de la siguiente fórmula (Das, 2013):

$$e = \frac{\eta}{1 - \eta}$$

Dónde:

- e : Índice de vacíos.
- n : Porosidad.

Empleando las expresiones previas y con los resultados obtenidos del ensayo Próctor Modificado se obtiene lo siguiente:

$$\rho_{sat} = 2,054 \text{ gr/cm}^3$$

$$\rho_{dmax} = 1,875 \text{ gr/cm}^3$$

$$\eta_{min} = (2,054 - 1,875) * 100\% = 17,90\%$$

$$e_{min} = \frac{0,179}{1 - 0,179} * 100\% = 21,80\%$$

El índice de vacíos promedio de acuerdo con (Das, 2013), se lo puede obtener en función de su densidad seca máxima y el peso específico del suelo, mediante la siguiente expresión:

$$e = \frac{\gamma_s}{\rho_{dmax}} - 1$$

Dónde:

- e : Índice de vacíos promedio.
- ρ_{dmax} : Densidad seca máxima.

$$e = \frac{2,701}{1,875} - 1$$

$$e = 0,441$$

Cálculo del peso volumétrico teórico

Para comprobar el valor experimental del peso volumétrico, se procederá a determinar el peso volumétrico teórico en función de las propiedades físicas y mecánicas del suelo. El procedimiento

de cálculo, citado a continuación, se encuentra en el libro Diseño de Obras Hidrotécnicas del Ing. Washington Sandoval. PhD (Sandoval, 2018):

1. Se calcula el peso volumétrico mínimo y máximo, para este efecto se requiere del peso específico del material y su curva granulométrica, Tabla 32.

Tabla 32.

Pesos específicos y granulometría

Material	Porcentaje (%)	Peso específico (kg/m³)
-		
Gravas	52,95	2710,69
Arenas	42,33	2689,99
Total	95,28	

Al tener dos clases de pesos específicos, su valor definitivo se calculará en función del porcentaje de gravas y arenas existentes como se muestra a continuación:

$$\gamma_s = \frac{\%Gravas * \gamma_{gravas} + \%Arenas * \gamma_{arenas}}{Total}$$

$$\gamma_s = \frac{0,5295 * 2710,69 + 0,4233 * 2689,99}{0,9528}$$

$$\gamma_s = 2701,49 \text{ kg/m}^3$$

El peso volumétrico mínimo se lo calcula por medio de la siguiente expresión:

$$\gamma_{vmin} = \frac{A}{(P\sqrt{K})^{0,05}} \frac{\gamma_s}{2,65}$$

Dónde:

- A: Coeficiente que depende del tipo del material.
- P: Porcentaje en peso de las partículas bien definidas.
- K: Coeficiente de caracterización del suelo.
- γ_s : Peso específico del suelo.

El coeficiente K se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$K = \frac{D_2 - D_1}{P * \log\left(\frac{D_2}{D_1}\right)} \sum_{i=1}^{i=n} \left(\frac{p_i}{d_{2i} - d_{1i}} \log\left(\frac{d_{2i}}{d_{1i}}\right) \right)$$

Dónde:

- D_2 y D_1 : Diámetros mínimo y máximo de partículas bien definidas.
- p_i : Porcentaje en peso de partículas entre cada faja.
- d_{1i} y d_{2i} : Diámetros de partículas de cada faja.

De acuerdo a la clasificación SUCS, el suelo trabajado es una grava mal graduada; por lo tanto, en su curva granulométrica se eliminó el 10% del material en cada extremo de la curva dando como resultado las siguientes fajas, Figura 57 y Tabla 33.

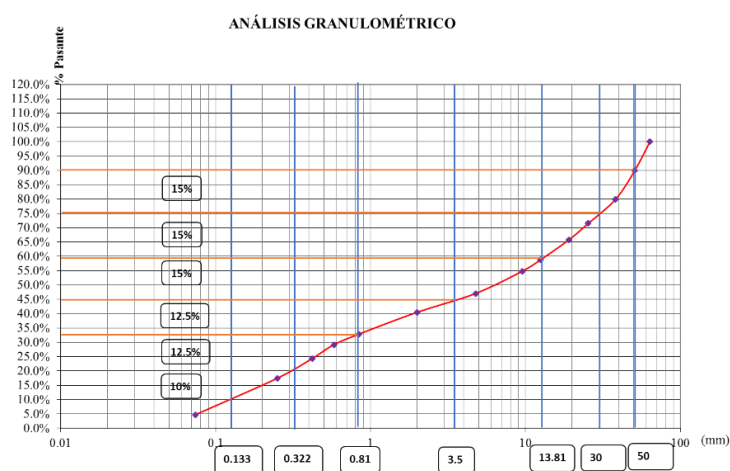


Figura 57. Porcentaje de áridos entre fajas

Tabla 33.

Cálculo del coeficiente de caracterización

Faja	Porcentaje (%)	d1 (mm)	d2 (mm)
1	10	0,133	0,322
2	12,5	0,322	0,81
3	12,5	0,81	3,5
4	15	3,5	13,81
5	15	13,81	30
6	15	30	50
P	80		
K	7,393		

Al constituirse el suelo por arenas y gravas gruesas, se toma el coeficiente A como:

$$A = \frac{\%Gravas * A_{gravas} + \%Arenas * A_{arenas}}{Total}$$

$$A = \frac{0,5295 * 2,28 + 0,4233 * 1,75}{0,9528}$$

$$A = 2,04$$

Siendo su peso volumétrico mínimo:

$$\gamma_{vmin} = \frac{2,04}{(80\sqrt{7,393})^{0,05}} \frac{2,701}{2,65}$$

$$\gamma_{vmin} = 1,589 \text{ gr/cm}^3$$

Para el peso volumétrico máximo se puede emplear la siguiente expresión obtenida por (Sandoval, 2018) para escollera:

$$\gamma_{vmax} = 17,708 - 17,996\gamma_{vmin} + 5,115\gamma_{vmin}^2$$

$$\gamma_{vmax} = 17,708 - 17,996(1,589) + 5,115(1,589)^2$$

$$\gamma_{vmax} = 2,027 \text{ gr/cm}^3$$

2. Se determina el índice de vacíos en función del peso volumétrico máximo y mínimo.

$$e_{máx} = \frac{\gamma_s - \gamma_{vmin}}{\gamma_{vmin}}$$

$$e_{min} = \frac{\gamma_s - \gamma_{vmax}}{\gamma_{max}}$$

Dónde:

- γ_s : Peso específico del suelo.
- γ_{vmin} : Peso volumétrico mínimo.
- γ_{vmax} : Peso volumétrico máximo.

$$e_{máx} = \frac{2,701 - 1,589}{1,589}$$

$$e_{máx} = 0,70$$

$$e_{min} = \frac{2,701 - 2,027}{2,027}$$

$$e_{min} = 0,333$$

3. Peso volumétrico e índice de vacíos promedio

La compactación mecánica depende del índice de densidad (ID), y este a su vez de las condiciones climáticas y la granulometría del material (Sandoval, 2018). En el caso de climas en donde se dificulte la compactación y exista un gran porcentaje de arenas, este índice toma valores mayores o iguales a 0,66. El índice de vacíos promedio y el peso volumétrico que puede alcanzar un material determinado, se lo calcula con las siguientes ecuaciones:

$$e = e_{max} - I_D(e_{max} - e_{min})$$

Dónde:

- e : Índice de vacíos promedio.
- e_{max} : Índice de vacíos máximo.
- e_{min} : Índice de vacíos mínimo.
- I_D : Índice de densidad.

$$\gamma_v = \frac{\gamma_s}{1 + e}$$

Dónde:

- γ_v : Peso volumétrico promedio.
- e : Índice de vacíos promedio.

$$e = 0,70 - 0,66(0,70 - 0,333)$$

$$e = 0,458$$

$$\gamma_v = \frac{2,701}{1 + 0,458}$$

$$\gamma_v = 1,854 \text{ gr/cm}^3$$

En la Tabla 34, se muestra un resumen de los resultados tanto de laboratorio como teóricos:

Tabla 34.

Peso volumétrico teórico y experimental

Parámetro	Teórico	Experimental
$\gamma_{vmax} \left(\frac{\text{gr}}{\text{cm}^3} \right)$	2,027	-

CONTINÚA 

$\gamma_{vmin} \left(\frac{gr}{cm^3} \right)$	1,589	1,7
$\gamma_v \left(\frac{gr}{cm^3} \right)$	1,854	1,88
e_{max}	0,70	-
e_{min}	0,333	0,218
e	0,458	0,441

De acuerdo con la Tabla 34, el peso volumétrico de $1,7gr/cm^3$, ensayado en laboratorio, es el peso volumétrico mínimo que puede alcanzar el suelo cuando se aplica una energía de compactación de $2700 KN-m/m^3$ con una porosidad mínima de 0,179. El peso volumétrico promedio de $1,854gr/cm^3$, el cual presenta una variación de 1,38% con respecto al experimental de $1,88gr/cm^3$, es un rango promedio que puede alcanzar el material, en caso de que la energía de compactación sea mayor mediante el uso de rodillos, volquetas, etc. Sin embargo, con fines de diseño de la presa mixta se ha optado por emplear el valor mínimo para que este se halle del lado de la seguridad.

3.2.3.6 Corte directo

El ensayo de corte directo es ejecutado en base a la norma ASTM D 3080, por la cual se pueden emplear muestras inalteradas o alteradas. Para el presente estudio, se emplearon muestras alteradas de suelo que conservan la humedad natural del terreno y se introdujo el suelo en una sección cuadrada de 5cm de lado y 2,5cm de espesor, se le somete a presiones verticales de 50KPa, 100 Pa y 150 Kpa; y de forma gradual, se incrementa la fuerza de cizallamiento horizontal hasta alcanzar la ruptura o corte tangencial del espécimen (Bonifaz, 2015), Figura 58.



Figura 58. Ubicación de la muestra en sección cuadrada y perfil de corte

Por medio de este ensayo se puede obtener la cohesión y ángulo de fricción interna del suelo, datos útiles para inferir la resistencia al corte que proporciona una masa de suelo por unidad de área ante el deslizamiento sobre un plano de falla, siendo empleada en estabilidad de taludes, capacidad de carga, presión lateral del suelo sobre estructuras, etc. (Dpto. Ingeniería Geotécnica, 2018).

A continuación, en las Figuras 59 y 60, se presentan las gráficas de deformación horizontal con respecto a esfuerzo cortante y la recta de regresión, en dónde se plotea en las abscisas los esfuerzos verticales con su respectivo esfuerzo horizontal por medio de puntos en rojo.

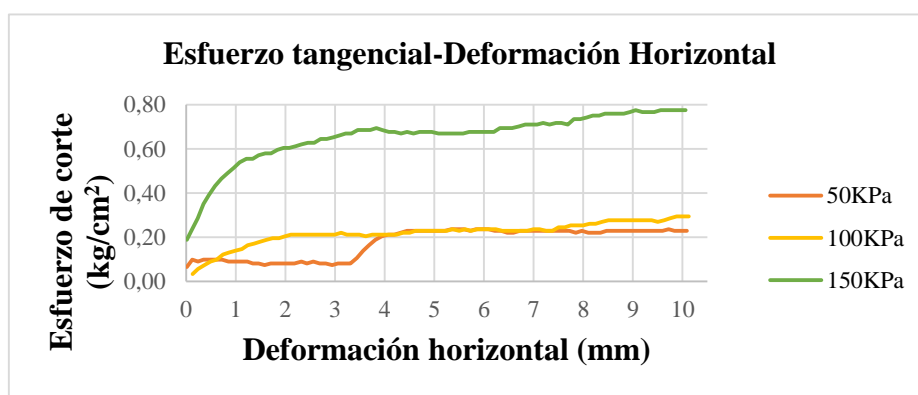


Figura 59. Curvas esfuerzo-deformación

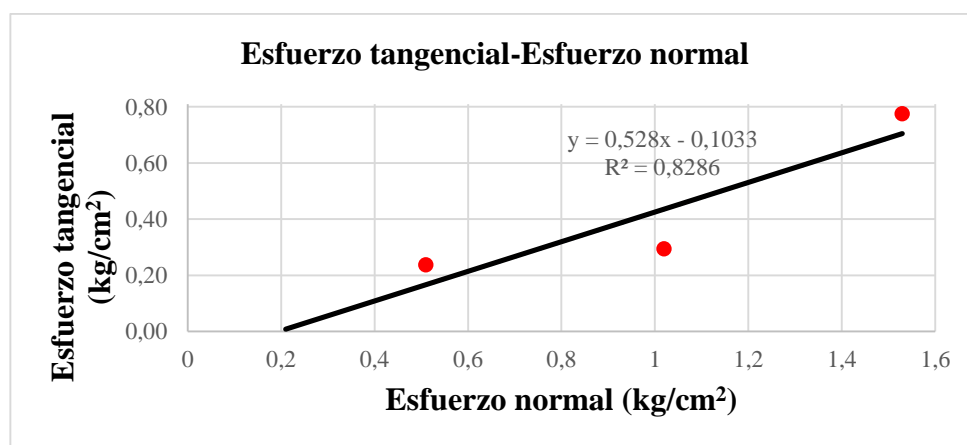


Figura 60. Ecuación de regresión para deformaciones máximas

La pendiente de la recta representa el ángulo de fricción interna y su intersección con el eje de las ordenadas la cohesión; los cuales son de $27,8^\circ$ y $-0,10\text{kg/cm}^2$. La cohesión al presentar un valor negativo se considera que su valor es cero, pues se trata de suelos con un 42,33% de arenas.

3.2.3.7 Carga puntual

Se ejecutó este ensayo por medio de dos normas UNE2295-5 y ASTM D5731, su objetivo es caracterizar a las rocas por medio de la estimación del índice IS50. Se emplearon 12 ejemplares de muestras anisotrópicas ensayados con la humedad proveniente del sitio, cada una de las muestras fueron sometidas a carga progresiva por medio de un gato hidráulico de la máquina de carga puntual, hasta conseguir la fractura de la roca (Asociación Española de Normalización y Certificación, 1996), Figura 61.



Figura 61. Calibración de la máquina de carga puntual

Las expresiones empleadas para el cálculo de resistencia son las siguientes:

$$I_s = \frac{P}{D_e^2}$$

Dónde:

- De: Diámetro equivalente, mm
- P: Carga máxima de ruptura, KN

Al tratarse de un ensayo del tipo axial, se requiere corregir la resistencia hallada con la expresión anterior por medio de su equivalencia con un ensayo diametral de una muestra de 50mm, para ello se emplea la siguiente fórmula:

$$I_{s(50)} = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0.45} * I_s$$

De acuerdo a los resultados de la Tabla 35, en promedio la muestra presenta una resistencia de 70,29 MPa o 716,75kg/cm².

Tabla 35.

Resultados del ensayo carga puntual

N° Muestra	Peso kg	Largo mm	Diámetro mm	L/D -	Carga KN	D² mm²	Is Mpa	F -	Is₅₀ Mpa	22Is₅₀ Mpa
1	243,06	86	62	1,39	8,43	3844,00	2,19	1,10	2,42	53,15
2	635,53	97	70	1,39	13,18	4900,00	2,69	1,16	3,13	68,84
3	547	91	67	1,36	16,15	4489,00	3,60	1,14	4,10	90,29
4	483,6	94	75	1,25	11,43	5625,00	2,03	1,20	2,44	53,65
5	341,8	80	62	1,29	7,51	3844,00	1,95	1,10	2,15	47,35
6	339,79	77	62	1,24	14,02	3844,00	3,65	1,10	4,02	88,39
7	245,35	77	56	1,38	10,99	3136,00	3,50	1,05	3,69	81,13
8	194,12	62	52	1,19	13,74	2704,00	5,08	1,02	5,17	113,77
9	179,08	62	45	1,38	10,81	2025,00	5,34	0,95	5,09	111,99
10	140,02	75	57	1,32	7,32	3249,00	2,25	1,06	2,39	52,58
11	374,78	95	75	1,27	7,22	5625,00	1,28	1,20	1,54	33,87
12	314,32	90	70	1,29	9,27	4900,00	1,89	1,16	2,20	48,44

CAPÍTULO IV

DISEÑO DE LA PRESA MIXTA Y OBRAS DE DESAGÜE

El diseño de la presa mixta requiere que su peso propio resista fuerzas externas, entre estas: fuerzas estáticas, fuerzas dinámicas y sísmicas. Para el caso de flujo de lodos las fuerzas que intervendrán en la presa en caso de una erupción del volcán Cotopaxi serán:

- **Fuerzas estáticas**

Son producto del empuje de los lahares que se embalsen hasta la corona de la presa, determinados por su peso específico y ángulo de fricción interna.

- **Fuerzas dinámicas**

Nacen del impacto del flujo de lodos sobre una porción del área de la pantalla, cuya magnitud depende de la velocidad de recorrido al tiempo que llega hacia la presa y su peso específico.

- **Fuerzas sísmicas**

Son conocidas como fuerzas accidentales y vienen determinadas por las aceleraciones que sufre el suelo en el punto de cierre del embalse.

Cada una de estas acciones externas provocan un momento que trata de volcar la presa y deslizarla en la zona de cimentación; para contrarrestar estos efectos, se requiere superar factores de seguridad mínimos antes volcamiento y deslizamiento de acuerdo a las combinaciones de carga de diseño.

4.1. Cálculo de fuerzas y momentos externos

4.1.1 Fuerzas estáticas: Empuje del lahar y momento volcador.

De acuerdo con (Das, 2013), la fuerza por unidad de longitud de una masa de suelo sobre una superficie está dada en función del diagrama de presiones, cuya fórmula es la siguiente:

$$F_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2$$

Dónde:

- K_o : Coeficiente de presión de tierra.

- γ : Peso específico del suelo.
- H: Altura de la superficie.

Cuando cada una de las partículas que conforman el suelo cede, se alcanza una etapa conocida como “estado activo de Rankine”, el cual provoca que el coeficiente de presión de tierra sea calculado por medio de la siguiente expresión:

$$K_a = \frac{1 - \text{seno}\phi}{1 + \text{seno}\phi}$$

Dónde:

- ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo (Grados).

Mediante estas fórmulas y con un peso específico y ángulo de fricción interna de 2701,49kg/m³ y 27,8° respectivamente; se obtuvo el empuje y momento volcador del lahar que se presenta a continuación, Tabla 36 y Figura 62:

Tabla 36.
Fuerzas estáticas

Ea (t)	Mv (t-m)
29737,71	1090382,88

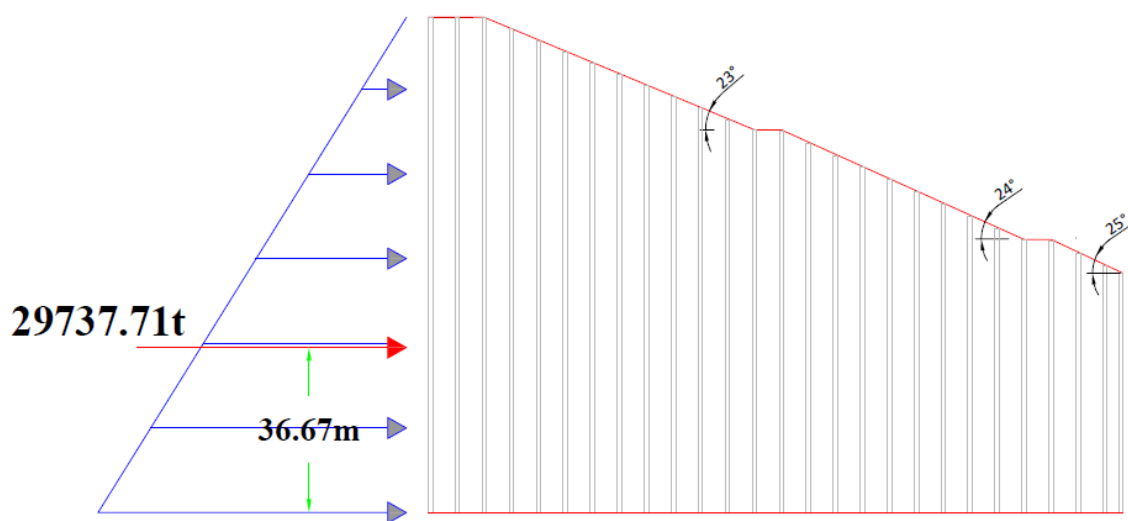


Figura 62. Ubicación del empuje del lahar en el perfil de la presa

4.1.2 Fuerzas sísmicas

Empleando el método de la norma CFE-Comisión Federal de Electricidad (2008, pag.213) citada en (Sandoval, 2018), se calculó el coeficiente sísmico horizontal y vertical por medio de las siguientes expresiones:

$$\alpha_h = \frac{Z}{1 + 3Z}$$

$$\alpha_v = \frac{2}{3} \alpha_h$$

Dónde:

- α_h : Coeficiente sísmico horizontal.
- α_v : Coeficiente sísmico vertical.
- Z: Aceleración sísmica.

De acuerdo con (US ARMY CORPS, 1995), recomienda un análisis pseudo-estático de la presa en función de su peso, para ello se emplea:

$$S = \alpha_{h,v} G$$

Dónde:

- S: Es la fuerza vertical u horizontal producto de la aceleración sísmica.
- $\alpha_{h,v}$: Coeficiente sísmico horizontal o vertical.
- G: Peso propio de la estructura.

El factor de zona Z, fue obtenido del mapa de zonificación que se halla en la NEC-SE-DS-Norma Ecuatoriana de la Construcción para Diseño Sísmico -Parte 1 (2015, pag.35), Figura 63 y Tabla 37.

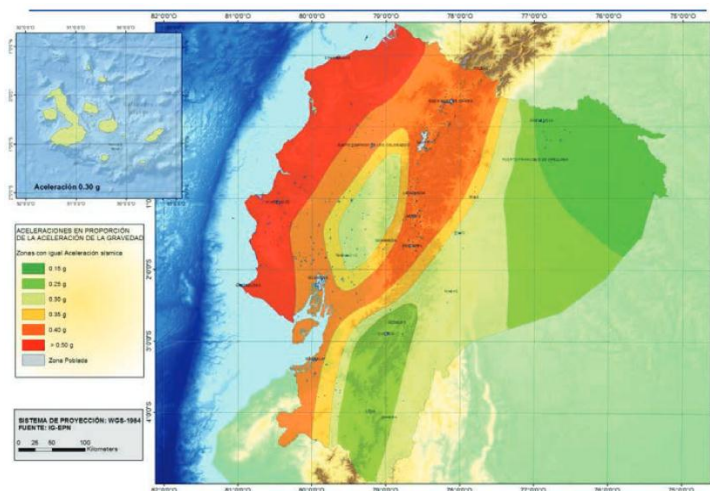


Figura 63. Mapa de zonificación sísmica del Ecuador

Fuente: (NEC: Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

Tabla 37.

Coefficiente de aceleración sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4*	$\geq 0,50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: (NEC: Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

Al ubicarse el punto de control 3 en una zona sísmica clase 4, tiene como factor de aceleración 0,4 gravedades; por lo tanto se tiene como fuerzas y coeficientes sísmicos, Tabla 38, Figura 64.

Tabla 38.

Fuerzas dinámicas

Parámetro	Valor	Unidad
α_h	0,18	-
α_v	0,12	-
Sh	26659,67	t
Sv	17773,11	t
Mh*	1156736,29	t-m
Mvt*	0	t-m

Mh, Mvt: Momento sísmico horizontal y vertical.

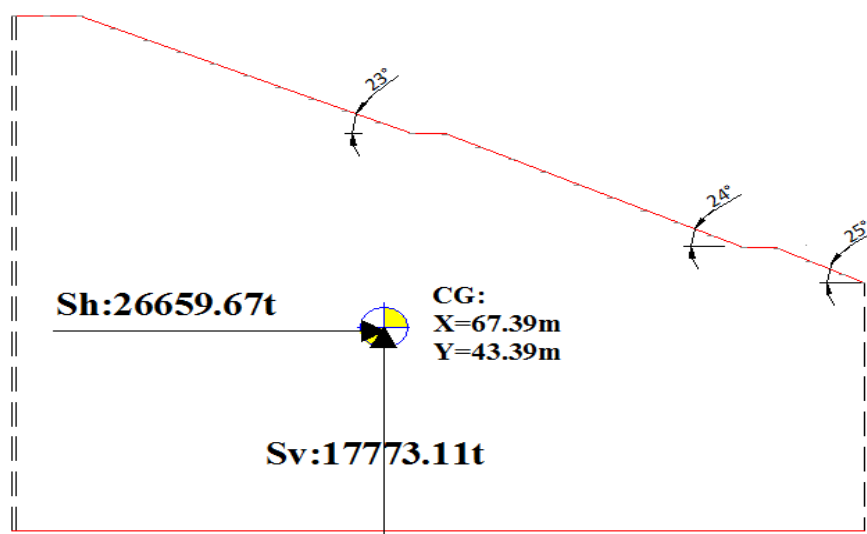


Figura 64. Fuerzas sísmicas y centro de gravedad

4.1.3 Fuerzas dinámicas: de impacto y momento del flujo lahárico

La fuerza de impacto producida por el lahar, se define de acuerdo a la Norma de la Federación Rusa para Estructuras de Mitigación de Riesgos (2007), mostrada a continuación.

$$F_i = C_p \cdot A \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \gamma$$

Dónde:

- F_i : Fuerza de impacto del lahar.
- C_p : Coeficiente de presión del caudal ($C_p=4,5$).
- A : Área de impacto del lahar.
- V : Velocidad de impacto del lahar.
- γ : Peso específico del lahar ($\gamma = 2701,49 \text{kg/m}^3$).
- g : Aceleración de la gravedad ($g=9,8 \text{m/s}^2$).

Su punto de aplicación se lo halla en el centro de gravedad de su área de influencia, además de su respectivo momento volcador. El área de impacto y su velocidad, se determinan en base al modelo de diseño elaborado en el programa HEC-RAS indicado en el capítulo 3, en la Figura 65 se puede observar la altura del lahar en la sección y su respectiva área de influencia:

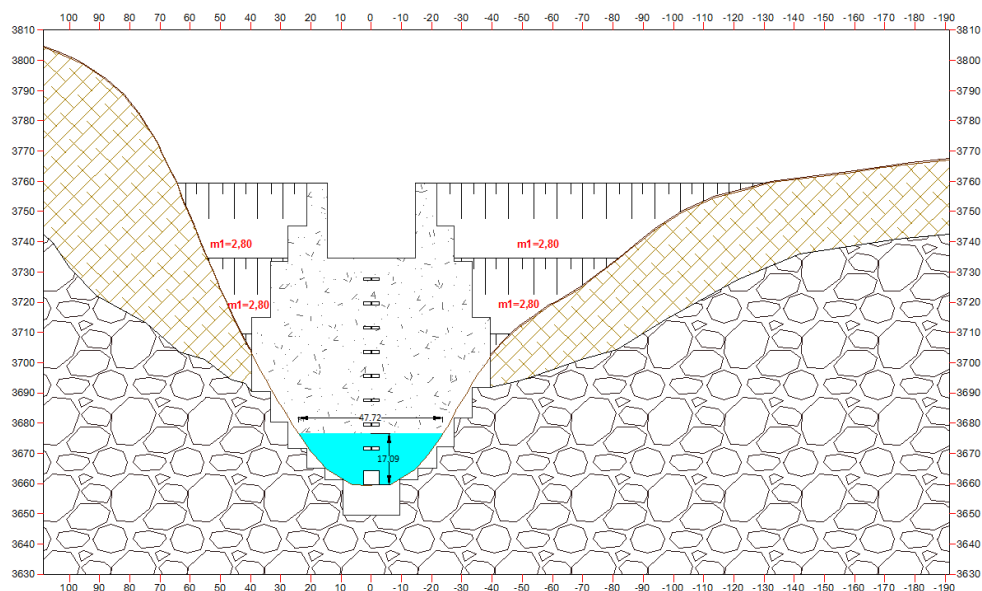


Figura 65. Sección transversal de la presa y área de influencia del lahar

De acuerdo a los resultados de la modelación, se tiene que para un caudal de $6961,94\text{m}^3/\text{s}$ se obtienen las siguientes condiciones hidráulicas, Tabla 39.

Tabla 39.
Fuerzas dinámicas

Área (m^2)	Perímetro mojado (m)	Altura de la ola (m)	Velocidad de impacto (m/s)	Área de impacto presa (m^2)	Fi (t)	M (tm)	Centro gravedad X(m) Y(m)	
572,99	62,35	17,04	12,15	698,87	63989,60	626458,21	9,31	9,79

4.2. Cálculo de fuerza, momento estabilizador y factores de seguridad.

Para contrarrestar los efectos externos, se han determinado en base a varias iteraciones las dimensiones necesarias para que la presa mixta trabaje correctamente, cumpliendo todos los factores de seguridad requeridos; mediante hojas de cálculo, Tablas: 41, 42 y 43, se establecieron las medidas de cada uno de sus componentes y dimensiones finales.

La estabilidad de la estructura fue revisada en dos puntos:

1. Se estableció un punto “O” en el extremo inferior aguas debajo de la presa, ver Figura 66, en dónde se chequeo el factor de seguridad ante volteo por medio de la siguiente expresión:

$$k_{sv} = \frac{Mr}{Mv}$$

Dónde:

- k_{sv} : Factor de seguridad a volteo.
- Mr : Momento resistente por peso propio.
- Mv : Momento de volteo.

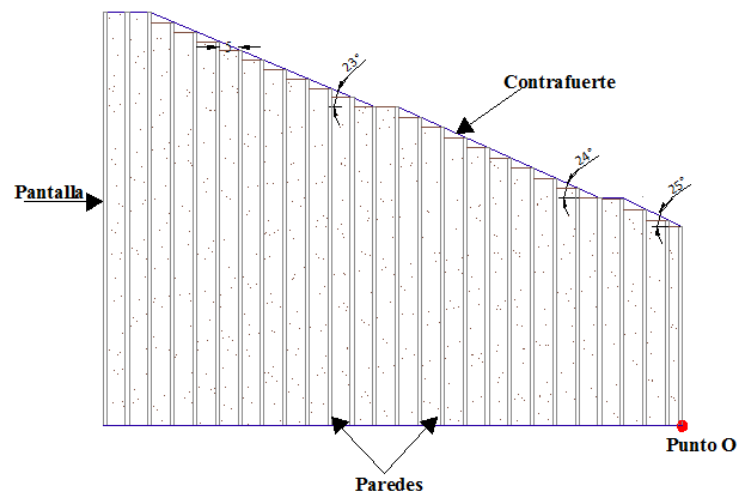


Figura 66. Ubicación punto O

El factor de seguridad mínimo frente a volteo debe cumplir con la Tabla 40 citada en (Sandoval, 2018), pg. 93:

Tabla 40.
Factores de seguridad para presas de hormigón

Concepto	Combinaciones de Carga		
	Normal	Accidental	Extrema
Estabilidad al volteo	1,5	1,25	1,1
Estabilidad al deslizamiento para fricción+cohesión			
Hormigón Masivo	3	2	>1
Contacto Hormigón-Roca	3	2	>1
Roca	4	2,7	1,3
Deslizamiento sin considerar cohesión	1,1	1,05	>1

CONTINÚA 

Esfuerzos de compresión			
Hormigón Masivo	3	2	1
Fundación Rocosa	4	2,7	1,3
Esfuerzos de tensión			
Hormigón Masivo	3	2	1
Fundación Rocosa	No se permiten esfuerzos de tensión		

Fuente: (Lypiachev, 2012)

Contrafuerte:

Tabla 41.

Momento resistente de los contrafuertes con respecto al punto O

Dovela	Bma(m)	bme(m)	Área(m²)	Brazo(m)	Peso(t)	Momento(t-m)
1	110,00	110,00	715,00	151,20	1716,00	259459,20
2	110,00	110,00	660,00	144,95	1584,00	229600,80
3	110,00	107,45	652,36	138,96	1565,66	217567,17
4	107,45	104,91	637,08	132,96	1528,99	203297,30
5	104,91	102,36	621,80	126,96	1492,31	189467,53
6	102,36	99,81	606,52	120,96	1455,64	176077,85
7	99,81	97,27	591,24	114,96	1418,96	163128,27
8	97,27	94,72	575,95	108,96	1382,29	150618,79
9	94,72	92,17	560,67	102,96	1345,61	138549,40
10	92,17	89,63	545,39	96,96	1308,94	126920,10
11	89,63	87,08	530,11	90,96	1272,27	115730,90
12	87,08	84,53	514,83	84,96	1235,59	104981,80
13	84,53	84,53	507,19	78,95	1217,25	96102,18
14	84,53	81,86	499,17	72,97	1198,02	87414,78
15	81,86	79,19	483,15	66,97	1159,55	77651,25
16	79,19	76,52	467,12	60,97	1121,08	68349,33
17	76,52	73,85	451,09	54,97	1082,62	59509,02
18	73,85	71,17	435,06	48,97	1044,15	51130,32
19	71,17	68,50	419,03	42,97	1005,68	43213,24
20	68,50	65,83	403,01	36,97	967,21	35757,77
21	65,83	63,16	386,98	30,97	928,75	28763,91
22	63,16	60,49	370,95	24,97	890,28	22231,67
23	60,49	60,49	362,93	18,95	871,04	16506,28
24	60,49	57,69	354,54	12,97	850,90	11039,29
25	57,69	54,89	337,75	6,97	810,61	5653,89
26	54,89	53,05	213,19	55,99	511,66	28645,88
					<u>30965,08</u>	<u>2707367,91</u>

Paredes y pantalla**Tabla 42.***Momento resistente de la pantalla y paredes con respecto al punto O*

Tipo	Placa	H(m)	tw(m)	Área(m ²)	Brazo(m)	Peso(t)	Momento(t-m)
Pantalla	1	110,00	1,00	110,00	153,95	1320,00	203214,00
Pared	2	110,00	1,00	110,00	147,95	1320,00	195294,00
Pared	3	110,00	1,00	110,00	141,95	1320,00	187374,00
Pared	4	107,45	1,00	107,45	135,95	1289,44	175299,07
Pared	5	104,91	1,00	104,91	129,95	1258,88	163590,89
Pared	6	102,36	1,00	102,36	123,95	1228,31	152249,45
Pared	7	99,81	1,00	99,81	117,95	1197,75	141274,76
Pared	8	97,27	1,00	97,27	111,95	1167,19	130666,82
Pared	9	94,72	1,00	94,72	105,95	1136,63	120425,62
Pared	10	92,17	1,00	92,17	99,95	1106,06	110551,17
Pared	11	89,63	1,00	89,63	93,95	1075,50	101043,46
Pared	12	87,08	1,00	87,08	87,95	1044,94	91902,50
Pared	13	84,53	1,00	84,53	81,95	1014,38	83128,29
Pared	14	84,53	1,00	84,53	75,95	1014,38	77042,02
Pared	15	81,86	1,00	81,86	69,95	982,32	68713,40
Pared	16	79,19	1,00	79,19	63,95	950,27	60769,46
Pared	17	76,52	1,00	76,52	57,95	918,21	53210,20
Pared	18	73,85	1,00	73,85	51,95	886,15	46035,61
Pared	19	71,17	1,00	71,17	45,95	854,10	39245,70
Pared	20	68,50	1,00	68,50	39,95	822,04	32840,47
Pared	21	65,83	1,00	65,83	33,95	789,98	26819,92
Pared	22	63,16	1,00	63,16	27,95	757,93	21184,04
Pared	23	60,49	1,00	60,49	21,95	725,87	15932,85
Pared	24	60,49	1,00	60,49	15,95	725,87	11577,63
Pared	25	57,69	1,00	57,69	9,95	692,30	6888,34
Pared	34	53,05	1,00	53,05	0,50	636,62	318,31
						26235,10	2316591,96

Tierra:**Tabla 43.***Momento resistente del relleno de suelo con respecto al punto O*

Celda	H(m)	ts(m)	Área(m ²)	Brazo(m)	Peso(t)	Momento(t-m)
1	110,00	5,00	550,00	150,95	4675,20	705722,04

CONTINÚA 

2	110,00	5,00	550,00	144,95	4675,20	677670,82
3	107,45	5,00	537,27	138,95	4566,96	634578,84
4	104,91	5,00	524,53	132,95	4458,71	592785,81
5	102,36	5,00	511,80	126,95	4350,47	552291,74
6	99,81	5,00	499,06	120,95	4242,22	513096,61
7	97,27	5,00	486,33	114,95	4133,97	475200,43
8	94,72	5,00	473,59	108,95	4025,73	438603,20
9	92,17	5,00	460,86	102,95	3917,48	403304,92
10	89,63	5,00	448,13	96,95	3809,24	369305,58
11	87,08	5,00	435,39	90,95	3700,99	336605,20
12	84,53	5,00	422,66	84,95	3592,75	305203,77
13	84,53	5,00	422,66	78,95	3592,75	283647,30
14	81,86	5,00	409,30	72,95	3479,21	253808,20
15	79,19	5,00	395,94	66,95	3365,67	225331,57
16	76,52	5,00	382,59	60,95	3252,13	198217,40
17	73,85	5,00	369,23	54,95	3138,59	172465,68
18	71,17	5,00	355,87	48,95	3025,05	148076,42
19	68,50	5,00	342,52	42,95	2911,52	125049,63
20	65,83	5,00	329,16	36,95	2797,98	103385,29
21	63,16	5,00	315,80	30,95	2684,44	83083,41
22	60,49	5,00	302,45	24,95	2570,90	64143,99
23	60,49	5,00	302,45	18,95	2570,90	48718,58
24	57,69	5,00	288,46	12,95	2451,99	31753,24
25	54,89	5,00	274,47	6,95	2333,07	16214,87
26	53,05	2,45	129,98	2,22	1104,85	2458,28
					89427,98	7760722,84

A continuación, se presentará un resumen de los factores de seguridad obtenidos con cada una de las fuerzas externas actuando alrededor del punto “O”, Tabla 44.

Tabla 44.
Factor de seguridad ante volteo

Parámetro	Fuerzas estáticas: Empuje de lodos	Fuerzas Sísmicas		Fuerzas Dinámicas: Impacto del lahar
		Horizontal	Vertical	
Fuerza(t)	29737,71	26659,66	17773,11	63989,60
Mv(t-m)	1090382,88	1156736,29	1547352,40	626458,21
Mr		2704088,68		
k _{sv}	11,72	12784682,71		
		4,73		20,41

De acuerdo a la Tabla 40, el factor de seguridad mínimo a volteo frente a condiciones extremas es 1,1, cumpliendo con un factor de 4,73 siendo la condición más crítica las acciones sísmicas.

- Se desplazó el eje de volcamiento a un punto O', ubicado en el centro de gravedad, ver Figura 67 y Tabla 45, dónde se analizó el deslizamiento y los esfuerzos que se producen en la base de la presa.

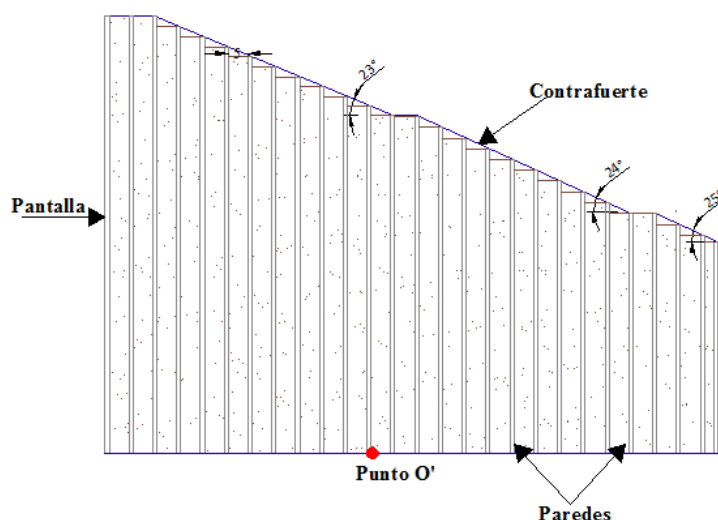


Figura 67. Ubicación del punto O'

Tabla 45.

Cálculo del centro de gravedad de la presa mixta

Áreas(m ²)			Centros de gravedad-X(m)			Centros de gravedad-Y(m)		
Contrafuertes	Paredes	Tierra	Contrafuertes	Paredes	Tierra	Contrafuertes	Paredes	Tierra
715,00	110,00	550,00	151,20	153,95	150,95	55,00	55,00	55,00
660,00	110,00	550,00	144,95	147,95	144,95	55,00	55,00	55,00
652,36	110,00	537,27	138,96	141,95	138,95	54,37	55,00	53,73
637,08	107,45	524,53	132,96	135,95	132,95	53,09	53,73	52,45
621,80	104,91	511,80	126,96	129,95	126,95	51,82	52,45	51,18
606,52	102,36	499,06	120,96	123,95	120,95	50,55	51,18	49,91
591,24	99,81	486,33	114,96	117,95	114,95	49,27	49,91	48,63
575,95	97,27	473,59	108,96	111,95	108,95	48,00	48,63	47,36
560,67	94,72	460,86	102,96	105,95	102,95	46,73	47,36	46,09
545,39	92,17	448,13	96,96	99,95	96,95	45,45	46,09	44,81
530,11	89,63	435,39	90,96	93,95	90,95	44,18	44,81	43,54
514,83	87,08	422,66	84,96	87,95	84,95	42,91	43,54	42,27
507,19	84,53	422,66	78,95	81,95	78,95	42,27	42,27	42,27
499,17	84,53	409,30	72,97	75,95	72,95	41,60	42,27	40,93

CONTINÚA 

483,15	81,86	395,94	66,97	69,95	66,95	40,27	40,93	39,59
467,12	79,19	382,59	60,97	63,95	60,95	38,93	39,59	38,26
451,09	76,52	369,23	54,97	57,95	54,95	37,59	38,26	36,92
435,06	73,85	355,87	48,97	51,95	48,95	36,26	36,92	35,59
419,03	71,17	342,52	42,97	45,95	42,95	34,92	35,59	34,25
403,01	68,50	329,16	36,97	39,95	36,95	33,59	34,25	32,92
386,98	65,83	315,80	30,97	33,95	30,95	32,25	32,92	31,58
370,95	63,16	302,45	24,97	27,95	24,95	30,92	31,58	30,24
362,93	60,49	302,45	18,95	21,95	18,95	30,24	30,24	30,24
354,54	60,49	288,46	12,97	15,95	12,95	29,55	30,24	28,85
337,75	57,69	274,47	6,97	9,95	6,95	28,15	28,85	27,45
213,19	54,89	129,98	55,99	3,95	2,22	26,99	27,45	26,53
0,00	53,05	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	26,53	0,00
Suma Área*Brazo								
Palanca-X(m³)			2234322,50					
Suma Área*Brazo								
Palanca-Y(m³)			1113524,37					
Suma Áreas(m²)			25663,75					
XCG(Restado de								
154.45m)			67,39					
YCG(m)			43,39					

Con un centro de gravedad de 67,39m se procedió al cálculo del momento resistente, Tablas: 46, 47 y 48.

Contrafuertes:

Tabla 46.

Momento resistente de los contrafuertes respecto al punto O'

Dovela	Bma(m)	bme(m)	Área(m²)	Brazo(m)	Peso(t)	Momento(t-m)
1	110,00	110,00	715,00	64,14	1716,00	110061,78
2	110,00	110,00	660,00	57,89	1584,00	91695,49
3	110,00	107,45	652,36	51,90	1565,66	81258,33
4	107,45	104,91	637,08	45,90	1528,99	70181,41
5	104,91	102,36	621,80	39,90	1492,31	59544,58
6	102,36	99,81	606,52	33,90	1455,64	49347,85
7	99,81	97,27	591,24	27,90	1418,96	39591,22
8	97,27	94,72	575,95	21,90	1382,29	30274,68
9	94,72	92,17	560,67	15,90	1345,61	21398,23
10	92,17	89,63	545,39	9,90	1308,94	12961,88
11	89,63	87,08	530,11	3,90	1272,27	4965,63
12	87,08	84,53	514,83	-2,10	1235,59	-2590,53

CONTINÚA 

13	84,53	84,53	507,19	-8,11	1217,25	-9873,67
14	84,53	81,86	499,17	-14,10	1198,02	-16886,54
15	81,86	79,19	483,15	-20,09	1159,55	-23301,02
16	79,19	76,52	467,12	-26,09	1121,08	-29253,88
17	76,52	73,85	451,09	-32,09	1082,62	-34745,14
18	73,85	71,17	435,06	-38,09	1044,15	-39774,77
19	71,17	68,50	419,03	-44,09	1005,68	-44342,80
20	68,50	65,83	403,01	-50,09	967,21	-48449,21
21	65,83	63,16	386,98	-56,09	928,75	-52094,01
22	63,16	60,49	370,95	-62,09	890,28	-55277,20
23	60,49	60,49	362,93	-68,11	871,04	-59328,05
24	60,49	57,69	354,54	-74,09	850,90	-63041,23
25	57,69	54,89	337,75	-80,09	810,61	-64919,02
26	54,89	53,05	213,19	-85,08	511,66	-43529,53
Suma						-16125,49

Paredes y pantalla:

Tabla 47.

Momento resistente de las paredes y pantalla respecto al punto O'

Tipo	Placa	H(m)	tw(m)	Área(m ²)	Brazo(m)	Peso(t)	Momento(t-m)
Pantalla	1	110,00	1,00	110,00	66,89	1320,00	88292,91
Pared	2	110,00	1,00	110,00	60,89	1320,00	80372,91
Pared	3	110,00	1,00	110,00	54,89	1320,00	72452,91
Pared	4	107,45	1,00	107,45	48,89	1289,44	63038,77
Pared	5	104,91	1,00	104,91	42,89	1258,88	53991,37
Pared	6	102,36	1,00	102,36	36,89	1228,31	45310,72
Pared	7	99,81	1,00	99,81	30,89	1197,75	36996,82
Pared	8	97,27	1,00	97,27	24,89	1167,19	29049,67
Pared	9	94,72	1,00	94,72	18,89	1136,63	21469,25
Pared	10	92,17	1,00	92,17	12,89	1106,06	14255,59
Pared	11	89,63	1,00	89,63	6,89	1075,50	7408,67
Pared	12	87,08	1,00	87,08	0,89	1044,94	928,50
Pared	13	84,53	1,00	84,53	-5,11	1014,38	-5184,92
Pared	14	84,53	1,00	84,53	-11,11	1014,38	-11271,19
Pared	15	81,86	1,00	81,86	-17,11	982,32	-16808,93
Pared	16	79,19	1,00	79,19	-23,11	950,27	-21961,99
Pared	17	76,52	1,00	76,52	-29,11	918,21	-26730,37
Pared	18	73,85	1,00	73,85	-35,11	886,15	-31114,07
Pared	19	71,17	1,00	71,17	-41,11	854,10	-35113,10
Pared	20	68,50	1,00	68,50	-47,11	822,04	-38727,45

CONTINÚA 

Pared	21	65,83	1,00	65,83	-53,11	789,98	-41957,12
Pared	22	63,16	1,00	63,16	-59,11	757,93	-44802,12
Pared	23	60,49	1,00	60,49	-65,11	725,87	-47262,43
Pared	24	60,49	1,00	60,49	-71,11	725,87	-51617,65
Pared	25	57,69	1,00	57,69	-77,11	692,30	-53383,92
Pared	26	54,89	1,00	54,89	-83,11	658,72	-54747,30
Pared	27	53,05	1,00	53,05	-86,56	636,62	-55106,62
Suma							-22221,09

Tierra:

Tabla 48.

Momento resistente del suelo respecto al punto O'

Celda	H(m)	ts(m)	Área(m²)	Brazo(m)	Peso(t)	Momento(t-m)
1	110,00	5,00	550,00	63,89	5445,00	347873,26
2	110,00	5,00	550,00	57,89	5445,00	315203,26
3	107,45	5,00	537,27	51,89	5318,93	275991,71
4	104,91	5,00	524,53	45,89	5192,86	238293,00
5	102,36	5,00	511,80	39,89	5066,79	202107,12
6	99,81	5,00	499,06	33,89	4940,72	167434,06
7	97,27	5,00	486,33	27,89	4814,65	134273,83
8	94,72	5,00	473,59	21,89	4688,59	102626,43
9	92,17	5,00	460,86	15,89	4562,52	72491,86
10	89,63	5,00	448,13	9,89	4436,45	43870,12
11	87,08	5,00	435,39	3,89	4310,38	16761,20
12	84,53	5,00	422,66	-2,11	4184,31	-8834,88
13	84,53	5,00	422,66	-8,11	4184,31	-33940,74
14	81,86	5,00	409,30	-14,11	4052,08	-57180,61
15	79,19	5,00	395,94	-20,11	3919,84	-78833,67
16	76,52	5,00	382,59	-26,11	3787,61	-98899,95
17	73,85	5,00	369,23	-32,11	3655,38	-117379,42
18	71,17	5,00	355,87	-38,11	3523,15	-134272,11
19	68,50	5,00	342,52	-44,11	3390,91	-149577,99
20	65,83	5,00	329,16	-50,11	3258,68	-163297,09
21	63,16	5,00	315,80	-56,11	3126,45	-175429,39
22	60,49	5,00	302,45	-62,11	2994,21	-185974,89
23	60,49	5,00	302,45	-68,11	2994,21	-203940,17
24	57,69	5,00	288,46	-74,11	2855,72	-211641,51
25	54,89	5,00	274,47	-80,11	2717,23	-217680,93
26	53,05	2,45	129,98	-84,84	1286,77	-109164,59
Suma						-29122,07

4.2.1 Factor de seguridad ante deslizamiento

El deslizamiento de la presa en su base es determinado en base al coeficiente k_{sd} , cuya fórmula se basa en el estado límite de una estructura a un desplazamiento horizontal (Sandoval, 2018), cuya expresión es la siguiente:

$$k_{sd} \geq \frac{fN \cos \alpha + T \sin \alpha + cF}{T \cos \alpha + N \sin \alpha}$$

Dónde:

- f, c : Son coeficientes de fricción y cohesión para unión entre hormigón y roca.
- N : Sumatoria de fuerzas perpendiculares a la superficie.
- F : Área de contacto de la estructura y la superficie.
- T : Sumatoria de acciones sobre la presa.
- α : Ángulo de inclinación de la base de la presa con respecto a la superficie de deslizamiento.

Los coeficientes de fricción y cohesión se los obtuvo de la Tabla 49 citada en (Sandoval, 2018), pag.93:

Tabla 49.
Coeficientes de fricción y cohesión

Tipo de Roca	f	C(Mpa)
Grandes macizos rocosos, en capas, estratos grandes no fisurados, con resistencia a la compresión mayor a 500kg/cm ² ($R_c > 50$ MPa)	0,95	0,4
Grandes macizos rocosos, en capas, estratos grandes medio fisurados y poco meteorizados ($R_c > 50$ MPa)	0,85	0,3
Rocas bastante fisuradas ($R = 15$ a 50MPa), poco fisuradas y poco meteorizadas ($R = 5$ a 15MPa)	0,75	0,2
Rocas medio blandas, rocas en capas delgadas y meteorizadas ($R < 15$ MPa)	0,7	0,1

Fuente: (Rasskazov et al, 2008)

La resistencia del estrato rocoso conforme al ensayo de carga puntual es de 70,29 Mpa, sin embargo, conforme a la clasificación de la NEC-15 se trata de un suelo tipo C con rocas blandas, por lo se ha escogido un coeficiente de fricción y cohesión de 0,7 y 0,1Mpa respectivamente. A continuación, en la Tabla 50, se presenta los factores de seguridad frente a deslizamiento acorde a los distintos tipos de cargas:

Tabla 50.
Factor de seguridad a deslizamiento

Parámetro	Fuerzas estáticas: Empuje de lodos	Fuerzas Sísmicas	Fuerzas Dinámicas: Impacto del lahar
N(t)	146628,16	128855,05	146628,16
T(t)	29737,71	26659,66	63989,60
F(m ²)		926,70	
Alfa		0°	
ksd	3,45	3,39	1,61

De acuerdo a la Tabla 40, el factor de seguridad al deslizamiento mínimo debe ser mayor a 1, teniendo un factor de deslizamiento de 1,61 bajo acciones dinámicas, se concluye que el diseño de la presa es el adecuado.

4.3.Cálculo de esfuerzos en la cimentación

La ecuación general de cálculo, de acuerdo a la resistencia de materiales, y que permite el cálculo de esfuerzos en los puntos extremos es la siguiente:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sum V}{b} \mp \frac{\sum M}{b^2}$$

Dónde:

- $\sum V$: Suma de las fuerzas verticales.
- $\sum M$: Sumatoria de momentos.
- b : Ancho de la base en el punto de análisis.

Asumiendo una distribución lineal de las resultantes, existen 3 condiciones posibles, ver Figura 68.

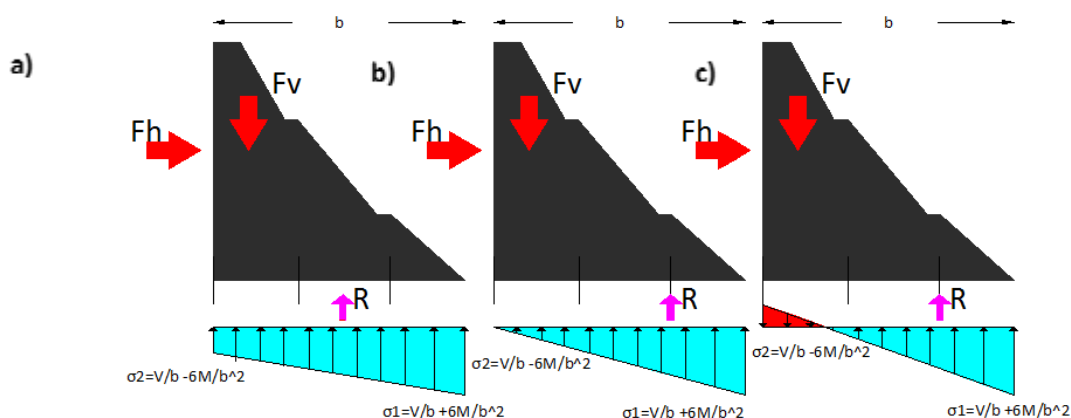


Figura 68. Casos de distribución de esfuerzos en la cimentación

El caso a) es el ideal pues solo se presentan esfuerzos de compresión, en dónde la resultante de las fuerzas se halla en el tercio medio; el caso b) es la condición máxima permisible, en dónde la resultante se halla a los dos tercios de la base y uno de los extremos soporta la totalidad de la carga; finalmente, el caso c) es el que no se aconseja en el diseño de presas, pues a pesar de que se puede anular la zona de tracción y solo asumir compresiones, podría presentarse el posible volteo de esta.

Se procedió al cálculo de cada uno de los esfuerzos en base a las diferentes acciones externas y se obtuvo los siguientes resultados, presentados en las Tablas: 51, 52 y 53.

Tabla 51.

Combinación de cargas por fuerzas estáticas

Parámetro	Acciones estáticas: Empuje del lahar		
	Fuerza(t)		Momento(tm)
	Horizontal	Vertical	
Ea	29737,71	0,00	-1090382,88
Sh	0,00	0,00	0,00
Sv	0,00	0,00	0,00
G	0,00	146628,16	-67468,65
Suma	29737,71	146628,16	-1157851,53

Tabla 52.

Combinación de cargas por fuerzas sísmicas

Parámetro	Acciones sísmicas		
	Fuerza(t)		Momento(tm)
	Horizontal	Vertical	

CONTINÚA

Ea	0,00	0,00	0,00
Sh	26659,66	0,00	-1156736,29
Sv	0,00	-17773,11	0,00
G	0,00	146628,16	-67468,65
Suma	26659,66	128855,05	-1224204,94

Tabla 53.

Combinación de cargas por fuerzas dinámicas

Parámetro	Acciones dinámicas: Impacto del lahar		
	Fuerza(t)		Momento(tm)
	Horizontal	Vertical	
F. Impacto	63989,60	0,00	-626458,21
Sh	0,00	0,00	0,00
Sv	0,00	0,00	0,00
G	0,00	146628,16	-67468,65
Suma	63989,60	146628,16	-693926,86

De acuerdo con la Tabla 54, la distribución de esfuerzos en la cimentación es únicamente de compresión, correspondiendo al caso 1; además, teniendo una resistencia de la roca de 7029t/m^2 y un esfuerzo máximo de $159,57\text{ t/m}^2$ debido al empuje del lahar, se concluye que el diseño de la cimentación es el adecuado.

Tabla 54.

Esfuerzos en el suelo por acciones: estáticas, dinámicas y sísmicas

Parámetro	Acciones estáticas: Empuje lahar	Acciones sísmicas	Acciones dinámicas
Esfuerzo 1(t/m^2)	159,57	140,47	159,03
Esfuerzo 2(t/m^2)	156,88	137,62	157,42

4.4.Diseño del vertedero de excedentes

El volumen almacenado por el embalse es de $14,17\text{hm}^3$ y conforme al análisis presentado en el Capítulo 3, se tendrá una avenida de $25,06\text{hm}^3$; por lo que, es necesario diseñar un sistema de desagüe para un volumen de $10,89\text{hm}^3$ que se tendría de excedente en caso de una erupción del

volcán Cotopaxi. Para este efecto, se consideró el diseño de un vertedero de cresta ancha con aristas vivas.

Al tratarse de un hidrograma triangular, el que se empleó para establecer la sección de cierre, se utilizará la siguiente expresión matemática para conocer la capacidad de laminación del embalse conforme a diferentes alternativas de longitud del cimacio:

$$Q_x = Q_{max} \left(1 - \frac{V_a}{V_t}\right)$$

Dónde:

- Q_{max} : Es el caudal máximo del hidrograma de entrada.
- V_a : Volumen almacenado por el embalse.
- V_t : Volumen total del hidrograma de crecida.
- Q_x : Caudal de salida del vertedero.

El cómputo del ancho b más adecuado, se estableció con la ecuación:

$$Q_x = mb\sqrt{2g}H^{1.5}$$

Dónde:

- m : Coeficiente de pérdida de caudal de acuerdo al tipo de vertedero.
- b : Longitud del vertedero.
- H : Carga de agua o de lahares sobre el cimacio.
- g : Aceleración de la gravedad ($g=9,8m^2/s$).

La expresión que se empleó para establecer el coeficiente de gasto, fue la propuesta por Berezinsky (Sandoval, Principios de la Hidráulica 2, 2013):

$$m = 0,32 + 0,01 \frac{3 - \frac{p_1}{H}}{0,46 + 0,75 \frac{p_1}{H}}$$

Dónde:

- m : Coeficiente de gasto o caudal.
- p_1 : altura del vertedero aguas arriba.
- H : Carga de agua o de lahares sobre el cimacio.

Empleando la curva Cota-Volumen del embalse para la sección de cierre, se calcularon diferentes ecuaciones de ajuste a partir de la cota 3734,5 (NAMO) hasta la cota 3759,5 (NAME), y por medio de un proceso iterativo se dedujeron varias longitudes de cresta posibles como se muestra en la Tabla 55.

Tabla 55.
Anchos de cresta iniciales

Carga	H(m)	Cota(m.s.n.m)	Volumen(hm³)	Qx(m³/s)	m	b
	0	3734,5	6,68	6961,94	0,32	-
	0,5	3735	6,80	6882,34	0,332	13262,72
	1	3735,5	6,93	6802,74	0,332	4633,28
	1,5	3736	7,05	6723,14	0,332	2491,69
	2	3736,5	7,18	6643,54	0,332	1598,70
	2,5	3737	7,30	6563,94	0,332	1129,85
	3	3737,5	7,43	6484,34	0,332	848,80
	3,5	3738	7,55	6404,74	0,332	665,09
	4	3738,5	7,68	6325,14	0,332	537,42
	4,5	3739	7,80	6245,53	0,332	444,57
	5	3739,5	7,93	6165,93	0,333	374,62
	5,5	3740	8,05	6086,33	0,333	320,42
	6	3740,5	8,17	6006,73	0,333	277,45
	6,5	3741	8,30	5927,13	0,333	242,72
	7	3741,5	8,42	5847,53	0,333	214,20
	7,5	3742	8,55	5767,93	0,333	190,45
	8	3742,5	8,70	5671,56	0,333	169,93
	8,5	3743	8,84	5579,67	0,333	152,60
	9	3743,5	8,99	5487,78	0,333	137,71
	9,5	3744	9,13	5395,89	0,333	124,82
	10	3744,5	9,27	5304,01	0,334	113,57
	10,5	3745	9,42	5212,12	0,334	103,70
	11	3745,5	9,56	5120,23	0,334	94,97
	11,5	3746	9,71	5028,34	0,334	87,22
	12	3746,5	9,85	4936,45	0,334	80,31
	12,5	3747	9,99	4844,56	0,334	74,11
	13	3747,5	10,14	4752,68	0,334	68,53
	13,5	3748	10,28	4660,79	0,334	63,49
	14	3748,5	10,44	4556,91	0,334	58,76
	14,5	3749	10,60	4453,79	0,335	54,47
	15	3749,5	10,77	4350,67	0,335	50,55

CONTINÚA 

15,5	3750	10,93	4247,54	0,335	46,97
16	3750,5	11,09	4144,42	0,335	43,69
16,5	3751	11,25	4041,29	0,335	40,67
17	3751,5	11,41	3938,17	0,335	37,88
17,5	3752	11,57	3835,05	0,335	35,31
18	3752,5	11,73	3731,92	0,335	32,93
18,5	3753	11,90	3628,80	0,335	30,72
19	3753,5	12,06	3525,67	0,335	28,67
19,5	3754	12,22	3422,55	0,335	26,76
20	3754,5	12,40	3305,15	0,336	24,87
20,5	3755	12,57	3194,60	0,336	23,16
21	3755,5	12,75	3084,05	0,336	21,56
21,5	3756	12,92	2973,50	0,336	20,06
22	3756,5	13,09	2862,95	0,336	18,65
22,5	3757	13,27	2752,72	0,336	17,34
23	3757,5	13,45	2637,11	0,336	16,06
23,5	3758	13,63	2521,49	0,336	14,87
24	3758,5	13,81	2405,88	0,336	13,74
24,5	3759	13,99	2290,27	0,336	12,68
25	3759,5	14,17	2174,66	0,337	11,68

De acuerdo con la Tabla 55, se consideraron varios anchos de cresta posibles, para cada uno de ellos se elaboró una ecuación de ajuste para la curva Volumen- Caudal, y se procedió a determinar el caudal de diseño del aliviadero mediante la metodología basada en el análisis de volumen por intervalos de tiempo (Sandoval, 2018), por medio de la expresión:

$$V_2 = V_1 + \left(\frac{Q_1 + Q_2}{2}\right)\Delta t - \left(\frac{Q_{x1} + Q_{x2}}{2}\right)\Delta t$$

Dónde:

- V2: Volumen almacenado en un tiempo delta t.
- V1: Volumen almacenado hasta el NAMO t=0.
- Q1, Q2: Caudal de entrada.
- Qx1, Qx2: Caudal de salida.

En la Figura 69, se muestran los resultados de análisis de los distintos anchos de cresta elegidos como también sus respectivas curvas de Volumen- Caudal:

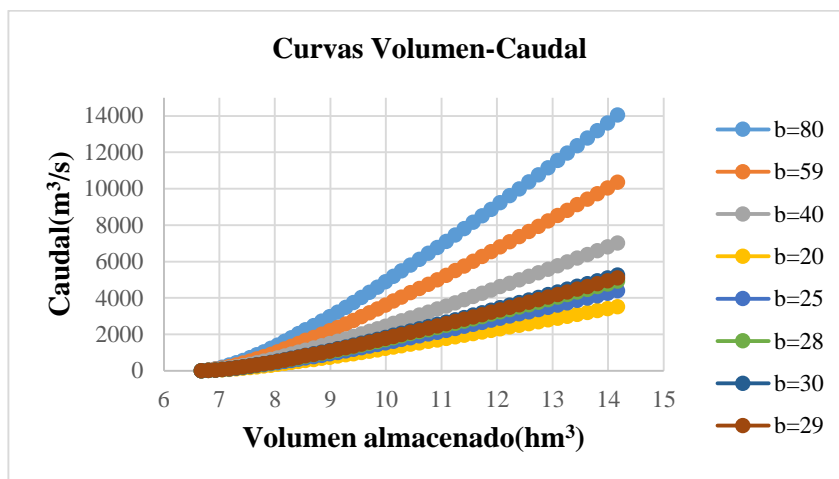


Figura 69. Curva Volumen almacenado y caudal

La selección del ancho definitivo de cresta, depende de dos factores fundamentales: la capacidad de almacenamiento y del número de celdas que se vayan a construir en la presa mixta, conforme a estos parámetros se seleccionó un ancho definitivo de cresta de 29m, pues permite almacenar la cantidad requerida del flujo de lahares y el volumen de corte es mínimo, ver Tabla 56.

Tabla 56.

Anchos de cresta definitivos

b(m)	H	Qmax(m³/s)	Va*(hm³)
80	14,68	6239,22	10,51
59	17,57	6045,48	11,47
40	21,84	5710,22	12,90
30	25,43	5404,42	14,10
29	25,87	5363,23	14,25
28	26,35	5324,35	14,41
25	27,90	5188,31	14,92
20	31,07	4896,38	15,98

*Va: Volumen acumulado

En la Figura 70, se muestra el hidrograma de salida y entrada obtenido con un ancho de cresta de 29 metros:

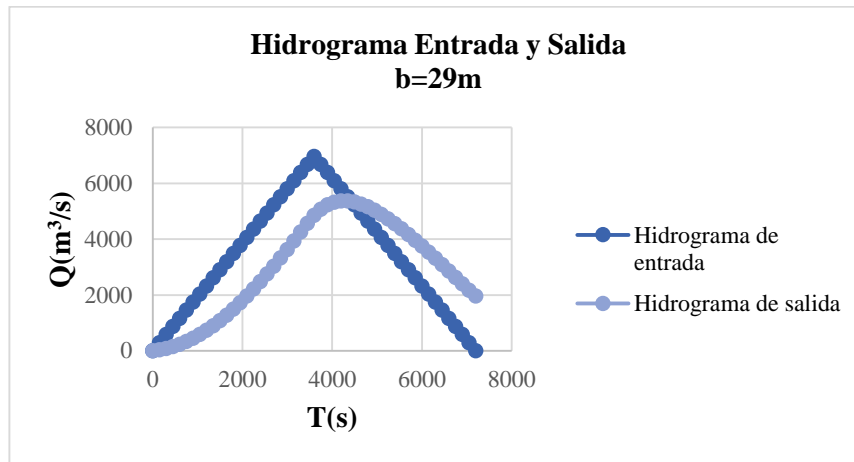


Figura 70. Laminación del embalse

4.5. Refuerzo mínimo para elementos de hormigón armado de la presa mixta

El acero mínimo que deberá colocarse en las paredes, pantalla y contrafuertes de la presa mixta, se tomará en referencia a las recomendaciones de (Harmsen, 2002), quién establece que para estructuras cuyas juntas se hallen espaciadas a más de 7 metros se emplee la Tabla 57:

Tabla 57.

Refuerzo mínimo para muros de hormigón

Distancia entre juntas	Refuerzo mínimo
7-9m	0,0025bh
9-12m	0,0030bh
12-15m	0,0035bh
15-20m	0,0040bh

Fuente: (Harmsen, 2002)

Se colocarán juntas de construcción cada 10 metros, por lo tanto, se deberá ubicar como acero mínimo:

$$\begin{aligned}
 A_{s_{min}} &= 0,0030bh \\
 A_{s_{min}} &= 0,0030 * 100cm * 100cm \\
 A_{s_{min}} &= 30cm^2 \\
 &1\emptyset 28mm@20cm
 \end{aligned}$$

4.6. Diseño de la presa de materiales sueltos

Conforme al corte transversal de la sección de cierre expuesto en la Figura 65, se tiene que el ancho total de la encañonada en el NAME de la presa a 3759,50m.s.n.m es de 194,93m, por lo tanto, con un ancho de presa mixta de 43m, se tendrá que rellenar un espacio faltante de 151,93m por medio del diseño de una presa de materiales sueltos, constituida de los materiales del sitio.

Entre las principales causas de colapso de una presa de materiales sueltos, conforme a un estudio propuesto por (Conagua, 2000) y citado por (Murillo, 2012), ha establecido su frecuencia de falla en 4 tipos principales, como se muestra en la Figura 71.

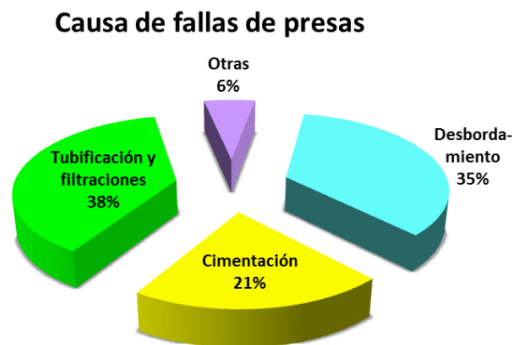


Figura 71. Causas comunes de fallas en presas de materiales sueltos
Fuente: (Murillo, 2012)

Conforme a la Figura 71, se tomarán en cuenta las posibles causas de falla de la presa de tierra a diseñarse en la sección de cierre, de acuerdo al tipo de función que va a desempeñar, entre las cuales tenemos:

1. El estrato en donde se va a apoyar la presa debe ser roca, con la finalidad de que se eviten posibles asentamientos diferenciales y esfuerzos excesivos en el suelo, provocando el colapso o volcamiento de la estructura (Sandoval, 2018).
2. Crecidas máximas sobrepasan el cimacio de la presa disgregando los materiales que la componen en el talud aguas abajo, efecto producido por errores en el diseño de los aliviaderos, relacionado con el análisis hidrológico del sitio de estudio, errores en el proceso constructivo, falta de mantenimiento y mal funcionamiento del vaso vertedor (Murillo, 2012).

3. Movimiento de placas tectónicas que provocan sismos, los cuales, conforme a una falta de atención durante la compactación del material, especialmente en los espaldones, generan fracturas a lo largo de las presas y en especial asentamientos de la corona (Sandoval, 2018).

Los puntos 1 y 2 han sido solventados en el capítulo 3 conforme al estudio de sismica de refracción, en el cual, se pudo observar que un estrato de roca blanda se halla a partir de los 10 metros de profundidad, desde la cota 3649,50msnm, y en el subcapítulo 4.4 por medio del diseño de una obra de excedentes. Para dar solución a la falla por deslizamiento del talud aguas arriba y aguas abajo, producto del peso propio de la presa, por acciones dinámicas o vulcanismo, se emplearán los siguientes métodos mediante el uso del software Geo-Studio:

4.6.1 Método Bishop simplificado

Considera una superficie de falla circular y equilibrio de fuerzas verticales y de momentos, dónde la inclinación de las fuerzas resultantes varía de manera arbitraria de acuerdo al radio de la dovela, asumiendo que todas las fuerzas entre estas son cero (Suárez, 1998).

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + (W_n - u_n b_n) \tan \phi) \frac{1}{m_\alpha(n)}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \text{sen } \alpha_n}$$

Dónde

- $m_\alpha = \cos \alpha_n + \frac{\tan \phi \text{sen } \alpha_n}{FS_s}$
- b_n : Ancho de la n-ésima dovela.
- u_n : Presión de poros.
- c, ϕ : Cohesión y ángulo de fricción interna.
- α : Ángulo de inclinación entre el radio y la dovela.

4.6.2 Método Jambú

Método que analiza superficies de falla curvas, motivo por el cual, el brazo de las fuerzas cambia valorando la ecuación de momento respecto al ángulo de cada tajada, y coincide con el método de Bishop al anular las fuerzas de cortante entre dovelas (Suárez, 1998); y de acuerdo a (López, 2017), para satisfacer todas las condiciones de equilibrio, emplea un factor de corrección fo obtenido a partir de gráficas, ver Figura 72, de acuerdo a la geometría y la geotécnica del terreno.

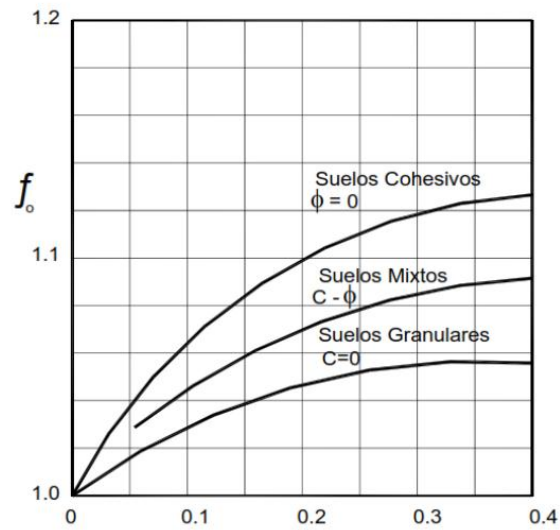


Figura 72. Nomograma para la determinación del factor f_o
Fuente: (López, 2017)

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + (W_n - u_n b_n) \tan \phi)}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \tan \alpha_n} \frac{1}{m_\alpha(n)} * f_o$$

Dónde

- $m_\alpha = \frac{\sec \alpha^2}{1 + \tan \alpha \tan \phi \frac{1}{FS_s}}$
- b_n : Ancho de la n -ésima dovela.
- u_n : Presión de poros.
- c, ϕ : Cohesión y ángulo de fricción interna.
- α : Ángulo de inclinación entre el radio y la dovela.
- f_o : Factor de corrección.

Cada uno de estos métodos se basa en la teoría de equilibrio límite, dividiendo en varias dovelas o rebanadas a la posible superficie crítica de deslizamiento. Al ser la estabilidad de taludes un problema indeterminado, se establecen varias condiciones de partida que permiten determinar ecuaciones de equilibrio entre fuerzas resistentes y de corte, dando como resultado un factor de seguridad (Plaza & Cifuentes, 2013). De acuerdo con (Plaza & Cifuentes, 2013), las hipótesis que se consideran son las siguientes:

- El factor de seguridad de un talud es constante para toda la superficie.

- El criterio Mohr-Coulomb analiza la resistencia a cortante del suelo en función del peso específico, ángulo de fricción interna y cohesión.
- La resistencia al cortante tiene una magnitud constante a lo largo de la superficie de rotura.

Previo al análisis de la presa de tierra, se requieren de ciertas propiedades físicas-mecánicas del material que constituirá el talud, para ello se recurre a los estudios de suelos presentados en el Capítulo 3, entre ellos se tienen: el peso específico, ángulo de fricción interna y cohesión; y por otro lado, la geometría propia del talud, bermas y ancho de la corona.

4.6.3 Geometría de la presa de materiales sueltos

Taludes

Los taludes en las presas deben garantizar el equilibrio estático y dinámico, existen varios autores que recomiendan inclinaciones de taludes conforme al tipo de material y altura de la presa, para aquellas construidas por medio de compactación mecánica (Sandoval, 2018). De acuerdo con (Rasskazov, 2008) citado por (Sandoval, 2018), para presas de tierra y enrocamiento se pueden tomar como referencia los taludes de la Tabla 58.

Tabla 58.

Taludes para presas de materiales sueltos

Tipo de presa	Talud A. Arriba	Talud A. Abajo
Tierra		
Depende del tipo de suelo	2,0 a 4,5	2,0 a 4,5
Tierra y Enrocamiento		
Con núcleo central, espaldones de roca	1,3 a 1,8	1,3 a 1,7
Con núcleo inclinado, espaldones de roca	1,5 a 2,0	1,2 a 2,6
Con pantalla, espaldones de roca	2,0 a 3,5	1,2 a 1,6
Enrocamiento		
Con pantalla	0,7 a 1,6	1,2 a 1,5
Con diafragma	1,3 a 1,7	1,3 a 1,7

Al requerir una altura de 56,85 metros, se asume un talud aguas arriba de 2,8 y aguas abajo de 2,40.

Corona

Se diseña la corona en semejanza a una vía de acceso, tomando en cuenta las recomendaciones propuestas por: Diseño de Presas Pequeñas (1982), Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Ejecución de Obras e Instalaciones Hidráulicas (2004) y Ministerio de obras públicas de España (1967), se puede tomar como referencia las siguientes expresiones matemáticas y anchos referenciales:

- (USB, 1982)

$$B = 3 + \frac{H}{5}$$

- (CG-06-10-2004, 2004)

Tabla 59.
Grosor de la Corona

Altura	Ancho de la Corona
<20	4
20 a 40	2+0,1H
>40	10

Fuente: (CG-06-10-2004, 2004)

- (Ministerio de Obras Públicas de España, 1967)

$$B = 3 + 1,5\sqrt{H - 15}$$

Tabla 60.
Anchos de corona

Autor	Expresión	Ancho Corona(m)
USB,1982	B=3+H/5	16,50
CG-06-10-2004,2004	>40	10
Ministerio de Obras Públicas de España,1967	B=3+1,5(H-15) ^{0,5}	13,90

Debido a que la zona en donde se implantará la presa no tendrá flujo vehicular, se asumirá un ancho de corona de 10m.

Bermas

Una de las funciones de las bermas, es el de incrementar la estabilidad de los taludes al reducir las distancias de las pendientes y el efecto erosivo del agua; para su diseño, se recomienda aplicar

critérios de construcción que permitan la compactación de los materiales; en especial cuando se ejecutan por medios mecánicos, sea lo más eficiente posible. Para este efecto, sus medidas óptimas se hallan entre 2m a 4m, compatible con la circulación de maquinaria (Morán, Alves, & Toledo, 2013). En el presente diseño se ha seleccionado un ancho de 2m y 4m para el talud aguas arriba y aguas abajo respectivamente, cuya cota se hará coincidir con los puntos del contrafuerte en donde se requiera un ángulo de inclinación de 0° .

4.6.4 Análisis estático y pseudo-estático

Para el análisis pseudo-estático, se emplearán los coeficientes sísmicos horizontales y verticales presentados en el diseño de la presa mixta, cuyos resultados se muestran en las Figuras: 73, 74, 75 y 76.

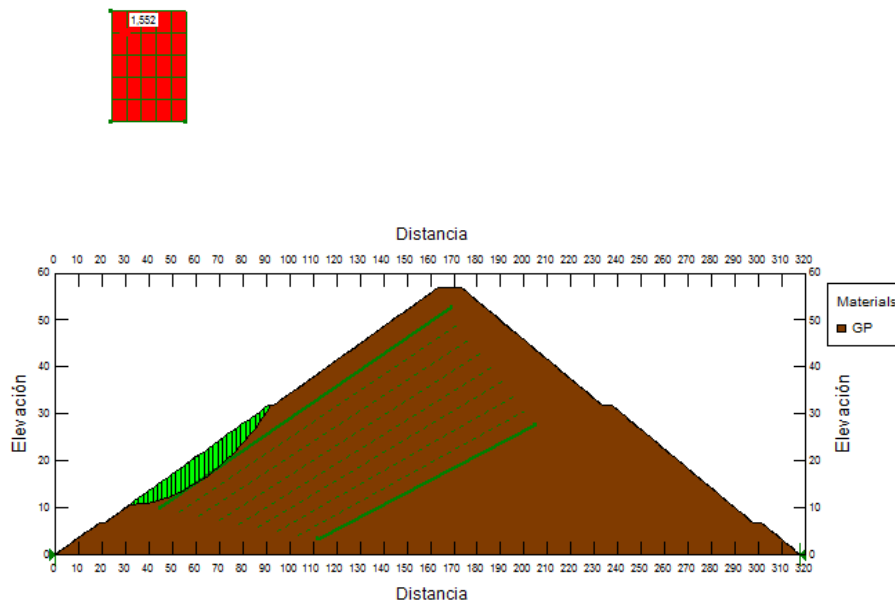


Figura 73. Método Bishop sin sismo aguas arriba

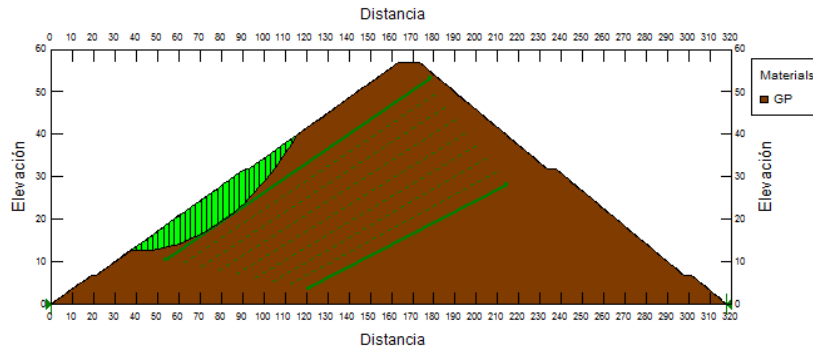
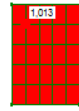


Figura 74. Método Jambú con sismo aguas arriba

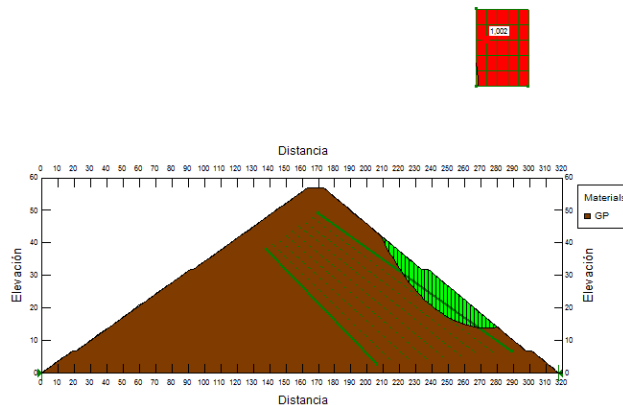


Figura 75. Método Bishop con sismo aguas abajo

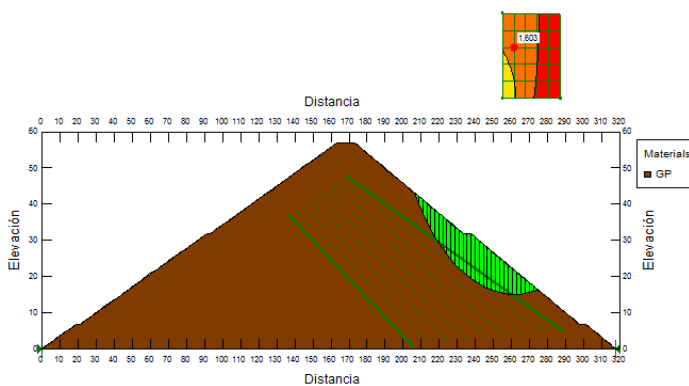


Figura 76. Método Bishop sin sismo aguas abajo

En base a las condiciones con y sin sismo tanto aguas arriba como aguas abajo, de acuerdo a la Tabla 61, los coeficientes de seguridad son mayores a 1, por lo tanto, los taludes y bermas seleccionadas son las adecuadas para la presa de materiales sueltos.

Tabla 61.
Resultados del análisis estático y pseudo-estático

Condición	Talud aguas arriba m=2,80		Talud aguas abajo m=2,40	
	Bishop	Jambu	Bishop	Jambu
Con Sismo	1,023	1,013	1,002	1,021
Sin Sismo	1,552	1,58	1,603	1,705

4.7. Diseño de alcantarilla

Debido a que perpendicular al eje de la presa pasa un caudal constante proveniente del Río Aláquez, es imperativo diseñar una alcantarilla que permita que el mismo siga fluyendo de acuerdo a la dirección y el nivel de la solera del río, conforme a la topografía de la zona. Según (Ponce, 2017), por lo general estas obras se diseñan para periodos de retorno de 10 a 50 años para tener el menor gasto de diseño y dimensiones posibles.

De acuerdo con (Sviatoslav, 1986), se deben tener dimensiones mínimas que permitan el paso libre de trabajadores y maquinaria en el proceso constructivo. Para secciones tipo cajón se debe cumplir con una altura mínima de 1,80m de alto y 1,20m de ancho, haciéndolo trabajar de un 70% a 80% de su sección.

4.7.1 Funcionamiento hidráulico

Las alcantarillas trabajan según el control de descarga que puede ser aguas arriba o aguas abajo.

Control aguas arriba (Caso1)

En este caso, la profundidad normal es inferior a la profundidad crítica, con flujo supercrítico, generando una curva de derrame tipo S2, ver Figura 77, y funcionando como un orificio o tobera en el caso de estar sumergida y vertedero si no lo está (Ponce, 2017).

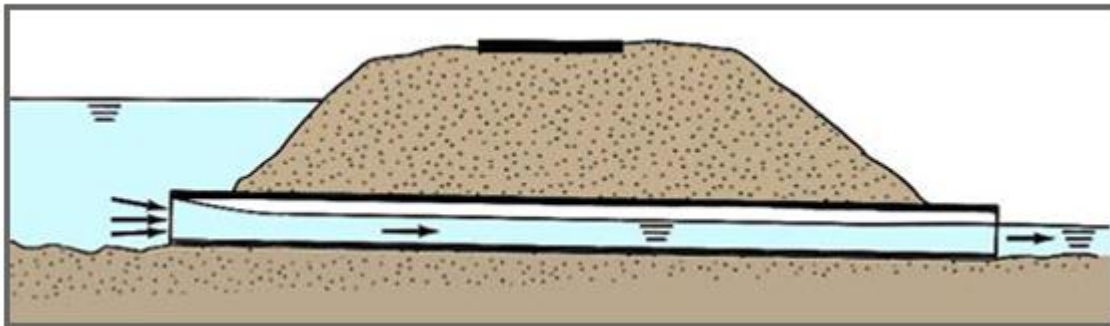


Figura 77. Alcantarilla con control aguas arriba

Fuente: http://ponce.sdsu.edu/drenaje_de_carreteras_b.html

Control aguas abajo (Caso2)

Si la salida se halla sumergida y el tirante normal es inferior a la altura aguas abajo, se produce un resalto hidráulico en el interior de la alcantarilla y genera una curva de remanso del tipo M3, ver Figura 78.

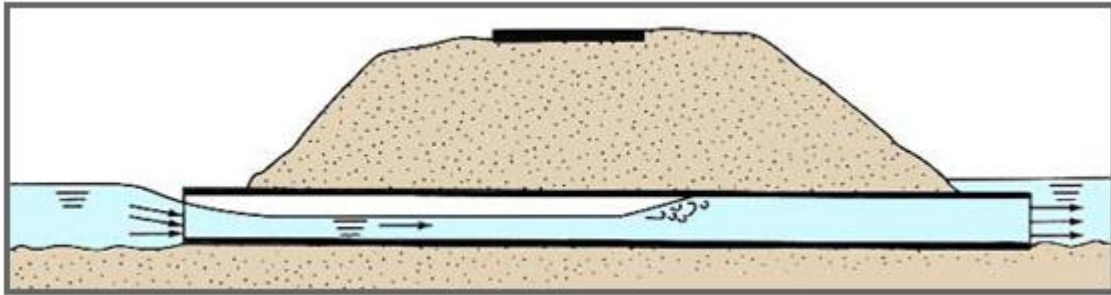


Figura 78. Alcantarilla con control aguas abajo
Fuente: http://ponce.sdsu.edu/drenaje_de_carreteras_b.html

4.7.2 Consideraciones hidráulicas de diseño

Para que el escurrimiento a través de la alcantarilla sea el adecuado, (Villón, 2003) establece que los parámetros que regulan su comportamiento y las consideraciones de diseño son los siguientes:

- Pendiente del cauce del río tanto aguas arriba como aguas abajo.
- Pendiente del fondo de la alcantarilla.
- Nivel del agua permitido a la entrada de la alcantarilla.
- Tipo de sección.
- Rugosidad de las paredes.
- Altura del agua a la salida y forma de la curva de remanso.
- Velocidad de flujo permisible a la salida.

La alcantarilla para la quebrada del río Aláquez se diseñará de acuerdo al caso 1, cuyo caudal para un periodo de retorno de 25 años se determinó en el Capítulo 3. Se construirá en hormigón armado de $f'c=210\text{kg/cm}^2$ con las caras internas pulidas y con la forma de un cajón rectangular,

cuya velocidad máxima de diseño y coeficiente de rugosidad medio se encuentran definidos conforme al Código Ecuatoriano para el Diseño de la Construcción de Obras Sanitarias Norma Co 10.07-601, sección 5. Captación y Conducción para Proyectos de Abastecimiento de Agua Potable tablas V.16 y V.17 (CO10.07-601, 1992), citadas en las Figuras 79 y 80.

TABLA V.16 Velocidades máximas recomendadas para conducciones a lámina libre

CALADO MEDIO m MATERIAL SOLERA	VELOCIDAD MÁXIMA m/s			
	0,4	1	2	> 3
Arenas de grano medio	0,27-0,47	0,32-0,57	0,37-0,65	0,4 -0,7
Gravas de grano medio	0,65-0,8	0,8 -1	0,9 -1,1	0,95-1,2
Cantos rodados medianos	1,2 -1,5	1,4 -1,8	1,6 -2,1	1,8 -2,2
Bolones de más de 150 mm	2,3 -2,8	2,8 -3,4	3,2 -3,9	3,4 -4,2
Conglomerados, margas, esquistos y pizarras	2,1	2,5	2,9	3,1
Calizas porosas, conglomerados compactos, areniscas	2,5	3	3,4	3,7
Dolomitas compactas, cienitas, calizas compactas	3,7	4,5	5,2	5,6
Mármol, granito, gabro	16	20	23	25
Andesitas, diabasas, basaltos, cuarcitas	21	25	25	25
Mampostería de piedra	2,9	3,5	4	4,3
Mampostería de piedra con aglomerante selecto	5,8	7	8,1	8,7
Gaviones	4,2	5	5,7	6,2
Mampostería de ladrillo	1,6	2	2,3	2,5
Hormigones y recubrimientos de concreto pulidos:				
Hormigón de 210 kg/cm ²	7,5	9	10	11
Hormigón de 170 kg/cm ²	6,6	8	9,2	10
Hormigón de 140 kg/cm ²	5,8	7	8,1	8,7
Hormigón de 110 kg/cm ²	5	6	6,9	7,5

Figura 79. Velocidades máximas permisibles en canales

Fuente: (CO10.07-601, 1992)

TABLA V.17 Coeficientes de rugosidad para la fórmula de Manning

CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	VALOR DE n DE MANNING		
	MINIMO	MEDIO	MÁXIMO
Roca no revestida:			
- Canales bien recortados	0,02		0,025
- Canales en condiciones medias	0,025	0,033	0,035
- Canales excavados sin cuidado		0,04	0,045
Roca muy bien revestida:			
- Túneles a gravedad con gunita	0,022		0,03
- Túneles a gravedad con las paredes y la solera alisados	0,019	0,023	
Canales en tierra:			
- En arcilla bien compactada		0,02	
- Grandes canales en condiciones medias de mantenimiento		0,025	
- Canales en malas condiciones		0,0275	
- Canales con algas y plantas acuáticas		0,03	
- Canales mal perfilados y con fuerte crecimiento de plantas acuáticas		0,035	
Revestimientos de hormigón:			
- Hormigón ordinario	0,15	0,016	0,018
- Hormigón pulido	0,013	0,014	0,015
- Tuberías de hormigón		0,013	
Revestimiento de concreto	0,016	0,018	0,021
Mampostería:			
- De piedra	0,017	0,022	0,03
- De gaviones	0,025	0,027	0,032
- De roca cortada	0,027	0,03	0,035
Tuberías de hierro fundido		0,012	
Tuberías de PVC, asbesto-cemento, o tuberías recubiertas con mortero de cemento		0,011	
Tuberías de acero		0,011	

Figura 80. Coeficientes de rugosidad de Manning

Fuente: (CO10.07-601, 1992)

4.7.3 Vertedero de entrada

Esta conducción trabajará a gravedad cumpliendo una relación de llenado $h/H=0,70$ a $0,80$ y cuya pendiente se adaptará en lo posible al lecho del río, y como la presa no ha sido diseñada para soportar la infiltración de agua, la entrada de la alcantarilla no puede hallarse sumergida, siendo necesario determinar el tirante normal del río en la sección de cierre como su velocidad de aproximación para el ajuste del coeficiente de descarga, y también el tirante normal aguas abajo para el empate de aguas y el cálculo de las obras de protección.

Se empleará el programa H-Canales para el diseño del vertedero de cresta ancha con aristas vivas, corrigiendo el coeficiente de descarga por medio de la siguiente ecuación:

$$Cd = m \left(1 + \frac{V_o^2}{2gH} \right)^{3/2} \sqrt{2g}$$

Dónde:

- m: Coeficiente de caudal.
- Vo: Velocidad de aproximación.
- H: Carga de un vertedero a una distancia 3H.

La altura del agua sobre la sección, se calculó en base al método del factor de gasto o caudal característico; mediante aproximaciones sucesivas se llega a igualar Ko (caudal característico) con K (factor de gasto) (Sandoval, 2013) , determinado en base a las siguientes expresiones:

$$K = AC\sqrt{R}$$

$$K_o = \frac{Q}{\sqrt{i}}$$

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

Dónde:

- Ko: Caudal característico
- K: Factor de gasto.
- A: Área de la sección mojada.
- C: Coeficiente de Chezy.
- R: Radio hidráulico.
- i: Pendiente del cauce natural (i=0,1157, aguas arriba; i=0,0503, aguas abajo).
- Q: Caudal que fluye a través del río.

Las secciones transversales analizadas y sus cálculos respectivos se muestran en las Figuras 81 y 82, y en la Tabla 62.

$$K_o(\text{Aguas arriba}) = 290,52 \frac{m^3}{s}$$

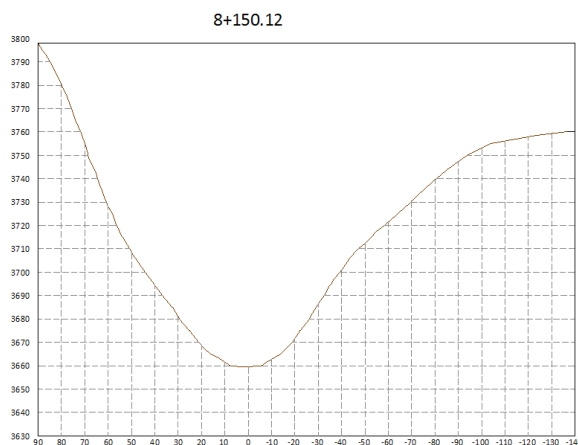


Figura 81. Sección transversal del río aguas arriba

$$K_o(\text{Aguas abajo}) = 440,54 \frac{m^3}{s}$$

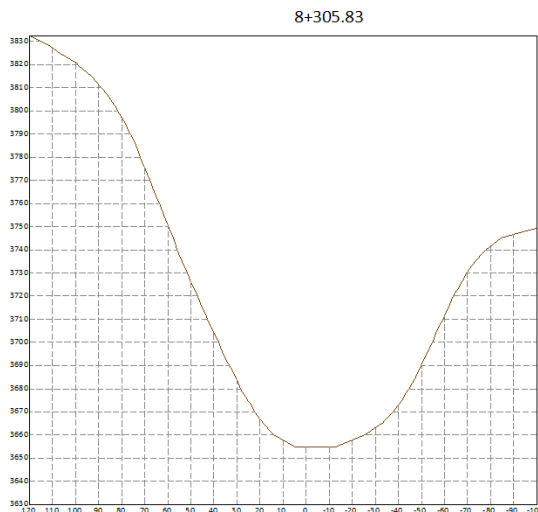


Figura 82. Sección transversal del río aguas abajo

Tabla 62.

Tirante aguas arriba y aguas abajo del cauce

Tirante Normal Aguas Arriba						
h (m)	Área (m ²)	Perímetro (m)	Radio (m)	K (m ³ /s)	Caudal (m ³ /s)	Velocidad (m/s)
1,2022	13,92	15,80	0,88	290,67	98,87	7,10
1,2021	13,92	15,80	0,88	290,62	98,85	7,10
1,2020	13,92	15,80	0,88	290,58	98,83	7,10
1,2019	13,89	15,79	0,88	289,66	98,52	7,12
Tirante Normal Aguas Abajo						
h (m)	Área (m ²)	Perímetro (m)	Radio (m)	K (m ³ /s)	Caudal (m ³ /s)	Velocidad (m/s)

1,18	20,25	22,41	0,90	430,26	96,51	4,77
1,2	20,69	22,51	0,92	444,62	99,73	4,82
1,1944	20,57	22,49	0,91	440,56	98,82	4,80
1,1942	20,57	22,48	0,91	440,43	98,79	4,80

Según (Sviatoslav, 1986), la sección más eficiente hidráulicamente es la circular; pero, debido a su difícil construcción se adoptan secciones tipo baúl o herradura. Para el canal de conducción de la quebrada del río Aláquez, se escogió una sección tipo cajón por su facilidad constructiva, ver Figura 83.

Figura 83. Diseño del vertedero de entrada en HCanales

A la entrada de la alcantarilla, se colocarán una serie de perfiles tipo ASCE60, ver Figura 84, permitiendo el ingreso de rocas de hasta 30cm, por lo tanto, se procederá a corregir la carga sobre el vertedero debido a las pérdidas, por medio de la siguiente ecuación obtenida de (Sandoval, 2013):

$$\zeta = k_i \left(\frac{s}{b} \right)^{4/3} \text{seno} \alpha$$

Dónde:

- ζ : Coeficiente de pérdidas.
- k_i : Coeficiente de forma ($k_1=2,42$, pg.32)
- s : Espesor de la barra.
- b : Espaciamiento entre barras.
- α : Ángulo de inclinación con respecto al sentido del flujo

$$\zeta = 2,42 \left(\frac{0,1}{0,30} \right)^{\frac{4}{3}} \text{seno}(90)$$

$$\zeta = 0,559$$

La pérdida de carga se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta h = \frac{\zeta v^2}{2g}$$

Dónde:

- v: velocidad de aproximación.
- g: aceleración de la gravedad ($g=9,8\text{m/s}^2$).

$$\Delta h = \frac{0,559 * (7,10\text{m/s})^2}{19,6\text{m/s}^2}$$

$$\Delta h = 1,44\text{m}$$

$$H_o = H + \frac{v^2}{2g}$$

$$H_o = 3,16\text{m} + \frac{(7,10\text{m/s})^2}{19,6\text{m/s}^2}$$

$$H_o = 5,74\text{m}$$

La carga de agua corregida es:

$$H'_o = 5,74\text{m} + 1,44\text{m}$$

$$H'_o = 7,18\text{m}$$

Incluyendo la velocidad de aproximación en el cálculo se tiene:

$$H' = 7,18\text{m} - \frac{(7,10\text{m/s})^2}{19,6\text{m/s}^2}$$

$$H = 4,61\text{m}$$

ASCE60

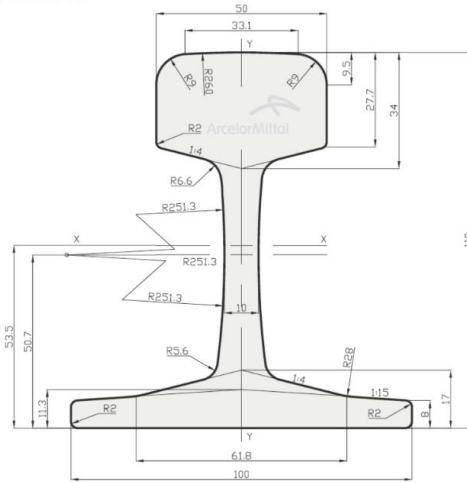


Figura 84. Perfil ASCE 60

Fuente: (Mittal, 2019)

4.7.4 Canal de conducción de la alcantarilla

La alcantarilla por diseñarse, cubrirá un desnivel de 5,04 metros hallándose entre las cotas 3659,95 y 3654,91 msnm, cubriendo una longitud de 154,45 metros; como se muestra en la Figura 85:

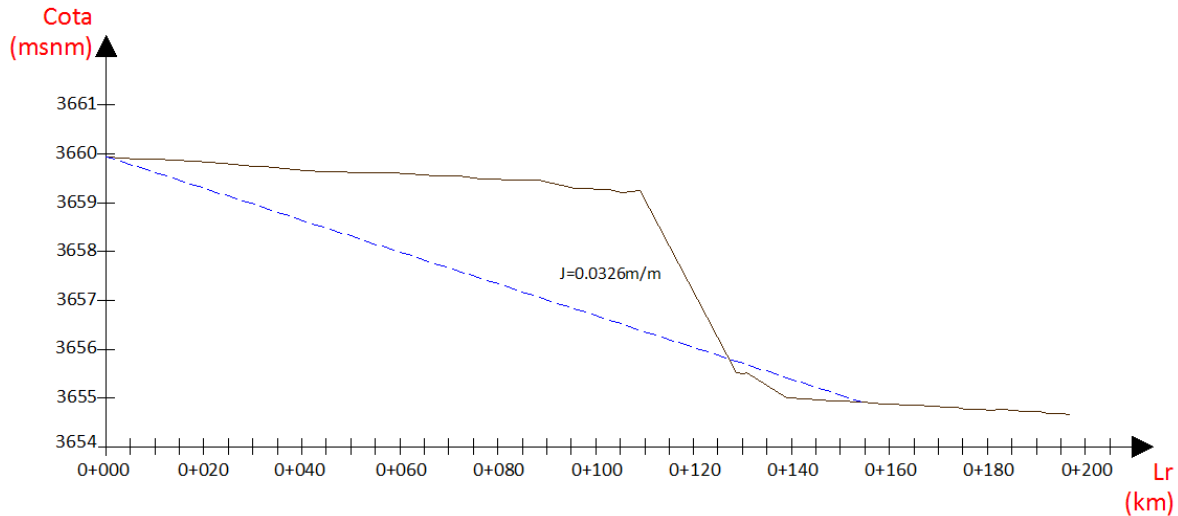


Figura 85. Perfil longitudinal y pendiente de la alcantarilla

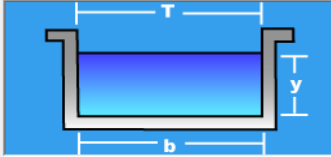
Las condiciones de flujo a la entrada de la alcantarilla debido al cambio brusco de la pendiente de 0,1157m/m a 0,0326m/m, provocan un régimen sub-crítico, cuyo tirante crítico será calculado

en H-Canales, ver Figura 86, y funcionará como punto de control para la determinación de la curva de derrame tipo S2 hasta el punto de salida.

Lugar:	<input type="text" value="Río Aláquez"/>	Proyecto:	<input type="text" value="Titulación"/>
Tramo:	<input type="text" value="Punto 3"/>	Revestimiento:	<input type="text" value="Hormigón"/>

Datos:

Caudal (Q):	<input type="text" value="98.81"/>	m ³ /s
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="5"/>	m
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>	



Resultados:

Tirante crítico (y):	<input type="text" value="3.4145"/>	m	Perímetro (p):	<input type="text" value="11.8291"/>	m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="17.0726"/>	m ²	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="1.4433"/>	m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="5.0000"/>	m	Velocidad (v):	<input type="text" value="5.7876"/>	m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="1.0000"/>		Energía específica (E):	<input type="text" value="5.1218"/>	m-Kg/Kg





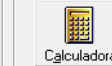

 Calcular	 Limpiar Pantalla	 Imprimir	 Menú Principal	 Calculadora	 Reporte
--	--	--	--	--	---

Figura 86. Tirante crítico de la alcantarilla obtenida en H-Canales

Debido a que su longitud inclinada es de 154,53 metros, se irá ajustando el tirante de salida hasta coincidir con este valor mediante varias iteraciones, ver Figura 87 y Tabla 63.

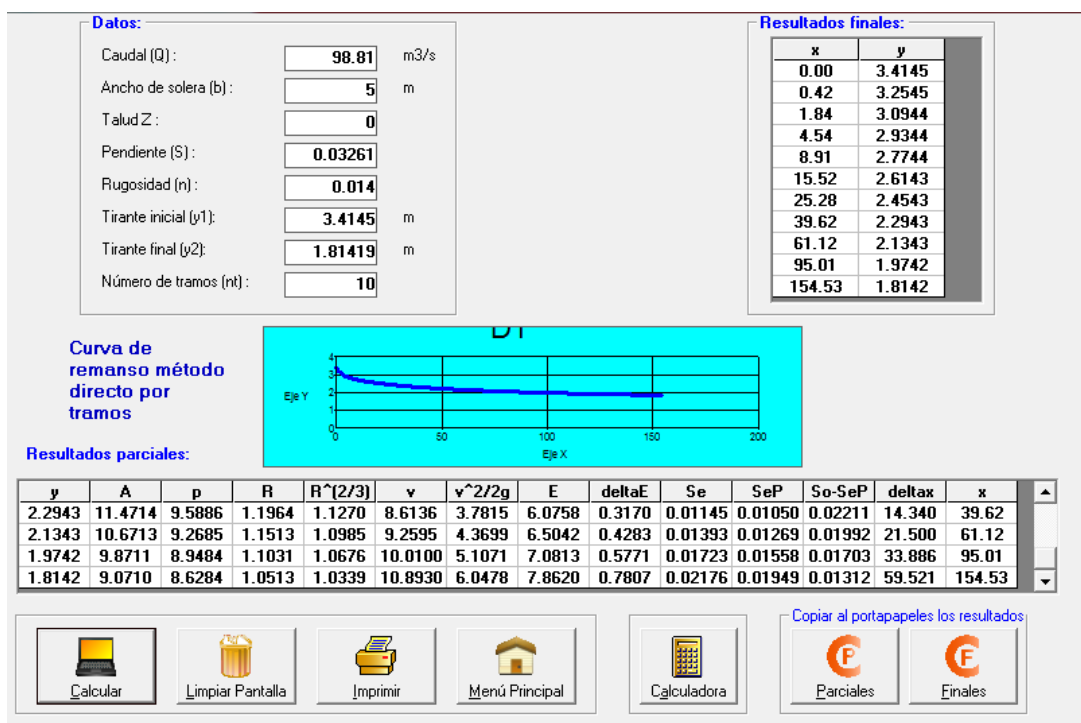


Figura 87. Curva de derrame de la alcantarilla obtenida en H-Canales

Tabla 63.

Velocidad máxima a la salida de la alcantarilla

Periodo de Retorno (Años)	Caudal (m ³ /s)	Fr	Velocidad máxima (m/s)	Calado Medio (m)	Rugosidad	f ^c (Kg/cm ²)
25	98,81	2,58	10,89	2,65	0,014	210

Como medio de comprobación de los resultados obtenidos en H-Canales se utilizó el software libre HY-8, desarrollado el 28 de julio del 2016 por Federal Highway Administration, el cual permite el diseño de alcantarillas como también cálculo de colchones de agua. Como datos de ingreso se requiere la longitud del canal, su pendiente, cotas de entrada y salida, pendiente del canal de salida y las dimensiones del talud que conforma la superficie de rodadura sobre la alcantarilla; estos datos se resumen en las Figuras 88 y 89.

Crossing Properties
Name: Alcantarilla Río Aláquez

Parameter	Value	Units
DISCHARGE DATA		
Discharge Method	Minimum, Design, and Maximum	
Minimum Flow	0.503	cms
Design Flow	98.810	cms
Maximum Flow	100.000	cms
TAILWATER DATA		
Channel Type	Rectangular Channel	
Bottom Width	15.000	m
Channel Slope	0.0503	m/m
Manning's n (channel)	0.014	
Channel Invert Elevation	3654.910	m
Rating Curve	View...	
ROADWAY DATA		
Roadway Profile Shape	Constant Roadway Elevation	
First Roadway Station	0.000	m
Crest Length	154.450	m
Crest Elevation	3671.600	m
Roadway Surface	Gravel	
Top Width	43.000	m

Parameter	Value	Units
CULVERT DATA		
Name	Culvert 1	
Shape	Concrete Box	
Material	Concrete	
Span	5000.000	mm
Rise	4600.000	mm
Embedment Depth	0.000	mm
Manning's n	0.014	
Culvert Type	Straight	
Inlet Configuration	1.5:1 Bevel (18-34° Rare) Wingwall	
Inlet Depression?	No	
SITE DATA		
Site Data Input Option	Culvert Invert Data	
Inlet Station	0.000	m
Inlet Elevation	3659.950	m
Outlet Station	154.450	m

Buttons: Help, Click on any icon for help on a specific topic, Low Flow, ACP, Energy Dissipation, Analyze Crossing, OK, Cancel

Figura 88. Matriz de ingreso de datos en HY-8

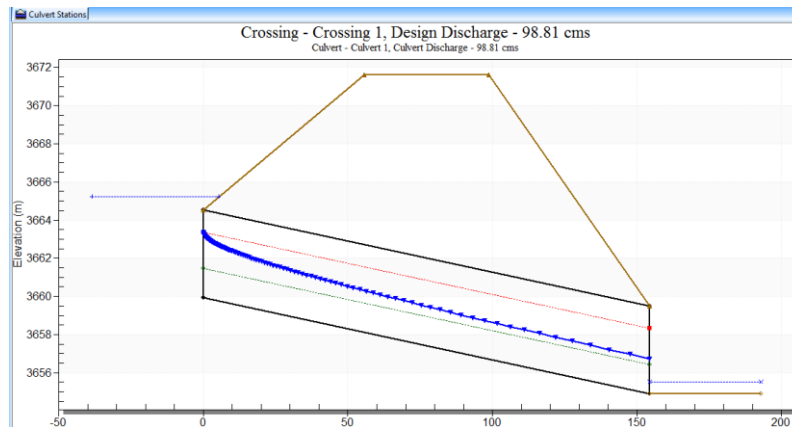


Figura 89. Curva de derrame en el interior de la alcantarilla

Los resultados que presenta el programa se muestran en la Figura 90:

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.50	0.50	3660.10	0.15	0.0*	1-S2n	0.03	0.10	0.03	0.02	3.15	1.36
10.45	10.45	3661.11	1.16	0.0*	1-S2n	0.34	0.76	0.34	0.15	6.09	4.53
20.40	20.40	3661.76	1.81	0.0*	1-S2n	0.53	1.19	0.55	0.23	7.39	5.90
30.35	30.35	3662.31	2.36	0.0*	1-S2n	0.68	1.55	0.73	0.29	8.30	6.90
40.30	40.30	3662.81	2.86	0.0*	1-S2n	0.82	1.88	0.90	0.35	8.94	7.70
50.25	50.25	3663.27	3.32	0.0*	1-S2n	0.96	2.18	1.07	0.40	9.43	8.39
60.20	60.20	3663.70	3.75	0.0*	1-S2n	1.08	2.45	1.23	0.45	9.82	9.00
70.15	70.15	3664.10	4.15	0.0*	1-S2n	1.20	2.72	1.38	0.49	10.15	9.55
80.10	80.10	3664.49	4.54	0.0*	1-S2n	1.32	2.97	1.53	0.53	10.44	10.04
90.05	90.05	3664.88	4.93	0.0*	5-S2n	1.43	3.21	1.69	0.57	10.69	10.51
98.81	98.81	3665.21	5.26	0.0*	5-S2n	1.53	3.41	1.82	0.61	10.89	10.89

Display: Crossing Summary Table, Culvert Summary Table (Culvert 1), Water Surface Profiles, Tapered Inlet Table, Customized Table (Options...)

Geometry: Inlet Elevation: 3659.95 m, Outlet Elevation: 3654.91 m, Culvert Length: 154.53 m, Culvert Slope: 0.0326, Inlet Crest: 0.00 m, Inlet Throat: 0.00 m, Outlet Control: Profiles

Plot:

* Full Flow Headwater elevation is below inlet invert.

Buttons: Help, Flow Types..., Edit Input Data..., Energy Dissipation..., ACP..., Low Flow..., Export Report, Adobe PDF (*.pdf), Close

Figura 90. Resultados obtenidos en el modelamiento hidráulico.

Como se puede apreciar la velocidad de salida, tirante crítico y tipo de curva de remanso coinciden con los resultados del modelamiento en H-Canales, dando indicios que el modelamiento ha sido el adecuado.

Se concluyó que la sección óptima, y por medio de la cual, el tirante normal del río y la carga sobre el vertedero no afecta la estabilidad de la presa de tierra, es de 5,00mx4,60m con el cual la sección tiene una relación $h/H=0,74$, y que debido a la configuración de la sección transversal de la presa, tendrá una sección de salida de 5,00mx2,60m con una relación $h/H=0,70$.

4.7.5 Diseño de la protección del cauce aguas abajo

Para conocer la obra de protección del lecho aguas abajo más conveniente, se procederá a estudiar el comportamiento de la primera y segunda conjugada con respecto al tirante aguas abajo, por medio de la siguiente expresión:

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right)$$

Dónde:

- h_1 : Primera conjugada.
- Fr_1 : Número de Froude para h_1

Siendo la primera conjugada, el calado a la salida del canal $h_1=1,81\text{m}$ y su $Fr_1=2,58$, como segunda conjugada se tiene:

$$h_2 = \frac{1,81}{2} \left(\sqrt{1 + 8 * 2,58^2} - 1 \right)$$

$$h_2 = 5,78\text{m}$$

Como la segunda conjugada es mayor al tirante de aguas debajo de $1,19\text{m}$, el resalto se corre del pie de la alcantarilla, además de ello, el empate de aguas a partir de la salida de la alcantarilla hasta su tirante aguas abajo, es del tipo supercrítico a supercrítico pues se tiene un número de Froude de $2,58$ y $1,40$ respectivamente, siendo no factible el diseño de un colchón de aguas. Para este efecto, se recurrirá a la protección del cauce aguas abajo por medio de un zampeado.

4.7.5.1 Diseño de la losa de zampeado

En (Sandoval, 2013), se encuentran varias expresiones para el cálculo de la longitud del remolino, entre las cuales se cita a:

- Kumin

$$ls = 5,67(h_2 - h_1)$$

- Pavlosky

$$ls = 2,5(1,9h_2 - h_1)$$

- Kusnetzov

$$ls = 16,7(h_{cr} - h_1)$$

- Sandoval

$$ls = h_1(-0,1Fr_1^2 + 7,5Fr_1 - 4,1)$$

- Ohtsu

$$ls = 3,7h_2$$

Para el cálculo de la altura crítica h_{cr} en canales rectangulares, se emplea la siguiente expresión:

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$

Dónde:

- Q: Caudal de diseño.
- b: Ancho del canal.
- g: Aceleración de la gravedad ($9,8\text{m/s}^2$).

Los resultados de los cálculos se muestran en la Tabla 64.

Tabla 64.
Longitudes de la losa

Autor	ls(m)
Kumin	22,50
Pavlosky	22,93
Kusnetzov	26,75
Sandoval	26,50
Ohtsu	21,40
Promedio	24,02

Se seleccionó una longitud de 24 metros conforme a las recomendaciones de (Sandoval, 2013), en dónde, menciona que la longitud de la losa de protección debe ser de 4 a 5 veces el ancho del canal de salida. Según (Volchenkov, 1992), el flujo tiende a aumentar su ancho de manera gradual si el tirante crítico es menor a 0,90 veces la segunda conjugada. Siendo $h_{cr}=3,42\text{m}$ es inferior a $0,9h_2=5,20\text{m}$, el flujo incrementa su espejo de agua, para este efecto se asume un ángulo de apertura de 12° con un ancho de losa rígida de 15metros.

4.7.5.2 Estabilidad de la losa de zampeado

La losa de zampeado requiere ser chequeada tanto a flotación como para volcamiento, para este efecto se requiere conocer el espesor mínimo como también la distancia a la cual deben ubicarse los drenes, los cuales de acuerdo a (Sviatoslav, 1986) son orificios con diámetros de 5cm a 25cm que provocan que la presión manométrica se reduzca a cero y permiten tener espesores de losa inferiores. Para evitar la socavación en ellos, se colocan dos a tres capas de arena y ripio con un coeficiente de uniformidad no mayor a 10 y con espesores no inferiores a 25cm. (Kirienko, 1987), recomienda que los orificios de comunicación verticales, se hallen desde la mitad o 0,22 veces la longitud del zampeado e intercalando las filas de 5 a 10 metros.

El espesor de la losa se calcula en base a la ecuación de Dombrovsky, citada por (Sandoval, 2018):

$$t_z = 0,15v_1\sqrt{h_1}$$

Dónde:

- V_1 : Velocidad del flujo al ingreso de la losa.

- h_1 : Tirante normal al ingreso de la losa.

Teniendo un tirante y velocidad al ingreso de 1,81m y 10,89m/s respectivamente, se obtiene un espesor de 2,20 metros con un capa de protección para la armadura de acuerdo con (Lypiachev, 2012) de 0,20 metros; sin embargo, debido a que se trata de una estructura pequeña que no posee una gran carga de agua a la entrada de la alcantarilla, se asumirá un espesor de 0,60m.

Coefficiente de seguridad a flotación

El coeficiente de seguridad a flotación se lo calcula por medio de la siguiente expresión obtenida de (Sandoval, 2018) pg.164:

$$k_f = \frac{G - E}{w_d + w_f + w_h} \geq 1,30$$

Dónde:

- G: Peso de la losa.
- E: Empuje por inmersión.
- W_d : Déficit de presión
- W_h : Carga hidrodinámica
- W_f : Fuerza de sub-presión

El déficit de presión, se halla en función de las conjugadas del flujo hidráulico y la longitud hacia la primera fila de los orificios de drenaje o del pozo, en caso de que estos no se consideren en el diseño (Grishin, 1979). Su fórmula de cálculo es la siguiente:

$$W_d = 0,6 \frac{(h_2 - h_1)}{2} l$$

Dónde:

- h_1, h_2 : Primera y segunda conjugada.
- l : Longitud del pozo o distancia a la primera fila de drenes.

La longitud del pozo es de 24m y se ubicará la primera fila de drenes a 5,20m; como primera y segunda conjugada se tiene 1,81m y 5,78m, por lo tanto, el déficit de presión es:

$$W_d = 0,6 \frac{(5,78m - 1,81m)}{2} * 5,20m$$

$$W_d = 6,19t$$

La carga hidrodinámica se determina en base a la carga de agua producida por la velocidad de la primera conjugada, acorde a la fórmula:

$$W_h = 0,07 \frac{v_1^2}{2g}$$

Dónde:

- v_1 : Velocidad producida por la primera conjugada.
- g : Aceleración de la gravedad ($g=9,8m/s^2$)

La velocidad 1 para la primera conjugada es de 10,89m/s, con lo que se obtiene una carga hidrodinámica de:

$$W_h = 0,07 \frac{(10,89m/s)^2}{19,6}$$

$$W_h = 0,424t$$

Para el cálculo de la fuerza de sub-presión se empleó el método aproximado de Chugaev, citado por (Sandoval, 2018); el cual requiere que se aumente a cada lado del contorno subterráneo 0,44 veces el espesor del estrato activo Ta_1 , ver Figura 91.

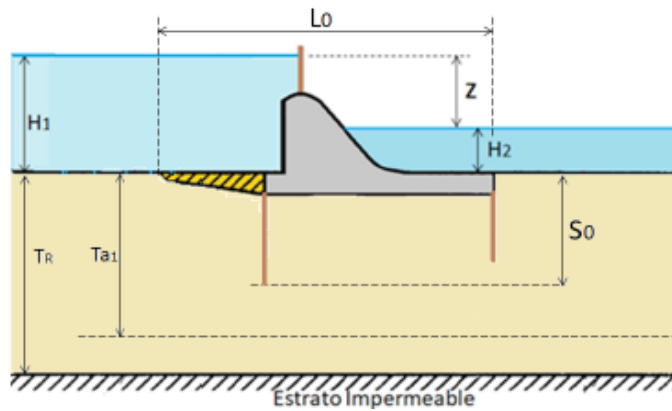


Figura 91. Estrato activo en proceso de infiltración
Fuente: (Sandoval, 2018), pág.158

El estrato activo se determina de acuerdo al cociente de la longitud horizontal proyectada de la estructura L_0 y su proyección vertical S_0 ; este cociente es evaluado en la Tabla 65, y se obtiene T_{a1} , el cual no debe superar la profundidad a la que se halla el estrato impermeable, caso contrario toma dicho valor.

Tabla 65.
Profundidad del estrato activo

L_0/S_0	>5	5 a 3,4	3,4 a 1	1 a 0
T_{a1}	$0,5L_0$	$2,5S_0$	$0,8S_0+0,5L_0$	$S_0+0,3L_0$

Fuente: (Sandoval, 2018)

La diferencia de carga Z es medida entre las superficies del tirante de aguas arriba y abajo; conforme al cálculo hidráulico de la alcantarilla y sus condiciones de flujo a la entrada y salida se determinó un $Z=3,42m$, ver Figura 92.

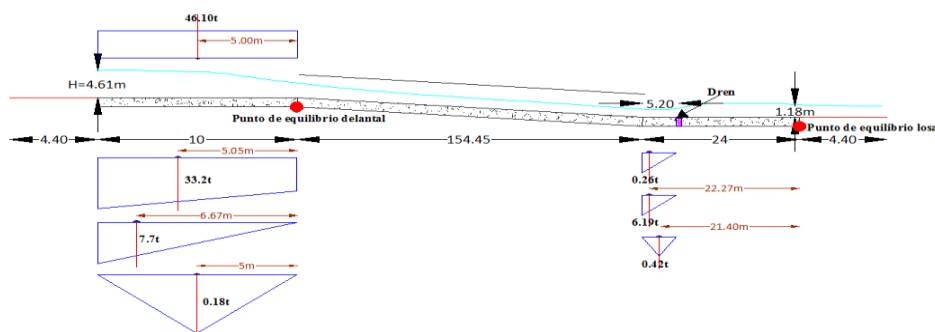


Figura 92. Ubicación de fuerzas de volteo, flotación y diferencia de cotas Z

Para reducir la incidencia de la sub-presión, se diseñará un delantal al ingreso de la alcantarilla. De acuerdo con (Sviatoslav, 1986), su longitud se halla entre 2 a 3 veces el diámetro de la alcantarilla; cuyo espesor puede variar entre 0,4 a 0,70 metros. Por lo tanto, se establece una longitud de 10 metros y un espesor de 0,60m.

En base al estudio de sismica de refracción la roca impermeable se halla a 10 metros de profundidad. Debido a que la longitud proyectada L_o es 188,45m, se tiene que la relación L_o/S_o será siempre superior a 5, a menos que se profundice la tabla-estaca de entrada más allá del espesor del estrato real, asumiendo $Ta1=T_R$.

Se procedió al cálculo de los esfuerzos en 1 metro de ancho, y en base a una relación de triángulos, se determinó las cargas que afectan tanto al delantal como la losa de zampeado, Figura 93.

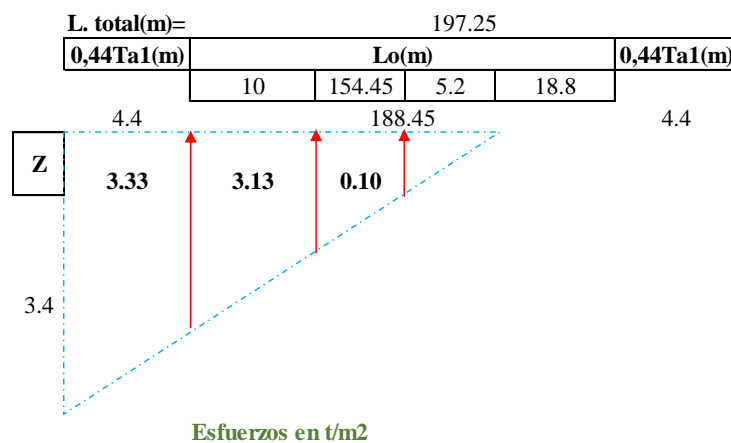


Figura 93. Cálculo de esfuerzos por sub-presión

En base a la Figura 93 se obtuvo como fuerza de sub-presión:

$$w_{flosa} = \frac{0,10t/m^2}{2} * 5,2m * 1m$$

$$w_{flosa} = 0,27t$$

$$w_{fdelantal} = \frac{3,33t/m^2 + 3,13t/m^2}{2} * 10m$$

$$wf_{base-alcantarilla} = 32,3t$$

El peso de la losa para 1 metro de ancho es 34,56t y el empuje del agua se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$E = V_{losa} * \gamma_{agua}$$

Dónde:

- V_{losa} : Volumen de la losa para 1m de ancho.
- γ_{agua} : Peso específico del agua ($\gamma_{agua} = 1t/m^3$)

$$E = 24m * 0,60m * 1t/m^3$$

$$E = 14,4t$$

Por lo tanto, el coeficiente de seguridad ante flotación es:

$$k_f = \frac{34,56t - 14,40t}{6,19t + 0,27t + 0,424t} \geq 1,30$$

$$k_f = 2,93 \geq 1,30$$

Coefficiente de seguridad a volcamiento

En su cálculo intervienen todas las fuerzas inmersas en el coeficiente de seguridad a flotación, multiplicadas por el brazo de palanca medido a partir del punto de equilibrio B.

Su expresión de cálculo es la siguiente:

$$kv = \frac{(G - E)X_{G-E}}{W_f X_f + W_h X_h + W_d X_d} \geq 1$$

Dónde:

- G-E: Diferencia entre el peso de la losa y el empuje del agua.
- X_{G-E} , X_f , X_h , X_d : Brazos de palanca de diferencia de peso de la losa y empuje del agua, déficit de presión, carga hidrodinámica y fuerza de subducción.

- W_f, W_h, W_d : Déficit de presión, carga hidrodinámica y fuerza de subducción.

Con los brazos de palanca de la Figura 92, se procedió al cálculo del factor de seguridad a volcamiento obteniendo como resultado:

$$kv = \frac{(34,56t - 14,40t) * 12m}{0,27t * 22,27m + 0,424t * 21,40m + 6,19t * 22,27m} \geq 1$$

$$kv = 1,58 \geq 1$$

Al obtener un factor de seguridad de flotación y volcamiento de 2,93 y 1,58 respectivamente, se concluye que el diseño de la losa es el adecuado.

Chequeo del delantal ante flotación y volcamiento

Siguiendo el mismo procedimiento para el cálculo de la estabilidad de la losa de zampeado y con un espesor de 0,60m, se estableció los coeficientes de seguridad para el delantal, resumidos en la Tabla 66.

Tabla 66.

Factores de seguridad por flotación y volcamiento

Coefficiente de flotación: kf		
Peso propio	G(t)	14,4
Empuje agua	E(t)	6
Carga del tirante	H(t)	46,1
V.acercamiento	Vo(m/s)	7,1
Presión hidrodinámica	wh(t)	0,18
Déficit de presión	wd(t)	7,72
Fuerza de subpresión	wf(t)	32,31
Kf		1,36
Coefficiente de volcamiento: kv		
Momento G	MG(tm)	72
Momento E	ME(tm)	30
Momento H	MH(tm)	230,5
Momento wh	Mwh(tm)	163,18
Momento wd	Mwd(tm)	51,45
Momento wf	Mwf(tm)	0,90
Kv		1,26

4.7.5.3 Profundidad de socavación

Al salir el flujo de la risberma produce erosión en el cauce natural, la cual es controlada con el diseño de un pozo de socavación. De acuerdo con (Beliashevsky, 1973), el cálculo de la socavación se lo puede realizar con la siguiente expresión:

$$h_s = (1,05 \text{ a } 1,15) \left(\frac{q}{4,6d^{\frac{1}{3}}} \right)^{0,857}$$

Dónde:

- q: Es el caudal unitario.
- D: diámetro representativo de las partículas gruesas del suelo.

El tamaño del enrocado del pozo, de acuerdo al mismo autor, se lo calcula con la siguiente fórmula:

$$D_p = 0,0067v_p^2$$

Dónde:

- v_p : Es la velocidad del flujo en el pozo.

Se asume un ancho de losa de 15 metros; por lo tanto, se tiene un caudal unitario de:

$$\begin{aligned} q &= \frac{Q}{b} \\ q &= \frac{98,81m^3/s}{15m} \\ q &= 6,59m^2/s \end{aligned}$$

Se escoge un diámetro tentativo de roca de 20cm para ser colocado en el pozo de socavación:

$$\begin{aligned} h_s &= 1,1 \left(\frac{6,59}{4,6(0,20)^{\frac{1}{3}}} \right)^{0,857} \\ h_s &= 2,37m \end{aligned}$$

La altura del tirante de agua dentro del pozo, es la diferencia de la profundidad del pozo y el tirante aguas abajo, siendo de 1,18 metros con una velocidad igual a:

$$\begin{aligned} v_p &= \frac{6,59m^2/s}{1,18m} \\ v_p &= 5,60m/s \end{aligned}$$

Finalmente, el diámetro mínimo requerido para el pozo es de:

$$D_p = 0,0067 * 5,60^2$$

$$D_p = 0,21m$$

El diámetro mínimo para colocar en la risberma deberá ser de 21cm, fácilmente encontrado al momento de realizar las excavaciones pertinentes para la construcción de la presa.

4.7.6 Orificios vertedores

En caso de existir una erupción volcánica del Cotopaxi y su flujo de lodos llegue a tapan el ingreso de la alcantarilla, se prevé un desfogue secundario por medio de una serie de orificios que conducen el flujo hacia unas bandejas en el interior de la presa. Para su diseño, se ha considerado una probabilidad de excedencia de 1 en 1,11 años lo cual da como resultado un caudal de 1,09m³/s de acuerdo con la Figura 22 del Capítulo 3.

Se empleará la ecuación de Berezinsky para el ajuste del coeficiente de caudal y de Francis, citada a continuación, para el cálculo del ancho efectivo producido por las 4 contracciones al ingreso del vertedero, ver Tabla 67.

$$\sum be = \sum b - 0,1n\zeta H_o$$

Dónde:

- $\sum b$: Ancho geométrico del vertedero.
- n : Número de contracciones del flujo.
- ζ : Coeficiente hidrodinámico ($\zeta = 1$, para aristas vivas)
- H_o : Carga sobre el vertedero incluyendo la altura por velocidad.

Los orificios se ubicarán cada 7 metros a partir de la cara superior de la alcantarilla, tendrán un ancho de 5m incluyendo una barrera intermedia de 2 metros. A su vez, se utilizarán perfiles ASCE 60 que permitirán el paso de rocas de hasta 30cm.

Tabla 67.

Tirante del vertedero de ingreso

Ho (m)	Vo²/2g (m)	H (m)	be (m)	m -
0,400	0,042	0,357	2,840	0,309

CONTINÚA 

0,428	0,037	0,392	2,829	0,309
0,429	0,037	0,393	2,828	0,309
0,429	0,037	0,393	2,828	0,309

Al igual que en el ingreso a la alcantarilla, los perfiles generan una pérdida de carga por lo tanto la altura H debe ser corregida, siguiendo el mismo procedimiento se obtuvo lo siguiente:

$$\zeta = 2,42 \left(\frac{0,1}{0,30} \right)^{\frac{4}{3}} \text{seno}(45)$$

$$\zeta = 0,395$$

$$\Delta h = 0,395 * 0,037m$$

$$\Delta h = 0,015m$$

$$H_o = H + \frac{v^2}{2g}$$

$$H_o = 0,429m$$

La carga de agua corregida es:

$$H'_o = 0,429m + 0,015m$$

$$H'_o = 0,444m$$

Incluyendo la velocidad de aproximación en el cálculo se tiene:

$$H' = 0,444m - 0,037$$

$$H = 0,407m$$

Por lo tanto, la carga de agua a la entrada del vertedero es de 0,407 metros, y una altura del orificio de 0,50m.

4.7.7 Escalones de disipación

Su función, es disipar la energía producto de la caída brusca del flujo de lodos, generando un resalto hidráulico en cada escalón, muy útil cuando se trabaja con caudales menores a 10m³/s (Sviatoslav, 1986). El número de saltos depende de la altura que se intente cubrir y del impacto económico de la obra, de acuerdo a (Sandoval, 2013) la altura propicia se halla entre 3 a 4m.

La longitud de la bandeja está constituida por, Figura 94.-

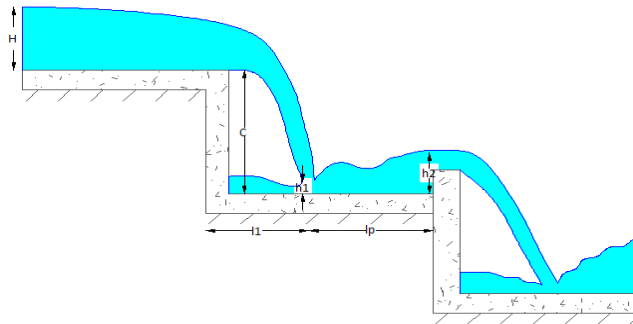


Figura 94. Partes constitutivas de las bandejas

1. Longitud de caída libre que se calcula mediante la siguiente expresión, propuesta por Chertousov citada en (Sandoval, 2013):

$$l_1 = 1,64\sqrt{H_o(C + 0,24H_o)}$$

Dónde:

- C : Es la distancia entre escalones
 - H_o : Carga de agua sobre el vertedero.
2. Longitud del pozo (l_p), que es calculada en base a la conjugación de aguas cuyo autor más recomendado por (Sviatoslav, 1986) es Pavlosky.

El tirante contraído que se produce al impactar el flujo de agua sobre cada una de las bandejas, se calcula empleando la siguiente expresión, obtenida de (Sandoval, 2013):

$$h_1 = \frac{Q}{bCv\sqrt{2g(T_o - h_1)}}$$

Dónde:

- Q : Caudal de diseño.
- b : Ancho de la bandeja.
- Cv : Coeficiente de velocidad.
- T_o : Distancia entre escalones más carga de agua H_o .

Un elemento adicional considerado en su diseño son los dientes, elementos que se colocan para provocar la formación de un resalto hidráulico. Los puntos en donde se ubicarán irán en función

de las zonas en donde se requiera la disipación de energía, en especial en el área próxima a la alcantarilla.

Para el cálculo del coeficiente de velocidad se emplea la expresión propuesta por (Volchenkov, 1992):

$$Cv = 0,1011 \ln \left(\frac{h_{cr}}{p} \right) + 0,9578$$

Dónde:

- Hcr: Tirante crítico.
- p: Distancia entre escalones.

Mediante aproximaciones sucesivas se obtuvieron los siguientes resultados:

$$l_1 = 1,64 \sqrt{0,444m(3,5m + 0,24 * 0,444m)}$$

$$l_1 = 2,08m$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{1,09m^3/s^2}{9,8m^2/s * 5m^2}}$$

$$h_{cr} = 0,17m$$

$$Cv = 0,1011 \ln \left(\frac{0,17m}{3,5m} \right) + 0,9578$$

$$Cv = 0,65$$

Tabla 68.
Cálculo de h1

Iteración	Primera Conjugada h1(m)
1	0,0381
2	0,0382
3	0,0382

$$v_1 = \frac{1,09m^3/s}{5m * 0,0382m}$$

$$v_1 = 5,70m/s$$

$$Fr_1 = \frac{5,70m/s}{\sqrt{9,8m/s^2 * 0,0382m}}$$

$$Fr_1 = 9,31$$

$$h_2 = \frac{0,0382}{2} \left(\sqrt{1 + 8 * 9,31^2} - 1 \right)$$

$$h_2 = 0,485m$$

$$lp = 2,5(1,9 * 0,485m - 0,0382m)$$

$$lp = 2,21m$$

La suma de la longitud del pozo y de caída libre da como resultado 4,28m; sin embargo, para impedir que el agua llegue hacia la alcantarilla de manera brusca debido a la inclinación total de los escalones, se ha seleccionado una longitud de 5m, equivalente a la distancia entre paredes, obteniendo un ángulo de 25 grados, Figura 95.

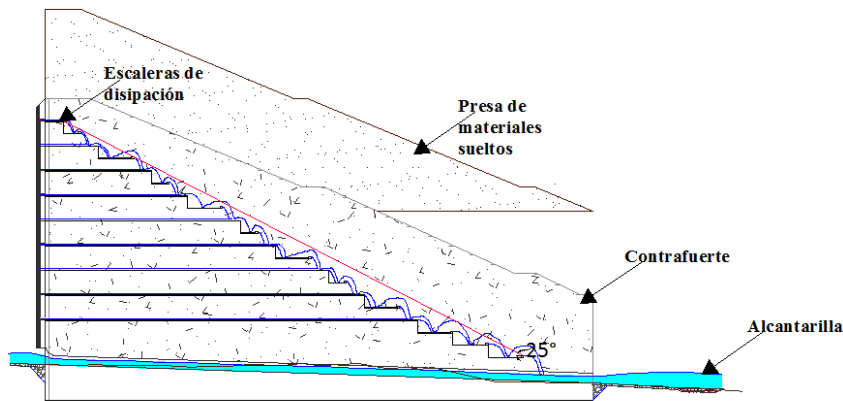


Figura 95. Ángulo de inclinación entre escaleras de disipación

Por otro lado, para evitar el estancamiento del agua en los canales, se consideró una pendiente de 0,05%, obteniendo un tirante normal calculado en H-Canales de 0,32m, Figura 96.

Lugar:	<input type="text" value="Río Aláquez"/>	Proyecto:	<input type="text" value="Titulación"/>
Tramo:	<input type="text" value="Punto 3"/>	Revestimiento:	<input type="text" value="Hormigón"/>

Datos:		
Caudal (Q):	<input type="text" value="1.09"/> m3/s	
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="5"/> m	
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>	
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.014"/>	
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.0005"/> m/m	

Resultados:		Perímetro (p):	<input type="text" value="5,6351"/> m
Tirante normal (y):	<input type="text" value="0,3176"/> m	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0,2818"/> m
Area hidráulica (A):	<input type="text" value="1,5878"/> m2	Velocidad (v):	<input type="text" value="0,6865"/> m/s
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="5,0000"/> m	Energía específica (E):	<input type="text" value="0,3416"/> m-Kg/Kg
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0,3889"/>		
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>		

Calcular	Limpiar Pantalla	Imprimir	Menú Principal	Calculadora

Figura 96. Cálculo del tirante normal en el canal de las bandejas

El diseño de los dientes de los escalones que requieren colchón de aguas, se lo ha elaborado asumiendo que funcionan como vertederos de cresta ancha, cuyo espesor de cresta es de 0,70m. De acuerdo con (Sviatoslav, 1986), su cálculo puede realizarse con la ecuación general para vertederos y asumiendo un coeficiente de descarga de 1,8:

$$H = \left(\frac{1,09m^3/s}{1,8 * 5m * \sqrt{19,6}} \right)^{2/3}$$

$$H = 0,10m$$

La altura del diente es la diferencia entre la segunda conjugada y la carga sobre él, dando como resultado 0,40m.

4.7.8 Refuerzo mínimo para elementos de hormigón de desagüe

4.7.8.1 Refuerzo mínimo en la alcantarilla

De acuerdo con la norma (ACI, 2014), para elementos macizos que trabajen a flexión cuya relación de luces sea inferior a 2, el espesor mínimo será determinado en base a la Tabla 69.

Tabla 69.

Espesor mínimo de losas en una dirección

Condición de apoyo	h mínimo
Simplemente apoyada	l/20
Un extremo continuo	l/24
Ambos extremos continuos	l/28
En voladizo	l/10

Fuente: (ACI, 2014)

La tapa que cierra el cajón de la alcantarilla tiene una luz de 5m y una longitud de 154,45m, cumpliendo con una relación de luces de 30,9 mayor a 2. A su vez, esta losa se halla empotrada sobre los contrafuertes de 1m de ancho; por lo tanto, se empleará la siguiente ecuación:

$$h_{min} = \frac{L}{28}$$

Dónde:

- L: Es la luz libre entre contrafuertes.

$$h_{min} = \frac{5,00m}{28}$$

$$h_{min} = 0,18m$$

El acero de refuerzo mínimo para un esfuerzo de fluencia de $f_y=4200\text{kg/cm}^2$, se calculará por medio de la siguiente expresión:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200} bd$$

Dónde:

- b,d: Son la base del bloque equivalente de compresión y el peralte efectivo de la viga

El peralte se obtiene al restar del espesor del elemento de hormigón su recubrimiento, como va hallarse en contacto con agua se seleccionó un recubrimiento de 7,5cm, conforme a la Tabla 70 obtenida del Código ACI

Tabla 70.

Recubrimiento mínimo para elementos de hormigón in-situ

Exposición del concreto	Miembro	Tipo refuerzo	Recubrimiento, mm
Construido contra el suelo y permanente contacto con él	Todos	Todos	75
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	19-57mm	50
		16mm	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	43mm-57mm	40
		36mm	20
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura de confinamiento	40

Fuente: (ACI, 2014)

Para lo cual se tiene como acero de refuerzo:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200} 100cm * (18cm - 7,5cm)$$

$$A_{s_{min}} = 3,5cm^2$$

1Ø10mm@20cm en dos capas

Para evitar problemas de fisuras por retracción del hormigón producto del fraguado, se colocará armadura de temperatura perpendicular al refuerzo mínimo, para lo cual se emplea la siguiente ecuación:

$$A_{st} = 0,0018bt$$

Dónde:

- b, t: Ancho de base donde se distribuirá el acero y altura total de la losa.

$$A_{st} = 0,0018 * (500cm - 2 * 7,5cm) * 18cm$$

$$A_{st} = 15,71cm^2$$

1Ø10mm@20cm

4.7.8.2 Refuerzo mínimo para las escaleras de disipación

Las bandejas cubren una longitud y ancho de 5,00m, cumpliendo con una relación de luces de 1 inferior a 2, por lo que distribuye sus esfuerzos en sus dos sentidos. Su espesor mínimo de acuerdo con el código (ACI, 2014), se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$h_{min} = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36}$$

Dónde:

- L_n : Luz libre entre apoyos.
- f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

$$h_{min} = \frac{500cm \left(0,8 + \frac{4200kg/cm^2}{14000} \right)}{36}$$

$$h_{min} = 15,28cm$$

Se asume un espesor de 0,16m, su armadura mínima es:

$$As_{min} = \frac{14}{4200} * 100cm * (16cm - 7,5cm)$$

$$As_{min} = 2,83cm^2$$

1Ø10mm@20cm en ambos sentidos y en dos capas

4.7.8.3 Refuerzo mínimo para el delantal y losa de zampeado

Considerando un recubrimiento de 7,5cm, se tiene que la armadura mínima tanto para el delantal como la losa de zampeado es:

$$As_{min} = \frac{14}{4200} * 100cm * (60cm - 7,5cm)$$

$$As_{min} = 17,5cm^2$$

1Ø22mm@20cm en ambos sentidos y en dos capas

4.8.Presupuesto aproximado

Se presenta un presupuesto aproximado para la construcción de la presa mixta y sus obras complementarias de desagüe ante el flujo de los lahares del volcán Cotopaxi para la quebrada del Río Aláquez, en dónde, se ha considerado como rubros principales los que se citan a continuación:

- Excavación mayor a 6 metros a máquina, hasta la cota de cimentación.
- Material de relleno con suelo natural compactación, transporte y vertido.
- Hormigón premezclado de $f'c=210kg/cm^2$, para alcantarilla, losa de zampeado y delantal.

- Hormigón premezclado de $f'c=240\text{kg/cm}^2$, para sistema de escaleras de disipación.
- Hormigón premezclado de $f'c=350\text{kg/cm}^2$, para pantalla, paredes y contrafuertes de la presa mixta.
- Acero de refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ $\varnothing=10\text{mm}$.
- Acero de refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ $\varnothing=22\text{mm}$.
- Acero de refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ $\varnothing=28\text{mm}$.
- Acero estructural A36, perfiles para rejillas de ingreso hacia alcantarilla y orificios vertedores.

Los costos por unidad de cada uno de los rubros, fueron obtenidos de la Cámara de la Industria de la Construcción 2019 (CAMICON), ver Tabla 71.

Tabla 71.

Presupuesto aproximado: Presa Mixta Quebrada del Río Aláquez

Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
Excavación >6m a máquina (excavadora)	m ³	34330,06	8,18	\$ 280.819,89
Material de relleno con suelo natural compactación, transporte y vertido.	m ³	355126,33	6,54	\$ 2.322.526,22
Hormigón premezclado $f'c=210\text{kg/cm}^2$	m ³	1024,748	114,4	\$ 117.231,17
Hormigón premezclado $f'c=240\text{kg/cm}^2$	m ³	475,4	121,4	\$ 57.713,56
Hormigón premezclado $f'c=350\text{kg/cm}^2$	m ³	193509,25	156,9	\$ 30.361.600,68

CONTINÚA 

Acero de refuerzo fy=4200kg/cm2 10mm	kg	191211,36	1,54	\$	294.465,50
Acero de refuerzo fy=4200kg/cm2 22mm	kg	73203,08	1,62	\$	118.588,98
Acero de refuerzo fy=4200kg/cm2 28mm	kg	3706924,7	1,62	\$	6.005.217,98
Acero estructural A36	kg	3041,47	4,02	\$	12.226,71
Total				\$	39.570.390,69

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

- Considerando un 25% de deshielo del área de aportación del volcán hacia la cuenca del río Aláquez, que representa un índice de explosividad volcánica mayor o igual a 3, con un 58% de probabilidad de ocurrencia se concluye que, el designar la zona de implantación de la obra en función de la capacidad de almacenamiento del embalse, genera un proyecto de máxima eficiencia económica y técnica.
- Se estableció como alternativa más efectiva la selección de una presa mixta de 100m de altura, capaz de resistir la fuerza de impacto del flujo de lodos.
- La capacidad del embalse es de $14,17\text{hm}^3$ y el diseño considera un vertedero 29 metros de ancho.
- El volumen de la presa con respecto al volumen almacenado es de 0,71 y se consigue almacenar un 56,55% del volumen de la máxima avenida.
- De acuerdo al análisis estático y pseudo-estático de la presa propuesta, se concluye que los espesores de la pantalla, contrafuertes, paredes, así como las áreas de las celdas y ángulos de inclinación de los contrafuertes, generan factores de seguridad ante deslizamiento y volcamiento, superiores a los mínimos recomendados para estas obras.
- Fundamentado en el hecho de que para la construcción de la presa mixta se requiere una relación de 60,99% de materiales sueltos y 39,01% de hormigón, se concluye que la obra aprovecha al máximo los materiales de la zona de implantación, empleando las excavaciones del proceso constructivo y su respectivo acarreo.

- Los esfuerzos producidos en la cimentación de la presa se hallan en un rango entre 137,62 a 159,57 t/m², permitiendo que la estructura trabaje únicamente a compresión y eliminando la posibilidad de volcamiento.
- Del análisis de caudales para el diseño de la alcantarilla, se concluye que el método racional es el más adecuado para establecer condiciones máximas de flujo del proyecto.
- Como sistema de desagüe se ha considerado el diseño de un conjunto de orificios vertedores, que trabajan a diferentes alturas en el caso de que la alcantarilla sea obstruida y que se conectan mediante una serie de escalones disipadores.

5.2 Recomendaciones

- Se recomienda que se respete los ángulos de inclinación del contrafuerte de soporte de la presa de materiales sueltos, pues se adapta a los taludes, bermas y corona de este, reduciendo la cantidad de material a ser empleado en la construcción de la presa mixta.
- Es recomendable que, durante el proceso de construcción de la presa mixta, se compacte el material que va a ingresar a las celdas, para mejorar las propiedades del suelo y aumenta el valor del peso volumétrico.
- Se recomienda que el material a ser empleado en el relleno de las celdas como para la presa de materiales sueltos, sea el producto de las excavaciones necesarias para su implantación, con el fin de disminuir el impacto económico de la construcción.
- Es recomendable que la altura de los contrafuertes, pantalla y paredes de la sección de cierre sigan una forma escalonada, para otorgar mayor estabilidad lateral a la presa de materiales sueltos que cierra la sección apoyándose en la presa mixta.
- En la unión del delantal como de la losa de zampeado con la alcantarilla, se recomienda colocar pilotes o un apoyo constituido por rocas con diámetros iguales o superiores a 20cm y con un talud 1:1, con la finalidad de evitar que se produzcan asentamientos en el suelo.

- Se recomienda dejar una pendiente de por lo menos 0,05% en cada uno de los escalones que nacen desde los orificios vertedores, evitando el estancamiento de agua, y en caso de dificultar el proceso constructivo, implementar un orificio de desagüe en su centro.

Bibliografía

- 01-AL-EMAAP-Q. (2009). Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado para la EMAAP-Q. En 01-AL-EMAAP-Q, *Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado para la EMAAP-Q* (págs. 66-68). Quito: V&M Gráficas.
- ACI. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. Miami: American Concrete Institute.
- Aguilera, E., & Toulkeridis, T. (2005). *El Volcán Cotopaxi, una amenaza que acecha*. Quito: Sotavento Ed.
- Akhmedieva, A. (22 de Junio de 2019). *InformBuro*. Obtenido de Kazajstán y China han comenzado la construcción de una presa en la región de Almaty: <https://inforburo.kz/novosti/kazahstan-i-kitay-pristupili-k-stroitelstvu-selezashchitnoy-plotiny-v-almatinskoy-oblasti.html>
- Amigo, A., Silva, C., & Saavedra, P. (2014). Análisis de Mitigación Estructural de Lahares en el Poblado de Melipeuco, Derivados del Volcán Llaima, Chile, Valor de la Ciencia Mapuche, de la Observación Permanente. *RIOC (Revista ingeniería de obras civiles)*, 6.
- Andrade, D., Hall, M., Mothes, P., Troncoso, L., Samaniego, P., Egred, J., . . . Yepes, H. (2005). *Los peligros volcánicos asociados con el Cotopaxi*. Quito: Corporación Editora Nacional.
- Anónimo. (26 de Junio de 2019). *Terra Incógnita Inusual Realidad (en Ruso)*. Obtenido de Terra Incógnita Inusual Realidad (en Ruso): <http://inokhbeh.org/protivostoyanie-v-almaty/>
- Asociación Española de Normalización y Certificación. (1996). *Propiedades mecánicas de las rocas: Ensayos para la determinación de la resistencia*. Madrid: AENOR.
- Avilez, J. (4 de Diciembre de 2015). *Presas I: tipologías y características. Aliviaderos y elementos de disipación*. Obtenido de https://www.academia.edu/22043561/presas_hihidraulicas
- BBC Mundo. (26 de Junio de 2019). *Ecuador en alerta por actividad del volcán Cotopaxi*. Obtenido de https://www.bbc.com/mundo/noticias/2015/08/150815_ecuador_volcan_cotopaxi_alerta_ep
- Beliashevsky, N. (1973). *Cálculos de Aguas Abajo al Pie de Vertederos en Suelos(en ruso)*. Kiev: Nauka Dumka.

- Benitez, A. (1972). *Captación de Aguas Subterráneas*. Madrid: Dossat.
- Bertoni, C., Reyna, T., Menajovsky, S., Alonso, F., & Pozzi, C. (2009). *Clase de Estadística Hidrológica*. Córdoba: Universidad Nacional de Córdoba: Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales.
- Bonifaz, H. (2015). *Ensayo de Corte Directo*. Quito: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
- Cáceres, B. (2010). *Actualización del inventario de tres casquetes glaciares del Ecuador*. Université Nice Sophia Antipolis, Nice.
- Cáceres, B. (8 de Noviembre de 2015). El glaciar del volcán Cotopaxi rejuvenece con cada erupción. *El Comercio*.
- Cáceres, B., Ramírez, J., Francou, B., Eissen, J.-P., Taupin, J.-D., Jordan, E., . . . Maisincho, L. (2004). *Determinacion del volúmen del casquete de hielo del volcán Cotopaxi*.
- Campos, A. (1992). *Procesos del Ciclo Hidrológico*. San Luís de Potosí: Universitaria.
- Campos, A., Sinichenko, E., & Gritsuk, I. (2016). *Hidráulica e Hidrología para Ingeniería*. Moscú: Universidad de la Amistad de los Pueblos de Rusia Moscú.
- CG-06-10-2004. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Obras Civiles- Diseño por Sismo*. México DF: cgservicios.df.gob.mx.
- CO10.07-601, .. (1992). *Código Ecuatoriano para el Diseño de la Construcción de Obras Sanitarias*. Quito: SAPSYB.
- Conagua. (2000). *Manual para la capacitación en Seguridad de Presas (Traducción de Training Aids for Dams Safety USBR 1990)*. México DF: Gerencia de Ingeniería y Normas Técnicas.
- Das, B. (2013). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México DF: Cengage Learning.
- de Córdova, C., Alcides, F., Méndez, L., Rodríguez, Y., Geovanny, P., Ramírez, M., & Meneses, D. (28 de Octubre de 2018). *Influencia del método de estimación en el coeficiente de Manning para cauces naturales*. Obtenido de Scielo:
http://scielo.sld.cu/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1680-03382018000100002&fbclid=IwAR1sTvuYMZft8tzFP8dbTl2YU4D9JkZCUnXZ4pnQd wjpgtjerqIv-8115jE
- Destino Infinito. (s.f.). *Presas más altas del mundo*. Obtenido de <https://destinoinfinito.com/25-presas-altas-en-el-mundo/>

- Dewitt, P. (4 de Enero de 2019). 23 zonas, en riesgo ante eventual erupción del volcán Cotopaxi. *El Comercio*.
- Diario El Comercio . (23 de Noviembre de 2015). La cárcel de Cotopaxi se levanta en una zona de riesgo de lahares.
- Diario El Universo. (31 de Mayo de 2018). Volcán Cotopaxi emite columnas de gas y vapor.
- Dpto. Ingeniería Geotécnica. (13 de Agosto de 2018). *Facultad de Ingeniería*. Obtenido de Universidad de la República-Uruguay: <https://www.fing.edu.uy/iet/departamentos/depto-de-ingenier%C3%ADa-geot%C3%A9cnica/laboratorio-ensayos-geotecnicos/ensayo-de-corte-dir>
- Ecured. (2010). *Presa*. Obtenido de <https://www.ecured.cu/Presa>
- El Comercio. (26 de Junio de 2019). *Ecuador está entre los 15 países con más volcanes en el planeta*. Obtenido de <https://especiales.elcomercio.com/2015/09/mapa-volcanes/>
- El Comercio. (26 de Junio de 2019). *El despertar del Cotopaxi*. Obtenido de <https://especiales.elcomercio.com/2015/09/cotopaxi/#intro>
- El Telégrafo. (25 de Febrero de 2016). 27 sirenas sonaron en ejercicio de simulación por actividad de volcanes. *Diario El Telégrafo*.
- El Telégrafo. (26 de Junio de 2019). *50 mil personas participaron en simulacro por el volcán Cotopaxi*. Obtenido de <https://www.eltelegrafo.com.ec/noticias/193/1/50-mil-personas-participaron-en-simulacro-por-el-volcan-cotopaxi>
- Galindo, E. (2011). *Estadística: Métodos y Aplicaciones*. Lima: Prociencia Editores.
- Gálvez, P. (02 de Enero de 2010). *Ondas (P y S) (R y L)*. Obtenido de Mediciones Sísmicas e Investigación: <http://geofisicasismospgf.blogspot.com/p/ondas-p-y-ondas-s.html>
- Geobruigg. (12 de Febrero de 2019). *Successful rockfall protection in Tyrol*. Obtenido de https://www.geobruigg.com/news_detail_es,,68880,detail.html
- Georys Ingenieros S.A.C. (2016). *Método de Refracción Sísmica*. Lima.
- Gómez, D. (Julio de 2012). Medición de los esfuerzos generados por un flujo de detritos sobre una superficie plana (tesis de maestría). *Recursos hídricos*. Cataluña, España: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Google. (10 de Junio de 2019). *Mapa del Río Aláquez, Ecuador en Google maps*. Obtenido de Google Maps: <https://www.google.com/maps/place/R%C3%ADo+Alaquez/@->

0.7451994,-

78.4655317,10146m/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0x91d45e3c57a0f8a1:0x7edb30f20d0cf5b3!8m2!3d-0.8701095!4d-78.6120701

Grishin, M. (1979). *Estructuras hidráulicas (en ruso)*. Moscú: Escuela Superior.

Harmsen, T. (2002). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Lima: Pontificia Universidad Católica de Perú. Fondo Editorial.

INAHMI. (2015). Determinación de Ecuaciones para el Cálculo de Intensidades Máximas de Precipitación. En W. Guachamín, F. García, M. Arteaga, & J. Cadena, *Determinación de Ecuaciones para el Cálculo de Intensidades Máximas de Precipitación* (págs. 136,142,148). Quito: Subproceso de Estudios e Investigaciones Hidrológicas.

Ingeniero de caminos. (s.f.). *Presas de materiales sueltos*. Obtenido de <https://ingeniero-de-caminos.com/presas-de-materiales-sueltos/>

Instituto Geofísico EPN. (13 de Agosto de 2015). *Las erupciones históricas del Volcán Cotopaxi*. Obtenido de <https://www.igepn.edu.ec/interactuamos-con-usted/1119-las-erupciones-historicas-del-volcan-cotopaxi>

Instituto Geofísico EPN. (25 de Junio de 2019). *26 de junio de 1877, erupción del volcán cotopaxi*. Obtenido de <https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/661-26-de-junio-de-1877-erupci%C3%B3n-del-volc%C3%A1n-cotopaxi>

Instituto Geofísico EPN. (26 de Junio de 2019). *Las erupciones históricas del volcán cotopaxi*. Obtenido de <https://www.igepn.edu.ec/interactuamos-con-usted/1119-las-erupciones-historicas-del-volcan-cotopaxi>

Instituto Geofísico EPN. (s.f.). *Cotopaxi*. Obtenido de <https://www.igepn.edu.ec/cotopaxi>

Instituto Geofísico EPN. (s.f.). *Volcán Cotopaxi*. Obtenido de <https://slideplayer.es/slide/10214457/>

Jordan, E., Ungerechts, L., Cáceres, B., Peñafiel, A., & Francou, B. (2004). Estimation by photogrammetry of the glacier recession on the Cotopaxi Volcano (Ecuador) between 1956 and 1997. *Hydrological Sciences-Journal-des Sciences Hydrologiques*, 949-961.

Kirienko, I. (1987). *Estructuras hidráulicas. Diseño y Cálculo (en ruso)*. Kiev: Escuela Superior.

- La Hora. (26 de Junio de 2019). *Proyecto de mitigación garantiza daños menores ante una erupción*. Obtenido de <https://lahora.com.ec/cotopaxi/noticia/1102214027/proyecto-de-mitigacion-garantiza-danos-menores-ante-una-erupcion>
- Liu, K.-F., Jan, C.-D., Lin, S., & Li, H.-C. (2012). Advances of Geo-Disaster Mitigation Technologies in Taiwan. *Progress of Geo-Disaster Mitigation Technology in Asia*, 77-101.
- López, G. (2017). *Introducción al uso del programa Slope/W versión 2012*. Córdoba: Departamento de Mecánica, Área de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras.
- Lypichev, Y. (2012). *Diseño de Presas en Regiones Sísmicas*. Moscú: RUDN.
- Maldonado, T., & Pérez, R. (1985). La Cuenca Hidrográfica, efectos negativos de su degradación y algunas soluciones. En M. Moncada, *Tercer Seminario Nacional Manejo de Cuencas Hidrográficas* (págs. 17-22). Ceiba: CATIE.
- Manual de 7mo Semestre. (2008). *Manual de 7mo Semestre*. México DF: Universidad Michoacana de San Nicolas de Hidalgo.
- Marsal, R., & Resendiz, D. (1979). *Presas de Tierra y Enrocamiento*. México. Distrito Federal: Limusa.
- Ministerio de Obras Públicas de España, .. (1967). *Introducción para Proyectos, construcción y explotación de grandes presas*. Madrid: MOPE.
- Mittal, A. (25 de Junio de 2019). *Arcelor Mittal*. Obtenido de Long Products-Rails & Special Sections:
https://rails.arcelormittal.com/system/calculator_items/pdfs/000/000/094/original/ArcelorMittal_-_Light_Rails_-_ASCE60.pdf?fbclid=IwAR3fTxoqJZw1tbKAGSvtiSs_-pCV5jdfH1xK6vKZWqqeykpbbZ9IlccCqZA
- Mizuyama, T. (2008). *Sediment hazards and SABO works in Japan* (Vol. 1). International Journal of Erosion Control Engineering.
- Mociño, K. (Enero de 2015). La cobertura y uso del suelo en la producción de sedimentos y escurrimientos superficiales en la cuenca el Tejocote, México, mediante el modelo hidrológico SWAT. *Tesis para obtener el grado de maestra en ciencias ambientales*. Toluca, Mexico: Universidad Autónoma del Estado de México.

- Moncca, G. (2006). Ondas Superficiales. *Instituto Geofísico del Perú*, 7, 81-88.
- Morán, R., Alves, R., & Toledo, M. (2013). Protecciones de presas mediante repiés de escollera y bloques en forma de cuña. *Jornada Técnica Avances en Investigación Aplicada en Seguridad Hidráulica de Presas* (págs. 7-25). Madrid: Red de Laboratorios de Hidráulica de España (RLHE).
- Murillo, R. (2012). Presas de tierra y sus fallas. *XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica* (págs. 1-7). México DF: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, AC.
- NEC: Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente. En N. E. NEC, *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente* (págs. 27-28). Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Ordóñez, J., Samaniego, P., Mothes, P., & Schilling, S. (2011). *Posibles escenarios eruptivos del Cotopaxi delimitación de potenciales zonas inundadas por lahares en el drenaje Sur*. Quito: Escuela politécnica Nacional.
- Organismo Regulador de Seguridad de Presas. (2014). *Ficha presa El Tigre*. Obtenido de <http://www.orsep.gob.ar/presa-14.html>
- Osío, M., Valencia, F., & Cartaya, H. (2019). Cálculo del Coeficiente de Rugosidad "n" de Manning en los Grandes Ríos de Venezuela. *Revista de Ingeniería UC*, 1-12.
- Otero, D. (Julio de 2017). *Ondas Sísmica, su importancia para la geofísica y la humanidad*. Santander: Universidad Industrial de Santander. Obtenido de Ondas Sísmicas, su importancia para la geofísica y la humanidad: https://www.researchgate.net/publication/322747134_ondas_sismicas_su_importancia_para_la_geofisica_y_la_humanidad
- Plaza, S., & Cifuentes, R. (2013). Análisis Comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales. *Revista de la Construcción*, 12(1), 17-29.
- Ponce, V. (01 de Septiembre de 2017). <http://ponce.sdsu.edu/>. Obtenido de Drenaje de Carreteras_b: http://ponce.sdsu.edu/drenaje_de_carreteras_b.html
- Pourrut, P. (1995). El Agua en el Ecuador: Clima, Precipitaciones, escorrentía. En P. Pourrut, *El Agua en el Ecuador: Clima, Precipitaciones, escorrentía* (pág. 17). Quito: Corporación Editora Nacional.

- Prieto, J., & Fernández, M. (09 de Enero de 2014). *Obras Urbanas: El Portal Líder del Sector Técnico*. Obtenido de Dimensionamiento de sistemas flexibles de estabilización: <https://www.obrasurbanas.es/dimensionamiento-de-sistemas-flexibles-de-estabilizacion/>
- Rasskazov. (2008). *Estructuras hidráulicas (En Ruso)*. Moscú: Asociación de Instituciones de Educación de la Construcción.
- Rasskazov et al, .. (2008). *Estructuras Hidráulicas, Parte 1(en ruso)*. Moscú: ASV.
- Sánchez, R. (2015). t-Student: Usos y Abusos. *Revista Mexicana Cardiología*, 59-61.
- Sandoval, W. (2013). *Principios de la Hidráulica 2*. Quito: EDIESPE.
- Sandoval, W. (2018). *Diseño de Obras Hidrotécnicas*. Quito: EDIESPE.
- Sandoval, W., & Aguilera, E. (2014). Determinación de caudales en cuencas con poca información hidrológica. *Ciencia: Departamento de Investigación, Desarrollo Tecnológico e Innovación*, 7(2), 100-110.
- Schuster, R. (2006). *Interaction of Dams and Landslides-Case Studies and Mitigation*. Virginia: U.S.Geological Survey Professional Paper 1723.
- Segerer, C., & Villodas, R. (2007). *Hidrología I*. Cuyo: Universidad Nacional de Cuyo.
- Sodiro, L. (1877). *La erupción del Cotopaxi*. Quito: Imprenta Nacional.
- Suárez, J. (1998). *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales*. Bucaramanga: Ingeniería de Suelos Ltda.
- Sviatoslav, K. (1986). *Diseño Hidráulico*. Quito: Ed.Escuela Politécnica Nacional.
- Turismo Cotopaxi. (26 de Junio de 2019). *Erupciones del Cotopaxi*. Obtenido de <https://www.volcancotopaxi.org/grandes-rerupciones/erupciones-historicas-del-volcan-cotopaxi/>
- US Army Corps, E. 1.-2.-2. (1995). *Gravity Dam Design*. Washington: U.S.Army Corps of Engineers publications.
- USBR. (1982). *Diseño de Presas Pequeñas*. México DF: Continental S.A.
- USGS. (Sin fecha). *Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients: United States Geological Survey Water-*. Obtenido de Natural Resources Conservation Service: <https://www.nrcs.usda.gov/wps/portal/nrcs/detail/national/water/manage/hydrology/?cid=stelprdb1043045>

- Valleumbroso, F. (2014). *Métodos Probabilísticos: hidrología General*. San Pedro: Universidad de San Pedro.
- Vera, P., Ortega, P., Casa, E., Santamaría, J., & Hidalgo, X. (2019). Modelación Numérica y Mapas de Afectación por Flujo de Lahares Primarios en el Drenaje Sur del Volcán Cotopaxi. *Revista Politécnica*, 1-11.
- Villón, M. (2003). *Diseño de Estructuras Hidráulicas*. Lima: MaxSoft.
- Vistazo. (23 de Junio de 2019). *Volcán cotopaxi podría afectar a unas 325.000 personas*. Obtenido de <https://www.vistazo.com/seccion/pa%C3%ADs/volc%C3%A1n-cotopaxi-podr%C3%ADa-afectar-unas-325000-personas>
- Volcano Discovery. (26 de Junio de 2019). *Volcanes erupciones del cotopaxi*. Obtenido de <https://www.volcanodiscovery.com/es/cotopaxi-eruptions.html#er332>
- Volchenkov, G. (1992). *Manual de cálculos hidráulicos para pequeñas obras de descarga*. Moscú: Transporte.