



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**INSTRUCTIVO PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO DE LAS ESTRUCTURAS DE
CONTENCIÓN Y DE CONTROL DE SEDIMENTOS EN UN SISTEMA FLUVIAL
DE DERIVACIÓN CIMENTADO EN SUELO**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
Título de Ingeniera Civil

AUTORA: JHOANNA SANDY VALLEJO FUENTES

TUTOR: FERNANDO VINICIO ULLOA LÓPEZ

Quito - Ecuador
2024

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Jhoanna Sandy Vallejo Fuentes con documento de identificación N° 1722780879
manifiesto que:

Soy la autora 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
parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 30 de septiembre del 2024

Atentamente,



Jhoanna Sandy Vallejo Fuentes

1722780879

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

Yo, Jhoanna Sandy Vallejo Fuentes con documento de identificación N° 1722780879, 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 autora del Proyecto Técnico: “Instructivo para el análisis estático de las estructuras de contención y de control de sedimentos en un sistema fluvial de derivación cimentado en suelo”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniera 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.

Quito, 30 de septiembre del 2024

Atentamente,



Jhoanna Sandy Vallejo Fuentes

1722780879

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Fernando Vinicio Ulloa López con documento de identificación N° 1706347539, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: INSTRUCTIVO PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO DE LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN Y DE CONTROL DE SEDIMENTOS EN UN SISTEMA FLUVIAL DE DERIVACIÓN CIMENTADO EN SUELO, realizado por Jhoanna Sandy Vallejo Fuentes con documento de identificación N° 1722780879, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 30 de septiembre del 2024

Atentamente,



Ing. Fernando Vinicio Ulloa López

1706347539

DEDICATORIA

El presente proyecto de titulación dedico a mi mayor fortaleza que es Dios por darme siempre la fuerza, fortaleza y sabiduría necesaria en cada momento de mi vida para poder finalizar mis estudios.

A mis padres Gonzalo Vallejo y Mariana Fuentes, quienes son los pilares fundamentales de mi vida, quienes han hecho tantos sacrificios por mí y me han apoyado siempre en cada momento y paso que doy, no solo económicamente sino también con su amor incondicional, con su sabiduría para guiarme por un buen camino a pesar de todos mis tropiezos jamás dejarme sola y confiar en mí, los amo mucho.

A mis hermanos David, Jefferson y mi hermana Mayte, por siempre estar conmigo incondicionalmente apoyándome en los buenos y malos momentos, por brindarme sus grandes consejos, su amor, por ayudarme a nunca rendirme y seguir adelante en la vida, los amo hermanos.

A mis sobrinos Valentina, Priscila, Alexis, Samuel, quienes también me han dado las fuerzas necesarias para no rendirme jamás y a quienes amo con mi vida.

Jhoanna Sandy

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, a Dios por guiar cada paso de mi vida y darme las fuerzas y fortaleza para seguir adelante y por regalarme la mejor familia del mundo y a las personas indicadas en el transcurso de este camino que me han podido ayudar.

A mi familia que son mis padres, hermanos y mis sobrinos que confiaron en mi para poder alcanzar este gran logro en mi vida profesional, sin importar el tiempo ni las circunstancias que pasaron siempre me apoyaron y estuvieron para mi incondicionalmente.

A la Universidad Politécnica Salesiana por brindarme su conocimiento a través de cada uno de sus docentes, en especial al Ingeniero Fernando Vinicio Ulloa López mi tutor de tesis, que siempre me ayudó en todo, me apoyó, me brindó de su valioso tiempo y me dio ánimos para culminar este proyecto.

Al Ingeniero Jorge Iván Calero Hidalgo, por su apoyo por toda su predisposición, por regalarme de su tiempo y enseñanza para poder finalizar mi proyecto de titulación a pesar de las circunstancias.

Jhoanna Sandy

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I.....	1
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES	1
1.1 Introducción	1
1.2 Problema de estudio	2
1.2.1 Antecedentes.....	2
1.2.2 Importancia y alcance.....	4
1.3 Delimitación	5
1.4. Justificación.....	8
1.5 Objetivos	9
1.5.1 Objetivo general	9
1.5.2 Objetivos específicos.....	9
CAPÍTULO II	10
MARCO TEÓRICO	10
2.1 Sistema hidráulico fluvial de derivación.....	10
2.2 Información básica requerida y utilizada en el estudio	11
2.2.1 Geológico- geotécnica y de material del lugar.	11
2.2.2 Información hidrológica y climática (caudales unitarios, curva de descarga, velocidad del viento).	12
2.2.3 Información topográfica	13
2.2.4 Información hidráulica y de operación (Dada por los caudales unitarios y el nivel normal de operación (NNO))......	14

2.2.5 Propiedades físicas del suelo de cimentación y del material de relleno de la presa.	14
2.3 Presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado	15
2.3.1. Formulación del perfil teórico triangular	15
2.3.2. Formulación del perfil hidráulico	19
2.3.3. Formulación del perfil preliminar	22
2.3.4. Formulación del perfil constructivo	23
2.4. Muros de contención a gravedad (muros de enlace).	30
2.4.1 Criterios generales. escenarios y cargas	30
2.4.2 Análisis de un muro hidráulico.....	30
2.4.3 Análisis mecánico del muro de enlace	31
2.4.4 Análisis a los que debe ser sometido un muro de enlace	31
2.4.5 Fuerzas actuantes sobre el muro.....	32
2.4.6 Empuje del suelo tras el muro	32
2.4.7 Parámetros que intervienen en el análisis de un muro de enlace a gravedad	36
2.4.8 Fuerzas que actúan sobre un muro de enlace	36
2.4.9 Análisis a los que debe ser sometido un muro de enlace	37
2.5. Presa de Tierra.....	37
2.5.1 Determinación de la sección transversal y altura de la presa	39
2.5.2 Verificación de la resistencia a la filtración del relleno de la presa y del suelo de cimentación.....	40
2.5.3 Análisis de filtración.....	40

2.5.4 Análisis de la resistencia al corte.....	41
2.5.5 Análisis de deformaciones.....	42
2.5.6 Fuerzas externas básicas que actúan sobre una presa.....	42
CAPÍTULO III.....	44
METODOLOGÍA.....	44
3.1. Tipo de investigación	44
3.2. Metodología de la investigación	44
3.3. Técnica de recolección de información.....	44
CAPÍTULO IV.....	45
DESARROLLO DEL PROYECTO.....	45
4.1 Procedimiento para el diseño de una presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo.....	45
4.1.1 Formulación del perfil teórico triangular	45
4.1.2 Formulación del perfil hidráulico	50
4.1.3 Formulación del perfil preliminar	54
4.1.4 Formulación del perfil constructivo	55
4.1.5 Parámetros que intervienen en el análisis de la presa de hormigón para diferentes condiciones geomecánicas, hidráulicas y constructivas	75
4.1.8 Análisis de los Resultados.	86
4.1.9 Alturas máximas técnicamente posibles de la presa de hormigón en función del coeficiente de fricción en el contacto del suelo de cimentación con la base de la presa.	91
4.2 Procedimiento para el diseño de un Muro de Enlace de Hormigón a Gravedad Cimentado en Suelo	92

4.2.1 Criterios generales. escenarios y cargas	92
4.2.2 Análisis de un muro hidráulico.....	93
4.2.3 Análisis mecánico del muro de enlace	95
4.2.4 Análisis a los que debe ser sometido un muro de enlace	97
4.2.5 Fuerzas actuantes sobre el muro.....	98
4.2.6 Empuje del suelo tras el muro	98
4.2.7 Parámetros que intervienen en el análisis de un muro de enlace a gravedad	102
4.2.9 Análisis de los resultados.	106
4.3 Procedimiento para el diseño de una presa de material del lugar cimentada en suelo.	107
4.3.1 Cota de la corona de la presa de material del lugar	107
4.3.2 Análisis estático de la presa material del lugar.	108
4.3.3 Verificación de la resistencia a la filtración del relleno de la presa.	109
4.3.4 Determinación del caudal de filtración y construcción de la línea piezométrica en la presa.....	111
4.3.5 Verificación de la estabilidad al deslizamiento de la presa de material del lugar.	114
4.3.7 Análisis de los resultados.	126
CONCLUSIONES.....	135
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	137
ANEXOS.....	139

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Características físico-mecánicas en los suelos en el sitio de cierre	5
Tabla 2. <i>Curva de descarga del rio en el sitio de derivación</i>	6
Tabla 3. <i>Coeficiente de fricción</i>	12
Tabla 4. <i>Caudales unitarios</i>	12
Tabla 5. <i>Curva de descarga del rio en el sitio de derivación</i>	13
Tabla 6. <i>Características físico-mecánicas en los suelos en el sitio de cierre</i>	14
Tabla 7. <i>Coordenadas del perfil Creager - Ofizerov</i>	19
Tabla 8. <i>Coordenadas unitarias Creager - Ofizerov</i>	50
Tabla 9. Brazos de momento fuerzas verticales:.....	72
Tabla 10. <i>Brazos de momento fuerzas horizontales:</i>	73
Tabla 11. Momentos:	73
Tabla 12. <i>Resultados de los cálculos de la presa de hormigón</i>	77
Tabla 13. <i>Resultados de los cálculos de la presa de hormigón (con drenaje bajo la presa..</i> 82	
Tabla 14. <i>Brazos de momentos fuerzas veticales</i>	100
Tabla 15. <i>Brazos de momentos fuerzas horizontales</i>	100
Tabla 16. <i>Momentos.</i>	101
Tabla 17. <i>Momentos.</i>	104
Tabla 18. <i>Valores de R_{inf} y R_{sup}.</i>	115
Tabla 19. <i>El procedimiento para determinar el factor de seguridad al deslizamiento</i>	117
Tabla 20. <i>Magnitudes de los esfuerzos.</i>	119
Tabla 21. <i>Resultados de esfuerzos o, de una carga triangular</i>	120
Tabla 22. <i>Magnitudes de os esfuerzos, o expresados en fracción de la intensidad p de una carga rectangular.</i>	120
Tabla 23. <i>Resultados de esfuerzos o, de una carga rectangular.</i>	121
Tabla 24. <i>Resultados de esfuerzos o, de una carga rectangular.</i>	122
Tabla 25. <i>Resultados de los cálculos de la Presa de material del lugar Cimentada en el suelo.</i>	124

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Mapa de la topografía de la zona para la cual se visualiza el diseño.	7
Figura 2. Esquema general de implantación de las obras consideradas	7
Figura 3. Presa de derivación.	11
Figura 4. Mapa de la topografía de la zona para la cual se visualiza el diseño.	14
Figura 5. Esquema del perfil teórico triangular.	16
Figura 6. Ancho original y ancho sobredimensionado para el caso $\xi < 0$	18
Figura 7. Ancho original y ancho sobredimensionado para el caso $\xi > 0$	18
Figura 8. Forma típica del perfil Creager.	20
Figura 9. Bosquejo del radio de enlace "R" del perfil Creager con el fondo del río.	22
Figura 10. Bosquejo del perfil preliminar.	23
Figura 11. Esquema del contorno subterráneo.....	28
Figura 12. Presa de tierra.....	38
Figura 13. Esquema de una presa de tierra de material homogéneo.	39
Figura 14. Elementos de la sección transversal de una presa de tierra.	39
Figura 15. Esquema del perfil teórico triangular.	46
Figura 16. Ancho original y ancho sobredimensionado para el caso $\xi < 0$	48
Figura 17. Ancho original y ancho sobredimensionado para el caso $\xi > 0$	49
Figura 18. Forma típica del perfil Creager.	51
Figura 19. Bosquejo del perfil Creager.	53
Figura 20. Bosquejo del radio de enlace "R" del perfil Creager con el fondo del río.	54
Figura 21. Bosquejo del perfil preliminar	55
Figura 22. Esquema del contorno subterráneo.....	65
Figura 23. Esquema de la línea de contorno subterránea	66
Figura 24. Diagrama para la obtención de h_1 y h_2	67
Figura 25. Diagrama de fuerzas	72
Figura 26. Variación de las alturas máximas técnicamente posibles	87
Figura 27. Variación de las alturas máximas técnicamente posibles.....	89
Figura 28. Diagrama de fuerzas.	100
Figura 29. Línea piezométrica.	113
Figura 30. Centro crítico de deslizamiento del talud de una presa de tierra.	116
Figura 31. Radio de deslizamiento.....	117

Figura 32. <i>Carga p, de variación triangular.</i>	119
Figura 33. <i>Carga p, de variación rectangular.</i>	121
Figura 34. <i>Carga p, de variación triangular.</i>	121
Figura 35. <i>Superficie circular de falla y la masa deslizante 1 ubicado bajo la línea piezométrica.</i>	129
Figura 36. <i>Superficie de falla de talud.</i>	130
Figura 37. <i>Masa deslizante constituida por enrocado al pie del talud aguas abajo.</i>	131

RESUMEN

En el presente trabajo se desarrollan y aplican los procedimientos para el análisis estático de las estructuras de contención (presa de material del lugar y presa de hormigón), en los sistemas de derivación fluvial, así como también de los muros de hormigón que forman parte de los desarenadores convencionales en dichos sistemas.

El análisis de dichas estructuras se realiza para cinco escenarios identificado cada uno a través de: a) una condición geotécnica básica del suelo de cimentación (coeficiente de fricción); b) una condición hidráulica característica (caudal unitario para la crecida de diseño; c) el nivel de operación normal del sistema de derivación.

El análisis que se desarrolla para cada uno de los escenarios planteados incluye: verificación de la estabilidad al deslizamiento (circular en el caso de la presa de material del lugar y plano en el caso de la presa y muros de hormigón); verificación de la resistencia mecánica a través de los esfuerzos principales en la sección transversal con mayor sollicitación; verificación de la resistencia a la filtración a lo largo del flujo de filtración en el suelo de cimentación y en la presa de tierra. La presa de hormigón considerada es con vertido incorporado que, por tanto, requirió la configuración del perfil hidráulico y el análisis de disipación de energía en el enlace aguas abajo. Finalmente, para la presa y muros de hormigón se verificó la necesidad de realizar el análisis al deslizamiento profundo, en caso de existir la posibilidad de falla al corte en el interior del suelo de cimentación.

Palabras clave: Caudal, deslizamiento, estabilidad, presa, suelo.

ABSTRACT

In the present work, procedures are developed and applied for the static analysis of the retaining structures (dam made of local material and concrete), in the river diversion systems, as well as the concrete walls that are part of the conventional gritters in such systems.

The analysis of these structures is carried out for five scenarios. each identified through: a) a basic geotechnical condition of the foundation soil (friction coefficient); b) a characteristic hydraulic condition (unit flow for the design flood; c) the normal operating level of the diversion system.

The analysis that is developed for each of the proposed scenarios includes: verification of reduced stability (circular in the case of the dam made of local material and flat in the case of the dam and concrete walls); verification of mechanical resistance through the main forces in the cross section with the highest loading; Verification of resistance to seepage along the seepage flow in the foundation soil and in the earthen dam. The concrete dam considered is with built-in discharge which, therefore, required the configuration of the hydraulic profile and the analysis of energy dissipation in the downstream link. Finally, for the dam and concrete walls, the need to carry out the deep gradual analysis was verified, in case there is a possibility of shear failure inside the foundation soil.

Keywords: Flow, slip, stability, dam, soil.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1 Introducción

Junto con el aire, el agua viene siendo uno de los elementos más esenciales para la sostenibilidad de la vida humana en la tierra, puesto que sin estos dos elementos la vida tanto de tipo vegetal como animal sería imposible. En lo que respecta al agua, viene siendo el medio de mayor eficiencia para la transferencia de energía, además que constituye el disolvente universal por excelencia.

El agua al ser encauzada en canales se convierte en el medio más económico para el transporte pesado además facilitar la eliminación inmediata de toda clase de desechos sólidos y líquidos. De acuerdo con lo anterior, entonces, el aprovechamiento de los recursos hídricos constituye uno de los aspectos de mayor importancia ya sea en el desarrollo social como en la gestión sanitaria de las comunidades.

Según Krochin. “El agua está distribuida en forma muy desigual sobre el planeta. Hay zonas pantanosas sujetas a permanentes inundaciones donde la vida es precaria junto con desiertos en donde justamente por la falta de agua, la vida es imposible” (Krochin, 1994, pág. 5).

Además de lo anterior, el régimen de los ríos experimenta variaciones con el tiempo: En ciertas épocas del año, los caudales de los ríos o bien pueden ser muy pequeños o inclusive se vuelven inexistentes. En otras épocas, extensos volúmenes de agua fluyen hacia el mar sin llegar a ser debidamente aprovechados, y, en varias ocasiones grandes volúmenes se desbordan causando inundaciones, destrucción de diques, puentes y graves daños en estructuras civiles, hidráulicas y viales.

El agua es un recurso muy limitado que, raramente se lo encuentra en el nivel en el que se lo desea aprovechar: Por lo general hay que traerla desde lejanas distancias recurriendo

muchas veces al empleo de mecanismos de bombeo para ganar altura y así proceder a su transporte.

Por todo lo anteriormente mencionado, para lograr una óptima utilización de los recursos hídricos, se vuelve necesario efectuar una adecuada regulación tanto de la cantidad como del nivel de agua, siendo necesario para conseguir aquello la construcción de diferentes estructuras hidráulicas.

1.2 Problema de estudio

1.2.1 Antecedentes

El aprovechamiento de las aguas en los sistemas fluviales ha sido una constante a lo largo de la historia de la humanidad, siendo este un factor de suma importancia en el progreso y desarrollo de las civilizaciones. “El desarrollo de sistemas de contención o presas tiene como propósito el de dirigir el agua para irrigación agrícola, actividades industriales, la transformación de su caudal en energía y el suministro o abastecimiento de las zonas urbanas”. (Domínguez, 2019, pág. 35)

Existen otros tipos de presas que han sido construidas con materiales ya sea provenientes de la zona o materiales sueltos, convirtiéndose así en la tipología con mayor presencia a nivel mundial.

En lo que respecta al diseño de las presas, esta viene siendo una técnica basada en principios de mecánica de fluidos, análisis estructural, mecánica de suelos, geología, geotecnia, es decir, abarca un buen número de disciplinas ingenieriles, y es por ello que se presenta la necesidad de disponer de presas que sean técnicamente idóneas para de esta forma obtener una regulación eficiente de las aguas provenientes de las fuentes fluviales. En este contexto, para el caso del Ecuador, el Consejo de Planificación en su resolución N.- 002 – 2021 – CNP del Plan Nacional de Desarrollo 2021 – 2025 dispone “Efectuar acciones encaminadas en lograr la administración sostenible del agua en base a la implementación de mecanismos adecuados de

administración”. (Consejo de Planificación del Ecuador, 2021). De acuerdo a lo anterior, entonces, es muy importante el poder contar con presas diseñadas de tal forma que puedan ser adaptables a determinadas zonas estratégicas, importancia que se pretende solventarla mediante el presente trabajo.

Según informe de la United Nations Environment Program: “En el Ecuador hay una escorrentía media total de 432000 hm³ por año, con una escorrentía específica de 1600 mm por año, cifra muy superior a la media”. (United Nations Environment Program, 2019, pág. 15). Se dispone además de una extensa red fluvial de la cual no se ha obtenido aún el provecho suficiente de sus recursos hídricos debido sobre todo a la existencia de muchas zonas del país que presentan graves deficiencias en el acceso de agua. Es por lo anterior, que resulta fundamental el disponer de sistemas hidráulicos fluviales adecuados y eficientemente diseñados de acuerdo con la geología y topografía de la zona. Es así, que, de acuerdo con este orden de ideas, los sistemas hidráulicos fluviales de derivación, a diferencia de los sistemas de regulación se caracterizan principalmente por la altura relativamente pequeña de las estructuras de contención, así como por la necesidad de incorporar estructuras adicionales para el control de sedimentos, sobre todo galerías de purga y desarenadores, mismas que evitarán el ingreso de los sedimentos al conducto de derivación, siendo ésta, una particularidad que frecuentemente origina tanto complicaciones de tipo constructivo como operativo junto con modificaciones adversas en la dinámica del cauce.

Por otra parte, las soluciones constructivas encaminadas a enfrentar los problemas anteriormente mencionados dependerán en gran medida de las características del o los tramos del río en el que se prevé la intervención, en efecto, en los tramos de montaña predominan los sedimentos de fondo, mismos que se caracterizan por estar constituidos por materiales de granulometría gruesa, mientras que en los tramos de piedemonte y llanura predominan los sedimentos en suspensión.

Por otra parte, en los tramos de llanura y piedemonte, el ancho relativamente extenso de los valles requiere frecuentemente la necesidad de incluir en los sistemas de derivación una presa ciega junto con la presa con vertido incorporado.

1.2.2 Importancia y alcance

El desarrollo de sistemas conformados por presas es muy importante para los países del mundo, cuya geografía cuenta con extensas redes fluviales, debido a que las mismas posibilitan gestionar de mejor forma el agua para posteriormente ser destinada tanto al consumo humano como al uso industrial. En el caso del Ecuador, su geografía dispone de extensos terrenos que son aprovechados para la producción de alimentos y debido a ello se desarrollan actividades relacionadas con la agricultura y la ganadería. Según el Banco Mundial “hay 338000 hectáreas manejadas por agricultores ecuatorianos en categoría de pequeños y medianos productores, de los cuales, el 93% emplea métodos tradicionales de irrigación que no tienen buena eficiencia, además de no contar con capacidad de almacenamiento de agua”. (Banco Mundial, 2021, pág. 24)

La ejecución del diseño de una presa que sirva de modelo referente a instituciones gubernamentales que puedan llevar a cabo este tipo de infraestructuras, así como la disponibilidad de criterios y técnicas para ser evaluadas, dispone de una amplia relevancia, debido a que los procesos de ingeniería los realizan empresas consultoras y constructivas de alto prestigio siendo en consecuencia trabajos costosos, limitando así, la ejecución de algún proyecto de construcción de presas para el uso tanto de agricultores como para la colectividad en general.

En lo que respecta al territorio ecuatoriano, los tramos de piedemonte de los ríos se encuentran en algunas zonas de la región andina, litoral, así como en la amazónica. En lo referente a los tramos de llanura, estos se encuentran fundamentalmente en la región litoral.

El presente trabajo tiene como alcance, el análisis integral de dos estructuras de contención: Una presa vertedero de hormigón a gravedad cimentada en suelo y una presa ciega de tierra. Junto con el respectivo bosquejo de la estructura se considerará el diseño de subterráneo, análisis de resistencia a la filtración junto con el análisis estático de la presa y el diseño del desarenador. (ver figura 2)

1.3 Delimitación

El presente trabajo está circunscrito en un escenario topográfico (ver Tabla1.) pero, conforme se indica en la introducción, hay cinco escenarios geológico- geotécnicos (5 indicadores de corte), hidrológicos (cinco caudales unitarios) y constructivos (cinco alturas de presa) (ver Tabla 2)

Tabla 1.

Características físico-mecánicas en los suelos en el sitio de cierre

Identificación del suelo	Densidad del suelo (Kg/m ³)	Ángulo de fricción interna ϕ°	Cohesión específica C (Kpa)	Velocidad Máxima permisible (m/s)	Coeficiente de filtración K_f (cm/s)	Gradiente permisible J	Esfuerzo Compresor permisible (KPa)
Limo arenoso	1650,00	26	40	2,25	1×10^{-6}	0,40	350,00

Nota. Datos de reporte geotécnico de la zona. Elaborado por: La autora.

Tabla 2.

Curva de descarga del río en el sitio de derivación

Caudal	Altura
Q (m³/s)	H (m)
10	5
15	10
20	15
25	20
30	25

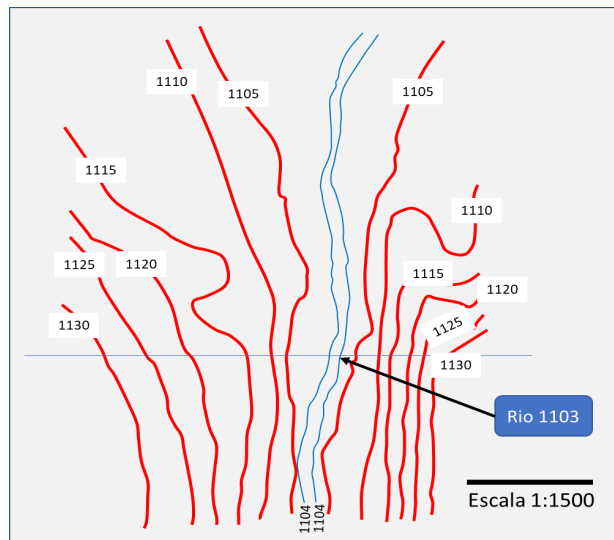
Nota. Datos de mediciones de caudales de la zona. Elaborado por: La autora.

El análisis este estará enmarcado dentro de un conjunto de parámetros iniciales dados por una cota de fondo del río de 1103 msnm, una profundidad aguas arriba de 26 metros, nivel normal del embalse NNE de 1130 metros, caudal de crecida de 230 m³/s.

En lo que respecta a la topografía del lugar, su relieve está conformado por curvas de nivel representadas en un intervalo de 5,0 metros a escala 1:1500 representada en la Figura 1. La velocidad del viento de diseño es de 25 m/s y se cuenta con curva de descarga del río en el sitio de cierre.

Figura 1.

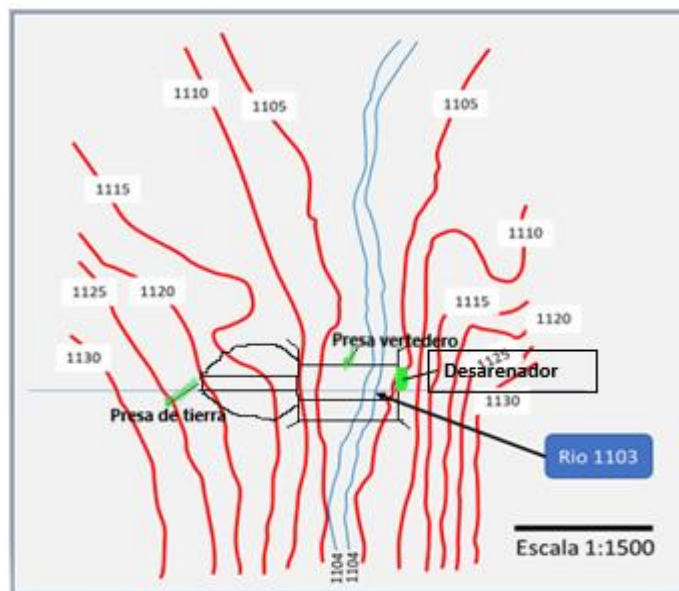
Mapa de la topografía de la zona para la cual se visualiza el diseño.



Nota. Las curvas rojas representan las curvas de nivel. Elaborado por: La autora

Figura 2.

Esquema general de implantación de las obras consideradas



Nota. Implantación de las obras hidráulicas. Elaborado por: La autora

1.4. Justificación

La justificación del desarrollo del presente trabajo se sustenta en el hecho de que las presas de tierra (limo, limo arcilloso, arcilla), así como las de hormigón vienen siendo estructuras de las que depende directa y ampliamente el óptimo desenvolvimiento de las actividades productivas y económicas de las diversas naciones. En el caso del Ecuador, al ser un país con una hidrografía conformada por extensas redes fluviales constituidas por ríos importantes, el contar con prototipos de diseños referenciales contribuiría de forma altamente favorable a precisar la adaptación de estos sistemas de contención para que puedan ser construidos en puntos estratégicos y de esta manera lograr un mejor almacenamiento y distribución del agua para las actividades agrícolas en las zonas rurales y de sostenibilidad integral en las zonas urbanas, a la vez que permitan establecer condicionantes con las que se puedan enfrentar los fenómenos de naturaleza climática que en muchas zonas han afectado los factores de precipitación ocasionando el colapso de los sistemas de riego y la aminoración del caudal de los afluentes hídricos.

La investigación que sustenta el presente trabajo se justifica además porque en base a los resultados y conclusiones que de este se obtengan, se tendrá una base de datos de referencia que podrá ser aplicada en otros estudios enfocados en el análisis y diseño de presas con características afines a las de este estudio: Presas de derivación de tierra y de hormigón a gravedad con vertido incorporado de pequeña a mediana altura.

Adicionalmente, el estado ecuatoriano ha puesto en marcha el Plan Nacional del Agua por medio del cual se busca que las provincias que tengan mayores volúmenes de recursos hídricos en sus cuencas hidrográficas se sientan motivadas a diseñar planes para el aprovechamiento sostenible de dichos recursos a través de la implementación de sistemas hidráulico – fluviales.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo general

Desarrollar los procedimientos necesarios para efectuar el análisis estático de las presas de tierra y de hormigón a gravedad.

1.5.2 Objetivos específicos

- Aplicar las bases teóricas de la ingeniería estructural – hidráulica en el análisis y diseño de los sistemas de derivación, de carga pequeña y mediana poniendo mayor énfasis en el análisis estático.
- Desarrollar los procedimientos necesarios para efectuar el análisis estático de los elementos de los desarenadores (muros) de lavado periódico en los sistemas fluviales de derivación.
- Diseñar las hojas electrónicas para el análisis estático de las presas de tierra y de hormigón a gravedad cimentadas en el suelo, así como de los elementos de los elementos de los desarenadores (muros) de lavado periódico.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Sistema hidráulico fluvial de derivación

Los sistemas de derivación son aquellos que aprovechan parte de los caudales naturales disponibles, afluentes al sitio de intervención, son sistemas que no disponen de embalses de almacenamiento.

Con frecuencia, los sistemas de derivación incluyen una estructura de contención (presa) para elevar el nivel de agua en la fuente, hasta la cota que permita la operatividad del sistema. La ausencia de un volumen para almacenar sedimentos (volumen muerto) propio de un sistema de regulación, determina que, generalmente, el principal problema que debe ser resuelto en los sistemas derivación sea el control de los sedimentos.

En los sistemas de derivación, la principal obra de infraestructura hidráulica generalmente es la presa derivadora de hormigón (ver Figura 3) que generalmente es una presa con vertido incorporado habitualmente cimentada en suelo y que es comúnmente conocida como presa vertedero (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021).

Una presa en tierra es un tipo de estructura que se construye como un terraplén largo y estrecho compuesto de tierra compactada u otros materiales. La presa está diseñada para retener agua y crear un embalse aguas arriba de la presa. La estructura de control de sedimentos tiene como objetivo controlar el arrastre de sedimentos en las secciones donde este fenómeno ocurre.

Muro de enlace constituye la estructura ubicada entre la presa de hormigón a gravedad y la ladera del sitio de presa o entre la presa de hormigón a gravedad y la presa de material del lugar, cuando ésta forma parte del frente de contención de un sistema de derivación. (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021).

Muro de dissipación en el caso de los aliviaderos de excedentes, para disipar la energía cinética excedente al pie de una presa o de una rápida, a más de la alternativa con pozo de dissipación puede adoptarse la alternativa con muro de dissipación. El objetivo del muro es permitir que el resalto hidráulico no se desplace, sino que se inicie en la sección de la profundidad contraída, al pie de la presa o de la rápida (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021).

Figura 3.

Presa de derivación.



Nota. Se observa un ejemplo de la presa de hormigón. Fuente: Wikiwand.com

2.2 Información básica requerida y utilizada en el estudio

El presente trabajo está circunscrito en un escenario topográfico, pero, conforme se indica en la introducción, hay cinco escenarios geológico- geotécnicos (5 indicadores de corte), hidrológicos (cinco caudales unitarios) y constructivos (cinco alturas de presa)

2.2.1 Geológico- geotécnica y de material del lugar.

De acuerdo con los escenarios considerados se toma en cuenta la cohesión específica del suelo de cimentación: el coeficiente de fricción en el contacto del suelo de cimentación con la base de la presa, este valor es asumido en correspondencia con la magnitud del coeficiente de fricción. (ver Tabla 3.)

Tabla 3.

Coeficiente de fricción

Coeficiente de fricción <i>f</i>
0,20
0,25
0,30
0,35
0,40

Nota. Atraves de esta tabla se presentan los coeficientes de fricción. Elaborado por: La autora

2.2.2 Información hidrológica y climática (caudales unitarios, curva de descarga, velocidad del viento).

Caudales unitarios: caudal de crecida en el sitio, para la probabilidad de ocurrencia de diseño, expresado a través de caudales unitarios asumidos dentro del rango que normalmente corresponde a cimentaciones en suelos (de 10 a 30 m³/s.m.). (ver Tabla 4.)

Tabla 4.

Caudales unitarios

q (m³/s)
10
15
20
25
30

Nota. Se presentan los caudales unitarios utilizados para el desarrollo. Elaborado por: La autora

La curva de descarga establece la relación entre el caudal afluente y la profundidad del agua en el río. (ver Tabla 5.)

Tabla 5.

Curva de descarga del rio en el sitio de derivación

Caudal	Altura
Q (m³/s)	H (m)
10	5
15	10
20	15
25	20
30	25

Nota. Se presentan los caudales y alturas utilizadas para el desarrollo. Elaborado por: La autora

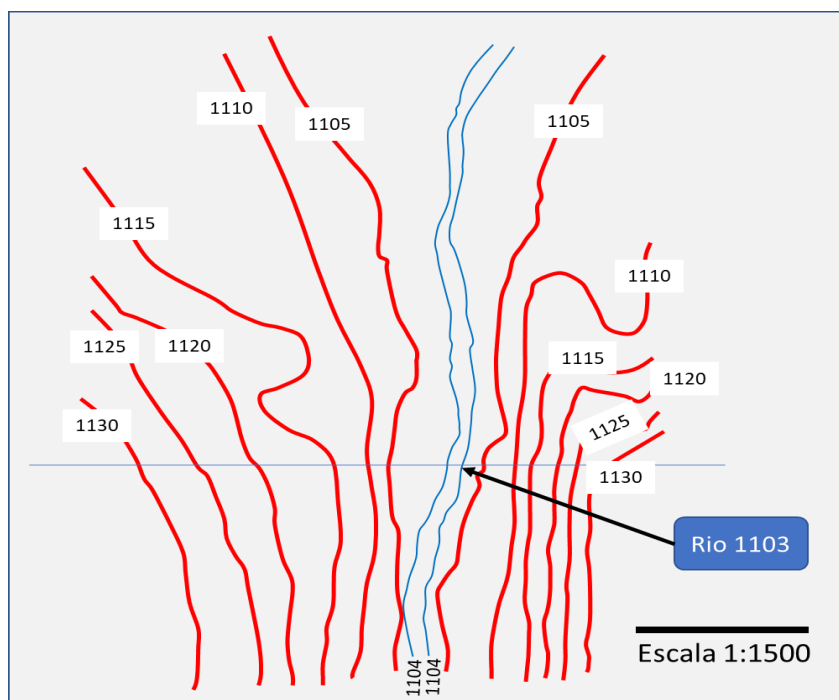
La velocidad del viento correspondiente al periodo de retorno asumido entre 100 y 200 años, para el sitio de implantación.

2.2.3 Información topográfica

En lo que respecta a la topografía del lugar, su relieve está conformado por curvas de nivel representadas en un intervalo de 5,0 metros a escala 1:1500 representada en la Figura 4.

Figura 4.

Mapa de la topografía de la zona para la cual se visualiza el diseño.



Nota. Las líneas rojas representan las curvas de nivel. Elaborado por: La autora

2.2.4 Información hidráulica y de operación (Dada por los caudales unitarios y el nivel normal de operación (NNO)).

El NNO es la altura de la presa medida desde el fondo natural del río y esta altura es un dato entrada variable, (que son 5, 10, 15, 20, 25 metros), el NNO es a su vez la profundidad normal aguas arriba.

La profundidad aguas abajo se determina para el supuesto crítico de que la velocidad de flujo es igual a la máxima permisible para cada caudal unitario.

2.2.5 Propiedades físicas del suelo de cimentación y del material de relleno de la presa.

Se presenta una tabla con las propiedades físicas del suelo de cimentación y del material de relleno de la presa en la cual se puede observar, la densidad, el ángulo de fricción, la cohesión específica, la velocidad máxima permisible, el coeficiente de fricción, gradiente permisible y el esfuerzo compresor permisible. (ver Tabla 6)

Tabla 6.*Características físico-mecánicas en los suelos en el sitio de cierre*

Identificación del suelo	Densidad del suelo (Kg/m ³)	Ángulo de fricción interna ϕ°	Cohesión específica C (KPa)	Velocidad Máxima permisible (m/s)	Coeficiente de filtración K_f (cm/s)	Gradiente permisible J	Esfuerzo Compresor permisible (KPa)
Limo arenoso	1650,00	26	40	2,80	1×10^{-6}	0,40	350,00

Nota. Se presentan las características físico-mecánicas del suelo. Elaborado por: La autora

2.3 Presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado

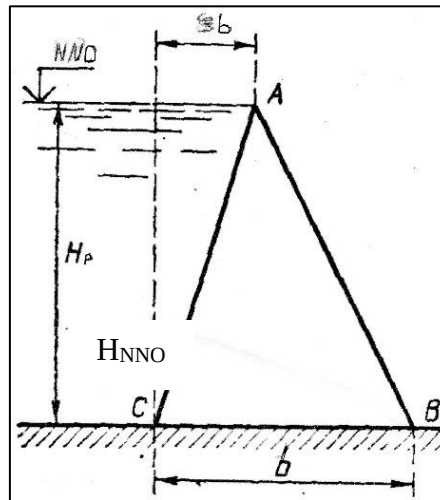
El diseño se efectuará siguiendo los siguientes pasos:

2.3.1. Formulación del perfil teórico triangular

El objetivo de este perfil es partir de una sección transversal que permita llegar a un perfil constructivo que no requiera modificaciones substanciales en la etapa de verificación de la estabilidad y resistencia. Está constituido por un triángulo cuya base de ancho “b” es horizontal, y su vértice superior está ubicado en el nivel normal de operación (NNO). (ver Figura 5.) (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021)

Figura 5.

Esquema del perfil teórico triangular.



Nota. Se observa la presa de hormigón con su altura, base y nivel normal de operación. Fuente: Calero (2021).

En los casos de presas de pequeña y mediana altura (que precisamente son las que se implantan sobre suelos), el perfil teórico triangular debe satisfacer dos condiciones: de estabilidad al deslizamiento y resistencia. Estas condiciones para estado límite se expresan a través de un sistema de dos ecuaciones que permiten encontrar el ancho de la base "b" y el parámetro adimensional ξ que determina la ubicación del vértice superior del perfil triangular (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021).

a) Condición de estabilidad al deslizamiento:

Ecuación 1.- Condición de estabilidad al deslizamiento.

$$FSD = FSD_{PER} \quad (1)$$

Dónde:

FSD : Factor de seguridad al deslizamiento plano (adimensional)

FSD_{PER} : Factor permisible de seguridad al deslizamiento que depende del nivel de importancia de la estructura y de la combinación de fuerzas actor de seguridad al deslizamiento permisible (adimensional).

b) Condición de ausencia de esfuerzos de tracción:

Ecuación 2.- Condición de ausencia de esfuerzos de tracción.

$$\sigma_{min} = 0 \quad (2)$$

Dónde:

σ_{min} : Esfuerzo mínimo de tracción

A las ecuaciones (1) y (2) corresponden dos incógnitas: el ancho de la base b y el parámetro ξ que determina la ubicación del vértice superior A del perfil triangular.

Para desarrollar las ecuaciones (1) y (2) se consideran las siguientes fuerzas que actúan sobre el perfil triangular:

- Peso propio G ;
- Componentes de la fuerza de presión hidrostática desde aguas arriba P_H y P_V ;
- Subpresión en la base del perfil teórico triangular W , considerando el efecto de los elementos impermeabilizantes del contorno subterráneo, en particular de la tablestaca, de amplia utilización en presas de este tipo.

Tomando en cuenta estas fuerzas, las ecuaciones (1) y (2), luego de las correspondientes transformaciones adquieren la siguiente presentación:

Ecuación 3.- Cálculo de ξ

$$\xi = \frac{\sqrt{A(2A-1,5)} - (2-0,15A)}{(A+1)} \quad (3)$$

Donde:

$$A = \left(\frac{FSD_{PER}}{f} \right)^2$$

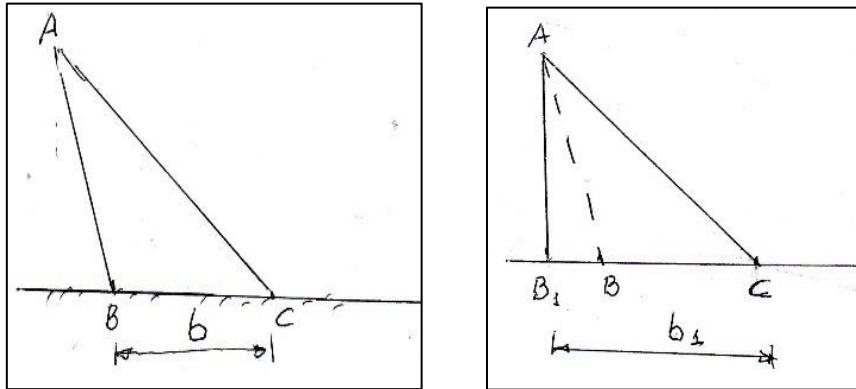
El intervalo válido de variación de ξ es $0 \leq \xi \leq 1$.

En el caso de que $\xi < 0$, se rechazará este valor debido a que surgirán esfuerzos de tracción en el hormigón, por lo que se procederá a sobredimensionar el ancho de la base b ,

asumiendo igual a b' con el paramento aguas arriba vertical, como se muestra en la siguiente Figura 6 (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021).

Figura 6.

Ancho original y ancho sobredimensionado para el caso $\xi < 0$

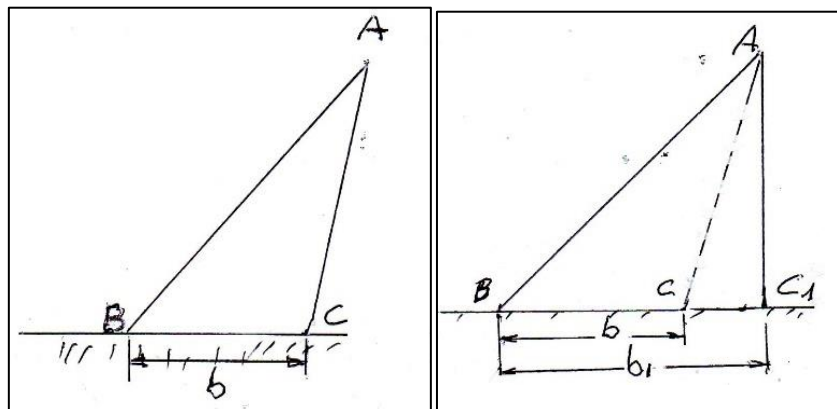


Nota. Se presenta el cambio de base en el caso de $\xi < 0$. Fuente: Calero (2021).

De igual manera, cuando se obtiene $\xi > 1$ también surgirán esfuerzos de tracción, por lo que se rechazará el valor de ξ y se sobredimensionará el ancho de la base b , asumiendo igual a b' , con el paramento aguas abajo vertical, como se muestra en Figura 7: (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021)

Figura 7.

Ancho original y ancho sobredimensionado para el caso $\xi > 0$



Nota. Se observa el cambio de base en el caso de $\xi > 0$. Fuente: Calero (2021).

La medida de b_1 se obtendrá con la siguiente expresión:

Ecuación 4.- Ecuación para obtener el valor de b_1

$$b_1 = \frac{1}{2 + \xi} * H_{NNO} * \frac{FSD \text{ per}}{f} \quad (4)$$

2.3.2. Formulación del perfil hidráulico

El perfil Creager se construye a partir de las coordenadas unitarias corregidas (Creager-Ofizerov) que se presentan en la Tabla 7. Estas coordenadas están dadas para carga $H=1$ m. Por tanto, las coordenadas de diseño se obtienen multiplicando las coordenadas unitarias por la carga real H . (ver Figura 8)

Tabla 7.

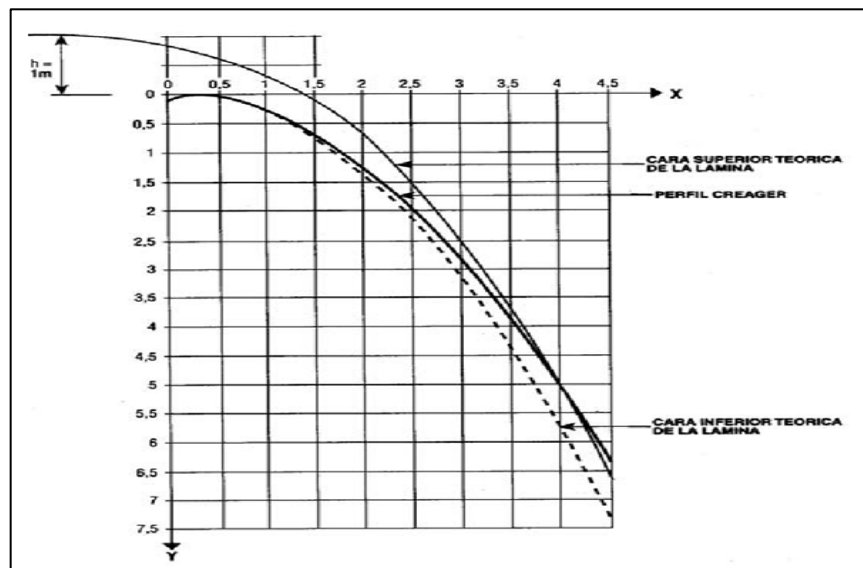
Coordenadas del perfil Creager - Ofizerov

X	Y		
	PARAMENTO	CHORRO TEORICO	
		CARA	
		SUPERIOR	INFERIOR
0.000	0.126	-0,831	0.126
0.100	0.036	-0,803	0.036
0.200	0.007	-0,772	0.007
0.300	0.000	-0,740	0.000
0.400	0.007	-0,702	0.007
0.600	0.060	-0,620	0.063
0.800	0.142	0,511	0.153
1.000	0.257	-0,380	0.267
1.200	0.357	-0,219	0.410
1.400	0.565	-0,030	0.590
1.700	0.870	0,303	0.920
2.000	1.220	0,693	1.310
2.500	1.960	1,500	2.100
3.000	2.820	2,500	3.110
3.500	3.820	3,660	4.260
4.000	4.930	5,000	5.610
4.500	6.220	6,540	7.150

Nota. Se presenta la tabla de las coordenadas unitarias corregidas para la construcción del perfil Creager. Fuente: Tineo (2021).

Figura 8.

Forma típica del perfil Creager.



Nota: Se observa la construcción de perfil Creager. Fuente: Tineo (2021).

A continuación, se determina la carga H de diseño de la presa vertedero.

$$H = \left(\frac{q}{m\varepsilon\sqrt{2g}} \right)^{2/3} - \frac{v_0^2}{2g}$$

Donde:

m : Coeficiente de caudal (descarga) del vertedero Creager.

$$m = 0,504 - 0,012$$

Donde:

C_1 : Alto aguas arriba de la presa vertedero, medido desde el fondo del río.

En primera instancia se puede asumir $m = 0,5$

ε : Coeficiente de contracción lateral; en el caso de presas sin compuertas:

$$\varepsilon = 1 - \zeta_m \frac{H_o}{B}$$

Donde:

ζ_m - coeficiente de efecto del muro.

Para muros redondeados, $\zeta_m = 0,7$

para muros esquinados, $\zeta_m = 1$.

Inicialmente se puede asumir, para los casos de muros redondeados y presas sin compuertas, $\varepsilon = 0,95$.

Para las condiciones indicadas y despreciando la carga de la velocidad de acercamiento

$\frac{v_o^2}{2g}$ se obtiene:

Ecuación 5.- Carga total de diseño de la presa vertedero.

$$H = \left(\frac{q}{2,1} \right)^{2/3} \quad (5)$$

El radio de enlace R del perfil Creager con el fondo del río se puede adoptar:

Ecuación 6.- Radio de enlace del perfil Creager con el fondo del río.

$$R = (0,25 - 0,5)(H_{NNO} + H) \quad (6)$$

Dónde:

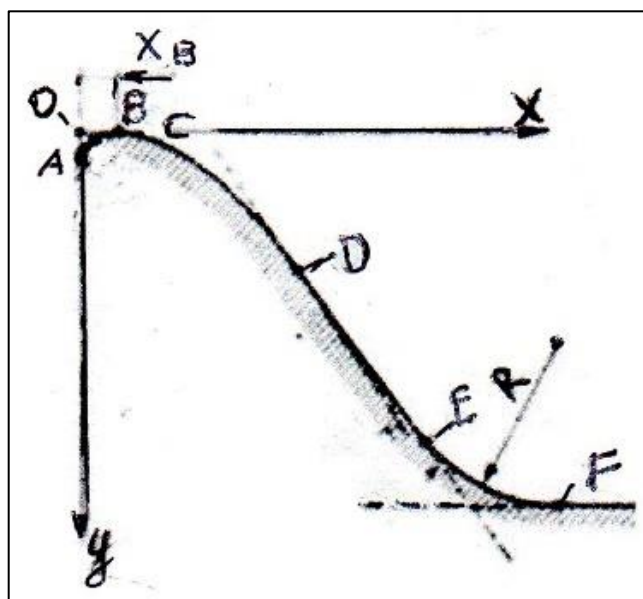
H_{NNO} : Altura de la presa vertedero, medida desde el fondo del río aguas arriba;

H : Carga de diseño de la presa vertedero.

Nota: El primer miembro de la ecuación 6 no es una diferencia entre 0,25 y 0,5, sino que viene siendo un rango de valores entre dichas cifras. Mientras mayor sea el valor del radio hidráulico, (ver Figura 9.) mayor será la base de la presa, y, por tanto, mayor será la estabilidad al deslizamiento plano. De acuerdo con la premisa anterior, entonces, se optará por el máximo valor del rango, en este caso 0,5. (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021).

Figura 9.

Bosquejo del radio de enlace "R" del perfil Creager con el fondo del río.



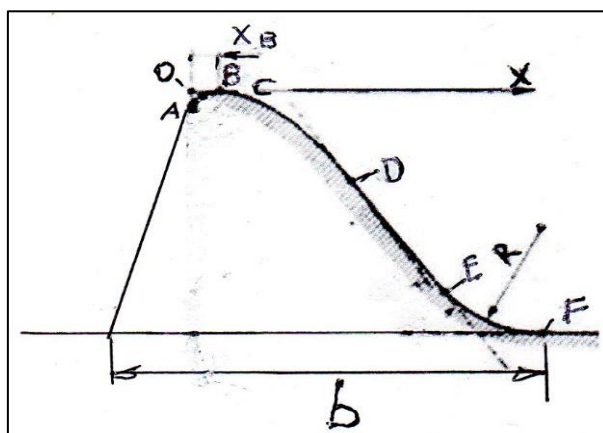
Nota: Representación del radio de enlace en el perfil Creager. Fuente: Calero (2021)

2.3.3. Formulación del perfil preliminar

A partir del perfil Creager ABCDEF (paramento aguas debajo de la Figura 9) y del ancho de la base b del perfil teórico triangular se formula el perfil preliminar. Para el efecto, el ancho de la base b de la sección transversal de la presa se mide desde el radio vertical de la curva de enlace del paramento aguas abajo con el fondo del río (punto F). En ningún caso el paramento aguas arriba del perfil preliminar puede ser inclinado hacia aguas arriba; si se presenta esta situación cabe incrementar el ancho de la base hasta que dicho paramento sea vertical (ver Figura 10) (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021).

Figura 10.

Bosquejo del perfil preliminar.



Nota: Se presenta el perfil preliminar de la presa de hormigón. Fuente: Calero (2021)

2.3.4. Formulación del perfil constructivo

Para obtener el perfil constructivo de la presa vertedero es necesario determinar la cota de cimentación de la presa, añadiendo al perfil preliminar el elemento de disipación aguas abajo (pozo o muros de disipación). A continuación, se configura el contorno subterráneo, las galerías longitudinales y transversales requeridas.

2.3.4.1. Disipación de la energía al pie de la presa vertedero

2.3.4.1.a. Determinación de la energía total aguas arriba de la presa

Primero se determina la energía primaria que no es más que la suma entre la altura de la presa vertedero y su carga de diseño:

Ecuación 7.- Ecuación de la energía primaria.

$$E = H_{\text{NNO}} + H \quad (7)$$

Donde:

H_{NNO} : Altura de la presa vertedero. (m)

H: Carga de diseño. (m)

Posteriormente se determinará la velocidad de acercamiento, misma que es igual al cociente entre el caudal unitario y la energía primaria que se acaba de averiguar y por el ancho transversal, mismo que será equivalente a la unidad.

Ecuación 8.- Ecuación de la velocidad de acercamiento

$$V_o = \frac{q}{(HNNO+H)*B} \quad (8)$$

La energía total aguas arriba de la presa, entonces, viene siendo la suma entre la energía primaria y la energía cinética dada por la velocidad de acercamiento:

Ecuación 9.- Ecuación de la energía total aguas arriba de la presa

$$E_o = E + \frac{V_o^2}{2*g} \quad (9)$$

2.3.4.1.b. Determinación de la profundidad contraída

La profundidad contraída se la determina por medio de la ecuación siguiente:

Ecuación 10.- Ecuación para hallar la profundidad contraída "hc".

$$E_o = hc + \frac{q^2}{2*g*\phi^2*hc^2} \quad (10)$$

Donde: Φ : Coeficiente de velocidad para presas pequeñas y medianas, cuyo valor se asume igual a 0,95.

La ecuación 10 se la resuelve por aproximaciones. La ecuación es cúbica, por tanto, tiene 3 raíces. La raíz válida es la menor a la profundidad crítica, puesto que el flujo en la sección contraída es supercrítico.

2.3.4.2. Determinación del tipo de resalto hidráulico

Previamente se debe de determinar la profundidad crítica:

Ecuación 11.- Determinación de la profundidad crítica.

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (11)$$

Donde al igual que para el caso de la velocidad de acercamiento se tomará al ancho transversal B de una unidad de longitud.

Se asume que el resalto inicia en la sección contraída y por tanto que la primera profundidad conjugada es igual a la contraída, o sea:

$$h' = h_c$$

En base a esa condición, entonces, se determina la segunda profundidad conjugada h'' mediante la siguiente expresión:

Ecuación 12.- Ecuación de la segunda profundidad conjugada

$$h'' = 0,5h' \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{CR}}{h'} \right)^3} - 1 \right] \quad (12)$$

Se comparará la segunda conjugada obtenida con la profundidad aguas abajo h_o . En caso de que $h'' > h_o$ significa que el resalto es desplazado y por tanto se requiere de una estructura especial de disipación (pozo o muros). La mejor opción es el pozo de disipación. En caso de que $h'' < h_o$ el resalto es sumergido y por tanto no se requerirá implementar el pozo de disipación.

La profundidad aguas abajo h_o se la obtiene por medio de la ecuación 13:

Ecuación 13.- Ecuación de la profundidad aguas abajo

$$h_o = \frac{q}{V_{\text{máx perm.}}} \quad (13)$$

Siendo $V_{\text{máx perm.}}$ el valor de la velocidad máxima permisible del suelo de cimentación de la estructura.

En caso de presentarse un resalto desplazado, deberá de determinarse por aproximaciones la profundidad del pozo de disipación t . Cada vez que se profundiza el fondo aguas abajo, en la magnitud de la profundidad del pozo t cambiará el nivel de referencia y, por tanto, cambiará también el valor de la profundidad contraída.

2.3.4.3. Determinación del porcentaje de sumersión aguas abajo con el pozo de disipación

Para determinar el porcentaje de sumersión de aplica la siguiente formula:

Ecuación 14.- Porcentaje de sumersión aguas abajo con el pozo de disipación

$$\% \text{ sumersión} = \frac{h_{ot} - h''}{h''} * 100 \quad (14)$$

Donde:

$$h_{ot} = h_o + t$$

Para considerar al resalto en calidad de sumergido, el porcentaje de sumersión deberá fluctuar entre el 5 al 10 %

2.3.4.4. Determinación de la longitud de resalto

Para este paso es necesario trabajar con tres ecuaciones donde para la longitud de resalto se escogerá el menor de los tres valores. Las ecuaciones de resalto son las siguientes:

Ecuación 15.- Ecuación de resalto 1

$$L_{r1} = 2,5 * (1,9 * h'' - h_c) \quad (15)$$

Ecuación 16.- Ecuación de resalto 2

$$L_{r2} = 5 * (h'' - h_c) \quad (16)$$

Ecuación 17.- Ecuación de resalto 3

$$L_{r3} = 4,5 * h'' \quad (17)$$

2.3.4.5. Determinación de la velocidad de la sección contraída

Se la determinará en base a la expresión siguiente:

Ecuación 18.- Ecuación de la velocidad de la sección contraída.

$$V_c = \frac{q}{h_c * B} \quad (18)$$

Donde al igual que en los casos anteriores, se toma la longitud del ancho transversal B igual a la unidad.

2.3.4.6. Determinación del espesor de la losa de disipación

Una vez obtenida la velocidad de la sección contraída, se determinará el espesor de la losa de disipación de acuerdo con la expresión siguiente:

Ecuación 19.- Ecuación del espesor de la losa de disipación

$$\delta_{losa} = 0,15 * V_c * \sqrt{h_c} \quad (19)$$

2.3.4.7. Drenaje horizontal bajo la losa de disipación

La losa de disipación está atravesada por drenes verticales, por ejemplo, de 15 centímetros de diámetro. Bajo la losa de disipación se ubica drenaje horizontal, por ejemplo, de 30 centímetros de espesor $\delta_{dren} = 0,30 \text{ m}$. Bajo el drenaje horizontal se ubica un filtro invertido, por ejemplo, de 30 centímetros de espesor $\delta_{filtro} = 0,30 \text{ m}$.

2.3.4.8. Determinación de la cota de cimentación de la presa (∇_{CIM})

Se asume que el fondo del río en el eje de la presa tiene cota cero.

Bajo el filtro invertido la presa tiene un escalón de altura a_2 , por ejemplo, de 40 centímetros.

De acuerdo con las condiciones anteriores, la cota de cimentación de la presa se la determina como sigue:

Ecuación 20.- Cota de cimentación de la presa

$$\nabla_{CIM} = 0 - t - \delta_{losa} - \delta_{dren} - \delta_{filtro} - a_2 \quad (20)$$

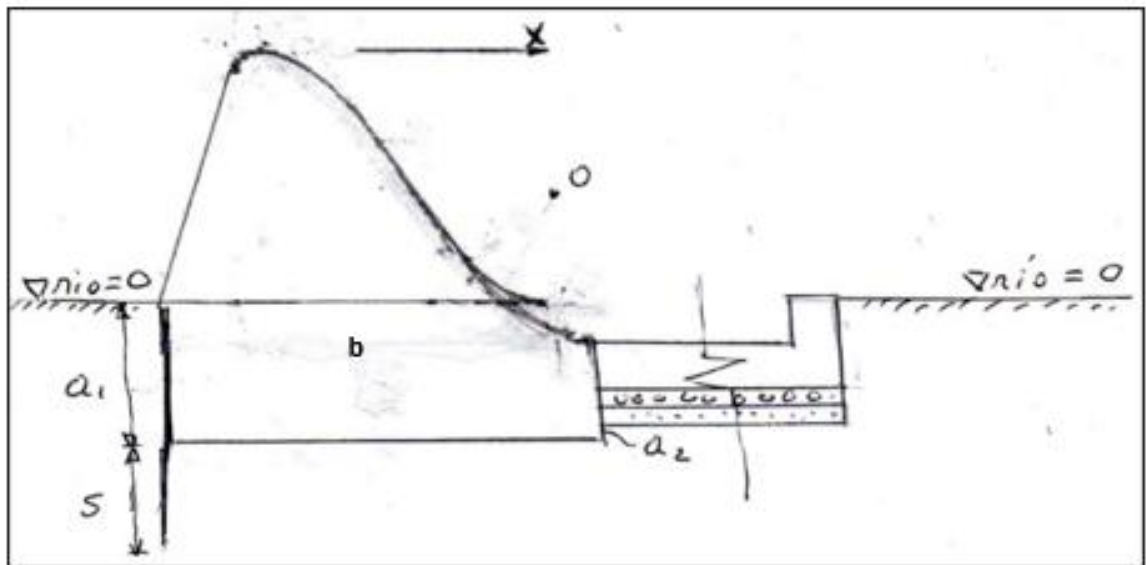
Tiene signo negativo porque se cimenta por debajo del nivel de referencia.

2.3.4.9. Configuración del contorno subterráneo de la presa

Se adoptará el contorno más universal y sencillo, constituido por un escalón al pie del paramento aguas arriba de altura $a_1 = t + \delta_{losa} + \delta_{dren} + \delta_{filtro} + a_2$ una tablestaca al pie del paramento aguas arriba (por ejemplo, de profundidad $S_1 = 3 \text{ m}$), la base de la presa b, un escalón al pie del paramento aguas abajo de altura $a_2 = 0,4 \text{ m}$ (ver Figura 11.) (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021).

Figura 11.

Esquema del contorno subterráneo



Nota: Se presenta la altura del paramento aguas arriba, la altura del paramento aguas abajo, la base de la presa. Fuente: Calero (2021)

2.3.4.10. Determinación de la subpresión bajo la presa W (para escenario de operación normal)

En rigor cabe determinar por el método de los coeficientes de resistencia. Para cálculos hasta nivel de factibilidad se puede utilizar el método de la línea desarrollada del contorno subterráneo. Para ello se seguirán los siguientes pasos:

- Previamente se determinará el espesor de la capa activa para filtración del suelo de cimentación:

Ecuación 21.- Espesor de la capa activa para filtración del suelo de cimentación.

$$T_{ACT} = 0,5l_o \quad (21)$$

Donde:

l_o : Proyección horizontal del contorno subterráneo, en el presente caso igual al ancho de la base de la presa:

$$l_o = b$$

- A continuación, se determina el espesor de diseño T_{DIS} de la capa permeable del suelo de cimentación. Es el menor de dos valores: espesor de la activa T_{ACT} y espesor real T_{REAL} .
Nota. En caso de desconocerse el valor del espesor real, se asumirá que este es infinito, por lo que se optará por el valor correspondiente a T_{ACT} .
- Se determinará la longitud de la línea desarrollada del contorno subterráneo:

Ecuación 22.- Longitud de la línea desarrollada del contorno subterráneo

$$L_{CS} = 0,44T_{DIS} + a_1 + S_1 + S_1 + b + a_2 + 0,44T_{DIS} \quad (22)$$

- Luego se determinarán las ordenadas aguas arriba h_1 y aguas abajo h_2 del diagrama de subpresión de filtración bajo la presa.

Ecuación 23.- Ordenadas aguas arriba

$$h_1 = \frac{H_p}{L_{CS}}(b + a_2 + 0,44T_{DIS}) \quad (23)$$

Ecuación 24.- Ordenadas aguas abajo

$$h_2 = \frac{H_p}{L_{CS}}(a_2 + 0,44T_{DIS}) \quad (24)$$

- Luego se determina la subpresión de sumersión

Ecuación 25.- Subpresión de sumersión

$$W_{sum} = b * (t + \delta_{losa} + \delta_{dren} + \delta_{filtro} + a_2) * \gamma_o \quad (25)$$

- Luego se determinan la subpresión excedente 1 y 2

Ecuación 26.- Subpresión excedente 1

$$W_{exc1} = h_2 * b * \gamma_o \quad (26)$$

Ecuación 27.- Subpresión excedente 2

$$W_{exc2} = 0,5 * b * (h_1 - h_2) * \gamma_o \quad (27)$$

La subpresión excedente total, entonces, será igual a la suma de las subpresiones excedentes 1 y 2:

Ecuación 28.- Subpresión excedente total

$$W_{exc} = W_{exc1} + W_{exc2} \quad (28)$$

La subpresión total bajo la presa será igual a la suma de la subpresión de sumersión más la presión excedente, o sea:

Ecuación 29.- Subpresión total bajo la presa

$$W = W_{sum} + W_{exc} \quad (29)$$

2.4. Muros de contención a gravedad (muros de enlace).

2.4.1 Criterios generales. escenarios y cargas

Un muro de enlace constituye la estructura ubicada entre la presa de hormigón a gravedad y la ladera del sitio de presa o entre la presa de hormigón a gravedad y la presa de material del lugar, cuando ésta forma parte del frente de contención de un sistema de derivación (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021).

2.4.2 Análisis de un muro hidráulico

Debe incluir la consideración de tres estados límite fundamentales:

- De la capacidad portante (estabilidad y resistencia);
- De deformaciones en caso de que estas estén limitadas por la operación normal de la construcción o de los mecanismos e instalaciones ubicados sobre ella;
- De resistencia al fisuramiento (por formación de fisuras o limitación de la magnitud de la fisura).

El análisis del muro hidráulico se realiza para los escenarios: de operación, de construcción (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021).

2.4.3 Análisis mecánico del muro de enlace

Se ejecuta para la combinación básica de fuerzas (fuerzas permanentes, temporales de larga y corta duración) y para las combinaciones especiales razonablemente posibles (fuerzas permanentes, temporales de corta y larga duración y una sollicitación especial. (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021)

En la combinación básica de fuerzas cabe considerar:

- a) el peso propio del muro incluido el de las instalaciones, mecanismos y precargas actuantes sobre él;
- b) empuje del suelo en contacto y de las precargas en la superficie de este;
- c) presión hidrostática del agua superficial y de filtración sobre la construcción del muro, incluida la subpresión, para nivel normal de embalse;
- d) fuerzas de acción hidrodinámica del flujo de filtración sobre el relleno tras el muro y el suelo de cimentación, para nivel norma de embalse, considerando el funcionamiento normal de los elementos impermeabilizantes y de drenaje. (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021)

2.4.4 Análisis a los que debe ser sometido un muro de enlace

Incluye la verificación de la estabilidad al deslizamiento y la verificación de resistencias respecto a la ausencia de esfuerzos de tracción y al esfuerzo máximo de compresión que no debe superar el esfuerzo permisible del suelo de cimentación.

El análisis de estabilidad al deslizamiento necesariamente debe ser hecho para el caso de deslizamiento plano, en la superficie de contacto del muro con el suelo de cimentación, adicionalmente al igual que en el caso de las presas de hormigón a gravedad cimentadas en suelo es imprescindible verificar la necesidad del análisis al deslizamiento profundo, aplicando el mismo procedimiento adoptado para las presas que consiste en comparar el esfuerzo de

compresión máximo en la base del muro con el esfuerzo normal crítico. (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021)

2.4.5 Fuerzas actuantes sobre el muro

Las fuerzas actuantes sobre el muro se determinan por los mismos procedimientos adoptados en el caso de las presas cimentadas en suelo respecto a la filtración tras el muro.

2.4.6 Empuje del suelo tras el muro

El empuje lateral del suelo sobre un muro de contención debe ser determinado en función de la magnitud y la dirección del desplazamiento de la estructura. Al respecto son posibles tres casos:

- a. El muro se desplaza en dirección desde el relleno;
- b. El muro no se desplaza respecto al relleno, es decir que permanece estático;
- c. El muro se desplaza en dirección hacia el relleno.

Los desplazamientos de los muros respecto al relleno pueden ser originados por:

- a. Deformación del suelo del macizo de cimentación;
- b. Deformaciones de la estructura debido al empuje del suelo y a otras sollicitaciones externas, así como a sollicitaciones térmicas del medio sobre la estructura.

Dependiendo de la dirección y magnitud del desplazamiento del muro de contención se distinguen tres tipos de empuje lateral del suelo: activo, pasivo y empuje del suelo en estado de reposo (empuje estático) (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021).

El empuje activo E_a se determina a partir del supuesto de la formación de un prisma de desprendimiento (prisma de falla) en el caso cuando el desplazamiento del suelo en dirección desde el relleno es suficiente para el efecto (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021).

El empuje pasivo del suelo surge en el caso de desplazamiento del muro en dirección hacia el relleno, como reacción de resistencia del suelo a dicho desplazamiento (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021).

Cabe distinguir tres tipos de empuje pasivo del suelo:

- Empuje pasivo de primer tipo (empuje pasivo con desplazamiento local en el relleno) E_{pd} , determinado bajo el supuesto de que en el suelo se forma un prisma de desplazamiento local (prisma de falla por hinchamiento), en el caso cuando el desplazamiento del suelo en dirección hacia el relleno es suficiente para el efecto;
- Empuje pasivo de segundo tipo (empuje pasivo sin desplazamiento local en el suelo) E_p , se determina bajo la condición de desplazamiento del muro en dirección hacia el suelo en una magnitud insuficiente para que se forme un prisma de falla;
- Empuje del suelo en estado de reposo E_o surge en caso de que prácticamente no exista desplazamiento del muro ni en dirección desde el muro ni en dirección hacia el muro, es decir cuando los muros permanecen estáticos respecto al relleno.

Los empujes activo y pasivo con desplazamiento local del suelo corresponden a estados de equilibrio límite de dicho suelo. En correspondencia con lo indicado, para la etapa de diseño definitivo del proyecto, a fin de obtener resultados con mayor grado de aproximación es recomendable realizar el cálculo aplicando métodos de la teoría del estado límite (del estado tensional límite) del suelo tras el muro. (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021)

El empuje de diseño del suelo sobre la superficie del muro, dependiendo de las condiciones de interacción del muro con el suelo puede ser igual a:

- a. El empuje activo del suelo E_a o al empuje en estado de reposo E_o ;
- b. La suma del empuje activo y del empuje pasivo sin formación de prisma de falla $E_a + E_p$;
- c. El empuje pasivo con desplazamiento local o formación de prisma de falla E_{pd} .

El empuje activo del suelo sobre la superficie del muro para las etapas del proyecto hasta la de factibilidad inclusive es aceptable determinar por el método aproximado, a partir de la hipótesis respecto a la formación en el suelo de una superficie plana del prisma de desprendimiento. En este caso para determinar el empuje activo cabe considerar la fricción del suelo con la superficie de contacto con el muro (cara oculta del muro), a través del desvío de la resultante del empuje respecto a la normal a dicha superficie en la magnitud de un ángulo $\delta=\phi/2$, salvo los casos especiales en los que cabe descartar la fricción de contacto (superficies lisas) o considerar una fricción mayor por ser altamente rugosa la superficie mencionada. (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021)

El empuje activo para suelos cohesionados cabe calcular considerando las fuerzas de cohesión del suelo.

Ecuación 30.- Ecuaciones para empuje activo de suelos no cohesionados

$$Ea = 0,5\gamma H^2\lambda a \quad (30)$$

Dónde: H- alto del muro (espesor del suelo tras del muro);

λa - coeficiente de empuje lateral activo del suelo que se determina con la siguiente ecuación:

$$\lambda a = \frac{1}{(1 + \sqrt{z})^2} * \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^e * \varepsilon \cos(\varepsilon + \delta)}$$

Dónde: $z = \frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\alpha)}{\cos(\varepsilon+\delta)\cos(\varepsilon-\alpha)}$

Dónde:

ε - ángulo formado por la cara interna del muro con la superficie vertical;

α - ángulo formado por la superficie del terreno (del relleno) con la horizontal, contra manecillas de reloj; en caso de desvío por manecillas de reloj el ángulo α es negativo;

γ - peso volumétrico del suelo (relleno) tras del muro.

El ángulo de desvío de la resultante del empuje respecto a la normal a la cara oculta del muro δ , es en ángulo de fricción entre el suelo y el muro; se asume igual al 50% del ángulo de fricción interna: $\delta = \phi/2$.

Ecuación 31.- Ecuaciones para empuje activo de suelos cohesionados

$$E_a = E_{a\varphi} - E_{a\varphi c} \quad (31)$$

Dónde:

$$E_{a\varphi} = \frac{\gamma_{pon} H^2}{2} * \frac{\cos(\varepsilon - \alpha) \sin(\theta_o + \varepsilon) \cos(\theta_o + \varphi)}{\cos^2 \varepsilon \cos(\theta_o + \alpha) \sin(\theta_o + \varphi + \delta + \varepsilon)}$$

$$E_{a\varphi c} = \frac{cH \cos(\varepsilon - \alpha) \cos \varphi}{\cos \varepsilon \cos(\theta_o + \varphi) \sin(\theta_o + \varphi + \delta + \varepsilon)}$$

Donde: θ_o - ángulo entre la superficie de falla y la vertical.

El empuje pasivo del suelo sin formación de un prisma de falla E_p en rigor debe ser determinado tomando en cuenta la magnitud y carácter del desplazamiento del muro, en función de la deformabilidad del suelo de cimentación y la flexibilidad de la estructura. Para muros de alturas no mayores a 10 metros en los sistemas de derivación pequeños generalmente se considera el empuje pasivo sin formación de prisma de falla. (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021)

El empuje pasivo del suelo con formación de prisma de falla para las atapas del proyecto, hasta la de factibilidad inclusive, es aceptable determinar con ayuda de las siguientes ecuaciones:

Para empuje pasivo con prisma de falla de suelos no cohesionados:

En caso de suelos no cohesionados el empuje EPF se determina con la ecuación:

Ecuación 32.- Ecuaciones para empuje pasivo con prisma de falla de suelos no cohesionados

$$E_{PF} = \left(\frac{\gamma_{PON} h_P^2}{2} + q_0 h_P \right) \lambda_{PF} \quad (32)$$

Donde: hP -Profundidad desde la superficie del prisma de deformación plástica hasta la base del muro.

El coeficiente de empuje pasivo se puede determinar con la expresión:

$$\lambda_{PF} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Para empuje pasivo con prisma de falla de suelos cohesionados:

En el caso de suelos cohesionados el empuje pasivo con formación de un prisma de desplazamiento se determina con la ecuación:

Ecuación 33.- Ecuaciones para empuje pasivo con prisma de falla de suelos cohesionados

$$E_{PF} = \frac{(Q_o + q_o S_1) \sin(\theta + \varphi) + S_2 \cos \varphi \frac{c}{\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)}}{\cos(\theta + \varphi + \delta)} \quad (33)$$

Donde: Q_o -Peso el prisma con deformaciones plásticas; S_1 - longitud del prisma de falta en la superficie del suelo; S_2 - longitud de la superficie de falla del suelo; θ - ángulo formado por la superficie de falla con la horizontal.

2.4.7 Parámetros que intervienen en el análisis de un muro de enlace a gravedad

ε .- Ángulo que forma la cara inferior del muro con la vertical

Θ_o .- Ángulo que forma la superficie de excavación tras el muro con la vertical

Θ .- Ángulo que forma la superficie de excavación tras el muro con la horizontal.

δ .- Ángulo entre la línea de acción del empuje y la normal a la superficie interior del muro.

α .- Ángulo de la superficie del terreno con la horizontal.

φ .- Ángulo de fricción interna del relleno tras el muro.

2.4.8 Fuerzas que actúan sobre un muro de enlace

a) Fuerzas de gravedad

b) Empuje del relleno tras el muro, para su determinación cabe considerar que el relleno tras el muro está constituido por suelo seco y suelo sumergido bajo la línea piezométrica.

- c) Fuerza de presión hidrostática del flujo de filtración tras el muro.
- d) Fuerza de subpresión

2.4.9 Análisis a los que debe ser sometido un muro de enlace

Capacidad portante. - Incluye la verificación de la estabilidad al deslizamiento y la verificación de resistencias respecto a la ausencia de esfuerzos de tracción y al esfuerzo máximo de compresión que no debe superar el esfuerzo permisible del suelo de cimentación.

En el análisis de estabilidad al deslizamiento necesariamente debe ser hecho para el caso de deslizamiento plano, en la superficie de contacto del muro con el suelo de cimentación, adicionalmente, al igual que en el caso de las presas de hormigón a gravedad cimentadas en suelo es imprescindible verificar la necesidad del análisis al deslizamiento profundo aplicando el mismo procedimiento adoptado para las presas que consiste en comparar, el esfuerzo de compresión máximo en la base del muro con el esfuerzo normal crítico (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021).

2.5. Presa de Tierra

Estas estructuras, representan el tipo de mayor empleo a nivel mundial y constituyen uno de los tipos de las presas de material de lugar debido a que son construidas con material existente en el área de la presa. (ver Figura 12.)

Las principales ventajas que este tipo de presas ofrecen son las siguientes:

- Su principal material de construcción viene siendo el mismo suelo del lugar donde se llevará a cabo la implantación de la presa.
- Los requisitos de cimentación son menos rigurosos que para las presas de hormigón.
- No se requieren técnicas constructivas avanzadas.
- No se requiere del uso de equipos especiales para su construcción, o sea, se puede utilizar equipo convencional de movimiento de tierras.

Figura 12.

Presa de tierra



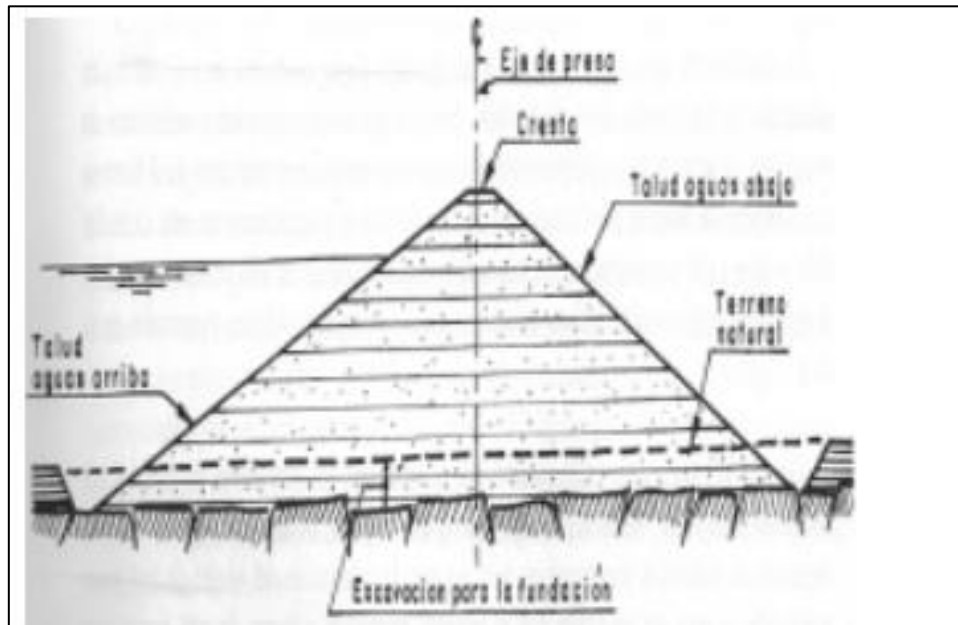
Nota. Se observa un ejemplo de la presa de tierra. Fuente: Wikiwand.com

Las presas de tierra son las siguientes:

- **Presas de suelo homogéneo:** La estructura de estas presas está conformada por materiales uniformes y homogéneos y son recomendables para alturas de hasta 10 metros. Estas presas generalmente están contraídas con mezclas de grava y tierra en proporciones adecuadas. (ver Figura 13.) “El comportamiento de filtración de estas represas es desfavorable debido a que las pendientes aguas arriba son relativamente planas (pendiente 3:1) en el caso de caídas rápidas” (Sandoval, 2019, pág. 88).

Figura 13.

Esquema de una presa de tierra de material homogéneo.

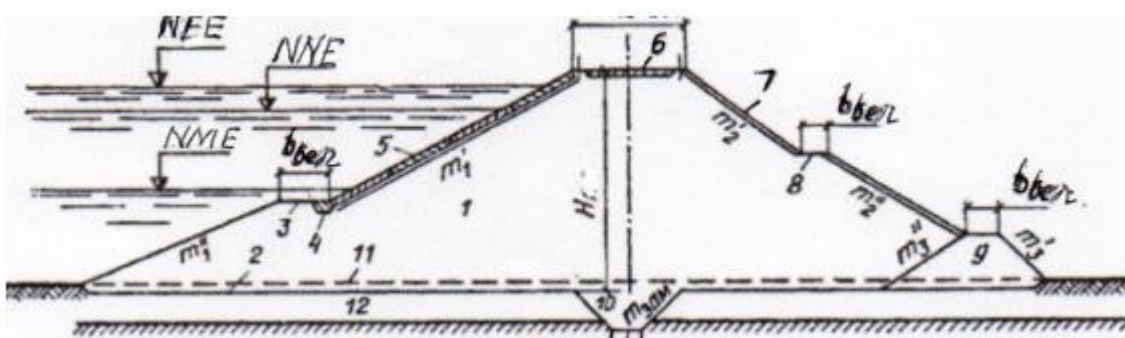


Nota. Se pueden observar el talud aguas arriba, talud aguas abajo y la cresta de la presa de tierra. Fuente: Aguilar (2006)

2.5.1 Determinación de la sección transversal y altura de la presa

Figura 14.

Elementos de la sección transversal de una presa de tierra.



Nota: Se observa las partes de la sección transversal de la presa de tierra: Calero (2021)

1- cuerpo de la presa; 2- base de la presa; 3- berma en el talud aguas arriba; 4- apoyo de la protección del talud; 5- protección del talud aguas arriba; 6- cresta o corona de la presa; 7- protección del talud aguas abajo; 8- berma en el talud aguas abajo; 9- drenaje; 10- superficie

natural del terreno; 11- capa permeable del macizo natural de cimentación; 12- macizo impermeable de cimentación. (ver Figura 14.)

2.5.2 Verificación de la resistencia a la filtración del relleno de la presa y del suelo de cimentación.

Se realiza a través de la condición:

$$JC \geq JPER$$

JC-gradiente de control del flujo de filtración a través de la presa;

JPER- gradiente permisible que depende del tipo de suelo, del nivel de importancia de la presa y de la combinación de fuerzas (básica o especial) para la que se realiza el análisis.

La gradiente de control se determina como la relación de la carga del flujo de filtración *Z* a la longitud media *Lm* de recorrido de las líneas de flujo. Para el caso de una presa de tierra con drenaje lineal al pie del talud aguas abajo la gradiente de control se determina con la ecuación:

Ecuación 34.- Ecuaciones para empuje activo de suelos cohesionados

$$JC = Z/Lm = Z/0,4h_1 + dm_1 + b_0 + m_2(Hp - h_2) + 0,4h_2 \quad (34)$$

2.5.3 Análisis de filtración

2.5.3.1 Caudal de filtración

El caudal de filtración a través de la presa de tierra con drenaje lineal de talud se determina con el sistema de dos ecuaciones:

Ecuación 35.- Sistema de ecuaciones para determinar el caudal de filtración

$$\begin{aligned} q &= kh_1^2 - h_0^2 / 2L \\ q &= k * \Delta^3 / m^2 (1 + \ln(h_0 * \Delta)) \end{aligned} \quad (35)$$

Dónde

q- caudal unitario de filtración, m³/(día.m);

h₀- profundidad del flujo de filtración medida desde la base de la presa hasta el punto de contacto de la línea piezométrica con el talud aguas abajo;

k -coeficiente de filtración del suelo del relleno de la presa, m/día;

Δ , altura de chorreo del flujo de filtración en el talud aguas abajo ($\Delta=h_o-h_2$);

L - distancia longitudinal que, para el caso de una presa de tierra con drenaje lineal se determina con la siguiente ecuación:

$$L=0,4h_1+dm_1+bo+m_2(Hp-h_o)$$

2.5.3.2 Construcción de la línea piezométrica

La línea piezométrica se construye a través de la ecuación:

Ecuación 36.-Ecuacion para construir la línea piezométrica

$$h=\sqrt{h_1^2 - (h_1^2 - h_o^2)x/L} \quad (36)$$

Dónde

x - abscisa en la que se determina la profundidad h , y que varía de 0 a L ; en consecuencia, h varía correspondientemente, de h_1 a h_o .

2.5.4 Análisis de la resistencia al corte

La estabilidad del talud de una presa de material del lugar se verifica a través de la condición:

$$FSD \geq FSDPER$$

Dónde, FSD - valor mínimo del factor de seguridad al deslizamiento, correspondiente a la superficie crítica identificada de entre una infinidad de superficies de deslizamiento de la forma dada (generalmente circular);

$FSDPER$ - factor permisible de seguridad al deslizamiento que depende del nivel de importancia de la presa y de la combinación de fuerzas con la que se realiza el análisis.

El FSD_j , para cada una de las superficies de falla consideradas, se determina con la siguiente ecuación:

Ecuación 37.-Ecuacion determinar el valor mínimo del factor de seguridad al deslizamiento

$$FSD_j = \frac{\sum g_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + \sum c_i l_i}{\sum g_i X_i + \sum g_{oi} X_i} R_j \quad (37)$$

Dónde,

gi - peso del suelo seco y del suelo sumergido, contenido en el elemento vertical i ;

αi -ángulo formado por el radio del elemento i con la vertical;

φi - ángulo de fricción del suelo ubicado en la base del elemento vertical i ;

ci - cohesión específica del suelo ubicado en la base del elemento vertical i ;

li - longitud del arco de falla en la base del elemento vertical i ;

goi - peso del agua ficticia que en el elemento vertical i ocuparía el espacio entre la línea piezométrica y la base de dicho elemento vertical o entre la línea piezométrica y la prolongación del nivel de agua aguas debajo de la presa;

Xi - distancia horizontal entre el eje vertical del elemento vertical i y el centro de deslizamiento O ;

Rj - radio de la superficie de falla j analizada.

2.5.5 Análisis de deformaciones

Desde el momento en que se aplican cargas externas sobre el suelo de cimentación, los asentamientos pueden prolongarse periodos largos de tiempo, en algunos casos varios años. Los asentamientos finales se denominan asentamientos estabilizadores. La determinación de los asentamientos estabilizadores se realiza para varias verticales en cada sección transversal característica de la presa. En ningún caso el número de verticales debe ser menor a 3 (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021).

2.5.6 Fuerzas externas básicas que actúan sobre una presa

- a) Peso propio de las partes de la presa de hormigón. Es determinado a partir la geometría y del peso volumétrico del hormigón. En primera aproximación el peso volumétrico del hormigón se asume $23...24 \text{ kN/m}^3$.
- b) Presión hidrostática del agua, sobre la presa y sus elementos se determina con las ecuaciones usuales de la hidráulica. El peso específico del agua limpia puede asumir 10

kN/m^3 ; en caso de que el agua contenga mucho sedimento en suspensión (por ejemplo, el fluido para los rellenos hidráulicos) entonces la magnitud del peso específico se aumenta, por ejemplo, hasta 11 kN/m^3 . (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021)

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. Tipo de investigación

El presente trabajo se sustenta en la metodología de la investigación científica, cuya efectividad ha sido y quedado ampliamente demostrada en numerosos trabajos tanto de tipo académico como científico y a nivel profesional. En este contexto, este trabajo se apoya en un tipo de investigación con enfoque mixto (investigación cualitativa e investigación cuantitativa), debido a que se toman en cuenta tanto conceptos teóricos como datos numéricos que permitan lograr la generación del sistema hidráulico – fluvial de derivación con presa de material del lugar y de una presa vertedero de hormigón.

3.2. Metodología de la investigación

En la presente investigación se trabaja en base al método descriptivo, tomando en consideración la premisa de que mediante este tipo de estudio se pretende detallar los atributos de lo que se investiga, describiendo cada uno de sus elementos constitutivos para poder entender de la mejor forma posible la problemática en estudio.

En este sentido, el presente estudio se enfoca en el alcance descriptivo, puesto que se expondrán de manera explícita los elementos que conforman el sistema hidráulico fluvial de derivación, tanto del constituido por una presa elaborada con materiales del lugar como el constituido por una presa vertedero de hormigón.

3.3. Técnica de recolección de información

El presente trabajo investigativo se sustenta en un sistemático proceso de investigación de carácter documental por medio del cual se compilan experiencias, premisas, modelos teóricos y demás sustentos que permitan lograr un diseño óptimo del sistema fluvial de derivación.

CAPÍTULO IV

DESARROLLO DEL PROYECTO

4.1 Procedimiento para el diseño de una presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo.

El diseño se efectuará siguiendo los siguientes pasos:

- a) Formulación del perfil teórico triangular;
- b) Formulación del perfil hidráulico;
- c) Formulación del perfil preliminar;
- d) Formulación del perfil constructivo;
- e) Verificación del perfil constructivo y del suelo de cimentación respecto a la estabilidad y resistencia.

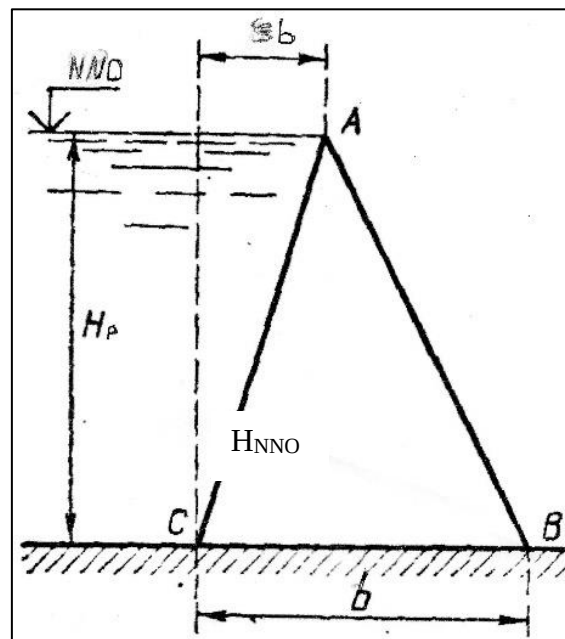
A continuación, se describirán y desarrollarán cada uno de los pasos indicados:

4.1.1 Formulación del perfil teórico triangular

El objetivo de este perfil es partir de una sección transversal que permita llegar a un perfil constructivo que no requiera modificaciones substanciales en la etapa de verificación de la estabilidad y resistencia. Está constituido por un triángulo cuya base de ancho “b” es horizontal, y su vértice superior está ubicado en el nivel normal de operación (NNO). (ver Figura 15.) (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021).

Figura 15.

Esquema del perfil teórico triangular.



Nota: Se observa la altura de la presa, la base de la presa de hormigón. Fuente: Calero (2021)

En los casos de presas de pequeña y mediana altura (que precisamente son las que se implantan sobre suelos) el perfil teórico triangular debe satisfacer dos condiciones que satisfacen dos condiciones: de estabilidad al deslizamiento y resistencia. Estas condiciones para estado límite se expresan a través de un sistema de dos ecuaciones que permiten encontrar el ancho de la base "b" y el parámetro adimensional ξ que determina la ubicación del vértice superior del perfil triangular:

c) Condición de estabilidad al deslizamiento:

Ecuación 38.- Condición de estabilidad al deslizamiento.

$$FSD = FSD_{PER} \quad (38)$$

Dónde:

FSD : Factor de seguridad al deslizamiento plano (adimensional)

FSD_{PER} : Factor permisible de seguridad al deslizamiento que depende del nivel de importancia de la estructura y de la combinación de fuerzas actor de seguridad al deslizamiento permisible (adimensional).

d) Condición de ausencia de esfuerzos de tracción:

Ecuación 39.- Condición de ausencia de esfuerzos de tracción.

$$\sigma_{min} = 0 \quad (39)$$

Dónde:

σ_{min} : Esfuerzo mínimo de tracción

A las ecuaciones (38) y (39) corresponden dos incógnitas: el ancho de la base b y el parámetro ξ que determina la ubicación del vértice superior A del perfil triangular.

Para desarrollar las ecuaciones (38) y (39) se consideran las siguientes fuerzas que actúan sobre el perfil triangular:

- Peso propio G ;
- Componentes de la fuerza de presión hidrostática desde aguas arriba P_H y P_V ;
- Subpresión en la base del perfil teórico triangular W , considerando el efecto de los elementos impermeabilizantes del contorno subterráneo, en particular de la tablestaca, de amplia utilización en presas de este tipo.

Tomando en cuenta estas fuerzas, las ecuaciones (1) y (2), luego de las correspondientes transformaciones adquieren la siguiente presentación:

Ecuación 40.- Cálculo de ξ

$$\xi = \frac{\sqrt{A(2A-1,5)} - (2-0,15A)}{(A+1)} \quad (40)$$

Donde:

$$A = \left(\frac{FSD_{PER}}{f} \right)^2$$

$$A = \left(\frac{1,3}{0,2}\right)^2$$

$$A = 42,25$$

$$\xi = \frac{\sqrt{42,25 * (2 * 42,25 - 1,5)} - (2 - 0,15 * 42,25)}{(24,25 + 1)}$$

$$\xi = 1,469$$

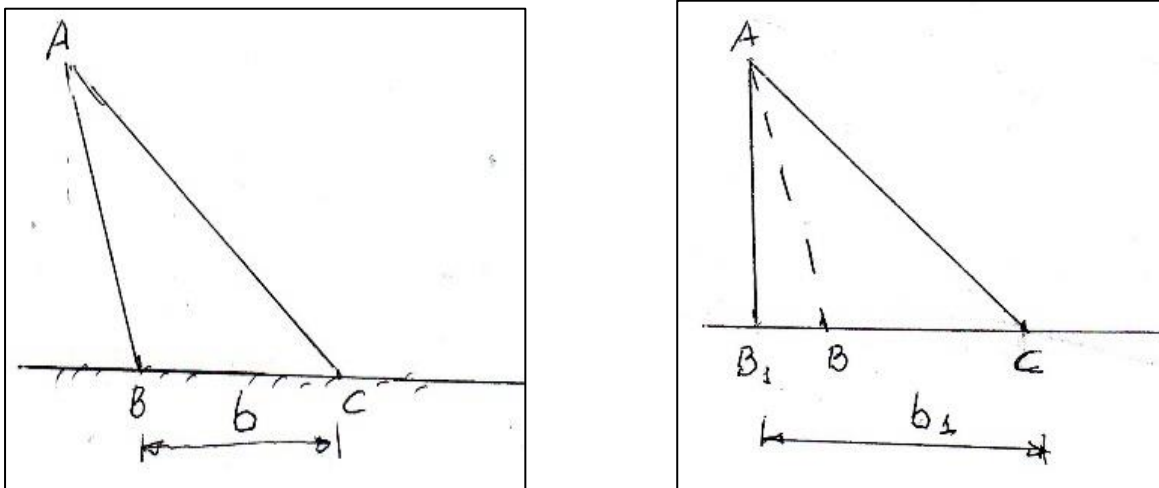
$$\rightarrow \xi = 1,469 > 1$$

El intervalo válido de variación de ξ es $0 \leq \xi \leq 1$.

En el caso de que $\xi < 0$, se rechazará este valor debido a que surgirán esfuerzos de tracción en el hormigón, por lo que se procederá a sobredimensionar el ancho de la base b , asumiendo igual a b' con el paramento aguas arriba vertical, como se muestra en la siguiente figura 16:

Figura 16.

Ancho original y ancho sobredimensionado para el caso $\xi < 0$

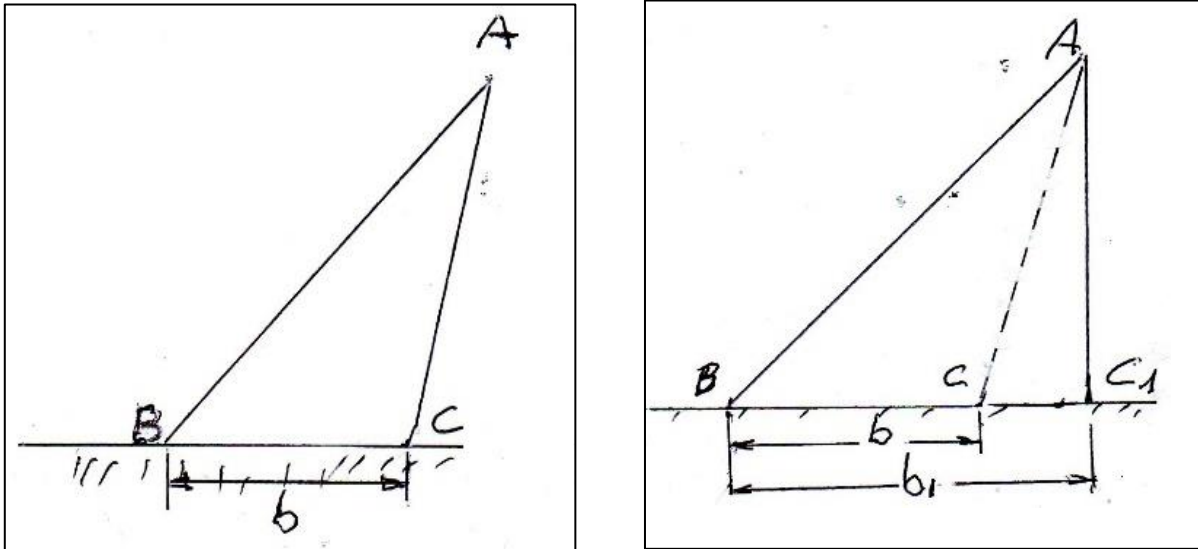


Nota. Se presenta el cambio de base en el caso de $\xi < 0$. Fuente: Calero (2021).

De igual manera, cuando se obtiene $\xi > 1$ también surgirán esfuerzos de tracción, por lo que se rechazará el valor de ξ y se sobredimensionará el ancho de la base b , asumiendo igual a b' , con el paramento aguas abajo vertical, como se muestra en la siguiente figura 17:

Figura 17.

Ancho original y ancho sobredimensionado para el caso $\xi > 0$



Nota. Se observa el cambio de base en el caso de $\xi > 0$. Fuente: Calero (2021).

La medida de b_1 se obtendrá con la siguiente expresión:

Ecuación 41.- Ecuación para obtener el valor de b_1

$$b_1 = \frac{1}{2 + \xi} * H_{NNO} * \frac{FSD \text{ per}}{f} \quad (41)$$

$$b_1 = \frac{1}{2 + 1,469} * 25 * \frac{1,3}{0,2}$$

$$b_1 = 18,73 \text{ (m)}$$

Pero como $\xi > 0$, entonces es necesario sobredimensionar a b

$$b = b_1 + (\xi - 1) * b_1$$

$$b = 25,32 + (\xi - 1) * 25,32$$

$$b = 27,53 \text{ (m)}$$

4.1.2 Formulación del perfil hidráulico

Para las presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado con mayor frecuencia se adopta el perfil tipo Creager que tiene la forma igual a la configuración del límite inferior de la lámina de agua a través de un vertedero de pared delgada que opera con la misma carga. (ver Figura 18.) (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021).

El perfil Creager se construye a partir de las coordenadas unitarias corregidas (Creager-Ofizerov) que se presentan en la Tabla 8. Estas coordenadas están dadas para carga $H=1$ m. por tanto, las coordenadas de diseño se obtienen multiplicando las coordenadas unitarias por la carga real H .

Tabla 8.

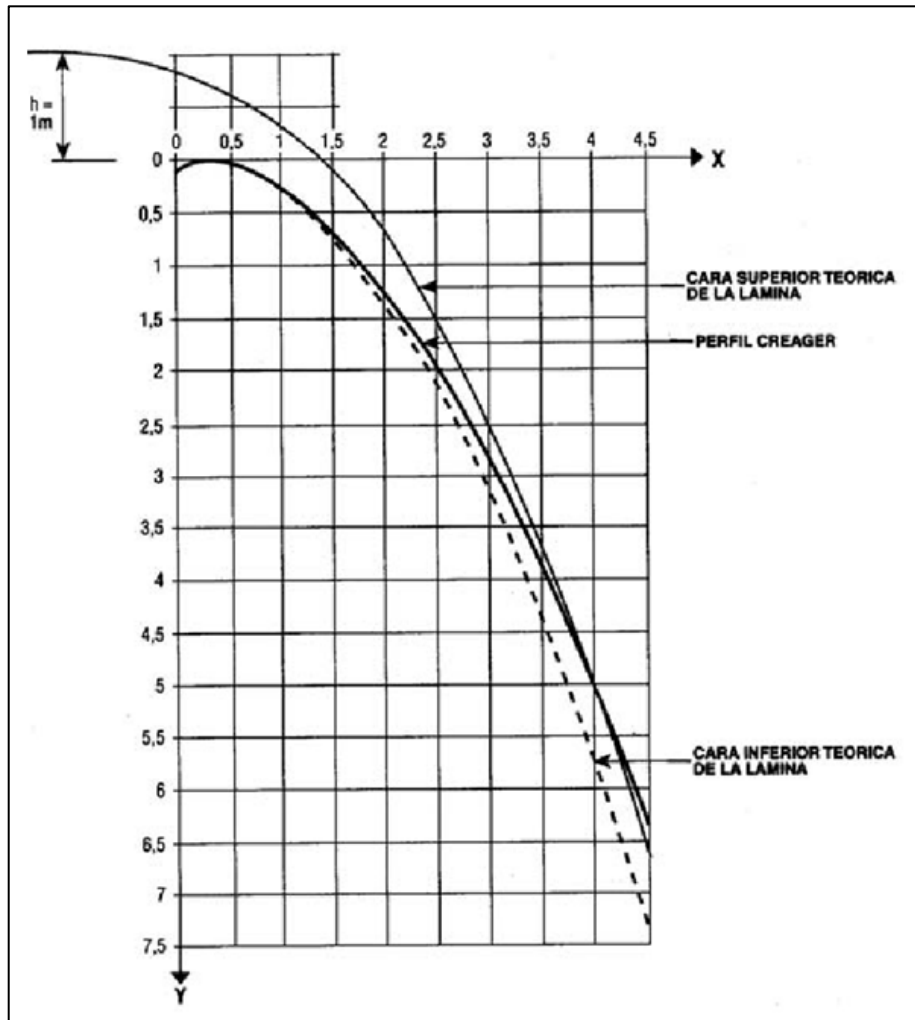
Coordenadas unitarias Creager – Ofizerov

X	Y		
	PARAMENTO	CHORRO TEORICO	
		CARA	
		SUPERIOR	INFERIOR
0.000	0.126	-0,831	0.126
0.100	0.036	-0,803	0.036
0.200	0.007	-0,772	0.007
0.300	0.000	-0,740	0.000
0.400	0.007	-0,702	0.007
0.600	0.060	-0,620	0.063
0.800	0.142	0,511	0.153
1.000	0.257	-0,380	0.267
1.200	0.357	-0,219	0.410
1.400	0.565	-0,030	0.590
1.700	0.870	0,303	0.920
2.000	1.220	0,693	1.310
2.500	1.960	1,500	2.100
3.000	2.820	2,500	3.110
3.500	3.820	3,660	4.260
4.000	4.930	5,000	5.610
4.500	6.220	6,540	7.150

Nota. Se presenta la tabla de las coordenadas unitarias corregidas para la construcción del perfil Creager. Fuente: Tineo (2021).

Figura 18.

Forma típica del perfil Creager.



Nota: Se observa la construcción del perfil Creager. Fuente: Tineo (2021).

A continuación, se determina la carga H de diseño de la presa vertedero.

$$H = \left(\frac{q}{m\epsilon\sqrt{2g}} \right)^{2/3} - \frac{v_0^2}{2g} \quad \text{a)}$$

Donde:

m : Coeficiente de caudal (descarga) del vertedero Creager.

$$m = 0,504 - 0,012 \frac{H_0}{C_1} \quad \text{b)}$$

Donde:

C_1 : Altura aguas arriba de la presa vertedero, medido desde el fondo del río.

En primera instancia se puede asumir $m = 0,5$

ε : Coeficiente de contracción lateral; en el caso de presas sin compuertas:

$$\varepsilon = 1 - \zeta_m \frac{H_o}{B} \quad c)$$

Donde:

ζ_m - coeficiente de efecto del muro.

Para muros redondeados, $\zeta_m = 0,7$

para muros esquinados, $\zeta_m = 1$.

Inicialmente se puede asumir, para los casos de muros redondeados y presas sin compuertas, $\varepsilon = 0,95$.

Para las condiciones indicadas y despreciando la carga de la velocidad de acercamiento

$\frac{v_o^2}{2g}$ se obtiene:

Ecuación 42.- Carga total de diseño de la presa vertedero.

$$H = \left(\frac{q}{2,1} \right)^{2/3} \quad (42)$$

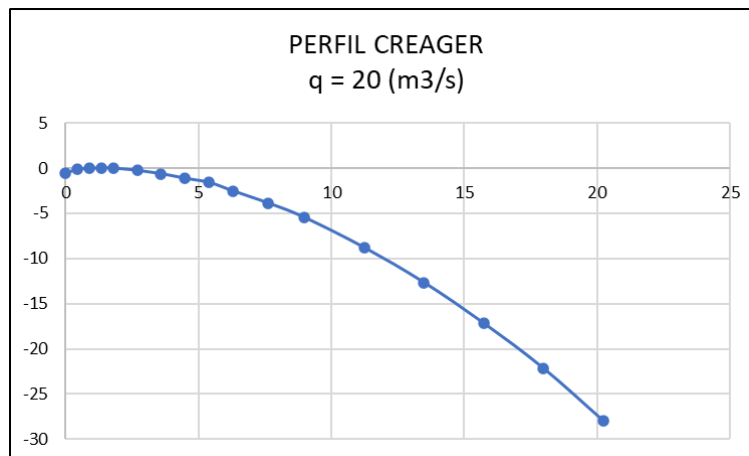
$$H = \left(\frac{20 \left(\frac{m^3}{s} \right)}{2,1} \right)^{2/3}$$

$$\rightarrow H = 4,49 \text{ (m)}$$

- Determinación del perfil hidráulico

Figura 19.

Elaboración del perfil Creager.



Nota. En la gráfica se puede observar la curva del perfil Creager. Elaborado por: La autora

El radio de enlace R del perfil Creager (ver Figura 19.) con el fondo del río se puede adoptar:

Ecuación 43.- Radio de enlace del perfil Creager con el fondo del río.

$$R = (0,25 - 0,5)(H_{NNO} + H) \quad (43)$$

$$R_{\text{ENLACE}} = 0,5 \cdot (10 + 4,49)$$

$$R_{\text{ENLACE}} = 7,25 \text{ (m)}$$

Dónde:

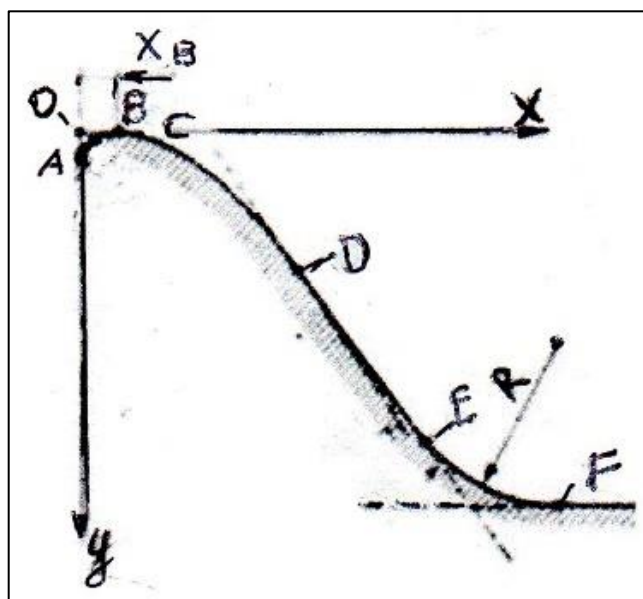
H_{NNO} : Altura de la presa vertedero, medida desde el fondo del río aguas arriba;

H : Carga de diseño de la presa vertedero.

Nota: El primer miembro de la ecuación 45 no es una diferencia entre 0,25 y 0,5, sino que viene siendo un rango de valores entre dichas cifras. Mientras mayor sea el valor del radio hidráulico, mayor será la base de la presa, y, por tanto, mayor será la estabilidad al deslizamiento plano. De acuerdo con la premisa anterior, entonces, se optará por el máximo valor del rango, en este caso 0,5.

Figura 20.

Bosquejo del radio de enlace "R" del perfil Creager con el fondo del río.

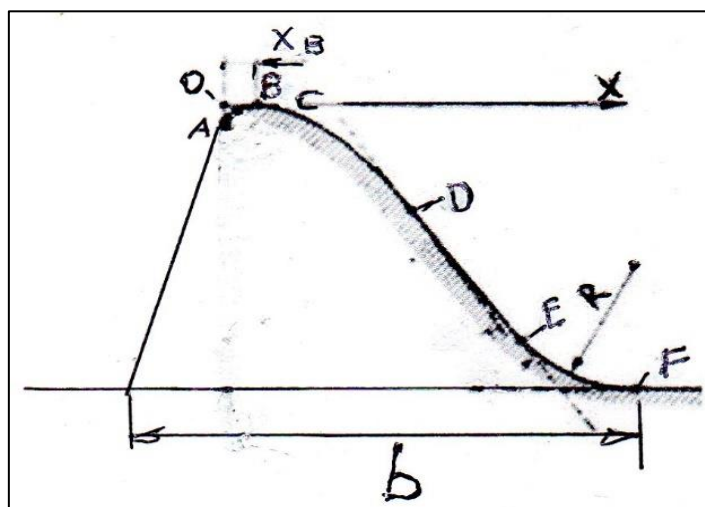


Nota. Se presenta el radio de enlace. Elaborado por: La autora

4.1.3 Formulación del perfil preliminar

A partir del perfil Creager ABCDEF (paramento aguas debajo de la Figura 19) y del ancho de la base b del perfil teórico triangular se formula el perfil preliminar. Para el efecto, el ancho de la base b de la sección transversal de la presa se mide desde el radio vertical de la curva de enlace del paramento aguas abajo con el fondo del río (punto F). En ningún caso, el paramento aguas arriba del perfil preliminar puede ser inclinado hacia aguas arriba; si se presenta esta situación cabe incrementar el ancho de la base hasta que dicho paramento sea vertical (ver Figura 20.) (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021).

Bosquejo del perfil preliminar.



4.1.4 Formulación del perfil constructivo

Para obtener el perfil constructivo de la presa vertedero es necesario determinar la cota de cimentación de la presa, añadiendo al perfil preliminar el elemento de disipación aguas abajo (pozo o muros de disipación). A continuación, se configura el contorno subterráneo, las galerías longitudinales y transversales requeridas.

4.1.4.1. Disipación de la energía al pie de la presa vertedero

4.1.4.1.a. Determinación de la energía total aguas arriba de la presa

Primero se determina la energía primaria que no es más que la suma entre la altura de la presa vertedero y su carga de diseño:

Ecuación 44.- Ecuación de la energía primaria.

$$\mathbf{E} = \mathbf{H}_{\text{NNO}} + \mathbf{H} \quad (44)$$

$$H_0 = 10 + 4,49 = 14,49 \text{ (m)}$$

Donde:

H_{NNO} : Altura de la presa vertedero. (m)

H: Carga de diseño. (m)

Posteriormente se determinará la velocidad de acercamiento, misma que es igual al cociente entre el caudal unitario y la energía primaria que se acaba de averiguar y por el ancho transversal, mismo que será equivalente a la unidad.

Ecuación 45.- Ecuación de la velocidad de acercamiento

$$V_o = \frac{q}{(HNNO+H)} \quad (45)$$

$$V_o = \frac{20 \text{ (m}^3/\text{s)}}{(10+4,49)(\text{m})}$$

$$V_o = 1,38 \text{ (m/s)}$$

La energía total aguas arriba de la presa, entonces, viene siendo la suma entre la energía primaria y la energía cinética dada por la velocidad de acercamiento:

Ecuación 46.- Ecuación de la energía total aguas arriba de la presa

$$E_o = E + \frac{V_o^2}{2 \cdot g} \quad (46)$$

$$E_{o1} = 14,49 + \frac{1,38^2}{19,62}$$

$$E_{o1} = 14,59 \text{ (m)}.$$

4.1.4.1.b. Determinación de la profundidad contraída

La profundidad contraída se la determina por medio de la ecuación siguiente:

Ecuación 47.- Ecuación para hallar la profundidad contraída "hc".

$$E_o = hc + \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot \phi^2 \cdot hc^2} \quad (47)$$

Donde:

Φ : Coeficiente de velocidad para presas pequeñas y medianas, cuyo valor se asume igual a 0,95.

La ecuación 49 se la resuelve por aproximaciones. La ecuación es cúbica, por tanto, tiene 3 raíces. La raíz válida es la menor a la profundidad crítica, puesto que el flujo en la sección contraída es supercrítico.

4.1.4.2. Determinación del tipo de resalto hidráulico

Previamente se debe de determinar la profundidad crítica:

Ecuación 48.- Determinación de la profundidad crítica.

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (48)$$

$$\rightarrow h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{10 \left(\frac{m^3}{s}\right)^2}{9,8 \left(\frac{m}{s^2}\right)}}$$

$$\rightarrow 3,44 \text{ (m/s)}$$

Donde al igual que para el caso de la velocidad de acercamiento se tomará al ancho transversal B de una unidad de longitud.

Se asume que el resalto inicia en la sección contraída y por tanto que la primera profundidad conjugada es igual a la contraída, o sea:

$$h' = h_c$$

En base a esa condición, entonces, se determina la segunda profundidad conjugada h'' mediante la siguiente expresión:

Ecuación 49.- Ecuación de la segunda profundidad conjugada

$$h'' = 0,5h' \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{CR}}{h'}\right)^3} - 1 \right] \quad (49)$$

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

$$h'' = 0,5 * 1,3 \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{3,44}{1,3}\right)^3} - 1 \right]$$

$$\rightarrow h'' = 7,30 \text{ (m)}$$

Se comparará la segunda conjugada obtenida con la profundidad aguas abajo h_o . En caso de que $h'' > h_o$ significa que el resalto es desplazado y por tanto se requiere de una estructura especial de disipación (pozo o muros). La mejor opción es el pozo de disipación. En caso de que $h'' < h_o$ el resalto es sumergido y por tanto no se requerirá implementar el pozo de disipación.

La profundidad aguas abajo h_o se la obtiene por medio de la ecuación 13:

Ecuación 50.- Ecuación de la profundidad aguas abajo

$$h_o = \frac{q}{V_{\text{máx perm.}}} \quad (50)$$

$$h_o = \frac{20 \left(\frac{m^3}{s} \right)}{2,8 \left(\frac{m}{s} \right)} = 7,14 \text{ (m)}$$

$$\rightarrow 7,30 \text{ (m)} > 7,14 \text{ (m)}$$

Por lo tanto, se requiere construir pozo de disipación

Siendo $V_{\text{máx perm.}}$ el valor de la velocidad máxima permisible del suelo de cimentación de la estructura.

En caso de presentarse un resalto desplazado, deberá determinarse por aproximaciones la profundidad del pozo de disipación t . Cada vez que se profundiza el fondo aguas abajo, en la magnitud de la profundidad del pozo t cambiará el nivel de referencia y, por tanto, cambiará también el valor de la profundidad contraída.

- Como se requiere de pozo de disipación, se calcula valor de profundidad del pozo

$$h_o - h'' = 7,14 - 7,30$$

$$h_o - h'' = - 0,15$$

$$\Delta t_{\text{pozo}} = 41 \%$$

$$t_{\text{pozo}} = -(h_o - h'') * (1 + \Delta t_{\text{pozo}} / 100)$$

$$t_{\text{pozo}} = (0,15) * (1 + 41/100) + 0,4$$

$$t_{\text{pozo}} = 0,62 \text{ (m)}$$

Profundidad del pozo, verificación

$$\text{Si } h_o - h'' \geq 0; t = 0,4$$

$$h_o - h'' = -0,15$$

$$t_{\text{pozo}} = (- (h_o - h'')) * (1 + \Delta t_{\text{pozo}} / 100)$$

$$t_{\text{pozo}} = (0,15) * (1 + 0/100) + 0,4$$

$$t_{\text{pozo}} = 0,55 \text{ m}$$

$$h_{o2} = h_o + t^2$$

$$h_{o2} = 7,70 \text{ m}$$

Energía total aguas arriba de la presa:

$$E_{o2} = E_{o1} + t^2$$

$$E_{o2} = 14,59 + 0,55$$

$$E_{o2} = 15,14 \text{ m}$$

- Ahora se determinará la profundidad contraída con pozo de disipación:

$$\rightarrow h_{c2} = 1,28 \text{ (m)}$$

$$E_{o2} = hc + \frac{q^3}{h^2 * 2g * \varphi^2}$$

$$E_{o2} = 1,28 + \frac{20^3}{h^2 * 2(9,81) * 0,95^2}$$

$$E_{o2} = 15,07 \text{ m}$$

- Determinación de la segunda profundidad conjugada:

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

$$h'' = 0,5 * 1,28 \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{3,44}{1,28} \right)^3} - 1 \right]$$

$$\rightarrow h'' = 7,37 \text{ (m)}$$

4.1.4.3. Determinación del porcentaje de sumersión aguas abajo con el pozo de disipación

Ecuación 53.- Porcentaje de sumersión aguas abajo con el pozo de disipación

$$\% \text{ sumersión} = \frac{h_{ot} - h''}{h''} * 100 \quad (53)$$

Donde:

$$h_{ot}: h_o + t$$

Para considerar al resalto en calidad de sumergido, el porcentaje de sumersión deberá fluctuar entre el 5 al 10 %

$$h_o - h'' = 7,70 - 7,37 = 0,33 \text{ m}$$

$$\% \text{sumersión} = 4,28 \% \text{ Cumple}$$

4.1.4.4. Determinación de la longitud de resalto

Para este paso es necesario trabajar con tres ecuaciones donde para la longitud de resalto se escogerá el menor de los tres valores. Las ecuaciones de resalto son las siguientes:

Ecuación 51.- Ecuación de resalto 1

$$L_{r1} = 2,5 * (1,9 * h'' - h_c) \quad (51)$$

$$L_{r1} = 2,5 * ((1,9 * 7,37) - 1,28)$$

$$L_{r1} = 31,80 \text{ (m)}$$

Ecuación 52.- Ecuación de resalto 2

$$L_{r2} = 5 * (h'' - h_c) \quad (52)$$

$$L_{r2} = 5 * (7,37 - 1,28)$$

$$L_{r2} = 30,45 \text{ (m)}$$

Ecuación 53.- Ecuación de resalto 3

$$L_{r3} = 4,5 * h'' \quad (53)$$

$$L_{r3} = 4,5 * 7,37$$

$$L_{r3} = 33,17 \text{ (m)}$$

$$\text{Por lo tanto, } L_r = 33,17 \text{ (m)}$$

4.1.4.5. Determinación de la velocidad de la sección contraída

Se la determinará en base a la expresión siguiente:

Ecuación 54.- Ecuación de la velocidad de la sección contraída.

$$V_c = \frac{q}{h_c} \quad (54)$$

$$V_c = \frac{20 \left(\frac{m^3}{s} \right)}{1,28(m)}$$

$$V_c = 15,63 \text{ m/s}$$

4.1.4.6. Determinación del espesor de la losa de disipación

Una vez obtenida la velocidad de la sección contraída, se determinará el espesor de la losa de disipación de acuerdo con la expresión siguiente:

Ecuación 55.- Ecuación del espesor de la losa de disipación

$$\delta_{losa} = 0,15 * V_c * \sqrt{h_c} \quad (55)$$

$$\delta_{losa} = 0,15 * 15,63 \left(\frac{m}{s} \right) * \sqrt{1,28(m)}$$

$$\rightarrow \delta_{losa} = 2,65 \text{ m}$$

4.1.4.7. Drenaje horizontal bajo la losa de disipación

La losa de disipación está atravesada por drenes verticales, por ejemplo, de 15 centímetros de diámetro. Bajo la losa de disipación se ubica drenaje horizontal, por ejemplo, de 30 centímetros de espesor $\delta_{dren} = 0,30 \text{ m}$. Bajo el drenaje horizontal se ubica un filtro invertido, por ejemplo, de 30 centímetros de espesor $\delta_{filtro} = 0,30 \text{ m}$.

4.1.4.8. Determinación de la cota de cimentación de la presa (∇_{CIM})

Se asume que el fondo del río en el eje de la presa tiene cota cero.

Bajo el filtro invertido la presa tiene un escalón de altura a_2 , por ejemplo, de 40 centímetros.

De acuerdo con las condiciones anteriores, la cota de cimentación de la presa se la determina como sigue:

Ecuación 56.- Cota de cimentación de la presa

$$\nabla_{CIM} = 0 - t - \delta_{losa} - \delta_{dren} - \delta_{filtro} - a_2 \quad (56)$$

Tiene signo negativo porque se cimenta por debajo del nivel de referencia.

4.1.4.9. Configuración del contorno subterráneo de la presa

Se adoptará el contorno más universal y sencillo, constituido por un escalón al pie del paramento aguas arriba de altura $a_1 = t + \delta_{losa} + \delta_{dren} + \delta_{filtro} + a_2$ una tablestaca al pie del paramento aguas arriba (por ejemplo, de profundidad $S_1 = 3 \text{ m}$), la base de la presa b, un escalón al pie del paramento aguas abajo de altura $a_2 = 0,4 \text{ m}$. (ver Figura 21)

$$a_1 = t + \delta_{losa} + \delta_{dren} + \delta_{filtro} + a_2$$

$$\rightarrow a_1 = 0,55 + 2,65 + 0,3 + 0,3 + 0,2$$

$$\rightarrow a_1 = 4,01 \text{ (m)}$$

$$\rightarrow \nabla_{CIM} = 0 - t - \delta_{losa} - \delta_{dren} - \delta_{filtro} - a_2$$

$$\nabla_{CIM} = - a_1 = -4,01 \text{ (m)}$$

Determinación del radio de enlace $R1$:

$$R1 = 0,5 \cdot (H_{\text{NNO}} + H + t_{\text{pozo}})$$

$$R1 = 0,5 \cdot (10 + 4,49 + 0,55)$$

$$R1 = 7,52 \text{ m}$$

$$\Delta b2:$$

$$\alpha_{\text{enlace2}} = 90^\circ$$

$$\Delta b2 = R1 \cdot \sin(\alpha_{\text{enlace2}})$$

$$\Delta b2 = 7,52 \cdot \sin(90)$$

$$\Delta b2 = 7,52$$

Cálculo de la base constructiva:

$$b_{\text{construc}} = b + \Delta b2$$

$$b_{\text{construc}} = 27,53 + 7,52$$

$$b_{\text{construc}} = 35,05 \text{ m}$$

- Áreas, fuerzas y momentos actuantes :

Fuerzas verticales

$$\sigma 1 = \text{Área} \cdot \gamma h$$

$$\sigma 1 = 123,89 \text{ m}^2 \cdot 23 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma 1 = 2849,36 \text{ kN/m}$$

$$\sigma 2 = (b \cdot H_p) \cdot \gamma h$$

$$\sigma 2 = 20 \text{ m}^2 \cdot 23 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma 2 = 460 \text{ kN/m}$$

$$\sigma 3 = \frac{b \cdot H_p}{2} \cdot \gamma h$$

$$\sigma 3 = 53,33 \text{ m}^2 \cdot 23 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma 3 = 1226,67 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_4 = (b \cdot H_p) \cdot \gamma_h$$

$$\sigma_4 = 140,41 \text{ m}^2 \cdot 23 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_4 = 3229,54 \text{ kN/m}$$

- **Fuerzas de presión hidrostática**
- Determinación de las fuerzas verticales

$$P_{v1} = 123,9 \cdot 10 \text{ kN/m}^3$$

$$P_{v1} = 1239 \text{ kN/m}$$

Volúmenes de hormigón de la presa y su incremento

$$V_{\text{sup}} = A_1 + A_2 + A_3$$

$$V_{\text{sup}} = 123,89 + 20 + 53,33$$

$$V_{\text{sup}} = 197,22 \text{ m}^3/\text{m}$$

- Volumen de la cimentación:

$$V_{\text{cim}} = A_4$$

$$V_{\text{cim}} = 140,41 \text{ m}^3/\text{m}$$

- Volumen total:

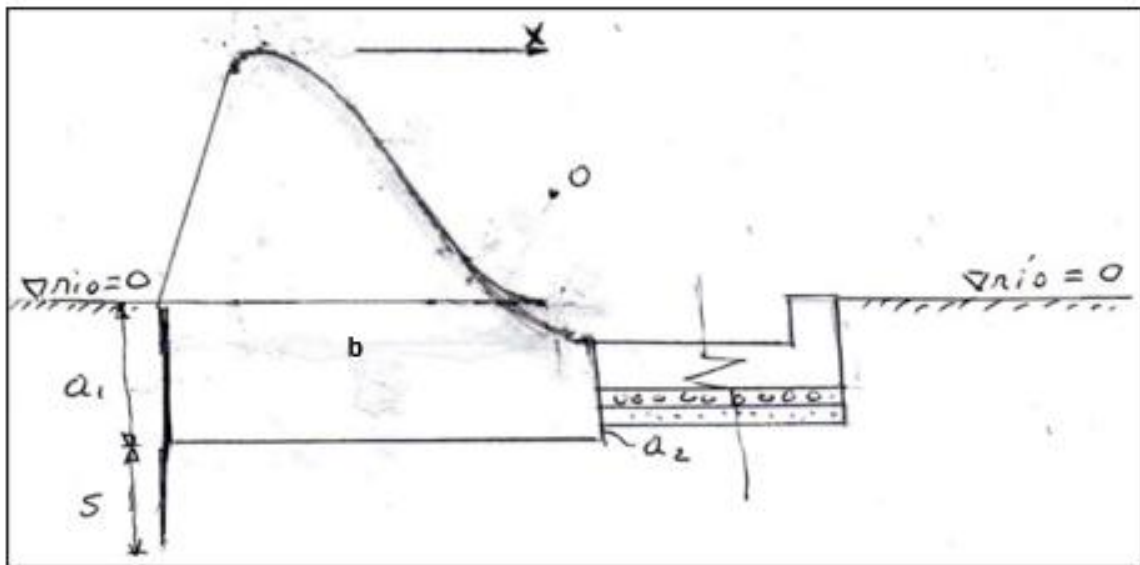
$$\Sigma V_{\text{pr.}} = V_{\text{sup}} + V_{\text{cim}}$$

$$\Sigma V_{\text{pr.}} = 197,22 + 140,41$$

$$\Sigma V_{\text{pr.}} = 337,63 \text{ m}^3/\text{m}$$

Figura 22.

Esquema del contorno subterráneo



Nota. Se puede observar la profundidad aguas arriba y aguas debajo de la presa : Calero (2021)

4.1.4.10. Determinación de la subpresión bajo la presa W (para escenario de operación normal)

En rigor cabe determinar por el método de los coeficientes de resistencia. Para cálculos hasta nivel de factibilidad se puede utilizar el método de la línea desarrollada del contorno subterráneo. Para ello se seguirán los siguientes pasos:

- Previamente se determinará el espesor de la capa activa para filtración del suelo de cimentación:

Ecuación 57.- Espesor de la capa activa para filtración del suelo de cimentación.

$$T_{ACT} = 0,5l_o \quad (57)$$

Donde:

l_o : Proyección horizontal del contorno subterráneo, en el presente caso igual al ancho de la base de la presa:

$$l_o = b$$

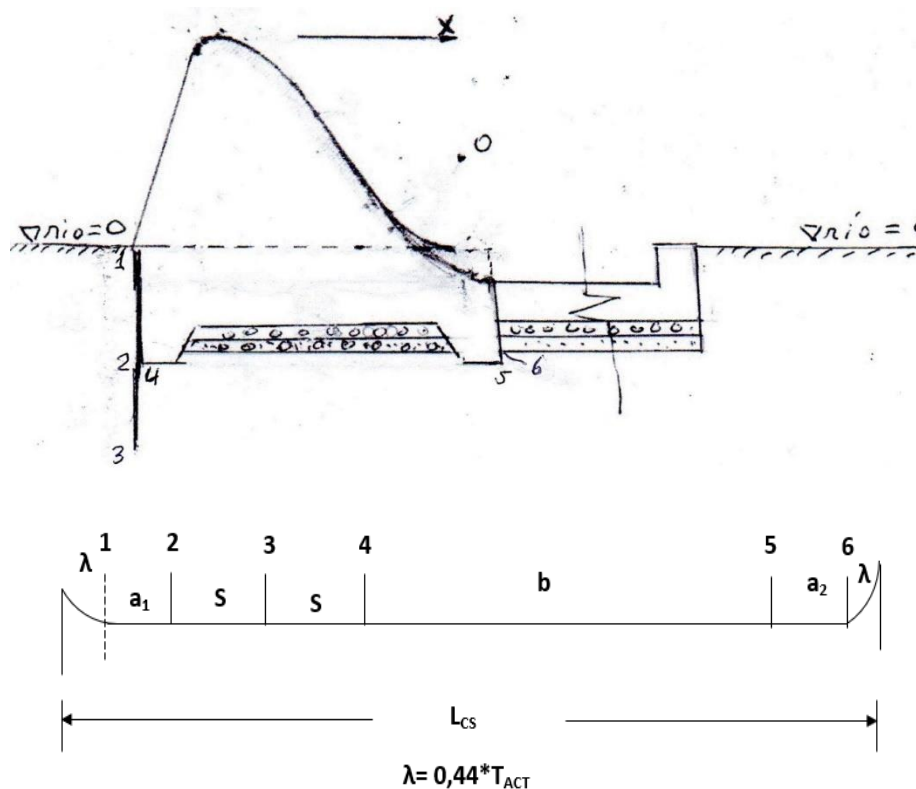
$$T_{ACT} = 0,5 * b_{construc}$$

$$T_{ACT} = 0,5 * 35,05 = 17,53 \text{ m}$$

- A continuación, se determina el espesor de diseño T_{DIS} de la capa permeable del suelo de cimentación. Es el menor de dos valores: espesor de la activa T_{ACT} y espesor real T_{REAL} .
Nota. En caso de desconocerse el valor del espesor real, se asumirá que este es infinito, por lo que se optará por el valor correspondiente a T_{ACT} .
- Se determinará la longitud de la línea desarrollada del contorno subterráneo: (ver figura22)

Figura 23.

Esquema de la línea de contorno subterránea.



Nota. Se presentan la línea del contorno subterráneo. Elaborado por: La autora

Ecuación 30.- Longitud de la línea desarrollada del contorno subterráneo

$$L_{CS} = 0,44T_{DIS} + a_1 + S_1 + S_1 + b + a_2 + 0,44T_{DIS} \quad (58)$$

$$L_{CS} = (0,44 * b_{construc}) + a_1 + 2 * S_1 + b + a_2$$

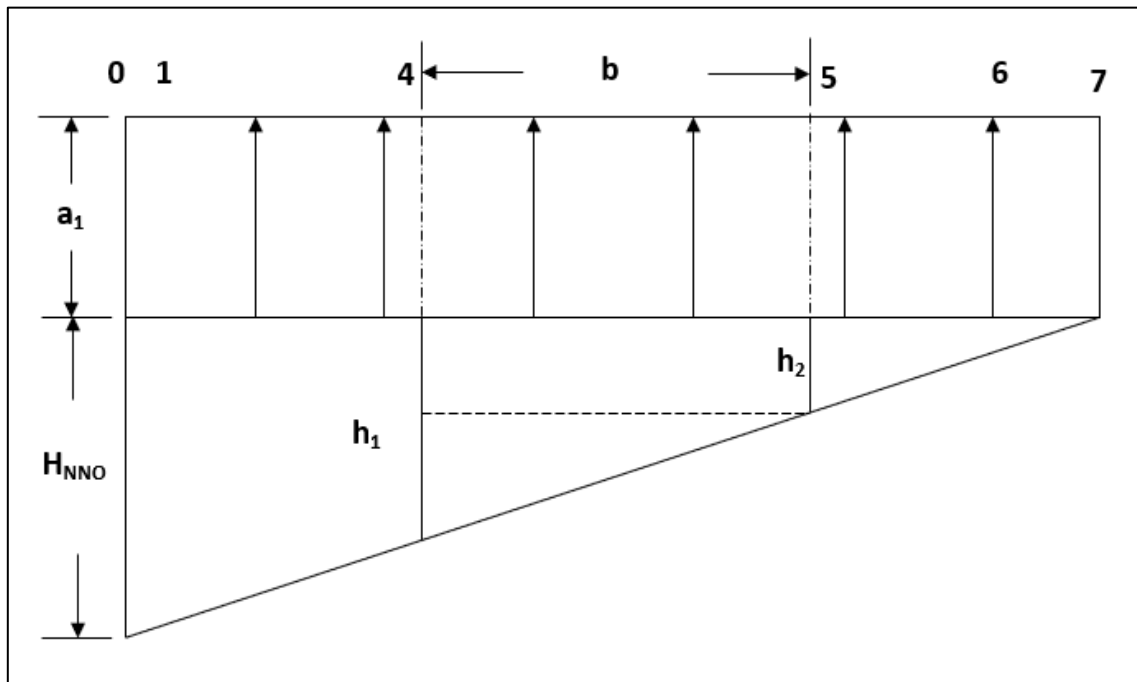
$$L_{CS} = (0,44 * 35,05) + 4,01 + 2 * (3) + 35,05 + 0,2$$

$$L_{CS} = 60,68 \text{ (m)}$$

- Luego se determinarán las ordenadas aguas arriba h_1 y aguas abajo h_2 del diagrama de subpresión de filtración bajo la presa. (ver figura23)

Figura 24.

Diagrama para la obtención de h_1 y h_2 .



Nota. Se observan las ordenadas aguas arriba y aguas abajo. Elaborado por: La autora

Ecuación 58- Ordenadas aguas arriba

$$h_1 = \frac{H_p}{L_{CS}}(b + a_2 + 0,44T_{DIS}) \quad (58)$$

$$H_1 = \frac{10 \text{ (m)}}{60,68 \text{ (m)}} * (35,65 + 0,2 + 0,44 * 0,5 * 35,65)$$

$$\rightarrow h_1 = 7,08 \text{ (m)}$$

Ecuación 59.- Ordenadas aguas abajo

$$h_2 = \frac{H_P}{L_{CS}} (a_2 + 0,44T_{DIS}) \quad (59)$$

$$h_2 = \frac{10 \text{ (m)}}{68,39 \text{ (m)}} * (0,4 + 0,44 * 0,5 * 35,05)$$

$$h_2 = 1,30 \text{ (m)}$$

- Luego se determina la subpresión de sumersión

Ecuación 60.- Subpresión de sumersión 1

$$W_{sum} = b * (t + \delta_{losa} + \delta_{dren} + \delta_{filtro} + a_2) * \gamma_o \quad (60)$$

$$W_{sum} = b * (a_1) * \gamma_o$$

$$W_{sum1} = 35,05 \text{ (m)} * (4,01) \text{ (m)} * (10 \frac{KN}{m^3})$$

$$W_{sum1} = 1404,15 (\frac{KN}{m})$$

Subpresión de sumersión 2

Ecuación 61.- Subpresión de sumersión 2

$$W_{sum2} = h_2 * (b) * \gamma_o \quad (61)$$

$$W_{sum2} = 1,30 \text{ (m)} * (35,05) \text{ (m)} * (10 \frac{KN}{m^3})$$

$$W_{sum2} = 457,03 (\frac{KN}{m})$$

- Luego se determinan la subpresión excedente

Ecuación 62.- Subpresión excedente

$$W_{exc} = 0,5 * b * (h_1 - h_2) * \gamma_o \quad (62)$$

$$W_{exc} = 0,5 * 35,05 \text{ (m)} * (7,08 - 1,30) \text{ (m)} * 10 (\frac{KN}{m^3})$$

$$W_{exc} = 1012,45 (\frac{KN}{m})$$

La subpresión total bajo la presa será igual a la suma de la subpresión de sumersión más la presión excedente, o sea:

Ecuación 63.- Subpresión total bajo la presa

$$W = W_{sum1} + W_{sum2} + W_{exc} \quad (63)$$

$$W = 1404,15 \left(\frac{KN}{m}\right) + 457,03 \left(\frac{KN}{m}\right) + 1012,45 \left(\frac{KN}{m}\right)$$

$$W = 2863,73 \left(\frac{KN}{m}\right)$$

Sumatoria de fuerzas verticales:

$$\Sigma V = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + P_{v1}$$

$$\Sigma V = 2224,49 + 414 + 993,60 + 3489,70 + 967,17$$

$$\Sigma V = 6130,78 \text{ kN/m}$$

Análisis de la resistencia a la filtración del suelo de cimentación

$$J_{per} = 1,35$$

$$J_{con} = \frac{H_p}{L_o}$$

$$J_{con} = \frac{10}{60,68}$$

$$J_{con} = 0,16$$

$$J_{con} \leq J_{per}$$

$$0,16 \leq 1,35 \text{ Suelo resistente a la filtración}$$

Fuerzas horizontales:

$$\alpha_1 = \text{tg}^{-1} \frac{10}{24,78}$$

$$\alpha_1 = 21,98^\circ$$

$$\Phi_{sed} = 20^\circ$$

Verificación del perfil constructivo respecto a la estabilidad al deslizamiento y a la resisten

- Determinación de las fuerzas horizontales

$$PH1 = \frac{\gamma_0 * (Hp + a1)^2}{2}$$

$$PH1 = \frac{10 \frac{kN}{m^3} * (10m + 4,01m)^2}{2}$$

$$PH1 = 980,79 \text{ kN/m}$$

$$PH2 = \frac{\gamma_0 * (a1)^2}{2}$$

$$PH2 = \frac{10 \frac{kN}{m^3} * (4,01 \text{ m})^2}{2}$$

$$PH2 = 80,23 \text{ kN/m}$$

- Fuerza de presión o empuje de sedimentos:

$$P_{Shor} = \frac{1}{2} * \gamma_{sum} * Hp^2 * \xi$$

Dónde:

- Determinación del coeficiente de empuje

$$\xi = \left[\frac{\cos(\frac{\alpha + \varphi}{2})}{\cos(\frac{\alpha - \varphi}{2})} \right]^2$$

$$\xi = \left[\frac{\cos(\frac{21,98 + 20}{2})}{\cos(\frac{21,98 - 20}{2})} \right]^2$$

$$\xi = 0,87$$

$$\gamma_{sum} = \gamma_s - \gamma_o * (1-n)$$

$$\gamma_{sum} = 18 \text{ kN/m}^3 - 10 \text{ kN/m}^3 * (1-0,3)$$

$$\gamma_{\text{sum}} = 11 \text{ kN/m}^3$$

$$P_{\text{Shor}} = \frac{1}{2} * \gamma_{\text{sum}} * H p^2 * \xi$$

$$P_{\text{Shor}} = \frac{1}{2} * (11 \text{ kN/m}^3) * (10\text{m})^2 * 0,87$$

$$P_{\text{Shor}} = 479,58 \text{ kN/m}$$

Sumatoria de fuerzas horizontales:

$$\Sigma H = P_{\text{shor}} + P_{\text{h1}} - P_{\text{h2}}$$

$$\Sigma H = 479,58 + 980,79 - 80,23$$

$$\Sigma H = 1380,14 \text{ kN/m}$$

Componente vertical del empuje del sedimento:

$$P_{\text{sv}} = \frac{H p * b_{\text{sup}} * \xi * \text{empuje} * \gamma_{\text{sum}}}{2}$$

$$P_{\text{sv}} = \frac{10 * 24,78 * 0,87 * 11}{2}$$

$$P_{\text{sv}} = 1188,24$$

Análisis de estabilidad al deslizamiento plano:

Cohesión:

$$c = 10 \text{ kPa}$$

- Determinación del factor de seguridad al deslizamiento plano:

$$FSD = \frac{tg \varphi * \Sigma N + cB}{\Sigma T}$$

$$FSD = \frac{0,2 * (6130,78 + 1188,24) + 10 * 35,05}{1380,14}$$

$$FSD = 1,31$$

$$FSD_{\text{per}} = 1,3$$

$$FSD \geq FSD_{\text{per}}$$

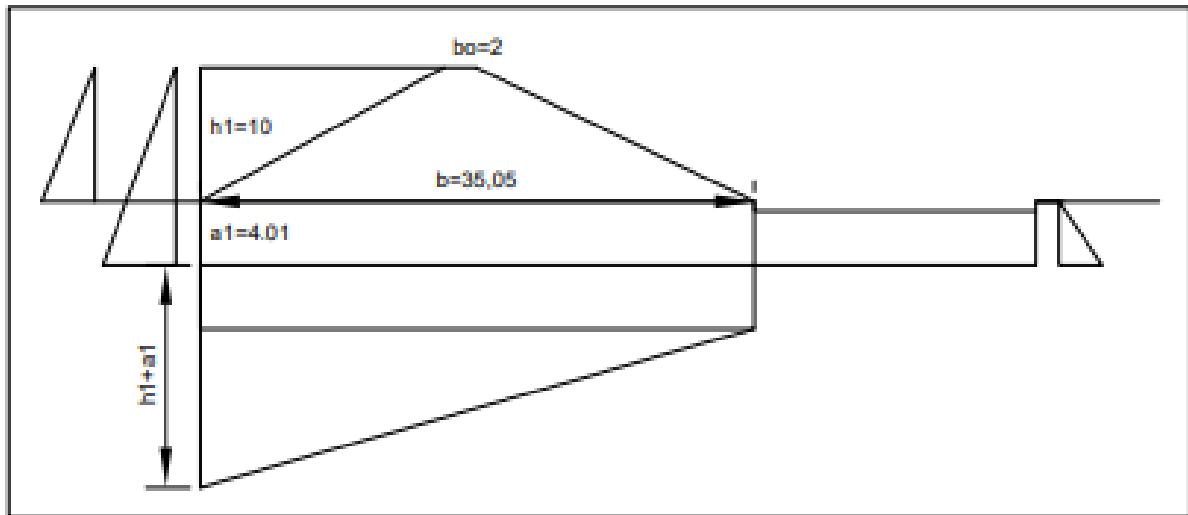
$$1,31 \geq 1,3 \text{ Si es estable}$$

Análisis de resistencia

Para el análisis de resistencia se realizará el diagrama de fuerzas. (ver Figura 25.)

Figura 25.

Diagrama de fuerzas.



Nota. Se puede observar las fuerzas presentes en la presa de hormigón. Elaborado por: La autora

Tabla 9.

Brazos de momento fuerzas verticales:

Brazos actuantes	Distancia de brazo
XG1, m	-1,01
XG2, m	8,25
XG3, m	12,19
XG4, m	0
XPv1, m	-9,27
Xpsv, m	-9,27
XWs1, m	0
XWs2, m	0
Xwexc, m	5,84

Nota. Se presentan la magnitud de los brazos en forma vertical. Elaborado por: La autora.

Tabla 10.

Brazos de momento fuerzas horizontales:

Brazos horizontales	Distancia de brazo
YPh1, m	4,67
YPh2, m	-1,34
YPsh, m	7,34

Nota. Se presentan la magnitud de los brazos en forma vhorizontal. Elaborado por: La autora.

Tabla 11.

Momentos:

Momentos (kN.m)	Magnitud de momentos
MG1, kN.m	-2875,01
MG2, kN.m	3795,00
MG3, kN.m	14957,57
MG4, kN.m	0
MPv1, kN.m	-11481,67
MPsv, kN.m	-11012,65
MWs1, kN.m	0
MWs2, kN.m	0
MWexc, kN.m	5915,10
MPh1, kN.m	4578,89
MPh2, kN.m	-107,12
MPsh, kN.m	3519,60
ΣM , kN.m	7289,71

Nota. Se presentan la magnitud de todos los momentos. Elaborado por: La autora.

Esfuerzos principales:

- **Determinación de la excentricidad:**

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma \text{Fuerzas normales}}$$

$$e = \frac{7289,71 \text{ (kN.m)}}{(6130,78+1188,24) \text{ (KN/m)}}$$

$$e = 1$$

✓ Esfuerzo principal aguas arriba (esfuerzo mínimo):

$$\sigma'_2 = \sigma'_y = \frac{\Sigma FN}{b} * (1 - \frac{6 * e}{b})$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_y = \frac{(6130,78 + 1188,24) \left(\frac{KN}{m}\right)}{35,05 (m)} * (1 - \frac{6 * 1 (m)}{35,05 (m)})$$

$$\sigma'_y = 173,20 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_2 \geq 0$$

$$173,20 \text{ kPa} \geq 0 \text{ Si Cumple}$$

Esfuerzo principal máximo al pie del paramento aguas abajo:

$$\sigma''_1 = \sigma''_y = \frac{\Sigma FN}{b} * (1 + \frac{6 * e}{b})$$

$$\sigma''_1 = \sigma''_y = \frac{(6130,78 + 1188,24) \left(\frac{KN}{m}\right)}{35,05 (m)} * (1 + \frac{6 * 1 (m)}{35,05 (m)})$$

$$\sigma''_1 = \sigma''_y = 244,39 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{per} = 250 \text{ kPa}$$

$$\sigma''_1 \leq \sigma_{per}$$

$$244,39 \text{ kPa} \leq 250 \text{ kPa Si Cumple}$$

- Verificación del riesgo al deslizamiento profundo

Determinación del esfuerzo normal crítico:

$$\gamma_{cim} = 19 \text{ kN/m}^3, n_{cim} = 0,25, c_{cim} = 15 \text{ kPa}$$

$$\gamma_{cim.sum.} = 19 - (1 - 0,25) * 10$$

$$\gamma_{cim.sum.} = 11,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_{cr} = 2,5 * \gamma_s * B * \tan \varphi + 2 * C * (1 + \tan \varphi)$$

$$\sigma_{cr} = 2,5 * (11,5 \text{ kN/m}^3) * (35,05 \text{ m}) * 0,2 + 2 * 10 \text{ kPa} * (1 + 0,2)$$

$$\sigma_{cr} = 225,56 \text{ kPa}$$

$$\sigma''_1 < \sigma_{cr}$$

$$244,39 \text{ kPa} > 225,56 \text{ kPa}; \text{ Requiere A.D.P.}$$

4.1.5 Parámetros que intervienen en el análisis de la presa de hormigón para diferentes condiciones geomecánicas, hidráulicas y constructivas

f- coeficiente de fricción entre el suelo de cimentación y el hormigón de la presa;

q- caudal unitario sobre la presa vertedero;

H_{NNO} - altura de la presa desde el fondo del río hasta el nivel de operación normal;

ξ - parámetro que ubica el vértice superior del perfil triangular;

b- ancho de la base del perfil triangular;

H- carga sobre la presa vertedero;

R_{enlace} - radio de enlace del perfil hidráulico con el fondo del cauce aguas abajo;

b_1 - ancho de la base del perfil preliminar;

v_o - velocidad de acercamiento del flujo a la presa;

H_o - carga total sobre la presa vertedero;

E_o - energía total en el tramo aguas arriba, respecto al fondo aguas abajo;

h_c - profundidad contraída del flujo al pie de la presa;

h'' - segunda profundidad conjugada que tiene como primera a la profundidad contraída;

t- profundidad del pozo de disipación;

V_c - velocidad de acercamiento;

δ_{losa} - espesor de la losa de disipación;

δ_{dren} - espesor del drenaje horizontal y del filtro bajo la losa de disipación;

δ_{filtro} - espesor de filtro;

a_2 – altura del escalón al pie del paramento aguas abajo de la presa;

a_1 – altura del escalón al pie del paramento aguas arriba de la presa;

∇_{cim} – cota de cimentación;

L_{CS} - Longitud de la línea desarrollada del contorno subterráneo;

W_{sum} - Subpresión de sumersión;

W_{exc} - Subpresión excedente total;

W - Subpresión total bajo la presa

A continuación, se presenta los resultados de los cálculos de la presa de hormigón para diferentes condiciones geomecánicas, hidráulicas y constructivas (sin drenaje bajo la presa), y los resultados de los cálculos de la presa de hormigón para diferentes condiciones geomecánicas, hidráulicas y constructivas (con drenaje bajo la presa) en los cuales se puede observar, la disipación de la energía, la verificación de la profundidad del pozo, los ajustes de las dimensiones del perfil transversal de la presa, las áreas, fuerzas y momentos actuantes, la resistencia a la filtración de la subpresión, las fuerzas horizontales, el componentes verticales del empuje del sedimento, el análisis de estabilidad al deslizamiento plano, el análisis de resistencia, los esfuerzos principales y la verificación del riesgo al deslizamiento profundo.

Tabla 12.

Resultados de los cálculos de la presa de hormigón

f	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,25	0,25	0,25	0,3	0,3	0,3	0,35	0,35	0,35	0,4	0,4	0,4	0,45	0,45	0,45
Hp, m	9	10	9,5	9	15	9	10	11,5	10	10	10	10	15	20	12	13	14	13	14	15
q, m³/s.m	10	20	30	10	30	10	20	30	10	20	30	20	20	20	10	20	30	10	20	30
FSDper	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
vmax.per.	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8
minf	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
nsed	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
ysed, kN/m³	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
bo, m	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
ho, m	3,57	7,14	10,71	3,57	10,71	3,57	7,14	10,71	3,57	7,14	10,71	7,14	7,14	7,14	3,57	7,14	10,71	3,57	7,14	10,71
A	42,25	42,25	42,25	42,25	42,25	27,04	27,04	27,04	18,78	18,78	18,78	13,80	13,80	13,80	10,56	10,56	10,56	8,35	8,35	8,35
ξ	1,469	1,469	1,469	1,469	1,469	1,418	1,418	1,418	1,357	1,357	1,357	1,287	1,287	1,287	1,209	1,209	1,209	1,125	1,125	1,125
b1, m	16,86	18,73	17,80	16,86	28,10	13,69	15,21	17,50	12,91	12,91	12,91	11,30	16,95	22,60	12,15	13,17	14,18	12,02	12,94	13,87
b, m	24,78	27,53	26,15	24,78	41,30	19,42	21,57	24,81	17,52	17,52	17,52	14,54	21,81	29,09	14,70	15,92	17,14	13,52	14,56	15,60
H, m	2,83	4,49	5,89	2,83	5,89	2,83	4,49	5,89	2,83	4,49	5,89	4,49	4,49	4,49	2,83	4,49	5,89	2,83	4,49	5,89
R, m	5,92	7,25	7,69	5,92	10,44	5,92	7,25	8,69	6,42	7,25	7,94	7,25	9,75	12,25	7,42	8,75	9,94	7,92	9,25	10,44
αenlace1, °	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00
Δb1, m	5,92	7,25	7,69	5,92	10,44	5,92	7,25	8,69	6,42	7,25	7,94	7,25	9,75	12,25	7,42	8,75	9,94	7,92	9,25	10,44
b+Δb1, m	30,69	34,78	33,85	30,69	51,74	25,33	28,82	33,50	23,93	24,76	25,46	21,79	31,56	41,33	22,11	24,67	27,09	21,43	23,80	26,04
binf	7,20	8,00	7,60	7,20	12,00	7,20	8,00	9,20	8,00	8,00	8,00	8,00	12,00	16,00	9,60	10,40	11,20	10,40	11,20	12,00
bm	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
bsup	21,49	24,78	24,25	21,49	37,74	16,13	18,82	22,30	13,93	14,76	15,46	11,79	17,56	23,33	10,51	12,27	13,89	9,03	10,60	12,04
B, m	30,69	34,78	33,85	30,69	51,74	25,33	28,82	33,50	23,93	24,76	25,46	21,79	31,56	41,33	22,11	24,67	27,09	21,43	23,80	26,04
2. DISIPACIÓN DE ENERGÍA																				
hcr, m	2,17	3,44	4,51	2,17	4,51	2,17	3,44	4,51	2,17	3,44	4,51	3,44	3,44	3,44	2,17	3,44	4,51	2,17	3,44	4,51
Eo1, m	11,87	14,59	15,58	11,87	20,99	11,87	14,59	17,54	12,86	14,59	16,07	14,59	19,55	24,53	14,85	17,56	20,00	15,85	18,55	20,99
hc, m (dado)	0,71	1,3	1,93	0,71	1,62	0,71	1,3	1,79	0,68	1,3	1,21	1,3	1,11	0,98	0,63	1,17	1,66	0,61	1,14	1,62
vc, m/s	14,08	15,38	15,54	14,08	18,52	14,08	15,38	16,76	14,71	15,38	24,79	15,38	18,02	20,41	15,87	17,09	18,07	16,39	17,54	18,52
f(hc), m	11,91	14,67	15,58	11,91	20,99	11,91	14,67	17,65	12,89	14,67	35,93	14,67	19,44	24,50	14,86	17,67	20,11	15,79	18,52	20,99
h', m	0,71	1,3	1,93	0,71	1,62	0,71	1,3	1,79	0,68	1,3	1,21	1,3	1,11	0,98	0,63	1,17	1,66	0,61	1,14	1,62
h'', m	5,02	7,30	8,83	5,02	9,86	5,02	7,30	9,27	5,15	7,30	11,72	7,30	8,03	8,65	5,38	7,78	9,72	5,48	7,91	9,86
ho-h'', m	-1,44	-0,15	1,88	-1,44	0,85	-1,44	-0,15	1,45	-1,57	-0,15	-1,01	-0,15	-0,89	-1,50	-1,81	-0,64	1,00	-1,91	-0,76	0,85
Δtpozo, %	40	41	42	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
tpozo, m	2,42	0,62	0,40	2,42	0,40	2,42	0,62	0,40	2,60	0,62	1,81	0,62	1,65	2,50	2,94	1,30	0,40	3,08	1,47	0,40

PROFUNDIDAD DEL POZO. VERIFICACIÓN																				
Δt _{pozo2} , %	10,00	0,00	0,00	40,00	30,00	10,00	30,00	30,00	10,00	20,00	20,00	10,00	30,00	30,00	10,00	25,00	25,00	10,00	20,00	20,00
t _{2pozo} , m	1,99	0,55	0,40	2,42	0,40	1,99	0,60	0,40	2,13	0,58	1,61	0,57	1,56	2,35	2,39	1,20	0,40	2,50	1,32	0,40
h _{o2} , m	5,56	7,70	11,11	5,99	11,11	5,56	7,74	11,11	5,70	7,73	12,33	7,71	8,70	9,50	5,96	8,34	11,11	6,08	8,46	11,11
E _{o2} , m	13,86	15,14	15,98	14,29	21,39	13,86	15,19	17,94	14,99	15,17	17,68	15,16	21,11	26,88	17,25	18,76	20,40	18,35	19,87	21,39
h _{c2} , m	0,66	1,28	1,90	0,64	1,60	0,65	1,27	1,77	0,63	1,27	1,79	1,28	1,06	0,93	0,58	1,13	1,64	0,56	1,10	1,60
f(h _{c2}), m	13,62	15,07	15,98	14,43	21,45	14,02	15,28	17,99	14,86	15,28	17,65	15,07	21,16	27,05	17,37	18,82	20,54	18,57	19,77	21,45
h'' ²	5,24	7,37	8,92	5,33	9,94	5,28	7,40	9,33	5,38	7,40	9,27	7,37	8,26	8,91	5,65	7,95	9,79	5,76	8,08	9,94
h _{o2} -h'' ² , m	0,32	0,33	2,19	0,66	1,18	0,27	0,34	1,78	0,32	0,32	3,06	0,34	0,44	0,59	0,32	0,40	1,33	0,32	0,38	1,18
vc, m/s	15,15	15,63	15,79	15,63	18,75	15,38	15,75	16,95	15,87	15,75	16,76	15,63	18,87	21,51	17,24	17,70	18,29	17,86	18,18	18,75

Ksum %	5,79	4,28	19,72	11,01	10,58	4,94	4,39	16,01	5,63	4,20	24,80	4,47	5,11	6,16	5,33	4,74	11,92	5,19	4,52	10,58
---------------	------	------	-------	-------	-------	------	------	-------	------	------	-------	------	------	------	------	------	-------	------	------	-------

3. AJUSTE DE LAS DIMENSIONES DEL PERFIL TRANSVERSAL DE LA PRESA																				
δo, m	1,85	2,65	3,26	1,88	3,56	1,86	2,66	3,38	1,89	2,66	3,36	2,65	2,91	3,11	1,97	2,82	3,51	2,00	2,86	3,56
δlosa, m	2	2,65	3,26	2,00	3,56	2	2,66	3,38	2	2,66	3,36	2,65165	2,91	3,11	2,00	2,82	3,51	2,00	2,86	3,56
δdren, m	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
δfiltro, m	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
a2, m	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
a1	4,79	4,01	4,46	5,22	4,76	4,79	4,06	4,58	4,93	4,05	5,78	4,02	5,27	6,26	5,19	4,82	4,71	5,31	4,98	4,76
R1, m	6,91	7,52	7,89	7,13	10,64	6,91	7,55	8,89	7,48	7,54	8,75	7,53	10,53	13,42	8,61	9,35	10,14	9,17	9,91	10,64
αenlace2, °	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
Δb2, m	6,91	7,52	7,89	7,13	10,64	6,91	7,55	8,89	7,48	7,54	8,75	7,53	10,53	13,42	8,61	9,35	10,14	9,17	9,91	10,64
bconstruc, m	31,69	35,05	34,05	31,90	51,94	26,33	29,12	33,70	25,00	25,05	26,27	22,07	32,34	42,51	23,31	25,27	27,29	22,69	24,46	26,24
Stab. M	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
4. ÁREAS, FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES																				
4.1 FUERZAS VERTICALES																				
A1, m²	96,72	123,89	115,18	96,72	283,05	72,59	94,10	128,24	69,66	73,81	77,30	58,95	131,71	233,32	63,06	79,73	97,22	58,72	74,23	90,31
A2, m²	18	20	19	18	30	18	20	23	20	20	20	20	30	40	24	26	28	26	28	30
A3, m²	43,20	53,33	48,13	43,20	120,00	43,20	53,33	70,53	53,33	53,33	53,33	53,33	120,00	213,33	76,80	90,13	104,53	90,13	104,53	120,00
A4, m²	151,73	140,41	152,01	166,58	247,11	126,05	118,29	154,44	123,29	101,39	151,69	88,76	170,52	266,28	121,01	121,88	128,63	120,43	121,76	124,85
G1, kN/m	2224,49	2849,36	2649,07	2224,49	6510,06	1669,58	2164,28	2949,59	1602,09	1697,69	1777,87	1355,78	3029,24	5366,41	1450,44	1833,82	2236,00	1350,49	1707,32	2077,18
G2, kN/m	414	460	437	414	690	414	460	529	460	460	460	460	690	920	552	598	644	598	644	690
G3, kN/m	993,60	1226,67	1107,07	993,60	2760,00	993,60	1226,67	1622,27	1226,67	1226,67	1226,67	1226,67	2760,00	4906,67	1766,40	2073,07	2404,27	2073,07	2404,27	2760,00
G4, kN/m	3489,70	3229,54	3496,25	3831,41	5683,42	2899,24	2720,76	3552,15	2835,65	2332,07	3488,90	2041,51	3921,99	6124,37	2783,19	2803,31	2958,59	2769,79	2800,50	2871,46
Pv1, kN/m	967,17	1238,85	1151,77	967,17	2830,46	725,91	940,99	1282,43	696,56	738,12	772,99	589,47	1317,06	2333,22	630,63	797,31	972,17	587,17	742,32	903,12

VOLÚMENES DE HORMIGÓN DE LA PRESA Y SU INCREMENTO																				
Vsup, m3/m	157,92	197,22	182,31	157,92	433,05	133,79	167,43	221,78	142,99	147,15	150,63	132,28	281,71	486,66	163,86	195,86	229,75	174,85	206,76	240,31
Vcim., m3/m	151,73	140,41	152,01	166,58	247,11	126,05	118,29	154,44	123,29	101,39	151,69	88,76	170,52	266,28	121,01	121,88	128,63	120,43	121,76	124,85
ΣVpr. m³/m	309,64	337,63	334,32	324,50	680,15	259,84	285,73	376,22	266,28	248,54	302,32	221,04	452,23	752,93	284,87	317,75	358,38	295,28	328,53	365,16
ΔV, %	96,08	71,20	83,38	105,49	57,06	94,22	70,65	69,64	86,22	68,91	100,70	67,10	60,53	54,72	73,85	62,23	55,99	68,87	58,89	51,95
4.2 RESISTENCIA A LA FILTRACIÓN Y SUBPRESIÓN																				
Jper	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Tcal, m	15,84	17,53	17,02	15,95	25,97	13,16	14,56	16,85	12,50	12,53	13,13	11,04	16,17	21,25	11,65	12,63	13,64	11,34	12,23	13,12
Lo, m	56,62	60,68	59,69	57,36	85,75	48,90	52,20	59,31	47,13	46,33	49,80	42,01	58,04	73,68	44,95	47,41	50,21	44,18	46,40	48,75
LA, m	38,86	42,97	41,74	39,12	63,57	32,32	35,73	41,32	30,70	30,77	32,24	27,13	39,66	52,06	28,63	31,03	33,49	27,88	30,04	32,21
LB, m	7,17	7,91	7,69	7,22	11,63	5,99	6,61	7,61	5,70	5,71	5,98	5,06	7,31	9,55	5,33	5,76	6,20	5,19	5,58	5,97
hA, m	6,18	7,08	6,64	6,14	11,12	5,95	6,84	8,01	6,51	6,64	6,48	6,46	10,25	14,13	7,64	8,51	9,34	8,20	9,06	9,91
hB, m	1,14	1,30	1,22	1,13	2,03	1,10	1,27	1,48	1,21	1,23	1,20	1,20	1,89	2,59	1,42	1,58	1,73	1,53	1,68	1,84
Wsum1,kN/m	1517,26	1404,15	1520,11	1665,83	2471,05	1260,54	1182,94	1544,41	1232,89	1013,94	1516,91	887,61	1705,21	2662,77	1210,08	1218,83	1286,34	1204,26	1217,61	1248,46
Wsum2,kN/m	361,21	457,03	416,72	361,34	1056,35	290,32	368,58	497,57	302,30	308,93	315,33	265,70	611,35	1102,23	331,45	399,00	472,01	346,53	411,96	482,34
Wexc kN/m	798,03	1012,45	922,45	798,47	2359,50	637,79	812,31	1101,14	662,94	677,53	692,69	579,97	1351,45	2452,61	725,01	875,33	1038,17	757,22	902,74	1059,52
W, kN/m	2676,50	2873,63	2859,28	2825,64	5886,91	2188,66	2363,83	3143,13	2198,13	2000,41	2524,93	1733,28	3668,02	6217,60	2266,54	2493,16	2796,52	2308,01	2532,31	2790,32
ΣV,kN/m	5412,46	6130,78	5981,87	5605,03	12587,04	4513,68	5148,88	6792,31	4622,83	4454,14	5201,50	3940,15	8050,27	13433,07	4916,12	5612,35	6418,51	5070,50	5766,10	6511,44
Jcon.	0,16	0,16	0,16	0,16	0,17	0,18	0,19	0,19	0,21	0,22	0,20	0,24	0,26	0,27	0,27	0,27	0,27	0,28	0,29	0,30
Verificación	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si
4.3 FUERZAS HORIZONTALES																				
α1, °	22,72	21,98	21,39	22,72	21,68	29,16	27,98	27,28	35,67	34,11	32,90	40,31	40,50	40,60	48,79	46,66	45,23	55,21	52,86	51,24
Φsed, °	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
ξempuje	0,87	0,87	0,88	0,87	0,87	0,83	0,84	0,84	0,80	0,81	0,81	0,77	0,77	0,77	0,73	0,74	0,75	0,69	0,70	0,71
γsum, kN/m	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00
Pshor,kN/m	386,61	479,58	434,44	386,61	1081,14	370,79	461,30	612,90	438,23	442,88	446,53	424,42	953,61	1694,13	574,81	685,29	803,14	642,15	758,55	881,64
Ph1, kN/m	950,59	980,79	975,06	1011,25	1951,81	950,59	988,74	1293,22	1114,84	986,58	1244,30	982,95	2054,92	3449,00	1477,83	1588,43	1751,05	1676,01	1800,70	1951,81
Ph2,kN/m	114,64	80,23	99,67	136,32	113,17	114,64	82,51	104,99	121,63	81,89	166,77	80,85	139,01	196,19	134,79	116,34	111,10	140,90	123,87	113,17
ΣH,kN/m	1222,56	1380,14	1309,83	1261,55	2919,77	1206,73	1367,53	1801,13	1431,44	1347,57	1524,06	1326,52	2869,52	4946,93	1917,86	2157,38	2443,09	2177,26	2435,38	2720,27
4.4 COMPONENTE VERTICAL DEL EMPUJE DEL SEDIMENTO																				
Psv	923,26	1188,24	1108,85	923,26	2720,10	664,58	868,17	1188,66	610,50	653,81	690,32	500,36	1116,41	1976,39	503,46	646,62	796,73	446,21	574,57	707,76

5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO PLANO																			
c, kPa	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
FSD	1,30	1,31	1,34	1,29	1,23	1,29	1,31	1,29	1,27	1,32	1,33	1,34	1,23	1,18	1,25	1,28	1,29	1,24	1,27
Es estable?	NO	SI	SI	NO	NO	NO	SI	NO	NO	SI	SI	SI	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO
6. ANÁLISIS DE RESISTENCIA																			
6.1 BRAZOS DE MOMENTO FUERZAS VERTICALES																			
XG1, m	-1,51	-1,01	-0,86	-1,62	-0,81	-2,41	-2,01	-1,98	-3,21	-2,69	-2,83	-3,18	-4,46	-5,70	-4,65	-4,46	-4,39	-5,32	-5,16
XG2, m	6,65	8,25	8,22	6,54	12,77	3,97	5,26	6,45	2,43	3,24	3,33	1,75	2,39	3,08	-0,14	0,63	1,24	-1,31	-0,63
XG3, m	11,04	12,19	11,96	11,15	17,97	8,36	9,23	10,72	7,17	7,19	7,80	5,70	8,17	10,59	5,25	5,70	6,18	4,41	4,76
XG4, m	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
XPv1, m	-8,68	-9,27	-8,94	-8,79	-13,39	-7,79	-8,29	-9,42	-7,85	-7,61	-7,98	-7,11	-10,32	-13,48	-8,15	-8,54	-9,01	-8,33	-8,70
Xpsv, m	-8,68	-9,27	-8,94	-8,79	-13,39	-7,79	-8,29	-9,42	-7,85	-7,61	-7,98	-7,11	-10,32	-13,48	-8,15	-8,54	-9,01	-8,33	-8,70
XWs1, m	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
XWs2, m	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Xwexc, m	5,28	5,84	5,67	5,32	8,66	4,39	4,85	5,62	4,17	4,18	4,38	3,68	5,39	7,08	3,88	4,21	4,55	3,78	4,08
6.2 BRAZOS DE MOMENTO FUERZAS HORIZONTALES																			
YPh1, m	4,60	4,67	4,65	4,74	6,59	4,60	4,69	5,36	4,98	4,68	5,26	4,67	6,76	8,75	5,73	5,94	6,24	6,10	6,33
YPh2, m	-1,60	-1,34	-1,49	-1,74	-1,59	-1,60	-1,35	-1,53	-1,64	-1,35	-1,93	-1,34	-1,76	-2,09	-1,73	-1,61	-1,57	-1,77	-1,66
YPsh, m	7,79	7,34	7,63	8,22	9,76	7,79	7,40	8,42	8,27	7,38	9,11	7,35	10,27	12,93	9,19	9,16	9,38	9,64	9,76
6.3 MOMENTOS																			
M G1, kN.m	-3370,03	-2875,01	-2274,78	-3610,93	-5273,69	-4021,25	-4357,60	-5848,48	-5144,56	-4559,63	-5024,85	-4307,93	-13519,24	-30586,36	-6739,14	-817152	-9805,53	-7185,20	-8812,91
M G2, kN.m	2752,79	3795,00	3593,83	2707,96	8811,13	1642,97	2419,54	3412,88	1118,98	1488,12	1530,38	806,07	1649,57	2831,59	-78,82	378,40	80120	-782,99	-403,78
M G3, kN.m	10972,73	14957,57	13237,42	11080,33	49596,51	8309,17	11318,03	17387,82	8789,42	8824,78	9567,37	6996,55	22549,53	51950,53	9279,31	11816,99	14852,21	9140,88	11455,91
M G4, kN.m	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
M Pv1, kN.m	-8394,24	-11481,67	-10298,29	-8498,98	-37899,66	-5651,62	-7797,73	-12076,88	-5471,40	-5614,63	-6168,11	-4189,50	-13587,47	-31444,85	-5139,45	-6812,87	-8763,86	-4892,03	-6455,66
M Psv, kN.m	-8013,16	-11012,65	-9914,54	-8113,15	-36421,96	-5174,17	-7194,24	-11193,88	-4795,44	-4973,26	-5508,46	-3556,19	-11517,49	-26635,76	-4103,07	-5525,21	-7182,24	-3717,67	-4996,85
M Ws1, kN.m	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
M Ws2, kN.m	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
M Wexc, kN.m	4214,51	5915,10	5234,57	4245,66	20425,23	2798,37	3942,42	6185,33	276194	2829,26	3032,30	2133,72	7284,37	17376,23	2816,22	3686,17	4721,62	2862,98	3680,61
M Ph1, kN.m	4369,00	4578,89	4538,77	4793,84	12854,31	4369,00	4634,65	6932,69	5548,97	4619,44	6543,04	4594,01	13886,26	30194,88	8468,98	9437,30	10923,01	10228,41	11390,84
M Ph2, kN.m	-182,98	-107,12	-148,32	-237,26	-179,47	-182,98	-111,73	-160,37	-199,96	-110,46	-321,05	-108,36	-244,32	-409,65	-233,27	-187,07	-174,58	-249,33	-205,52
M Psh, kN.m	3011,07	3519,60	3315,31	3178,54	10549,26	2887,79	3411,63	5158,03	3622,15	3268,59	4067,25	3121,33	9796,19	21906,24	5283,68	6275,28	7533,90	6191,54	7315,43
ΣM, kN.m	5359,68	7289,71	7283,96	5546,00	22461,65	4977,28	6264,98	9797,15	6230,10	5772,19	7717,88	5489,71	16297,40	35182,85	9554,45	10897,46	12905,72	11596,62	12968,07

6.4 ESFUERZOS PRINCIPALES																				
e, m	0,85	1,00	1,03	0,85	1,47	0,96	1,04	1,23	1,19	1,13	1,31	1,24	1,78	2,28	1,76	1,74	1,79	2,10	2,05	2,04
σ1", kPa	231,98	244,39	245,96	237,32	344,67	239,79	250,96	288,55	269,18	259,04	291,44	268,76	376,94	479,32	338,07	350,13	368,40	378,39	389,21	403,54
σ2', kPa	167,92	173,20	170,56	171,93	244,75	153,61	162,30	185,05	149,53	148,70	157,19	133,57	189,95	245,68	127,00	145,30	160,42	107,98	129,18	146,67
σper, kPa	250	250	250	250	250	300	300	300	350	350	350	400	400	400	450	450	450	500	500	500
Cumple σ1?	SI	SI	SI	SI	NO	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO	SI	SI	SI	SI	SI	SI
Cumple σ2?	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
7. VERIFICACIÓN DEL RIESGO AL DESLIZAMIENTO PROFUNDO																				
γcim, kN/m³	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19
ncim.	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
ccim., kPa	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
γcim.sum.kN/m³	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5
σcr, kPa	206,20	225,56	219,77	207,44	322,65	214,21	234,30	267,24	241,60	242,10	252,54	249,12	352,42	454,75	296,02	318,57	341,81	322,49	345,49	368,50
Existe riesgo?	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Nota. Se presentan los resultados de los cálculos de la presa de hormigón para diferentes condiciones geomecánicas, hidráulicas y constructivas (sin drenaje bajo la presa). Elaborado por: La autora

Tabla 13.

Resultados de los cálculos de la presa de hormigón. (con drenaje bajo la presa)

f	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,25	0,25	0,25	0,3	0,3	0,3	0,35	0,35	0,35	0,4	0,4	0,4	0,45	0,45	0,45
Hp, m	10	10	9,5	9,7	15	12	12,3	12	10	10	10	10	15	20	17,5	17,5	18,5	18,8	18,8	19
q, m³/s.m	10	20	30	10	30	10	20	30	10	20	30	20	20	20	10	20	30	10	20	30
FSDper	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
vmax.per.	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8
minf	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
nsed	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
ysed, kN/m³	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
bo, m	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
ho, m	3,57	7,14	10,71	3,57	10,71	3,57	7,14	10,71	3,57	7,14	10,71	7,14	7,14	7,14	3,57	7,14	10,71	3,57	7,14	10,71
A	42,25	42,25	42,25	42,25	42,25	27,04	27,04	27,04	18,78	18,78	18,78	13,80	13,80	13,80	10,56	10,56	10,56	8,35	8,35	8,35
ξ	1,469	1,469	1,469	1,469	1,469	1,418	1,418	1,418	1,357	1,357	1,357	1,287	1,287	1,287	1,209	1,209	1,209	1,125	1,125	1,125
b1, m	18,73	18,73	17,80	18,17	28,10	18,26	18,71	18,26	12,91	12,91	12,91	11,30	16,95	22,60	17,72	17,72	18,73	17,38	17,38	17,57
b, m	27,53	27,53	26,15	26,70	41,30	25,89	26,54	25,89	17,52	17,52	17,52	14,54	21,81	29,09	21,43	21,43	22,66	19,55	19,55	19,76
H, m	2,83	4,49	5,89	2,83	5,89	2,83	4,49	5,89	2,83	4,49	5,89	4,49	4,49	4,49	2,83	4,49	5,89	2,83	4,49	5,89
R, m	6,42	7,25	7,69	6,27	10,44	7,42	8,40	8,94	6,42	7,25	7,94	7,25	9,75	12,25	10,17	11,00	12,19	10,82	11,65	12,44
αenlace1, °	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00
Δb1, m	6,42	7,25	7,69	6,27	10,44	7,42	8,40	8,94	6,42	7,25	7,94	7,25	9,75	12,25	10,17	11,00	12,19	10,82	11,65	12,44
b+Δb1, m	33,95	34,78	33,85	32,97	51,74	33,30	34,93	34,83	23,93	24,76	25,46	21,79	31,56	41,33	31,60	32,43	34,85	30,36	31,20	32,20
binf	8,00	8,00	7,60	7,76	12,00	9,60	9,84	9,60	8,00	8,00	8,00	8,00	12,00	16,00	14,00	14,00	14,80	15,04	15,04	15,20
bm	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
bsup	23,95	24,78	24,25	23,21	37,74	21,70	23,09	23,23	13,93	14,76	15,46	11,79	17,56	23,33	15,60	16,43	18,05	13,32	14,16	15,00
B, m	33,95	34,78	33,85	32,97	51,74	33,30	34,93	34,83	23,93	24,76	25,46	21,79	31,56	41,33	31,60	32,43	34,85	30,36	31,20	32,20
2. DISIPACIÓN DE ENERGÍA																				
hcr, m	2,17	3,44	4,51	2,17	4,51	2,17	3,44	4,51	2,17	3,44	4,51	3,44	3,44	3,44	2,17	3,44	4,51	2,17	3,44	4,51
Eo1, m	12,86	14,59	15,58	12,56	20,99	14,85	16,87	18,03	12,86	14,59	16,07	14,59	19,55	24,53	20,34	22,04	24,46	21,64	23,33	24,96
hc, m (dado)	0,68	1,3	1,93	0,69	1,62	0,63	1,2	1,77	0,68	1,3	1,89	1,3	1,11	0,98	0,53	1,04	1,49	0,52	1,01	1,47
vc, m/s	14,71	15,38	15,54	14,49	18,52	15,87	16,67	16,95	14,71	15,38	15,87	15,38	18,02	20,41	18,87	19,23	20,13	19,23	19,80	20,41
f(hc), m	12,89	14,67	15,58	12,55	20,99	14,86	16,89	17,99	12,89	14,67	16,12	14,67	19,44	24,50	20,63	21,93	24,38	21,41	23,15	24,99
h', m	0,68	1,3	1,93	0,69	1,62	0,63	1,2	1,77	0,68	1,3	1,89	1,3	1,11	0,98	0,53	1,04	1,49	0,52	1,01	1,47
h'', m	5,15	7,30	8,83	5,10	9,86	5,38	7,67	9,33	5,15	7,30	8,95	7,30	8,03	8,65	5,94	8,35	10,38	6,01	8,49	10,46
ho-h'', m	-1,57	-0,15	1,88	-1,53	0,85	-1,81	-0,52	1,38	-1,57	-0,15	1,76	-0,15	-0,89	-1,50	-2,37	-1,21	0,34	-2,44	-1,35	0,25
Δtpozo, %	40	41	42	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
tpozo, m	2,60	0,62	0,40	2,54	0,40	2,94	1,13	0,40	2,60	0,62	0,40	0,62	1,65	2,50	3,72	2,09	0,40	3,81	2,29	0,40
PROFUNDIDAD DEL POZO. VERIFICACIÓN																				
Δtpozo2, %	10,00	0,00	0,00	40,00	30,00	10,00	30,00	30,00	10,00	20,00	20,00	10,00	30,00	30,00	10,00	25,00	25,00	10,00	20,00	20,00
t2pozo, m	2,13	0,55	0,40	2,54	0,40	2,39	1,08	0,40	2,13	0,58	0,40	0,57	1,56	2,35	3,01	1,91	0,40	3,08	2,02	0,40
ho2, m	5,70	7,70	11,11	6,11	11,11	5,96	8,22	11,11	5,70	7,73	11,11	7,71	8,70	9,50	6,58	9,05	11,11	6,65	9,17	11,11
Eo2, m	14,99	15,14	15,98	15,11	21,39	17,25	17,94	18,43	14,99	15,17	16,47	15,16	21,11	26,88	23,35	23,94	24,86	24,72	25,35	25,36
hc2, m	0,63	1,28	1,90	0,62	1,60	0,58	1,16	1,74	0,63	1,28	1,87	1,28	1,06	0,93	0,50	0,99	1,47	0,48	0,96	1,46
f(hc2), m	14,86	15,07	15,98	15,31	21,45	17,37	17,95	18,53	14,86	15,07	16,40	15,07	21,16	27,05	23,09	24,04	24,99	24,99	25,47	25,30
h''2	5,38	7,37	8,92	5,43	9,94	5,65	7,82	9,44	5,38	7,37	9,01	7,37	8,26	8,91	6,14	8,59	10,46	6,28	8,75	10,50
ho2-h''2, m	0,32	0,33	2,19	0,68	1,18	0,32	0,40	1,68	0,32	0,36	2,10	0,34	0,44	0,59	0,44	0,46	0,65	0,37	0,42	0,61
vc, m/s	15,87	15,63	15,79	16,13	18,75	17,24	17,24	17,24	15,87	15,63	16,04	15,63	18,87	21,51	20,00	20,20	20,41	20,83	20,83	20,55

Ksum %	5,63	4,28	19,72	11,14	10,58	5,33	4,84	15,10	5,63	4,66	18,89	4,47	5,11	6,16	6,68	5,06	5,87	5,55	4,54	5,49
3. AJUSTE DE LAS DIMENSIONES DEL PERFIL TRANSVERSAL DE LA PRESA																				
δo, m	1,89	2,65	3,26	1,91	3,56	1,97	2,79	3,41	1,89	2,65	3,29	2,65	2,91	3,11	2,12	3,02	3,71	2,17	3,06	3,72
δlosa, m	2	2,65	3,26	2,00	3,56	2	2,79	3,41	2	2,65	3,29	2,65165	2,91	3,11	2,12	3,02	3,71	2,17	3,06	3,72
δdren, m	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
δfiltro, m	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
a2, m	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
a1	4,93	4,01	4,46	5,34	4,76	5,19	4,66	4,61	4,93	4,04	4,49	4,02	5,27	6,26	5,93	5,72	4,91	6,04	5,88	4,92
R1, m	7,48	7,52	7,89	7,54	10,64	8,61	8,94	9,14	7,48	7,54	8,14	7,53	10,53	13,42	11,67	11,95	12,39	12,35	12,66	12,64
αenlace2, °	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
Δb2, m	7,48	7,52	7,89	7,54	10,64	8,61	8,94	9,14	7,48	7,54	8,14	7,53	10,53	13,42	11,67	11,95	12,39	12,35	12,66	12,64
bconstruc, m	35,01	35,05	34,05	34,24	51,94	34,50	35,47	35,03	25,00	25,05	25,66	22,07	32,34	42,51	33,10	33,38	35,05	31,90	32,21	32,40
Stab. M	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
4. ÁREAS, FUERZAS Y MOMENTOS ACTUAENTES																				
4.1 FUERZAS VERTICALES																				
A1, m²	119,73	123,89	115,18	112,57	283,05	130,22	142,01	139,39	69,66	73,81	77,30	58,95	131,71	233,32	136,46	143,74	166,95	125,25	133,06	142,51
A2, m²	20	20	19	19,4	30	24	24,6	24	20	20	20	20	30	40	35	35	37	37,6	37,6	38
A3, m²	53,33	53,33	48,13	50,18	120,00	76,80	80,69	76,80	53,33	53,33	53,33	53,33	120,00	213,33	163,33	163,33	182,53	188,50	188,50	192,53
A4, m²	172,68	140,41	152,01	182,93	247,11	179,12	165,47	161,55	123,29	101,13	115,23	88,76	170,52	266,28	196,28	191,09	172,14	192,83	189,51	159,55
G1, kN/m	2753,76	2849,36	2649,07	2589,05	6510,06	2995,05	3266,33	3205,99	1602,09	1697,69	1777,87	1355,78	3029,24	5366,41	3138,65	3305,95	3839,91	2880,76	3060,49	3277,73
G2, kN/m	460	460	437	446,2	690	552	565,8	552	460	460	460	460	690	920	805	805	851	864,8	864,8	874
G3, kN/m	1226,67	1226,67	1107,07	1154,17	2760,00	1766,40	1855,82	1766,40	1226,67	1226,67	1226,67	1226,67	2760,00	4906,67	3756,67	3756,67	4198,27	4335,53	4335,53	4428,27
G4, kN/m	3971,68	3229,54	3496,25	4207,28	5683,42	4119,80	3805,76	3715,58	2835,65	2326,07	2650,31	2041,51	3921,99	6124,37	4514,39	4395,15	3959,31	4435,10	4358,81	3669,65
Pv1, kN/m	1197,29	1238,85	1151,77	1125,67	2830,46	1302,19	1420,14	1393,91	696,56	738,12	772,99	589,47	1317,06	2333,22	1364,63	1437,37	1669,53	1252,50	1330,65	1425,10
VOLUMENES DE HORMIGÓN DE LA PRESA Y SU INCREMENTO																				
Vsup, m3/m	193,06	197,22	182,31	182,15	433,05	231,02	247,30	240,19	142,99	147,15	150,63	132,28	281,71	486,66	334,80	342,07	386,49	351,35	359,17	373,04
Vcim., m3/m	172,68	140,41	152,01	182,93	247,11	179,12	165,47	161,55	123,29	101,13	115,23	88,76	170,52	266,28	196,28	191,09	172,14	192,83	189,51	159,55
ΣVpr. m³/m	365,74	337,63	334,32	365,07	680,15	410,14	412,77	401,74	266,28	248,28	265,86	221,04	452,23	752,93	531,07	533,16	558,63	544,18	548,68	532,59
ΔV, %	89,44	71,20	83,38	100,43	57,06	77,54	66,91	67,26	86,22	68,73	76,50	67,10	60,53	54,72	58,63	55,86	44,54	54,88	52,76	42,77
4.2 RESISTENCIA A LA FILTRACIÓN Y SUBPRESIÓN																				
Jper	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Tcal, m	17,51	17,53	17,02	17,12	25,97	17,25	17,74	17,52	12,50	12,53	12,83	11,04	16,17	21,25	16,55	16,69	17,52	15,95	16,10	16,20
Lo, m	61,55	60,68	59,69	60,85	85,75	61,07	61,94	61,26	47,13	46,32	47,64	42,01	58,04	73,68	59,79	59,99	61,58	58,19	58,46	57,78
LA, m	42,91	42,97	41,74	41,97	63,57	42,29	43,48	42,94	30,70	30,77	31,50	27,13	39,66	52,06	40,58	40,93	42,96	39,12	39,49	39,73
LB, m	7,90	7,91	7,69	7,73	11,63	7,79	8,00	7,91	5,70	5,71	5,85	5,06	7,31	9,55	7,48	7,54	7,91	7,22	7,29	7,33
hA, m	6,97	7,08	6,64	6,69	11,12	8,31	8,63	8,41	6,51	6,64	6,61	6,46	10,25	14,13	11,88	11,94	12,91	12,64	12,70	13,06
hB, m	1,28	1,30	1,22	1,23	2,03	1,53	1,59	1,55	1,21	1,23	1,23	1,20	1,89	2,59	2,19	2,20	2,38	2,33	2,34	2,41
Wsum1,kN/m	1726,82	1404,15	1520,11	1829,25	2471,05	1791,22	1654,68	1615,47	1232,89	1011,33	1152,31	887,61	1705,21	2662,77	1962,78	1910,94	1721,44	1928,31	1895,14	1595,50
Wsum2,kN/m	449,53	457,03	416,72	422,10	1056,35	528,06	563,74	542,62	302,30	309,00	314,82	265,70	611,35	1102,23	724,82	734,58	832,93	744,14	754,56	780,77
Wexc kN/m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
W, kN/m	2176,35	1861,18	1936,83	2251,35	3527,41	2319,28	2218,42	2158,09	1535,19	1320,34	1467,13	1153,31	2316,57	3764,99	2687,60	2645,52	2554,38	2672,45	2649,70	2376,27
ΣV, kN/m	7433,04	7143,23	6904,33	7271,03	14946,55	8416,16	8695,43	8475,78	5285,77	5128,21	5420,70	4520,12	9401,72	15885,68	10891,74	11054,62	11963,64	11096,25	11300,58	11298,48
Jcon.	0,16	0,16	0,16	0,16	0,17	0,20	0,20	0,20	0,21	0,22	0,21	0,24	0,26	0,27	0,29	0,30	0,32	0,32	0,32	0,33
Verificación	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si	si

4.3 FUERZAS HORIZONTALES																				
α1, °	22,67	21,98	21,39	22,68	21,68	28,94	28,04	27,32	35,67	34,11	32,90	40,31	40,50	40,60	48,29	46,81	45,71	54,67	53,02	51,71
Φsed, °	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
ξempuje	0,87	0,87	0,88	0,87	0,87	0,83	0,84	0,84	0,80	0,81	0,81	0,77	0,77	0,77	0,73	0,74	0,74	0,69	0,70	0,71
γsum, kN/m³	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00
Pshor, kN/m	477,47	479,58	434,44	449,21	1081,14	660,13	697,64	667,18	438,23	442,88	446,53	424,42	953,61	1694,13	1226,97	1240,49	1397,56	1348,63	1366,12	1409,53
Ph1, kN/m	1114,84	980,79	975,06	1131,35	1951,81	1477,83	1439,03	1379,70	1114,84	985,11	1049,91	982,95	2054,92	3449,00	2744,79	2696,89	2740,50	3086,14	3046,56	2861,84
Ph2, kN/m	121,63	80,23	99,67	142,70	113,17	134,79	108,80	106,33	121,63	81,47	100,83	80,85	139,01	196,19	175,82	163,85	120,62	182,65	173,12	121,24
ΣH, kN/m	1470,68	1380,14	1309,83	1437,86	2919,77	2003,17	2027,86	1940,55	1431,44	1346,53	1395,60	1326,52	2869,52	4946,93	3795,94	3773,52	4017,44	4252,11	4239,56	4150,13
4.4 COMPONENTE VERTICAL DEL EMPUJE DEL SEDIMENTO																				
Psv	1143,34	1188,24	1108,85	1074,85	2720,10	1193,91	1309,73	1291,64	610,50	653,81	690,32	500,36	1116,41	1976,39	1093,46	1164,43	1363,48	955,84	1028,65	1112,86
5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO PLANO																				
c, kPa	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
FSD	1,40	1,46	1,48	1,40	1,39	1,37	1,41	1,44	1,41	1,47	1,50	1,49	1,40	1,35	1,35	1,38	1,41	1,35	1,38	1,42
Es estable?	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
6. ANÁLISIS DE RESISTENCIA																				
6.1 BRAZOS DE MOMENTO FUERZAS VERTICALES																				
XG1, m	-1,54	-1,01	-0,86	-1,65	-0,81	-2,78	-2,34	-2,03	-3,21	-2,69	-2,52	-3,18	-4,46	-5,70	-6,15	-5,74	-5,49	-7,07	-6,67	-6,20
XG2, m	7,44	8,25	8,22	7,09	12,77	5,45	6,36	6,72	2,43	3,24	3,63	1,75	2,39	3,08	0,05	0,74	1,52	-1,63	-0,95	-0,20
XG3, m	12,17	12,19	11,96	11,95	17,97	10,85	11,18	11,12	7,17	7,19	7,50	5,70	8,17	10,59	7,22	7,36	7,66	5,93	6,08	6,07
XG4, m	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
XPv1, m	-9,52	-9,27	-8,94	-9,38	-13,39	-10,02	-10,04	-9,77	-7,85	-7,61	-7,68	-7,11	-10,32	-13,48	-11,35	-11,22	-11,51	-11,51	-11,38	-11,20
Xpsv, m	-9,52	-9,27	-8,94	-9,38	-13,39	-10,02	-10,04	-9,77	-7,85	-7,61	-7,68	-7,11	-10,32	-13,48	-11,35	-11,22	-11,51	-11,51	-11,38	-11,20
XWs1, m	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
XWs2, m	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Xwexc, m	5,84	5,84	5,67	5,71	8,66	5,75	5,91	5,84	4,17	4,18	4,28	3,68	5,39	7,08	5,52	5,56	5,84	5,32	5,37	5,40
6.2 BRAZOS DE MOMENTO FUERZAS HORIZONTALES																				
YPh1, m	4,98	4,67	4,65	5,01	6,59	5,73	5,65	5,54	4,98	4,68	4,83	4,67	6,76	8,75	7,81	7,74	7,80	8,28	8,23	7,97
YPh2, m	-1,64	-1,34	-1,49	-1,78	-1,59	-1,73	-1,55	-1,54	-1,64	-1,35	-1,50	-1,34	-1,76	-2,09	-1,98	-1,91	-1,64	-2,01	-1,96	-1,64
YPsh, m	8,27	7,34	7,63	8,58	9,76	9,19	8,76	8,61	8,27	7,37	7,82	7,35	10,27	12,93	11,76	11,56	11,08	12,31	12,15	11,26
6.3 MOMENTOS																				
M G1, kN.m	-4246,50	-2875,01	-2274,78	-4264,89	-5273,69	-8328,64	-7647,20	-650185	-5444,56	-4559,63	-4486,24	-4307,93	-13519,24	-30586,36	-19311,58	-18974,48	-21088,18	-20364,10	-20402,09	-20321,34
M G2, kN.m	3422,32	3795,00	3593,83	3163,25	8811,13	3010,39	3596,24	3707,17	1118,98	1488,12	1669,74	806,07	1649,57	2831,59	36,83	592,63	1297,32	-1407,46	-819,56	-174,35
M G3, kN.m	14931,66	14957,57	13237,42	13789,03	49596,51	19164,78	20740,16	19635,11	8789,42	8824,78	9195,75	6996,55	22549,53	51950,53	27110,65	27639,84	32149,46	25689,51	26346,29	26867,11
M G4, kN.m	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
M Pv1, kN.m	-11402,92	-11481,67	-10298,29	-10563,19	-37899,66	-13041,75	-14256,05	-13621,21	-5471,40	-5614,63	-5933,93	-419,50	-13587,47	-31444,85	-16490,48	-16120,35	-19213,15	-14416,95	-15149,27	-15961,35
M Psv, kN.m	-10889,12	-11012,65	-9914,54	-10086,23	-36421,96	-1957,25	-13147,71	-12621,90	-4795,44	-4973,26	-5299,33	-3556,19	-11517,49	-26635,76	-12412,30	-13059,31	-15691,14	-11002,20	-11711,05	-12464,27
M Ws1, kN.m	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
M Ws2, kN.m	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
M Wexc, kN.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M Ph1, kN.m	5548,97	4578,89	4538,77	5672,72	12854,31	8468,98	8137,60	7639,60	5548,97	4609,17	5071,30	4594,01	13886,26	30194,88	21436,65	20877,94	21386,44	25557,46	25067,32	22822,46
M Ph2, kN.m	-199,96	-107,12	-148,32	-254,12	-179,47	-233,27	-169,18	-163,44	-199,96	-109,61	-150,94	-108,36	-244,32	-409,65	-347,52	-312,65	-197,47	-367,99	-339,56	-199,00
M Psh, kN.m	3946,51	3519,60	3315,31	3852,24	10549,26	6067,92	6114,68	5745,36	3622,15	3263,97	3493,66	3121,33	9796,19	21906,24	14433,05	14337,31	15482,41	16602,61	16599,63	15867,87
ΣM, kN.m	1110,95	1374,61	2049,40	1308,83	2036,42	3151,16	3368,54	3818,84	3468,16	2928,90	3560,02	3355,99	9013,03	17806,63	15455,29	14980,92	14125,69	20290,87	19591,71	16437,14

6.4 ESFUERZOS PRINCIPALES																				
e, m	0,13	0,16	0,26	0,16	0,12	0,33	0,34	0,39	0,59	0,51	0,58	0,67	0,86	1,00	1,29	1,23	1,06	1,68	1,59	1,32
$\sigma'1$, kPa	250,39	244,39	245,96	250,44	344,67	294,44	298,13	297,49	269,18	258,77	270,60	268,76	376,94	479,32	446,73	446,70	449,24	497,37	496,14	477,00
$\sigma'2$, kPa	239,52	230,96	224,74	237,04	335,61	262,67	266,00	260,15	202,58	202,78	205,71	186,11	273,53	361,07	277,45	285,38	311,25	258,15	269,49	289,11
σ_{per} , kPa	250	250	250	250	250	300	300	300	350	350	350	400	400	400	450	450	450	500	500	500
Cumple $\sigma'1$?	NO	SI	SI	NO	NO	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO	SI	SI	SI	SI	SI	SI
Cumple $\sigma'2$?	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
7. VERIFICACIÓN DEL RIESGO AL DESLIZAMIENTO PROFUNDO																				
γ_{cim} , kN/m³	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19
n_{cim} .	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
c_{cim} ., kPa	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
$\gamma_{cim.sum}$. kN/m³	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5
σ_{cr} , kPa	225,32	225,56	219,77	220,89	322,65	272,96	279,95	276,79	241,60	242,10	247,32	249,12	352,42	454,75	408,65	411,89	431,06	441,76	445,68	448,19
Existe riesgo?	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Nota. Se presentan los resultados de los cálculos de la presa de hormigón para diferentes condiciones geomecánicas, hidráulicas y constructivas

(con drenaje bajo la presa). Elaborado por: La autora

4.1.8 Análisis de los Resultados.

En ausencia de drenaje horizontal bajo la presa.

4.1.8.1 Alturas máximas técnicamente posibles de la presa de hormigón en función del coeficiente de fricción en el contacto del suelo de cimentación con la base de la presa

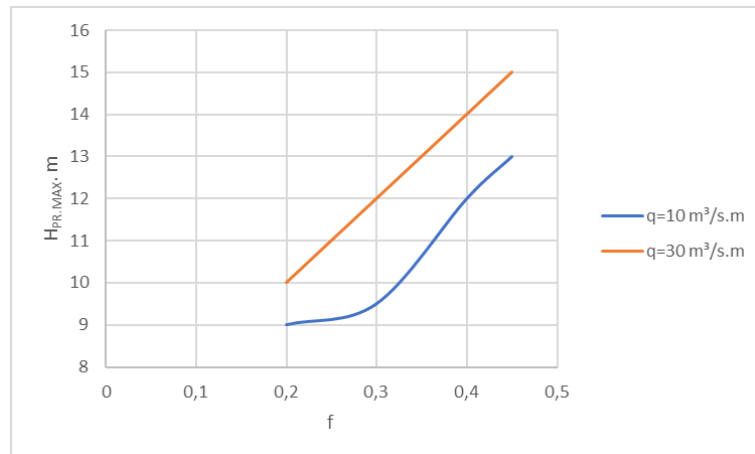
- a) Para suelos con coeficiente de fricción $f = 0,2$, el nivel de operación normal máximo permisible o altura máxima de la presa $H_{PR,MAX}$, medida desde el fondo del río y que satisface las condiciones estabilidad al deslizamiento plano ($FSD \geq FSD_{PER}$) y de resistencia ($\sigma_1 \leq \sigma_{PER}$; $\sigma_2 \geq 0$) varía de $H_{PR,MAX} = 9$ m a $H_{PR,MAX} = 10$ m, cuando el caudal unitario varía, respectivamente, de $q = 10 \text{ m}^3/(\text{s.m})$ a $q = 30 \text{ m}^3/(\text{s.m})$.
- b) Para suelos con coeficiente de fricción $f = 0,3$, el nivel de operación normal máximo permisible o altura máxima de la presa $H_{PR,MAX}$, medida desde el fondo del río y que satisface las condiciones estabilidad al deslizamiento plano ($FSD \geq FSD_{PER}$) y de resistencia ($\sigma_1 \leq \sigma_{PER}$; $\sigma_2 \geq 0$) varía de $H_{PR,MAX} = 9,5$ m a $H_{PR,MAX} = 12$ m, cuando el caudal unitario varía, respectivamente, de $q = 10 \text{ m}^3/(\text{s.m})$ a $q = 30 \text{ m}^3/(\text{s.m})$.
- c) Para suelos con coeficiente de fricción $f = 0,4$, el nivel de operación normal máximo permisible o altura máxima de la presa $H_{PR,MAX}$, medida desde el fondo del río y que satisface las condiciones estabilidad al deslizamiento plano ($FSD \geq FSD_{PER}$) y de resistencia ($\sigma_1 \leq \sigma_{PER}$; $\sigma_2 \geq 0$) varía de $H_{PR,MAX} = 12$ m a $H_{PR,MAX} = 14$ m, cuando el caudal unitario varía, respectivamente, de $q = 10 \text{ m}^3/(\text{s.m})$ a $q = 30 \text{ m}^3/(\text{s.m})$.
- d) Para suelos con coeficiente de fricción $f = 0,45$, el nivel de operación normal máximo permisible o altura máxima de la presa $H_{PR,MAX}$, medida desde el fondo del río y que satisface las condiciones estabilidad al deslizamiento plano ($FSD \geq FSD_{PER}$) y de resistencia ($\sigma_1 \leq \sigma_{PER}$; $\sigma_2 \geq 0$) varía de $H_{PR,MAX} = 13$ m a $H_{PR,MAX} = 15$ m, cuando el caudal unitario varía, respectivamente, de $q = 10 \text{ m}^3/(\text{s.m})$ a $q = 30 \text{ m}^3/(\text{s.m})$.

En la Figura 22 se presenta la variación de las alturas máximas técnicamente

posibles, en función de la calidad geomecánica del suelo de cimentación y del caudal unitario de diseño, cuando no se incluye drenaje bajo la presa.

Figura 26.

Variación de las alturas máximas técnicamente posibles



Nota. En la figura se puede observar las alturas máximas de la presa. Elaborado por: La autora

De la información obtenida se desprende que:

- la altura máxima técnicamente posible de la presa crece rápidamente con el incremento del coeficiente de fricción en el contacto del suelo de cimentación con la base de la presa, con un coeficiente angular cercano a 20. Esto obedece al incremento en el suelo de cimentación, tanto de su resistencia al corte como de su resistencia a la compresión.
- El incremento del caudal unitario de diseño en un 200 % (de 10 a 30 $\text{m}^3/\text{s.m}$) origina el incremento de la altura máxima técnicamente posible de la presa de hormigón, en promedio, en un 20%; esto obedece a que se incrementa la profundidad aguas abajo y, por consiguiente, mejoran las condiciones de disipación de la energía cinética excedente en el resalto hidráulico.
- Al incrementar el caudal unitario de diseño q se observa que aumenta tanto el factor de seguridad al deslizamiento FSD como también el esfuerzo máximo σ_1' . En

consecuencia, en los suelos con bajos indicadores de corte el límite superior del caudal unitario para diseño está supeditado a la resistencia a la compresión.

4.1.8.2 Parámetros constructivos de la presa en función de su altura máxima permisible

$H_{PR.MAX.}$, del coeficiente de fricción f y del caudal unitario de diseño q .

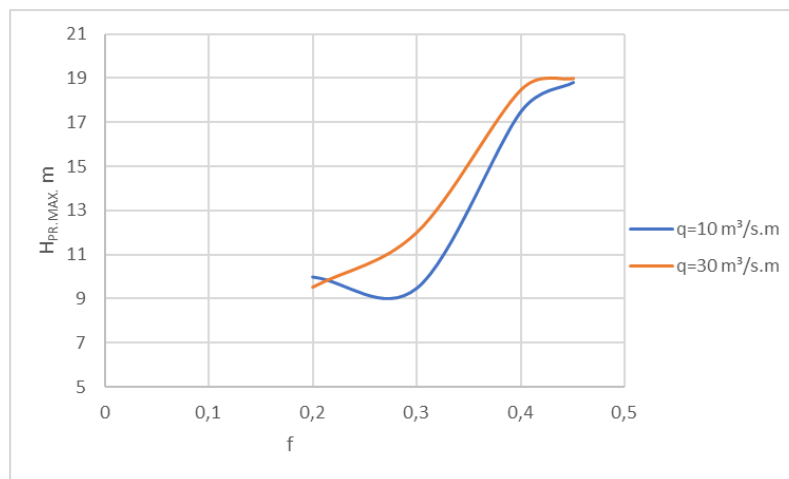
- a) Para el coeficiente de fricción $f = 0,2$ la relación del ancho constructivo de la base de la presa (b_{CONST}) a su altura total ($H_{PR.CONST}$) ha variado de entre 2,30 y 2,44 para caudales unitarios q de $10 \text{ m}^3/\text{s.m}$ y $30 \text{ m}^3/\text{s.m}$, respectivamente. Por su parte, la relación porcentual del volumen unitario de hormigón bajo el fondo del río ($V_{cim.}$) al volumen unitario de hormigón sobre el fondo del río ($V_{sup.}$) ha variado, respectivamente, entre 96% y 83%.
- b) Para el coeficiente de fricción $f = 0,3$ la relación del ancho constructivo de la base de la presa (b_{CONST}) a su altura total ($H_{PR.CONST}$) ha variado de entre 1,66 y 1,82 para caudales unitarios q de $10 \text{ m}^3/\text{s.m}$ y $30 \text{ m}^3/\text{s.m}$, respectivamente. Por su parte, la relación porcentual del volumen unitario de hormigón bajo el fondo del río ($V_{cim.}$) al volumen unitario de hormigón sobre el fondo del río ($V_{sup.}$) ha variado, respectivamente, entre 89% y 66%.
- c) Para el coeficiente de fricción $f = 0,4$ la relación del ancho constructivo de la base de la presa (b_{CONST}) a su altura total ($H_{PR.CONST}$) ha variado de entre 1,36 y 1,46 para caudales unitarios q de $10 \text{ m}^3/\text{s.m}$ y $30 \text{ m}^3/\text{s.m}$, respectivamente. Por su parte, la relación porcentual del volumen unitario de hormigón bajo el fondo del río ($V_{cim.}$) al volumen unitario de hormigón sobre el fondo del río ($V_{sup.}$) ha variado, respectivamente, entre 74% y 56%.
- d) 1.2.4 Para el coeficiente de fricción $f = 0,45$ la relación del ancho constructivo de la base de la presa (b_{CONST}) a su altura total ($H_{PR.CONST}$) ha variado de entre 1,24 y 1,33 para caudales unitarios q de $10 \text{ m}^3/\text{s.m}$ y $30 \text{ m}^3/\text{s.m}$, respectivamente. Por su

parte, la relación porcentual del volumen unitario de hormigón bajo el fondo del río ($V_{\text{cim.}}$) al volumen unitario de hormigón sobre el fondo del río ($V_{\text{sup.}}$) ha variado, respectivamente, entre 69% y 52%.

En la Figura 23 se presenta la variación de las alturas máximas técnicamente posibles, en función de la calidad geomecánica del suelo de cimentación y del caudal unitario de diseño, cuando se incluye drenaje horizontal bajo la presa.

Figura 27.

Variación de las alturas máximas técnicamente posibles



Nota. Se presentan las alturas máximas de la presa. Elaborado por: La autora

De los resultados obtenidos se desprende:

- Cuando mayores son los indicadores de corte del suelo de cimentación, tanto más baja es la relación entre el ancho constructivo de la sección transversal de la presa (b_{CONST}) y su altura total ($H_{\text{PR.CONST}}$). En consecuencia, tanto menores son el área de la sección transversal y el costo de la presa por unidad de frente.
- Cuando mayores son los indicadores de corte del suelo de cimentación, tanto más baja resulta la relación porcentual del volumen unitario de hormigón de cimentación al volumen unitario de hormigón sobre el fondo del río y, por tanto, menor es el costo unitario (por unidad de frente) de cimentación de la presa.

- Para las condiciones geomecánicas dadas, el incremento del caudal unitario de 10 m³/s a 30 m³/s origina el incremento entre 7% y 10% de la relación del ancho constructivo de la base de la presa (b_{CONST}) a su altura constructiva ($H_{PR.CONST}$). Este efecto obedece a los requerimientos constructivos para evitar el desplazamiento del resalto hidráulico, con ayuda de un pozo de disipación que tenga profundidad necesaria.
- Para las condiciones geomecánicas dadas el incremento del caudal unitario de 10 m³/s a 30 m³/s determina el aumento de, entre el 13% y el 23% de la relación porcentual del volumen del hormigón de cimentación a su volumen sobre el fondo del río. Este efecto también obedece a la necesidad de una mayor profundización de la cota de cimentación, cuando aumenta el caudal unitario de diseño.
- Por otra parte, es necesario tomar en cuenta que, para la crecida de diseño dada, la longitud de la presa vertedero es inversamente proporcional a la magnitud del caudal unitario de diseño q . Por tanto, si para $q=10$ m³/s.m se requiere una longitud L , para $q=20$ m³/s.m. se requerirá una longitud $L/2$ y para $q=30$ m³/s una longitud $L/3$.

En consecuencia, para la etapa de diseño definitivo, la determinación final de la magnitud caudal unitario de diseño q debe ser obtenida a partir del análisis técnico-económico específico, en el que sean consideradas las condiciones hidrológicas, topográficas, morfológicas y geomecánicas del sitio de implantación. Sin embargo, de los resultados obtenidos en este trabajo se puede asumir que, hasta el nivel de factibilidad, cabe adoptar como caudal unitario de diseño aquel que permitan las condiciones topográficas, en lo que tiene que ver con el frente físicamente posible de flujo en el cauce natural.

Con drenaje horizontal bajo la presa:

4.1.9 Alturas máximas técnicamente posibles de la presa de hormigón en función del coeficiente de fricción en el contacto del suelo de cimentación con la base de la presa.

- a) Para suelos con coeficiente de fricción $f=0,2$, el nivel de operación normal máximo permisible o altura máxima de la presa $H_{PR.MAX.}$, medida desde el fondo del río y que satisface las condiciones estabilidad al deslizamiento plano ($FSD \geq FSD_{PER}$) y de resistencia ($\sigma_1 \leq \sigma_{PER}$; $\sigma_2 \geq 0$) varía de $H_{PR.MAX.} = 9,7$ m a $H_{PR.MAX.} = 10$ m, en el campo de variación del caudal unitario de diseño entre $q=10 \text{ m}^3/(\text{s.m})$ y $q=30 \text{ m}^3/(\text{s.m})$. Por otra parte, el FSD aumenta entre 8% y 9% respecto al caso sin drenaje bajo la presa.
- b) Para suelos con coeficiente de fricción $f=0,3$, el nivel de operación normal máximo permisible o altura máxima de la presa $H_{PR.MAX.}$, medida desde el fondo del río y que satisface las condiciones estabilidad al deslizamiento plano ($FSD \geq FSD_{PER}$) y de resistencia ($\sigma_1 \leq \sigma_{PER}$; $\sigma_2 \geq 0$) varía de $H_{PR.MAX.} = 14$ m a $H_{PR.MAX.} = 14,4$ m, en el campo de variación del caudal unitario de diseño entre $q=10 \text{ m}^3/(\text{s.m})$ y $q=30 \text{ m}^3/(\text{s.m})$. Por otra parte, el FSD aumenta entre 4% y 6% respecto al caso sin drenaje bajo la presa.
- c) Para suelos con coeficiente de fricción $f=0,4$, el nivel de operación normal máximo permisible o altura máxima de la presa $H_{PR.MAX.}$, medida desde el fondo del río y que satisface las condiciones estabilidad al deslizamiento plano ($FSD \geq FSD_{PER}$) y de resistencia ($\sigma_1 \leq \sigma_{PER}$; $\sigma_2 \geq 0$) varía de $H_{PR.MAX.} = 17,5$ m a $H_{PR.MAX.} = 18,5$ m, en el campo de variación del caudal unitario de diseño entre $q=10 \text{ m}^3/(\text{s.m})$ y $q=30 \text{ m}^3/(\text{s.m})$. Por otra parte, el FSD aumenta entre 8% y 9% respecto al caso sin drenaje bajo la presa.
- d) Para suelos con coeficiente de fricción $f=0,45$, el nivel de operación normal máximo permisible o altura máxima de la presa $H_{PR.MAX.}$, medida desde el fondo del río y que satisface las condiciones estabilidad al deslizamiento plano ($FSD \geq FSD_{PER}$) y de resistencia ($\sigma_1 \leq \sigma_{PER}$; $\sigma_2 \geq 0$) varía de $H_{PR.MAX.} = 18,8$ m a $H_{PR.MAX.} = 19$ m, en el campo

devariación del caudal unitario de diseño entre $q=10 \text{ m}^3/(\text{s.m})$ y $q=30 \text{ m}^3/(\text{s.m})$. Por otra parte, el FSD aumenta entre 8% y 10% respecto al caso sin drenaje bajo la presa.

De los resultados obtenidos se desprende:

- Gracias a la inclusión del drenaje horizontal bajo la presa de hormigón el máximo nivel permisible de operación normal o altura máxima permisible de la presa $H_{PR,MAX}$, medida desde el fondo del río, aumenta entre el 11% y el 27% respecto a sus valores para el caso sin drenaje horizontal, en el campo de variación del caudal unitario q entre $10 \text{ m}^3/\text{s.m}$ y $30 \text{ m}^3/\text{s.m}$.
- La inclusión del drenaje horizontal, simultáneamente con el incremento del nivel máximo de operación normal, permite obtener valores mayores del factor de seguridad al deslizamiento FSD y, por consiguiente, mejorar la seguridad de la estructura.

4.1.9.1 Efectos del drenaje horizontal cuando no se maximiza el nivel máximo de operación normal.

De los resultados obtenidos se desprende que, si se incluye drenaje horizontal bajo la presa, sin maximizar el nivel de operación normal aguas arriba, se obtienen incrementos del factor de seguridad al deslizamiento entre el 11% y 14% respecto a los valores obtenidos sin drenaje bajo la presa.

4.2 Procedimiento para el diseño de un Muro de Enlace de Hormigón a Gravedad Cimentado en Suelo

4.2.1 Criterios generales. escenarios y cargas

Un muro de enlace constituye la estructura ubicada entre la presa de hormigón a gravedad y la ladera del sitio de presa o entre la presa de hormigón a gravedad y la presa de material del lugar, cuando ésta forma parte del frente de contención de un sistema de derivación, en este contexto el análisis de un muro de enlace corresponde al de un muro

hidráulico que soporta a más del empuje del suelo las solicitaciones lateral y vertical del agua superficial y/o de filtración, incluida la subpresión. (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021)

4.2.2 Análisis de un muro hidráulico

Debe incluir la consideración de tres estados límite fundamentales:

- De la capacidad portante (estabilidad y resistencia);
- De deformaciones en caso de que estas estén limitadas por la operación normal de la construcción o de los mecanismos e instalaciones ubicados sobre ella;

El análisis del muro hidráulico se realiza para los escenarios: de operación, de construcción. (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021)

- Determinación de la altura del muro:

Ecuación 64.- Altura del muro

f=0,25

$$H = h'' + t + \delta_{losa} \quad (64)$$

$$H = 7,67 + 0,5 + 2,79$$

$$H = 10,95 \text{ m}$$

- Determinación de la base del muro:

Ecuación 65.- Base del muro

$$B = 0,85 * H \quad (65)$$

$$B = 0,85 * 10,95$$

$$B = 9,31 \text{ m}$$

- Espesor del suelo sumergido tras el muro

Ecuación 66.- Espesor del suelo sumergido tras el muro

$$h_1 = h'' + \delta_{losa} \quad (66)$$

$$h_1 = 7,67 + 2,79$$

$$h_1 = 10,45 \text{ m}$$

- Espesor del suelo seco tras el muro

Ecuación 67.- Espesor del suelo seco tras el muro

$$h_d = 0,50 \quad (67)$$

- Peso volumétrico ponderado:

Ecuación 68.- Peso volumétrico ponderado

$$\gamma_{pon} = (\gamma_{suelo} * h_d) + (\gamma_{ssum} * h_1) / (h_d + h_1) \quad (68)$$

$$\gamma_{pon} = (18,00 * 0,50) + (11,2 * 10,45) / (0,50 + 10,45)$$

$$\gamma_{pon} = 11,51 \text{ KN/m}^3$$

- Angulo entre la cara oculta y la base del muro:

Ecuación 69.- Ángulo entre la cara oculta y la base del muro

$$\tan \beta = H / B - 1 \quad (69)$$

$$\beta = 10,95 / 9,31 - 1$$

$$\beta = 52,81^\circ$$

- Angulo de empuje:

Ecuación 70.- Ángulo entre la cara oculta y la base del muro

$$\delta = 0,5 * \varphi \quad (70)$$

$$\delta = 0,5 * 20$$

$$\delta = 10^\circ$$

- Angulo entre la cara oculta del muro y el eje vertical:

Ecuación 71.- Ángulo entre la cara oculta y la base del muro

$$\varepsilon = 90 - \beta \quad (71)$$

$$\varepsilon = 90 - 52,81$$

$$\varepsilon = 37,19^\circ$$

4.2.3 Análisis mecánico del muro de enlace

Se ejecuta para la combinación básica de fuerzas (fuerzas permanentes, temporales de larga y corta duración) y para las combinaciones especiales razonablemente posibles (fuerzas permanentes, temporales de corta y larga duración y una sollicitación especial. (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021)

En la combinación básica de fuerzas cabe considerar: a) el peso propio del muro incluido el de las instalaciones, mecanismos y precargas actuantes sobre él;

b) empuje del suelo en contacto y de las precargas en la superficie de este;

c) presión hidrostática del agua superficial y de filtración sobre la construcción del muro, incluida la subpresión, para nivel normal de embalse;

d) fuerzas de acción hidrodinámica del flujo de filtración sobre el relleno tras el muro y el suelo de cimentación, para nivel norma de embalse, considerando el funcionamiento normal de los elementos impermeabilizantes y de drenaje. (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021)

- Áreas, fuerzas y momentos actuantes :

Fuerzas verticales

$$\sigma_1 = \text{Area1} * \gamma h$$

$$\sigma_1 = 5,48 * 23 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_1 = 125,94 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_2 = \text{Area1} * \gamma h$$

$$\sigma_2 = (50,97) * 23 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_2 = 1172,24 \text{ kN/m}$$

- **Fuerzas de presión hidrostática**
- Determinación de las fuerzas verticales

$$P_{v1} = 136,69 * 10 \text{ kN/m}^3$$

$$P_{v1} = 683,49 \text{ kN/m}$$

- **Determinación de la fuerza de subpresión:**

Subpresión de sumersión 1:

$$W_{sum1} = (B + \delta_{losa}) * \gamma_o$$

$$W_{sum1} = 9,31 (m) * (2,79)(m) * (10 \frac{KN}{m^3})$$

$$W_{sum1} = 259,28 (\frac{KN}{m})$$

Subpresión de sumersión 2

$$W_{sum2} = (h^1/2 * B * \gamma_o)/2$$

$$W_{sum2} = (10,45/2 * 9,31 * 10 \text{ KN/m}^3)/2$$

$$W_{sum2} = -243,20 (\frac{KN}{m})$$

Sumatoria de fuerzas verticales:

$$\Sigma V = \sigma_1 + \sigma_2 + P_{v1} + W_{sum1} + W_{sum2} + E_{av}$$

$$\Sigma V = 125,94 + 1172,24 + 683,49 + 259,28 - 243,20 + 99,53$$

$$\Sigma V = 2097,27 \text{ kN/m}$$

Fuerzas horizontales:

- Determinación de las fuerzas horizontales

$$P_{H1} = \frac{\gamma_o * (h^1 + \delta_{losa})^2}{2}$$

$$P_{H1} = \frac{10 \frac{kN}{m^3} * ((10,45 m + 2,79 m))^2}{2}$$

$$P_{H1} = 219 \text{ kN/m}$$

$$P_{H2} = \frac{\gamma_o * B + (\delta_{losa} + b_o)^2}{2}$$

$$PH2 = \frac{10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 9,31 * (2,79 + 0,5 \text{ m})^2}{2}$$

$$PH2 = 152,91 \text{ kN/m}$$

Sumatoria de fuerzas horizontales:

$$\Sigma H = E_{ah} + Ph1 - Ph2$$

$$\Sigma H = 51,12 + 219,00 + 152,91$$

$$\Sigma H = 423,03 \text{ kN/m}$$

4.2.4 Análisis a los que debe ser sometido un muro de enlace

Incluye la verificación de la estabilidad al deslizamiento y la verificación de resistencias respecto a la ausencia de esfuerzos de tracción y al esfuerzo máximo de compresión que no debe superar el esfuerzo permisible del suelo de cimentación.

El análisis de estabilidad al deslizamiento necesariamente debe ser hecho para el caso de deslizamiento plano, en la superficie de contacto del muro con el suelo de cimentación, adicionalmente al igual que en el caso de las presas de hormigón a gravedad cimentadas en suelo es imprescindible verificar la necesidad del análisis al deslizamiento profundo, aplicando el mismo procedimiento adoptado para las presas que consiste en comparar el esfuerzo de compresión máximo en la base del muro con el esfuerzo normal crítico. (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021)

Análisis de estabilidad al deslizamiento plano:

Cohesión:

$$c = 10 \text{ kPa}$$

- Determinación del factor de seguridad al deslizamiento plano:

$$FSD = \frac{tg\varphi * \Sigma N + cB}{\Sigma T}$$

$$FSD = \frac{0,25 * (2097,27) + 10 * 9,31}{423,03}$$

$$FSD = 1,46$$

$$FSD_{per} = 1,3$$

$$FSD \geq FSD_{per}$$

$$1,46 \geq 1,3 \text{ Si es estable}$$

4.2.5 Fuerzas actuantes sobre el muro

Las fuerzas actuantes sobre el muro se determinan por los mismos procedimientos adoptados en el caso de las presas cimentadas en suelo respecto a la filtración tras el muro.

4.2.6 Empuje del suelo tras el muro

Respecto al empuje del suelo tras el muro, su análisis depende principalmente de la dirección en la que se desplaza el muro. Los desplazamientos del muro pueden tener lugar debido a deformaciones en el suelo de cimentación, debido a deformaciones en las estructuras originadas por las sollicitaciones que actúan sobre estas y por las variaciones térmicas.

4.2.6.1 Empuje activo

Cuando el desplazamiento del muro es desde el relleno en una magnitud suficiente para originar la formación de un prisma de deslizamiento, se determina el empuje activo (E_a).

Ecuación 72.- Ecuaciones para empuje activo de suelos cohesionados

$$E_{a\varphi} = \frac{\gamma_{pon} H^2}{2} * \frac{\cos(\varepsilon - \alpha) \sin(\theta_o + \varepsilon) \cos(\theta_o + \varphi)}{\cos(\varepsilon) \cos(\theta_o + \alpha) \sin(\theta_o + \varphi + \delta + \varepsilon)} \quad (72)$$

$$E_{a\varphi} = \frac{11,51 * 10,95^2}{2} * \frac{\cos(37,19 - 30) \sin(45 + 37,19) \cos(45 + 20)}{\cos(37,19) \cos(45 + 20) \sin(45 + 20 + 10 + 37,19)}$$

$$E_{a\varphi} = 183,29 \text{ KN/m}$$

$$E_{a\varphi c} = \frac{cH \cos(\varepsilon - \alpha) \cos(\varphi)}{\cos(\varepsilon) \cos(\theta_o + \alpha) \sin(\theta_o + \varphi + \delta + \varepsilon)}$$

$$E_{a\varphi c} = \frac{10 * 10,95 \cos(37,19 - 30) \cos(20)}{\cos(37,19) \cos(45 + 20) \sin(45 + 20 + 10 + 37,19)}$$

$$E_{a\varphi c} = 71,40 \text{ KN/m}$$

$$E_a = E_{a\varphi} - E_{a\varphi c}$$

$$E_a = 183,29 \text{ KN/m} - 71,40 \text{ KN/m}$$

$$Ea = 111,9 \text{ KN/m}$$

Donde: θ - ángulo entre la superficie de falla y la vertical.

- Componentes horizontales y verticales del empuje:

Ecuación 73.- Componente horizontal del empuje

$$E_{ah} = Ea * \cos(\varepsilon + \delta) \quad (73)$$

$$E_{ah} = 111,9 * \cos(37,19 + 10)$$

$$E_{ah} = 51,12 \text{ KN/m}$$

Ecuación 74.- Componente vertical del empuje

$$E_{av} = Ea * \sin(\varepsilon + \delta) \quad (74)$$

$$E_{av} = 111,9 * \sin(37,19 + 10)$$

$$E_{av} = 99,53 \text{ KN/m}$$

4.2.6.2 Empuje pasivo

Se presenta cuando el desplazamiento del muro hacia el relleno no es suficiente para originar la formación de un prisma de desplazamiento local y por consiguiente se presenta una deformación elástica en el relleno tras el muro (E_p).

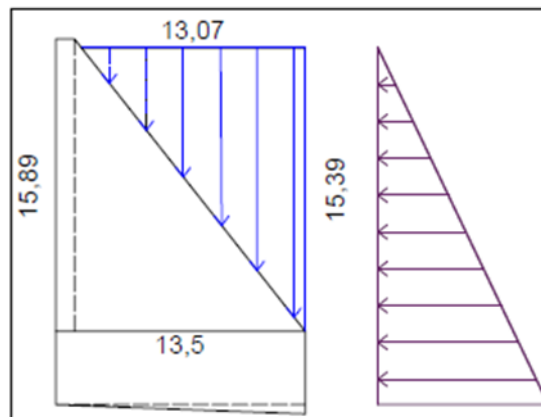
Los métodos de análisis de los muros particularmente de los muros de enlace en construcciones hidráulicas son aproximadas, sin que exista un modelo analítico válido para el efecto. (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021)

Análisis de resistencia

Para el análisis de resistencia se realizará el diagrama de fuerzas. (ver Figura 27.)

Figura 28.

Diagrama de fuerzas.



Nota. Se observa el diagrama de fuerzas en el muro. Elaborado por: La autora

Tabla 14.

Brazos de momento fuerzas verticales

Brazos de momento	Magnitud brazos
y	8,88
XG1, m	-4,90
XG2, m	1,22
XPv1, m	1,69
XWs1, m	0
XWs2, m	1,55
Eav	6,21

Nota. Se puede observar las magnitudes de los momentos actuantes en el muro. Elaborado por: La autora

Tabla 15.

Brazos de momento fuerzas horizontales

Momentos	Brazos (m)
YPh1, m	-4,58
Eah, m	-3,65

Nota. Se presentan las características físico-mecánicas del suelo. Elaborado por: La autora.

Tabla 16.*Momentos*

Momentos kN.m	Brazos (m)
MG1, kN.m	-617,60
MG2, kN.m	1427,84
MPv1, kNm	1157,18
MWs1, kN.m	0
MWs2, kN.m	-377,29
MPh1, kN.m	-1002,75
Meah	-186,62
MEav	617,64
ΣM , kN.m	1018,39

Nota. Se observa los momentos en el muro con sus respectivos brazos. Elaborado por: La autora

Esfuerzos principales:

- **Determinación de la excentricidad:**

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma \text{Fuerzas normales}}$$

$$e = \frac{1018,39 \text{ (kN.m)}}{(2097,27) \text{ (KN/m)}}$$

$$e = 0,49$$

- ✓ Esfuerzo principal aguas arriba (esfuerzo mínimo):

$$\sigma'_2 = \sigma'_y = \frac{\Sigma FN}{b} * \left(1 - \frac{6 * e}{b}\right)$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_y = \frac{(2097,27) \left(\frac{KN}{m}\right)}{9,31 \text{ (m)}} * \left(1 - \frac{6 * 0,49 \text{ (m)}}{9,31 \text{ (m)}}\right)$$

$$\sigma'_y = 295,84 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_2 \geq 0$$

$$295,84 \text{ kPa} \geq 0 \text{ Si Cumple}$$

- ✓ Esfuerzo principal máximo al pie del paramento aguas abajo:

$$\sigma''_1 = \sigma''_y = \frac{\Sigma FN}{b} * (1 + \frac{6 * e}{b})$$

$$\sigma''_1 = \sigma''_y = \frac{(2097,27) (\frac{KN}{m})}{9,31 (m)} * (1 + \frac{6 * 0,49 (m)}{9,31 (m)})$$

$$\sigma''_1 = \sigma''_y = 154,79 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{per} = 250 \text{ kPa}$$

$$\sigma''_1 \leq \sigma_{per}$$

$$154,79 \text{ kPa} \leq 250 \text{ kPa} \text{ Si Cumple}$$

- Verificación del riesgo al deslizamiento profundo

Determinación del esfuerzo normal crítico:

$$\gamma_{cim} = 19 \text{ kN/m}^3, n_{cim} = 0,25, c_{cim} = 15 \text{ kPa}$$

$$\gamma_{cim.sum.} = 19 - (1 - 0,25) * 10$$

$$\gamma_{cim.sum.} = 11,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_{cr} = 2,5 * \gamma_s * B * \tan \varphi + 2 * C * (1 + \tan \varphi)$$

$$\sigma_{cr} = 2,5 * (11,5 \text{ kN/m}^3) * (9,31 \text{ m}) * 0,25 + 2 * 10 \text{ kPa} * (1 + 0,25)$$

$$\sigma_{cr} = 104,40 \text{ kPa}$$

$$\sigma''_1 < \sigma_{cr}$$

$$154,79 \text{ kPa} > 104,40 \text{ kPa}; \text{ Requiere A.D.P.}$$

4.2.7 Parámetros que intervienen en el análisis de un muro de enlace a gravedad

ϵ .- Ángulo que forma la cara inferior del muro con la vertical

Θ_o . - Ángulo que forma la superficie de excavación tras el muro con la vertical

Θ .- Ángulo que forma la superficie de excavación tras el muro con la horizontal.

δ .- Ángulo entre la línea de acción del empuje y la normal a la superficie interior del muro.

α .- Ángulo de la superficie del terreno con la horizontal.

ϕ .- Ángulo de fricción interna del relleno tras el muro.

A continuación, se presenta los resultados de los cálculos de un muro de enlace de hormigón a gravedad cimentado en suelo en los cuales se puede observar, la disipación de la energía, la verificación de la profundidad del pozo, los ajustes de las dimensiones del perfil transversal de la presa, las áreas, fuerzas y momentos actuantes, la resistencia a la filtración de la subpresión, las fuerzas horizontales, el componentes verticales del empuje del sedimento, el análisis de estabilidad al deslizamiento plano, el análisis de resistencia, los esfuerzos principales y la verificación del riesgo al deslizamiento profundo.

Tabla 17.

Momentos

f	0,2	0,2	0,2	0,25	0,25	0,25	0,3	0,3	0,3	0,35	0,35	0,35	0,4	0,4	0,45	0,45	0,45
H=	7,65	10,45	12,60	7,88	10,95	13,25	7,65	10,45	12,74	10,45	11,45	12,26	11,87	14,59	8,67	12,06	14,69
h"=	5,15	7,30	8,83	5,38	7,67	9,33	5,15	7,30	8,95	7,30	8,03	8,65	8,35	10,38	6,01	8,49	10,46
t=	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
δlosa	2,00	2,65	3,26	2,00	2,79	3,41	2,00	2,65	3,29	2,65	2,91	3,11	3,02	3,71	2,17	3,06	3,72
B=	6,50	8,88	10,71	6,70	9,31	11,26	6,50	8,88	10,83	8,88	9,73	10,42	10,09	12,40	7,37	10,25	12,48
h1=	7,15	9,95	12,10	7,38	10,45	12,75	7,15	9,95	12,24	9,95	10,95	11,76	11,37	14,09	8,17	11,56	14,19
hd=	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Ysum=	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2
Y Suelo=	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00
n=	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32
Yo=	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
Ypon=	11,64	11,53	11,47	11,63	11,51	11,46	11,64	11,53	11,47	11,53	11,50	11,48	11,49	11,43	11,59	11,48	11,43
β=	54,28	52,97	52,38	54,13	52,81	52,24	54,28	52,97	52,35	52,97	52,67	52,46	52,56	51,99	53,70	52,51	51,98
δ=	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
φ=	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
ε=	35,72	37,03	37,62	35,87	37,19	37,76	35,72	37,03	37,65	37,03	37,33	37,54	37,44	38,01	36,30	37,49	38,02
α=	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
θo=	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
C =	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Ea=	698,9	58,1	180,9	988,1	111,9	128,0	698,9	58,1	175,7	58,1	150,5	183,0	172,6	-1069,0	205,3	-290,6	1968,8
Eaφ=	526,82	139,39	227,33	727,43	183,29	155,66	526,82	139,39	218,93	139,39	214,65	235,65	231,08	-1253,22	-573,87	234,86	-1718,71
Eaφc=	-172,10	81,26	46,43	-260,65	71,40	27,71	-172,10	81,26	43,19	81,26	64,12	52,68	58,48	-184,23	368,57	55,76	-250,05
Eah=	303,36	26,41	83,87	431,16	51,12	59,59	303,36	26,41	81,56	26,41	69,11	84,60	79,54	-501,96	90,98	-134,15	924,95
Eav=	629,65	51,78	160,29	889,05	99,53	113,23	629,65	51,78	155,66	51,78	133,72	162,24	153,17	-943,81	184,04	-257,80	1737,96
ÁREAS, FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES																	
FUERZAS VERTICALES																	
A1, m²	3,82	5,22	6,30	3,94	5,48	6,62	3,82	5,22	6,37	5,22	5,72	6,13	5,93	7,29	4,34	6,03	7,34
A2, m²	22,94	46,40	67,45	26,41	50,97	74,57	24,85	46,40	69,02	46,40	55,70	63,84	59,84	90,45	31,96	61,78	91,66
bo=	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Y H=	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00
G1, kN/m	87,93	120,16	144,87	90,65	125,94	152,33	87,93	120,16	146,56	120,16	131,65	140,95	136,45	167,77	99,73	138,65	168,89
G2, kN/m	527,51	1067,15	1551,31	607,34	1172,24	1715,19	571,47	1067,15	1587,55	1067,15	1281,11	1468,34	1376,22	2080,38	735,11	1420,93	2108,17
Pv1, kN/m	467,35	650,63	791,19	482,81	683,49	833,62	467,35	650,63	800,76	650,63	716,01	768,85	743,30	921,39	534,45	755,81	927,74
SUBPRESIÓN																	
Wsum1,kN/n	129,98	235,50	349,58	134,00	259,28	384,11	129,98	235,50	356,46	235,50	283,55	324,08	304,09	460,24	159,59	313,79	464,89
Wsum2,kN/n	-116,11	-220,89	-323,86	-123,66	-243,20	-358,79	-116,11	-220,89	-331,58	-220,89	-266,34	-306,18	-286,57	-436,76	-150,59	-296,09	-442,69
Eav	629,65	51,78	160,29	889,05	99,53	113,23	629,65	51,78	155,66	51,78	133,72	162,24	153,17	-943,81	184,04	-257,80	1737,96
ΣV,kN/m	1726,31	1904,34	2673,39	2080,19	2097,27	2839,69	1770,28	1904,34	2715,41	1904,34	2279,70	2558,27	2426,67	2249,22	1562,33	2075,29	4964,95

FUERZAS HORIZONTALES																	
Ph1, kN/m	104,56	198,46	295,00	110,04	219,00	326,35	104,56	198,46	301,66	198,46	240,19	276,29	258,50	396,06	133,57	267,13	400,96
Ph2, kN/m	81,24	139,95	201,56	83,75	152,91	220,20	81,24	139,95	205,31	139,95	166,10	188,08	177,26	261,12	98,22	182,51	263,65
Eah	303,36	26,41	83,87	431,16	51,12	59,59	303,36	26,41	81,56	26,41	69,11	84,60	79,54	-501,96	90,98	-134,15	924,95
ΣH, kN/m	489,16	364,82	580,43	624,95	423,03	606,14	489,16	364,82	588,53	364,82	475,40	548,97	515,30	155,22	322,77	315,49	1589,56
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO PLANO																	
c, kPa	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
FSD	0,84	1,29	1,11	0,94	1,46	1,36	1,22	1,81	1,57	2,07	1,88	1,82	2,08	6,60	2,41	3,28	1,48
Es estable?	NO	NO	NO	NO	SI	SI	NO	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
ANÁLISIS DE RESISTENCIA																	
BRAZOS DE MOMENTO FUERZAS VERTICALES																	
y	6,07	8,46	10,28	6,28	8,88	10,83	6,07	8,46	10,41	8,46	9,31	9,99	9,66	11,98	6,95	9,82	12,06
XG1, m	-3,50	-4,69	-5,60	-3,60	-4,90	-5,88	-3,50	-4,69	-5,67	-4,69	-5,12	-5,46	-5,29	-6,45	-3,94	-5,37	-6,49
XG2, m	0,75	1,15	1,45	0,78	1,22	1,54	0,75	1,15	1,47	1,15	1,29	1,40	1,35	1,73	0,90	1,37	1,75
XPv1, m	1,22	1,62	1,93	1,26	1,69	2,02	1,22	1,62	1,95	1,62	1,76	1,88	1,82	2,21	1,37	1,85	2,22
XWs1, m	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
XWs2, m	1,08	1,48	1,78	1,12	1,55	1,88	1,08	1,48	1,81	1,48	1,62	1,74	1,68	2,07	1,23	1,71	2,08
Eav	4,33	5,92	7,14	4,47	6,21	7,51	4,33	5,92	7,22	5,92	6,49	6,95	6,72	8,27	4,91	6,83	8,32
BRAZOS DE MOMENTO FUERZAS HORIZONTALES																	
YPh1, m	-3,22	-4,37	-5,29	-3,29	-4,58	-5,55	-3,22	-4,37	-5,34	-4,37	-4,79	-5,12	-4,96	-6,10	-3,61	-5,04	-6,14
Eah	-2,55	-3,48	-4,20	-2,63	-3,65	-4,42	-2,55	-3,48	-4,25	-3,48	-3,82	-4,09	-3,96	-4,86	-2,89	-4,02	-4,90
MOMENTOS																	
M G1, kN.m	-307,72	-563,62	-811,87	-326,33	-617,60	-895,68	-307,72	-563,62	-830,41	-563,62	-673,47	-769,40	-722,22	-1082,13	-392,49	-745,13	-1096,31
M G2, kN.m	395,56	1223,89	2251,48	475,75	1427,84	2646,96	428,52	1223,89	2336,98	1223,89	1650,70	2060,01	1854,60	3606,11	658,07	1953,35	3683,27
M Pv1, kN.m	572,44	1055,25	1524,10	607,53	1157,18	1682,44	572,44	1055,25	1559,13	1055,25	1262,67	1443,87	1354,75	2034,79	732,30	1398,02	2061,58
M Ws1, kN.m	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
M Ws2, kN.m	-125,77	-326,96	-577,98	-138,08	-377,29	-673,30	-125,77	-326,96	-598,63	-326,96	-431,95	-531,62	-481,71	-902,65	-185,01	-505,73	-921,01
M Ph1, kN.m	-336,21	-866,60	-1559,81	-362,47	-1002,75	-1812,07	-336,21	-866,60	-1612,34	-866,60	-1149,89	-1415,23	-1282,22	-2415,96	-482,49	-1346,20	-2460,52
M eah	-773,16	-92,00	-352,17	-1132,86	-186,62	-263,13	-773,16	-92,00	-346,45	-92,00	-263,73	-345,61	-314,59	2440,95	-262,98	539,13	-4527,83
M Eav	2728,12	306,59	1144,29	3971,09	617,64	849,93	2728,12	306,59	1124,14	306,59	867,49	1126,77	1029,90	-7802,33	904,41	-1761,33	14463,09
ΣM, kN.m	2153,26	736,55	1618,04	3094,63	1018,39	1535,14	2153,26	736,55	1632,40	736,55	1261,82	1568,80	1438,51	-4121,23	971,81	-467,89	11202,26
ESFUERZOS PRINCIPALES																	
e, m	1,25	0,39	0,61	1,49	0,49	0,54	1,23	0,39	0,60	0,39	0,55	0,61	0,59	-1,83	0,62	-0,23	2,26
σ1', kPa	-40,25	158,39	164,99	-103,15	154,79	179,55	-38,17	158,39	167,21	158,39	154,32	158,84	155,76	342,19	104,64	229,23	-33,61
σ2', kPa	571,49	270,45	334,33	724,10	295,84	324,86	582,94	270,45	334,15	270,45	314,23	332,30	325,46	20,57	319,27	175,77	829,09
σper, kPa	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
Cumple σ1?	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	NO	SI	SI	SI
Cumple σ2?	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
VERIFICACIÓN DEL RIESGO AL DESLIZAMIENTO PROFUNDO																	
ycim, kN/m²	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19
ncim,	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
ccim., kPa	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
ycim.sum.kN/m²	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5
σcr, kPa	73,37	87,07	97,57	85,66	104,40	118,43	95,06	115,60	132,43	129,87	138,42	145,33	157,99	184,60	138,86	176,09	205,00
Existe riesgo?	NO	SI	SI	NO	SI	SI	NO	SI	SI	SI	SI	SI	NO	SI	NO	SI	NO

Nota. Se presentan los diferentes resultados de los cálculos del muro de enlace. Elaborado por: La autora

4.2.9 Análisis de los resultados.

- a) Para suelos con coeficiente de fricción $f=0,2$, la altura del muro H , medida desde el fondo del río y que no satisface las condiciones estabilidad al deslizamiento plano ($FSD \geq FSD_{PER}$) pero cumple las condiciones de resistencia ($\sigma_1 \leq \sigma_{PER}$; $\sigma_2 \geq 0$) varía de $H = 7$ m a $H = 13$ m.
- b) Para suelos con coeficiente de fricción $f=0,25$, la altura del muro H , medida desde el fondo del río y que no satisface las condiciones estabilidad al deslizamiento plano ($FSD \geq FSD_{PER}$) pero cumple las condiciones de resistencia ($\sigma_1 \leq \sigma_{PER}$; $\sigma_2 \geq 0$) es de $H = 8$ m, mientras que para una altura que varía de $H = 11$ m a $H = 13$ m, satisface las condiciones estabilidad al deslizamiento plano ($FSD \geq FSD_{PER}$) y cumple las condiciones de resistencia ($\sigma_1 \leq \sigma_{PER}$; $\sigma_2 \geq 0$).
- c) Para suelos con coeficiente de fricción $f=0,30$, la altura del muro H , medida desde el fondo del río y que no satisface las condiciones estabilidad al deslizamiento plano ($FSD \geq FSD_{PER}$) pero cumple las condiciones de resistencia ($\sigma_1 \leq \sigma_{PER}$; $\sigma_2 \geq 0$) es de $H = 8$ m, mientras que para una altura que varía de $H = 10$ m a $H = 13$ m, satisface las condiciones estabilidad al deslizamiento plano ($FSD \geq FSD_{PER}$) y cumple las condiciones de resistencia ($\sigma_1 \leq \sigma_{PER}$; $\sigma_2 \geq 0$).
- d) Para suelos con coeficiente de fricción $f=0,35$, la altura del muro H , medida desde el fondo del río y que satisface las condiciones estabilidad al deslizamiento plano ($FSD \geq FSD_{PER}$) y de resistencia ($\sigma_1 \leq \sigma_{PER}$; $\sigma_2 \geq 0$) varía de $H = 10$ m a $H = 25$ m.
- e) Para suelos con coeficiente de fricción $f=0,40$, la altura del muro H , medida desde el fondo del río y que satisface las condiciones estabilidad al deslizamiento plano ($FSD \geq FSD_{PER}$) y de resistencia ($\sigma_1 \leq \sigma_{PER}$; $\sigma_2 \geq 0$) varía de $H = 12$ m a $H = 15$ m.
- f) Para suelos con coeficiente de fricción $f=0,45$, la altura del muro H , medida desde el fondo del río y que satisface las condiciones estabilidad al deslizamiento plano

($FSD \geq FSD_{PER}$) y de resistencia ($\sigma_1 \leq \sigma_{PER}$; $\sigma_2 \geq 0$) varía de $H = 9$ m a $H = 15$ m.

- g) Cuando se cumplen las condiciones de resistencia del muro, pero no la de estabilidad al deslizamiento superficial, esta puede ser lograda, al igual que en el caso de la presa de hormigón a gravedad, con ayuda de drenaje horizontal bajo el muro o bajo la presa (según sea el caso) y, complementariamente, incrementando el ancho de la base de la estructura hasta que la condición de estabilidad se cumpla; en este último caso cabe verificar nuevamente las condiciones de resistencia.

4.3 Procedimiento para el diseño de una presa de material del lugar cimentada en suelo.

4.3.1 Cota de la corona de la presa de material del lugar

La sobrelevación d de la corona o cresta de la presa de material del lugar, sobre el nivel estático del agua en el embalse (NNE), normalmente se determina en función de la altura de oleaje que a su vez depende de la velocidad del viento con una probabilidad de ocurrencia dada (viento de diseño). En principio dicha elevación puede ser calculada con la ecuación: (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021)

Datos para ejemplificar el procedimiento de una presa de material de lugar:

$f=0,2$; $w=11,11$; $n=0,002$; $\alpha=18,43$; $H_p=10$ m; $m_1=3,00$ m; $m_2=2,50$; $b_o=5,00$; $h_1=10$ m;
 $h_2=2,00$ m

$$d = hr + \Delta h + a$$

Dónde:

hr - altura del recorrido sobre el talud de la presa de la ola producida por el viento, m;

Δh - altura del salto final de la ola, m;

a - reserva, m.

Los valores hr y Δh son calculados con ecuaciones deducidas en la hidráulica de olas, en función principalmente de la altura de oleaje y de la longitud de desarrollo de la ola. Para cálculos preliminares la sobrelevación d puede ser determinada con la ecuación:

Ecuación 71.- Cota de la corona de la presa de material del lugar

$$d = \frac{0,565}{\sqrt{n}} h_{ola} \operatorname{tg} \alpha \quad (71)$$

Dónde,

hola- altura de la ola, m;

n- coeficiente de rugosidad del talud aguas arriba;

α - ángulo de inclinación del talud respecto a la horizontal.

$$d = \frac{0.565}{\sqrt{0.02}} 1,35 * \operatorname{tg} 18,43$$

$$d = 1.67 \text{ m}$$

Por su parte, la altura de oleaje *hola* puede ser determinada con la siguiente ecuación:

$$hola = 0,073w$$

Dónde,

w- velocidad del viento de diseño, m/s.

$$hola = 0,073 * 11,11$$

$$hola = 0,81 \text{ m}$$

4.3.2 Análisis estático de la presa material del lugar.

Con el fin de desarrollar el análisis estático de la presa de material del lugar es necesario previamente ejecutar el análisis de filtración, el cual permite, por una parte, verificar la resistencia del relleno de la presa a la filtración y, por otra parte, construir la línea piezométrica del flujo de filtración, a partir de la cual es posible, entre otras cosas, cuantificar las fuerzas de acción hidrodinámica que intervienen en la verificación de la estabilidad al deslizamiento de los taludes de la presa. (Construcciones hidráulicas. Sistemas de regulación. Iván Calero Hidalgo, 2019).

Longitud aguas arriba:

$$L1 = m1 * H$$

$$L1= 3,00*10$$

$$L1=30m$$

Longitud aguas abajo:

$$L2=m2*H$$

$$L2= 2,50*10$$

$$L2=25 m$$

Longitud total:

$$LT=L1+bo+L2$$

$$LT=30+5+25$$

$$LT=60 m$$

Angulo de inclinación aguas arriba:

$$tg \alpha= Hp/L1$$

$$tg \alpha= 24 / 72$$

$$\alpha= 18,43 ^\circ$$

4.3.3 Verificación de la resistencia a la filtración del relleno de la presa.

Se realiza a través de la condición:

$$JC \geq JPER$$

Dónde,

JC-gradiente de control del flujo de filtración a través de la presa;

JPER- gradiente permisible que depende del tipo de suelo, del nivel de importancia de la presa y de la combinación de fuerzas (básica o especial) para la que se realiza el análisis.

La gradiente de control se determina como la relación de la carga del flujo de filtración *Z* a la longitud media *Lm* de recorrido de las líneas de flujo. Para el caso de una presa de tierra con drenaje lineal al pie del talud aguas abajo la gradiente de control se determina con la

ecuación: (Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación. Texto guía. Iván Calero Hidalgo. 2021)

Ecuación 72.- Gradiente de control del flujo de filtración a través de la presa

$$J_c = \frac{Z}{L_m} = \frac{Z}{0,4h_1 + dm_1 + b_o + m_2(H_p - h_2) + 0,4h_2} \quad (72)$$

Dónde,

h_1 - profundidad del embalse aguas arriba;

m_1 - coeficiente de talud aguas arriba;

b_o - ancho de la corona de la presa;

m_2 - coeficiente de talud aguas abajo;

H_p - altura de la presa;

h_2 - profundidad aguas abajo.

Carga del flujo de filtración:

$$Z = h_1 - h_2$$

$$Z = 9 - 1,80$$

$$Z = 7,20 \text{ m}$$

Gradiente de control del flujo:

$$J_c = \frac{Z}{L_m} = \frac{Z}{0,4h_1 + dm_1 + b_o + m_2(H_p - h_2) + 0,4h_2}$$

$$J_c = \frac{7,20}{0,4 * 9 + 1,01 * 3 + 5 + 2,5 * (10 - 1,80) + 0,4 * 1,80}$$

$$J_c = 0,22$$

$$J_{PER} = 1,35$$

$$J_c < J_{PER}$$

0,22 < 1,35 Es resistente a la filtración

4.3.4 Determinación del caudal de filtración y construcción de la línea piezométrica en la presa.

El caudal de filtración a través de la presa de tierra con drenaje lineal de talud se determina con el sistema de dos ecuaciones: (Construcciones hidráulicas. Sistemas de regulación. Iván Calero Hidalgo, 2019).

Ecuación 73.- Caudal de filtración

$$q = k \frac{h_1^2 - h_o^2}{2L}$$
$$q = \frac{k\Delta}{m_2} \left(1 + \ln \frac{h_o}{\Delta} \right) \quad (73)$$

Dónde

q - caudal unitario de filtración, m³/(día.m);

h_o - profundidad del flujo de filtración medida desde la base de la presa hasta el punto de contacto de la línea piezométrica con el talud aguas abajo;

k -coeficiente de filtración del suelo del relleno de la presa, m/día;

Δ , altura de chorreo del flujo de filtración en el talud aguas abajo ($\Delta=h_o-h_2$);

L - distancia longitudinal que, para el caso de una presa de tierra con drenaje lineal se determina con la siguiente ecuación:

Ecuación 74.- Distancia longitudinal

$$L=0,4h_1+dm_1+bo+m_2(Hp-h_o) \quad (74)$$

Altura de chorreo del flujo de filtración en el talud aguas abajo:

$$\Delta=h_o-h_2$$

Profundidad del flujo de filtración:

$$h_o= h_2+\Delta$$

$$h_o= 1,80+2,13$$

$$h_o= 3,93 \text{ m}$$

El caudal de filtración a través de la presa de tierra con drenaje lineal de talud se determina con el sistema de dos ecuaciones:

$$q = k \frac{h_1^2 - h_o^2}{2L}$$

$$q = \frac{k\Delta}{m_2} \left(1 + \ln \frac{h_o}{\Delta} \right)$$

Igualando el sistema de ecuaciones anteriores se obtiene:

$$\frac{h_1^2 - h_o^2}{2L} = \frac{k\Delta}{m_2} \left(1 + \ln \frac{h_o}{\Delta} \right)$$

Reemplazar $h_o = h_2 + \Delta$ en (4): y despejo Δ

Altura de chorreo del flujo de filtración en el talud aguas abajo Δ :

$$\frac{h_1^2 - h_o^2}{2L} = \frac{k\Delta}{m_2} \left(1 + \ln \frac{h_o}{\Delta} \right)$$

$$\frac{9^2 - (1,80 + \Delta)^2}{2(34,55 - 2,5\Delta)} = \frac{\Delta}{2,5} \left(1 + \ln \frac{h_2 + \Delta}{\Delta} \right)$$

$$\Delta = 2,13 \text{ m}$$

Reemplazar Δ en la ecuación (74) y reemplazo h_o .

$$L = 0,4h_1 + dm_1 + b_o + m_2(H_p - h_o)$$

$$L = 0,4 * 10 + 1,01 * 3 + 5 + 2,5 * (10 - 3,93)$$

$$L = 26,80 \text{ m}$$

Coeficiente de filtración del suelo del relleno de la presa:

$$k = (0,104 * 1) / (24 * 60 * 60)$$

$$k = 1,20 \text{ E } -06 \text{ m/s}$$

Caudal de filtración:

$$q = k \frac{h_1^2 - h_o^2}{2L}$$

$$q = 1,20 \text{ E } -06 \text{ m/s} * \frac{9^2 - (1,80 + 2,13)^2}{2(69,53 - 2,5 * 2,13)}$$

$$q = 1,47 \text{ E } -0.6 \text{ m}^3/(\text{s.m})$$

La línea piezométrica se construye con la ecuación:

Ecuación 75.- Ecuación para la construcción de la línea piezométrica

$$h = \sqrt{h_1^2 - (h_1^2 - h_o^2) \frac{x}{L}} \quad (75)$$

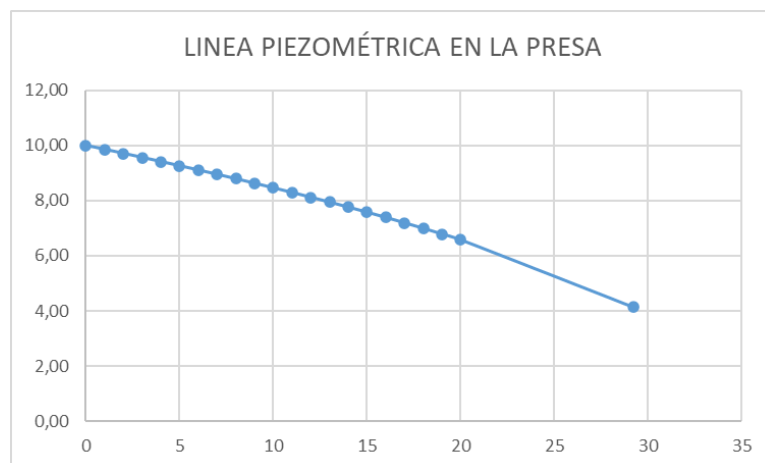
Dónde

x - abscisa en la que se determina la profundidad h y que varía de 0 a L ; en consecuencia, h varía correspondientemente, de h_1 a h_o .

$$h = \sqrt{9^2 - (9^2 - 3,93^2) * \frac{x}{26,80}}$$

Figura 29.

Línea piezométrica.



Nota. Se puede observar la curva de la línea piezométrica. Elaborado por: La autora.

4.3.5 Verificación de la estabilidad al deslizamiento de la presa de material del lugar.

La estabilidad del talud de una presa de material del lugar se verifica a través de la condición:

$$FSD \geq FSDPER$$

Dónde, FSD - valor mínimo del factor de seguridad al deslizamiento, correspondiente a la superficie crítica identificada de entre una infinidad de superficies de deslizamiento de la forma dada (generalmente circular);

$FSDPER$ - factor permisible de seguridad al deslizamiento que depende del nivel de importancia de la presa y de la combinación de fuerzas con la que se realiza el análisis.

El FSD_j , para cada una de las superficies de falla consideradas, se determina con la siguiente ecuación:

Ecuación 76.- Factor de seguridad al deslizamiento

$$FSD_j = \frac{\sum g_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + \sum c_i l_i}{\sum g_i X_i + \sum g_{oi} X_i} R_j \quad (76)$$

Dónde,

g_i - peso del suelo seco y del suelo sumergido, contenido en el elemento vertical i ;

α_i - ángulo formado por el radio del elemento i con la vertical;

φ_i - ángulo de fricción del suelo ubicado en la base del elemento vertical i ;

c_i - cohesión específica del suelo ubicado en la base del elemento vertical i ;

l_i - longitud del arco de falla en la base del elemento vertical i ;

g_{oi} - peso del agua ficticia que en el elemento vertical i ocuparía el espacio entre la línea piezométrica y la base de dicho elemento vertical o entre la línea piezométrica y la prolongación del nivel de agua aguas debajo de la presa;

X_i - distancia horizontal entre el eje vertical del elemento vertical i y el centro de deslizamiento O;

R_j - radio de la superficie de falla j analizada.

4.3.5.1 Procedimiento para determinar el centro crítico de deslizamiento del talud de una presa de tierra

Para cálculos manuales la superficie con mayor riesgo de deslizamiento del talud de una presa de tierra se determina utilizando diferentes métodos que permiten encontrar el FSD mínimo investigando pocas superficies de deslizamiento, (generalmente no más de 8-10). uno de dichos métodos es el siguiente:

El centro de las superficies con mayor riesgo está ubicado dentro del polígono Oedba (ver figura 17) que se construye de la siguiente manera. Desde el centro del talud, punto c, se traza la vertical cD y la línea cE con ángulo de 85° respecto al talud, desde los puntos A y B como centros se trazan dos arcos de radio R, hasta que se encuentren en el punto O. El radio R se determina con la ecuación: (Construcciones hidráulicas. Sistemas de regulación. Iván Calero Hidalgo, 2019).

$$R = (R_{inf} + R_{sup}) / 2$$

Dónde R_{inf} y R_{sup} son los valores inferior y superior de los radios de la superficie de deslizamiento que están dados en la siguiente tabla como fracción del alto del talud H:

Tabla 18.

Valores de R_{inf} y R_{sup} .

Coefficiente de talud	R_{inf}/H	R_{sup}/H
1	1,2	2,2
2	1,4	2,5
3	1,9	3,2

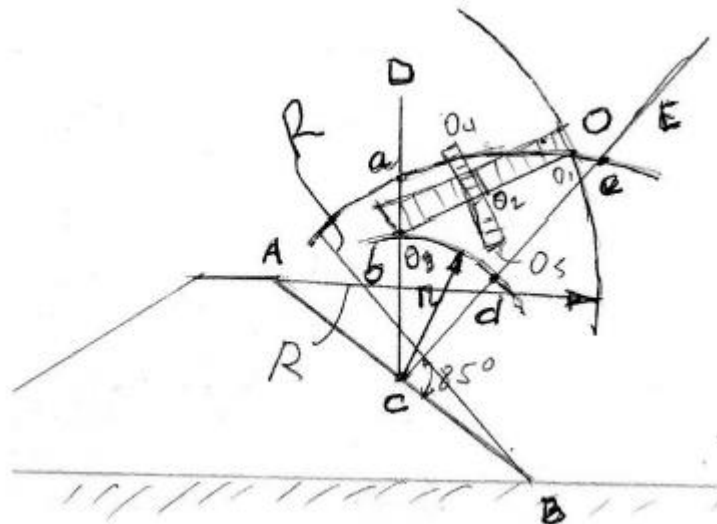
Nota. En la presente tabla se observa los coeficientes de talud. Fuente: Calero (2021).

Trazando desde el punto c un arco con radio $r=Oc/2$ hasta que corte las líneas cD y cE se obtiene el polígono buscado Oedba.

Con frecuencia los centros de las superficies con mayor riesgo de deslizamiento están ubicados a lo largo de la línea bO, en la cual en primer lugar se seleccionan algunos centros (O1, O2, O3, etc) y se determina en cada caso el FSD. Para un mayor grado de aproximación a través del centro con menor FSD se traza la línea perpendicular a bO, en la cual también se ubican varios centros, para cada uno de los cuales se determina el FSD. (ver Figura 29.) De esta manera se determina el FSDmin. (Construcciones hidráulicas. Sistemas de regulación. Iván Calero Hidalgo, 2019).

Figura 30.

Centro crítico de deslizamiento del talud de una presa de tierra.



Nota. Se observa los diferentes trazos para obtener el centro crítico. Fuente: Calero (2021).

Cohesión del suelo de la presa	Cp=	10	kpa
Peso volumétrico del material seco de la presa	Yp=	21	KN/m3
Peso volumétrico del agua	Yo=	10	KN/m3

Peso de suelo sumergido de la presa

$$Y_{sp} = Y_p - (1 - n) * Y_o$$

$$\gamma_{sp} = 21 - (1 - 0,02) * 10$$

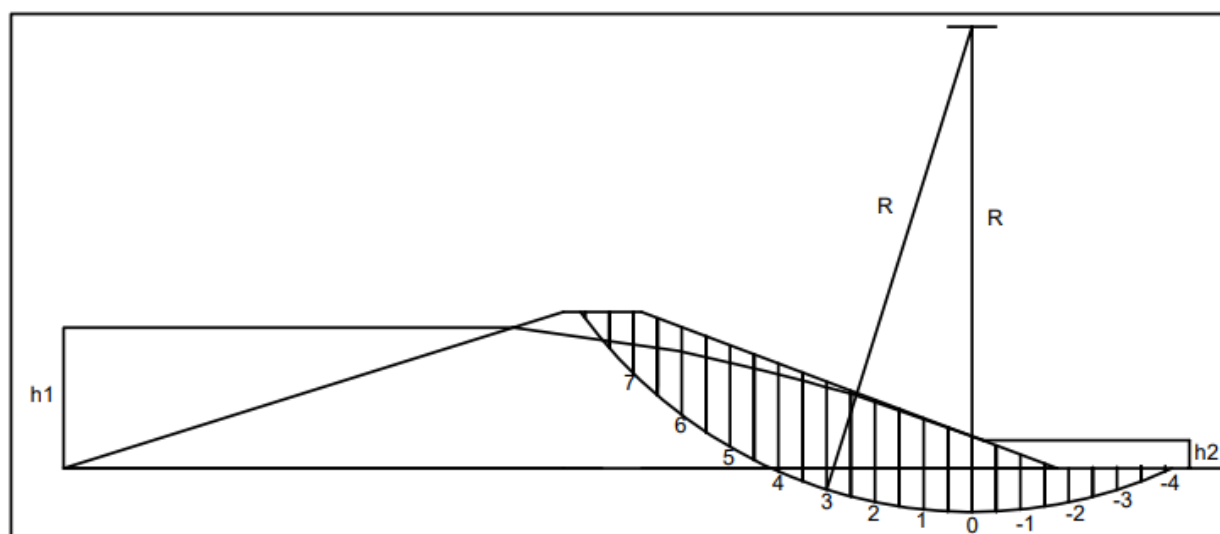
$$\gamma_{sp} = 11,2 \text{ KN/m}^3$$

Radio de deslizamiento.

$$R = 31$$

Figura 31.

Radio de deslizamiento.



Nota. Se presenta las franjas para poder obtener el radio de deslizamiento. Elaborado por: La autora

Tabla 19.

El procedimiento para determinar el factor de seguridad al deslizamiento.

N°	h'	h_p''	h_c''	h_p	α	ϕ	l	Xi	gi	goi	$g_i \cdot \cos \alpha$	ΣFr	z/l	$\Sigma g_i \cdot X$	$\Sigma g_o \cdot X$
Franjas	m	m	m	m	°	°	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
1	0,08	3,14	2,61	1,34	5,74	20	3,14	3,1	184,24	67	183,32	66,72	31,35	571,144	207,7
2	0,16	4,22	2,16	2,43	11,54	20	3,20	6,2	253,12	121,5	248,01	90,27	32,02	1569,344	753,3
3	0,36	5,19	1,36	3,4	17,46	20	3,31	9,3	328,44	170	313,31	114,04	33,10	3054,492	1581
4	0,71	5,99	0,2	4,15	23,58	20	3,47	12,4	409,99	207,5	375,76	136,77	34,7	5083,876	2573
5	1,12	0	0	4,95	30,00	20	3,72	15,5	117,6	247,5	101,84	37,07	37,15	1822,8	3836,25
6	1,58	0	0	4,03	36,87	20	4,09	18,6	165,9	201,5	132,72	48,31	40,87	3085,74	3747,9
7	1,92	0	0	2	44,43	20	24,03	21,7	201,6	100	143,97	52,40	240,25	4374,72	2170
0	0	0	2,78	0,26	0,00	20	3,10	0	0	13	0,00	0	31,04	0	0
-1	0	0	2,61	0	5,74	20	3,14	3,1	0	0	0,00	0,00	31,35	0	0
-2	0	0	2,16	0	11,54	20	3,20	6,2	0	0	0,00	0	32,02	0	0
-3	0	0	1,36	0	17,46	20	3,31	9,3	0	0	0,00	0	33,10	0	0
-4	0	0	0,2	0	23,58	20	3,47	12,4	0	0	0,00	0	34,70	0	0
												545,57	576,97	19562,12	14869,15

Nota. Se observa los parámetros para obtener el FCD. Elaborado por: La autora

Remplazando los parámetros de la ecuación 76:

$$FSD_j = \frac{\sum g_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + \sum c_i l_i}{\sum g_i X_i + \sum g_{oi} X_i} R_j$$

$$FSD_j = \frac{545,57 + 576,97}{19562,12 + 14869,15} * 31$$

$$FSD_j = 1,01$$

$$FSD_j < FSD_{per} \text{ CUMPLE}$$

$$1,01 < 1,33$$

Esfuerzo vertical

En cualquier punto de la presa se puede determinar los esfuerzos que origina una carga puntual, una carga triangular, una carga rectangular y sacar el esfuerzo total.

El mayor esfuerzo va a estar en la base de la presa. Como la presa no es simétrica entonces las cargas no están simétricas pero el esfuerzo máximo va a estar en la base de la presa, pero no va a estar en el eje de la corona, sino va a estar desplazado un poco hacia la izquierda o a la derecha, dependiendo de la relación de los coeficientes de talud (m), realmente va a estar cerca del eje de la corona.

En este caso hay que ir viendo como varían los esfuerzos en la base de la presa en unos puntos que estén tanto a la izquierda como a la derecha del eje hasta ver donde este el esfuerzo mayor.

En este caso vamos a asumir con un margen de error pequeño, que el esfuerzo esta exactamente en el eje, pero realmente va a estar un poco desplazado, por lo tanto, al sacar un esfuerzo en el eje va a ser un esfuerzo bastante cercano al esfuerzo real.

El esfuerzo máximo está en la base de la presa, pero está cerca al eje, obviamente que va a estar desplazado el punto respecto al eje en dirección a donde el coeficiente de talud sea más alto. (en este caso se desplaza hacia la derecha, m=3).

En la realidad es esfuerzo está en un punto cercano al eje y se asume que para Bienes prácticos se encuentra en el eje de la presa en la base de la presa en el punto de contacto con el eje.

Esfuerzos verticales en dique de tierra:

Magnitudes de los esfuerzos σ , expresados en fracción de la intensidad de la carga p , de variación triangular. (ver Tabla 20)

Tabla 20.

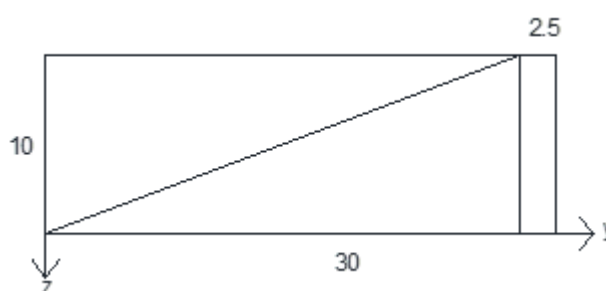
Magnitudes de los esfuerzos σ .

z/b	y/b										
	-1,5	-1	-0,5	0	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	2
0	0	0	0	0	0,25	0,5	0,75	0,5	0	0	0
0,25			0,004	0,075	0,256	0,48	0,643	0,424	0,015	0,003	
0,5	0,002	0,003	0,023	0,127	0,263	0,41	0,477	0,353	0,056	0,017	0,003
0,75	0,006	0,016	0,042	0,153	0,248	0,335	0,361	0,293	0,108	0,024	0,009
1	0,014	0,025	0,061	0,159	0,223	0,275	0,279	0,241	0,129	0,045	0,013
1,5	0,02	0,048	0,096	0,145	0,178	0,2	0,202	0,185	0,124	0,082	0,041
2	0,033	0,061	0,092	0,127	0,146	0,155	0,163	0,153	0,108	0,069	0,05
3	0,05	0,064	0,08	0,096	0,103	0,104	0,108	0,104	0,09	0,071	0,05
4	0,051	0,06	0,067	0,075	0,078	0,085	0,082	0,075	0,073	0,06	0,049
5	0,047	0,052	0,057	0,059	0,062	0,063	0,063	0,065	0,061	0,051	0,047
6	0,041	0,041	0,05	0,051	0,052	0,053	0,053	0,053	0,05	0,05	0,045

Nota: Magnitudes de los esfuerzos σ , expresados en fracción de la intensidad de la carga p , de variación triangular. Fuente: Calero (2021).

Figura 32.

Carga p , de variación triangular.



Nota. Se observa las dimensiones de la variación triangular. Elaborado por: La autora

Tabla 21.

Resultados de esfuerzos σ , de una carga triangular.

Z(m)	y1 (m)	b1 (m)	y1/b1	z/b1	Gz (1)
0	32,5	30	1,083	0,000	0,000

Nota. Se observa los parámetros para obtener el esfuerzo con carga triangular. Elaborado por:

La autora

Magnitudes de los esfuerzos σ , expresados en fracción de la intensidad p de una carga rectangular. (ver Tabla 22)

Tabla 22.

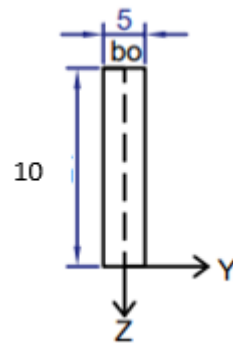
Magnitudes de los esfuerzos σ , expresados en fracción de la intensidad p de una carga rectangular.

z/b	y/b					
	0	0,25	0,5	1	1,5	2
0	1	1	0,5	0	0	0
0,25	0,96	0,9	0,5	0,02	0	0
0,5	0,82	0,74	0,48	0,08	0,02	0
0,75	0,67	0,61	0,45	0,15	0,04	0,02
1	0,55	0,51	0,41	0,19	0,07	0,03
1,25	0,46	0,44	0,37	0,2	0,1	0,04
1,5	0,4	0,38	0,33	0,21	0,11	0,06
1,75	0,35	0,34	0,3	0,21	0,11	0,07
2	0,31	0,31	0,28	0,2	0,13	0,08
3	0,21	0,21	0,2	0,17	0,135	0,1
4	0,16	0,16	0,15	0,14	0,12	0,1
5	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,09
6	0,11	0,1	0,1	0,1	0,1	

Nota: Magnitudes de los esfuerzos σ , expresados en fracción de la intensidad de la carga p , de variación rectangular. Fuente: Calero (2021).

Figura 33.

Carga p , de variación rectangular.



Nota. Se observa las dimensiones de la variación rectangular. Elaborado por: La autora

Tabla 23.

Resultados de esfuerzos σ , de una carga rectangular.

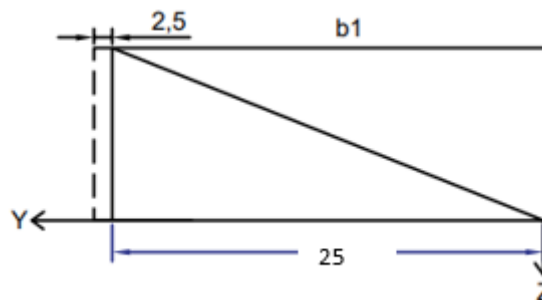
yo	bo (m)	yo/bo	z/bo	Gz2
0	5	0	0,00	1

Nota. Se observa los parámetros para obtener el esfuerzo con carga rectangular. Elaborado por: La autora.

Magnitudes de los esfuerzos σ , expresados en fracción de la intensidad de la carga p , de variación triangular. (ver Figura 33)

Figura 34.

Carga p , de variación triangular.



Nota. Se observa las dimensiones de la variación triangular. Elaborado por: La autora

Tabla 24.

Resultados de esfuerzos σ , de una carga rectangular.

Z(m)	y2 (m)	b1 (m)	y1/b1	z/b1	Gz (3)
0	27,5	25	1,1	0,000	0,000

Nota. Se observa los parámetros para obtener el esfuerzo con carga triangular. Elaborado por:

La autora

Esfuerzo vertical máximo

$$\sigma_v = (\sigma_z (1) + \sigma_z (2) + \sigma_z (3)) * y_p * H$$

$$\sigma_v = (0,0 + 1 + 0,0) * 13,16 * 10$$

$$\sigma_v = 131,60 \text{ Kpa}$$

Presión hidrostática del agua

$$P_o = \gamma_o * h_a$$

$$P_o = 10 * 0$$

$$P_o = 80 \text{ Kpa}$$

Presión vertical total

$$P_{verT} = P_o + \sigma_v$$

$$P_{verT} = 80 + 131,60$$

$$P_{verT} = 211,60 \text{ Kpa}$$

σ_v	<	σ_{cri}	
131,6	<	324	SI CUMPLE

A continuación, se presenta los resultados de los cálculos de la presa de material del lugar cimentada en suelo en los cuales se puede observar, la cota de la corona de la presa de material del lugar, el análisis estático de la presa material del lugar, la verificación de la resistencia a la filtración del relleno de la presa, la determinación del caudal de filtración, la verificación de la

estabilidad al deslizamiento de la presa de material del lugar, las magnitudes de los esfuerzos σ , expresados en fracción de la intensidad de la carga p , de variación triangular, las magnitudes de los esfuerzos σ , expresados en fracción de la intensidad de la carga p de variación triangular, el esfuerzo vertical máximo, la presión hidrostática del agua y la presión vertical total

Tabla 25.

Resultados de los cálculos de la Presa de material del lugar Cimentada en Suelo.

COTA DE LA CORONA DE LA PRESA DE MATERIAL DEL LUGAR																				
f	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,25	0,25	0,25	0,3	0,3	0,3	0,35	0,35	0,35	0,4	0,4	0,4	0,45	0,45	0,45
w=	11,11	11,11	11,11	11,11	11,11	11,11	11,11	11,11	11,11	11,11	11,11	11,11	11,11	11,11	11,11	11,11	11,11	11,11	11,11	11,11
n=	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
α=	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43
Hp=	10,67	10	9,5	9	15	9	10	11,5	10	10	10	10	15	20	12	13	14	13	14	15
m1=	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
m2=	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50
bo=	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
h1=	9	10	9,5	9	15	9	10	11,5	10	10	10	10	15	20	12	13	14	13	14	15
h2=	1,80	2,00	1,90	1,80	3,00	1,80	2,00	2,30	2,00	2,00	2,00	2,00	3,00	4,00	2,40	2,60	2,80	2,60	2,80	3,00
d=	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67
hola=	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
L1=	32,02	30	28,5	27	45	27	30	34,5	30	30	30	30	45	60	36	39	42	39	42	45
L2=	26,68	25	23,75	22,5	37,5	22,5	25	28,75	25	25	25	25	37,5	50	30	32,5	35	32,5	35	37,5
LT=	63,70	60,00	57,25	54,50	87,50	54,50	60,00	68,25	60,00	60,00	60,00	60,00	87,50	115,00	71,00	76,50	82,00	76,50	82,00	87,50
α=	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43	18,43
ANÁLISIS ESTÁTICO DE LA PRESA MATERIAL DEL LUGAR.																				
VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA FILTRACIÓN DEL RELLENO DE LA PRESA:																				
Z=	7,20	8,00	7,60	7,20	12,00	7,20	8,00	9,20	8,00	8,00	8,00	8,00	12,00	16,00	9,60	10,40	11,20	10,40	11,20	12,00
JC=	0,20	0,23	0,23	0,22	0,25	0,22	0,23	0,24	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,25	0,27	0,24	0,25	0,25	0,25	0,25
JPER	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Resiste?	Resiste	Resiste	Resiste	Resiste	Resiste	Resiste	Resiste	Resiste	Resiste	Resiste	Resiste	Resiste	Resiste	Resiste	Resiste	Resiste	Resiste	Resiste	Resiste	Resiste
DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE FILTRACIÓN:																				
Δ	1,82	2,13	1,97	1,82	3,82	1,82	2,13	2,62	2,13	2,13	2,13	2,13	3,82	5,62	2,79	3,13	3,47	3,13	3,47	3,82
ho=	3,62	4,13	3,87	3,62	6,82	3,62	4,13	4,92	4,13	4,13	4,13	4,13	6,82	9,62	5,19	5,73	6,27	5,73	6,27	6,82
L=	31,25	28,69	27,89	27,07	36,47	27,07	28,69	31,07	28,69	28,69	28,69	28,69	36,47	43,97	31,84	33,39	34,94	33,39	34,94	36,47
k=	1,20E-06	1,20E-06	1,20E-06	1,20E-06	1,20E-06	1,20E-06	1,20E-06	1,20E-06	1,20E-06	1,20E-06	1,20E-06	1,20E-06	1,20E-06	1,20E-06	1,20E-06	1,20E-06	1,20E-06	1,20E-06	1,20E-06	1,20E-06
q=	1,31E-06	1,74E-06	1,62E-06	1,51E-06	2,95E-06	1,51E-06	1,74E-06	2,09E-06	1,74E-06	1,74E-06	1,74E-06	1,74E-06	2,95E-06	4,21E-06	2,21E-06	2,45E-06	2,70E-06	2,45E-06	2,70E-06	2,95E-06
VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO DE LA PRESA DE MATERIAL DEL LUGAR:																				
Cp=	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Yp=	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21
Yo=	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Ysp=	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2
n=	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
YsP=	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2
R	28	31	30	28	46	29	32	37	75	31	32	31	47	62	38	40	43	41	44	47

N°	h'	h'' _p	h'' _c	h'' _e	α	φ	l	Xi	gi	goi	gi*cosα	ΣFr	Σl	Σgi*X	Σgo*X					
	m	m	m	m	°	°	m	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m					
1	0,08	3,14	2,61	1,34	5,74	20	3,14	3,1	184,24	67	183,32	66,72	31,35	571,144	207,7					
2	0,16	4,22	2,16	2,43	11,54	20	3,20	6,2	253,12	121,5	248,01	90,27	32,02	1569,344	753,3					
3	0,36	5,19	1,36	3,4	17,46	20	3,31	9,3	328,44	170	313,31	114,04	33,10	3054,492	1581					
4	0,71	5,99	0,2	4,15	23,58	20	3,47	12,4	409,99	207,5	375,76	136,77	34,7	5083,876	2573					
5	1,12	0	0	4,95	30,00	20	3,72	15,5	117,6	247,5	101,84	37,07	37,15	1822,8	3836,25					
6	1,58	0	0	4,03	36,87	20	4,09	18,6	165,9	201,5	132,72	48,31	40,87	3085,74	3747,9					
7	1,92	0	0	2	44,43	20	24,03	21,7	201,6	100	143,97	52,40	240,25	4374,72	2170					
0	0	0	2,78	0,26	0,00	20	3,10	0	0	13	0,00	0	31,04	0	0					
-1	0	0	2,61	0	5,74	20	3,14	3,1	0	0	0,00	0,00	31,35	0	0					
-2	0	0	2,16	0	11,54	20	3,20	6,2	0	0	0,00	0	32,02	0	0					
-3	0	0	1,36	0	17,46	20	3,31	9,3	0	0	0,00	0	33,10	0	0					
-4	0	0	0,2	0	23,58	20	3,47	12,4	0	0	0,00	0	34,70	0	0					
												545,57	576,97	19562,12	14869,15					
FSD=	0,91	1,01	0,98	0,91	1,50	0,95	1,04	1,21	2,45	1,01	1,04	1,01	1,53	2,02	1,24	1,30	1,40	1,34	1,43	1,53
FSDper	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33
Cumple.?	NO CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
MAGNITUDES DE LOS ESFUERZOS Σ, EXPRESADOS EN FRACCIÓN DE LA INTENSIDAD DE LA CARGA P, DE VARIACIÓN TRIANGULAR.																				
Ysum	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2	11,2
Yseco	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21
Y1=	34,52	32,5	31	29,5	47,5	29,5	32,5	37	32,5	32,5	32,5	32,5	47,5	62,5	38,5	41,5	44,5	41,5	44,5	47,5
Y2=	29,18	27,5	26,25	25	40	25	27,5	31,25	27,5	27,5	27,5	27,5	40	52,5	32,5	35	37,5	35	37,5	40
Z(m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
y1 (m)	34,52	32,5	31	29,5	47,5	29,5	32,5	37	32,5	32,5	32,5	32,5	47,5	62,5	38,5	41,5	44,5	41,5	44,5	47,5
b1 (m)	32,02	30	28,5	27	45	27	30	34,5	30	30	30	30	45	60	36	39	42	39	42	45
y1/b1	1,08	1,08	1,09	1,09	1,06	1,09	1,08	1,07	1,08	1,08	1,08	1,08	1,06	1,04	1,07	1,06	1,06	1,06	1,06	1,06
z/b1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Gz (1)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MAGNITUDES DE LOS ESFUERZOS Σ, EXPRESADOS EN FRACCIÓN DE LA INTENSIDAD P DE UNA CARGA RECTANGULAR																				
yo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
bo (m)	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
yo/bo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
z/bo	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Gz2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
MAGNITUDES DE LOS ESFUERZOS Σ, EXPRESADOS EN FRACCIÓN DE LA INTENSIDAD DE LA CARGA P, DE VARIACIÓN TRIANGULAR																				
Z(m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
y2 (m)	29,18	29,18	29,18	29,18	29,18	29,18	29,18	29,18	29,18	29,18	29,18	29,18	29,18	29,18	29,18	29,18	29,18	29,18	29,18	29,18
b1 (m)	26,68	25	23,75	22,5	37,5	22,5	25	28,75	25	25	25	25	37,5	50	30	32,5	35	32,5	35	37,5
y2/b1	1,09	1,17	1,23	1,30	0,78	1,30	1,17	1,02	1,17	1,17	1,17	1,17	0,78	0,58	0,97	0,90	0,83	0,90	0,83	0,78
z/b1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Gz (3)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Esfuerzo vertical máximo																				
Ypon=	14,57	13,16	13,26	13,38	13,81	13,38	12,67	13,33	13,16	13,06	13,16	13,16	13,29	13,26	13,24	13,31	13,24	13,46	13,30	13,16
ha=	7	8	7,5	7	11	7	8,5	9	8	8,1	8	8	11,8	15,8	9,5	10,2	11,08	10	11	12
hv=	3,67	2,00	2,00	2,00	4,00	2,00	1,50	2,50	2,00	1,90	2,00	2,00	3,20	4,20	2,50	2,80	2,92	3,00	3,00	3,00
σv	155,53	131,60	126,00	120,40	207,20	120,40	126,70	153,30	131,60	130,62	131,60	131,60	199,36	265,16	158,90	173,04	185,42	175,00	186,20	197,40
Presión hidrostática del agua																				
Po =	70,00	80,00	75,00	70,00	110,00	70,00	85,00	90,00	80,00	81,00	80,00	80,00	118,00	158,00	95,00	102,00	110,80	100,00	110,00	120,00
Presión vertical total																				
PverT	225,53	211,60	201,00	190,40	317,20	190,40	211,70	243,30	211,60	211,62	211,60	211,60	317,36	423,16	253,90	275,04	296,22	275,00	296,20	317,40
σcri	342,50	324	310,25	296,5	461,5	365,63	400	451,56	476	476	476	552	792,63	1033,25	738	793	848	889,63	951,5	1013,38
Cumple.?	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Nota. Se observa los parámetros para los cálculos de la presa de tierra. Elaborado por: La autora.

4.3.7 Análisis de los resultados.

FSD del talud considerando la cohesión del suelo:

- a) El FCD del talud al considerar la cohesión del suelo aumenta y presenta menor probabilidad de que exista deslizamiento del talud, y en presas de altura de $H_p = 9\text{m.}$ a $H_p = 10\text{m.}$ con coeficiente de fricción $f=0,2$, la estabilidad al deslizamiento del talud ($FSD \geq FSD_{PER}$) no cumple.
- b) El FCD del talud al considerar la cohesión del suelo aumenta y presenta menor probabilidad de que exista deslizamiento del talud, y en presas de altura de $H_p = 15\text{m.}$ con coeficiente de fricción $f=0,2$, la estabilidad al deslizamiento del talud ($FSD \geq FSD_{PER}$) cumple.
- c) El FCD del talud al considerar la cohesión del suelo aumenta y presenta menor probabilidad de que exista deslizamiento del talud, y en presas de altura de $H_p = 9\text{m.}$ a $H_p = 12\text{m.}$ con coeficiente de fricción $f=0,25$, la estabilidad al deslizamiento del talud ($FSD \geq FSD_{PER}$) no cumple.
- d) El FCD del talud al considerar la cohesión del suelo aumenta y presenta menor probabilidad de que exista deslizamiento del talud, y en presas de altura de $H_p = 11\text{m.}$ con coeficiente de fricción $f=0,30$, la estabilidad al deslizamiento del talud ($FSD \geq FSD_{PER}$) cumple.
- e) El FCD del talud al considerar la cohesión del suelo aumenta y presenta menor probabilidad de que exista deslizamiento del talud, y en presas de altura de $H_p = 10\text{m.}$ con coeficiente de fricción $f=0,30$, la estabilidad al deslizamiento del talud ($FSD \geq FSD_{PER}$) no cumple.
- f) El FCD del talud al considerar la cohesión del suelo aumenta y presenta menor probabilidad de que exista deslizamiento del talud, y en presas de altura de $H_p = 10\text{m.}$ con coeficiente de fricción $f=0,35$, la estabilidad al deslizamiento del talud ($FSD \geq FSD_{PER}$) no cumple.
- g) El FCD del talud al considerar la cohesión del suelo aumenta y presenta menor probabilidad de que exista deslizamiento del talud, y en presas de altura de $H_p = 15\text{m.}$ a $H_p = 20\text{m.}$ con

coeficiente de fricción $f=0,35$, la estabilidad al deslizamiento del talud ($FSD \geq FSD_{PER}$) si cumple.

- h) El FCD del talud al considerar la cohesión del suelo aumenta y presenta menor probabilidad de que exista deslizamiento del talud, y en presas de altura de $H_p = 12m.$ a $H_p = 13m.$ con coeficiente de fricción $f=0,40$, la estabilidad al deslizamiento del talud ($FSD \geq FSD_{PER}$) no cumple.
- i) El FCD del talud al considerar la cohesión del suelo aumenta y presenta menor probabilidad de que exista deslizamiento del talud, y en presas de altura de $H_p = 14m.$ con coeficiente de fricción $f=0,40$, la estabilidad al deslizamiento del talud ($FSD \geq FSD_{PER}$) si cumple.
- j) El FCD del talud al considerar la cohesión del suelo aumenta y presenta menor probabilidad de que exista deslizamiento del talud, y en presas de altura de $H_p = 13m.$ a $H_p = 15m.$ con coeficiente de fricción $f=0,45$, la estabilidad al deslizamiento del talud ($FSD \geq FSD_{PER}$) cumple.

FSD del talud sin considerar la cohesión del suelo:

- k) El FCD del talud al no considerar la cohesión del suelo disminuye y presenta mayor probabilidad de que exista deslizamiento del talud, y en presas de altura de $H_p = 9m.$ a $H_p = 15m.$ con coeficiente de fricción $f=0,20$, la estabilidad al deslizamiento del talud ($FSD \geq FSD_{PER}$) no cumple.
- l) El FCD del talud al no considerar la cohesión del suelo disminuye y presenta mayor probabilidad de que exista deslizamiento del talud, y en presas de altura de $H_p = 9m.$ a $H_p = 12m.$ con coeficiente de fricción $f=0,25$, la estabilidad al deslizamiento del talud ($FSD \geq FSD_{PER}$) no cumple.
- m) El FCD del talud al no considerar la cohesión del suelo disminuye y presenta mayor probabilidad de que exista deslizamiento del talud, y en presas de altura de $H_p = 10m.$ a H_p

=11m. con coeficiente de fricción $f=0,30$, la estabilidad al deslizamiento del talud ($FSD \geq FSD_{PER}$) no cumple.

n) El FCD del talud al no considerar la cohesión del suelo disminuye y presenta mayor probabilidad de que exista deslizamiento del talud, y en presas de altura de $H_p = 10m.$ a $H_p = 20m.$ con coeficiente de fricción $f=0,35$, la estabilidad al deslizamiento del talud ($FSD \geq FSD_{PER}$) no cumple.

o) El FCD del talud al no considerar la cohesión del suelo disminuye y presenta mayor probabilidad de que exista deslizamiento del talud, y en presas de altura de $H_p = 12m.$ a $H_p = 14m.$ con coeficiente de fricción $f=0,40$, la estabilidad al deslizamiento del talud ($FSD \geq FSD_{PER}$) no cumple.

p) El FSD del talud al no considerar la cohesión del suelo disminuye y presenta mayor probabilidad de que exista deslizamiento del talud, y en presas de altura de $H_p = 13m.$ a $H_p = 15m.$ con coeficiente de fricción $f=0,45$, la estabilidad al deslizamiento del talud ($FSD \geq FSD_{PER}$) no cumple.

q) El FCD del talud al incrementar el coeficiente de talud ira aumentando.

r) El FCD del talud al disminuir el coeficiente de talud ira disminuyendo.

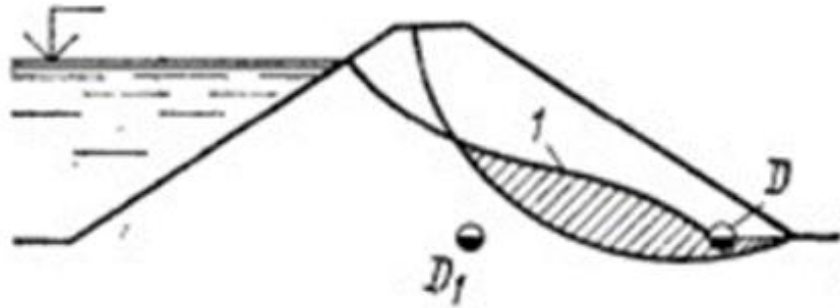
s) A partir del modelo aplicado para analizar la estabilidad del talud de la presa de material del lugar y de los resultados obtenidos se confirman los siguientes efectos por la influencia de algunos parámetros o soluciones constructivas en la estabilidad del talud aguas abajo de una presa de material del lugar.

- Efecto de las fuerzas de filtración y de empuje hidrodinámico (fuerza de Arquímedes) en la estabilidad del talud aguas debajo de una presa de material del lugar. En los casos cuando la presa de tierra incluye drenaje tubular (D en la siguiente figura). En la misma figura se muestra la superficie circular de falla y la masa deslizante 1 ubicada bajo la línea piezométrica y, por tanto, sometida a la acción de las fuerzas de filtración y de empuje hidrodinámico. En estos

casos, cuando las condiciones de resistencia a la filtración permiten disminuir la distancia desde aguas arriba hasta el drenaje tubular entonces cabe ubicar dicho drenaje a la mayor distancia posible desde pie del talud aguas abajo (punto D1).

Figura 35.

Superficie circular de falla y la masa deslizante 1 ubicada bajo la línea piezométrica.

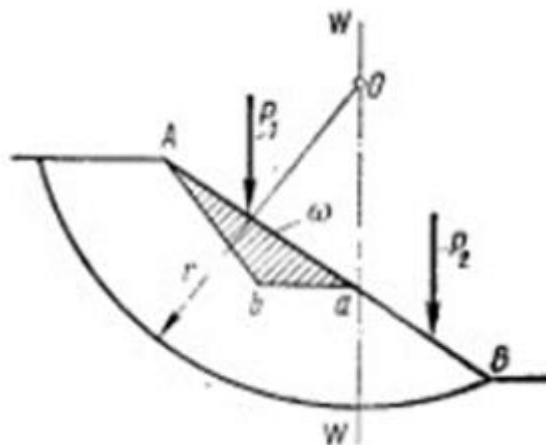


Nota. Se observa el pie del talud aguas abajo. Fuente: Calero (2021).

- Efecto en la estabilidad del talud de las fuerzas superficiales ubicadas en diferentes sitios de éste. En la siguiente figura se muestra la superficie de falla descrita con un radio r desde el centro O . Se traza la vertical $W-W$ que pasa a través del centro O . Al aplicar al talud una fuerza ubicada a la izquierda de dicho vertical (fuerza $P1$) se estaría disminuyendo la estabilidad de la masa deslizante; en cambio, al aplicar al talud una fuerza ubicada a la derecha de la vertical mencionada (fuerza $P2$) se estaría disminuyendo la estabilidad de la masa deslizante (la misma que tiende, a manera de péndulo, a girar respecto al centro O en sentido antihorario).

Figura 36.

Superficie de falla del talud



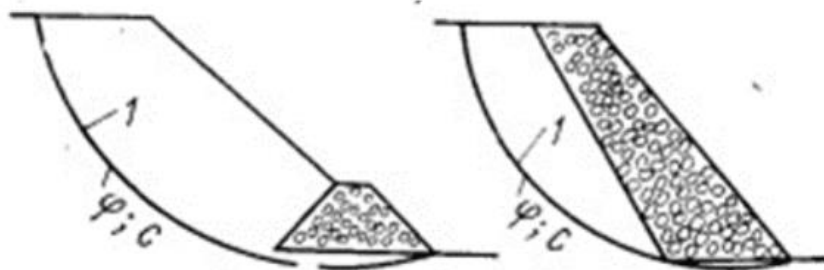
Nota. En la figura se observa la superficie de falla descrita con un radio r desde el centro O

Fuente: Calero (2021).

En consecuencia, la eliminación del volumen de relleno ω , ubicado a la izquierda del eje $W-W$ también mejora las condiciones de la estabilidad general del talud - Efecto en la estabilidad del talud de un volumen de enrocado al pie del talud como se desprende de la ecuación aplicada al cálculo, la estabilidad del talud está condicionada por los valores del ángulo de fricción interna ϕ y de la cohesión específica c , a lo largo de la superficie de falla, así por al valor del peso volumétrico γ de la masa deslizando. Por tanto, los valores de ϕ y c correspondientes al suelo ubicado en el interior de la masa deslizando no ejercen influencia en la estabilidad del talud. En caso de que determinado volumen de la masa deslizando esté constituido por enrocado al pie del talud aguas abajo, (figura 37), dicho volumen prácticamente no incrementa la estabilidad del talud. Por consiguiente, el mencionado enrocado no cabe considerar como apoyo del talud.

Figura 37.

Masa deslizante constituida por enrocado al pie del talud aguas abajo.



Nota. Se observa el enrocado que no cabe considerar como apoyo del talud. Fuente: Calero (2021).

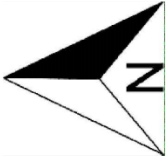
GRÁFICOS CON LOS DISEÑOS A ESCALA DE LOS EJEMPLOS (PRESAS DE TIERRA Y HORMIGÓN Y MURO DE ENLACE)

En los siguientes gráficos se puede observar el diseño de las tres estructuras de contención y de control de sedimentos en un sistema fluvial de derivación cimentado en suelo como son:

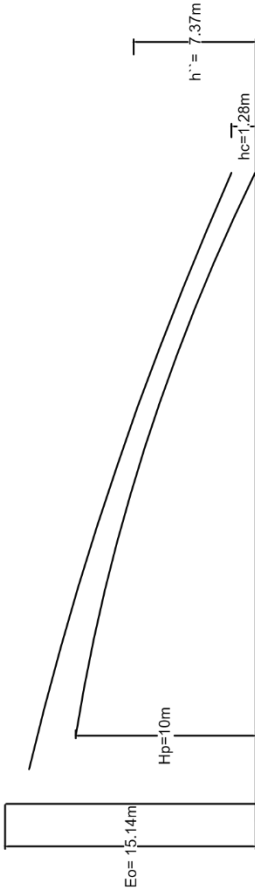
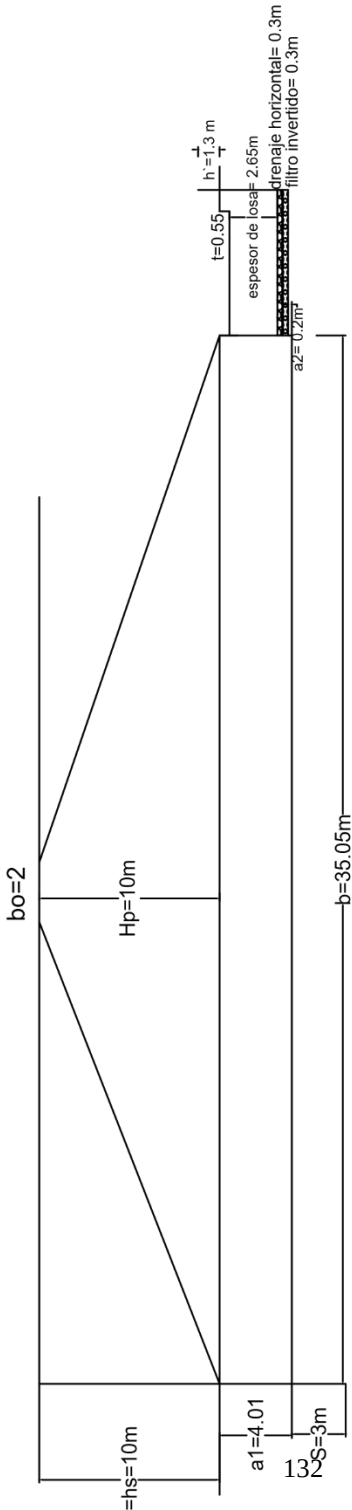
Presa de hormigón a gravedad en la que se puede observar las dimensiones de la presa como son la altura, la base, la corona de la presa, el espesor de la losa, el espesor del contorno subterráneo con sus respectivos elementos y dimensiones.

Presa de material de lugar (presa de tierra), se observa las dimensiones de la misma como son la base la altura, la construcción de la línea piezométrica, la estabilidad al deslizamiento del talud en este punto se observa las diferentes franjas para poder obtener el centro crítico y así obtener el radio de enlace.

Muro de enlace en el cual se puede observar la altura y base del mismo, así como el relleno tras el muro, la losa de disipación.



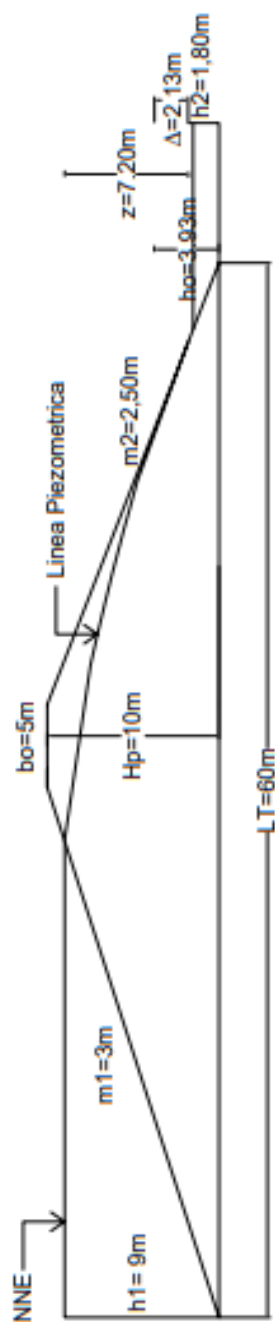
PRESA DE HORMIGON A GRAVEDAD



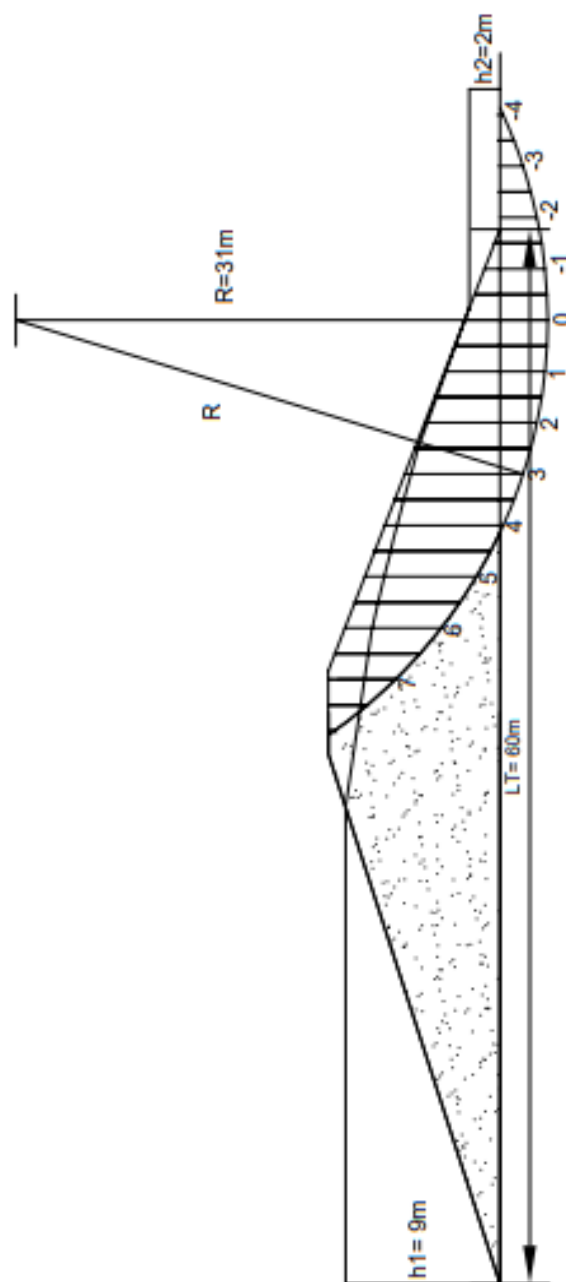
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL	
PROYECTO:	
MURO DE ENLACE DE HORMIGON	
FECHA: 2024-06-12	LAMINA: 3/3
EQUIPO UTILIZADO:	SOFTWARE: * EXCEL
CONTIENE: MURO DE ENLACE DE HORMIGON	
ELABORÓ:	
APROBÓ:	
JHOANNA SANDY VALLEJO FUENTES C.I:1722760879	



CONSTRUCCION DE LA LINEA PIEZOMETRICA



ESQUEMA DE ANALISIS DE ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO DEL TALUD



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO

PRESA DE MATERIAL DEL LUGAR CIMENTADA EN
SUELO

FECHA:
2024-08-12

LÁMINA
2a

EQUIPO UTILIZADO:

SOFTWARE
+ EXCEL

CONTENIDO

DISEÑO DE UNA PRESA DE MATERIAL DEL LUGAR
CIMENTADA EN SUELO

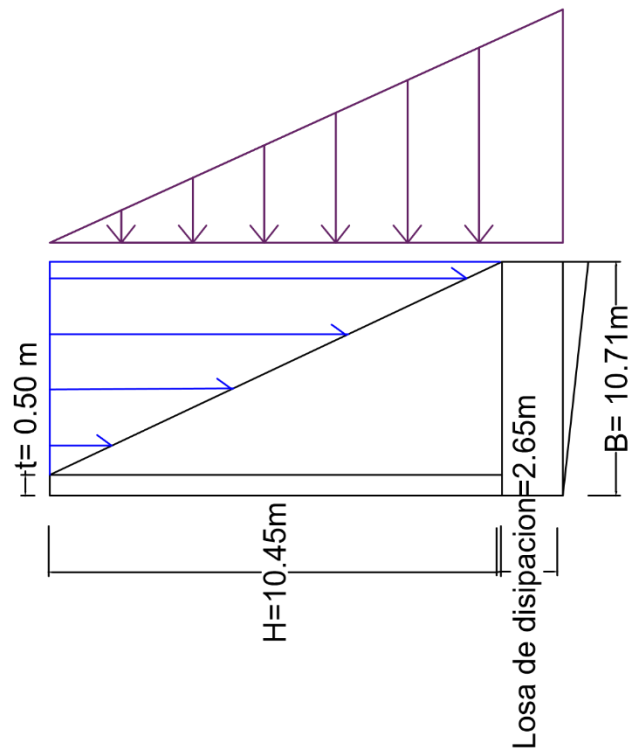
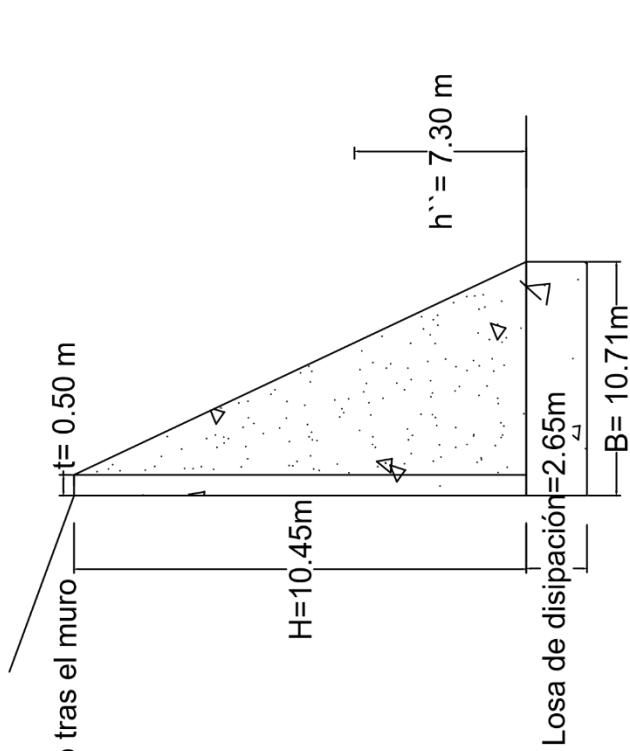
ELABORÓ

APROBÓ

JOSUANA SANCHEZ VALLEJO FLORES
01-1732765679



Relleno tras el muro



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:

MURO DE ENLACE DE HORMIGÓN

FECHA:
2024-06-12

LÁMINA:
3/3

EQUIPO UTILIZADO:
• EXCEL

SOFTWARE:
• EXCEL

CONTIENE:

MURO DE ENLACE DE HORMIGÓN

ELABORÓ:

APROBÓ:

JHOANNA SANDY VALLEJO FUENTES
CI.: 1722750879

CONCLUSIONES

Tanto para el caso de las presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentadas en suelo, en las presas de tierra y en los muros de enlace se logró un algoritmo que permite realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento.

En presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentadas en suelo, con altura de 9 a 20 metros no cumplen con la verificación de riesgo al deslizamiento profundo.

Mediante la elaboración del presente proyecto y con la ayuda del programa Excel se logró un algoritmo de calculo que permite analizar la resistencia a la filtración y subpresión en el caso de las presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentadas en suelo.

En presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentadas en suelo, con altura de 9 a 20 metros, cumplen con la resistencia a la filtración.

En la elaboración del presente proyecto se logró un algoritmo de calculo que permite realizar la verificación del riesgo al desplazamiento profundo tanto en presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentadas en suelo como en muros de enlace.

Mediante el programa Excel se logró un algoritmo de calculo que permite realizar verificación de la resistencia a la filtración del relleno de la presa de tierra.

En la elaboración del presente proyecto se logró un algoritmo de cálculo mediante el cual se puede verificar el cumplimiento de los esfuerzos principales, tanto en la presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentadas en suelo como en muros de enlace.

RECOMENDACIONES

En el caso de las presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentadas en suelo, para las condiciones geomecánicas dadas, el incremento del caudal unitario de $10 \text{ m}^3/\text{s}$ a $30 \text{ m}^3/\text{s}$ origina el incremento entre 7% y 10% de la relación del ancho constructivo de la base de la presa (b_{CONST}) a su altura constructiva ($H_{\text{PR.CONST}}$). Este efecto obedece a los requerimientos constructivos para evitar el desplazamiento del resalto hidráulico, con ayuda de un pozo de disipación que tenga profundidad necesaria.

En una presa de hormigón para la etapa de diseño definitivo, la determinación final de la magnitud caudal unitario de diseño q debe ser obtenida a partir del análisis técnico-económico específico, en el que sean consideradas las condiciones hidrológicas, topográficas, morfológicas y geomecánicas del sitio de implantación. Sin embargo, de los resultados obtenidos en este trabajo se puede asumir que, hasta el nivel de factibilidad, cabe adoptar como caudal unitario de diseño aquel que permitan las condiciones topográficas, en lo que tiene que ver con el frente físicamente posible de flujo en el cauce natural.

En el caso de muros cuando se cumplen las condiciones de resistencia del muro, pero no la de estabilidad al deslizamiento superficial, está puede ser lograda, al igual que en el caso de la presa de hormigón a gravedad, con ayuda de drenaje horizontal bajo el muro o bajo la presa (según sea el caso) y, complementariamente, incrementando el ancho de la base de la estructura hasta que la condición de estabilidad se cumpla; en este último caso cabe verificar nuevamente las condiciones de resistencia.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Aguilar Núñez, W. (2006). *Análisis técnico - económico comparativo entre dique construido en material granular compactado y dique en gaviones en el embalse del Proyecto Hidroeléctrico "Cariblanco"*. [Tesis de Pregrado, Universidad Politécnica Salesiana del Ecuador].

<https://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/587/INFORME%20FINALabstract.pdf?sequence=1&isAllowed=y.pdf>

Calero, I. (2021). *Construcciones hidráulicas. Sistemas de derivación*. Texto guía.

Domínguez, J. (2019). Gestión y Obra Pública: Obtenido de La construcción de presas en México. EVOLUCIÓN, SITUACIÓN ACTUAL Y NUEVOS ENFOQUES PARA DAR VIABILIDAD A LA INFRAESTRUCTURA HÍDRICA 28(1), 3-37.

doi:<http://dx.doi.org/10.29265/gypp.v28i1.551>

Krochin, S. (1994). *Diseño Hidráulico (Cuarta Edición)*. Quito: Universidad Central del Ecuador.

Llanos, J., Yague, J., Sáenz, F., Cabrerías, M., & Penas, J. (2003). *Dam Maintenance and Rehabilitation: Proceedings of the International Congress on Conservation and rehabilitation of dams (1 ed)*.

<https://books.google.com.ec/books?id=UJ5ADwAAQBAJ&pg=PA630&dq=analisis+de+filtraci%C3%B3n+presas&hl=es&sa=X&ved=2ahUKEwiPzZq1z4b9AhW2r4QIHZNuCjYQ6AF6BAgOEAI#v=onepage&q=analisis%20de%20filtraci%C3%B3n%20presas&f=false>

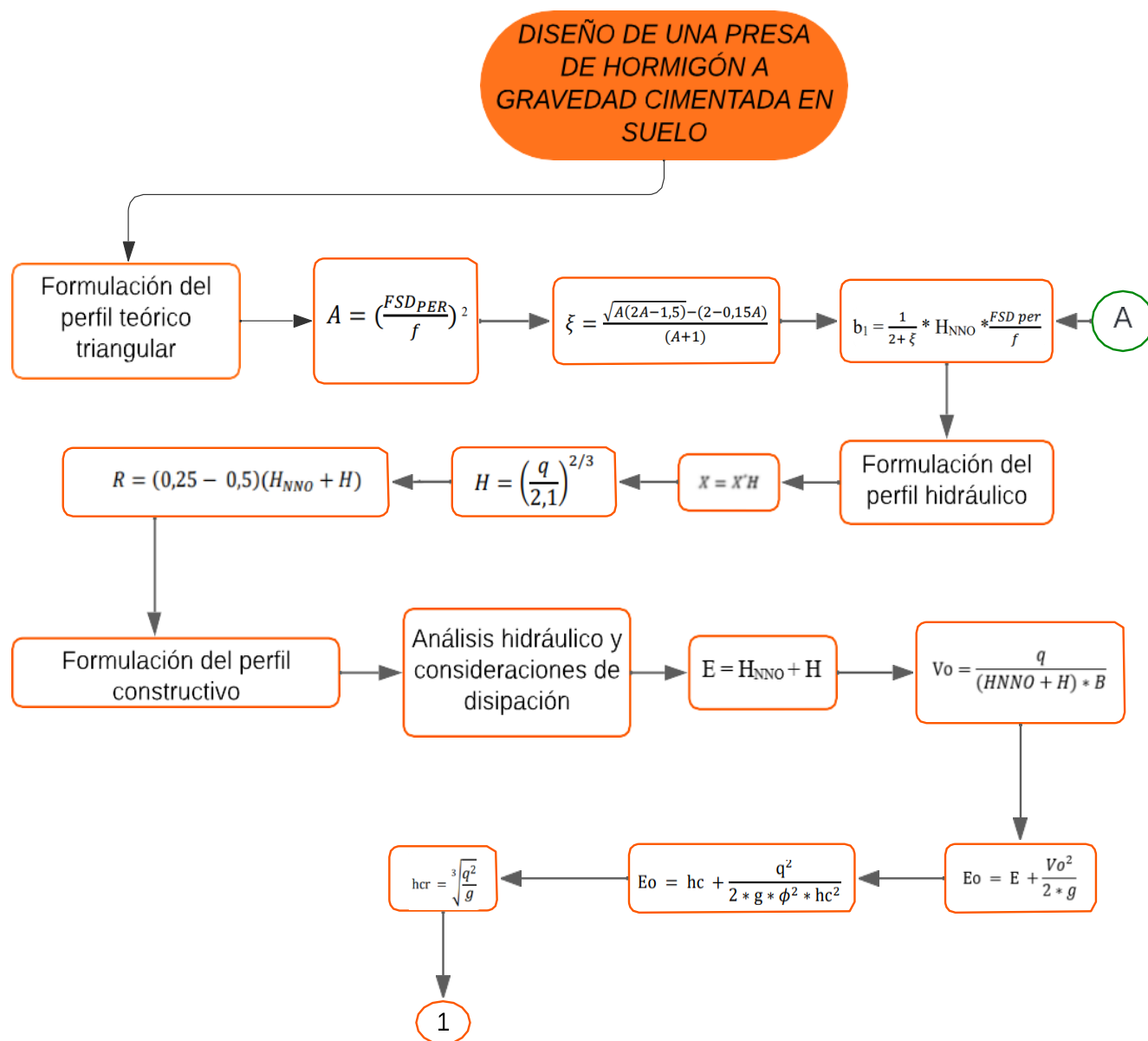
Muñoz, P. (2021). *Diseño del contorno subterráneo de presas de hormigón cimentadas en el suelo*. [Tesis de Pregrado, Universidad Politécnica Salesiana del Ecuador].
<https://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/19978>

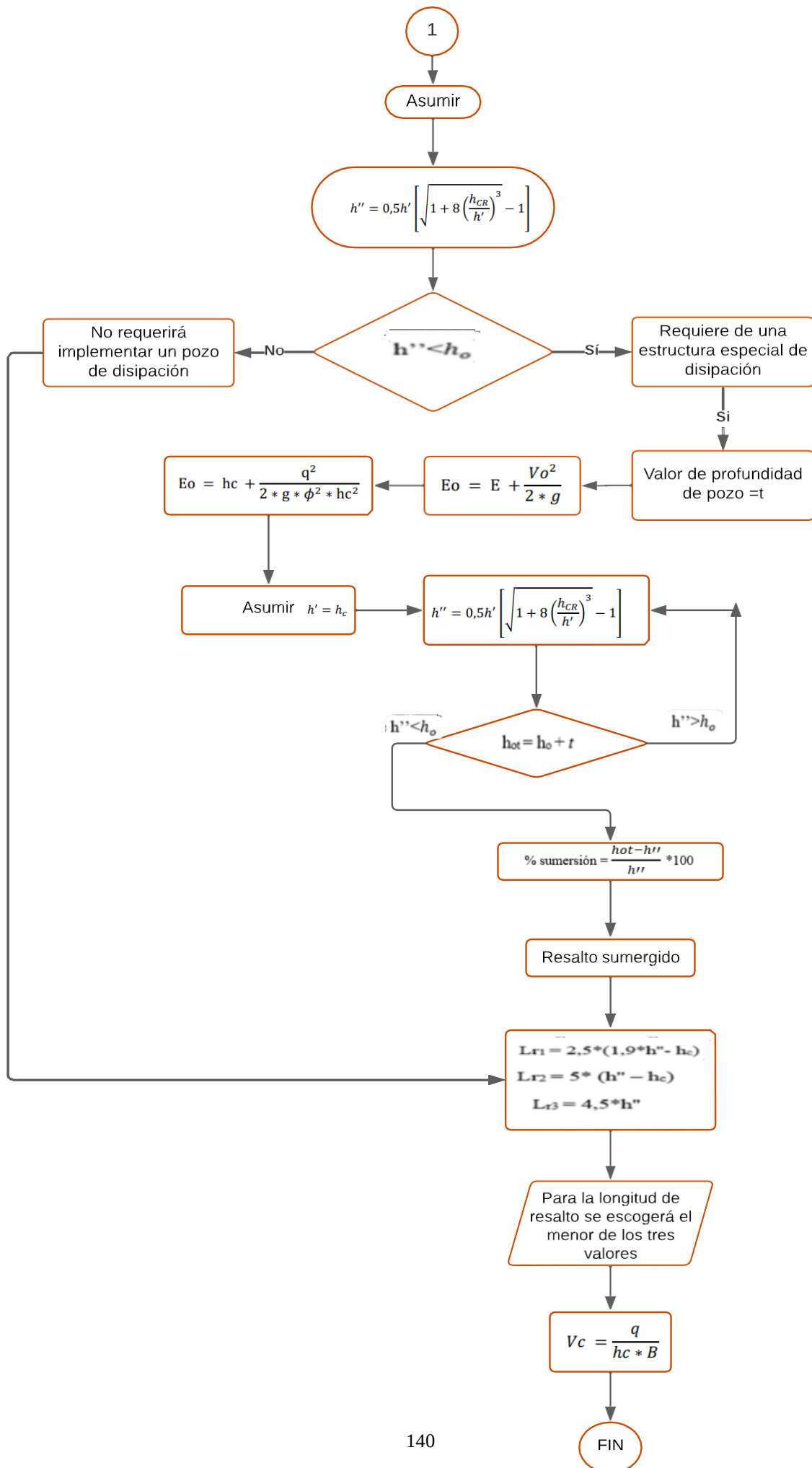
Novak, P., & Moffat, A. (2007). *Estructuras hidráulicas*. Editorial MC. GRAW HILL.

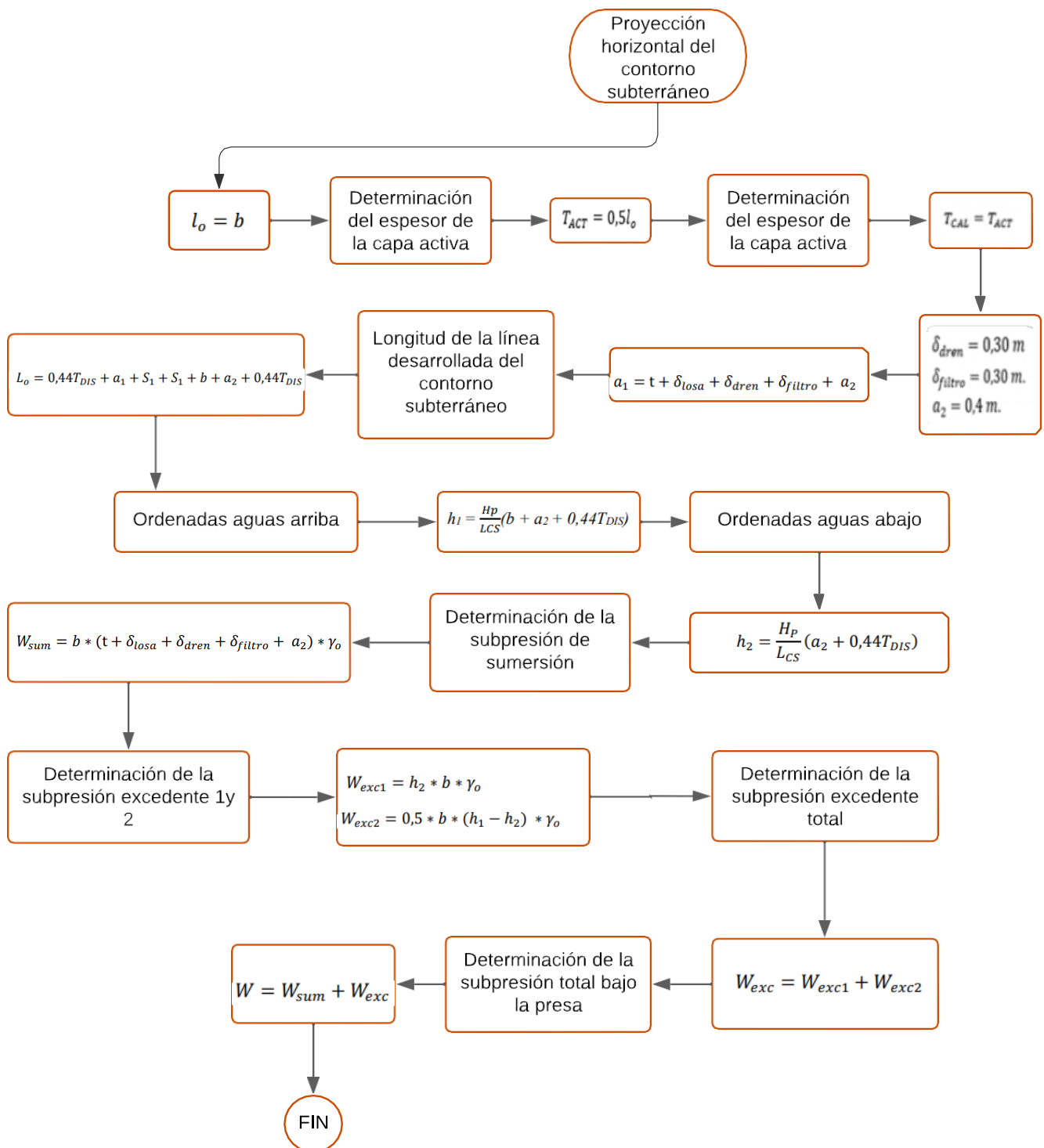
- Paul, J. (2019). Una introducción a los principios de las Investigaciones del Suelo. Primera edición. <https://books.google.com.ec/books?id=nX-3DwAAQBAJ&pg=PA64&dq=Presa+de+material+del+lugar&hl=es&sa=X&ved=2ahUKEwiLyP3j0Ib9AhWrUjABHYOzB1oQ6AF6BAgNEAI#v=onepage&q=Presa%20de%20material%20del%20lugar&f=false>
- Piedra Tineo, J. L., & Arriola Carrasco, G. (2021). Evaluación de la Ecuación General del USBR para el diseño de aliviaderos tipo Creager de descarga libre . *Research Gate*
- Sandoval, W. (2019). *Diseño de Obras Hidrotécnicas*. United Nations Environment Program <http://www.pnuma.org/deat1/pdf/Ecuador%20pdf/05.%20Capitulo%203.%20Estado%20del%20agua-1.pdf>
- United States Department of the Interior. (1987). Design of the small dams.- Third edition.: <https://www.usbr.gov/tsc/techreferences/mands/mands-pdfs/SmallDams.pdf>

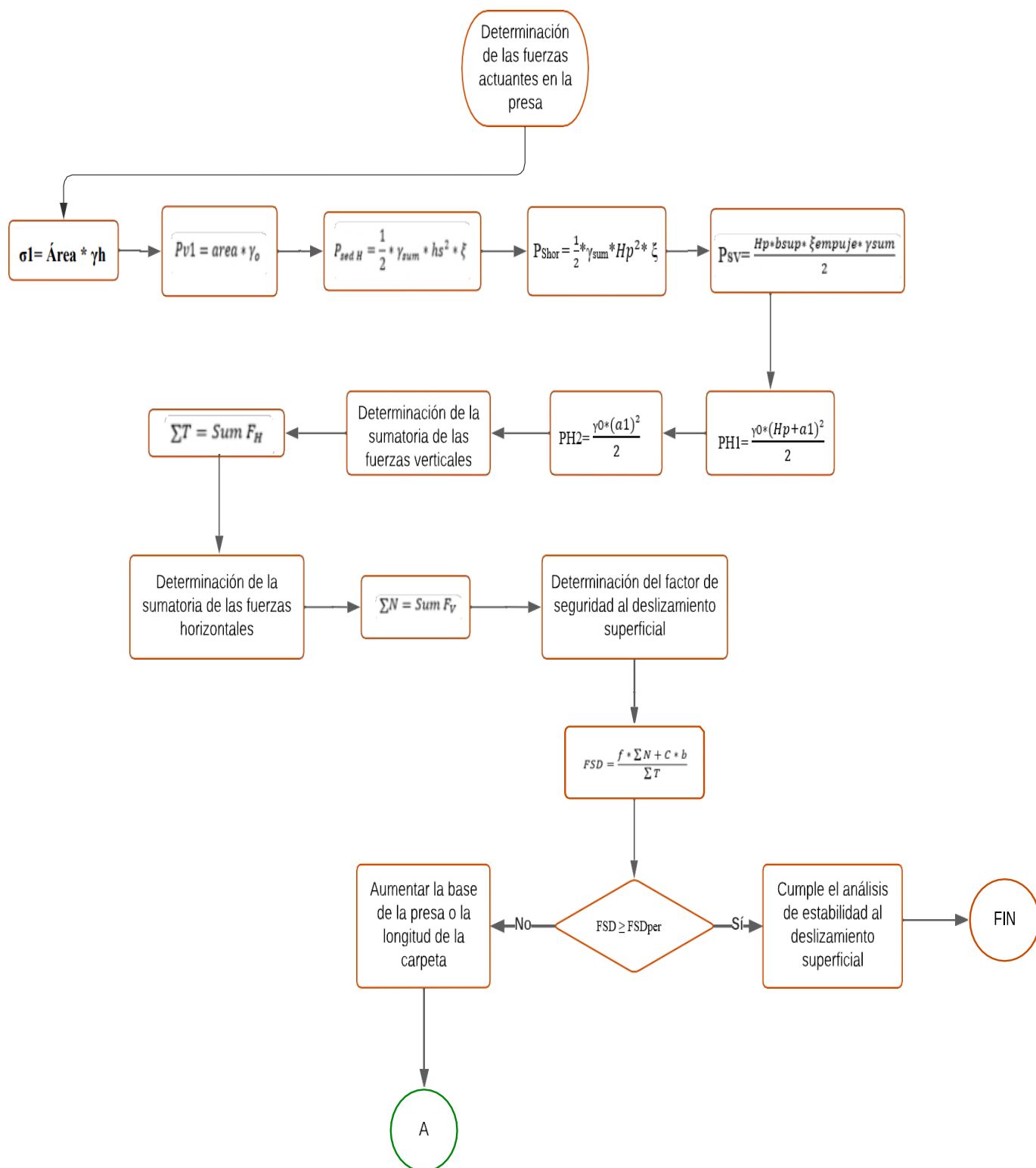
ANEXOS

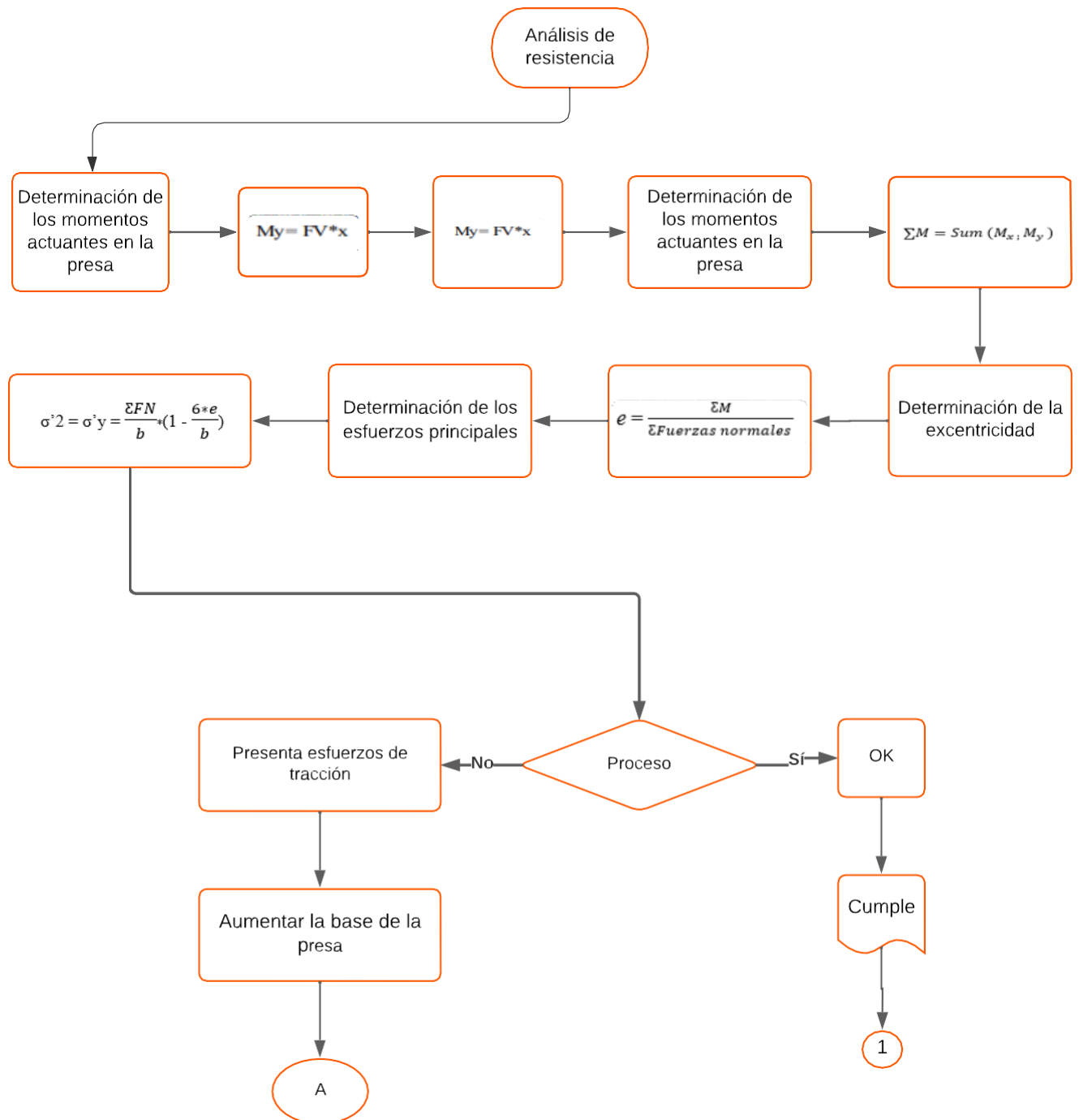
Anexo 1. Parámetros que intervienen en el análisis de una presa de hormigón a gravedad comentada en suelo.

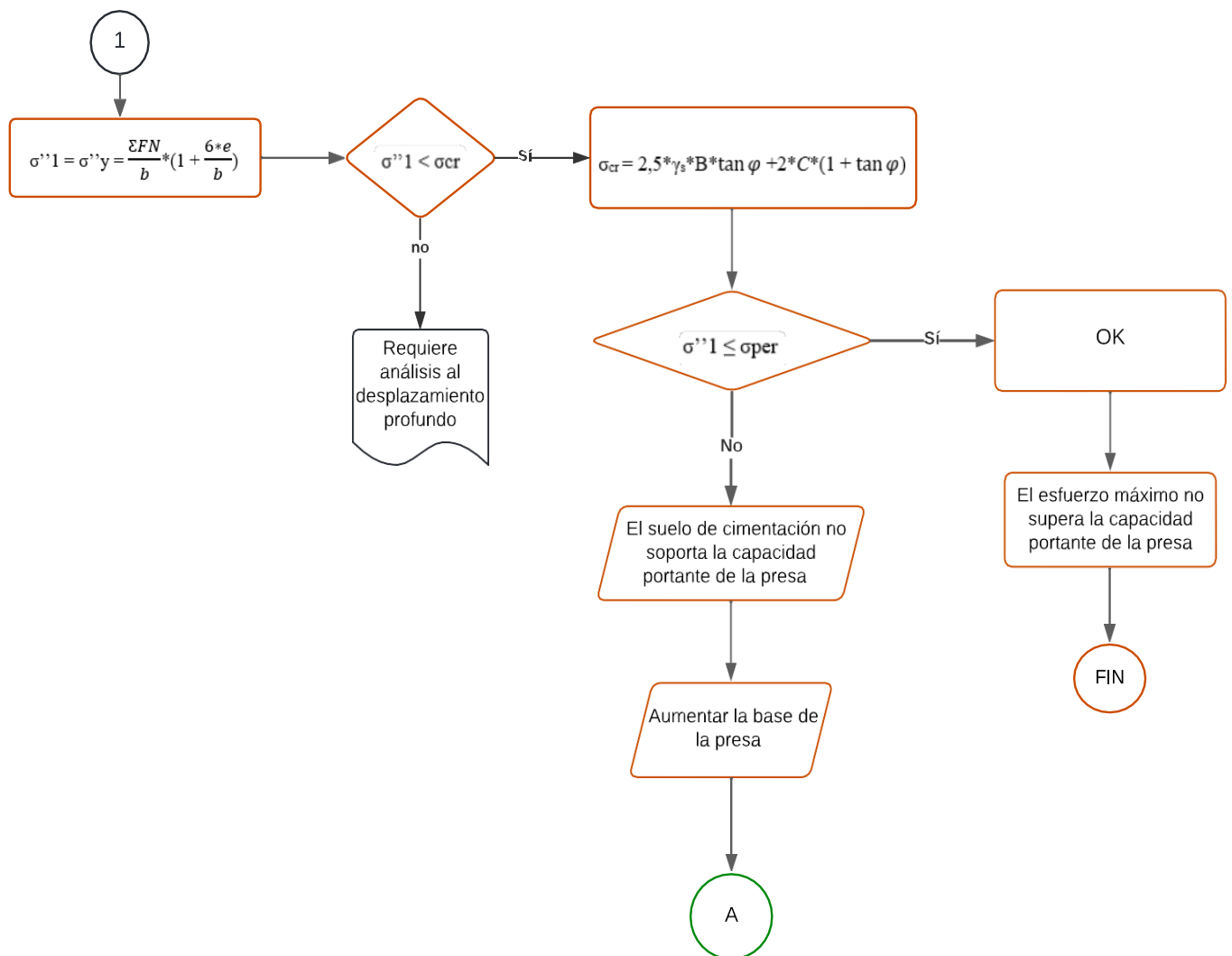




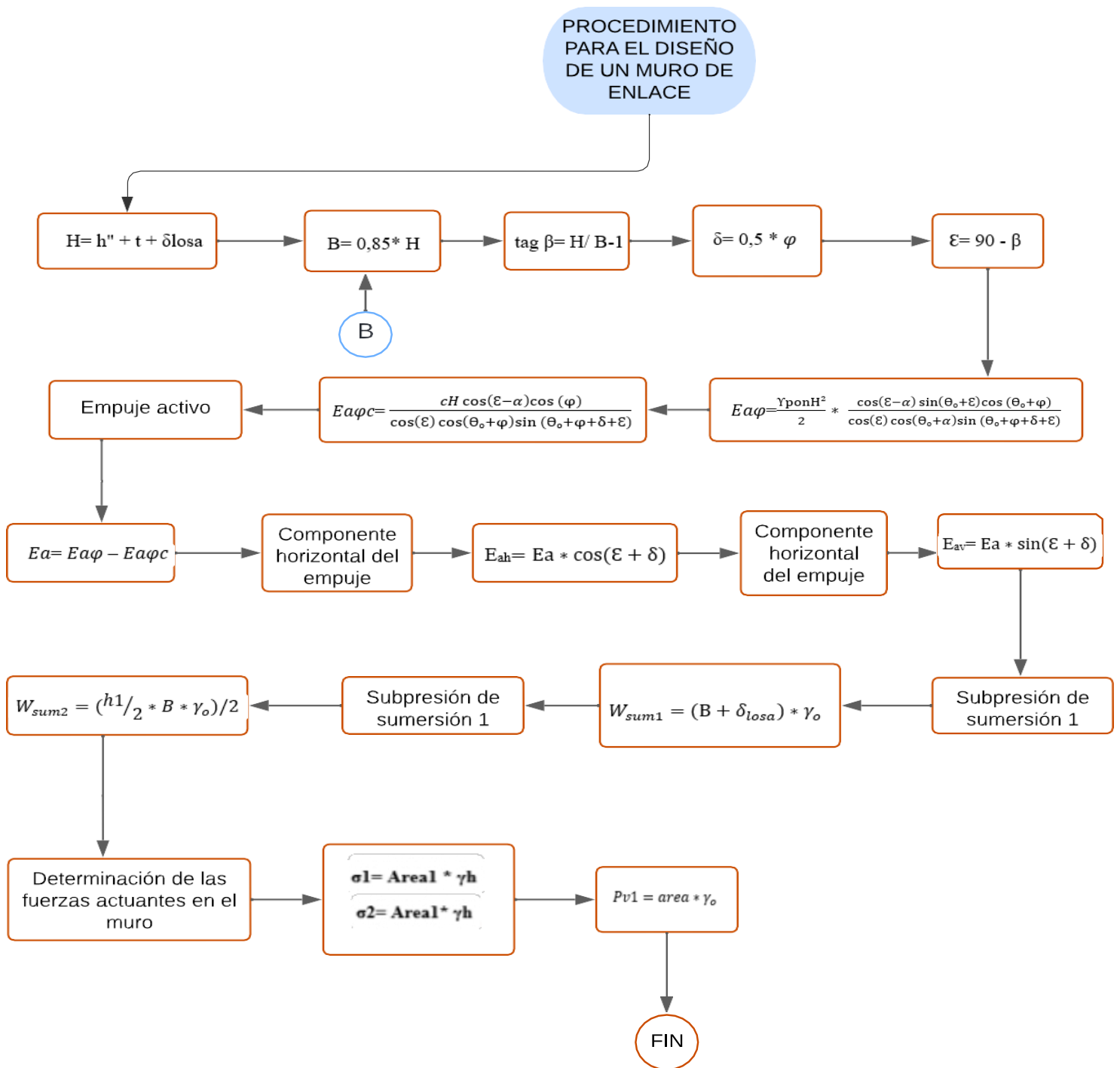


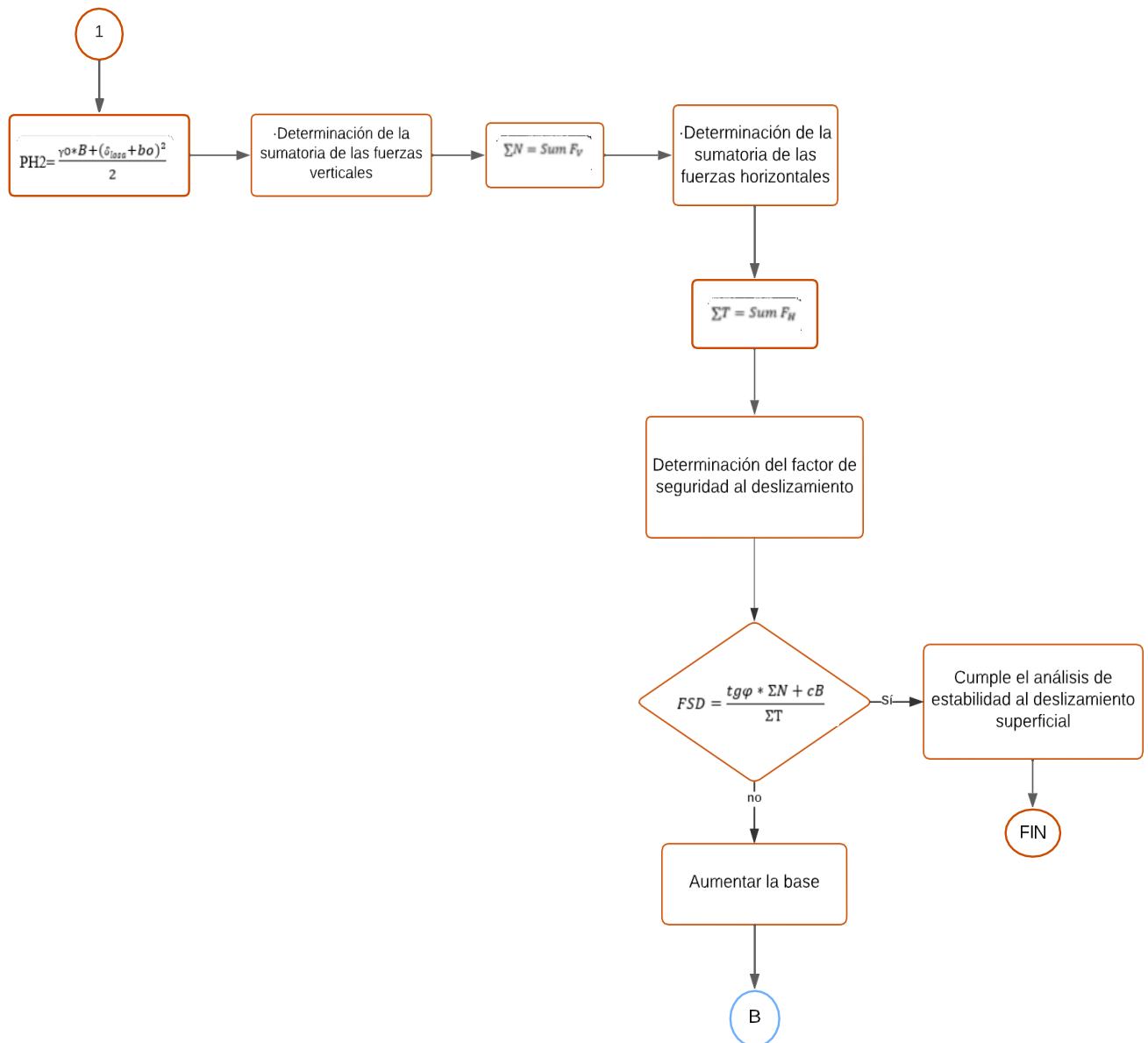


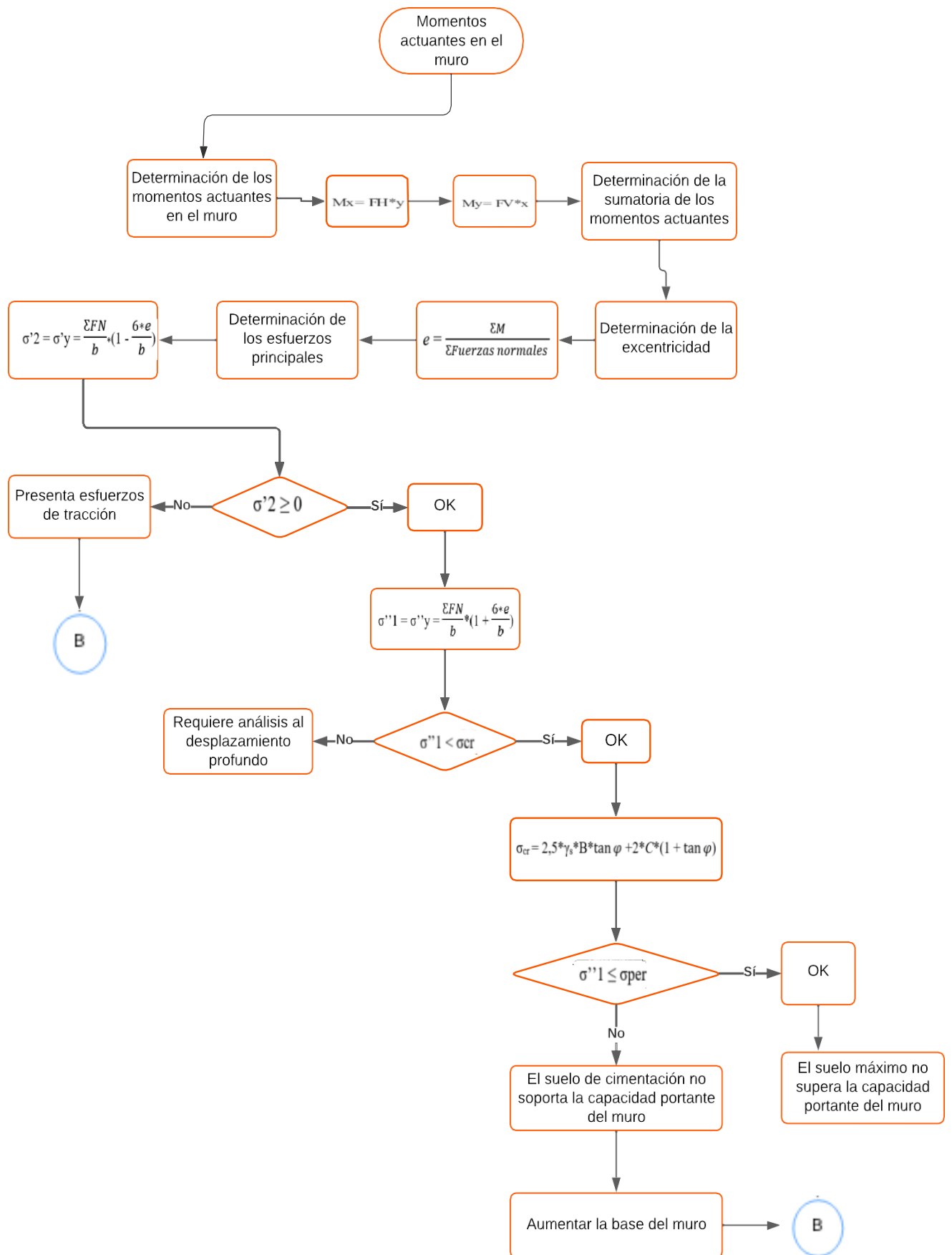




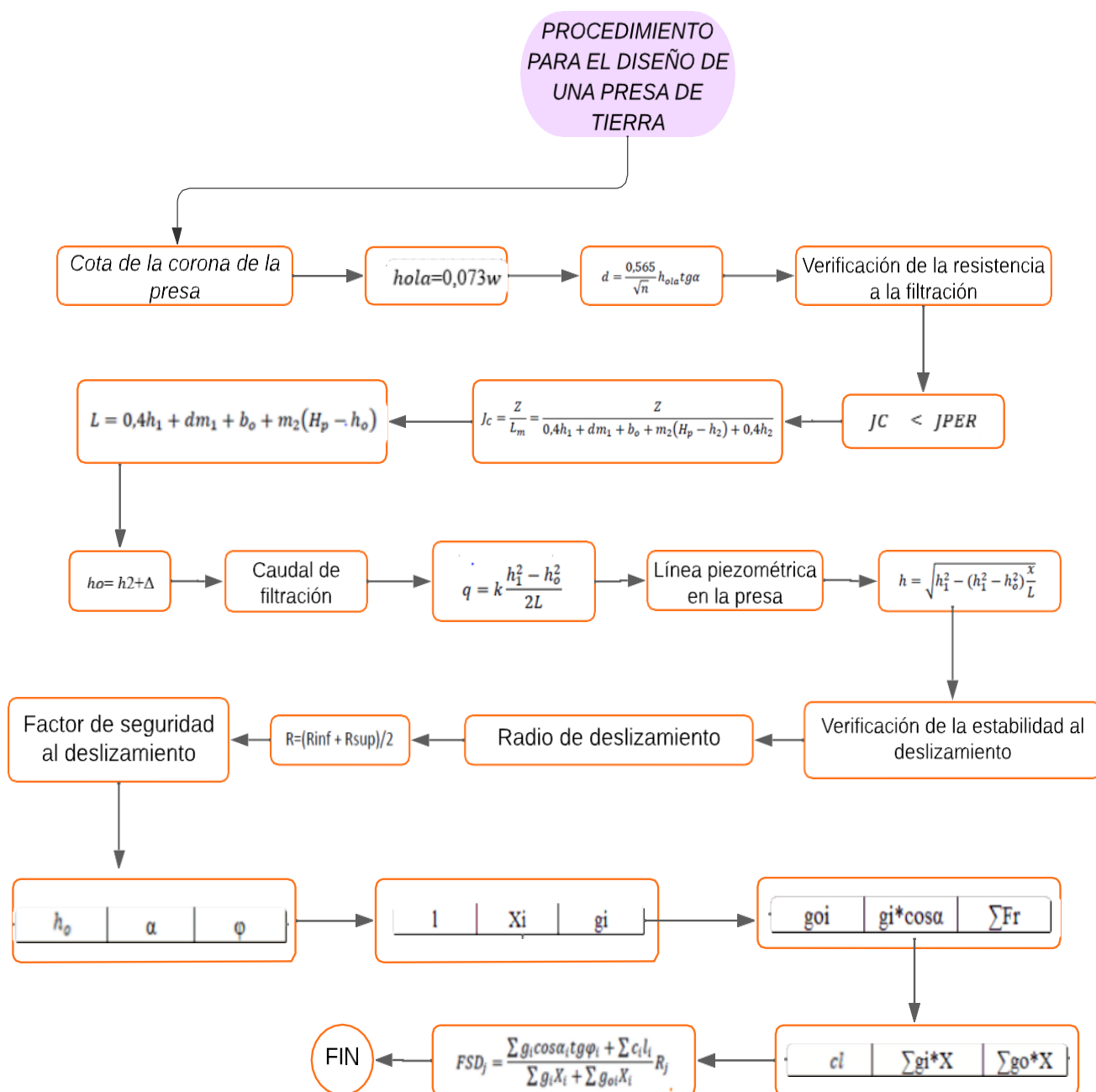
Anexo 2. Parámetros que intervienen en el análisis de un muro de enlace a gravedad







Anexo 3. Parámetros que intervienen en el análisis de una presa de tierra



Esfuerzos verticales
en dique de tierra

Magnitudes de los
esfuerzos σ , expresados
en fracción de la
intensidad de la carga p ,
de variación triangular

Z/b	Y/b											
	-1,5	-1	-0,5	0	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	2	2
0	0	0	0	0	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	2	2
0,25			0,004	0,075	0,256	0,48	0,643	0,424	0,015	0,003		
0,5	0,002	0,003	0,023	0,127	0,263	0,41	0,477	0,353	0,056	0,017	0,003	
0,75	0,006	0,016	0,042	0,153	0,248	0,335	0,361	0,293	0,108	0,024	0,009	
1	0,014	0,025	0,061	0,159	0,223	0,275	0,279	0,241	0,129	0,045	0,013	
1,5	0,02	0,048	0,096	0,145	0,178	0,2	0,202	0,185	0,124	0,082	0,041	
2	0,033	0,061	0,092	0,127	0,146	0,155	0,163	0,153	0,108	0,069	0,05	
3	0,05	0,064	0,08	0,096	0,103	0,104	0,108	0,104	0,09	0,071	0,05	
4	0,051	0,06	0,067	0,075	0,078	0,085	0,082	0,075	0,073	0,06	0,049	
5	0,047	0,052	0,057	0,059	0,062	0,063	0,063	0,065	0,061	0,051	0,047	
6	0,041	0,041	0,05	0,051	0,052	0,053	0,053	0,053	0,05	0,05	0,045	

Z(m)	y1(m)	b1(m)	y1/b1	z/b1	Gz(1)
0	32,5	30	1,083	0,000	0,000

Magnitudes de los
esfuerzos σ , expresados en
fracción de la intensidad p
de una carga rectangular

z/b	y/b					
	0	0,25	0,5	1	1,5	2
0	1	1	0,5	0	0	0
0,25	0,96	0,9	0,5	0,02	0	0
0,5	0,82	0,74	0,48	0,08	0,02	0
0,75	0,67	0,61	0,45	0,15	0,04	0,02
1	0,55	0,51	0,41	0,19	0,07	0,03
1,25	0,46	0,44	0,37	0,2	0,1	0,04
1,5	0,4	0,38	0,33	0,21	0,11	0,06
1,75	0,35	0,34	0,3	0,21	0,11	0,07
2	0,31	0,31	0,28	0,2	0,13	0,08
3	0,21	0,21	0,2	0,17	0,135	0,1
4	0,16	0,16	0,15	0,14	0,12	0,1
5	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,09
6	0,11	0,1	0,1	0,1	0,1	

yo	bo(m)	yo/bo	z/bo	Gz2
0	5	0	0,00	1

Esfuerzo vertical máximo

$$\sigma_v = (\sigma_Z(1) + \sigma_Z(2) + \sigma_Z(3)) * y_p * H$$

$$P_o = Y_o * h_a$$

Presión hidrostática del agua

Presión vertical total

$$P_{verT} = P_o + \sigma_v$$

FIN