



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE GUAYAQUIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO HIDRÁULICO DE UNA PRESA EN EL RÍO BARRANCO ALTO EN EL

CANTÓN CNEL. MARCELINO MARIDUEÑA

Trabajo de Titulación previo a la obtención del

Título de Ingeniero Civil

AUTOR: JUAN ANDRES TIAGUARO PONCE

TUTOR: ING. FONSECA MOTA EDUARDO SANTIAGO MGTR.

Guayaquil – Ecuador

2024

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Juan Andres Tiaguaro Ponce con documento de identificación N°0925355182 manifiesto que:

Soy el autor y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Guayaquil, 15 de febrero del año 2024

Atentamente,

Juan Tiaguaro Ponce

Juan Andres Tiaguaro Ponce

C.I. 0925355182

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

Yo, Juan Andres Tiaguaro Ponce con documento de identificación No. 0925355182, expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del Proyecto de Titulación: "Diseño Hidráulico de una Presa en el Río Barranco Alto en el Cantón Cnel. Marcelino Maridueña", el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

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

Guayaquil, 15 de febrero del año 2024

Atentamente,

Juan TPAQUARO Ponce

Juan Andrés Tiaguaro Ponce

C.I. 09253355182

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Ing. Eduardo Santiago Fonseca Mota con documento de identificación N° 0919008201, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: DISEÑO HIDRÁULICO DE UNA PRESA EN EL RÍO BARRANCO ALTO EN EL CANTÓN CNEL. MARCELINO MARIDUEÑA, realizado por Juan Andres Tiaguaro Ponce con documento de identificación N° 0925355182, obteniendo como resultado final del trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Guayaquil, 15 de febrero del año 2024

Atentamente,


Ing. Eduardo Santiago Fonseca Mota, Mgtr.

C.I. 0919008201

DEDICATORIA

Quiero expresar mi gratitud y dedicar esta tesis en primer lugar a Dios, quien me brindó la oportunidad de elegir esta importante carrera y ha guiado cada uno de mis pasos y decisiones. Especialmente, deseo dedicar este trabajo a mis padres: a mi madre, cuyo constante apoyo y sabios consejos me alentaron a no rendirme y seguir adelante; a mi padre, quien fue mi compañero en la tesis y estuvo a mi lado durante casi todo el proceso de recolección de datos. También quiero reconocer a mi hermana y a su esposo, quienes estuvieron pendientes de mí durante el desarrollo de esta investigación, brindándome un apoyo incondicional en la realización de este proyecto.

Por tal motivo, esta tesis en gran parte es por mi familia, quienes sin ellos no podría seguir adelante en cada paso que doy, más allá de un gran apoyo económico, son también un gran apoyo emocional y moral para ser mejor.

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer a todas las personas que fueron un apoyo en esta tesis, en especial a mi familia, los cuales son mi motor para seguir adelante. A mis profesores quienes son el pilar de mis conocimientos como Ingeniero Civil, que de no ser por ellos alcanzaría tal grado tanto de madurez profesional y conocimiento en esta carrera tan importante para la sociedad. Me gustaría agradecer especialmente a mi tutor, cuyos conocimientos fueron fundamentales para resolver mis dudas durante la elaboración de la tesis, y también me brindó consejos para tomar decisiones en cada etapa de la elaboración de este proyecto. Y por último y no menos importante a Dios, quien es el ser que me permitió tener gente cerca de mí tan importante e influyente, cambiando mi perspectiva tanto la vida profesional y lo relevante que podemos llegar a ser en la sociedad como Ingenieros Civiles.

RESUMEN

Este trabajo tiene como objetivo en maximizar el flujo del río Barranco Alto para aprovechar sus características hídricas y mejorar el acceso vehicular, lo que resultara en beneficios económicos, agrícolas y sociales positivos al impacto de Marcelino Maridueña. Para beneficios de los agricultores y comunidades locales, se propone convertir un puente en mal estado en una presa con acceso de dos carriles río arriba.

Para el desarrollo del proyecto se llevarán a cabo investigaciones y recopilación de información para garantizar la seguridad del proyecto y evaluar su vida útil. Los datos del INAMHI serán usados para determinar la hidrología del río, teniendo en cuenta el período de recuperación del proyecto y predecir su vida útil de entre 20 a 100 años. Los estudios hidrológicos determinarán la capacidad máxima de la presa y los beneficios potenciales del proyecto, además de presentar una perspectiva para proyectos posteriores enfocados en la captación de agua, la generación de energía y suministro agrícola.

Este estudio hidrológico se complementará con la topografía del terreno y el análisis de las condiciones geotécnicas del suelo para tomar decisiones de diseño. La información obtenida determinará las capacidades portantes del suelo y la funcionalidad para el proyecto. Además de un análisis sobre los factores de seguridad tanto de deslizamiento y fricción a corte del terreno sobre el diseño de la presa, asegurando la eficacia y seguridad.

Palabras Claves: hídricas, INAMHI, Presa, Deslizamiento y Fricción

ABSTRACT

The program focuses on optimizing the Barranco Alto riverbed to take advantage of its water features and improve vehicular access upstream of the dam, which will bring positive economic, agricultural, and social benefits to the impact of Marcelino Maridueña. It is proposed to convert a ruined bridge into a dam with two-lane access upstream for the benefit of farmers and local communities.

For the development of the project, research and information gathering will be carried out to ensure the safety of the project and to evaluate its useful life. INAMHI data will be used to assess the hydrology of the river, determine the project's recovery period, and predict its useful life of 20 to 100 years. The hydrological studies will determine the maximum capacity of the dam and the potential benefits of the project, such as water intake, power generation, and agricultural supply.

This hydrological study will be complemented by terrain topography and analysis of geotechnical soil conditions to make design decisions. The information obtained will determine the bearing capacities of the soil and its suitability for the project. In addition to an analysis of the safety factors of both sliding and shear friction of the ground on the design of the dam, ensuring efficiency and safety.

INDICE DE CONTENIDO

CAPITULO 1	14
1. INTRODUCCION	14
1.1 OBJETIVOS	16
1.1.1 OBJETIVOS GENERAL	16
1.1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS	16
1.2 JUSTIFICACION	17
CAPITULO 2	18
2. MARCO TEORICO	18
2.1 Presa de Gravedad de Hormigón:	18
2.2 Resistencia de una Presa:	18
2.3 Ventajas del Diseño de una Presa de Gravedad de Hormigón:	19
2.4 Presión de Sedimentos o Aterramientos:	20
2.5 Consideraciones Sísmicas:	21
CAPITULO 3	23
4.3 METODOLOGIA	23
3.1 Cargas Actuantes	23
3.2 Cargas Primarias	23
3.2.1 Cargas de Agua:	23
3.2.2 Cargas del Peso Propio:	24
3.2.3 Infiltración y carga de empuje:	25
3.3 Cargas Secundaria	26
3.3.1 Cargas de Sedimentación:	26
3.4 Cargas Excepcionales	27
3.4.1 Cargas Sísmicas:	27
3.4.2 Análisis Pseudoestático:	28
3.4.3 Cargas de Inercia – masa de la presa:	28
3.4.4 Fuerzas Hidrodinámicas – Reacción del Agua:	28
3.5 Resistencia al Deslizamiento	30
3.6 Esfuerzos Normales Verticales	31
3.7 Esfuerzos Cortantes Horizontales	32
3.8 Esfuerzos Normales Horizontales	33
3.9 Esfuerzos Principales	33
3.10 Hidráulica de las Estructuras de Control	35
CAPITULO 4	36
4.4 ANALISIS DE LA INFORMACION OBTENIDA	36
4.1 Información Hidrológica	36
4.1.1 Caudales Máximos Para Periodos De Retorno – Método De Gumbel	38

4.2	Información Del Suelo	43
4.2.1	Recolección Del Suelo De Muestreo	43
4.2.2	Secado De Las Muestras.....	44
4.2.3	Ensayo De Granulometría.....	46
4.2.4	Ensayo De Limite Liquido y Plástico	51
4.2.5	Sistema De Clasificación USCS.....	60
4.2.6	Ensayo de Consolidación del Suelo.....	63
4.3	Información Topográfica.....	74
4.4	Elaboración Del Diseño De La Presa.....	78
4.4.1	Determinación De Volúmenes Por Cada Niveles Del Canal	78
4.5	Diseño De Altura y Geométrico De La Presa	80
4.5.1	Base De Datos Necesarios	80
4.5.2	Diseño De Altura	82
4.5.3	Diseño Geométrico.....	83
4.5.4	Cálculos De Fuerzas Actuantes En La Presa.....	84
4.5.5	Cálculos De Fuerzas De Presión	85
4.5.6	Cálculo De Fuerza Sísmica	86
4.5.7	Cálculos De Fuerza Hidrodinámica.....	88
4.5.8	Cálculos De Fuerza De Sedimento	88
4.5.9	Momentos De Vuelco	88
4.5.9.1	Brazos De La Aplicación De La Fuerzas	89
4.5.10	Fuerzas actuantes a la presa	90
4.5.11	Estabilidad Al Vuelco	91
4.5.12	Estabilidad Al Deslizamiento	91
4.5.13	Factor De Fricción Al Corte.....	93
4.5.14	Diseño De Vertedero Por Rebose.....	94
4.6	Análisis De Los Esfuerzos: Método De Gravedad	98
4.6.1	Esfuerzo Normales Verticales.....	98
4.6.2	Esfuerzo Cortante horizontales	99
4.6.3	Esfuerzo Normales horizontales.....	100
4.6.4	Esfuerzo Principales.....	100
CAPITULO 5		101
5.1	CONCLUSIONES.....	101
5.2	RECOMENDACIONES	102
5.3	ANEXOS	103
5.4	BIBLIOGRAFIA	106

IMÁGENES

Imagen 1. Estado actual del canal y puente en el rio Barranco Alto.....	15
Imagen 2. Desagüe de Fondo.....	20
Imagen 3. Cargas Aplicadas en la Presa.....	23
Imagen 4. Empuje interno y envolvente de presiones.....	25
Imagen 5. Factor de presión sísmica Ce.....	29
Imagen 6. Factores de resistencia.....	31
Imagen 7. Descripción de factores por tipo de suelo.....	31
Imagen 8. Empuje interno y envolvente de presiones.....	34
Imagen 9. Elementos de Perfil de un Vertedero Estricto.....	35
Imagen 11. Recolección de calicata #1 y calicata #2.....	43
Imagen 12. División en 4 parte de la calicata #1y calicata #2.....	45
Imagen 13. Muestra de suelo húmeda pesada y llevada al horno.....	45
Imagen 14. Tamices en maquina agitadora de muestra.....	46
Imagen 15. Separación de suelo por tamiz y pesado.....	47
Imagen 16. Peso de muestra.....	51
Imagen 17. Humectando el suelo.....	52
Imagen 18. Humectando el suelo.....	52
Imagen 19. Ensayo de Casa Grande.....	53
Imagen 20. Ensayo de Limite Plástico.....	54
Imagen 21. Muestras llevadas al Horno.....	55
Imagen 22. Muestras de las 2 Calicatas Secas.....	55
Imagen 23. Sistema de Clasificación USCS.....	60
Imagen 24. Muestra Humedecida.....	63
Imagen 25. Elemento para ensayo de consolidación.....	64
Imagen 26. Peso del anillo.....	65
Imagen 27. Anillo con muestra en recipiente de consolidación.....	66
Imagen 28. Ensayo de consolidación.....	67
Imagen 29. Calibración de Equipo de consolidación.....	67
Imagen 30. Máquina para Ensayo de Consolidación.....	68
Imagen 31. Área del vuelo Fotogramétrico.....	74
Imagen 32. Nube de Puntos Agisoft Metashape.....	75
Imagen 33. Nube de Puntos Limpia en RECAP.....	75
Imagen 34. Sección Transversal del Rio.....	76
Imagen 35. Sección Transversal del Canal.....	77
Imagen 36. Vista Superior del Canal.....	77
Imagen 40. Facto Z Sísmico.....	86
Imagen 41. Cálculo de Presiones.....	89
Imagen 42. Mapa Geológico del Ecuador.....	93
Imagen 43. Dimensionamiento del vertedero.....	96
Imagen 44. Vertedero.....	96
Imagen 45. Vista Lateral del Vertedero.....	98
Imagen 46. Vía de acceso al puente.....	103
Imagen 47. Canal del Rio Barranco Alto.....	103
Imagen 48. Puente.....	104
Imagen 49. Canal con niveles de agua bajo.....	104
Imagen 50. Canal con niveles de agua alto.....	105

TABLAS

TABLA 1. Recopilación de Datos de precipitaciones anuales.....	37
TABLA 2. Datos entre precipitaciones y caudales	39
TABLA 3. Curva Logarítmica de Precipitación y caudales.....	40
TABLA 4. Caudales Anuales	40
TABLA 5. Caudales Anuales Máximos.....	41
TABLA 6. Distribución del Método de Gumbel	42
TABLA 7. Tabla Granulométrica calicata #1	48
TABLA 8. Tabla Granulométrica calicata #2	48
TABLA 9. Curva Granulométrica calicata #1	49
TABLA 10. Curva Granulométrica calicata #2	49
TABLA 11. Cu y Cc calicata #1	50
TABLA 12. Cu y Cc calicata #2	50
TABLA 13. LL y LP calicata #1	56
TABLA 14. LL y LP calicata #2	57
TABLA 15. Grafica de Limite Liquido calicata #1	58
TABLA 16. Grafica de Limite Liquido calicata #2	58
TABLA 17. Limite Plástico calicata #2.....	59
TABLA 18. Limite Plástico calicata #2.....	59
Con estos datos podemos determinar el índice de plasticidad de los dos agujeros realizados.....	60
TABLA 19. Índice de Plasticidad.....	60
TABLA 20. Clasificación USCS calicata #1.....	62
TABLA 21. Clasificación USCS calicata #2.....	62
TABLA 22. Lectura de asentamiento por carga	69
TABLA 23. Base de datos para ensayo de consolidación	70
TABLA 24. Base de datos para ensayo de consolidación	70
TABLA 25. Base de datos para ensayo de consolidación	71
TABLA 26. Tabla de relación de vacíos.....	72
TABLA 27. Cálculo del Angulo de fricción	73
TABLA 28. Cálculo del Angulo de fricción	73
TABLA 29. Tabla de Volúmenes	78
TABLA 30. Grafica Cota - Volumen	79
TABLA 31. Cálculos de NVM, NAMO y NAME.....	79

TABLA 32. Cotas de NVM, NAMO y NAME	80
TABLA 33. Velocidad Promedio del Viento	80
TABLA 34. Base de Datos.....	82
TABLA 35. Cálculos de Altura Total	82
TABLA 36. Diseño Geométrico	83
TABLA 37. Base de Datos para cálculos de presiones	84
TABLA 38. Cálculo de la Fuerza de Presión	85
TABLA 39. Cálculo de Fuerza Sísmica.....	87
TABLA 40. Fuerza Hidrodinámica	88
TABLA 41. Fuerza de Sedimento.....	88
TABLA 42. Medidas de brazos para momento.....	89
TABLA 43. Fuerzas actuantes de la presa	90
TABLA 44. Momentos de las presiones en la presa	90
TABLA 45. Momentos de las presiones en la presa	91
TABLA 46. Momentos de las presiones en la presa	92
TABLA 47. Factor de Deslizamiento	92
TABLA 48. Cálculo de diseño de vertedero	94
TABLA 49. Cálculo de diseño de vertedero	94
TABLA 50. Dimensionamiento del vertedero	95
TABLA 51. Longitud efectiva de la coronación.....	97
TABLA 52. Esfuerzos normales verticales	98
TABLA 53. Esfuerzos cortantes horizontales.....	99
TABLA 54. Esfuerzos normales horizontales.....	100
TABLA 55. Esfuerzos principales.....	100

CAPITULO 1

1. INTRODUCCION

El planteamiento de este proyecto va enfocado en la optimización de un canal en el rio Barranco Alto y cómo podemos aprovechar sus funciones hídricas, a su vez como beneficiaria en un mejor acceso vehicular en la corona de la presa, la cual tiene una importante afectación positiva en los aspectos de la economía, agricultura y social, de las comunidades en la ciudad de Marcelino Maridueña. Con el objetivo de optimizar el acceso vehicular por el puente, el cual se encuentra en muy mal estado, aprovechando el diseño de una presa y habilitando en la corona de este un acceso de 2 carriles, el cual cumplirá la función de un puente, y a su vez de trabajar como una presa, la cual nos permitirá aprovechar los eficientes recursos hídricos de la región, beneficiando a los agricultores y comunidad cercana.

Para llevar a cabo este diseño, se deben realizar estudios y recopilación de información, las cuales permitan verificar y asegurar, tanta seguridad de la elaboración del proyecto, además de una proyección de la cantidad de años que se pueda permanecer en óptimas condiciones el diseño. Se tomarán información, en primer lugar, sobre el estado hidrológico del Rio, esto se ejecutará mediante la utilización de datos del INAMHI, el cual nos proporcionará precipitaciones, caudales de años anteriores, Permite estudiar el periodo de recuperación de una pieza y, en base al proceso de diseño, predecir una vida útil de 20 a 100 años dependiendo del diseño. Este estudio hidrológico también nos permitirá hacer recomendaciones sobre la capacidad máxima de la presa y qué beneficios se pueden derivar del proyecto, ya sea captación de agua, generación de energía o suministro y producción de agua rural.

Este estudio hidrológico, va en conjunto con la topografía del terreno, el cual nos permitirá tener una mejor proyección del estado del terreno, y como proceder para tomar decisiones sobre el diseño. Al igual que las condiciones geotécnicas o estudio del suelo, este es un factor importante a la hora del diseño, ya que nos entregara información de las capacidades portantes del suelo, y la conformación del suelo el cual nos indicara si es un suelo óptimo para la elaboración del proyecto.

Imagen 1. Estado actual del canal y puente en el rio Barranco Alto



Fuente: Elaboración propia

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 OBJETIVOS GENERAL

Diseñar una presa Hidráulica, en donde permitirá aprovechar los recursos hídricos mediante la implementación de esta, además permitiendo generar proyectos como un puente que proporcionará accesos seguros a las comunidades cercanas. La presencia de una presa hará un uso eficiente de los recursos hídricos de la zona en beneficio de los agricultores y el público.

1.1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Recopilar Información fundamental, para calcular una presa, mediante el estudio del suelo y su clasificación; además de la topografía del terreno la cual me indicara el estado del terreno y un estudio hidrológico del terreno en donde determine un caudal máximo.
- Elaborar los cálculos necesarios para el diseño de la presa, los cuales indicaran las fuerzas que actúan en la presa además de la elaboración de un diseño geométrico sobre la forma.
- Determinar los factores de seguridad del diseño, mediante los cálculos o comprobaciones sobre la estabilidad de deslizamiento de la presa y cómo influye el comportamiento de las fuerzas actuantes.

1.2 JUSTIFICACION

El motivo del desarrollo de este proyecto va enfocado en varias partes que influyen en aspectos económicos, sociales, aprovechamiento y optimización de recursos hídricos. Tales como:

- **Importancia Económica:** El diseño de una Presa - Puente, presenta grandes oportunidades aprovechando el canal y el control del flujo, permitiendo a el campesino y productores agrícolas aprovechar de los canales para el riego de sus sembríos, además de un puente más viable para la comercialización de los productos.

- **Acceso a los campos agrícolas:** Una perfecta viabilidad y tránsito de los vehículos permite tener accesos más constantes, como el caso del ingreso de vehículos pesados. En el estado actual del puente no es tan favorable, además sé su reducido acceso a 1 solo carril.

- **Mejoramiento de la conectividad local:** Podemos ayudar a la población de adquirir accesibilidad, como las escuelas y atenciones médicas, permitiendo la construcción de un mejor puente sobre el diseño de la presa. Optimizando la calidad de vida de la sociedad.

- **Mejora en la distribución de agua potable:** La optimización de los recursos hídricos benefician mucho, como medios de captación y distribución, tanto para el consumo de la comunidad, al igual que para el uso de agricultura y ganados.

Además, de tener un gran impacto con base en los objetivos de desarrollo sostenibles, como el de agua limpia y saneamiento; la producción y consumo responsables; y fin de la pobreza, en donde la existencia de una presa que controle el flujo permitirá generar una gran demanda de proyecto de generación de sistemas de procesamiento de agua y distribución de agua potable a las ciudades cercanas y comunidades.

CAPITULO 2

2. MARCO TEORICO

2.1 Presa de Gravedad de Hormigón:

Una presa de gravedad de hormigón se diseña para que su propio peso proporcione una resistencia mayor que las fuerzas ejercidas sobre ella. Si sus cimientos y diseño son los adecuados, llegan a ser muy duraderas y requieren un mantenimiento pequeño.

Las presas de gravedad están diseñadas de manera que cada parte de la presa sea estable e independiente de cualquier otra parte de la presa. Además, podemos suponer que estas presas no presentan el mismo riesgo de arrastre de material que las "presas de tierra". Por las razones comentadas en el párrafo anterior, la salida de las presas de hormigón puede ubicarse en el cuerpo de la presa y permitir que la entrada y la salida pasen a través del cuerpo de la presa. Esto no es concebible en presas hechas de materiales sueltos. *(Eduardo Martinez)*.

2.2 Resistencia de una Presa:

La durabilidad de la presa depende en gran medida de que el hormigón cumpla con los estándares de diseño en cuanto a tensión, resistencia, permeabilidad y otras propiedades requeridas. Pueden llegar a variar su resistencia con base en su edad, material usado y las proporciones en las mezclas.

El hormigón de una presa de gravedad está diseñado para soportar la presión. Sin embargo, el diseño consideró una relación de compresión de 10:1 para estimar el esfuerzo cortante y la tensión, que son parámetros importantes para considerar en el diseño de terraplenes, especialmente en superficies de deslizamientos de tierra. *(Eduardo Martinez)*.

2.3 Ventajas del Diseño de una Presa de Gravedad de Hormigón:

En presas de hormigón, la salida puede estar situada en el cuerpo de la presa. Esto no es concebible en presas hechas de materiales sueltos. Este tipo de presa permite mayores pendientes aguas arriba (que pueden ser incluso verticales) y aguas abajo. Por lo tanto, normalmente se requiere menos material y una huella más pequeña. Las presas a granel normalmente requieren diferentes tipos de materiales: uno que sea resistente al agua y otro que sea resistente a la corrosión. Sin embargo, en determinados materiales, un mismo material puede realizar ambas funciones. En comparación con otros materiales de construcción, el hormigón es un material que requiere poco o ningún mantenimiento. Cuando se construyen correctamente, las presas de gravedad de hormigón pueden tener una larga vida útil sin requerir un mantenimiento constante.

Tienden a tener un menor impacto ambiental debido a su capacidad para minimizar la infiltración de agua y el riesgo de fugas. Las presas de gravedad de hormigón son eficaces para controlar inundaciones, ya que pueden retener grandes cantidades de agua y liberarla de manera controlada cuando sea necesario, reduciendo así el riesgo de inundaciones aguas abajo.

2.4 Presión de Sedimentos o Aterramientos:

Un factor importante para considerar son los sedimentos transportados por el río, que a menudo se acumulan o se depositan en agua estancada cerca de la presa. Si se depositan sedimentos en las superficies aguas arriba, los sedimentos producirán una carga mayor que la presión hidrostática del agua por sí sola.

A las presas de gravedad a menudo se les agregan drenajes en el fondo para reducir la acumulación de sedimentos aguas arriba de la presa. La función de estos drenajes es mantener aliviaderos y canales libres de sedimentos reduciendo ligeramente la carga de sólidos en la presa. Para los cálculos de presión de sedimento y equivalente al de un fluido con $1,36 \text{ g/cm}^3$ (85 lb/ft^3) como componente Horizontal, y $1,92 \text{ g/cm}^3$ (120 lb/ft^3) de componente vertical (**P. NOVAK, 2001**).

Imagen 2. Desagüe de Fondo



Fuente: (Renovación de la infraestructura de mejora y la red de mejora en la base de la presa de Sau | Saulig, s.f.)

2.5 Consideraciones Sísmicas:

- **Consideraciones Básicas:** Una vez realizados los cálculos sísmicos adecuados para la estructura, se deben considerar las condiciones de carga y respuesta en los 3 niveles sísmicos.

OBE (Terremoto base de Operación): Las características de diseño deben diseñarse para funcionar a pesar de la vibración y el movimiento del suelo. Se espera que ocurran terremotos cada 25 años durante la existencia de la construcción.

DBE (Terremoto base de Diseño): La estructura debe poder resistir un terremoto y causar daños reparables, pero la estructura, los sistemas y los componentes de los cimientos de seguridad deben seguir siendo funcionales. Basado en un análisis económico de los costos estimados de reparación en comparación con los costos iniciales necesarios para evitar daños. Se espera que ocurran terremotos cada 200 años durante la existencia de la construcción.

MCE (Terremoto máximo Posible): El almacenamiento o descarga del yacimiento está diseñado para la operación MCE y debe operarse sin permitir liberaciones repentinas e incontroladas del yacimiento. Los terremotos causarán las vibraciones más fuertes del suelo en el sitio del proyecto.

Los análisis Pseudoestáticos, deben aplicarse las cargas del terremoto verticales y horizontales en la dirección en la que la estructura es menos estable (*Dominy, 1970*). Además, existen algunos casos especiales en los que se requiere un análisis dinámico más detallado:

Una falla activa justa debajo de la pequeña presa. Geometrías inusuales en presas pequeñas, como grandes aberturas de canales, pilotes de puentes, etc. Grandes estructuras aguas arriba de pequeñas presas, como esclusas, puentes, etc. Para presas de tamaño superior a aprox. A una altura de 15 m, donde la presa y sus cimientos pueden verse afectados por sismos provocados por embalses, es necesario calcular:

- DBRIE (Terremoto de proyecto producido en un embalse)
- ERIE (Terremoto extremo producido en un embalse)
- El criterio para los niveles de daños, reparaciones y factores de seguridad en presa y cimentación debe ser el mismo para el DBE Y DBRIE que los del MCE y el ER

CAPITULO 3

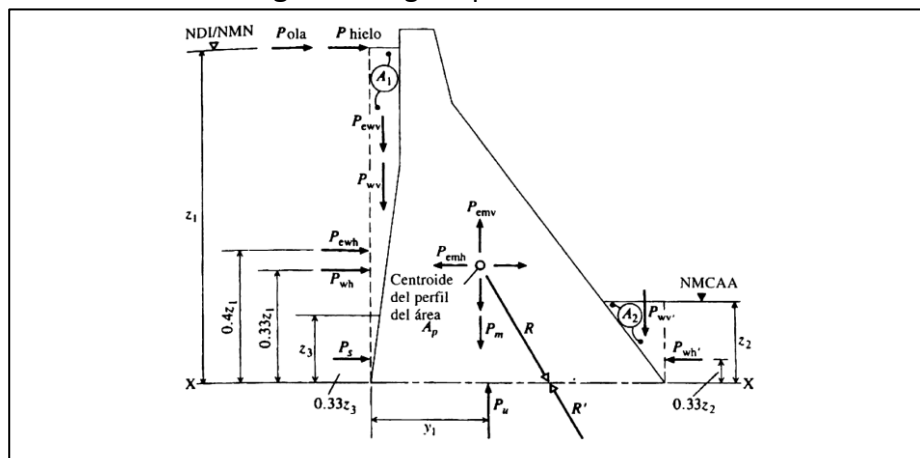
4.3 METODOLOGIA

3.1 Cargas Actuantes

El análisis de cargas se expresa en metros por longitud de terraplén, es decir, las cargas se determinan para una sección bidimensional en una unidad de ancho paralela al eje de la presa. **(P. NOVAK, 2001).**

3.2 Cargas Primarias

Imagen 3. Cargas Aplicadas en la Presa



Fuente: (P. NOVAK, 2001)

3.2.1 Cargas de Agua:

$$P_w = \gamma_w z_1 \text{ (kN m}^{-1}\text{)}$$

P_w = Presión Hidrostática externa

γ_w = Peso Especifico del agua (9.81 kN m⁻³)

z_1 = Profundidad máxima del nivel de agua

$$P_{wh} = \frac{\gamma_w z_1^2}{2} \text{ (kN m}^{-1}\text{)}$$

P_{wh} = Fuerza Horizontal

La Fuerza Horizontal actúa a una altura $z_1/3$ de la altura del agua

$$P_{wv} = \gamma_w(\text{area } A_1) \text{ (kN m}^{-1}\text{)}$$

P_{wv} = Fuerza Vertical

Las presiones correspondientes a los cauces aguas abajo por encima del plano, serán representados por:

$$P'_{wh} = \frac{\gamma_w z_2^2}{2} \text{ (kN m}^{-1}\text{)}$$

$$P'_{wv} = \gamma_w(\text{area } A_2) \text{ (kN m}^{-1}\text{)}$$

3.2.2 Cargas del Peso Propio:

El peso propio de la estructura se considera en relación con su resultante, P_m , que se considera que actúa a través del centro de masas del área transversal del tramo de presa, A_p , del perfil de la presa:

$$P_m = \gamma_c A_p \text{ (kN m}^{-1}\text{)}$$

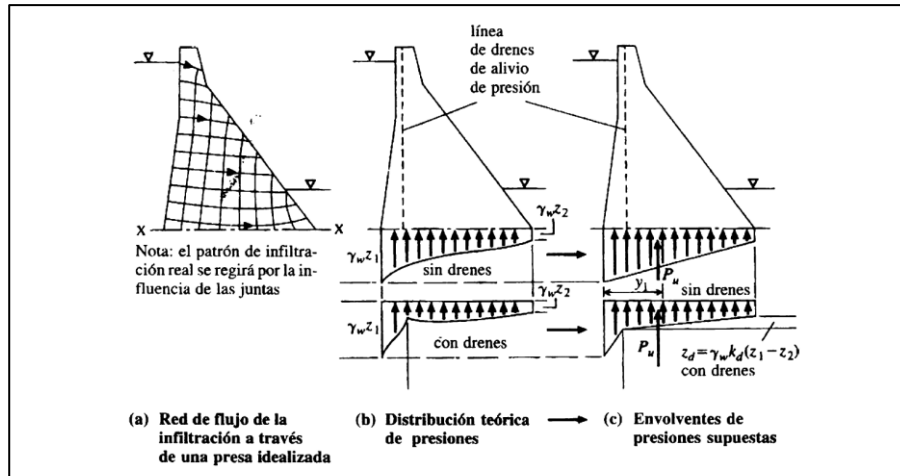
P_m = Peso Propio de la Estructura

γ_c = Peso Específico del concreto (23.5 kN m⁻³)

A_p = Área Transversal del perfil de la presa

3.2.3 Infiltración y carga de empuje:

Imagen 4. Empuje interno y envolvente de presiones



Fuente: (P. NOVAK, 2001)

La presión del agua u_w , surge de la presa de hormigón y sus cimientos y es el resultado de que el agua ingresa principalmente en discontinuidades como superficies de juntas, grietas y fisuras y entra en la estructura de poros de la presa. En una situación en el caso que no se usen drenes de alivio, como el caso del proyecto, el cual se optara por compuertas, entonces se optara por esta fórmula:

$$P_u = \eta A_h \gamma_w \frac{z_1 + z_2}{2} \text{ (kN m}^{-1}\text{)}$$

P_u = Carga de Empuje

η = Coeficiente de reducción del Área ($\eta = 1$)

A_h = Área Efectiva del plano horizontal ($A_h = T$)

$u_w \text{ media}$ = Presión media a través de un plano

Estudios basados en concreto de mala calidad que se encuentra comúnmente en estructuras de presas han demostrado que η es un parámetro complejo y variable que puede aproximarse; por lo tanto, es razonable controlar la presión de poro causada por factores locales bastante inciertos, es prudente especificar que $\eta = 1$)

P_u actúa sobre el centro de masa del mapa de distribución de presión a distancia y_1 del talón:

$$y_1 = \frac{T}{3} \frac{2z_2 + z_1}{z_2 + z_1} (m)$$

T = Espesor de la Sección ($A_h = T$)

La cabeza efectiva promedio en la línea de drenes, z_d , puede expresarse:

$$z_d = z_2 + k_d(z_1 - z_2) (m)$$

z_d = Cabeza Efectiva

k_d = Coeficiente Empírico

Comúnmente para el análisis de un sistema de drenaje eficiente se supone que $k_d = 0.33$

3.3 Cargas Secundaria

3.3.1 Cargas de Sedimentación:

La acumulación gradual de grandes cantidades de sedimentos finos (principalmente limo) que actúan contra los parámetros del terraplén crea una fuerza resultante horizontal. (**P. NOVAK, 2001**).

$$P_s = \frac{K_a \gamma'_s z_3^2}{2} \text{ (kN m}^{-1}\text{)}$$

P_s = Fuerza Resultante horizontal sedimentos

K_a = Coeficiente de Presión Lateral Activo

z_3 = Profundidad de los Sedimentos

γ'_s = Peso Específico Sumergido

$$\gamma'_s = \gamma_s - \gamma_w$$

γ_s = Peso Específico Saturado del Sedimento (18 – 20 kN m⁻²)

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi_s}{1 + \text{sen}\phi_s}$$

ϕ_s = Angulo de resistencia al corte del sedimento (30°)

3.4 Cargas Excepcionales

3.4.1 Cargas Sísmicas:

Frecuencia natural de presa de gravedad triangular.

$$f_n = 600 * \frac{T}{H^2} \text{ (Hz)}$$

H = Altura

T = Espesor de la Base

Una relación aproximada alternativa es:

$$f_n = \frac{E_{ef}^{1/2}}{0.012H} \text{ (Hz)}$$

E_{ef} = Modulo de Elasticidad efectivo (14 GN m⁻²)

3.4.2 Análisis Pseudoestático:

La intensidad del terremoto está representada por el coeficiente de aceleración horizontal (α_h) y coeficientes de aceleración vertical (α_v).

$$\alpha_h = 0.6 - 0.8$$

$$\alpha_h = (1.5 - 2.0)\alpha_v$$

3.4.3 Cargas de Inercia – masa de la presa:

Fuerza horizontal:

$$P_{emh} = \pm \alpha_h P_m$$

Fuerza Vertical:

$$P_{emv} = \pm \alpha_v P_m$$

3.4.4 Fuerzas Hidrodinámicas – Reacción del Agua:

$$P_{ewh} = C_e \alpha_h \gamma_w z_{max} \text{ (kN m}^{-2}\text{)}$$

P_{ewh} = Presión Hidrodinámica

C_e = Factor de Presión Adimensional

z_{max} = Profundidad máxima del agua

La Carga hidrodinámica resultante esta dad por:

$$P_{ewh} = 0.66 C_e \alpha_h z_1 \gamma_w (z_1 z_{max})^{1/2}$$

z_1 = Profundidad por debajo de la superficie

$$P_{ewv} = \pm \alpha_v P_{wv}$$

P_{ewv} = Carga Hidrodinámica vertical

P_{wv} = Carga vertical del agua

Imagen 5. Factor de presión sísmica C_e

<i>Razón $z/z_{m\acute{a}x}$</i>	<i>Factor de presión, C_e</i>	
	$\phi_u = 0^\circ$	$\phi_u = 15^\circ$
0.2	0.35	0.29
0.4	0.53	0.45
0.6	0.64	0.55
0.8	0.71	0.61
1.0 ✓	0.73	0.63

ϕ_u es el ángulo del talud aguas arriba con la vertical

Fuente: (P. NOVAK, 2001)

3.5 Resistencia al Deslizamiento

La estabilidad al deslizamiento es función de la condición de carga y de los desplazamientos traslacionales de la resistencia, que pueden ocurrir en cualquier plano (**P. NOVAK, 2001**). Convencionalmente, se expresa en función del factor de seguridad contra resbalones, F_S , calculado utilizando una de las tres definiciones siguientes:

- **Factor de Deslizamiento:**

$$F_{SS} = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$$

F_{SS} = Resistencia al Simple Deslizamiento sobre el plano considerado

ΣH = Sumatorio de la Fuerzas Horizontales

ΣV = Sumatorio de la Fuerzas Verticales

El valor correspondiente a F_{SS} no debe exceder a 0.75, para las combinaciones de cargas normales especificadas. Para combinaciones extremas pueden ser 0.9

- **Factor de Fricción al corte:**

$$F_{SF} = \frac{cA_h + \Sigma V \tan \phi}{\Sigma H}$$

F_{SF} = Factor de Fricción al corte

c = Cohesión

ϕ = Angulo de resistencia al corte interno

A_h = Área del plano de contacto ($A_h = T$)

Imagen 6. Factores de resistencia

<i>Localización del plano corte-deslizamiento</i>		<i>Cohesión c (MN m⁻²)</i>	<i>Fricción tan φ</i>
Masa de concreto:	Intacto	1.5-3.5	1.0-1.5
	Junta de construcción horizontal	0.8-2.5	1.0-1.5
Interfaz de concreto y roca		1.0-3.0	0.8-1.8
Masa de roca	Bueno	1.0-3.0	1.0-1.8
	Inferior	<1.0	<1.0

Fuente: (P. NOVAK, 2001)

Imagen 7. Descripción de factores por tipo de suelo

<i>Descripción de cimentación</i>	<i>Cohesión c (MN m⁻²)</i>	<i>Fricción tan φ</i>
<i>Condiciones</i>		
Generalmente de roca de buena calidad; para discontinuidades importantes en la masa; sin un grado de alteración o meteorización	>1.0	>1.0
Ejemplos (ver texto): gneis	1.3	1.7
granito	1.5	1.9
micaesquistoso	3.0	1.3
arenisca	1.0	1.7
<i>Condiciones inferiores</i>		
Ejemplos (ver texto): gneis inalterado	0.6	1.0
granito meteorizado	0.3	1.3
grauvaca	<0.1	0.6
caliza, con juntas abiertas	0.3	0.7
micaesquistoso	0.4	0.7
arenisca	0.1	0.6
<i>Aspectos críticos de la cimentación</i>		
Ejemplos: material en zona de falla o triturado	<0.2	<0.3
lentes de arcilla o rellenos arcillosos en junta.	<0.1	<0.2

Fuente: (P. NOVAK, 2001)

3.6 Esfuerzos Normales Verticales

$$\sigma_z = \frac{\Sigma V}{T} \left(1 \pm \frac{6e}{T} \right)$$

σ_z = Esfuerzo normal Vertical

ΣV = Fuerza Vertical Resultante

$$y' = \frac{T}{2}$$

y' = Distancia a partir del eje neutro del plano al punto donde se determina σ_z

Para casos donde el embalse este lleno, se analizará la fórmula de esfuerzos normales, por:

- **Parámetros Agua arriba**

$$\sigma_{zu} = \frac{\Sigma V}{T} \left(1 - \frac{6e}{T} \right)$$

- **Parámetros Agua abajo**

$$\sigma_{zd} = \frac{\Sigma V}{T} \left(1 + \frac{6e}{T} \right)$$

Además, los datos para corresponder a la excentricidad de la carga resultante, que, en condiciones de depósito lleno, debe cruzar el plano horizontal debajo de su centro de masa, donde ΣV excluye el empuje:

$$e = \frac{\Sigma M^*}{\Sigma V}$$

ΣM^* = Sumatoria de los momentos, con respecto al centroide del plano

Para corroborar el valor de e , se debe cumplir que $e > \frac{T}{6}$.

3.7 Esfuerzos Cortantes Horizontales

Los Esfuerzos horizontales (τ_{zy}) y (τ_{yz}), son numéricamente iguales y complementarias y surgen en cualquier punto debido a cambios en la tensión normal vertical en el plano.

- **Parámetros Agua arriba**

$$\tau_u = (p_w - \sigma_{zu}) \tan \phi_u$$

- **Parámetros Agua abajo**

$$\tau_d = \sigma_{zd} \tan \phi_d$$

Si los ángulos entre el apoyo y la vertical son ϕ_u , para aguas arriba y ϕ_d , para aguas abajo. Además, la presión hidrostática externa p_w , actúa sobre los parámetros aguas arriba.

3.8 Esfuerzos Normales Horizontales

- **Parámetros Agua arriba**

$$\sigma_{yu} = p_w + (\sigma_{zu} - p_w)\tan^2\phi_u$$

- **Parámetros Agua abajo**

$$\sigma_{yu} = \sigma_{zd}\tan^2\phi_d$$

3.9 Esfuerzos Principales

Para poder determinar los esfuerzos principales, debemos conocer σ_z y σ_y , creando un diagrama de Mohr que represente las condiciones de tensión en un momento dado. **(P.NOVAK, 2001)**

- **Esfuerzo Principal Mayor**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} + \tau_{max}$$

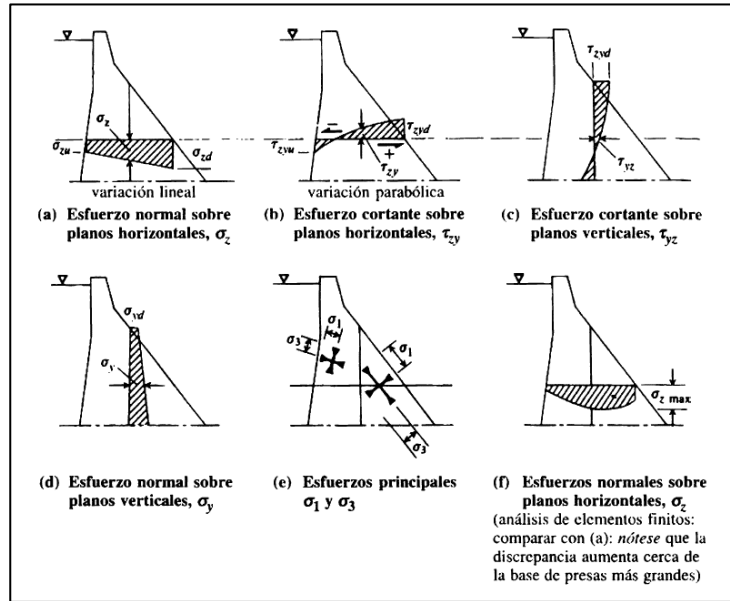
- **Esfuerzo Principal Menor**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} - \tau_{max}$$

En donde:

$$\tau_{max} = \left(\left(\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau^2 \right)^{1/2}$$

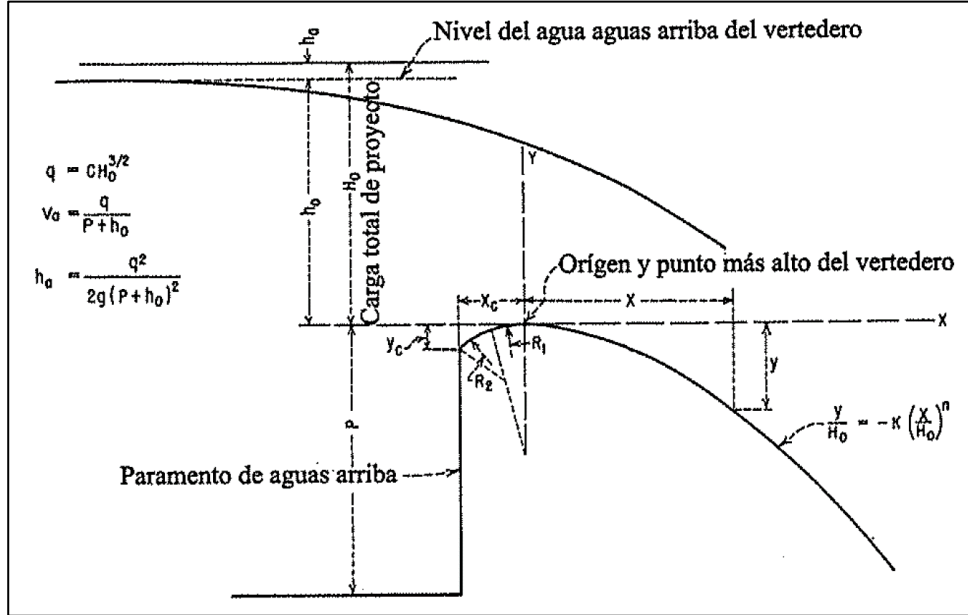
Imagen 8. Empuje interno y envolvente de presiones



Fuente: (P. NOVAK, 2001)

3.10 Hidráulica de las Estructuras de Control

Imagen 9. Elementos de Perfil de un Vertedero Estricto



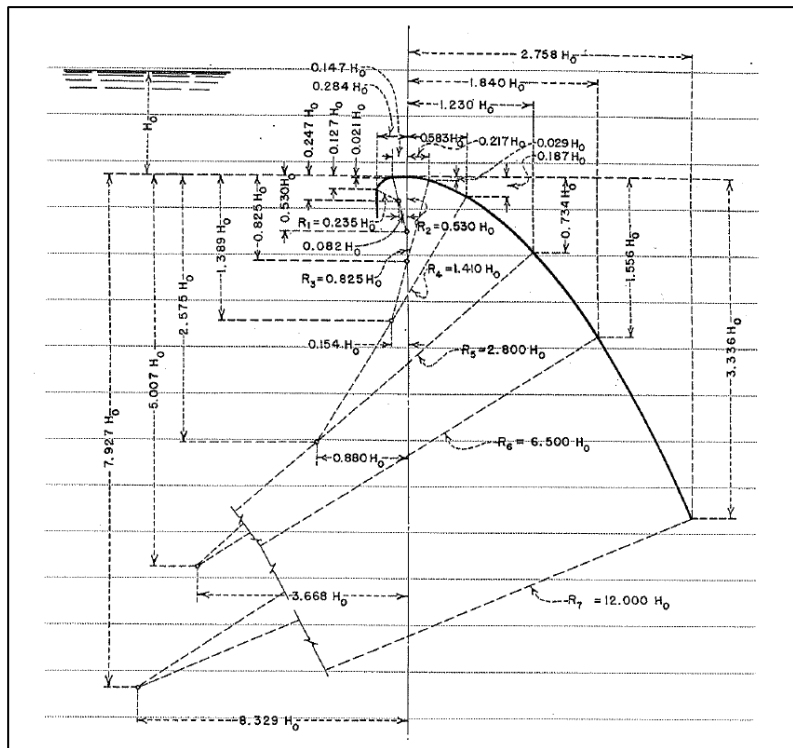
Fuente: (P. NOVAK, 2001)

$$q = CH_0^{3/2}$$

$$V_0 = \frac{q}{P + h_0}$$

$$h_0 = \frac{q^2}{2g(P + h_0)^2}$$

Imagen 10. Diseño del Perfil de un Vertedero



CAPITULO 4

4.4 ANALISIS DE LA INFORMACION OBTENIDA

4.1 Información Hidrológica

Dependiendo de los conocimientos a implementar, los aspectos hidrológicos requeridos para el diseño de presas pueden ser limitados o limitados. También, pueden verse afectado con respecto a la información que se puede recopilar sobre precipitaciones, caudales, etc. Toda esta información es de relevancia, siendo fundamental para el desarrollo de las formulaciones o metodologías, que permiten tener en cuenta el cauce del río y cómo afectaría al diseño.

Contemplando datos como precipitación y caudales, podemos realizar una proyección, con base en recopilación de datos de diferentes años, con una aproximación de 26 años anteriores, tomando las estaciones meteorológicas más cercanas a la ubicación del diseño de la presa hidráulica.

En este diseño se recopiló datos de la estación del Ingenio San Carlo (Batey), siendo la más próxima a la ubicación del área de estudio. Aun obteniendo estos datos de precipitaciones anuales, podemos denotar en la tabla, la falta de datos en la mayoría de los meses de cada año. Por lo que no se podría utilizar las precipitaciones como datos únicos para la obtención de los caudales. Por lo cual se realizó la recopilación de datos de caudales anuales, y al igual que las precipitaciones, presentan datos faltantes en algunos meses. Todos estos datos son obtenidos del INAMHI (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología).

TABLA 1. Recopilación de Datos de precipitaciones anuales

ESTACION INGENIO SAN CARLOS (BATEY) - M0218													
PRECIPITACION ANUALES (mm)													
AÑO		MESES											
		ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
1987	Precipitacion	740.2	745.1	770	339	95.2	3.9	1.9	15.8	0	0	0	0
1989	Precipitacion	520.3	471.1	305	234	36	3.5	0	0	0	1.1	1.1	1.6
1990	Precipitacion	13.7	40.4	33.9	39.8	55.1	57.5	38.1	26.8	26.6	109.3	22.4	25
1991	Precipitacion	154.1	650.9	348.8	107	120.5	0	0	0.8	1.1	0	1.8	53.4
1992	Precipitacion	252.7	350.4	543.5	489	405.3	36	8.5	2.7	0	0	12.6	11.7
1993	Precipitacion	298.1	576.5	0	0	0	0	0	0	0.7	0	4	198
1994	Precipitacion	332.3	475.7	239.4	316.4	166.3	2	1.5	0	0	12.5	0	0
1995	Precipitacion	320	185.2	102.3	118.5	47.2	0	7	4.4	2.3	7.1	8	25.1
1996	Precipitacion	178.5	472.8	386.5	79.6	5	1.6	2.3	6	0.7	2.3	1	30.9
1997	Precipitacion	234.6	602.3	588.5	437.3	501.9	200	170.1	85.6	179.5	131.8	625.5	1049.7
1998	Precipitacion	762.7	1085.4	662.8	1123.2	603	275.7	79.8	1.1	1.3	2.5	0.7	148.6
1999	Precipitacion	170.2	572.2	716.2	246.5	209.4	0	0.5	0.5	10.5	8.2	0	0
2000	Precipitacion	229.6	0	0	0	217.2	11.8	0.9	0.1	9.5	0.8	1	7.4
2001	Precipitacion	465.3	362.5	745.6	535.4	18.6	0.9	0.7	0	0	1.1	0	0
2002	Precipitacion	57.1	590.2	594	278.8	6.5	5.8	0	0	0	5.3	0	55.9
2003	Precipitacion	115.2	337	173.1	90.7	51.9	0.8	0.4	0	0	1.3	0	28.2
2004	Precipitacion	101.7	275.4	332.7	145.6	66	2.3	1	0	5.9	1.5	0.4	20.6
2005	Precipitacion	131	201.5	263.8	120	25	0	0	0.1	0	0	1.1	44
2006	Precipitacion	316.9	573.8	339	20	56	2.1	0	1.4	0	0.1	2.7	23.2
2007	Precipitacion	215.7	113.6	483.2	183.5	40.5	4.1	0	0	0	2.3	1.5	12.1
2008	Precipitacion	658.8	663.1	695.5	487.1	77.4	3.3	11.7	6.9	0	0	0	0
2009	Precipitacion	435.8	416.8	175.1	119.5	103	8.5	0	0	0	0	0	8.8
2010	Precipitacion	241.2	378.6	362.9	516.1	102.2	4.6	0	0	0	0	0	0
2011	Precipitacion	204.3	248.7	15.8	468.5	5.4	11.9	43.9	0	0	0	0	25.4
2012	Precipitacion	363.6	691.5	738.4	490.4	337.6	30.4	0	0	0	0	0	16.6
2013	Precipitacion	340	312.5	539.4	165.1	14.3	0	0	0.7	0.5	4.2	10.1	3.5

Elaboración Propia

Son fundamentales la obtención del caudal máximo es necesario para el diseño, ya que mediante estos factores podemos calcular la crecida máxima que tendría el río, tomando en cuenta esta información podemos determinar la altura óptima de la presa.

4.1.1 Caudales Máximos Para Periodos De Retorno – Método De Gumbel

Teniendo datos tanto de precipitaciones y caudales anuales, y considerando la falta de datos en los mismos, debemos completar mediante ecuaciones polinómicas los datos faltantes. El período de retorno se refiere al tiempo promedio esperado entre la ocurrencia de un evento extremo y su repetición. En otras palabras, es la estimación de cuántos años, en promedio, se espera que transcurran antes de que un evento similar o más extremo vuelva a ocurrir en una ubicación específica. Se expresa comúnmente en años, pero también puede expresarse en meses, décadas o cualquier otra unidad de tiempo. La finalidad de aplicar este método es determinar el caudal máximo probable para futuros años, además que determinar a qué caudales estará expuesta la estructura durante los años de vida útil. Para determinar esto existen ciertos pasos que se deben realizar

PASO 1:

Con los datos recopilados debemos revisar entre las precipitaciones y caudales, cuál es el año que tiene más datos en un 1 año, esto nos permitirá realizar una curva polinómica basándonos en esos datos determinados.

Para este caso se optó por adquirir los datos del año 1998 del INAMHI, mediante estos valores se procede a realizar una función polinómica, la cual nos permite obtener una ecuación cuadrática en función de las precipitaciones.

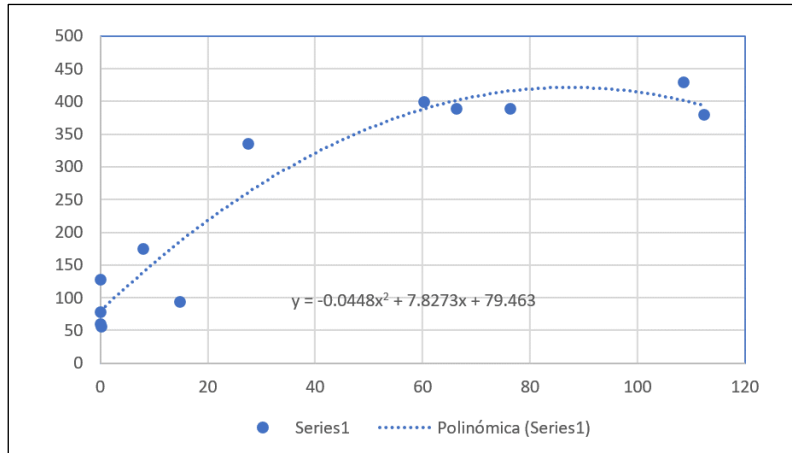
TABLA 2. Datos entre precipitaciones y caudales

ESTACION INGENIO SAN CARLOS (BATEY) - M0218														
AÑO		MESES												CAUDAL MAXIMO
		ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	
1987	Precipitacion(m)	74.02	74.51	77	33.9	9.52	0.39	0.19	1.58	0	0	0	0	
	Caudal													
1989	Precipitacion(m)	52.03	47.11	30.5	23.4	3.6	0.35	0	0	0	0.11	0.11	0.16	
	Caudal													
1990	Precipitacion(m)	1.37	4.04	3.39	3.98	5.51	5.75	3.81	2.68	2.66	10.93	2.24	2.5	
	Caudal													
1991	Precipitacion(m)	15.41	65.09	34.88	10.7	12.05	0	0	0.08	0.11	0	0.18	5.34	
	Caudal													
1992	Precipitacion(m)	25.27	35.04	54.35	48.9	40.53	3.6	0.85	0.27	0	0	1.26	1.17	
	Caudal													
1993	Precipitacion(m)	29.81	57.65	0	0	0	0	0	0	0.07	0	0.4	19.8	
	Caudal													
1994	Precipitacion(m)	33.23	47.57	23.94	31.64	16.63	0.2	0.15	0	0	1.25	0	0	
	Caudal													
1995	Precipitacion(m)	32	18.52	10.23	11.85	4.72	0	0.7	0.44	0.23	0.71	0.8	2.51	
	Caudal													
1996	Precipitacion(m)	17.85	47.28	38.65	7.96	0.5	0.16	0.23	0.6	0.07	0.23	0.1	3.09	
	Caudal													
1997	Precipitacion(m)	23.46	60.23	58.85	43.73	50.19	20	17.01	8.56	17.95	13.18	62.55	104.97	
	Caudal													
1998	Precipitacion(m)	76.27	108.54	66.28	112.32	60.3	27.57	7.98	0.11	0.13	0.25	0.07	14.86	
	Caudal	389	429	389	379	399	335	175	128	78	56	59	94	429.00
1999	Precipitacion(m)	17.02	57.22	71.62	24.65	20.94	0	0.05	0.05	1.05	0.82	0	0	
	Caudal													
2000	Precipitacion(m)	22.96	0	0	0	21.72	1.18	0.09	0.01	0.95	0.08	0.1	0.74	
	Caudal													
2001	Precipitacion(m)	46.53	36.25	74.56	53.54	1.86	0.09	0.07	0	0	0.11	0	0	
	Caudal													
2002	Precipitacion(m)	5.71	59.02	59.4	27.88	0.65	0.58	0	0	0	0.53	0	5.59	
	Caudal													
2003	Precipitacion(m)	11.52	33.7	17.31	9.07	5.19	0.08	0.04	0	0	0.13	0	2.82	
	Caudal													
2004	Precipitacion(m)	10.17	27.54	33.27	14.56	6.6	0.23	0.1	0	0.59	0.15	0.04	2.06	
	Caudal													
2005	Precipitacion(m)	13.1	20.15	26.38	12	2.5	0	0	0.01	0	0	0.11	4.4	
	Caudal													
2006	Precipitacion(m)	31.69	57.38	33.9	2	5.6	0.21	0	0.14	0	0.01	0.27	2.32	
	Caudal													
2007	Precipitacion(m)	21.57	11.36	48.32	18.35	4.05	0.41	0	0	0	0.23	0.15	1.21	
	Caudal													
2008	Precipitacion(m)	65.88	66.31	69.55	48.71	7.74	0.33	1.17	0.69	0	0	0	0	
	Caudal													
2009	Precipitacion(m)	43.58	41.68	17.51	11.95	10.3	0.85	0	0	0	0	0	0.88	
	Caudal													
2010	Precipitacion(m)	24.12	37.86	36.29	51.61	10.22	0.46	0	0	0	0	0	0	
	Caudal													
2011	Precipitacion(m)	20.43	24.87	1.58	46.85	0.54	1.19	4.39	0	0	0	0	2.54	
	Caudal													
2012	Precipitacion(m)	36.36	69.15	73.84	49.04	33.76	3.04	0	0	0	0	0	1.66	
	Caudal													
2013	Precipitacion(m)	34	31.25	53.94	16.51	1.43	0	0	0.07	0.05	0.42	1.01	0.35	
	Caudal													

Elaboración Propia

En esta situación, se decidió obtener los datos correspondientes al año 1998 del INAMHI. Con estos datos, se construye una función polinómica que nos proporciona una ecuación cuadrática para modelar las precipitaciones.

TABLA 3. Curva Logarítmica de Precipitación y caudales



Elaboración Propia

PASO 2:

TABLA 4. Caudales Anuales

ESTACION INGENIO SAN CARLOS (BATEY) - M0218													CAUDAL MÁXIMO
AÑO	MESES												
	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DECIEMBRE	
1987	Precipitación(m)	74.02	74.51	77	33.9	9.52	0.39	0.19	1.58	0	0	0	
	Caudal	413.38232	413.957167	416.5459	293.323862	149.918654	82.5088329	80.9485697	91.7182953	79.463	79.463	79.463	416.55
1988	Precipitación(m)	52.03	47.11	30.5	23.4	3.6	0.35	0	0	0.11	0.11	0.16	
	Caudal	365.438403	348.780129	276.52045	238.091132	107.060672	82.197067	79.463	79.463	79.463	80.3234609	80.3234609	80.7142211
1990	Precipitación(m)	1.37	4.04	3.39	3.98	5.51	5.75	3.81	2.68	2.66	10.93	2.24	2.5
	Caudal	90.1023159	110.354084	105.482701	109.906004	121.231291	122.988775	108.634692	100.118392	99.9666311	156.663361	96.7713635	98.75125
1991	Precipitación(m)	15.41	65.09	34.88	10.7	12.05	0	0	0.08	0.11	0	0.18	5.34
	Caudal	189.443112	399.137434	297.974899	158.485958	167.276893	79.463	79.463	80.0889973	80.3234609	79.463	80.8704625	119.983283
1992	Precipitación(m)	25.27	35.04	54.35	48.9	40.53	3.6	0.85	0.27	0	1.26	1.17	
	Caudal	248.650805	298.72608	372.541027	335.091762	323.111365	107.060672	86.038337	81.5731051	79.463	79.463	89.2542735	88.5596143
1993	Precipitación(m)	29.81	57.65	0	0	0	0	0	0	0.07	0	0.4	19.8
	Caudal	272.893916	381.813037	79.463	79.463	79.463	79.463	79.463	80.0106915	79.463	82.586752	216.880148	381.81
1994	Precipitación(m)	33.23	47.57	23.94	31.64	16.63	0.2	0.15	0	0	1.25	0	
	Caudal	290.094545	350.429521	241.172625	282.269958	197.24125	81.026668	80.636087	79.463	79.463	89.177125	79.463	79.463
1995	Precipitación(m)	32	18.52	10.23	11.85	4.72	0	0.7	0.44	0.23	0.71	0.8	2.51
	Caudal	284.0614	209.058626	154.847829	165.925577	115.409784	79.463	84.920158	82.8983387	81.2609091	84.9977993	85.696168	98.8272785
1996	Precipitación(m)	17.85	47.28	38.65	7.96	0.5	0.16	0.23	0.6	0.07	0.23	0.1	3.09
	Caudal	204.906017	349.391896	315.064897	138.929708	83.86545	80.7142211	81.2609091	84.143252	80.0106915	81.2609091	80.245282	103.221602
1997	Precipitación(m)	23.46	60.23	58.85	43.73	50.19	20	17.01	8.56	17.95	13.18	62.55	104.97
	Caudal	238.44881	388.382429	384.942757	336.079211	359.46237	218.089	199.642937	143.182031	205.538363	174.844498	393.7800503	407.456881
1998	Precipitación(m)	76.27	108.54	66.28	11.232	60.3	27.57	7.98	0.11	0.13	0.25	0.07	14.86
	Caudal	389	429	389	379	395	335	175	128	78	56	59	94
1999	Precipitación(m)	17.02	57.22	71.62	24.65	20.94	0	0.05	0.05	1.05	0.82	0	0
	Caudal	199.705964	380.660154	410.256013	245.184457	223.722597	79.463	79.854253	79.854253	87.632273	85.8512625	79.463	79.463
2000	Precipitación(m)	22.96	0	0	0	21.72	1.18	0.09	0.01	0.95	0.08	0.1	0.74
	Caudal	235.560968	79.463	79.463	79.463	228.33718	88.6368345	80.1670941	79.5412685	86.858503	80.0888973	80.245282	85.2306695
2001	Precipitación(m)	46.53	36.25	74.56	53.54	1.86	0.09	0.07	0	0	0.11	0	0
	Caudal	346.673437	304.332625	414.014615	370.116026	93.8667879	80.1670941	80.0106915	79.463	79.463	80.3234609	79.463	79.463
2002	Precipitación(m)	5.71	59.02	59.4	27.88	0.65	0.58	0	0	0	0.53	0	5.59
	Caudal	122.696219	385.2757	386.334092	262.865335	84.531817	83.977633	79.463	79.463	79.463	83.9988847	79.463	121.817692
2003	Precipitación(m)	11.52	33.7	17.31	9.07	5.19	0.08	0.04	0	0	0.13	0	2.82
	Caudal	163.68007	292.364098	201.529866	146.771143	118.87995	80.0888973	79.7762023	79.463	79.463	80.4797919	79.463	101.179718
2004	Precipitación(m)	10.17	27.54	33.27	14.56	6.6	0.23	0.1	0	0.59	0.15	0.04	2.06
	Caudal	154.433026	261.04821	290.288469	183.931175	129.171692	81.2609091	80.245282	79.463	84.055121	80.636087	79.7762023	95.3971247
2005	Precipitación(m)	13.1	20.15	26.38	12	2.5	0	0	0.01	0	0.11	0	4.4
	Caudal	174.312502	218.893287	254.770657	166.9394	98.75125	79.463	79.463	79.5412685	79.463	79.463	80.3234609	113.035792
2006	Precipitación(m)	31.69	57.38	33.9	2	5.6	0.21	0	0.14	0.01	0.27	2.32	
	Caudal	282.519464	381.091069	293.323862	94.9384	121.890952	81.1047573	79.463	80.5579439	79.463	79.5412685	81.5731051	97.3812045
2007	Precipitación(m)	21.57	11.36	48.32	18.35	4.05	0.41	0	0	0	0.23	0.15	1.21
	Caudal	227.453993	162.599706	353.078092	208.008787	110.428733	82.6646211	79.463	79.463	81.2609091	80.636087	88.8684413	353.08
2008	Precipitación(m)	65.88	66.31	69.55	48.71	7.74	0.33	0	0.69	0	0	0	0.69
	Caudal	400.685711	401.504942	407.148043	354.483431	137.362442	82.0411303	88.5596143	84.8425077	79.463	79.463	79.463	407.148
2009	Precipitación(m)	43.58	41.68	17.51	11.95	10.3	0	0	0	0	0	0	0.88
	Caudal	335.491839	327.8773	202.783339	166.601683	155.331358	86.083837	79.463	79.463	79.463	79.463	79.463	86.3163309
2010	Precipitación(m)	24.12	37.86	36.29	51.61	10.22	0.46	0	0	0	0	0	0
	Caudal	242.193983	311.589172	304.515725	364.101027	154.778718	83.0540783	79.463	79.463	79.463	79.463	79.463	79.463
2011	Precipitación(m)	20.43	24.87	1.58	46.85	0.54	1.19	4.39	0	0	0	0	2.54
	Caudal	220.673895	246.418394	91.7182953	347.839477	83.6766783	88.7140457	112.961457	79.463	79.463	79.463	79.463	99.0553103
2012	Precipitación(m)	36.36	69.15	73.84	49.04	33.76	3.04	0	0	0	0	0	1.66
	Caudal	304.835806	406.499627	413.165749	355.973304	292.652404	102.843968	79.463	79.463	79.463	79.463	79.463	92.3328671
2013	Precipitación(m)	34	31.25	53.94	16.51	1.43	0	0	0.07	0.05	0.42	1.01	0.35
	Caudal	293.8024	280.318125	371.320905	196.480135	90.5644275	79.463	79.463	80.0106915	79.854253	82.7425635	87.3228725	82.1970657

Elaboración Propia

Una vez establecido la Ecuación Cuadrática, necesaria para completar los caudales de cada uno procedemos a utilizar esta misma ecuación, para completar datos faltantes de los caudales anuales.

PASO 3:

Posterior procedemos a obtener los caudales máximos en cada año, de esta manera podemos comprender las crecidas máximas de los ríos en cada año.

TABLA 5. Caudales Anuales Máximos

N°	AÑO	CADUAL MAXIMO	
1	1987	416.55	m3/seg
2	1989	365.44	m3/seg
3	1990	159.66	m3/seg
4	1991	399.14	m3/seg
5	1992	372.54	m3/seg
6	1993	381.81	m3/seg
7	1994	350.43	m3/seg
8	1995	284.06	m3/seg
9	1996	349.39	m3/seg
10	1997	407.46	m3/seg
11	1998	429.00	m3/seg
12	1999	410.26	m3/seg
13	2000	235.56	m3/seg
14	2001	414.01	m3/seg
15	2002	386.33	m3/seg
16	2003	292.36	m3/seg
17	2004	290.29	m3/seg
18	2005	254.77	m3/seg
19	2006	381.09	m3/seg
20	2007	353.08	m3/seg
21	2008	407.15	m3/seg
22	2009	335.49	m3/seg
23	2010	364.10	m3/seg
24	2011	347.84	m3/seg
25	2012	413.17	m3/seg
26	2013	371.32	m3/seg

Elaboración Propia

PASO 4:

Procedemos a utilizar el método del Método de Gumbel, el cual nos permitirá realizar una proyección de los caudales en unos 5, 10, 25, 50 o 100 años, el desarrollo:

$$x = \text{Promedio (Caudales Maximos)}$$

$$S = \text{Desviacion Estandar (Caudales Maximos)}$$

$$U = (x - 0.450047 * S)$$

$$d = \frac{1}{0.779696 * S}$$

$$Q_{max} = \mu - \frac{(\text{Ln}(-\text{Ln}(F(x))))}{d}$$

TABLA 6. Distribución del Método de Gumbel

DISTRIBUCION METODO DE GUMBEL			
		F(X)=1-1/T	
X	352.78	5	0.8
S	65.0293358	10	0.9
U	323.515	25	0.96
d	0.01972265	50	0.98
CAUDALES MAXIMOS			
5	399.57		
10	437.62		
25	485.69		
50	521.35		

Elaboración Propia

4.2 Información Del Suelo

4.2.1 Recolección Del Suelo De Muestreo

Para los respectivos estudios de suelo, se optó por la recolección del respectivo suelo, el cual va a ser expuesto a diferentes estudios de suelos, que nos permitirán determinar su composición y clasificación. Se recopilaron 2 muestras, cercanas a la ubicación del diseño de la presa.

Imagen 11. Recolección de calicata #1 y calicata #2



Elaboración Propia

Se realizó el primer muestreo de suelo cercano a la ubicación del puente actualmente ubicado, en este punto se realizó la toma de una profundidad de 1,4 m, se pudo apreciar al momento de recopilar la muestra gran presencia de arcilla y arena, al igual que una presencia considerable de grava.

El segundo muestreo se realizó a una distancia aproximada de 5 m con respecto a la ubicación del primer muestreo, para este segundo punto se realizó a una profundidad de 2.1 m, al igual que el primero se presencié material considerable de arcilla, arena y grava.

Cabe indicar que la toma se pudo realizar de mejor manera debido a que era una canal, y permitía bajar por los bordes del canal y facilitaban realizar la toma a mayor profundidad.

4.2.2 Secado De Las Muestras

Entonces con la recopilación de las muestras de suelo, se procede llevar a los laboratorios de la universidad, las cuales permitirán realizar los respectivos ensayos. Para la realización de los ensayos, se debe primero secar la muestra, esto debido a que, por las presencias de lluvias en la zona, el suelo se encontraba húmedo, entonces procede a colocar la primera muestra de suelo en el piso, en donde se procederá a mezclarla gradualmente, la cual se dividirá en 4 partes proporcionales, en la que se escoge 2 partes de las 4 divididas. Este mismo proceso se realiza para la segunda calicata.

Imagen 12. División en 4 parte de la calicata #1y calicata #2



Elaboración Propia

Entonces una vez escogida las muestras que se procederán a enviar al horno, para el respectivo secado. Entonces teniendo las 2 muestras se procede a enviar al horno por un tiempo aproximado de 24 horas, a una temperatura de 110 °C.

Imagen 13. Muestra de suelo húmeda pesada y llevada al horno



Elaboración Propia

4.2.3 Ensayo De Granulometría

Entonces una vez pasada las 24 horas en el horno, se procede a sacar la muestra y enfriarla, mientras se preparan los tamices desde 1' (1 pulg) hasta el tamiz n°200, todo esto considerando los procedimientos indicados mediante la normativa ASTM D422.

Una vez ordenado los tamices se procede a vaciar el muestreo en los tamices y se los lleva al agitador, con un tiempo de 15 min, esto se realizó dos veces debido a que a la cantidad de tamices es mayor a los soportados por el agitador.

Imagen 14. Tamices en maquina agitadora de muestra



Elaboración Propia

Una vez realizado mediante el agitador la separación por medidas del suelo de muestreo, en conjunto con la balanza se procede a pesar la cantidad de material recopilado por cada tamiz. Este proceso se realizará por separado para las dos calicatas realizadas.

Imagen 15. Separación de suelo por tamiz y pesado



Elaboración Propia

Entonces teniendo los pesos respectivos, se procede mediante el Excel a realizar una tabla granulométrica la cual notaremos las medidas, el peso, % retenido parcial, % retenido acumulado y % pasante acumulado.

TABLA 7. Tabla Granulométrica calicata #1

Malla	Malla mm	Masa (g)	%ret parcial	%ret acumulado	%pasante acumulado
1"	25.4	0	0.00%	0.00%	100.00%
3/4"	19	105.9	3.18%	3.18%	96.82%
1/2"	12.7	149	4.47%	7.64%	92.36%
3/8"	9.5	89.9	2.70%	10.34%	89.66%
N° 4	4.75	398.8	11.96%	22.30%	77.70%
N° 8	2.36	590.7	17.71%	40.01%	59.99%
N° 10	2	177.5	5.32%	45.33%	54.67%
N° 12	1.7	103.8	3.11%	48.44%	51.56%
N° 20	0.85	456	13.67%	62.11%	37.89%
N° 30	0.6	188.3	5.65%	67.76%	32.24%
N° 40	0.425	159	4.77%	72.53%	27.47%
N° 50	0.3	132.7	3.98%	76.51%	23.49%
N° 80	0.18	215.3	6.46%	82.96%	17.04%
N° 100	0.15	71	2.13%	85.09%	14.91%
N° 200	0.075	274.5	8.23%	93.32%	6.68%
Bandeja	0	222.8	6.68%	100.00%	0.00%
TOTAL		3335.2			

Elaboración Propia

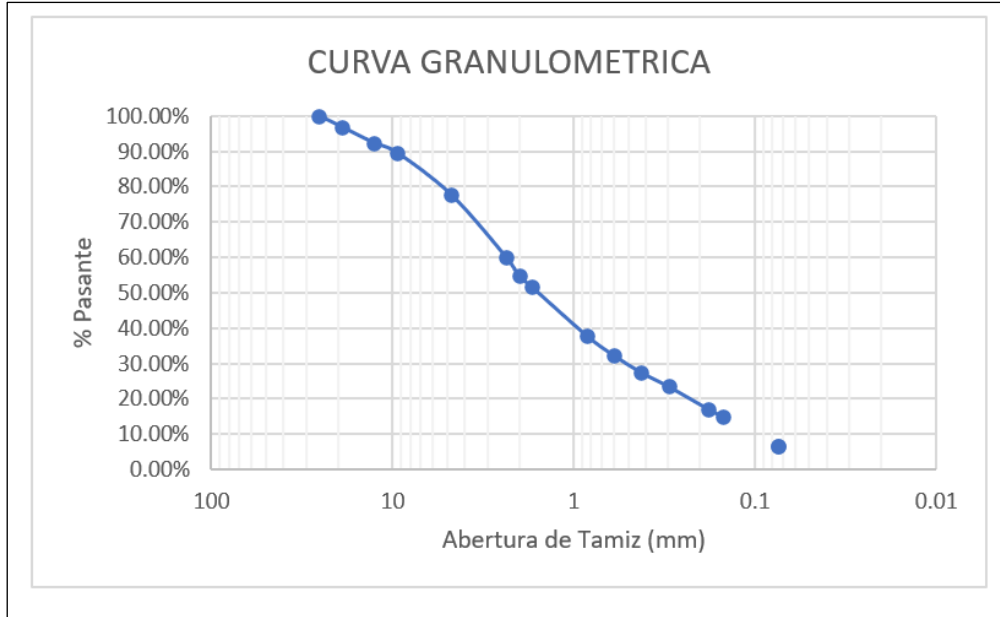
TABLA 8. Tabla Granulométrica calicata #2

Malla	Malla mm	Masa (g)	%ret parcial	%ret acumulado	%pasante acumulado
1"	25.4	73.8	3.62%	3.62%	96.38%
3/4"	19	91.6	4.49%	8.11%	91.89%
1/2"	12.7	153.9	7.54%	15.65%	84.35%
3/8"	9.5	82.7	4.05%	19.71%	80.29%
N° 4	4.75	271	13.28%	32.99%	67.01%
N° 8	2.36	308.4	15.12%	48.11%	51.89%
N° 10	2	89.3	4.38%	52.49%	47.51%
N° 12	1.7	57.4	2.81%	55.30%	44.70%
N° 20	0.85	246.1	12.06%	67.37%	32.63%
N° 30	0.6	91.3	4.48%	71.84%	28.16%
N° 40	0.425	75.7	3.71%	75.55%	24.45%
N° 50	0.3	70.2	3.44%	78.99%	21.01%
N° 80	0.18	95.9	4.70%	83.70%	16.30%
N° 100	0.15	55	2.70%	86.39%	13.61%
N° 200	0.075	142.6	6.99%	93.38%	6.62%
Bandeja	0	135	6.62%	100.00%	0.00%
TOTAL		2039.9			

Elaboración Propia

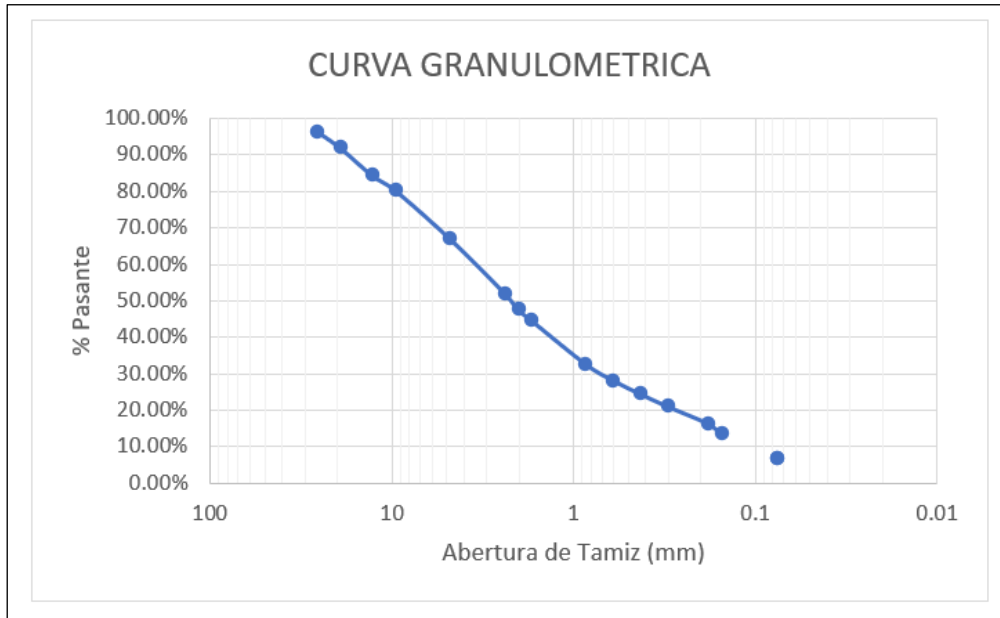
Posterior a la tabla realizada, se realiza la Curva Granulométrica:

TABLA 9. Curva Granulométrica calicata #1



Elaboración Propia

TABLA 10. Curva Granulométrica calicata #2



Elaboración Propia

Luego, utilizando la tabla de tamaño de partícula, se procede a calcular el factor de suavidad y curvatura, para lo cual también necesitamos calcular los diámetros efectivos D10, D30 y D60:

TABLA 11. Cu y Cc calicata #1

D10	0.113	D30	0.521	D60	2.362
D1	0.15	D1	0.6	D1	4.75
D2	0.075	D2	0.425	D2	2.36
1_%	14.91	1_%	32.24	1_%	77.7
2_%	6.68	2_%	27.47	2_%	59.99
<hr/>					
Cu	20.9564915				
Cc	1.02116014				

Elaboración Propia

TABLA 12. Cu y Cc calicata #2

D10	0.118	D30	0.707	D60	3.717
D1	0.15	D1	0.85	D1	4.75
D2	0.075	D2	0.6	D2	2.36
1_%	13.61	1_%	32.63	1_%	67.01
2_%	6.62	2_%	28.16	2_%	51.89
<hr/>					
Cu	31.5221149				
Cc	1.14157505				

Elaboración Propia

4.2.4 Ensayo De Limite Liquido y Plástico

Para este ensayo se procede a ocupar el suelo que pasa el tamiz N° 40, este proceso se realiza para las 2 calicatas obtenidas, aplicando los procedimientos dispuestos por la ASTM D 4318-05, (*ASTM International, 2015*):

Para realizar este ensayo debemos tomar una muestra de un peso equivalente a 100 gr, del suelo que pasa por el tamiz N° 40.

Imagen 16. Peso de muestra



Elaboración Propia

Con este suelo procedemos a humedecerlo progresivamente, realizando una masa, la cual no sea ni tan húmeda, pero tampoco tan seca, todo esto para aplicarlo en el ensayo de Casa Grande.

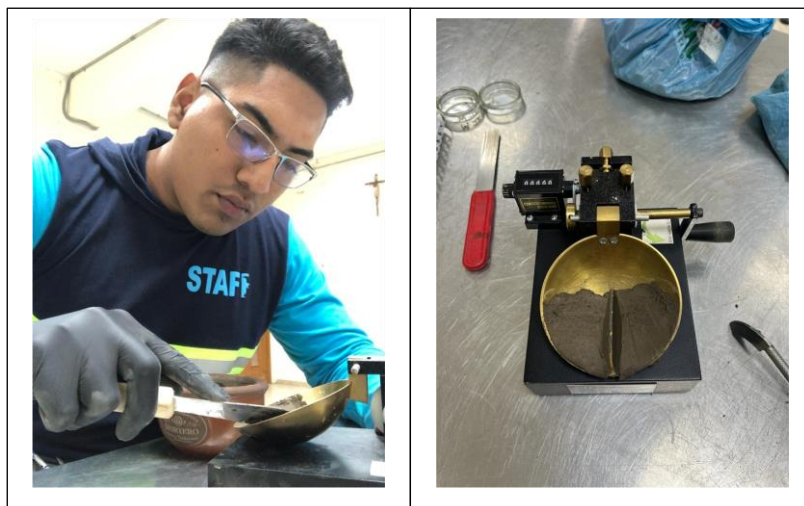
Imagen 17. Humectando el suelo



Elaboración Propia

Una vez que tenemos la muestra húmeda, la colocamos en un vaso de prueba casero grande donde se tomarán las inyecciones. El primer movimiento comienza con 15 a 25 golpes y luego de 20 a 25 golpes. Para la pasada 25, la pasada 30 y la tercera pasada de la 25 a la 35, use el mismo patrón, no es necesario volver a mojar, pero antes de hacer las pasadas con el ranurado, dibuje una línea cuando las dos partes estén en el medio de la junta, lo que te permite dejar de golpear la cuchara. **(ASTM International, 2015)**

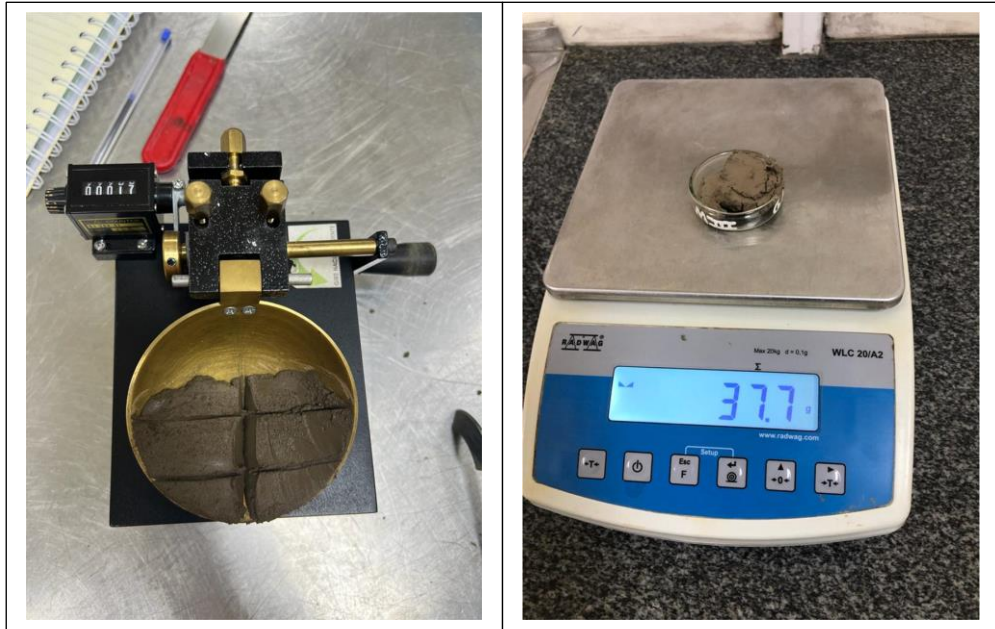
Imagen 18. Humectando el suelo



Elaboración Propia

Una vez se realiza el primer proceso de golpeo de la cuchara, y se haya asentado en la línea realizada, se produce a seccionar el tramo en donde las dos juntas se unen en la parte inferior con una distancia de unos 13 mm de acuerdo con la norma ASTM D 4318-05, esta sección se recoge con una espátula y se la vacía en un recipiente, el cual inmediatamente se lo procede a pesar.

Imagen 19. Ensayo de Casa Grande



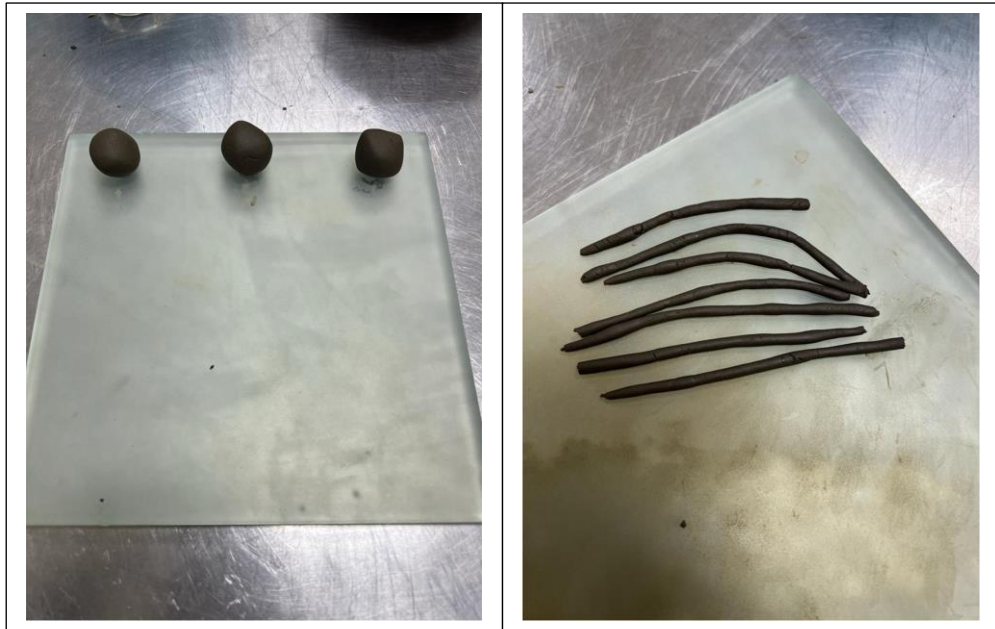
Elaboración Propia

Este proceso se realiza tanto para los tres tipos de golpes que se realicen, al igual que para las 2 muestras de calicatas que se proceden a realizar. Una vez teniendo preparado tanto los datos manuales obtenidos de este ensayo, se procede a colocar en una bandeja que posterior se enviara al horno a secarse por un periodo máximo de 24 horas.

Con el material restante que quedo en el recipiente, se procede a realizar el ensayo de Límite Plástico. En este proceso la masa restante equivale a unos 20 gr aproximadamente la cual se procede a mojarla parcialmente, y colocarla en una placa de vidrio la cual se procede a realizar tiras de no más de

3.2 mm, en un tiempo de no más de 2 min. Este proceso se realiza para cada muestra que queda después de los golpes realizados en cada calicata.

Imagen 20. Ensayo de Limite Plástico



Elaboración Propia

Se amasa las tiras hasta que estas presenten fisuras y posterior se las colocas en recipientes que posterior se llevan a pesar y luego en conjunto con las muestras recopiladas del ensayo de Casa Grande, se los llevan al horno para ser posterior secado, en un lapso de no más de 24 horas. **(ASTM International, 2015)**

Imagen 21. Muestras llevadas al Horno



Elaboración Propia

Cabe indicar que este proceso se lo realizo para las dos Calicatas tomadas, se ocupó estos ensayos por separados, ya que la composición de las dos calicatas tuvo variación en el ensayo granulométrico. Una vez esperado este el tiempo de 24 horas, se procedió a sacar las muestras del horno y enfriarlas.

Imagen 22. Muestras de las 2 Calicatas Secas



Elaboración Propia

Una vez enfriado pasamos a tomar el peso de las muestras en seco, con estos datos pasamos al Excel a procesar esta información y obtener los porcentajes de Límite Líquido, Plástico y el Índice de Plasticidad. *(ASTM International, 2015)*

Después de procesar los datos en el laboratorio, procedimos a obtener el porcentaje de humedad para cada recipiente a partir de pruebas de límite líquido y plástico en 2 pozos de prueba.

TABLA 13. LL y LP calicata #1

#	LL				LP	
	M4	G3	G4	M5	M2	M3
Recipiente W	13.6	14.2	14.3	14	14.1	14
Recipiente W + Suelo Humedo	40	40	35.4	24.1	28.4	26.3
Recipiente W + Suelo Seco	33.9	34.3	31	22.5	26	24.3
# Golpes	17	23	35	22.5	26	24.3
Humedad	30.05%	28.36%	26.35%	18.82%	20.17%	19.42%

Elaboración Propia

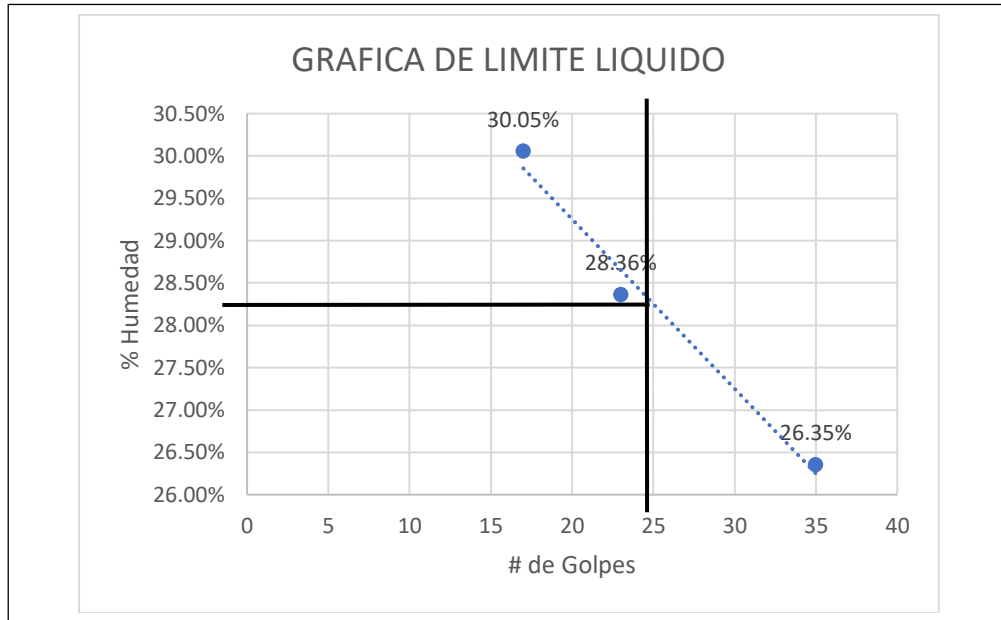
TABLA 14. LL y LP calicata #2

		LL			LP	
#	M1	K1	K2	G2	K3	K4
Recipiente W	14.2	13.8	14.5	14.2	13.3	13.4
Recipiente W + Suelo Humedo	44	39.2	44.6	25.1	18.9	21.7
Recipiente W + Suelo Seco	37.2	33.6	38	23.4	18.3	20.6
# Golpes	15	21	30			
Humedad	29.57%	28.28%	28.09%	18.48%	12.00%	15.28%

Elaboración Propia

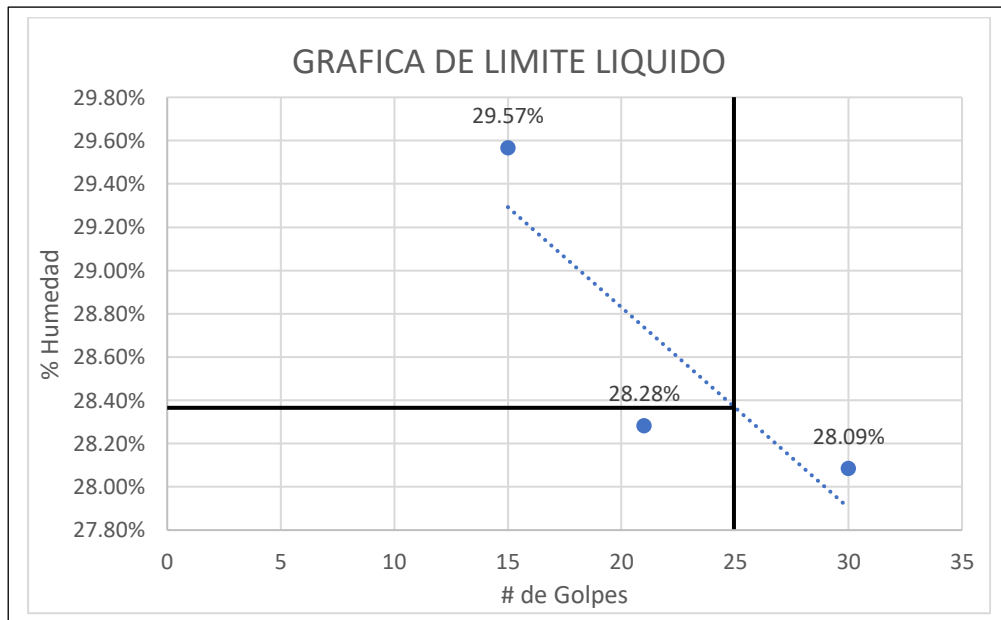
Usando estos datos se creó una gráfica de límite líquido la cual nos mostrará el porcentaje de límite líquido, donde además de la línea generada por los 3 datos de prueba diferentes, se dibuja una línea vertical relativa a ese punto. Se dibujará otra línea en el eje del número de trazos en el punto 25, perpendicular a este punto, indicando LL. **(ASTM International, 2015)**

TABLA 15. Grafica de Limite Liquido calicata #1



Elaboración Propia

TABLA 16. Grafica de Limite Liquido calicata #2



Elaboración Propia

Ahora procedemos a determinar el Límite Plásticos, esto se realizará con el promedio del porcentaje de humedad de las 3 muestras realizadas.

TABLA 17. Limite Plástico calicata #2

	LP		
#	M5	M2	M3
Recipiente W	14	14.1	14
Recipiente W	24.1	28.4	26.3
+ Suelo Húmedo W	22.5	26	24.3
+ Suelo Seco	22.5	26	24.3
# Golpes	22.5	26	24.3
Humedad	18.82%	20.17%	19.42%
		19.47%	

Elaboración Propia

TABLA 18. Limite Plástico calicata #2

	LP		
#	G2	K3	K4
Recipiente W	14.2	13.3	13.4
Recipiente W	25.1	18.9	21.7
+ Suelo Húmedo W	23.4	18.3	20.6
+ Suelo Seco	23.4	18.3	20.6
# Golpes	18.48%	12.00%	15.28%
Humedad	18.48%	12.00%	15.28%
		15.25%	

Elaboración Propia

Con estos datos podemos determinar el índice de plasticidad de los dos agujeros realizados.

TABLA 19. Índice de Plasticidad

CALICATA #1	Limite Liquido - LL	28.25%
	Limite Plástico - LP	19.47%
	Índice de Plasticidad - IP	8.78%
CALICATA #2	Limite Liquido - LL	28.38%
	Limite Plástico - LP	15.25%
	Índice de Plasticidad - IP	13.13%

Elaboración Propia

4.2.5 Sistema De Clasificación USCS

Se cuenta con datos preliminares de pruebas de tamaño de partículas, plasticidad y límite líquido. Esto me permitirá determinar la clasificación del suelo y el tipo de suelo compuesto. Para estos se utilizará la metodología de clasificación USCS (Unified Soil Classification System).

Imagen 23. Sistema de Clasificación USCS

SISTEMA CLASIFICACION USCS						
GRUESOS (< 50 % pasa 0.08 mm)						
Tipo de Suelo	Simbolo	% pasa 5 mm.***	% pasa 0.08 mm.	CU	CC	** IP
Gravas	GW	< 50	< 5	> 4	1 a 3	< 0.73 (wl-20) ó <4 > 0.73 (wl-20) ó >7
	GP			≤ 6	<1 ó >3	
	GM		> 12			
	GC					
Arenas	SW	> 50	< 5	> 6	1 a 3	< 0.73 (wl-20) ó <4 > 0.73 (wl-20) y >7
	SP			≤ 6	<1 ó >3	
	SM		> 12			
	SC					
* Entre 5 y 12% usar símbolo doble como GW-GC, GP-GM, SW-SM, SP-SC.						
*** respecto a la fracción retenida en el tamiz 0.080 mm						
** Si IP ≥ 0.73 (wl-20) ó si IP entre 4 y 7 e IP > 0.73 (wl-20), usar símbolo doble: GM-GC, SM-SC.						
En casos dudosos favorecer clasificación menos plástica Ej: GW-GM en vez de GW-GC.						
$C_u = (D_{60}) / (D_{10})$				$C_c = (D_{30}^2) / (D_{60} \cdot D_{10})$		

Fuente: (Pinterest, n.d.)

Considerando estas condiciones para la clasificación procedemos a calcular, todo esto considerando el procedimiento con base en las normas de la clasificación USCS (*WHITMAN, 2004*):

La cantidad en gramos de suelo que pasa el tamiz N°200, posterior se saca el porcentaje de los gramos que pasaron el tamiz N°200 y lo que se quedó. En la que pudo determinar como que es un material Grueso.

Si sabes que es grueso, podrás saber si es grava o arena. Cruce de material no. 4, está relacionado con el porcentaje de material que pasa por él no. 4 mallas. En este caso, es la arena.

Ahora determine el porcentaje de finura de la muestra, es decir, el material que pasa por el tamiz no. 200. A partir de él se determina la pureza del 6,68%, es decir

$$(5\% \leq \%F < 12\%)$$

Por tal razón se deben considerar el ensayo de LL y LP. Entonces, primero se consideró los resultados de Cu y Cc, los cuales permitieron determinar que nos referíamos a una Arena Bien Graduada; posterior con los resultados obtenido del LL y LP, que también estaba compuesta por arcillas. Por tanto, el suelo era una Arena Bien Graduada Arcillosa.

TABLA 20. Clasificación USCS calicata #1

Malla	Malla mm	Masa (g)								
1"	25.4	0								
3/4"	19	105.9								
1/2"	12.7	149			23.89%	GRAVA				
3/8"	9.5	89.9								
N° 4	4.75	398.8								
N° 8	2.36	590.7								
N° 10	2	177.5								
N° 12	1.7	103.8	93.32%	SUELO GRUESO	3112 gr	64.01%	ARENAS LIMPIAS	SW-SC	ARENAS BIEN GRADUADAS ARCILLOSAS	
N° 20	0.85	456								
N° 30	0.6	188.3								
N° 40	0.425	159			76.11%	ARENA	2369 gr			
N° 50	0.3	132.7								
N° 80	0.18	215.3					35.99%	ARENAS CON LIMO		
N° 100	0.15	71								
N° 200	0.075	274.5								
Bandeja	0	222.8	6.68%	SUELO FINO			6.68%			
TOTAL		3335.2								

Elaboración Propia

TABLA 21. Clasificación USCS calicata #2

Malla	Malla mm	Masa (g)								
1"	25.4	73.8								
3/4"	19	91.6								
1/2"	12.7	153.9			35.33%	GRAVA				
3/8"	9.5	82.7								
N° 4	4.75	271								
N° 8	2.36	308.4								
N° 10	2	89.3								
N° 12	1.7	57.4	93.38%	SUELO GRUESO	1905 gr	64.33%	ARENAS LIMPIAS	SW-SC	ARENAS BIEN GRADUADAS ARCILLOSAS	
N° 20	0.85	246.1								
N° 30	0.6	91.3								
N° 40	0.425	75.7			64.67%	ARENA	1232 gr			
N° 50	0.3	70.2								
N° 80	0.18	95.9					35.67%	ARENAS CON LIMO		
N° 100	0.15	55								
N° 200	0.075	142.6								
Bandeja	0	135	6.62%	SUELO FINO			6.62%			
TOTAL		2039.9								

Elaboración Propia

4.2.6 Ensayo de Consolidación del Suelo

Para este ensayo se procede a utilizar la normativa ASTM D 2435, la cual nos indica los parámetros a tomar para el respectivo ensayo de consolidación, cabe indicar que la muestra a utilizar es un suelo inalterado, pero la normativa no indica el tipo de tamiz a utilizar, por tal motivo se procedió a utilizar el suelo que paso el tamiz N°40, debido a que la clasificación de suelo indico que las dos calicatas presentan la misma clasificación se procede a utilizar una sola muestra de las dos calicatas.

Se comienza colocando la muestra en un recipiente y humedeciéndolo hasta que tenga una consistencia la cual sé proporcionalmente húmeda, pero no demasiado, la cual tenga una textura manejable.

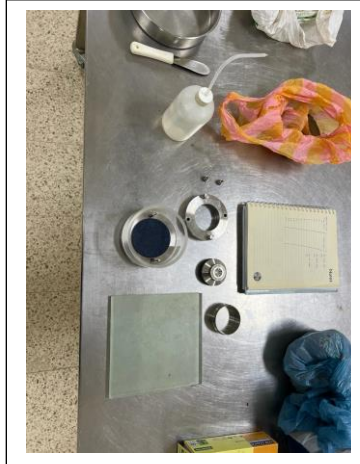
Imagen 24. Muestra Humedecida



Elaboración Propia

Seguimos seleccionando los elementos necesarios para la prueba de consolidación, a saber, el anillo de consolidación, piedras porosas para la parte superior e inferior del anillo, papel de filtro y platos para el anillo y la muestra.

Imagen 25. Elemento para ensayo de consolidación



Elaboración Propia

Se procede a tomar las medidas del anillo tanto espesor y diámetro interior del anillo, también se toma el peso del anillo, el cual se coloca de forma vertical para adquirir un peso con mayor precisión.

Imagen 26. Peso del anillo



Elaboración Propia

Teniendo estos parámetros indispensables, se procede a colocar la muestra en el anillo en donde se debe enserar y rellenar de la mejor manera posible tanto en su parte superior e inferior de la misma. Una vez dejado liso la superficie en ambos lados, se procede a pesar el anillo con la muestra.

Ha establecido estos parámetros y tomado el peso. Se coloca la muestra en la piedra porosa con el anillo y el papel filtro en ambos lados, en el recipiente para el ensayo de consolidación.

Imagen 27. Anillo con muestra en recipiente de consolidación



Elaboración Propia

Una vez colocada la muestra en el recipiente, se procede a sellar con el pistón el cual tiene en su parte inferior otra piedra porosa, y se sella con unas tuercas al costado del recipiente, y se coloca en la máquina para la aplicación de las cargas.

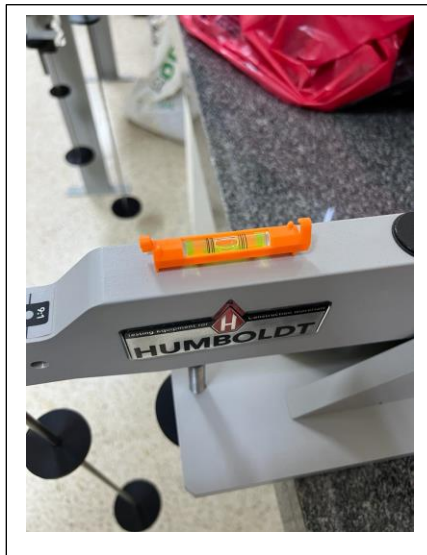
Imagen 28. Ensayo de consolidación



Elaboración Propia

Se procede a colocar agua hasta cubrir por completo el anillo con la muestra, posterior se comienza a calibrar la palanca donde se coloca el peso aplicado a la muestra.

Imagen 29. Calibración de Equipo de consolidación



Elaboración Propia

Una vez calibrado la palanca, también se calibra el sensor de asentamiento de la muestra la cual debe permanecer en contacto mientras que la máquina indique un desplazamiento de 0.001 mm, para la primera carga aplicada, la cual es de 1 kg.

Imagen 30. Máquina para Ensayo de Consolidación



Elaboración Propia

Cabe indicar que para este ensayo se estableció la carga en un parámetro 10:1, lo cual indica que el peso que se aplica en kg es en realidad 10 veces el peso aplicado. Por tal motivo por 1 kg colocado, en realidad se está aplicando 10 kg a la muestra.

Para este ensayo de acuerdo con la normativa ASTM, indica que se debe tomar los asentamientos en mm cada 15, 25, 50 segundos; 1, 2, 4, 8, 15, 30 minutos; y 1, 2, 4, 8 y 24 horas. Este ensayo tiene una duración de 24 horas por cada carga aplicada. Para este ensayo se aplico 2 cargas el primero de 1 kg y el segundo de 5 kg.

TABLA 22. Lectura de asentamiento por carga

ETAPA DE CARGA			
σ 31 kPa		σ 155 kPa	
Tiempo min	Lectura mm	Tiempo min	Lectura mm
0.00	0.000	0.00	0.914
0.15	0.391	0.15	0.915
0.25	0.482	0.25	0.916
0.50	0.554	0.50	0.918
1.00	0.575	1.00	0.918
2.00	0.654	2.00	0.919
4.00	0.721	4.00	0.920
8.00	0.759	8.00	0.921
15.00	0.792	15.00	0.921
30.00	0.800	30.00	0.922
60.00	0.803	60.00	0.923
120.00	0.915	120.00	0.923
240.00	0.915	240.00	0.926
480.00	0.915	480.00	0.927
1440.00	0.914	1440.00	0.928

Elaboración Propia

Las cargas aplicadas en la muestra se transformaron a esfuerzos en kPa, las cuales corresponde a $\sigma = \text{Carga en kg} / \text{Área de la sección aplicada la fuerza}$.

TABLA 23. Base de datos para ensayo de consolidación

DATOS		
Diámetro anillo	63.52	mm
Peso anillo	105.4	gr
Altura anillo	25.47	mm
Fuerza 1 - F1	10	kgf
Fuerza 2 - F2	50	kgf
Área del anillo	31.68	cm ²
σ_1	0.316	kgf/cm ²
σ_2	1.578	kgf/cm ²
σ_1	31	kPa
σ_2	155	kPa
Lectura inicial σ_1	0.001	mm
Lectura inicial σ_2	0.008	mm
W solido húmedo + Anillo	256.4	gr

*Elaboración Propia***TABLA 24.** Base de datos para ensayo de consolidación

DATOS		
Diámetro anillo	63.52	mm
Peso anillo	105.4	gr
Altura anillo	25.47	mm
Fuerza 1 - F1	10	kgf
Fuerza 2 - F2	50	kgf
Área del anillo	31.68	cm ²
σ_1	0.316	kgf/cm ²
σ_2	1.578	kgf/cm ²
σ_1	31	kPa
σ_2	155	kPa
Lectura inicial σ_1	0.001	mm
Lectura inicial σ_2	0.008	mm
W solido húmedo + Anillo	256.4	gr

Elaboración Propia

Teniendo estos datos y lecturas de asentamiento, se procede a calcular las relaciones de vacíos.

TABLA 25. Base de datos para ensayo de consolidación

RESUMEN DEL ENSAYO				
Esfuerzo - σ	Deformación	Def. Unitaria	Alt. De muestra	Relación de Vacíos - e
Kpa	mm	%	mm	
inicial	0.000	0%	25.470	0.64
31	0.914	4%	24.556	0.58
155	0.928	4%	24.542	0.58

DATOS DE LA MUESTRA				
Diámetro (cm)	Altura (cm)	Área (cm²)	Volumen (cm³)	Humedad (%)
6.3515	2.547	31.68	80.70	15.25
Wsh (gr)	Wss (gr)	Gs	γ_h (gr/cm³)	γ_d (gf/cm³)
151	131.02	2.66	1.871	1.624
γ_w (gf/cm³)	e₀	S (%)	H_s (cm)	H_{vo} (cm)
1	0.64	63.54	1.555	0.992

Elaboración Propia

$W_{ss} = \frac{Wsh}{\left(1 + \frac{H\%}{100}\right)}$	$\gamma_h = \frac{Wsh}{Volumen}$	$\gamma_h = \frac{Wsh}{Volumen}$	$\gamma_d = \frac{Wss}{Volumen}$
$e_0 = \left(\frac{(G_s * \gamma_w)}{\gamma_d}\right) - 1$	$S = \frac{G_s * H\%}{e_0}$	$H_s = \frac{W_{ss}}{Area * G_s * \gamma_w}$	$H_{vo} = Altura - H_s$

Una vez realizado el desarrollo de la tabla para encontrar los espacios vacíos iniciales de la muestra, con esto se obtiene la relación de vacíos por cada lectura de asentamiento tomado en laboratorio.

TABLA 26. Tabla de relación de vacíos

ETAPA DE CARGA					
σ 31 kPa			σ 155 kPa		
Tiempo min	Lectura mm	Relación de Vacíos - e	Tiempo min	Lectura mm	Relación de Vacíos - e
0.00	0.000	0.638	0.00	0.914	0.580
0.15	0.391	0.613	0.15	0.915	0.580
0.25	0.482	0.607	0.25	0.916	0.579
0.50	0.554	0.603	0.50	0.918	0.579
1.00	0.575	0.601	1.00	0.918	0.579
2.00	0.654	0.596	2.00	0.919	0.579
4.00	0.721	0.592	4.00	0.920	0.579
8.00	0.759	0.590	8.00	0.921	0.579
15.00	0.792	0.587	15.00	0.921	0.579
30.00	0.800	0.587	30.00	0.922	0.579
60.00	0.803	0.587	60.00	0.923	0.579
120.00	0.915	0.580	120.00	0.923	0.579
240.00	0.915	0.580	240.00	0.926	0.579
480.00	0.915	0.580	480.00	0.927	0.579
1440.00	0.914	0.580	1440.00	0.928	0.579

Elaboración Propia

$$e_n = e_0 \frac{H_s}{Lectura(cm)}$$

Mediante esta tabla de relación de vacíos, las cuales van a permitir obtener la relación de vacío máximo y mínimo, esto nos permitirá obtener el ángulo de fricción interna de la tierra.

TABLA 27. Cálculo del Angulo de fricción

ANGULO DE FRICCION DEL SUELO			
ρ Solido (γ_d)	1.624	gr/cm3	$G_t = \frac{\rho_{solido}}{\rho_w}$
ρ_w , 20°C	0.99821	gr/cm3	$G_{20^\circ C} = \frac{G_t}{K}$
K, 20°C	1		$R = \% \text{ de muestra}$ <i>retenida en el tamiz N°4</i>
Gt	1.63		$P = \% \text{ de muestra que}$ <i>pasa el tamiz N°4</i>
G 20°C	1.63		$G_{avg} = \frac{1}{\left(\frac{R}{100 * G_t}\right) + \left(\frac{P}{100 * G_t}\right)}$
R	32.99	%	$\rho_{adm} = \rho_w$
P	67.01	%	$e_{max} = \frac{\rho_w * G_{avg}}{\rho_{adm}} - 1$
G avg	1.63		$D_r = \frac{e_{max} - e_0}{e_{max} - e_{min}} * 100$
pdmin	1.624	gr/cm3	
e max	0.000		
e min	0.58		
e	0.64		
Dr	110.14	gr/cm3	
ϕ	40.81	°	
$\phi = 0.119 * D_r + 27.7$			

Elaboración Propia

Además, con los cálculos del ángulo de fricción se calcula la porosidad del terreno.

TABLA 28. Cálculo del Angulo de fricción

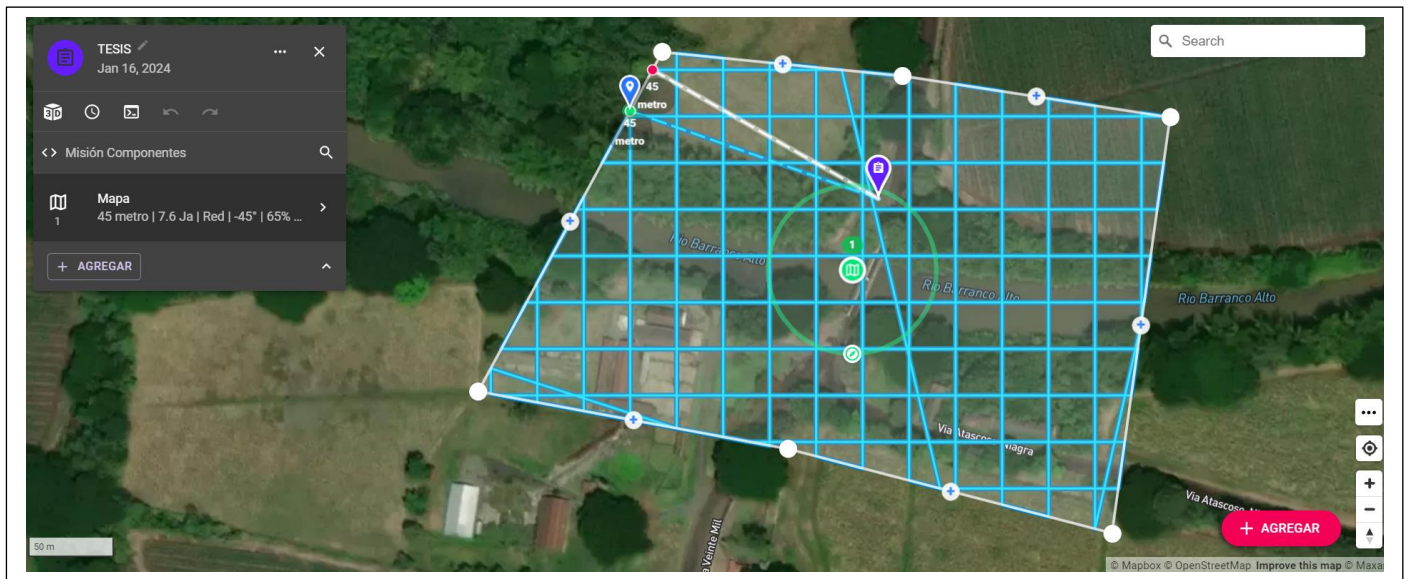
POROSIDAD DEL SUELO		
n	0.99	$n = \frac{D_r - \rho_{solido}}{D_r}$

Elaboración Propia

4.3 Información Topográfica

Debido a que la localización de la presa está desarrollada en un canal, se procedió a realizar un levantamiento topográfico mediante un vuelo con dron, la cual me permite abarcar más áreas de vuelo, mediante fotos georreferenciadas. Para realizar este vuelo se planteó determinar el área, en la cual se intervendrá el vuelo fotogramétrico, este procedimiento nos permitirá observar el espacio el cual vamos a realizar el levantamiento topográfico.

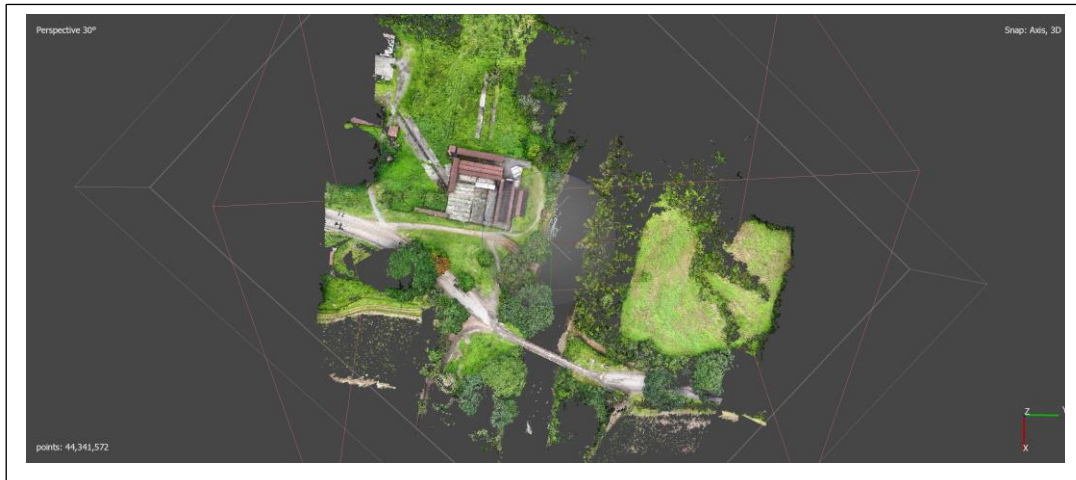
Imagen 31. Área del vuelo Fotogramétrico



Elaboración Propia

Una vez identificada la zona del objetivo, el dron comienza a volar, el cual nos proporcionará de las fotografías tomadas en la ubicación del proyecto, una vez terminado el proceso de la toma, se realiza el levantamiento en 3D mediante el programa AGISOFT METASHAPE, el cual es un programa que nos permitirá renderizar las fotos tomadas. Mediante este Software se procederá a generar una nube de puntos, las cuales se llevarán a RECAP.

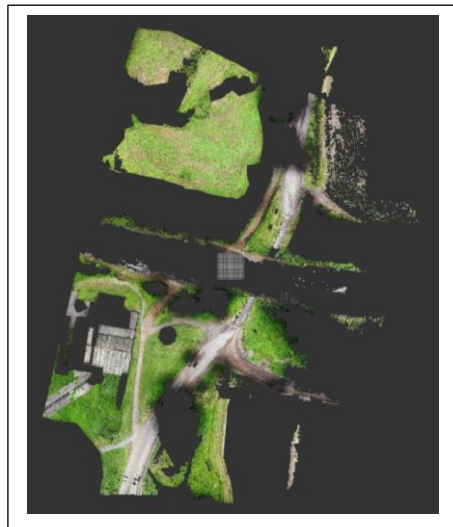
Imagen 32. Nube de Puntos Agisoft Metashape



Elaboración Propia

Con esta nube de puntos procedemos a llevarla al Software RECAP, en el que nos permitirá colocar en un formato accesible para abrirlo en el CIVIL 3D, además de poder limpiar de mejor manera la nube de puntos exportadas, en donde se limpiaría o eliminarían puntos que conformaran a los árboles o estructuras que interfieren en el levantamiento de la superficie por estudiar.

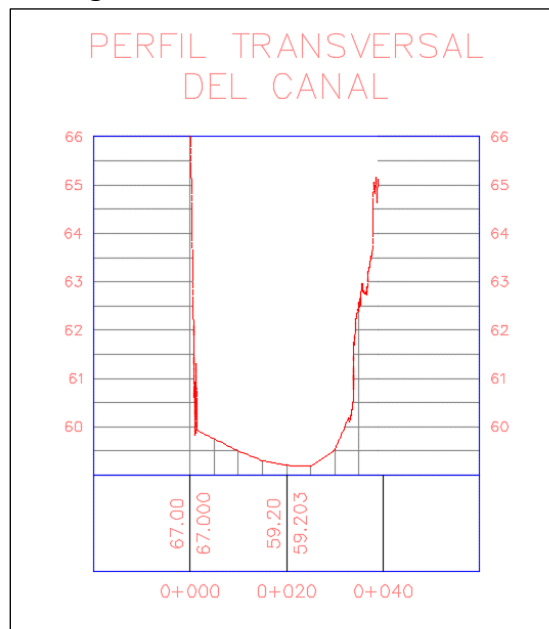
Imagen 33. Nube de Puntos Limpia en RECAP



Elaboración Propia

Teniendo esta nube de puntos lista, se procede a realizar la exportación de estos datos a CIVIL 3D, en donde se creará una superficie para estos datos, donde nos permitirá ver los niveles y forma del canal del río Barranco Alto. Con esta superficie se procede a realizar un eje transversal al río, este eje representará a la ubicación donde se desea ubicar el diseño, además mediante este eje se puede realizar un perfil transversal del Río.

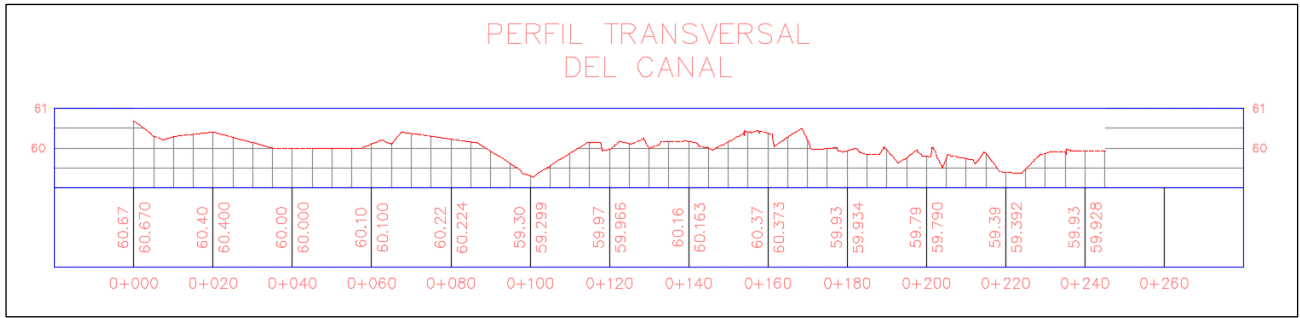
Imagen 34. Sección Transversal del Río



Elaboración Propia

Se puede apreciar la sección transversal del terreno en el eje donde se plantea el desarrollo del diseño, indicándonos las elevaciones máximas y mínimas del terreno, además de una sección transversal del canal, el cual nos proporcionará el ángulo de inclinación del terreno y una proyección aproximada de su relieve.

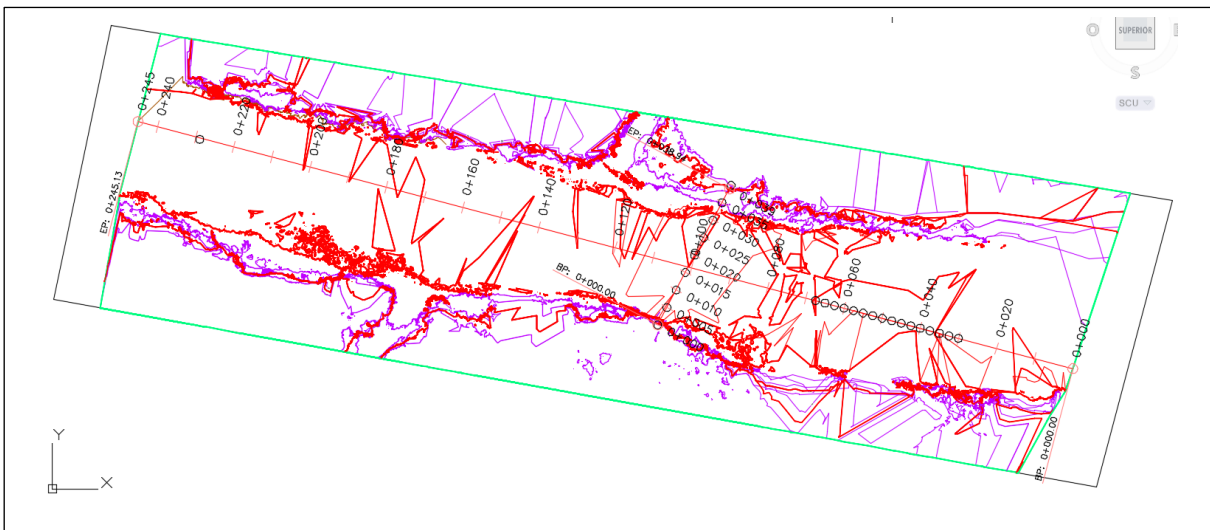
Imagen 35. Sección Transversal del Canal



Elaboración Propia

Para esta sección del canal se obtuvo un ángulo $\alpha=3^\circ$, teniendo este dato indispensable para los cálculos de factores de deslizamiento, los cuales comprobarán la seguridad de la presa hidráulica.

Imagen 36. Vista Superior del Canal



Elaboración Propia

4.4 Elaboración Del Diseño De La Presa

4.4.1 Determinación De Volúmenes Por Cada Niveles Del Canal

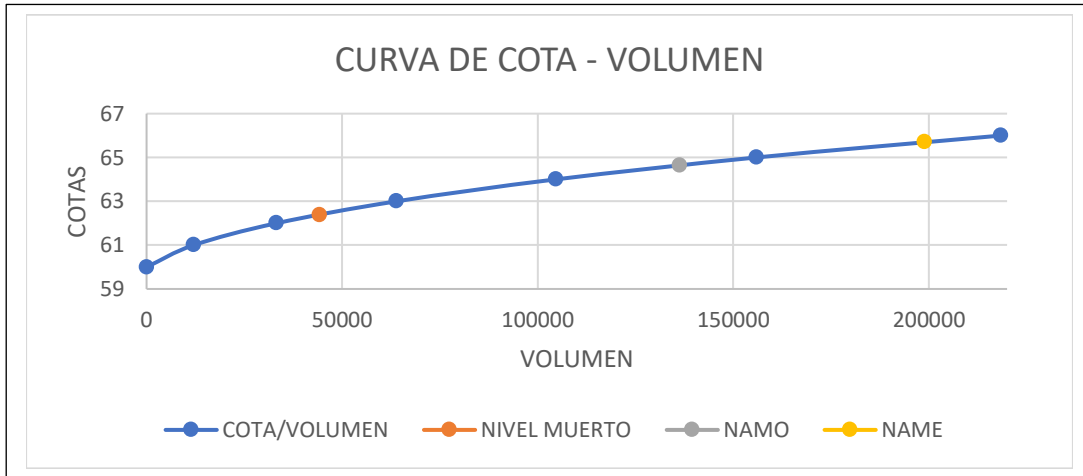
Teniendo como base el levantamiento topográfico del terreno, se realizó una acotación de las cotas del terreno, las cuales van a permitir posterior a la selección por separado cada cota, y a su vez la determinación de las áreas por cada cota. Se realiza una tabla, la cual nos permitirá obtener calcular los volúmenes parciales y acumulados por cada cota. Con este dato se realiza la curva Cota / Volumen; mediante esta grafica se determina las cotas para los volúmenes de Nivel Muerto (NMR), Namu y Name.

TABLA 29. Tabla de Volúmenes

COTAS	AREAS	ALTURA	AREA ACUM.	Volumen Tronco Piramidal	
m.s.n.m	m2	m	m2	Vol. Parcial	Vol. Acum.
				m3	m3
60	7922.95	0	7922.95	0	0
61	8810.66	1	16733.61	12056.95986	12056.9599
62	9211.75	2	25945.36	21171.82176	33228.7816
63	9753.52	3	35698.88	30692.70251	63921.4841
64	10174.91	4	45873.79	40680.15703	104601.641
65	11056.76	5	56930.55	51302.78417	155904.425
66	11350.8	6	68281.35	62520.02469	218424.45
					0.21842445
					m3
					Hm3

Elaboración Propia

TABLA 30. Grafica Cota - Volumen



Elaboración Propia

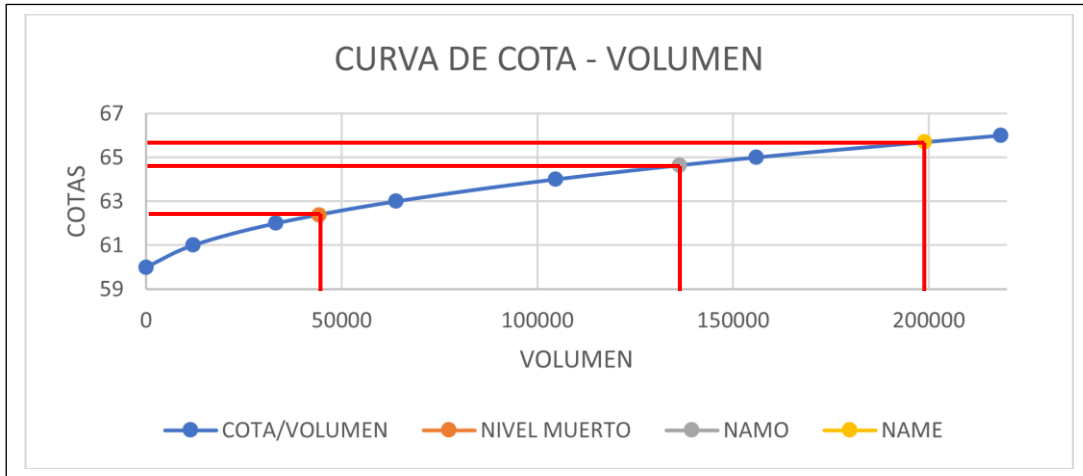
Una vez determinado la curva en la *Imagen 57*, se procede a determinar los volúmenes tanto para NVM, NAMO y NAME. Con estos datos volumétricos se procede a sacar las cotas con los datos obtenidos.

TABLA 31. Cálculos de NVM, NAMO y NAME

Sedimentación Anual			CRITERIO USBR – METODO EMPIRICO		
Área	7.92295	km2	$Area\ Sedimento = 1421.8 * Ac^{-0.229}$		
AS	885.1021716	m3/año			
NIVEL MUERTO			$AC = \text{Área de la Cuenca en Km}^2$		
Vida Útil	50	años	NAMO		
Nm	44255.10858	m3	Volumen Útil	92078.10754	m3
Nm	62.38	m.s.n.m	NAMO	136333.2161	m3
NAME			NAMO	64.63	m.s.n.m
V. Almace.	62520.02469	m3	Altura - B		
NAME	198853.2408	m3	5.7	m	
NAME	65.7	m.s.n.m			

Elaboración Propia

TABLA 32. Cotas de NVM, NAMO y NAME



Elaboración Propia

4.5 Diseño De Altura y Geométrico De La Presa

4.5.1 Base De Datos Necesarios

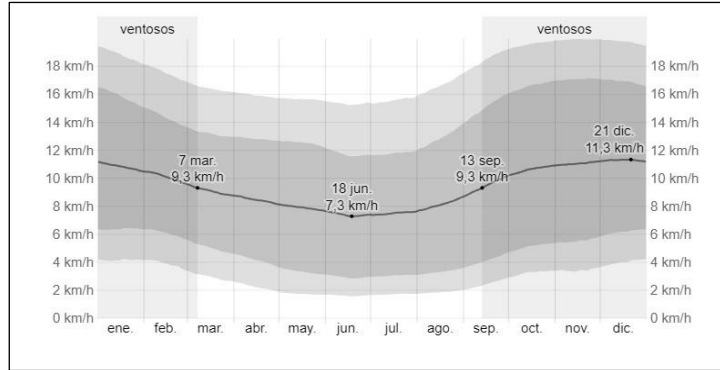
Para el desarrollo del diseño, es necesario establecer parámetros indispensables para el cálculo de la altura:

TABLA 33. Velocidad Promedio del Viento

Velocidad del viento	Promedio
10.8	
10.1	
9.1	
8.5	
7.9	
7.4	
7.5	9.325
8.1	
9.5	
10.6	
11.1	
11.3	

Elaboración Propia

Imagen 37. Velocidad anual del viento en Marcelino Maridueña



Fuente: (El Clima En Coronel Marcelino Maridueña, El Tiempo Por Mes, Temperatura Promedio (Ecuador) - Weather Spark, n.d.)

Imagen 38. Velocidad anual del viento en Marcelino Maridueña

Altura de la presa		
Materiales de la presa	Clasificación	Valor de K
Arcillas y limos Alta compresibilidad	CH,MH	0,00004
Arcillas y limos Baja compresibilidad	CL,MI	0,00003
Arenas, limos y arcillas	SC	0,00002
Arenas limosas y arenas pocas finas	SP,SW	0,00001
Gravas con arenas	GC,GM,GP	0,00008

Según Justin			
Presas bajas	0,900	1,500	m
Presas medianas	1,800	3,000	m
Presas grandes	3,000	9,000	m

Fuente: (Diapositiva8.PNG (1280×720), n.d.)

Debido que a la clasificación de Suelo es SW-WC (Arena Bien Graduada Arcillosas), por tal motivo el coeficiente de K es 0.00001, el cual puede ser determinado por la *Imagen 45*. Además, para determinar la velocidad promedio que se produce en el cantón de Marcelino Maridueña, se recopiló información de velocidad mensuales de un año.

TABLA 34. Base de Datos

DATOS		
Longitud total del embalse	100	m
Velocidad del Viento	9.33	m/seg
Angulo de Viento (θ_v)	25	°
B	5.7	m
K	0.00001	

Elaboración Propia

4.5.2 Diseño De Altura

TABLA 35. Cálculos de Altura Total

#ALTURA DE OLA			# ALTURA POR ENSACHAMIENTO DE CORONA		
Fetch (F)	0.067	km	H	0.0003249	m
Altura vertical	0.716	m	# ALTURA DE SEGURIDAD		
Altura inclinada	1.145	m	Sumatoria de Alturas	6.846	m PRESA BAJA
# ALTURA DE VIENTO			Altura de Seguridad	0.9	1.2 m
Hv	0.00039	m	Altura Total	8.0	m
ANCHO DE LA CORONA				8	m
b	3.11	m	BORDE LIBRE		
Aprox - b	6	m	NAME	5.7	m
			BL	2.3	m

Elaboración Propia

$H_{vert} = 0.34 * F^{0.5} + (0.76 - 0.26 * F^{0.25})$		$H = K * B^2$
$H_i = 1.6 * H_v$	$F = \frac{2}{3} * Longitud\ total\ embalse$	
$H_v = \frac{F * V^2 * Cos(\theta)}{2600 * B}$	$H_s = 0.9\ a\ 1.5$	$b = 1.1 * H_t^{1/2}$

Una vez completado los cálculos de la altura total de la presa es de 8 m, los cuales no contabilizan el espesor de cimentación de 1.5 m. En base a la altura determinada se puede concluir que nos referimos a una presa baja, ya que $H_{total} < 30m$.

4.5.3 Diseño Geométrico

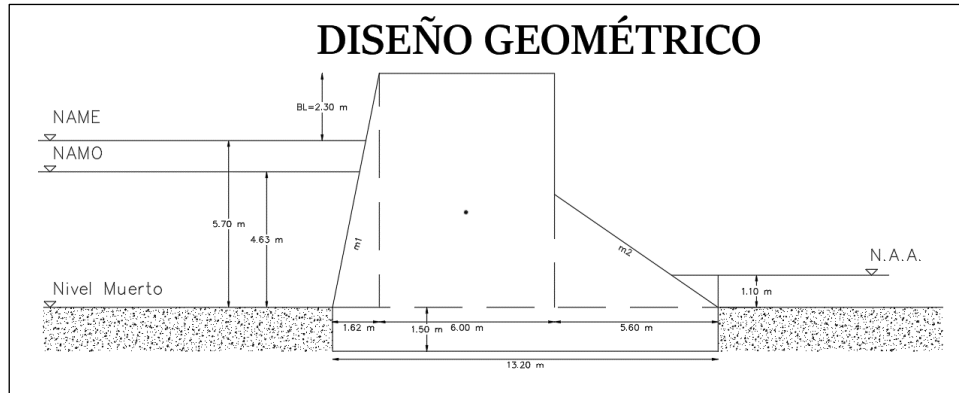
Obteniendo la altura calculada se procede a determinar los taludes tanto agua arriba y aguas abajo, los cuales nos permitirán calcular determinar su base y la altura de los niveles de NAMO y NAME. Y para las alturas de agua abajo, se determina con el $20% * H_1$.

TABLA 36. Diseño Geométrico

DISEÑO GEOMETRICO		
Talud Aguas Arriba - m1		0.2
Talud Aguas Abajo - m2		0.7
Base Talud - m1	1.6	m
Base Talud - m2	5.6	m
H1 - NAME	5.7	m
NAMO	4.63	m
H2 - N.A.A.	1.1	m

Elaboración Propia

Imagen 39. Diseño Geométrico



Elaboración Propia

4.5.4 Cálculos De Fuerzas Actuantes En La Presa

Las presas de gravedad están expuestas a cargas actuantes las cuales producen presiones en las secciones de las estructuras, tales como:

TABLA 37. Base de Datos para cálculos de presiones

DATOS		
m1	0.2	
m2	0.7	
H1	5.7	m
H2	1.1	m
Prof. Cimentación	1.5	m
Peso Espe. Agua (γ_w)	1	Tn/m3
Altura Total Presa - h	8	m
Área Cuerpo Sumergido (A_s)	33.32	m2
Ancho unitario ($Ancho_u$)	1	m
Área de la Presa (A_{presa})	85.01	m2
Peso Espe. Hormigón (γ_c)	2.4	Ton/m3
D	66.67	m
Veloc. Viento (w)	9.33	m/seg
Base de la Presa	13.2	m
ρ	1.62E+00	Tn/m3
Volumen muestra	8.07E-05	m3
g	9.81	m/seg2
Longitud de la Presa	39	m

Elaboración Propia

En estos cálculos de presiones, es necesario tener datos como las profundidades del agua tantas aguas arriba (H1) y aguas abajo (H2). El peso específico el agua (γ_w) es un valor estándar equivalente a 1 ton/m³. La Base de la presa se la puede encontrar en la Imagen 66.

4.5.5 Cálculos De Fuerzas De Presión

TABLA 38. Cálculo de la Fuerza de Presión

FUERZAS DE PRESION		
Pwh	25.92	Tn
Pwh'	3.48	Tn
Pwv	5.18	Tn
Pwv'	2.44	Tn
Pu	33.32	Tn
Pm	204.024	Tn

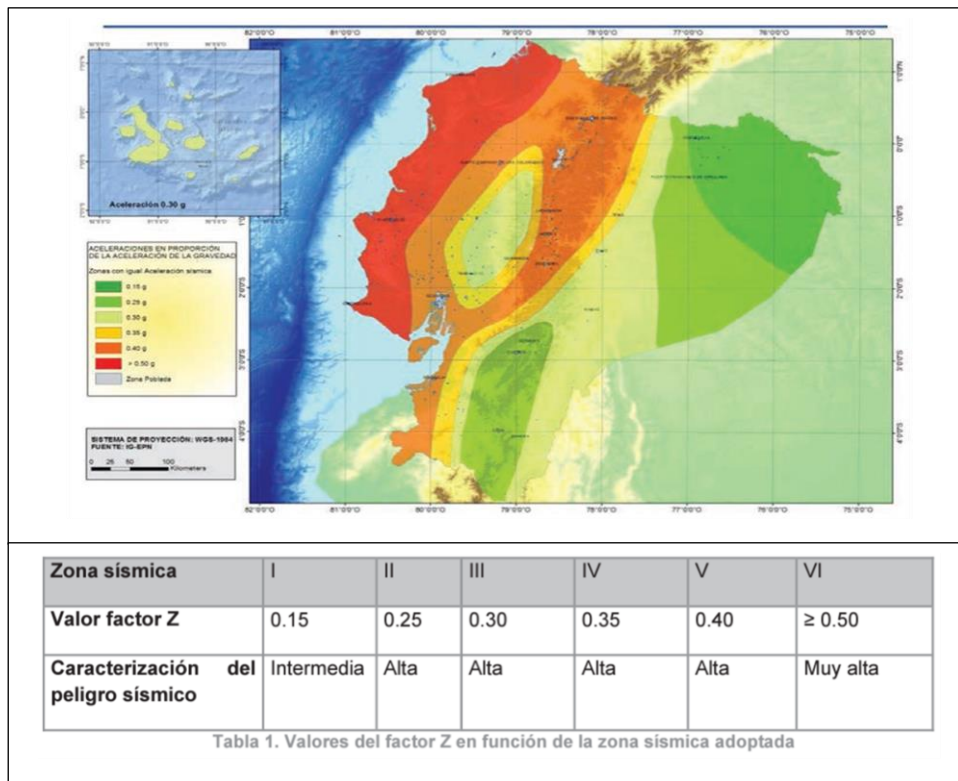
Elaboración Propia

$P_{wh} = \frac{(H1 + Prof. Cimen.)^2 * \gamma_w}{2}$	$P_{wh'} = \frac{(H2 + Prof. Cimen.)^2 * \gamma_w}{2}$
$P_{wv} = \frac{(H1 + Prof. Cime.)^2 * \gamma_w * m1}{2}$	$P_{wv'} = \frac{(H2 + Prof. Cime.)^2 * \gamma_w * m2}{2}$
$P_u = A_s * Ancho_u * \gamma_w$	$P_m = Ancho_u * A_{presa} * \gamma_c$

4.5.6 Cálculo De Fuerza Sísmica

Para el desarrollo de las fuerzas sísmica, se debe establecer el tipo de factor Z el cual está determinado de acuerdo con la zona donde se elabore la obra. Para esto se estableció con respecto a la ubicación de la presa, que el factor Z es de 0.35.

Imagen 40. Facto Z Sísmico



Fuente: NEC – Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente

Con base a estos parámetros la zona es de un alto nivel sísmico, por lo cual se procede a indicar las fuerzas sísmicas tanto horizontales y verticales presentes en la presa, con respecto al suelo.

TABLA 39. Cálculo de Fuerza Sísmica

FUERZAS SISMICAS - ZONA III		
Z	0.35	
α_h	0.171	
α_v	0.11	
Empuje Sísmico Horizontal		
Sh - Pemh	34.83	Tn
Empuje Sísmico Vertical		
Sv - Pemv	23.22	Tn
Te	0.3	
H	5.7	m
Ce	0.818	
Ws	3.026	Tn

Elaboración Propia

$\alpha_h = \frac{Z}{1 + 3Z}$	$\alpha_v = \frac{2}{3} * \alpha_h$
$s_h = P_m * \alpha_h$	$s_h = P_m * \alpha_v$

$$C_e = \frac{0.817}{\sqrt{1 - 0.72 * \left(\frac{H}{304.8 * t_e}\right)^2}}$$

Fuente: (P. NOVAK, 2001)

4.5.7 Cálculos De Fuerza Hidrodinámica

TABLA 40. Fuerza Hidrodinámica

FUERZA HIDRODINAMICA		
Zmax	8	m
H1/Zmax	0.7	m/m
αh	0.171	
αv	0.11	
Ce	0.818	
Pewh	3.00	Tn
Pewv	0.278	Tn

$$P_{ewh} = 0.66 * C_e * \alpha_h * z_1 * \gamma_w * (z_1 * z_{max})^{1/2}$$

$$P_{ewv} = \alpha_v * P_{wv}$$

$$Z_{max} = \text{Altura Total}$$

Elaboración Propia

4.5.8 Cálculos De Fuerza De Sedimento

TABLA 41. Fuerza de Sedimento

FUERZA DE SEDIMENTOS		
φ	40.81	°
γs	15.93	TN/m3
n	0.99	
γ's	15.91	TN/m3
Z3	2.380	m
Ps	15.92	T

$$\gamma_s = \frac{\rho_{solido}}{a}$$

$$\gamma'_s = \gamma_s - \gamma_w * (1 - n)$$

$$P_s = \gamma'_s * \frac{z^3}{2} * \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Elaboración Propia

4.5.9 Momentos De Vuelco

Una vez establecido las cargas que actuaran en las presas, tanto como peso propio de la estructura, presiones del agua en el punto de contacto del agua con la presa, el empuje del suelo hacia la presa, la fuerza de los sedimentos arrastrados por las corrientes y las cargas sísmicas transmitidas por el suelo hacia la presa hidráulica, tomando en consideración la ubicación del terreno del diseño.

4.5.9.1 Brazos De La Aplicación De La Fuerzas

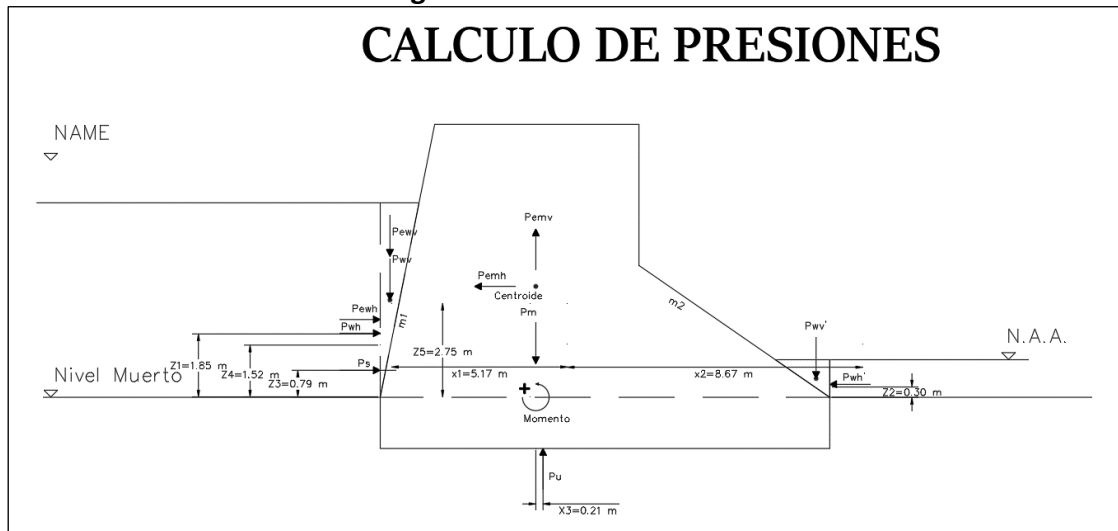
Para el cálculo de los momentos producidos en la presa, es indispensable tener en cuenta el brazo o distancia (m), tomando como referencia un punto específico en la estructura, para el diseño de esta presa hidráulica, se tomó un punto en la base del centroide de la estructura.

TABLA 42. Medidas de brazos para momento

BRAZOS A LA BASE DE LA SECCION Y CENTRO DE GRAVEDAD					
z1	2.28	m	z5	3.25	m
z2	0.38	m	x1	4.28	m
z3	0.79	m	x2	8.23	m
z4	1.88	m	x3	0.21	m

Elaboración Propia

Imagen 41. Cálculo de Presiones



Elaboración Propia

4.5.10 Fuerzas actuantes a la presa

Con los cálculos anteriores sobre las cargas actuantes, se obtuvo finalmente todas las fuerzas que actúan en la presa:

TABLA 43. Fuerzas actuantes de la presa

FUERZA APLICADA A PRESA HORMIGON		
Pewh	3.00	T
Pwh	25.92	T
Ps	15.92	T
Pemh	34.83	T
Pwh'	3.48	T
Pewv	0.278	T
Pwv	5.18	T
Pwv'	2.44	T
Pemv	23.22	T
Pu	33.32	T

Elaboración Propia

En base a la Imagen 73, podemos representar gráficamente la ubicación de las fuerzas en la presa, y teniendo esto en cuenta procedemos a calcular los momentos en la estructura que provocarían el vuelco.

TABLA 44. Momentos de las presiones en la presa

MOMENTOS DE LAS PRESIONES A LA PRESA						
	Horizontal			Vertical		
Pewh	-6.829	T m	Pewv	1.188	T m	
Pwh	-48.756	T m	Pwv	22.188	T m	
Ps	-12.507	T m	Pwv'	-20.076	T m	
Pemh	113.208	T m	Pemv	0.000	T m	
Pwh'	1.311	T m	Pu	6.997	T m	

Elaboración Propia

$M_{P_{ewh}} = -P_{ewh} * z_1$	$M_{P_{emh}} = P_{emh} * z_5$	$M_{P_{wv}} = P_{wv} * x_1$
$M_{P_{wh}} = -P_{wh} * z_4$	$M_{P_{wh'}} = P_{ewh} * z_2$	$M_{P_{wv'}} = -P_{wv'} * x_2$
$M_{P_s} = -P_s * z_3$	$M_{P_{ewv}} = P_{ewv} * x_1$	$M_{P_u} = -P_u * x_3$

4.5.11 Estabilidad Al Vuelco

Se comprueba el diseño antes los momentos de vuelco calculados, para esto se establece que el factor de estabilidad de vuelco debe ser mayor a 1.5 ($F_0 \geq 1.5$). Para este factor se deben considerar la sumatoria de los momentos actuantes positivos y negativos en la estructura. Teniendo en cuenta estas recomendaciones se obtiene:

TABLA 45. Momentos de las presiones en la presa

ESTABILIDAD AL VUELCO			$F_0 = \frac{\Sigma M_{+vos}}{\Sigma M_{-vos}}$
ΣM_{+vos}	144.89	T m	
ΣM_{-vos}	88.17	T m	
F0	1.64	CUMPLE	

Elaboración Propia

- ΣM_{+vos} = corresponde a los momentos positivos calculados
- ΣM_{-vos} = corresponde a los momentos negativos calculados

4.5.12 Estabilidad Al Deslizamiento

Tomando en consideración las cargas actuantes anteriores calculadas, procedemos a determinar el factor de seguridad por deslizamiento. Se debe tener en cuenta que el F_{SS} , facto de seguridad por deslizamiento debe no sobrepasar al facto de 0.75, ($F_{SS} \leq 0.75$). Estas fuerzas se debe considerar su dirección ya sea positiva o negativa en la presa hidráulica guiándonos con la Imagen 73.

TABLA 46. Momentos de las presiones en la presa

FUERZAS APLICADAS A PRESA					
Horizontal			Vertical		
Pewh	2.995	T	Pewv	-0.278	T
Pwh	25.920	T	Pwv	-5.184	T
Ps	15.924	T	Pwv'	-2.439	T
Pemh	-34.833	T	Pemv	23.222	T
Pwh'	-3.485	T	Pu	33.320	T
			Pm	-204.024	T

Elaboración Propia

Porque para el diseño el terreno está inclinado a un $\alpha = 3^\circ$, teniendo en consideración este aspecto cambia la fórmula para la comprobación del factor de seguridad por deslizamiento de la presa hidráulica.

TABLA 47. Factor de Deslizamiento

FACTOR DE DESLIZAMIENTO		
ΣH	6.521	T
ΣV	-155.383	T
α	3	°
Fss	0.10	CUMPLE

$$F_{ss} = \frac{\frac{\Sigma H}{\Sigma V} - \tan * \alpha}{1 + \frac{\Sigma H}{\Sigma V} - \tan * \alpha}$$

Elaboración Propia

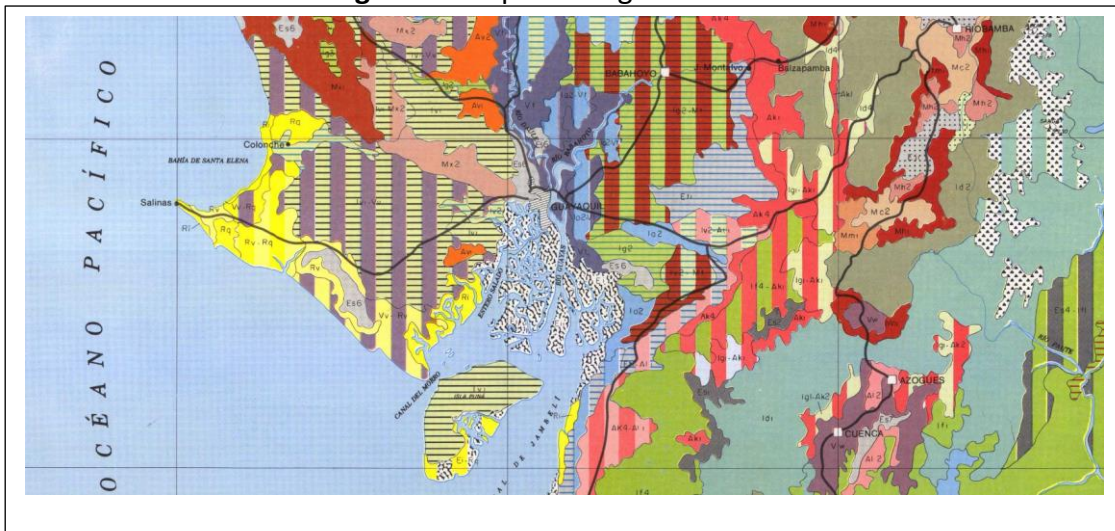
- ΣH = corresponde a la sumatoria de las fuerzas horizontales en la presa.
- ΣV = corresponde a la sumatoria de las fuerzas verticales en la presa.

4.5.13 Factor De Fricción Al Corte

Para este parámetro, las fuerzas cortantes potenciales y la resistencia al deslizamiento se pueden analizar en relación con el plano en el que se propone la estructura de la presa. Este factor requiere conocer el ángulo de pendiente del contorno del relieve, Imagen 34. (P. NOVAK, 2001)

Además, se deben determinar los valores correspondientes a la resistencia al corte del lecho rocoso, para esto se utilizó un mapa geológico del Ecuador, el cual nos permitirá clasificar el tipo de roca y sedimentación. En donde se pudo establecer que su material de origen es de depósitos aluviales gruesos de origen volcánico y/o sedimentario del tipo E_{t1} , para la ubicación de la presa hidráulica.

Imagen 42. Mapa Geológico del Ecuador



Fuente: (Mapa General de Suelos Del Ecuador. [General Soil Map of Ecuador] - ESDAC - European Commission, n.d.)

En base a esta clasificación de rocas o suelo profundo del terreno, podemos establecer el valor de cohesión y fricción del terreno, en donde se clasificará mediante la tabla 3.5. Para esta cuestión se clasifico como el “material en zona de falla triturado lentes de arcilla o rellenos arcillosos en junta”, en la Imagen 7. (P. NOVAK, 2001)

TABLA 48. Cálculo de diseño de vertedero

FACTOR DE FRICCIÓN AL CORTE		
c	15.3	T/m2
φ	0.25	°
α	3	°
Longitud	1	m
Ando Presa	13.2	m
Ah	13.2	m2
ΣH	6.521	T
ΣV	-155.383	T
Fsf	7.14	CUMPLE

$$F_{SF} = \frac{c * A_h + \Sigma V * Tan\phi}{\Sigma H}$$

Elaboración Propia

4.5.14 Diseño De Vertedero Por Rebose

Respecto a los estudios hidrológicos del caudal donde presenta un flujo constante, podemos comprender que la presencia de una presa de gravedad no es óptima para este canal, por tal motivo se decidió el diseño de un vertedero por rebose con perfil tipo creager. Teniendo en cuenta este dato se procede a la obtención de la altura de la lámina vertiente sobre la coronación del vertedero (H_o), la cual nos permitirá determinar el diseño geométrico de la presa con respecto al caudal de diseño establecido.

TABLA 49. Cálculo de diseño de vertedero

DISEÑO DEL VERTEDERO		
Q	18414.1731	pies^3/seg
C	4.03	
L	127.96	pies
Ho	10.84	pies
Ho	3.31	m
Ho	3.5	m
P	2.2	m

$$Q = C * L * H_o^{1.5}$$

Elaboración Propia

Teniendo finalmente la lámina vertiente (H_o), procedemos a calcular el perfil del vertedero el cual va a tener una altura de 2.2 m. Con estos parámetros se realiza el diseño del vertedero tomando en cuenta el dimensionamiento de la Imagen 49.

Mediante el dimensionamiento de la Imagen 49, tendríamos los respectivos cálculos ya sean de distancia tanto horizontales, verticales e inclinadas.

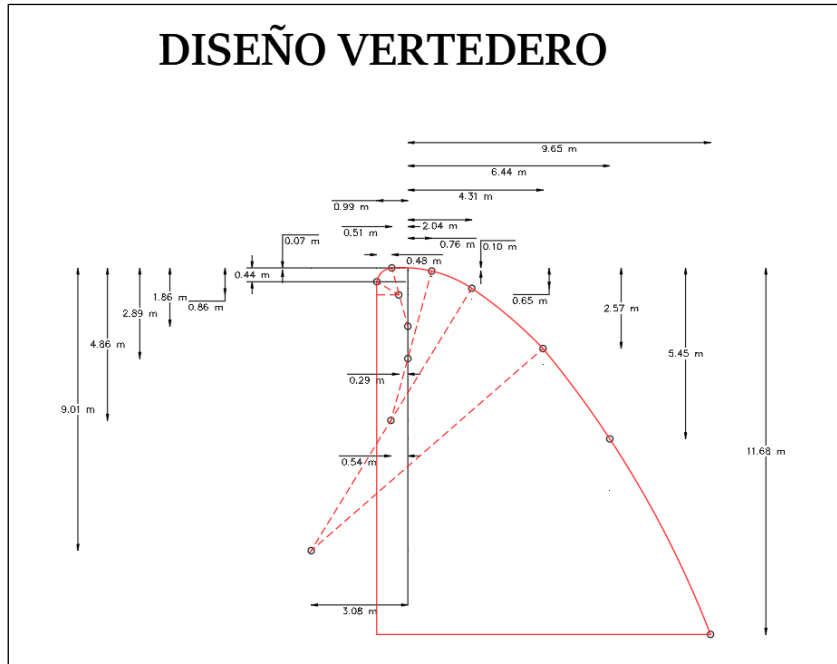
TABLA 50. Dimensionamiento del vertedero

MEDIDAS HORIZONTALES			MEDIDAS VERTICALES		
0.147* H_o	0.51	m	0.021* H_o	0.07	m
0.284* H_o	0.99	m	0.127* H_o	0.44	m
0.082* H_o	0.29	m	0.247* H_o	0.86	m
0.154* H_o	0.54	m	0.530* H_o	1.86	m
0.880* H_o	3.08	m	0.825* H_o	2.89	m
3.668* H_o	12.84	m	1.389* H_o	4.86	m
8.329* H_o	29.15	m	2.575* H_o	9.01	m
0.217* H_o	0.76	m	5.007* H_o	17.52	m
0.583* H_o	2.04	m	7.927* H_o	27.74	m
1.230* H_o	4.31	m	0.029* H_o	0.10	m
1.840* H_o	6.44	m	0.187* H_o	0.65	m
2.758* H_o	9.65	m	0.734* H_o	2.57	m
			1.556* H_o	5.45	m
			3.336* H_o	11.68	m

MEDIDAS INCLINADAS		
R1	0.82	m
R2	1.86	m
R3	2.89	m
R4	4.94	m
R5	9.80	m
R6	22.75	m
R7	42.00	m

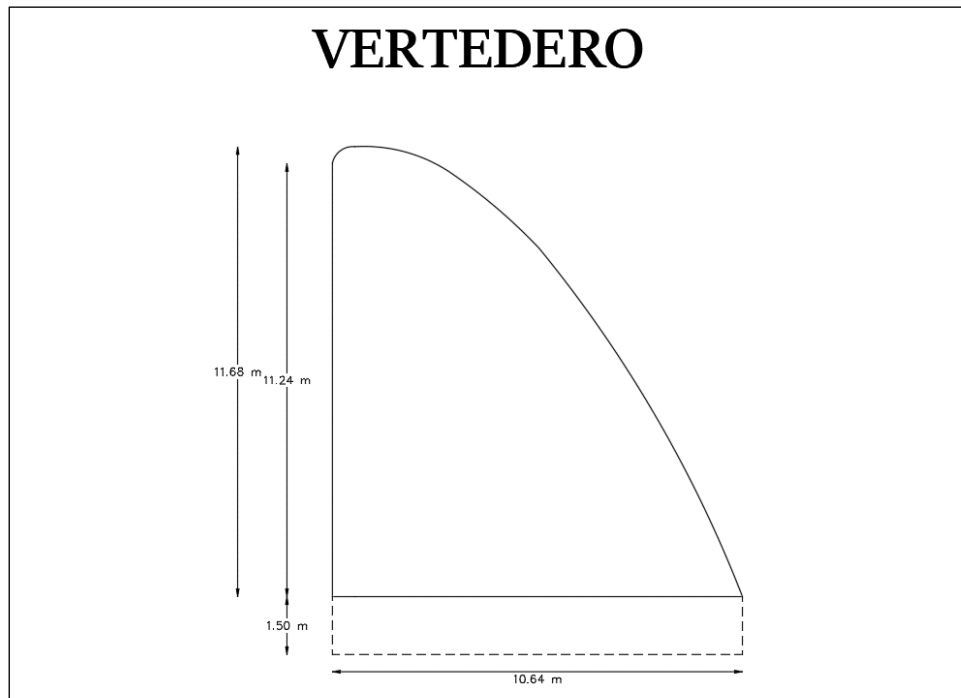
Elaboración Propia

Imagen 43. Dimensionamiento del vertedero



Elaboración Propia

Imagen 44. Vertedero



Elaboración Propia

En base al diseño del vertedero, podemos pasar a determinar la longitud efectiva en la coronación del vertedero, el cual nos ayudara a determinar la cantidad de pilas del tipo de presa de gravedad.

TABLA 51. Longitud efectiva de la coronación

LONGITUD EFECTIVA DE LA CORONACION		
L'	39	m
N	2	
Kp	0.02	
Ka	0.2	
Ho	3.5	
L	37.32	m
Ancho de Pila	0.84	m
	1	m

$$L = L' - 2 * (N * K_p + K_o) * H_o$$

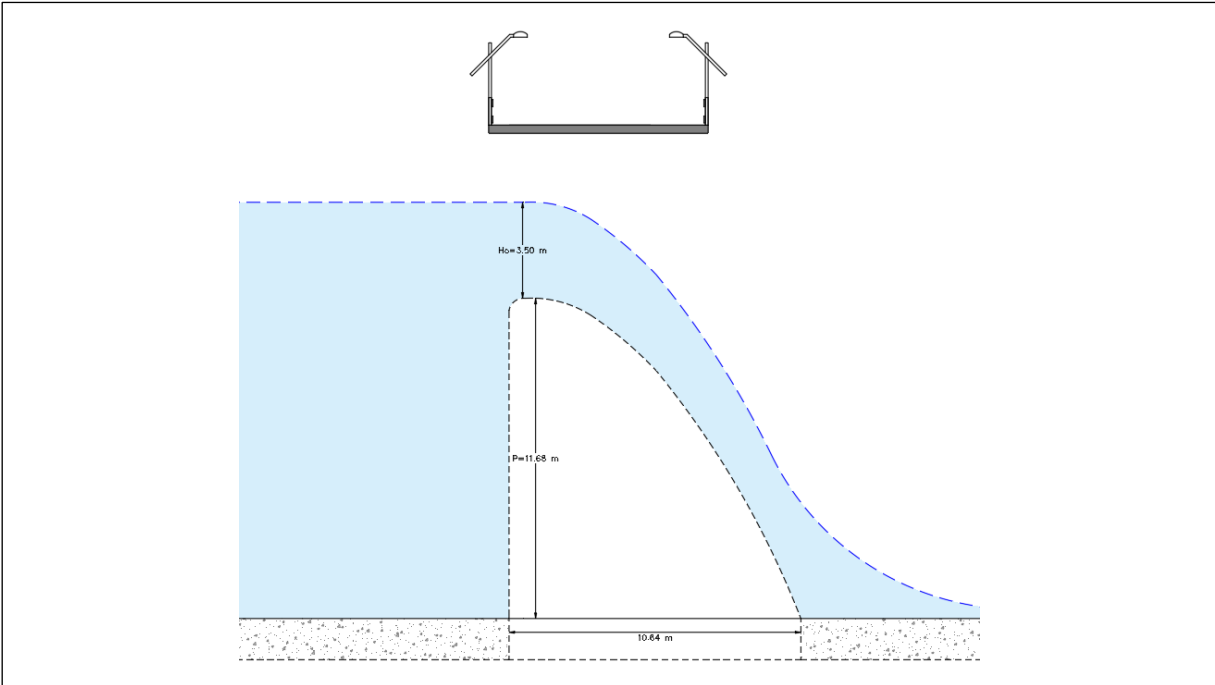
Elaboración Propia

Para los factores como Kp y Ka, se deben considerar bajo ciertas condiciones constructivas en el diseño de una presa:

- Para Pilas con tajamares rectangulares, con las esquinas redondeadas, con radios del orden de 0.1 del espesor de la pila: Kp = 0.02. (Dominy, 1970)(pag.442)
- Para estribos cuadrados con el muro de aguas arriba formado 90° con la dirección del caudal Ka = 0.2. (Dominy, 1970)(pag.442)

Sabiendo que el ancho de la pila es de 1 m, y la longitud del vertedero es de 37.32 m.

Imagen 45. Vista Lateral del Vertedero



Elaboración Propia

4.6 Análisis De Los Esfuerzos: Método De Gravedad

Se analizará los esfuerzos a los cuales estará expuesta la presa hidráulica, en base al plano topográfico del terreno. En donde se establecerá los esfuerzos:

4.6.1 Esfuerzo Normales Verticales

TABLA 52. Esfuerzos normales verticales

ESFUERZO NORMALES VERTICALES		
ΣM	56.725	T m
ΣV	188.703	T
e	0.301	m
T	1	m
γ'	0.5	m
σ_{zu}	-151.65	T/m ²
σ_{zd}	529.05	T/m ²

Elaboración Propia

$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	$y' = \frac{T}{2}$
$\sigma_{zu} = \frac{\Sigma V}{T} * \left(1 - \frac{6 * e}{T}\right)$	$\sigma_{zd} = \frac{\Sigma V}{T} * \left(1 + \frac{6 * e}{T}\right)$

4.6.2 Esfuerzo Cortante horizontales

TABLA 53. Esfuerzos cortantes horizontales

ESFUERZO CORTANTES HORIZONTALES		
ϕ_u	11	°
ϕ_d	55	°
P_w	5.7	T/m2
τ_u	-7.71E-13	T/m2
τ_d	2.07E-12	T/m2

Elaboración Propia

$P_w = \gamma_w * H_1$	$\tau_u = (P_w - \sigma_{zu}) * \tan \phi_u$
$\tau_u = \sigma_{zd} * \tan \phi_d$	

- ϕ_u = corresponde al ángulo formado por el talud y la vertical para aguas arriba.
- ϕ_d = corresponde al ángulo formado por el talud y la vertical para aguas abajo.

4.6.3 Esfuerzo Normales horizontales

TABLA 54. Esfuerzos normales horizontales

ESFUERZO NORMALES HORIZONTALES		
ϕ_u	11	°
ϕ_d	55	°
P_w	5.7	T/m2
σ_{zu}	-151.65	T/m2
σ_{zd}	529.05	T/m2
σ_{yu}	5.7	T/m2
σ_{yd}	0	T/m2

Elaboración Propia

$\sigma_{yu} = P_w + (\sigma_{zu} - P_w) * \tan^2 \phi_u$	$\sigma_{yd} = \sigma_{zd} * \tan^2 \phi_u$
---	---

4.6.4 Esfuerzo Principales

TABLA 55. Esfuerzos principales

ESFUERZOS PRINCIPALES					
AGUAS ARRIBA			AGUAS ABAJO		
σ_z	-151.65	T/m2	σ_z	529.05	T/m2
σ_y	5.7	T/m2	σ_y	0	T/m2
τ	-7.71E-13	T/m2	τ	2.07E-12	T/m2
τ_{max}	78.67	T/m2	τ_{max}	264.53	T/m2
σ_1	5.7	T/m2	σ_1	529.05	T/m2
σ_3	-151.6	T/m2	σ_3	0.00	T/m2

Elaboración Propia

$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} + \tau_{max}$	$\sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} - \tau_{max}$
---	---

$$\tau_{max} = \left(\left(\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau^2 \right)^{1/2}$$

CAPITULO 5

5.1 CONCLUSIONES

- Se desarrollo una recopilación de datos hidrológicos anuales tanto de caudales y precipitaciones, también un levantamiento topográfico mediante fotogrametría el cual nos da una perspectiva más amplia del terreno. Además de una toma de muestra de suelo del terreno a trabajar a unas profundidades de entre 1 y 2 m.
- Se realizo un diseño basado a las cotas recopiladas en la información topográfica procesada. La cual nos permitirán determinar la altura máxima de la presa con unos 8 m de altura, además de añadirle 1.5 m de cimentación. Con estos datos se realizó la obtención de las presiones las cuales actúan a la presa, y a su vez mediante el tipo de terreno sísmico, las fuerzas sísmicas que son fundamentales en el diseño geométrico de la presa.
- Mediante las fuerzas obtenidas, comprobamos los factores de seguridad en donde se analizó primero para estabilidad al vuelco el cual cumplió los requisitos, posterior a estabilidad de deslizamiento y fricción a corte la cual también cumple.
- Debido a un flujo constante la presencia de una presa a gravedad no es viable, por tal motivo se optó en implementar una presa de derivación (Perfil Tipo Creager).

5.2 RECOMENDACIONES

- Es necesario evaluar el impacto que tendría una presa en una canal, con un constante flujo del agua, el cual puede tener aspectos relevantes en la parte económica e impactos ambientales.
- Se debe considerar la planificación a largo plazo de la presa y la duración prevista del proyecto debe ser suficiente para garantizar la viabilidad y eficacia de la presa.
- Es importante implementar un plan de monitoreo y mantenimiento regular para garantizar el funcionamiento óptimo y la seguridad de la presa.
- Es indispensable el planteamiento de la optimización de la presa mediante el diseño de captación de agua ya sea aprovechando los recursos hídricos, o generando un desviadero lateral.
- Es fundamental realizar un estudio para la selección de materiales, en base a las especificaciones del material, en donde se deben cumplir los requisitos de la ingeniería tanto estructural como hidráulicas de la presa.

5.3

ANEXOS

Imagen 46. Vía de acceso al puente



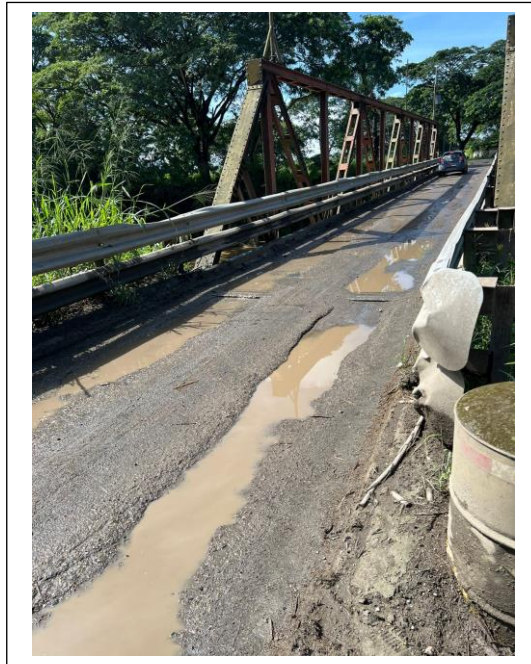
Fuente: Elaboración Propia

Imagen 47. Canal del Rio Barranco Alto



Fuente: Elaboración Propia

Imagen 48. Puente



Fuente: Elaboración Propia

Imagen 49. Canal con niveles de agua bajo



Fuente: Elaboración Propia

Imagen 50. Canal con niveles de agua alto



Fuente: Elaboración Propia

5.4 BIBLIOGRAFIA

1. P.NOVAK, A. M. (2001). ESTRUCTURAS HIDRAULICAS. Colombia: Emma Ariza Herrera.
2. RECLAMATION, B. O. (s.f.). DISEÑO DE PEQUEÑAS PRESAS 3er Edicion Americana. UNIVERSIDAD DE LLEIDA: Bellisco Ediciones.
3. UNITED STATES DEPARTAMENTO DE THE INTERIOR, S. L. (1970). PROYECTO DE PRESAS PEQUEÑAS. MADRID: DOSSAT
4. Sistema de cimentación modular de instalación y desinstalación rápida para la construcción de presas hidráulicas inflables y presa hidráulica que lo contiene Delgado Ramos F, Moreno Pérez J, Núñez de Castro Martín M(2013)
5. Criterios hidráulicos para el diseño de cuencos de disipación de energía en presas bóveda con vertido libre por coronación Puertas J(1995)
6. ¿Vale la pena una presa? Joyce S, Joyce S Environmental Health Perspectives (1997) 105(10) 1050-1055
7. Eling, H. H., & Sánchez, M. (2000). VI. Presas, canales y cajas de agua: la tecnología hidráulica en El Bajío mexicano. editores: Jacinta Palerm Viqueira y Tomás Martínez Saldaña 2000 Colegio de Postgraduados yy Plaza y Valdés ISBN 968-856-761-1, 97.
8. Breña, E. A., & Gómez, D. R. P. (2005). Diseño hidráulico de aliviaderos para presas pequeñas. Investigación en el Centro de Investigaciones Hidráulicas del Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría.
9. Flórez, R. O. (2011). Hidráulica. Generación de energía. Ediciones de la U.
10. Castillo Hidalgo, E. R., & Machoa Padilla, E. A. (2009). Acoplamiento de sistema hidraulico a prensa mecanica (Bachelor's thesis).
11. Salvatierra Cuenca, V., & Gómez Cabeza, F. (2016). La presa de la garganta del Ciervo, s. XII (Segura de la Sierra, Jaén, España): aportaciones a la ingeniería hidráulica andalusí.
12. Ahmadi, M. T., Izadinia, M., & Bachmann, H. (2001). A discrete crack joint model for nonlinear dynamic analysis of concrete arch dam. Computers & Structures, 79(4), 403-420 .
13. Cotler, H., Gutiérrez, S., & de Ecosistemas, C. (2005). Inventario y evaluación de presas de la Cuenca Lerma-Chapala. Instituto Nacional de Ecología, México.
14. Espinosa, M. E. (2010). Ingeniería de presas escolleras.
15. MORENO, A. D. G., CRUZ, E. S. P., & ORTIZ, J. E. G. CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURA HIDRAULICA PRESA TIPO INDIA PARA COMPLEMENTAR EL CANAL EN EL LABORATORIO DE INGENIERÍAS DE LA UNIVERSIDAD COOPERATIVA DE COLOMBIA SEDE VILLAVICENCIO.
16. Alfonso-Bonilla, L. M., & León-Rodríguez, L. A. (2019). Comparación de parámetros y obras hidráulicas utilizadas en las represas de Furnas e Hidroituango.
17. Espín Claudio, E. M., & Oña Guachamin, J. R. (2013). Diseño e implementación de un sistema de control semiautomático para una plegadora hidráulica vertical con panel operador e interfaz de comunicación (hmi) para la empresa carrocería centauro ubicada en el sector san gerardo parroquia 11 de noviembre "Latacunga".
18. Nilson, A. H., Darwin, D., & Dolan, C. W. (Año de publicación). *Design of Concrete Structures*. Editorial.

19. Water Resources Technical Publication. (Año de publicación). *Concrete Dams: Design and Construction Manual*. Editorial.
20. Delgado Camacho, P. A. (2016). Diseño hidráulico del sistema de desvío del Proyecto Hidroeléctrico Savegre.
21. (El Clima En Coronel Marcelino Maridueña, El Tiempo Por Mes, Temperatura Promedio (Ecuador) - Weather Spark, n.d.
22. Mapa General de Suelos Del Ecuador. [General Soil Map of Ecuador] - ESDAC - European Commission, n.d.)
23. ASTM International, 1. B.-2. (DICIEMBRE de 2015). Obtenido de chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/https://ensayosdelaboratoriosuelos.files.wordpress.com/2015/12/traduccic3b3n-astm-d4318.pdf
24. Dominy, F. E. (1970). Proyecto de Presas Pequeñas. MADRID: Editorial Dossat.
25. Eduardo Martínez, P. B. (s.f.). Diseño de Pequeñas Presas. BELLISCO EDICIONES.
26. WHITMAN, T. W. (2004). MECANICA DE SUELOS. MEXICO: LIMUSA NORIEGA EDITORES.
27. D, V. T. (2004). *HIDRAULICA DE CANALES ABIERTO*. Colombia: Martha Edna Suarez R.