

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE  
NÚCLEO BOLÍVAR  
ESCUELA CIENCIAS DE LA TIERRA  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**PROPUESTA DE SOBRE-ELEVACIÓN DEL DIQUE DE  
CONCRETO DEL EMBALSE WARÁ II, EN EL RÍO WARÁ,  
MUNICIPIO GRAN SABANA, ESTADO BOLÍVAR, VENEZUELA.**

**TRABAJO FINAL DE  
GRADO PRESENTADO  
POR LOS BACHILLERES  
CORRO A., ANTHONY D.  
Y VAZQUEZ T., KEINNER  
A. PARA OPTAR AL  
TÍTULO DE INGENIERO  
CIVIL.**

**CIUDAD BOLÍVAR, DICIEMBRE DE 2019**



**UNIVERSIDAD DE ORIENTE  
NÚCLEO BOLÍVAR  
ESCUELA DE CIENCIAS DE LA TIERRA**

**ACTA DE APROBACIÓN**

Este Trabajo de Grado, titulado: **“PROPUESTA DE SOBRE-ELEVACIÓN DEL DIQUE DE CONCRETO DEL EMBALSE WARÁ II, EN EL RÍO WARÁ, MUNICIPIO GRAN SABANA, ESTADO BOLÍVAR, VENEZUELA”**, presentado por los bachilleres, **CORRO A., ANTHONY D.** de cédula de identidad No **25.493.040** y **VAZQUEZ T., KEINNER A.** de cédula de identidad No **25.361.994**; como requisito parcial para optar al título de **INGENIERO CIVIL** ha sido **APROBADO** por el jurado integrado por los profesores de acuerdo a los reglamentos de la Universidad de Oriente.

Nombre:

Firma:

Prof(a). Dafnis Echeverría

\_\_\_\_\_

(Asesor)

\_\_\_\_\_

Prof(a).

\_\_\_\_\_

(Jurado)

\_\_\_\_\_

Prof(a).

\_\_\_\_\_

(Jurado)

\_\_\_\_\_

Prof. Pedro Gamboa.  
Jefe de Dpto. de Ing. Civil.

Prof. Francisco Monteverde  
Director de la Escuela de  
Ciencias de la Tierra.

En Ciudad Bolívar, a los días \_\_\_\_\_ del mes de Diciembre de 2019

## **DEDICATORIA**

En primer lugar, se lo dedico a la memoria de mi madre Mary Cruz Aguilar Rico porque sin ella yo no estuviese aquí y por ser esa fuerza que me permitió cumplir un sueño más en mi vida. Madre te extraño demasiado todos los días.

A mis hermanos Merliany, Franyelis y Jhonneider, por apoyarme incondicionalmente en todas las decisiones que he tomado.

A mi papa y mi familia porque siempre han estado cuando los he necesitado.

A todos los profesores que he tenido la dicha y el honor de conocer, ya que de cada materia que he cursado me ha permitido aprender y comprender todo lo que hoy sé.

**ANTHONY D. CORRO.**

## **DEDICATORIA**

En primer lugar, se lo dedico a mi padre celestial que cada momento de mi vida está presente guiándome, y que aunque constantemente presente fallas en mi ser él nunca se ha apartado de mí y me ha cuidado en mis debilidades.

Se la dedico a mi familia que han sido de gran importancia en que cada una de las adversidades que se han presentado en el trayecto hasta este punto de mi carrera, así como también al gremio de profesores de la Universidad de Oriente que día a día compartían su conocimiento conmigo, incluso durante la realización de este trabajo de grado, sin ellos hoy desconocería muchas cosas que hoy considero de gran importancia.

A cada uno de mis compañeros que todos los días compartieron vivencias y experiencias que, aunque el camino es largo paso a paso nos van formando como profesionales.

**KEINNER A. VAZQUEZ.**

## **AGRADECIMIENTO**

En primer lugar a DIOS ya que sin él no habiéramos podido llegar a este punto ni a este momento, a la Universidad de Oriente (UDO) que en sus áreas en el núcleo Bolívar pude avanzar en el objetivo de formarnos como profesionales, a cada uno de los profesores que aportaron información para realizar este trabajo de grado, en especial a nuestro tutor de tesis el ingeniero Dafnis Echeverría el cual es esencial en realización de este trabajo, aportando sus conocimientos así como la información necesaria para poder realizar un buen trabajo.

Agradezco a nuestras familias que con su apoyo incondicional lograron aplanar el camino que hemos recorrido en este transcurso hacia la culminación de este periodo.

A cada uno de nuestros compañeros por ser nuestro apoyo al enfrentar las dificultades que se presentaron en todo nuestro trayecto en esta carrera.

## RESUMEN

Inspirados por la creciente necesidad de poseer una fuente segura de agua, la humanidad ha desarrollado con el pasar del tiempo diversos medios para su acumulación, entre estos los embalses que son volúmenes de agua retenidos en un vaso topográfico natural o artificial gracias a la realización de obras hidráulicas. Los embalses se originan al intervenir un curso de agua, y por la misma razón no solo se retienen las aguas, también se retiene cualquier material que ella transporte. Por las crecientes y desmedidas intervenciones de las cuencas, los ríos están aumentando la cantidad de material transportado, lo que afecta directamente a los embalses disminuyendo su capacidad y vida útil. La presente investigación se desarrolló en la cuenca media del río Wará, específicamente en el Embalse Wará II, en el municipio Gran Sabana, estado Bolívar, Venezuela. El objetivo general del estudio es realizar una propuesta de sobre-elevación de Dique de concreto del Embalse Wará II. Para cumplir con los objetivos planteados se aplicó una metodología de investigación de tipo descriptiva y proyectiva con un diseño de campo y documental. Para el logro de la investigación se trabajó con los planos batimétricos existentes del embalse Wará II, que nos permitirán describir geomorfológicamente la Zona del embalse. En esta investigación se realizaron los cálculos de volúmenes de agua y sedimentos acumulados en el embalse Wará II. Se realizó una completa descripción de características geométricas y dimensionales actuales del dique de concreto. Posteriormente, se describieron las condiciones y características actuales en el embalse, se estimaron los volúmenes acumulados y volumen de sedimentos en el embalse, así como también se determinó la estabilidad de la presa una vez realizada una sobre elevación, la cual es la alternativa de mayor provecho con el fin de mejorar la calidad de los servicios de abastecimiento de agua potable.

# CONTENIDO

	Página
<b>ACTA DE APROBACIÓN</b> .....	ii
<b>DEDICATORIA</b> .....	iii
<b>DEDICATORIA</b> .....	iv
<b>AGRADECIMIENTO</b> .....	v
<b>RESUMEN</b> .....	vi
<b>CONTENIDO</b> .....	vii
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	xii
<b>LISTA DE TABLAS</b> .....	xv
<b>LISTA DE APÉNDICES</b> .....	xvii
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	1
<b>CAPÍTULO I. SITUACIÓN A INVESTIGAR</b> .....	5
1.1 Planteamiento del problema.....	5
1.2 Objetivos de la investigación.....	9
1.2.1 Objetivo general.....	9
1.2.2 Objetivos específicos.....	10
1.3 Justificación de la investigación.....	10
1.4 Alcance de la investigación.....	12

<b>CAPÍTULO II. GENERALIDADES .....</b>	<b>13</b>
2.1 Ubicación del área de estudio .....	13
2.2 Clima .....	15
2.3 Características hidrográficas .....	17
2.4 Geología .....	21
2.4.1 Formación geológica.....	21
2.4.2 Geomorfología .....	23
2.5 Características generales de los suelos.....	26
2.6 Erosión .....	28
2.7 Vegetación del área de estudio.....	30
2.8 Fauna del área de estudio .....	31
<b>CAPÍTULO III. MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>34</b>
3.1 Antecedentes o estudios previos .....	34
3.2 Bases teóricas .....	34
2.2.1 Presas .....	34
3.2.2 Clasificación de las presas .....	34
3.2.3 Embalse .....	40
3.2.4 Embalse de usos múltiples .....	40
3.2.5 Propósito de los embalses y sus objetivos .....	41
3.2.6 Capacidad de un embalse .....	42
3.2.7 Curva de áreas y capacidades.....	42
3.2.8 Ventajas de los Embalses .....	43
3.2.9 Desventajas de los Embalses.....	43

3.2.10 Estructuras que forman los embalses .....	44
3.2.11 Tipos de embalses .....	45
3.2.12 Capacidades características de los embalses.....	46
3.2.13 Alturas características en el embalse.....	47
3.3 Determinación de capacidad muerta .....	48
3.3.1 Determinación de los sedimentos en el embalse.....	48
3.4 Estabilidad en presas de gravedad de concreto .....	50
3.4.1 Fuerzas actuantes en presas de gravedad .....	50
3.4.2 Reacciones del cimiento y empuje pasivo del terreno .....	66
3.5 Bases Legales .....	73
3.5.1 Ley de aguas.....	73
<b>CAPÍTULO IV. METODOLOGÍA DE TRABAJO .....</b>	<b>75</b>
4.1 Tipo de investigación .....	75
4.2 Diseño de investigación .....	76
4.3 Población y muestra de la investigación .....	77
4.3.1 Población de la investigación.....	77
4.3.2 Muestra de la investigación.....	77
4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	78
4.4.1 Técnicas de recolección de datos .....	78
4.4.2 Instrumentos de recolección de datos .....	80
4.5 Flujograma de la investigación. ....	81
4.6 Procedimiento para el logro de los objetivos .....	82
4.6.1 Recopilación de la información básica .....	83
4.6.2 Geometría y dimensiones del dique de concreto.....	83

4.6.3 Incrementos de volúmenes acumulados del embalse.....	83
4.6.4 Estabilidad al deslizamiento del dique.....	84
4.6.5 Estabilidad al vuelco del dique .....	84

**CAPÍTULO V. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS..... 86**

5.1 Geometría y dimensiones actuales del dique de concreto.....	85
5.2 Describir las condiciones y características actuales en el embalse, así como estimar los volúmenes acumulados de área inundada y volumen de sedimentos presente en el vaso de almacenamiento .....	90
5.2.1 Calculo del volumen acumulado del Embalse .....	90
5.2.2 Sedimentación en el embalse .....	94
5.2.3 Método utilizado para el cálculo de sedimento.....	95
5.2.4 Calculo del promedio de cotas correspondiente al 2007.....	96
5.2.5 Calculo del promedio de cotas correspondiente al 2018.....	98
5.2.6 Calculo del Volumen Acumulado de Sedimentos .....	99
5.2.7 Características del embalse .....	100
5.2.8 Cálculo de volumen útil .....	102
5.3 Calculo de la estabilidad al deslizamiento del dique para diferentes opciones de sobreelevación en situaciones de operación normal y máximo nivel de operación.....	104
5.3.1 Determinación de solicitaciones .....	105
5.3.2 Determinación de esfuerzos .....	117
5.4 Calculo de la estabilidad al vuelco del dique para diferentes opciones de sobreelevación en situaciones de operación normal y máximo nivel de operación.....	125

5.4.1 Determinación de estabilidad vertical.....	126
5.4.2 Determinación de factor de seguridad contra el volcamiento.....	135
<b>CAPÍTULO VI. LA PROPUESTA .....</b>	<b>138</b>
6.1 Objetivo de la propuesta.....	138
6.2 Alcance de la propuesta .....	138
6.3 Justificación de la propuesta .....	138
6.4 Metodología de trabajo .....	139
6.5 Propuesta de sobre-elevación.....	140
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>144</b>
Conclusiones .....	145
Recomendaciones.....	147
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>148</b>
<b>APÉNDICES.....</b>	<b>152</b>

## LISTA DE FIGURAS

	Página
2.1 Ubicación del área de estudio vista Satelital (Google Maps, 2019).....	13
2.2 Mapa Satelital de la Localidad Santa Elena de Uairén (Google Maps,2019).....	14
2.3 Ubicación exacta del área de estudio, imagen de Satélite Landsat (Google Earth, 2019).....	14
2.4 Precipitación en la Región Hidrográfica del río Caroní (RHRC). (CVG-EDELCA, 2004).....	17
2.5 Hidrografía de la Región Hidrográfica del río Caroní (CVG EDELCA, 2004).....	20
2.6 Hidrografía de la subcuenca del río Uairén: cuenca del río Kukenán.CVG-EDELCA(1983).....	21
2.7 Mapa de la Zonificación Sísmica con fines de Ingeniería (CVG-EDELCA, 2003). .....	23
2.8 Pendientes de Wará (Figueroa, M. 2007).....	25
2.9 Vista 3D, sección topográfica Wará (Figueroa, M. 2007).....	25
2.10 Perfil de suelos en Wará (Figueroa, M. 2007).....	27
2.11 Ejemplares de la fauna típica de la zona de estudio ( <a href="http://lagransabana.com/ext.htm">http://lagransabana.com/ext.htm</a> ).....	33
3.1 Secciones Simplificadas Típicas de los diferentes tipos de Presas. (Bolinaga, J y colaboradores. 2000).....	36

3.2	Dibujo esquemático de la acumulación de sedimentos en un embalse típico ( <a href="http://www.fao.org/3/t0848s/t0848s07.htm">http://www.fao.org/3/t0848s/t0848s07.htm</a> ).....	48
3.3	Disposición de sedimentos en el embalse.....	49
3.4	Dibujo representativo de a presión hidrostática de la presa. (Martin Carrasco F, Garrote De Marcos L. 2005).....	53
3.5	Diagramas de subpresión dependiendo la situación de la presa (si existe o no drenaje). (Martin Carrasco F, Garrote De Marcos L. 2005).....	58
3.6	Diagrama de las fuerzas que actúan debido a un sismo. (Martin Carrasco F, Garrote De Marcos L. 2005).....	62
3.7	Diagrama que muestra la fuerza normal del terreno. (Martin Carrasco F, Garrote De Marcos L. 2005).....	67
4.1	Flujograma de la investigación. (Corro y Vazquez, 2019).....	83
5.1	Dique de Concreto Wará II (HIDROBOLIVAR, C.A. 2013).....	88
5.2	Dique de Concreto Wará II (HIDROBOLIVAR, C.A. 2016).....	88
5.3	Vista en planta del dique Wará II (Corro y Vazquez, 2019).....	89
5.4	Vista lateral del dique Wará II (Corro y Vazquez, 2019).....	89
5.5	Vista vertical del dique Wará II (Corro y Vazquez, 2019).....	89
5.6	Datos arrojados del área correspondiente a la curva 901,75 por AutoCAD(Corro y Vazquez, 2019).....	90
5.7	Plano de la zona de estudio correspondiente al año 2007.....	96
5.8	Plano de la zona de estudio correspondiente al año 2018.....	98
5.9	Grafica de curvas características del embalse (Área de elevación).....	101
5.10	Grafica de curvas características del embalse (Volumen-Elevación).....	102
5.11	Representación gráfica de la carga generada por el peso propio de la estructura, caso 1. (Corro y Vazquez, 2019).....	

	108
5.12 Representación gráfica de la carga generada por el empuje hidráulico en la estructura, caso 1. (Corro y Vazquez, 2019).....	111
5.13 Representación gráfica de la carga debido a la subpresión en la estructura, caso 1. (Corro y Vazquez, 2019).....	114
5.14 Representación gráfica de la carga debido a los sedimentos en la estructura. (Corro y Vazquez, 2019).....	117
5.15 Vista lateral de estructura de la presa y de la composición del suelo de cimiento. (Corro y Vazquez, 2019).....	129
5.16 Diagrama de las posibles tensiones verticales generados por el dique sobre el suelo de cimiento (Corro y Vazquez, 2019).....	131
5.17 Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura (sin incluir la subpresión) y su distancia hasta el CG de la base, caso 1. (Corro y Vazquez, 2019).....	132
5.18 Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el CG de la base, caso 1. (Corro y Vazquez, 2019).....	133
5.19 Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el pie del paramento aguas abajo (punto B), caso 1. (Corro y Vazquez, 2019).....	136
6.1 Dimensiones actuales del dique y su peso por unidad de longitud.....	142
6.2 Dimisiones del dique una vez realizada la sobre-elevación y su peso por unidad de longitud.....	142

6.3	Subpresión que se ejerce sobre la presa una vez realizada la sobre elevación y considerándose el embalse (Corro y Vazquez, 2019).....	143
6.4	Presión hidrostática sobre la presa, estimándose a operación máxima posterior a la sobre-elevación (Corro y Vazquez, 2019).....	144

## LISTA DE TABLAS

		Página
2.1	Precipitación media anual en la región hidrográfica río Caroní, sector alto y la subcuenca del río Uairén (mm). (CVG-EDELCA, 2003. CVG-EDELCA, 1983).....	16
2.2	Valores anuales promedios de las principales variables meteorológicas en la región hidrográfica río Caroní, sector alto y la subcuenca del río Uairén (mm). (CVG-EDELCA, 2003. CVG-EDELCA, 1983).....	16
2.3	Composición geológica de la Subcuenca del río Uairén. (CVG-EDELCA, 1983).....	22
2.4	Características de los suelos en Wará (CVG EDELCA, 1983).....	26
2.5	Descripción erosión fuerte (CVG EDELCA, 2003).....	28
3.1	Propósitos y objetivos de embalses (Bolinaga, J y colaboradores. 2000).....	41
3.2	Coeficiente de seguridad de rozamiento y cohesión. (Martin Carrasco F, Garrote De Marcos L. 2005). ....	72
5.1	Volúmenes acumulados desde la cota inferior hasta la superior (Corro y Vazquez 2019).....	91
5.2	Volúmenes acumulados de cotas repetidas (Corro y Vaquez 2019).....	92
5.3	Áreas medias (Corro y Vaquez 2019).....	92
5.4	Tabla de Volúmenes (Corro y Vaquez 2019).....	93

5.5	Tabla de Volúmenes Acumulados (Corro y Vaquez 2019).....	93
5.6	Peso propio de la estructura en casos propuestos (Corro y Vázquez, 2019).....	108
5.7	Presión hidrostática en casos propuestos (Corro y Vázquez, 2019).....	111
5.8	Subpresión en casos propuestos (Corro y Vazquez, 2019).....	114
5.9	Cohesión según el tipo de suelo y su anglo de fricción.....	119
5.10	Fuerza por unidad de longitud que genera el rozamiento en cada caso propuesto (Corro y Vazquez, 2019).....	121
5.11	Factor de seguridad al deslizamiento de cada caso propuesto (Corro y Vázquez, 2019).....	124
5.12	Resistencia del suelo según materiales que lo componen.....	130
5.13	Tensión vertical generada por el dique sobre el terreno de cimiento en cada caso propuesto (Corro y Vazquez, 2019).....	135
5.14	Factor de seguridad al vuelco en cada caso propuesto (Corro y Vazquez, 2019).....	137

## LISTA DE APÉNDICES

		Página
<b>A. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LAS SOLICITACIONES QUE AFECTAN LA ESTRUCTURA DEL DIQUE DEL EMBALSE WÁRA</b>		
	<b>II Y SU DISTANCIA AL CG DE LA</b>	15
	<b>BASE.....</b>	3
A.	Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el CG de la base, caso 1. (Corro y Vazquez, 2019).....	15 4
A.	Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el CG de la base, caso 2. (Corro y Vazquez, 2019).....	15 5
A.	Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el CG de la base, caso 3. (Corro y Vazquez, 2019).....	15 6
A.	Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el CG de la base, caso 4 (Corro y Vazquez, 2019).....	15 7
A.	Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el CG de la base, caso 5. (Corro y Vazquez, 2019).....	15 8
A.	Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el CG de la base, caso 6. (Corro y Vazquez, 2019).....	15 9

<b>B. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LAS SOLICITACIONES QUE AFECTAN LA ESTRUCTURA DEL DIQUE DEL EMBALSE WÁRA II Y SU DISTANCIA HASTA EL PIE DEL PARAMENTO AGUAS ABAJO.....</b>	<b>16</b>
....	0
B.1 Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el pie del paramento aguas abajo (punto B), caso 1. (Corro y Vazquez, 2019).....	16 1
B.2 Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el pie del paramento aguas abajo (punto B), caso 2. (Corro y Vazquez, 2019).....	16 2
B.3 Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el pie del paramento aguas abajo (punto B), caso 3. (Corro y Vazquez, 2019).....	16 3
B.4 Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el pie del paramento aguas abajo (punto B), caso 4. (Corro y Vazquez, 2019).....	16 4
B.5 Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el pie del paramento aguas abajo (punto B), caso 5. (Corro y Vazquez, 2019).....	16 5
B.6 Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el pie del paramento aguas abajo (punto B), caso 6. (Corro	

y	Vazquez,	16
2019).....		6

## INTRODUCCIÓN

El rápido crecimiento de la población mundial y en consecuencia el incremento de la demanda del agua, elemento vital para la supervivencia de los seres vivos y de la naturaleza, han obligado al hombre a racionalizar su explotación y a utilizar su ingenio para planificar, controlar y administrar tan preciado elemento, base fundamental de la vida. La ingeniería civil además de brindar un bienestar e infraestructuras en favor de la comunidad, le corresponde también vigilar y mantener un equilibrio en la naturaleza conservando el ciclo que debe cumplirse para que los recursos ya aprovechados vuelvan a ser utilizados, devolviéndolos en un estado ya tratado y no ofensivo, exento de las materias orgánicas, como producto de la descomposición.

Desde la antigüedad el hombre ha construido embalses, pero no ha sido hasta muy recientemente cuando este tipo de construcciones ha tenido un auge considerable. La creciente demanda de agua y energía hidroeléctrica, así como las múltiples aplicaciones adicionales de los embalses ha impulsado considerablemente su construcción.

Un embalse es una acumulación artificial de agua que tiene como particularidad poder ser parcial y/o totalmente vaciado por gravedad o por aspiración, los cuales se logran represando los ríos con barreras de tierra compactada o de concreto. Estos embalses permiten almacenar los volúmenes de agua que sobran en el invierno y faltan en el verano. Estas barreras denominadas diques o presas se ubican en gargantas estrechas precedidas de un amplio valle y poseen dos estructuras básicas de control, que permiten descargar sus aguas de acuerdo con ciertas reglas preestablecidas. Estas estructuras se denominan la obra de toma y el aliviadero. Los

aliviaderos permiten evacuar los excedentes de agua recibidos por los embalses cuando ocurren crecientes ordinarias y extraordinarias.

Los embalses son estructuras de construcción de mucha utilidad, ya que son usados en campos como el riego, el aprovechamiento y generación de energía, el control de inundaciones, la navegación, la pesca, control de sedimentos, y la recreación.

Según su origen se clasifican en naturales o artificiales. Un embalse de origen natural (como un valle inundado) se lo puede clasificar de acuerdo con su tamaño, su profundidad, su localización geográfica como: Lago Charca Laguna Estanque Si es de origen artificial puede ser cavado en el suelo (por ejemplo, en las gravas), o ser consecuencias de una represa en tierra (estanque de piscicultura, por ejemplo), de piedras y de hormigón (por ejemplo, las grandes represas).

En Venezuela la Presa de Gurí representa el gigante de nuestros desarrollos hidráulicos tanto en energía producida como en la dimensión extraordinaria de su lago, el lago artificial que se ha formado es el segundo más grande de Venezuela (después del lago de Maracaibo), con una superficie de 3919 km<sup>2</sup>, más grande que el estado Carabobo. En este lago se practica la pesca del pavón y hay buenas facilidades recreacionales.

Esta investigación se centra en el dique de concreto en embalse Wará II, la cual fue construida en el río Wará, municipio Gran Sabana del estado Bolívar, Venezuela con el objetivo principal de abastecer del vital líquido a todos los habitantes de la población de Santa Elena de Uairén. Sin embargo, debido al déficit de agua que

enfrenta esta ciudad, es necesario el diagnóstico de todas las fuentes de abastecimiento de agua, y entre ellas, la represa Wará II.

Para el desarrollo de la investigación se aplicará una metodología de nivel descriptivo y proyectivo con un diseño de campo y documental.

Se propuso estructurar esta investigación en seis (6) capítulos, distribuidos de la siguiente manera:

Capítulo I: Situación a investigar. En la cual se presenta el planteamiento del problema, el objetivo general y los objetivos específicos, justificación, alcance y limitaciones del estudio.

Capítulo II: Generalidades. Contiene la ubicación geográfica y las características físico-naturales que describen al área de estudio y que no están incluidos en los objetivos específicos de la investigación.

Capítulo III: Marco teórico muestra los antecedentes de investigación, los fundamentos teóricos, conjuntamente se incluye un glosario de términos básicos que amplían la comprensión del tema a tratar y las bases legales en las cuales se sustenta la investigación.

Capítulo IV: Metodología de la investigación. Muestra de la metodología utilizada para el desarrollo de la investigación. Se presenta el tipo y diseño de la investigación, la descripción de la población y la muestra, así como también las técnicas e instrumentos utilizados en la ingeniería civil para la elaboración de la investigación.

Capítulo V: Muestra el análisis e interpretación de los resultados de la investigación.

Capítulo VI. La propuesta. Es donde se establece la solución a las problemáticas planteadas, todo esto mediante el uso de la información obtenía en el estudio previo.

Finalmente, se presentan las conclusiones y recomendaciones más relevantes como producto final del desarrollo de la investigación para dar cumplimiento a los todos los objetivos específicos planteados.

# CAPÍTULO I

## SITUACIÓN A INVESTIGAR

### 1.1 Planteamiento del problema

El agua es un elemento de la naturaleza, integrante de los ecosistemas naturales, fundamental para el sostenimiento y la reproducción de la vida en el planeta ya que constituye un factor indispensable para el desarrollo de los procesos biológicos que la hacen posible.

El agua es el fundamento de la vida: un recurso crucial para la humanidad y para el resto de los seres vivos. Asimismo, el agua contribuye a la estabilidad del funcionamiento del entorno y de los seres y organismos que en él habitan, es por tanto, un elemento indispensable para la subsistencia de la vida animal y vegetal del planeta. Y a manera de almacenamiento el hombre se las ha ingeniado para crear grandes obras de ingeniería como los son los diques, creando de esta manera embalses artificiales para el almacenamiento de las aguas solucionando así el déficit que generaría los tiempos de sequía.

Un embalse desde el punto de vista de riego es un depósito de agua o un lago artificial construido para almacenar agua durante la estación lluviosa y para distribuirla durante la estación seca. Lo habitual es que se cierre la boca de un valle a través de una presa o de un dique, almacenando el agua de un río o de un arroyo. Con dichas aguas, se puede abastecer a poblaciones cercanas, producir energía eléctrica, regar terrenos, controlar inundaciones y actividades recreativas. Tanto para Venezuela como para la mayoría de los países del mundo, ésta es una condición general impuesta por el clima. Nuestras lluvias, salvo contadas áreas, están concentradas durante un periodo de cinco o seis meses, que llamamos invierno

siendo muy escasa o nulas durante el resto del año (periodo de sequía): entonces esa mala distribución del agua de lluvia nos obliga a almacenarla mediante la construcción de embalses.

Cerca de 1860 se construye el primer embalse en Venezuela con la finalidad de proveer de agua dulce a la población de Coro-Falcón. La Presa se construyó en el sitio Cuajaro, y retiene las aguas que fluyen por el río Coro, procedentes de la Sierra de San Luis.

A finales de 1930, el Ministerio de Obras Públicas crea la División de Estudio y de Obras Hidroeléctricas, con el objetivo de incentivar la construcción de represas y embalses, para atender la creciente población, y demanda de agua para uso doméstico, industriales, agropecuarios, de producción de energía eléctrica y, a la vez, para controlar las inundaciones. Estas obras tuvieron su auge en la década de 1940.

En Venezuela, la acumulación de sedimentos en los embalses es, quizás, el principal problema en todos los embalses existentes en el país, y difícilmente se encuentran datos de aportes de sedimentos en las cuencas reguladas y muy poco se puede hablar de medidas preventivas o correctivas aplicadas a estos casos. Es importante recalcar que, una vez que el volumen útil del embalse está ocupado por sedimento, las opciones a tomar en cuenta para el manejo o extracción de los mismos son escasas, resultan ser complicadas y económicamente poco atractivas, ya que se puede tratar de grandes volúmenes de sedimentos que resultan difíciles de extraer en muchos de los casos.

El tema de la sobre-elevación de diques o presas ha sido discutido por los profesionales a nivel mundial en los últimos 50 años en los distintos congresos de grandes presas (ICOLD, 2010). Esto se debe a que en nuestros días la demanda de

suministro de agua potable, la producción de energía hidroeléctrica, y el requerimiento de obras de protección de crecidas se ha incrementado, originando, la necesidad de construcción de nuevas presas y la búsqueda de mejoras para las ya existentes.

Aunado a esto en Venezuela existe un fenómeno que suele afectar a países tercer mundistas donde la población suele de manea frecuente establecer asentamientos marginales expandiendo la población de una comunidad a niveles exponenciales, lo que afecta en gran manera la funcionalidad con la que se prestan los servicios básicos, ya que todos estos servicios se planean con un determinado periodo de diseño en donde muchas veces no se contempla este inesperado crecimiento poblacional. Actualmente existe una deficiencia en el suministro y distribución del agua potable en diversas zonas del Municipio Gran Sabana del Estado Bolívar específicamente en su capital Santa Elena de Uairén, debido al alto crecimiento poblacional al cual se ha visto presente en la zona debido principalmente a ser una zona alto interés turístico Nacional e Internacional y a encontrarse en la cercanía de zonas altamente Mineras, los diques “Wará” y “Merú” fueron creados para atender a una Santa Elena de 3 mil habitantes, hoy en día, la localidad alberga de 20 a 25 mil personas, de los cuales aproximadamente 4 mil se sirven del embalse “La Cuarentenaria”, mientras que los demás dependen de la dupla Wará-Merú. Escasez compartida en la medida en que crece su población y se hace más fuerte en época de sequía, la falta de agua es uno de los problemas recurrentes de Santa Elena de Uairén.

La distribución de agua insuficiente aqueja en de manera significativa a la población, sobro todo en el verano afecta a sectores que se alimentan del Embalse “Wará”, como Akurimá, Puerto San Rafael, Kewey I y especialmente en Los Araguatos, en el casco central y en aquellas barriadas como Los Pinos en donde las familias se sirven de aljibes o en Francisco de Miranda en donde sólo existe la posibilidad de sacar el agua de los pozos cartesianos. El agua hace varios años comenzó

a fallar en la gran mayoría de los sectores de la capital del municipio Gran Sabana, con excepción hasta hace algún tiempo del tramo comprendido entre la parte baja de Venezuela Heroica, pasando por Brisas del Uairén hasta llegar a "La Cuarentenaria", en donde se sirven de este embalse natural. Esta ciudad fronteriza cuenta con un sistema de almacenamiento y distribución muy parecido al puesto en práctica para una población de 3 mil habitantes siendo hoy superior a los 20 mil habitantes.

Este estudio tiene como finalidad realizar la sobre-elevación del Dique de Concreto del Embalse Wará II a la zona afectada, para ello es imprescindible constatar una serie de elementos o factores tales como el estudio de las características geométricas y dimensionales actuales del Dique para así conocer los volúmenes acumulados actuales que se almacenan en el mismo, obteniendo diferentes opciones de Sobre-elevación del Dique, la presión disponible y la población existente que facilitan la proyección del sistema, para que este sea eficaz y eficiente a lo largo de su periodo de diseño. Analizando las diferentes alternativas se hará la toma de decisiones que conlleve a plantear la solución más viable para su desarrollo.

El Municipio Gran Sabana es un municipio del Estado Bolívar, con 2 parroquias. Su capital es Santa Elena de Uairén, un pueblo a 30km de Brasil, en el sur del municipio Gran Sabana tiene una superficie total de 32.990 km<sup>2</sup> y una población según Censo 2011 de 40.572 habitantes, equivalentes al 2% de la población total del estado.

La población del municipio Gran Sabana, según años recientes es de aproximadamente 48.000 personas, la mayoría de la población está en y cerca de Santa Elena de Uairén, el resto no son poblaciones tan pequeñas como se cree, se ubican en el resto del municipio, y una gran mayoría de ellos son indígenas.

Vista la situación planteada cabe formularse las siguientes interrogantes de investigación:

¿Cuáles son las características geométricas y dimensionales del dique?

¿Cuáles son las condiciones del embalse en relación incrementos de volúmenes acumulados y área inundada del embalse y cómo se han visto reducidos los volúmenes de agua en los últimos años debido a la sedimentación presente en el vaso de almacenamiento?

¿Cuál es la estabilidad al deslizamiento del dique para diferentes opciones de sobre-elevación de la represa Wará II?

¿Cuál es la estabilidad al vuelco del dique para diferentes opciones de sobre-elevación extremas de la represa Wará II?

## **1.2 Objetivos de la investigación**

### **1.2.1 Objetivo general**

Proponer la sobre-elevación del dique de concreto del embalse Wará II ubicada en el río Wará, municipio Gran Sabana, estado Bolívar, Venezuela.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

1. Describir las características geométricas y dimensionales actuales del Dique.

2. Describir las condiciones y características actuales en el embalse, así como estimar los volúmenes acumulados de área inundada y volumen de sedimentos presente en el vaso de almacenamiento.

3. Calcular la estabilidad al deslizamiento del dique para diferentes opciones de sobre-elevación estableciendo diferentes condiciones de cargas para situaciones de niveles normales y máximos niveles de operación.

4. Calcular la estabilidad al vuelco del dique para diferentes opciones de sobre-elevación estableciendo diferentes condiciones de cargas para situaciones de niveles normales y máximos niveles de operación.

### **1.3 Justificación de la investigación**

Las razones que impulsan este trabajo de Sobre-elevación del Dique de Concreto del Embalse Wará II, en el Rio Wará, Municipio Gran Sabana, Estado Bolívar Venezuela es la de proponer una visión a la posible solución, a los problemas, ya que a través del tiempo transcurrido y por no tener en cuenta esta problemática se ocasiona el gran inconveniente de no poder brindar un servicio de calidad en el abastecimiento del agua potable a las comunidades que componen el municipio Gran Sabana en el estado Bolívar lo cual trae consigo problemáticas de diferentes magnitudes siendo el líquido de vital importancia, fundamento de la vida un recurso crucial para la humanidad y para el resto de los seres vivos.

Una de las características más atractivas que lleva el efectuar una sobre-elevación de diques es que el incremento de pocos metros de altura permite alcanzar un almacenamiento suplementario muy superior si se compara con un nuevo dique para la

misma configuración topográfica. La opción de sobre-elevación de un dique es solo viable si el vaso de almacenamiento lo permite; es decir, el vaso debe estar limitado por terrenos altos que permitan la sobre-elevación de las aguas sin que exista “trasvase” del agua hacia otras cuencas.

Por otra parte, uno de los factores que vuelve interesante esta solución, es que el impacto ambiental generado por la sobre-elevación de diques es mucho menor que el que ocasiona la construcción de un nuevo dique. La sobre-elevación del dique solo inundara una franja por encima del vaso existente en un medio ya afectado, mientras que la construcción de un nuevo embalse implicara la inundación de un valle completo con todos los impactos e implicaciones que esto involucra.

Para lograr el alzamiento de un dique, se involucran diferentes desafíos tecnológicos, muy diferente a los involucrados con la construcción de un nuevo dique; entre ellos: la adecuación de obras de alivio, toma, vaciado rápido y el soporte estructural del dique propiamente dicho. Las obras de alivio y toma probablemente deberán ser emplazadas en otros sitios y su funcionamiento, debido a la nueva configuración del vaso, deberán ajustarse y las obras de disipación puede que deban ser reemplazadas por otras debido a su nueva operación.

#### **1.4 Alcance de la investigación**

Dicha investigación comenzará con la obtención y posterior descripción de datos geométricos y dimensionales actuales del Dique de Concreto, que permitirá arrojar cuanto es el volumen actual de agua que retiene en el Embalse.

Luego se procederá a estimar los volúmenes acumulados y área inundada del embalse, así como la cantidad de sedimentos depositados en el mismo, teniendo conocimientos del volumen de agua acumulada y de cómo la sedimentación ha reducido la capacidad de almacenamiento del embalse.

El alcance final del proyecto corresponderá a la realización de los respectivos cálculos de estabilidad tanto al vuelco como al deslizamiento para diferentes opciones de sobre-elevación para de esta forma poder determinar la altura más conveniente para realizar dicha sobre-elevación, con el fin de lograr el efectivo funcionamiento del dique de concreto estudiado en esta investigación.

## CAPÍTULO II

### GENERALIDADES

#### 2.1 Ubicación del área de estudio

El área de estudio se encuentra localizada en las inmediaciones del río Wará, en el municipio Gran Sabana, Estado Bolívar. Específicamente, se encuentra al oeste de la población Santa Elena de Uairén la cual es una ciudad venezolana ubicada al sureste del país, en el estado Bolívar, siendo también esta ciudad la capital del municipio Gran Sabana. Geográficamente Wará II se encuentra ubicado de acuerdo a las coordenadas UTM (REGVEN): N 511164 y E 706790 (Figura 2.1).



Figura 2.1. Ubicación del área de estudio vista Satelital (Google Maps, 2019).

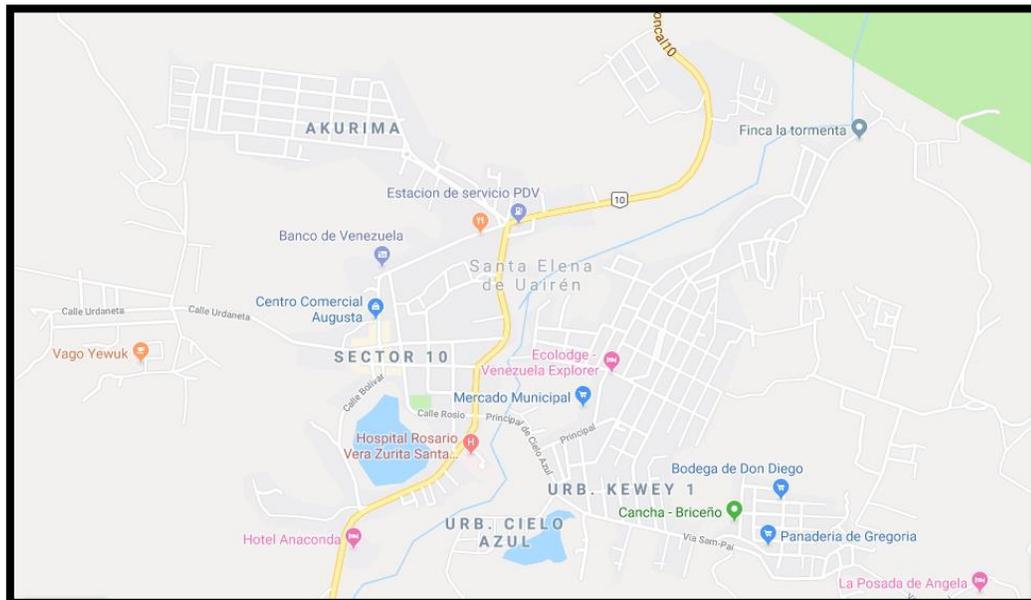


Figura 2.2. Mapa Satelital de la Localidad Santa Elena de Uairén (Google Maps, 2019).



Figura 2.3. Ubicación exacta del área de estudio, imagen de Satélite Landsat (Google Earth, 2019)

## 2.2 Clima

De acuerdo al Estudio Físico Geográfico de la Subcuenca del río Uairén (1983), el clima de esa subcuenca es húmedo tropical con precipitaciones distribuidas regularmente a lo largo de todo el año y altos valores de insolación.

Las variables de precipitación, evaporación, temperatura, humedad, radiación y vientos están determinadas por “los efectos orográficos relacionados con la existencia de un gran número de elevaciones que modifican la dirección de los vientos, ocasionan el ascenso de las masas de aire que causan la condensación de la humedad transportada, permite la formación de nubosidad e inciden sobre la radiación recibida” (CVG-EDELCA, 2004, p. 46).

En cuanto a la precipitación en la subcuenca del río Uairén, es por convección tipo torrencial con régimen anual bimodal. El período seco se experimenta de diciembre a abril, febrero es el mes de menor pluviosidad. El período lluvioso es de mayo a noviembre y los meses súper húmedos son: junio, julio y agosto (CVG-EDELCA, 1983).

En los meses súper húmedos o de mayor precipitación se obtienen las máximas crecidas de los caudales, se activan los procesos de erosión y lixiviación (Ibidem), lo que afecta las vertientes y los suelos por el escurrimiento generado. Este periodo es importante al influir en el incremento de la producción hidroeléctrica.

Los promedios anuales de precipitación en la RHRC, sector alto Caroní y la subcuenca del río Uairén se indican en la siguiente Tabla 2.1 y en la Figura 2.3:

Tabla 2.1. Precipitación media anual en la región hidrográfica río Caroní, sector alto y la subcuenca del río Uairén (mm). (CVG-EDELCA, 2003. CVG-EDELCA, 1983).

Sector	Anual	Periodo Seco	Periodo Lluvioso
Región Hidrográfica (1)	2.900	630	2.270
Sector alto (2)	2.670	460	2.210
Subcuenca del río Uairén (3)	1.700	488	1.202

En la subcuenca del río Uairén, el promedio anual de temperatura estimado durante el período 1951-1976 fue de 21.2°C y presentó una máxima media anual de 27.8 °C y una mínima de 16.1°C. (Ibidem, p. 4-5). Para complementar esta información se presentan en la Tabla 2.2, los valores medios anuales de las variables climatológicas para la Región Hidrológica del Río Caroní (RHRC), sector alto Caroní y la subcuenca del río Uairén.

Tabla 2.2. Valores anuales promedios de las principales variables meteorológicas en la región hidrográfica río Caroní, sector alto y la subcuenca del río Uairén (mm). (CVG-EDELCA, 2003. CVG-EDELCA, 1983).

Sector	Evaporación (mm)	Temperatura (°C)	Humedad relativa (%)	Radiación ( $cal/cm^2/dia$ )	Velocidad viento (m/s)
Región Hidrográfica (1)	1.830	24,3	77	426	1,7
Sector alto (2)	1.690	22,1	78	406	1,6
Subcuenca del río Uairén (3)	700	21,2	83	-	1,3

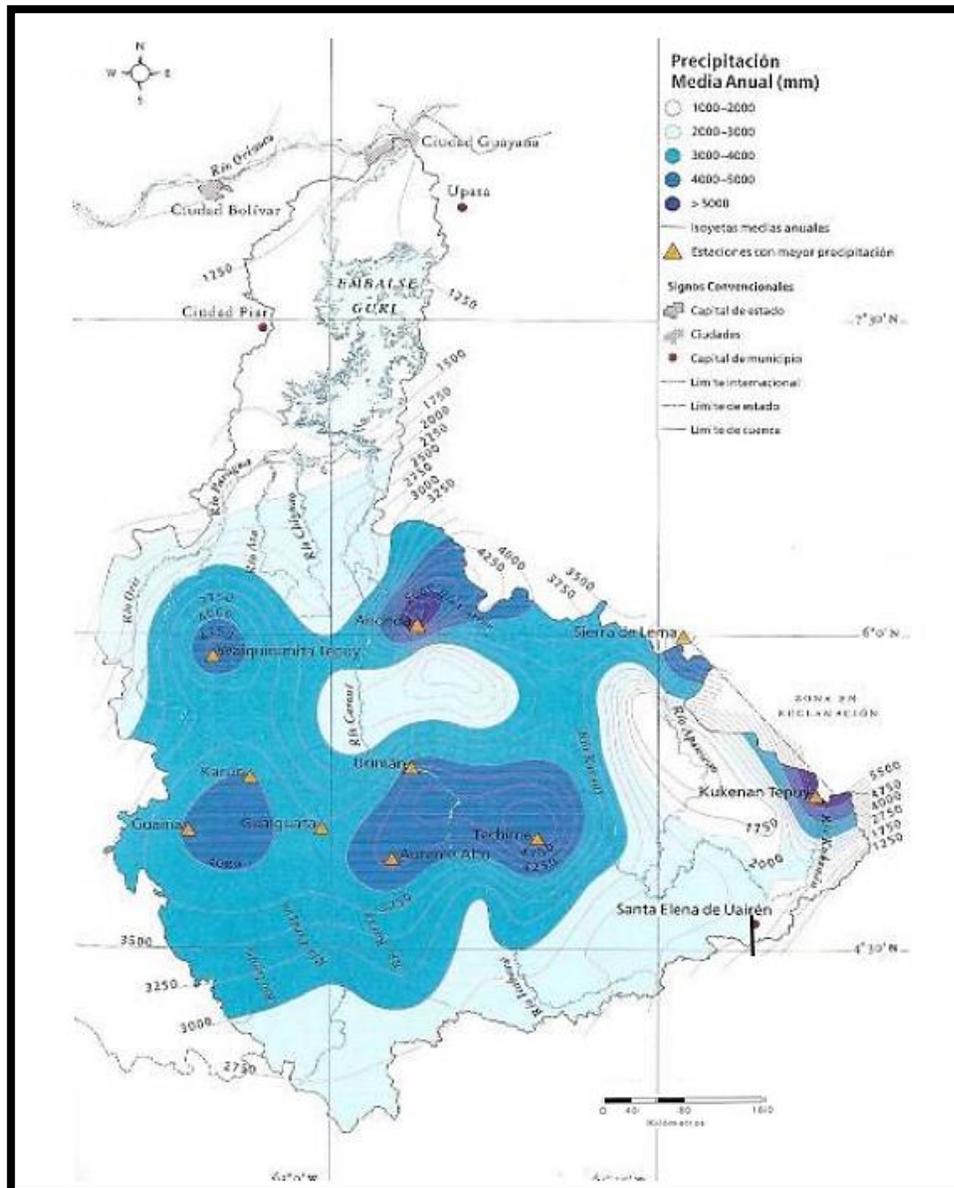


Figura 2.4. Precipitación en la Región Hidrográfica del río Caroní (RHRC) fuente CVG-EDELCA, 2004.

### 2.3 Características hidrográficas

El río Caroní nace en los macizos Roraima-Tepuy y Kukenán-Tepuy, dirige sus aguas por el sector centro-oriental del estado Bolívar, drena en el río Orinoco el cual desemboca en el océano Atlántico. Tal río se caracteriza por una inmensa riqueza hidrográfica constituido por 245 subcuencas. El sector alto comprende 27% del espacio de la región hidrográfica del río Caroní (RHRC). Sus principales tributarios son los ríos Yuruaní, Aponwao y Karauay por la margen derecha (drenan 80% del territorio tributario del sector alto) y por la margen izquierda los ríos Kukenán, Uairén y Sucurúm. Las nacientes de los últimos ríos se ubican en la divisoria fronteriza definida por la sierra Pacaraima. (CVG-EDELCA, 2004, p.54)

La subcuenca del río Uairén presenta 680 km<sup>2</sup> de superficie, el río Uairén posee 64 km de longitud y discurre entre los niveles de 1.400 y 840 m. La subcuenca está conformada por siete (7) áreas hidrológicas principales, una de ellas es la micro-cuenca del río Wará (CVG-EDELCA, 1983) (figura 2.8). La citada micro-cuenca se estima en 52 km<sup>2</sup>, a través de ella fluyen gran cantidad de drenajes de patrón dendrítico de régimen intermitente que drenan al río Wará, el cual alimenta el colector principal o río Uairén por su margen occidental, para luego ser tributario del río Kukenán. El tipo de afluente es de 4to orden (Ibidem).

Del mismo modo, los períodos de máximas crecidas se corresponden a los especificados anteriormente. Durante la inspección de campo (Julio, 2018) el cauce del río Wará medía 18 m de ancho aguas abajo del dique Wará II. En otros tramos, según Figueroa, M (2007) el cauce y el área ribereña inmediata con la vegetación puede alcanzar hasta 229 m.

Los ríos Wará y Uairén, están afectados por el POU-SEU, bajo la forma de áreas de protección de ríos y quebradas susceptibles de desarrollo. A la vez, la Ley de Aguas (2007) prevé franjas protectoras de cuerpos y aguas con el fin de resguardar áreas

vulnerables de las cuales depende la permanencia y calidad del recurso, así como su biodiversidad.

Finalmente, el régimen climático-hidrológico permite la presencia de importantes volúmenes de agua sin problemas de calidad y cantidad (Ibidem), lo cual es un potencial para la comunidad de Wará, algunos habitantes de Wará se sirven de los cursos de agua cercanos a su respectivo asentamiento y, de igual forma, para mantener la producción hidroeléctrica.



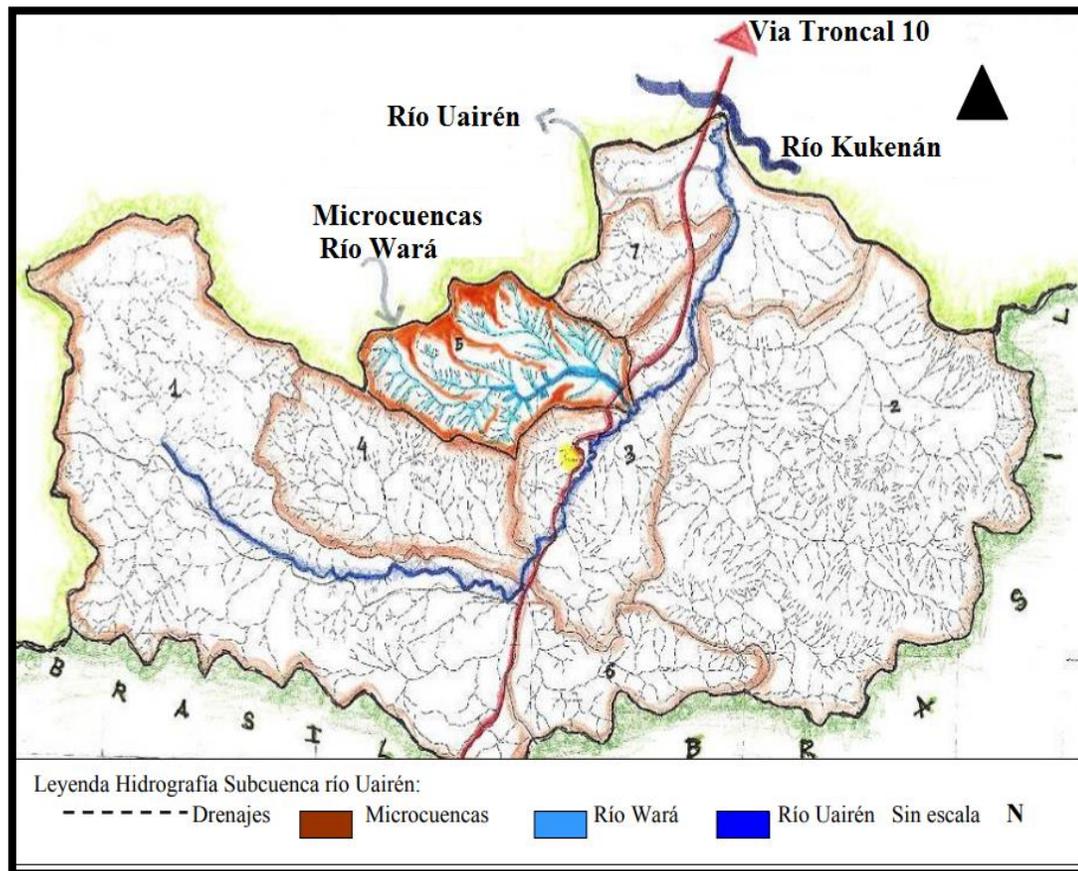


Figura 2.6. Hidrografía de la subcuenca del río Uairén: cuenca del río Kukenán. CVG-EDELCA (1983).

## 2.4 Geología

### 2.4.1 Formación geológica

La subcuenca del río Uairén geológicamente pertenece a la parte norte del Escudo Guayanés donde afloran rocas que caracterizan a las provincias geológicas de edad precámbrica (oscilan entre 3.500 y 900 millones de años): Cuchivero, Roraima y Magmática de Roraima (CVG-EDELCA, 1983).

Tabla 2.3. Composición geológica de la Subcuenca del río Uairén. (CVG-EDELCA, 1983).

Provincia	Litología características	Representación
Cuchivero	Rocas plutónicas y metavolcánicas.	Granito, riolitas y rodacitas.
Roraima	Rocas sedimentarias e ígneas intrusivas.	Conglomerados basales, areniscas, arcillas, lutitas, etc.
Magmática del Roraima	Rocas intrusivas básicas.	Diabasa.

El Escudo Guayanés “comprende la provincia fisiográfica más antigua del territorio venezolano” (CVG-EDELCA, 2004, p.72), a la vez, la Región Hidrográfica del río Caroní experimenta poca o nula actividad sísmica debido, principalmente, a su ubicación a más de 300 km. al sur de la zona de convergencia de las placas tectónicas del Caribe y Suramérica (Ibidem, p.76). De acuerdo a la zonificación sísmica de Venezuela indicada por las normas COVENIN 1756-98 para el diseño de estructura sismos resistentes, Wará se localiza en la Zona 1 de muy bajo movimiento sísmico (Ibidem).

En la Figura 2.10 se muestra la zonificación sísmica de Venezuela indicada por las normas COVENIN 1756-98 para el diseño de estructura sismos resistentes, Wará se localiza en la Zona 1 de muy bajo movimiento sísmico (Ibidem).

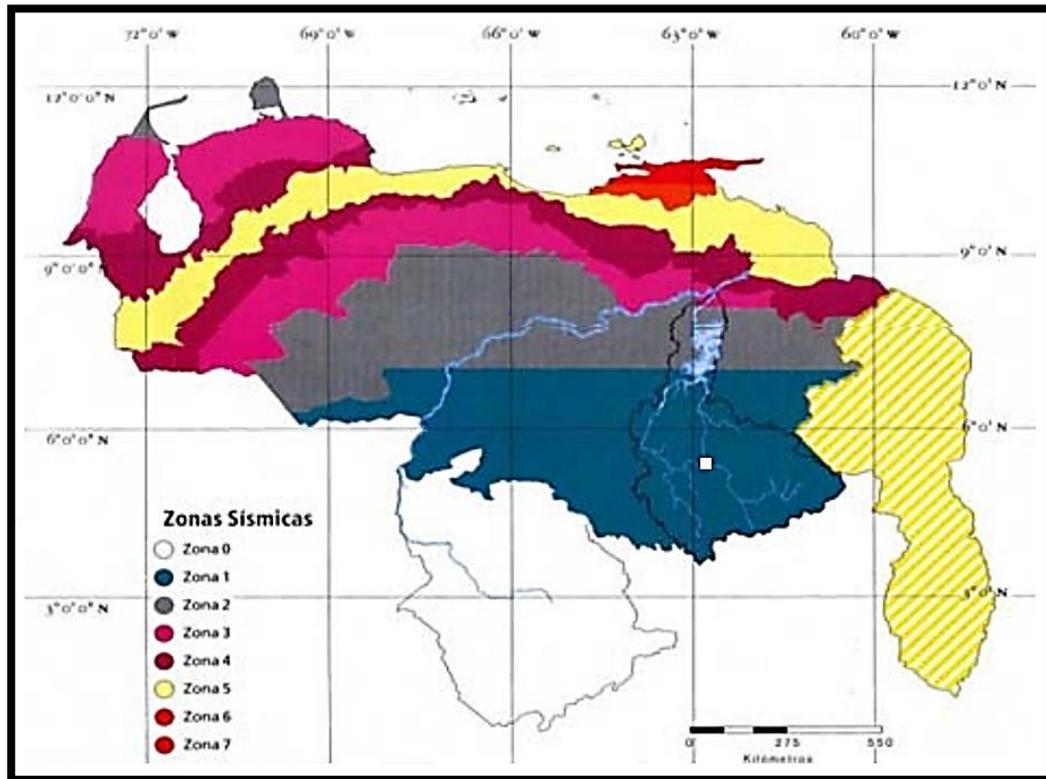


Figura 2.7. Mapa de la Zonificación Sísmica con fines de Ingeniería (CVG-EDELCA, 2003).

#### 2.4.2 Geomorfología

La micro-cuenca de Wará se encuentra emplazada en el paisaje de valle, el cual se caracteriza en la Región Hidrográfica del río Caroní (RHRC) por:

Ocupar los espacios geográficos más deprimidos y bajos, frecuentemente asociados a cursos de agua que actúan como eje, lo que les confieren una forma alargada y relativamente plana...presentan un escaso aporte aluvial de sedimentos (CVG-EDELCA, 2004, p. 83).

Dicho paisaje en el área de estudio, está compuesto, principalmente, por dos tipos de relieves:

Las cuestas monoclinales de areniscas predominantes en pendientes mayores a 30% en los frentes de cuestas y menores a 15% en los dorsos y alterna con pequeños valles coluvio aluviales con una pendiente menor a 5% (CVG-EDELCA, 1983).

El valle coluvio-aluvial está conformado por material transportado de origen coluvial y aluvial. Los materiales coluviales se presentan bajo la forma de glacis que descienden desde las cuestas monoclinales y se integran a la planicie aluvial (material aluvial) (CVG-EDELCA, 1983). Cabe acotar, que las áreas inundables son aquellas que están sometidas al anegamiento permanente por los bajos valores de pendientes donde la infiltración domina sobre la escorrentía y corresponde al espacio de los morichales y la planicie aluvial, áreas susceptibles a la intervención antrópica.

El relieve del área en estudio está determinado y/o condicionado por la diversa gama de pendientes, las cuales se clasifican en: muy suaves, suaves, moderadas y fuertes. A continuación, en la Figura 2.13 se ilustra una aproximación a las pendientes del área de estudio:

1. Las pendientes muy suaves de 0 a 3.5 % (0 a 2°) del área de estudio se ubican en las planicies aluviales y zonas anegadizas.
2. Las suaves de 8 % (5°) corresponden, en gran medida, al área donde está asentada la población o en las faldas de las lomas.
3. Las pendientes moderadas de 18% y 21% (10 ° y 12°) se ubican en las lomas de los cerros.
4. Las más fuertes de 27 % (15°) se presentan en las crestas.

5. De acuerdo a la imagen mostrada y el recorrido en campo, pareciera predominar en Wará las pendientes muy suaves y suaves.

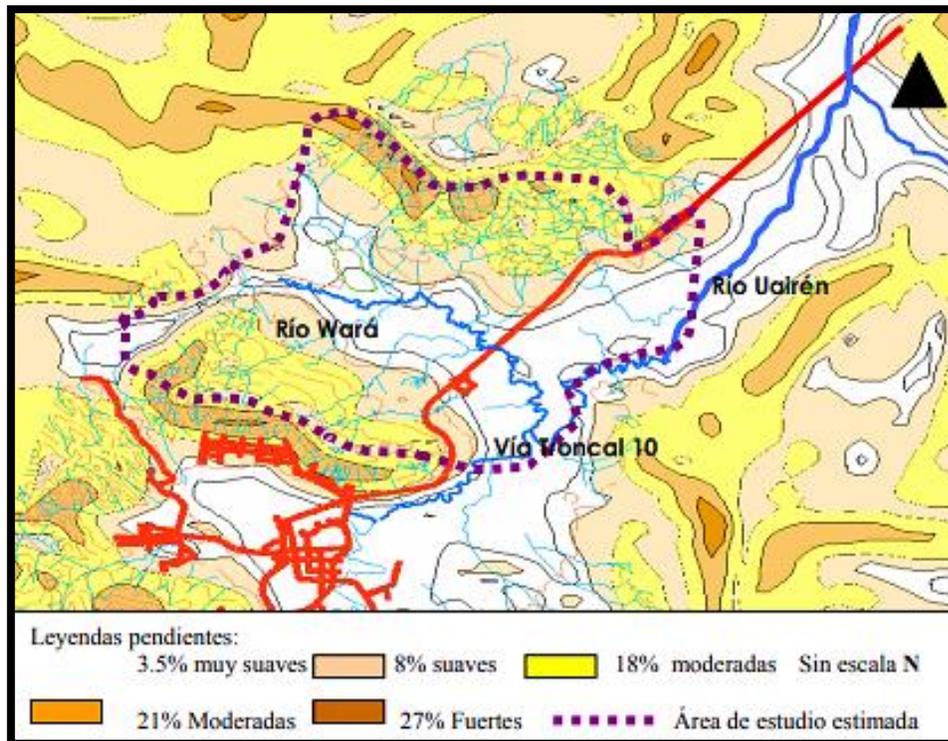


Figura 2.8. Pendientes de Wará (Figuroa, M. 2007).

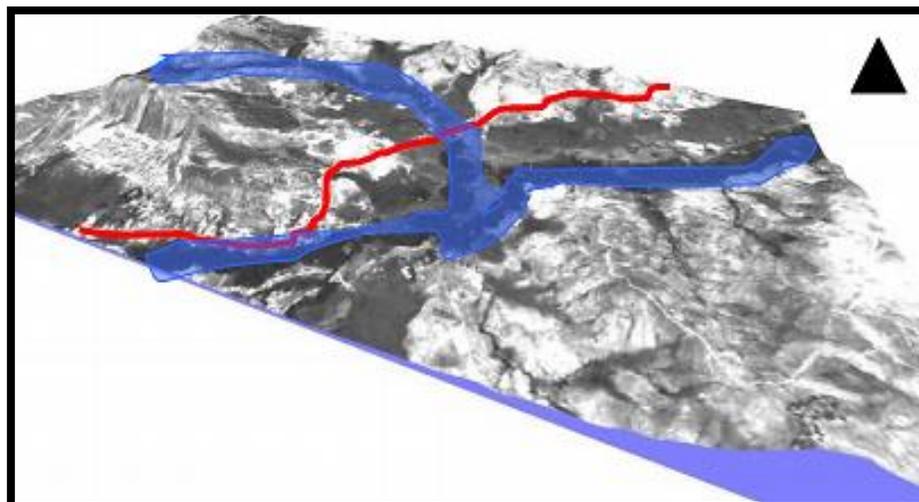


Figura 2.9. Vista 3D, sección topográfica Wará (Figuroa, M. 2007).

## 2.5 Características generales de los suelos

De acuerdo al Estudio de la Subcuenca del río Uairén (1983), en el área en estudio existen tres tipos de suelos, a entender: Entisoles, Utilosoles e Inceptisoles, que responden a la “diversidad existente de materiales litológicos, tipos de relieve, clima y cobertura vegetal” (CVG-EDELCA, 2004, p.85). A partir de observaciones realizadas en campo, pareciera predominar en el área de asentamiento de la población los Entisoles asociados a la textura arenosa en el valle coluvio-aluvial, con algunas variaciones por rocosidad y pedregosidad en los sectores de mayor pendiente (Tabla 2.4).

Tabla 2.4. Características de los suelos en Wará (CVG EDELCA, 1983).

Relieve	Taxonomía	Textura	Profundidad	Características hidrológicas de los suelos
Cuestas de areniscas	Entisoles	Arenosa	< 30 <i>cm</i>	Alta permeabilidad y baja capacidad de retención de humedad.
Valle coluvio-aluvial	Utilosoles	Arcilla	> 120 <i>cm</i>	Lenta a moderada permeabilidad y alta retención de humedad asociado a la escasa pendiente que impide el drenaje.
Áreas deprimidas planicie aluvial	Inceptisoles	Arenosa	> 120 <i>cm</i>	Sometidos a un anegamiento permanente asociado al drenaje lento. Alto contenido de materia orgánica.

Los Entisoles específicamente se caracterizan por ser suelos:

“Superficiales a moderadamente profundos...predominan las texturas arenosas y arena francas con proporciones variables de grava, guijarros de cuarzo y nódulos de

hierro. Los Entisoles tienen su mayor expresión en los sectores Medio y alto Caroní donde alcanza a cubrir casi el 60% del área” (Ibidem, p.86).



Figura 2.10. Perfil de suelos en Wará (Figuerola, M. 2007).

En particular, los suelos Entisoles en el área en estudio se evidencian en la existencia de un gran potencial de yacimientos de minerales no metálicos, específicamente, arena granza (blanca y rosada). Estos han sido explotados durante más de 30 años, para satisfacer la demanda local de la industria de la construcción. La explotación de esta materia prima ha generado entradas económicas a la comunidad y funge como uno de los aspectos positivos sobre la comunidad manifestado por las personas encuestadas.

Asimismo, las personas empadronadas expresaron su preferencia hacia este suelo, su condición de alta permeabilidad facilita la movilidad a pie en épocas de lluvia.

De otra forma, los órdenes Entisoles y Ultisoles tienen características comunes, entre las que predominan la baja fertilidad y, por ende, el bajo potencial para el desarrollo de actividades agrícolas convencionales sin aplicación de alguna técnica productiva especial.

Los suelos muy húmedos y/o con concentraciones de agua superficial se ubican generalmente en la planicie aluvial y la primera y segunda terraza del valle coluvio

aluvial, las cuales presentan la menor pendiente y por ende, suelen ser las preferidas en general para ubicar los asentamientos. Sin embargo, su característica hidrológica (considerable el grado de sedimentación que presenta el lecho en la planicie aluvial que proviene de las cuestas de areniscas) debe ser tomada en cuenta debido al efecto que tiene sobre la estabilidad de los proyectos de instalación de servicios de infraestructura de redes y de las viviendas.

## 2.6 Erosión

Los efectos de los condicionantes y agentes externos como: el clima, el suelo, la topografía, la cobertura vegetal y la acción antrópica, se manifiestan, sobre el suelo, en un proceso de degradación, el cual tiene como resultado la producción de sedimentos y la disminución de sus atributos necesarias para la producción de bienes y servicios (CVG-EDELCA, 2004, p.87).

Según el Estudio del Plan Maestro de la Cuenca del río Caroní (2003) el área en estudio se encuentra en una zona de erosión fuerte determinados por factores naturales como antrópicos. A continuación, se describe ese tipo de erosión (tabla 2.5 y figura 2.15).

Tabla 2.5. Descripción erosión fuerte (CVG EDELCA, 2003).

Erosión	Descripción
Fuerte	Áreas con erosión laminar severa y generalizada, que ha producido la pérdida de más de la mitad del espesor original del epipedón, en más del 50% de la superficie, o áreas donde se presenta erosión concentrada (surcos o cárcavas) que requieren trabajos intensos para su corrección.

A través de la visita de campo se pudieron detectar varias zonas de erosión intensa: Los primeros, aguas abajo del dique Wará I, al este de la Planta de Tratamiento

Wará, se observa una cárcava en los terrenos de la comunidad indígena de Wará, colocando en situación de franco peligro a la tubería que proviene de la planta de tratamiento de agua, la cual en algún tramo de su tendido se encuentra sin apoyo (en el aire), solo anclada en los bordes de la cárcava. Cabe destacar que esta cárcava pareciera de origen natural ya que se encuentra en un valle rodeado por elevaciones o cerros, de muy escasa vegetación y elevada pendiente, por cuyas laderas se presume el descenso del agua a gran velocidad.

Existen otras zonas en la cuenca que fueron utilizadas como saques de arena que actualmente están inactivos ya que fueron declarados Zonas de Recuperación por el Instituto Autónomo de Minas del estado Bolívar (IAMIB).

Las consecuencias son en detrimento del ambiente físico-natural de la micro-cuenca del río Wará, principalmente por:

1. La deforestación de estas zonas, dejándolas carentes de vegetación y proclives al desarrollo de cárcavas.
2. La alteración de la dinámica de la microcuenca, que genera áreas de erosión concentrada bajo la forma de profundas cárcavas y surcos que se integran a los cursos de aguas.
3. La aceleración de la deposición de sedimentos en los cauces pudiendo influir en la disminución del caudal del río Wará y posteriormente el del río Uairén.
4. Se pueden generar movimientos en masa que amenacen la estabilidad de las viviendas ubicadas en los asentamientos que se encuentran en las cercanías de los saques.

Como se ha demostrado, una parte de los suelos en el área en estudios presentan severas limitaciones por las pendientes fuertes y el anegamiento permanente, bajo estas

características se sugiere usos para: preservación, recreación conservación, de los regímenes de agua.

Se recomienda estudios del medio físico puntuales en las zonas donde se desarrolle urbanismo y/o obras de gran envergadura con el fin de minimizar riesgos.

## **2.7 Vegetación del área de estudio**

El área de estudio es un extraordinario escenario natural debido a su amplia diversidad y exóticos grupos vegetales únicos en el mundo. La vegetación se caracteriza por estar presente en toda la región y por tener suelos bastante ácidos, algo que es causado por la descomposición de las areniscas. La mayoría de estas especies han logrado habituarse a las condiciones particulares de esta región o en las adversas cumbres de los imponentes tepuyes donde las condiciones para conservar la vida de las especies son bastante difíciles, y que durante millones de años se han venido adecuando y transformando a esta clase de ambientes.

En las cumbres de los tepuyes, a pesar del ambiente hostil, hay mucha variedad de plantas que son bastante grandes ya que pueden ir desde los 30 centímetros las más pequeñas hasta más de 4 metros de alto. Los ríos que existen son turbulentos y con grandes caudales de agua. Las plantas crecen en rocas o crean alfombras naturales de color verde o marrón.

Dominan las sabanas y bosques de galería, los cuales se sitúan a lo largo de los cursos de los ríos y quebradas que atraviesan las sabanas. Estos bosques presentan una vegetación muy variada donde se observan árboles, arbustos, bejucos, plantas epifitas y la palma moriche *Mauritia flexuosa*. Los arbustos raramente superan los 2 a 3 metros de altura. Las familias de plantas más importantes son Theaceae, Humiriaceae,

Ericaceae, Compositae, Aquifoliaceae, Burseraceae, Sapotaceae. Entre las especies más altas, cabe destacar una Rutácea, la *Spathelia Fruticosa*, con tallos no ramificados de hasta cuatro metros, y un penacho de hojas compuestas en el ápice.

## **2.8 Fauna del área de estudio**

La fauna presente en la Gran Sabana, región que está ubicada al sureste de Venezuela, exactamente en el macizo Guayanés, es muy variada y depende principalmente de la altura y el tipo de vegetación. Hay tanta variedad de fauna y flora porque prevalece el bosque abierto, donde los animales prefieren vivir, escogen su lugar ya sea en el bosque de las islas, en los bosques de la ribera o en las selvas que se encuentran en las montañas, al pie de los tepuyes.

Entre las especies de fauna silvestre podemos encontrar especies que a día de hoy están en peligro de extinción como pueden ser:

1. El oso hormiguero gigante
2. El armadillo gigante
3. La nutria gigante del Amazonas
4. El ocelote
5. La paca Agouti paca
6. El marsupial endémico de las cumbres tepui
7. El cóndor
8. El oso anteojos

En estas zonas también encontraras al mono capuchino del Orinoco, el mono aullador y el mono viuda. Son especies de monos que tienen su hábitat en esta región y que conviven con el resto de animales que les acompañan en esas zonas.

También podemos hablar de la avifauna, que es lo mismo que hablar de la fauna de las aves. Es muy variada sobre todo por el Guacamayo rojo, el gallito de las rocas, el águila harpía, perico cara sucia, el rey zamuro, campanero, colibrí, pájaros capuchinos y tucanes. Entre los reptiles podemos encontrar algunos que dan mucho miedo, como lo son la Boa constrictor, la anaconda, la cuaima piña, la coral y cascabel. También existe presencia de otros reptiles como el camaleón, la iguana y el morrocoy selvático. También existen muchas especies de anfibios que viven en zonas húmedas, incluyendo la rana minero.

El Sapo Minero, es uno de los anfibios más interesantes de La Gran Sabana, al sur de Venezuela. Pertenece a una familia de sapos, cuyas especies se caracterizan por la secreción venenosa abundante que produce su piel. También son llamados "Veneno de flecha", ya que los indios usan dicha sustancia para envenenar la punta de sus dardos y flechas.

Existen algunas especies que son más comunes y que se pueden encontrar en mayor parte y cantidad de animales como son:

1. El armadillo.
2. El pequeño cuspa.
3. El caprincho.
4. El jaguar.
5. El puma.
6. El ocelote.
7. Báquira.
8. El tigrito.
9. Puercoespines.

10. Ardilla guayanesa.
11. Cuchi cuchis.
12. Venado.
13. Ratones.
14. Comadreas.



Figura 2.11. Ejemplares de la fauna típica de la zona de estudio (<http://lagransabana.com/ext.htm>).

## **CAPÍTULO III**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **3.1 Antecedentes de la investigación.**

Becerra, M. (2018), en su trabajo titulado **“DIAGNOSTICO OPERATIVO Y ESTRUCTURAL DEL VASO DE ALMACENAMIENTO Y DIQUE DE CONCRETO DE LA REPRESA WARÁ II EN EL RÍO WARÁ, MUNICIPIO GRAN SABANA, ESTADO BOLÍVAR, VENEZUELA”** se realizó una investigación de tipo descriptivo con un diseño de campo en la cual se construyeron mapas topográficos a partir del reconocimiento del área de estudio, a fin de poder reconocer y describir geomorfológicamente dicha zona, en este estudio a partir de muestras tomadas en el embalse así como la aplicación de diversos métodos se planteó el reconocimiento y la condición en la que se encuentra el embalse y el dique, así como su operatividad, y su posibles afecciones a los servicios de aporte de agua a santa Elena de Uairén.

Este estudio, se considera importante para la presente investigación, ya que dentro del tema se estudia la cuenca media del río Wará específicamente la represa Wará II, en el municipio Gran Sabana, estado Bolívar el cual es la misma zona de estudio presente en este, nuestro trabajo de grado en el cual se propone una sobreelevación del dique Wará II, en su trabajo Becerra expone muchas de las condiciones actuales del dique las cuales son de gran importancia a la hora de realizar trabajos de gran magnitud como puede llegar a ser una sobreelevación, todos estos datos e información serán utilizados para la siguiente investigación con el propósito de poder ampliar y mejorar las condiciones actuales del sistema de aporte de agua a la comunidad del municipio Gran Sabana.

## **3.2 Bases teóricas**

### **3.2.1 Presas**

Una presa es una estructura hidráulica que se construye con la finalidad de crear un embalse para regular los escurrimientos de un río o bien, con el propósito de desviar sus aguas fuera de su cauce natural. Usualmente, las presas se construyen a través de los valles por donde corren los ríos y el área por ellas ocupada recibe el nombre de sitio de presa.

### **3.2.2 Clasificación de las presas**

Las presas pueden clasificarse de acuerdo con varios criterios, a saber: el tipo de material predominante utilizado en su construcción, su finalidad principal y su altura. Se hará, en este caso, la clasificación de acuerdo con el primero de los criterios señalados, pues es el más importante de los tres y el de empleo más común.

Existen tres clases de presas que derivan su nombre del tipo de material predominante en su sección: presas de concreto, presas de enrocado y presas de tierra; estas dos últimas se agrupan a veces bajo la denominación de presas de materiales sueltos. Las presas de concreto pueden, a su vez, subdividirse en: las de tipo convencional y las compactadas con rodillo (más conocidas por su denominación anglosajona RCC “roller compacted concrete”) que empezaron a utilizarse a gran escala en la década de los 80.

Por su altura, las presas pueden catalogarse como bajas, medianas y altas. Presas bajas son aquellas cuya altura sobre la fundación no supera los 30 metros, las medianas son las que están comprendidas entre 30 y 100 metros y las altas las que superan los

100 metros. El ICOLD, considera que una presa es grande si tiene más de 30 metros de altura. Esta clasificación es algo arbitraria y tiene solamente una finalidad estadística.

A continuación se da una breve descripción introductoria de cada uno de los tres tipos: concreto, tierra y enrocado (Figura 3.1).

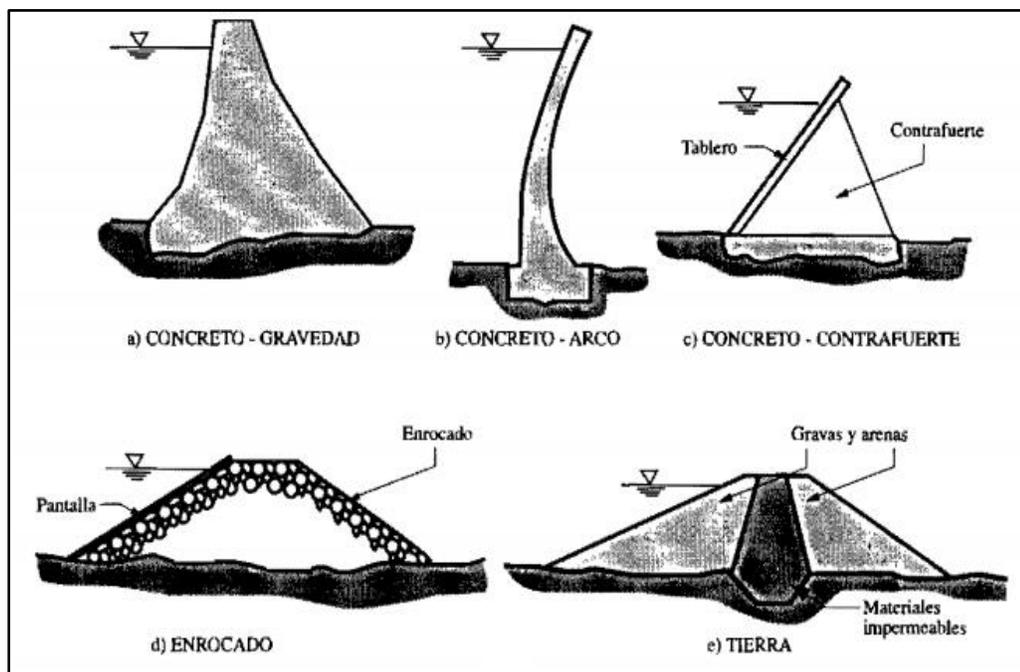


Figura 3.1. Secciones Simplificadas Típicas de los diferentes tipos de Presas. (Bolinaga, J y colaboradores. 2000).

### 3.2.2.1 Presas de concreto

Como se expuso anteriormente, en la actualidad, las presas de concreto se dividen en dos grupos:

#### ❖ Presas convencionales

Hechas con concreto vibrado cuya composición, colocación y consolidación son las tradicionales.

#### ❖ Presas compactadas con rodillo

Hechas con un concreto que corresponde a un nuevo material, ya que su composición difiere sensiblemente de los concretos convencionales y resulta en un concreto de consistencia seca y asiento nulo. La técnica es distinta pues la colocación y consolidación difieren de los métodos empleados tradicionalmente, recurriéndose a medios diferentes, semejantes a los empleados en los grandes movimientos de tierra.

Con el enorme desarrollo en la construcción de carreteras y autopistas y con el incremento observado en la construcción de grandes presas de materiales sueltos, a partir de la mitad de este siglo, las presas compactadas con rodillo han experimentado un notable auge.

Con los concretos tradicionales (vibrados) existen varios tipos de presas construidas como son las:

1. de gravedad (planta recta o curva),
2. de arco (arco-gravedad o bóvedas) y
3. de contrafuertes o gravedad aligerada, hoy día prácticamente en desuso.

Con los concretos compactados, hasta ahora sólo se han construido presas de gravedad o arco-gravedad, pero no hay que descartar, en un futuro más o menos próximo, su utilización en las presas tipo abovedado.

#### ❖ Presas de gravedad

Se definen como presas de gravedad aquellas presas sólidas construidas de concreto o mampostería y en las cuales las cargas actuantes son soportadas, principalmente por el peso que poseen, es decir, la estabilidad de la estructura se consigue únicamente por el peso.

Las presas de gravedad tienen una sección transversal aproximadamente triangular y, generalmente, se construyen con un eje recto, aunque en algunos casos se introduce una pequeña curvatura o quiebre en su alineamiento a fin de adaptarse mejor a la topografía del sitio.

#### ❖ Presas de arco

Son presas construidas de concreto que muestran en planta o en perfil un alineamiento curvo, cóncavo hacia aguas arriba visto desde aguas abajo. En ellas, la mayor parte de las fuerzas actuantes son transmitidas mediante el efecto de arco a las paredes del sitio de presa (estribos), siendo el resto de ellas soportadas, en formas similar a las de gravedad. Las presas en arco poseen diferentes formas dependiendo de las variantes introducidas, tanto en planta como en perfil, en los elementos geométricos que las conforman.

#### ❖ Presas de contrafuerte

Aunque actualmente se encuentran prácticamente en desuso, conviene, por razones didácticas, conocer que son aquellas presas que resisten las fuerzas actuantes mediante dos elementos estructurales: un tablero inclinado soportado por contrafuertes que, a su vez, transmiten dichas fuerzas a la fundación. Los elementos estructurales

básicos pueden sufrir diferentes modificaciones ya sea sustituyendo el tablero recto por segmentos cilíndricos o bien ensanchando notablemente el extremo superior del contrafuerte de forma de unirlos entre sí. Generalmente estas presas tienen un alineamiento recto, pero pueden ser curvos.

### **3.2.2.2 Presas de enrocado**

Están constituidas básicamente por fragmentos de roca. El elemento impermeabilizante está conformado, generalmente, por una membrana apoyada sobre el talud aguas arriba, la cual puede estar construida de diferentes materiales, o también, por una pantalla vertical ubicada en el centro de la presa; existe también la variante con un núcleo impermeable. Las fuerzas actuantes son soportadas por gravedad. Estas presas se construyen con ejes rectos, aunque algunas veces se introducen curvaturas a fin de adaptarse mejor a la topografía del sitio.

### **3.2.2.3 Presas de tierra**

Son aquellas en cuya sección predominan los siguientes materiales: arcillas, limos, arenas y gravas, colocados y compactados mediante equipos convencionales de movimiento de tierra o bien como rellenos hidráulicos.

Las presas de tierra se adaptan bien a cualquier tipo de alineamiento. Dentro de este tipo de presa se han incluido aquellas en cuya sección predominan zonas de enrocado compactado, pero cuyo elemento impermeabilizante está conformado por un núcleo construido a base de suelos impermeables. Esta clasificación obedece a la similitud que desde el punto de vista de diseño y comportamiento tienen estas presas con las presas de tierra que poseen espaldones de gravas.

#### **3.2.2.4 Presas mixtas**

Existen presas de tipo mixto, es decir, que en toda su longitud tienen, por ejemplo, un tramo de tierra y otro de concreto por gravedad. En estos casos, cada tramo se diseña de acuerdo con el tipo correspondiente, prestando especial cuidado a las superficies de contacto. Un ejemplo es el de la presa de Gurí en Venezuela.

#### **3.2.3 Embalse**

Desde el punto de vista de riego, hemos definido el embalse como un lago artificial construido para almacenar agua durante la estación lluviosa y para distribuirla durante la estación seca. Tanto para Venezuela como para la mayoría de países del mundo, esta es una condición generalmente impuesta por el clima. Nuestras lluvias, salvo contadas áreas, están concentradas durante un periodo de unos cinco o seis meses, que llamamos invierno, siendo muy escasas o nulas durante el resto del año; entonces esa mala distribución del agua de lluvia nos obliga a almacenarla mediante la construcción de embalses. Como se muestra seguidamente, los embalses pueden almacenar agua y otros usos no menos importantes, como se muestra en el cuadro siguiente:

#### **3.2.4 Embalse de usos múltiples**

Un embalse puede llenar, y generalmente lo hace, dos o más propósitos; así, un embalse para riego puede tener fines recreativos, o servir para suministrar agua a poblaciones o generar energía, o servir los cuatros objetivos, llamándose entonces embalses para usos múltiples. De hecho, todo embalse controla las crecientes en cierto grado, pues el pico de las mismas al pasar a través del embalse y ser descargado por el aliviadero, queda frecuentemente reducido. Por otra parte, los propósitos de algunos

embalses, algunas veces están en contraposición, así el embalse para la generación de energía disminuye el uso del mismo embalse para riego, por cuanto la estación lluviosa, es necesario turbinar el agua almacenada, operación que reduce la capacidad de riego del sistema.

Ordenados los embalses por su importancia en cuanto al uso del agua, nos encontramos con que el abastecimiento de poblaciones priva sobre los otros usos, luego le seguirían el riego o la generación de energía. Entonces cuando se proyecta un embalse de usos múltiples, el abastecimiento de poblaciones tiene siempre prioridad sobre cualquier otro uso.

### 3.2.5 Propósito de los embalses y sus objetivos

Tabla 3.1. Propósitos y objetivos de embalses (Bolinaga, J y colaboradores. 2000).

Propósito	Objetivos
Riego	Incremento de la producción agropecuaria.
Usos domésticos e industriales	Suministro de agua para uso de las poblaciones y de las industrias.
Control de inundaciones	Prevención de daños causados por desbordamientos durante la creciente, en defensas de las poblaciones y de áreas cultivadas o industriales.
Generación de energía	Protección y suministro de energía para usos domésticos e industriales.
Navegación	Facilidades al transporte por vía fluvial, permitiendo la navegación entre poblaciones.
Control de sedimentos	Pequeños embalses para control de sedimentos a otros embalses o a corrientes de agua. Control de erosión.
Recreación	Aumento del bienestar de la población.
Caza y pesca	Mejoramiento de la piscicultura para usos industriales. Mejoramiento de la ecología vegetal y animal.

### **3.2.6 Capacidad de un embalse**

La capacidad de un embalse se mide por el volumen de agua contenido en su vaso de almacenamiento para una altura dada de la presa y de su aliviadero. Para calcular la capacidad se utilizan los planos levantados del vaso de almacenamiento. Para ello, una vez que hayamos fijado el sitio de la presa y la cota de fondo del río, comenzamos a medir con el planímetro. Las áreas abarcadas por cada una de las curvas de nivel. Luego, si calculamos la semisuma de las áreas entre curvas y las multiplicamos por el intervalo entre las mismas obtenemos el volumen almacenado entre curvas o volúmenes parciales. Si se acumulan luego los volúmenes parciales, se obtiene el volumen almacenado por cada cota o altura sobre el río.

### **3.2.7 Curva de áreas y capacidades**

Con los datos del cuadro dibujamos las curvas de capacidades y áreas, las cuales nos permitirán conocer gráficamente los volúmenes capaces de ser almacenados en el sitio y las áreas que serán inundadas para cualquier altura de la presa. Estas curvas nos permiten seleccionar entre varias alternativas, aquellas que presentan mayores capacidades para la misma altura de la presa.

Para dibujar estas curvas se elige un sistema de coordenadas rectangulares y sobre el eje de las abscisas, a escala determinada, se dibujan los volúmenes, a escala determinada, se dibujan los volúmenes; en las ordenadas a partir de la cota de fondo del río las alturas o cotas, o ambas. Se dibuja también las áreas inundadas, usando sentido contrario a la curva de volúmenes para evitar confusiones al usar el gráfico.

Los cálculos de los volúmenes, de las áreas y el dibujo de las curvas deben hacerse lo más preciso posible y muy cuidadosamente. Si se cometen errores al calcularlas o dibujarlas, éstos se reflejarán en las dimensiones de todas las estructuras que integrarán el futuro embalse.

Las capacidades de los vasos de almacenamiento, se expresan en metros cúbicos ( $m^3$ ), hectómetros cúbicos ( $Hm^3$ ), equivale también esta medida a ( $106m^3$ ), o en hectáreas-metro (Ha.m), equivalente a  $10.000 m^3$ .

### **3.2.8 Ventajas de los Embalses**

1. Mejoramiento en el suministro de agua a núcleos urbanos en época de sequía.
2. Aumento de las posibilidades y superficie de riegos.
3. Desarrollo de la industria pesquera.
4. Incremento en las posibilidades de recreación.
5. Mantenimiento de reservas de agua para diferentes usos.
6. Incremento de vías navegables y disminución de distancias para navegación.
7. Control de crecientes de los ríos y daños causados por inundaciones.
8. Mejoramiento de condiciones ambientales y paisajísticas.

### **3.2.9 Desventajas de los Embalses**

1. Pérdida en la actividad agroindustrial por inundación de zonas con alto índice de desarrollo.
2. Cambio en la ecología de la zona.
3. Traslado de asentamientos humanos siempre difíciles y costosos.
4. Inestabilidad en los taludes.

5. Posible incremento de actividad sísmica, especialmente durante el llenado de embalses muy grandes.

### **3.2.10 Estructuras que forman los embalses**

Todo embalse consta de las siguientes estructuras básicas: la presa, el aliviadero y las obras de toma.

#### **3.2.10.1 La presa, dique o represa**

Es la estructura de retención de las aguas y resiste un empuje. Debe ser por lo tanto impermeable y estable conjuntamente con su fundación y sus estribos.

#### **3.2.10.2 El aliviadero**

El aliviadero o estructura de alivio o de descarga de los excedentes que llegan al embalse, los cuales no se desean almacenar. Su característica más importante es la de evacuar con facilidades las máximas crecientes que llegan al vaso de almacenamiento. Su insuficiencia provoca el desborde del agua por encima de la cresta de la presa y el posible colapso de esta estructura si se trata de una presa de tierra o de enrocado.

#### **3.2.10.3 Las obras de tomas**

Son un conjunto de estructuras formado por una estructura de entrada o toma, un túnel o conducto a través de un estribo o de la presa y una estructura de salida. Este conjunto permite tomar las aguas del embalse y pasarlas al canal principal. Debe tener suficiente capacidad para descargar las aguas crecientes durante la construcción de las

obras y para abastecer a la zona de riego con el gasto necesario, de acuerdo a los requerimientos de los suelos para niveles mínimos del embalse.

En algunos embalses se construyen diques o presas adicionales para el cierre de alguna depresión en la divisoria de aguas del vaso de almacenamiento. Algunos de estos diques se diseñan como dique fusible, es decir, que pueden destruirse con el paso de las aguas sobre los mismos, aumentando así la seguridad de la presa principal.

### **3.2.11 Tipos de embalses**

Tomando en consideración el período de almacenaje y el grado de regulación que ofrezcan los embalses, el que depende, tanto de su capacidad volumétrica como del caudal que reciben éstos durante la temporada húmeda, así como, de las exigencias de demanda a que se encuentren sometidos los mismos, es posible efectuar una clasificación más de los diversos tipos de embalses.

#### **3.2.11.1 Embalses estacionales**

Este tipo de embalses tienen la capacidad de almacenar agua durante la estación lluviosa, para tratar de regularla en forma eficiente y de acuerdo con la demanda, durante el período seco o de estiaje.

#### **3.2.11.2 Embalses horarios**

Estos embalses tienen una capacidad de almacenamiento relativamente baja y generalmente su vaciado se realiza en términos de horas, condición que justifica su nombre. El llenado de este tipo de embalses se puede llevar a cabo tanto en un lapso de horas como de días, dependiendo del caudal que afluya al mismo, una de sus funciones principales, es suplir las variaciones instantáneas de demanda. Ejemplo de estos se pueden mencionar Jurún Marinalá.

### **3.2.12 Capacidades características de los embalses**

En un embalse podemos distinguir tres capacidades características o volumen característicos:

1. El volumen muerto o capacidad de azolves.
2. El volumen útil.
3. La suma de ambos que nos da el volumen total.

El volumen de azolves es el volumen que debemos disponer en el vaso para almacenar los sedimentos transportados por el río y que con el tiempo se van depositando en él. El tiempo que tarda en colmarse esta capacidad, constituye la vida útil del embalse y se estima para proyectos pequeños en unos 50 años, y para los grandes proyectos en unos 100 años.

El volumen útil es el necesario para suplir las demandas y las pérdidas de agua durante un periodo determinado de funcionamiento del embalse debe ser de tal magnitud que garantice dentro de un periodo hidrológico escogido, el riego de toda el área disponible aprovechable. Cuando se presentan periodos muy secos, no previstos en el periodo de estudio, se puede racionar el agua prudencialmente alargando así lo

más posible, el tiempo de abastecimiento y evitando dejar completamente vacía la capacidad útil del embalse para el año siguiente.

En algunos casos cuando se desea combinar el riego con el control de inundaciones, se prevé otro volumen adicional, por encima del volumen útil con el objetivo de retener la creciente por un tiempo prudencial, no permitiendo que el aliviadero sobre pase gastos determinados, equivalentes al cauce aguas abajo. Es evidente que esta capacidad adicional debe siempre quedar disponible para absorber la creciente prevista.

### **3.2.13 Alturas características en el embalse**

Cada uno de estos volúmenes, corresponde a una altura determinada en el embalse; así el volumen de azolves corresponde una altura  $h_1$  llamada de aguas muertas o nivel de aguas muertas (N.A.M), será la altura a la cual alcanzaran los sedimentos en el vaso de almacenamiento durante la vida útil del embalse, la cual fijara el nivel más bajo donde quedaran colocadas las compuertas en la obra de toma, para que los sedimentos no pasen del embalse hacia el canal principal.

Por encima de esta altura quedara la altura útil o sea la equivalente al volumen útil  $h_2$ , la cual determinara el nivel de aguas normales (N.A.N.), o sea la altura a la cual quedara el aliviadero.

De la misma manera por encima del nivel de aguas normales, dejara la capacidad para control de crecientes, cuya altura casi siempre queda fija por las compuertas del aliviadero. El volumen total determina en el embalse la altura de aguas normales, N.A.N.

El nivel mínimo de operaciones es el nivel más bajo para el cual el azolve permite suministrar el gasto máximo exigido para el abastecimiento.

### 3.3 Determinación de capacidad muerta

#### 3.3.1 Determinación de los sedimentos en el embalse

En casi ningún embalse es posible eliminar la acumulación de sedimentos, porque, como sabemos son producto de la erosión de la cuenca y son transportados en suspensión y/o por arrastre hacia las inmediaciones de la presa.

La figura 3.2, nos muestra una distribución estimada de los sedimentos en un embalse. En ella se observa que los sedimentos gruesos se depositan en la cola del embalse formando un área deltaica, mientras que los finos, limos y arcillas son transportados por corrientes de densidad y van depositándose en las proximidades de la presa.

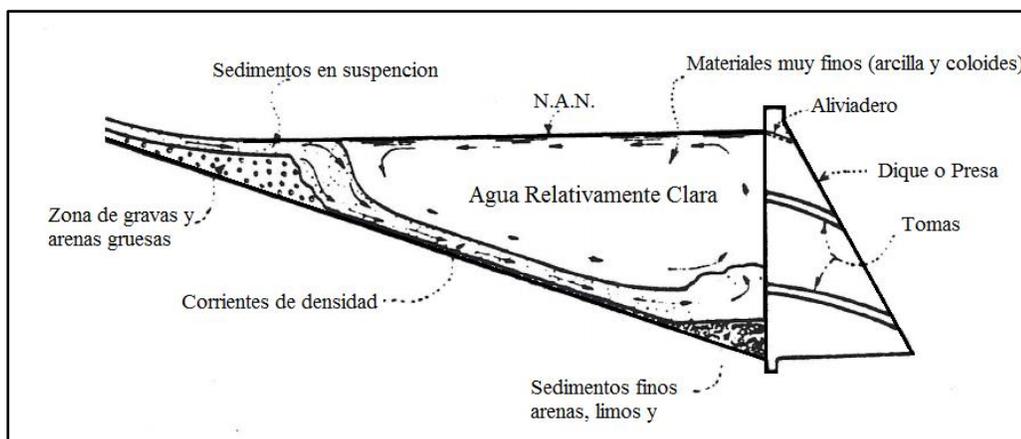


Figura 3.2. Dibujo esquemático de la acumulación de sedimentos en un embalse típico (<http://www.fao.org/3/t0848s/t0848s07.htm>).

Otros más finos, como las arcillas muy finas, y los coloides, permanecen en el embalse dentro del agua relativamente clara y se depositan posteriormente o salen fuera del embalse a través de la obra de toma.

Los sedimentos se van depositando a lo largo del cauce y un volumen sustancial de ellos queda retenido en la zona deltaica, fuera del vaso de almacenamiento. Aquel volumen que se deposita dentro del vaso, no lo hace en general en forma horizontal, sino que recubre toda el área del vaso, en especial los cauces de los ríos que lo atraviesan.

Existen dos hipótesis para calcular la forma de deposición de los depósitos en el embalse:

1. Disposición horizontal del sedimento, es decir que el mayor volumen se deposita siguiendo una línea horizontal.
2. Disposición del azolve a lo largo del cauce del río, ocupando un volumen distribuido en cauces y quebradas.

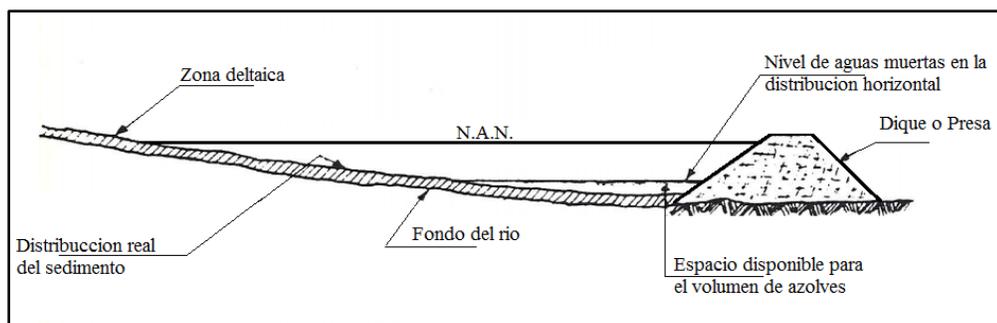


Figura 3.3 Disposición de sedimentos en el embalse.

En general, en los embalses pequeños se calcula el volumen muerto utilizando la distribución horizontal de los sedimentos.

### **3.4 Estabilidad en presas de gravedad de concreto**

Las presas de concreto sólidas, en las cuales la estabilidad se logra por efecto de su propio peso, se denominan presas de concreto por gravedad. Estas presas transmiten verticalmente los esfuerzos a la fundación. Todas las cargas usadas en el proyecto deben de ser elegidas para representar, con tanta precisión como sea posible, las cargas reales que se darán durante la operación de la estructura. Los métodos para determinar la capacidad de resistencia de las cargas de la presa deben de ser los más precisos que estén disponibles. Todas las incertidumbres con respecto a las cargas o la capacidad de carga deben resolverse hasta donde sea factible con ensayos de campo o de laboratorio y mediante una exploración completa y una inspección de la cimentación.

Como otras estructuras importantes, las presas deben ser regularmente y frecuentemente inspeccionadas. Deben hacerse observaciones adecuadas y medidas del comportamiento estructural de la presa y de su cimentación para asegurar que la estructura esté funcionando como se ha diseñado.

#### **3.4.1 Fuerzas actuantes**

Sobre cada bloque de la presa actúan unas acciones que deben encontrarse en equilibrio estático de fuerzas y momentos. Las acciones también denominadas solicitaciones, son las fuerzas activas actuantes, mientras que las reacciones son las fuerzas pasivas que las contrarrestan.

Para evaluar las solicitaciones y reacciones actuantes sobre la presa se toma una rebanada transversal de la presa, que para simplificar los cálculos se considera de 1

metro de espesor. El estudio se reduce así a un cálculo plano o bidimensional. Además, es tradicional que las fuerzas se expresen en un sistema técnico.

Es esencial en el proyecto de presas de gravedad el conocimiento de las fuerzas previstas que afectaran a las tensiones y a la estabilidad de la estructura.

Las fuerzas que deben ser consideradas son debidas a:

1. La presión externa del agua (presión hidrostática).
2. La temperatura.
3. Presión del agua interior es decir subpresión del poro en el contacto presa-cimiento.
4. El peso de la estructura.
5. Fuerza de hielo.
6. Presión de aterramientos.
7. Terremotos.
8. Fuerzas compuestas u otras acciones accesorias.

#### **3.4.1.1 Peso propio**

Es el peso de la masa de concreto más el peso de las estructuras conexas tales como puentes, compuertas, equipos, etc. Esta fuerza actúa verticalmente en el centro de gravedad de la sección o elemento considerado.

Las presas de gravedad son aquellas presas de fábrica que resisten los empujes a que se ven sometidas por su propio peso. Por tanto, el peso propio es la mayor sollicitación a que se ve sometida una presa de gravedad.

El peso propio se calcula multiplicando el volumen de la rebanada por la densidad aparente de hormigón que en caso de no conocerse se supone igual a 2,3 t/m<sup>3</sup>. El volumen de la rebanada (cuya magnitud, dado que el ancho de la rebana es de 1 m, es igual a la superficie de la sección), se obtiene mediante fórmulas geométricas. Hay que contar con el peso de la coronación y de los pies de cimentación cuando sean relevantes, y descontar los huecos de las galerías y cámaras que sean proporcionalmente significativos.

Para el cálculo de los momentos se necesita conocer el centro de gravedad de la sección, pero resulta ser más sencillo descomponer el peso en sus distintos componentes con formas geométricas regulares y calcular el centro de gravedad de cada componente.

#### **3.4.1.2 Presiones hidrostáticas**

En este apartado se considera exclusivamente el empuje hidrostático del agua, pues la subpresión se trata como otro apartado, el empuje hidrostático es la mayor fuerza desestabilizante a la que está sometida la presa.

El empuje hidrostático es perpendicular al paramento de aguas arriba de la presa. Cuando el paramento tiene talud inclinado, el empuje hidrostático se separa en dos componentes, una en dirección vertical y otra en dirección horizontal. La componente horizontal sería igual al empuje hidrostático considerando vertical el paramento. La componente vertical es una fuerza estabilizadora, esta sería igual al peso del agua sobre el paramento.

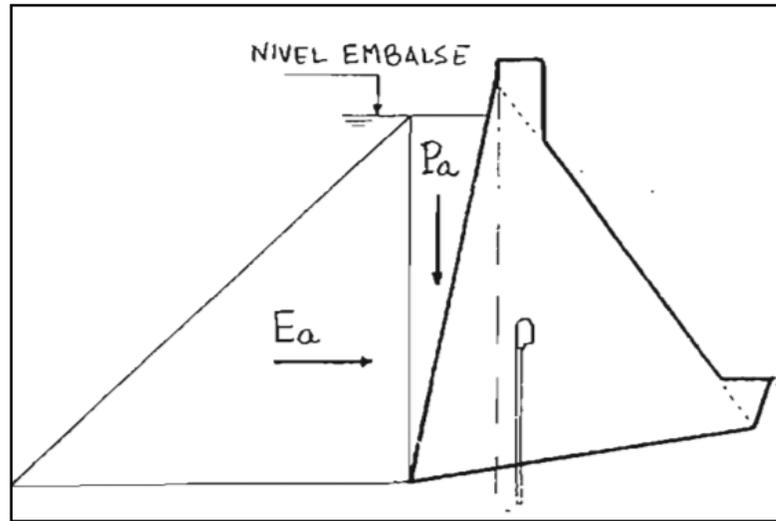


Figura 3.4. Dibujo representativo de a presión hidrostática de la presa. (Martin Carrasco F, Garrote De Marcos L. 2005).

El empuje del agua en toneladas es igual a la profundidad en metros (suponiendo que el peso específico del agua es la unidad). El empuje comienza a nivel de embalse y llega hasta el punto más bajo de la cimentación. Es, por tanto, una ley triangular y la resultante es igual al área de ese triángulo. En aquellos casos en que el agua contiene una fuerte proporción de elementos en suspensión se tienen en cuenta pesos específicos del agua superiores a la unidad.

A efecto del empuje hidrostático hay que distinguir diferentes niveles de embalse.

Finalmente, también puede suponerse un empuje hidrostático sobre el paramento de aguas abajo, que es una fuerza estabilizadora. Pero frecuentemente se prescinde de este empuje dejando el cálculo del lado de la seguridad.

Son las fuerzas actuantes, en las caras de la presa, generadas por el agua embalsada y la descargada por el aliviadero. La fuerza horizontal por unidad de ancho

ocasionada por la presión hidrostática, tiene una distribución triangular cuya resultante actúa a una distancia de la superficie del agua igual a las dos terceras partes de la altura piezométrica correspondiente.

Cuando la superficie sobre la cual actúa la presión hidrostática es inclinada, se tienen que considerar adicionalmente las componentes verticales que son los pesos de las columnas de agua soportada por la sección, que actúa en el centro de gravedad de la masa de agua correspondiente.

### **3.4.1.3 Fuerzas debidas a los sedimentos**

Durante el caudal normal y en las avenidas, pueden llegar limos al embalse que se depositan en el agua quieta adyacente a la presa. En el apéndice A se exponen los métodos para determinar la cantidad de aterramientos y su deposición en un embalse. Si se depositaron contra la superficie aguas arriba de la presa, los limos saturados ejercerán cargas mayores que la presión hidrostática solo del agua.

A menudo se diseñan, en las presas de gravedad, desagües de fondo para reducir la acumulación de lodos en la proximidad de la cara aguas arriba de la presa. En las presas de derivación, la función principal de los desagües de fondo es mantener sin limos las obras de cabecera y canal, mientras que se reduce un poco la carga de sólidos en la presa.

Cuando existen sedimentos almacenados en el embalse, se generan empujes, sobre los cuales se deben adoptar los criterios siguientes: horizontalmente el sedimento actúa como un fluido con un peso unitario  $\gamma$  de 1.360 kg/m<sup>3</sup>.

Y actúa a una distancia del extremo superior del sedimento, igual a las dos terceras partes desde la parte superior de la altura de los sedimentos existentes. En el

sentido vertical la fuerza correspondiente se calcula, usualmente cuando no existe información, con un peso unitario de  $1.920 \text{ kg/m}^3$  que actúa en el centro de gravedad de la masa de sedimentos que soporta la sección correspondiente.

#### **3.4.1.4 Subpresiones**

La presión intersticial o subpresión es, con diferencia, la fuerza que presenta mayores problemas de entendimiento conceptual. Consiste en el empuje del agua que actúa en dirección normal al plano de cimentación, en sentido contrario al peso, esta se filtra por el contacto entre la presa y terreno.

A pesar de las medidas preventivas incorporadas en las presas de gravedad para evitar las filtraciones, el agua bajo presión se abre paso a través de grietas, fisuras o planos de estratificación, para generar subpresiones, tanto en el interior de la masa de concreto de la presa como en su contacto con la fundación. Siempre que ocurre este fenómeno, parte del peso de la presa es soportado por el agua (subpresión), lo cual disminuye la reacción de la fundación. La distribución interna de la subpresión a lo largo de una sección horizontal a través de la presa, supone, generalmente, que ésta varía de la carga hidrostática total existente en la cara aguas arriba a cero, a la carga hidrostática correspondiente al nivel de las aguas existentes en la cara aguas abajo. Cuando se incorporan drenes perforados dentro del cuerpo de la presa, la distribución interna se modifica para reflejar el efecto de los drenes. Los estudios teóricos y ensayos de laboratorios indican que, con propósitos prácticos la subpresión actúa a través del concreto sobre el 100% del área de cualquier sección. La práctica actual del Bureau sitúa la línea de drenaje a una distancia de la superficie de aguas arriba igual al 5 por ciento de la altura máxima del embalse en la presa o a la misma distancia del paramento de aguas arriba como lo están los drenes situados dentro de las juntas de contracción. La práctica actual del Bureau asume que una línea formada por drenes de 12,7 cm (5

pulgadas) de diámetro espaciados 3 m (10 pies) reducen la presión media del poro en la línea de los drenes a un tercio de la presión lineal entre la presión aguas arriba y la de aguas abajo. Estos valores se basan en la suposición de que la altura menor de la galería de drenaje esté por debajo del nivel aguas abajo o que se bombea desde los drenajes siendo esto una parte del criterio de operación. Si la galería está por encima de la cota del agua aguas abajo, la presión con la línea de drenaje debe determinarse como si el nivel de aguas abajo fuese igual a la cota de la galería. En ningún caso estas presiones deben exceder a las calculadas en la presa sin los drenes. Se asume que las subpresiones no son afectadas por las aceleraciones del terremoto debido a la naturaleza transitoria de tales aceleraciones.

La subpresión total generada en la fundación depende de muchos factores, entre otros: la profundidad y separación de los huecos de drenaje; la eficiencia de la pantalla de inyecciones; la porosidad de la roca; los sistemas de fisuras de ésta; la presencia de fallas y otros accidentes geológico-geotécnicos que pueden alterar el flujo de las filtraciones.

Las fuerzas de las presiones del agua también ocurren dentro de la cimentación. La fuerza de subpresión en la cimentación disminuye las fuerzas normales pudiendo producirse potenciales superficies de deslizamiento. Las presiones del agua que se producen en las juntas de gran pendiente aumentan las fuerzas de deslizamiento en los bloques de la cimentación. Estos dos fenómenos reducen la estabilidad a deslizamiento de la cimentación.

La fuerza de subpresión dentro de la cimentación y a lo largo del contacto de la cimentación-presa puede reducirse por una línea de taladros de drenaje perforados en la cimentación del suelo de la galería de la cimentación. La distribución de presión interior a través de la cimentación depende de la profundidad, situación, y orientación

de los drenes, características de permeabilidad de la roca, juntas, fracturas, y cualquier otra característica geológica que pueda modificar el flujo. La línea de drenaje debe localizarse a una distancia del paramento de aguas arriba de la presa que asegure que no pueda existir una conexión directa con el embalse.

La determinación de cada distribución de presión puede hacerse por flujos netos calculados por varios métodos, incluyendo los modelos físicos bi o tridimensionales y modelos de elementos finitos bi o tridimensionales, analogía eléctrica, y técnicas gráficas. Para los diseños preliminares, puede estimarse la presión en la línea de drenaje usando la misma aproximación mencionada para los drenajes hechos dentro de la presa.

La subpresión con una presa de hormigón sobre un material permeable (como un suelo) depende de la filtración a través de ese material permeable. El agua que percola a través de los espacios del poro en estos materiales está retardada por la resistencia a fricción, similar al agua que fluye a través de una tubería. La intensidad de la subpresión puede ser controlada con la construcción de rastrillos, pantallas, drenes, y otros dispositivos.

Las presiones de agua en la cimentación pueden comenzar por sifonamiento de las zonas más débiles dentro de la cimentación. Por consiguiente, los gradientes de salida deben ser lo suficientemente pequeños para asegurar que ese sifonamiento no suceda.

La ley de subpresión a lo largo del cimiento se supone lineal entre aquellos puntos del cimiento cuya subpresión es conocida. Estos puntos son:

El pie aguas arriba, cuya subpresión es igual a la profundidad  $q$  que dicho punto se encuentra desde el nivel del embalse.

El pie de aguas abajo, cuya subpresión es igual a la profundidad a que dicho punto se encuentra desde el nivel del río aguas debajo de la presa.

El tercer punto depende la existencia de grieta en el pie aguas arriba. La grieta se origina cuando el pie de aguas arriba de la presa se despega del terreno a consecuencia del momento volcador producido por las solicitaciones.

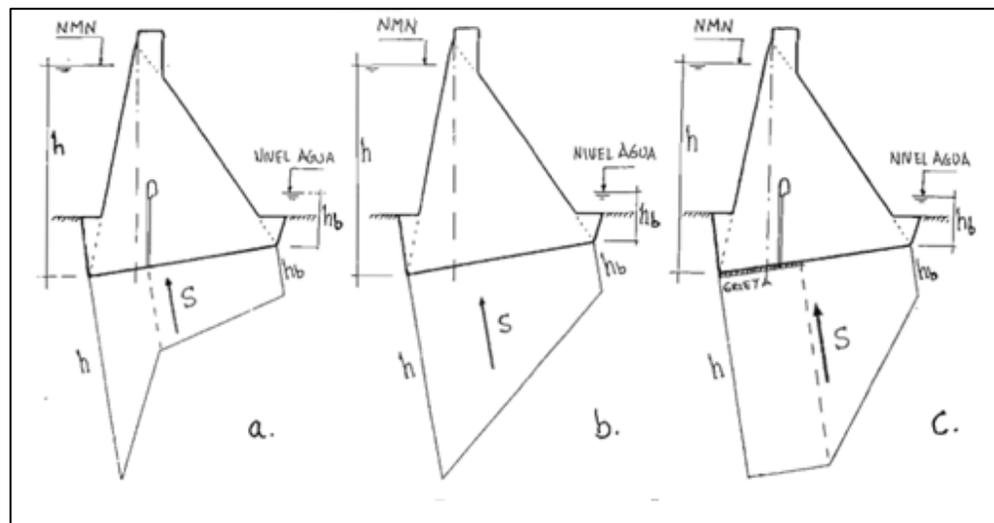


Figura 3.5. Diagramas de subpresión dependiendo la situación de la presa (si existe o no drenaje). (Martin Carrasco F, Garrote De Marcos L. 2005).

❖ Cuando se supone que no existe grieta y el drenaje funciona (Figura 3.5 a):

El tercer punto es el punto de los drenes. La subpresión en el punto de los drenes depende de la proximidad, diámetro y mantenimiento de los drenes, de las posibles heterogeneidades del cimientado y, sobre todo, de la cota de la galería más baja en la que desaguan los drenes. La subpresión en el punto de drenes se calculó haciendo la red de filtración o se estima mediante los criterios prácticos, pero siempre en función de la cota a la que está la galería más baja.

❖ Cuando se supone que no existe grieta y no funciona o no existe el drenaje (Figura 3.5 b):

No existe el tercer punto, siendo la ley de subpresiones lineal entre el pie de aguas arriba y el pie de aguas abajo.

❖ Cuando se supone que existe grieta (Figura 3.5 c):

El tercer punto es el punto final de la grieta, cuya subpresión es igual a la subpresión en el pie de aguas arriba.

La subpresión se calcula mediante fórmulas geométricas (trapezios). Sin embargo, cuando se presupone la existencia de grieta, el cálculo se calcula de forma distinta, este se simplifica al calcularse de manera conjunta con las reacciones normales al plano de cimentación.

#### **3.4.1.5 Efecto de oleaje**

Se trata del efecto dinámico sobre el paramento ocasionado por la ola de máxima altura previsible. Esta podría considerarse una sollicitación normal o accidental, dependiendo del motivo por el cual es causada, si la ola es causada por el viento dominante esta sería una sollicitación normal, a diferencia de si el motivo es el corrimiento de terreno o aludes sobre el embalse. Esta sollicitación por lo general se prescinde de acuerdo a los criterios del proyectista en cuanto a la zona.

#### **3.4.1.6 Acción del hielo**

Las presiones de hielo pueden producir una carga significativa contra la superficie de una presa en situaciones donde las temperaturas invernales sean tan frías como para producir una capa de hielo relativamente gruesa. La presión de hielo se produce por la expansión térmica del hielo y por arrastre del viento. Las presiones causadas por la expansión térmica del hielo dependen de la variación de la temperatura del hielo, el espesor cubierto de hielo, el coeficiente de expansión térmica, el módulo elástico, y la tensión del hielo. El viento arrastra dependiendo del tamaño y forma del área expuesta, la rugosidad de la superficie, y la dirección y velocidad del viento.

Esta sollicitación consiste en el empuje sobre el paramento aguas arriba que ocasiona el hielo formado sobre la superficie del embalse. Solo considera la acción del hielo cuando la capa de hielo sobre la superficie del embace se prevea de espesor mayor a 20cm.

La sollicitación por efecto del hielo se considera igual a una presión sobre la proyección vertical del área de contacto del hielo con el paramento. Cuando el paramento de aguas arriba se atendido o las laderas próximas a la presa tengan pendientes moderadas, se podrán aplicarse coeficientes de reducción de las cifras anteriores.

Generalmente se considera que la presión de hielo es una carga transitoria. La mayor parte de las presas están sujetas a poca o ninguna presión de hielo, es de un carácter especial al tratarse de un fenómeno que no está presente en todas las zonas y por ende no suele aplicarse de manera cotidiana.

El proyectista debe decidir, después de la consideración de los factores anteriores, si es apropiado considerar la presión de hielo.

### **3.4.1.7 Fuerzas debidas a los sismos**

La mayoría de los terremotos son el resultado de movimientos de la corteza terrestre a lo largo de las fallas. Deben hacerse exámenes geológicos del área localizando todas las fallas y determinando la actividad reciente que haya ocurrido. También deben estudiarse los archivos de actividad sismológica en el área para determinar la magnitud y situación de todos los terremotos registrados que pueden haber afectado al emplazamiento. Para determinar las fuerzas totales producidas por un terremoto, es necesario establecer la magnitud del terremoto y la distancia del emplazamiento al epicentro. Los terremotos pequeños o distantes normalmente producen en el emplazamiento una respuesta estructural pequeña.

Frecuentemente, las presas están sujetas a la acción de los sismos, y en consecuencia, deben proyectarse tomando en cuenta el efecto de las fuerzas generadas por ellos. La magnitud de estas fuerzas depende de la amplitud y frecuencia de las ondas sísmicas, o sea, de su intensidad. En primer lugar, las fuerzas horizontales son ocasionadas por la inercia de la masa de concreto, y en segundo lugar, por el incremento momentáneo de la presión hidrostática del agua embalsada. Por otra parte, el efecto de un sismo, que tenga una componente vertical de aceleración, es reducir el peso total de la presa, porque en determinados instantes, su dirección es contraria a la aceleración de gravedad. Los métodos convencionales para determinar las fuerzas sísmicas requieren que se determine un valor de aceleración apropiado. Muchas entidades encargadas de proyectar presas de concreto han usado durante largo tiempo una aceleración horizontal igual al 10% de la aceleración de la gravedad, para aquellas presas ubicadas en zonas sísmicas y un valor de aproximadamente del 5% para aquellas en zonas de poca actividad sísmica. En referencia a la aceleración vertical, se han usado valores similares o inferiores, toda vez que los análisis demuestran que el efecto de la componente vertical de los sismos afecta en menor grado la estabilidad y genera esfuerzos inferiores

a los causados por la componente horizontal; por esta razón, muchos proyectistas desprecian el efecto vertical del sismo. En zonas de alta sismicidad se realizará un estudio sismológico y tectónico que justifique las acciones previsible.

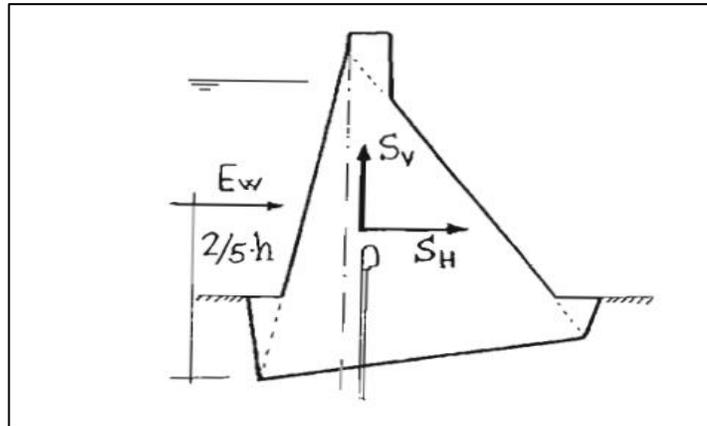


Figura 3.6. Diagrama de las fuerzas que actúan debido a un sismo. (Martin Carrasco F, Garrote De Marcos L. 2005).

En las zonas de sismicidad media el efecto sísmico equivale la acción sísmica de tres fuerzas una fuerza sísmica horizontal correspondiente a la aceleración sísmica máxima probable de 500 años, que si se descompone se adoptara entre el 5 % y el 10% de la aceleración de la gravedad, cuyo sentido será hacia aguas abajo, una fuerza sísmica vertical con un valor igual a la mitad de la horizontal, cuyo sentido será hacia arriba, y una fuerza horizontal debido al empuje hidrodinámico del agua embalsada , cuyo sentido también será aguas abajo. Esta última se calcula con la fórmula de westergaard:

$$E_w = \frac{2}{3} \times C_w \times h^2 \times \beta \quad (3.1)$$

Donde

$$C_w = \frac{0,817}{\sqrt{1 - 0,72x \left( \frac{H}{304,8xT} \right)^2}} \quad (3.2)$$

h: carga de agua sobre el paramento aguas arriba

H: altura de la presa sobre cimientos

T: periodo de oscilación (si no se conoce, T: 1s)

B: aceleración sísmica horizontal (entre el 5% y 10% de la gravedad)

Los puntos de aplicación de la fuerza sísmica horizontal y de la fuerza sísmica vertical coinciden con el centro de gravedad de la presa. El punto de aplicación del empuje hidrodinámico está a una altura de 25 h sobre el pie de la presa.

#### 3.4.1.8 Temperatura

El aumento volumétrico de la masa de concreto debido a un incremento en la temperatura, causa una transferencia de fuerzas a través de las juntas transversales de contracción, únicamente si éstas se encuentran rellenas o inyectadas, o cuando el incremento en temperatura es de tal magnitud que la junta se cierra totalmente. Las fuerzas transmitidas a través de las juntas incrementan los efectos de torsión y los esfuerzos en los estribos.

Los efectos de la temperatura pueden inducir roturas en la masa de las estructuras de hormigón. Pueden generarse tensiones de tracción que exceden la fuerza de tracción del hormigón debido a una coacción producida por los cambios volumétricos inducidos por la temperatura.

Ahora bien, como usualmente las presas de gravedad se diseñan con las juntas de contracción abiertas cuando los cambios de temperatura no sean tan drásticos como para afectar la temperatura interna, las cargas actuantes por este concepto se consideran prácticamente insignificantes, se trata de una sollicitación que solo tiene

❖ Control de temperaturas: la rotura por temperatura puede prevenirse o reducirse, colocando las temperaturas de la colocación, el horario de la colocación, y enfriado de la masa del hormigón colocada. Las dos primeras medidas son normalmente suficientes para controlar la rotura en las presas pequeñas porque las dimensiones del hormigón son lo suficientemente delgadas para permitir una rápida dispersión del calor.

Cuando el proyectista está haciendo los estudios para determinar la carga de la temperatura en el hormigón, deben considerar las condiciones de variación climática. De la misma manera, una superficie de agua del embalse que fluctúe de una forma importante afectara la temperatura del hormigón. Para determinar las cargas de temperatura, deben utilizarse la temperatura y las condiciones siguientes:

❖ Condiciones climatológicas habituales: la combinación de tres datos que incluyen las temperaturas que son la media mensual de las temperaturas de aire y los registros de mínimo/máximo de las temperaturas del aire en el emplazamiento. Los tres datos son temperatura diariamente del aire, el ciclo representativo de 1 semana de los periodos del frio/calor asociados con los cambios de presión barométricos, y las temperaturas medias mensuales del aire.

❖ Temperaturas normales del hormigón: las temperaturas normales del hormigón entre las caras aguas arriba y aguas abajo son el promedio de las temperaturas medias del aire y de las temperaturas del agua del embalse asociadas con las normas

de explotación del embalse. Una precisión adicional se obtiene considerando los efectos de radiación solar.

Siempre se deben investigar los efectos del cambio de temperatura cuando las juntas están selladas y cuando no están selladas con lechada, si las temperaturas de operación son superiores a las temperaturas de cierre. También de investigarse la posibilidad de roturas inducidas por la temperatura.

La generación de esfuerzos de tensión por efecto de cambios volumétricos debidos a cambios de la temperatura, tanto durante la construcción como durante la operación de la presa, puede originar fracturas y grietas a todas luces inconvenientes. Aunque generalmente esto no es un problema significativo en países tropicales.

#### **3.4.1.9 Otras solicitaciones**

Otras solicitaciones que se pueden considerar son:

1. Las vibraciones o esfuerzos dinámicos producidos por el funcionamiento de aliviaderos y organismos de desagüe.
2. Los impactos directos sobre la presa de posibles aludes o corrimientos del terreno.
3. Estas solicitaciones se calculan por los métodos específicos propios de las disciplinas correspondientes.
4. Tienen el carácter de normal siempre que se considere que son de apreciable frecuencia o persistencia, en otro caso se consideran accidentales o bien extremas.

#### **3.4.2 Reacciones del cimiento y empuje pasivo del terreno**

Las solicitaciones son las fuerzas activas que actúan sobre la presa. Las que resisten o se oponen a las anteriores se llaman reacciones o acciones pasivas.

Las reacciones se producen en el lugar donde la presa se asienta, es decir, en el terreno. Las reacciones que se tienen en cuenta para la estabilidad de la presa son las siguientes:

1. Reacción normal del terreno
2. Rozamiento del terreno de cimentación
3. Cohesión del contacto entre presa y terreno
4. Empuje pasivo del terreno situada aguas abajo de la cimentación

La forma y magnitud de estas reacciones es generalmente desconocida en un momento dado de la vida de la presa. En primer lugar, por ser fuerzas de magnitud variable que se limitan a contrarrestar a las solicitaciones. En segundo lugar, porque la estabilidad de la presa se logra por el efecto conjunto de estas reacciones, y la participación de cada reacción en ese esfuerzo conjunto solo puede ser estimado.

Por ello se recurre a establecer los valores máximos de cada una de las reacciones (rozamiento máximo, cohesión máxima, etc.) Además, por la dificultad de su cuantificación. Estos valores máximos están afectados de importantes coeficientes de seguridad.

#### **3.4.2.1 Reacción normal del terreno**

Se denomina reacción normal del terreno a la fuerza del terreno en dirección normal al plano de cimentación. Estas fuerzas contrarrestan a las fuerzas activas que intentan hundir la presa en el terreno, principalmente al peso propio.

La distribución de esta reacción a lo largo del cimiento es difícil de calcular, debiendo hacerse alguna hipótesis acerca de la forma en la que el terreno resiste. La hipótesis más sencilla es la de la deformación plana, la cual supone una distribución lineal de tensiones a lo largo del cimiento. La mayor compresión en el cimiento. Que a embalse lleno se produce en el pie de aguas abajo, podría superar la máxima compresión lineal que resiste el terreno, y entonces el terreno cedería. Esta situación es la que se conoce como vuelco, en los estudios de estabilidad de presas.

El cimiento, de una manera global, está siempre sometida a compresión, aunque esto quiere decir que todos los puntos del cimiento lo estén. Puede darse el caso de que una parte del cimiento no esté comprimida. Si se supone que el contacto de presa y cimiento no resiste tracciones, en esta parte no comprimida se ocasiona una grieta.

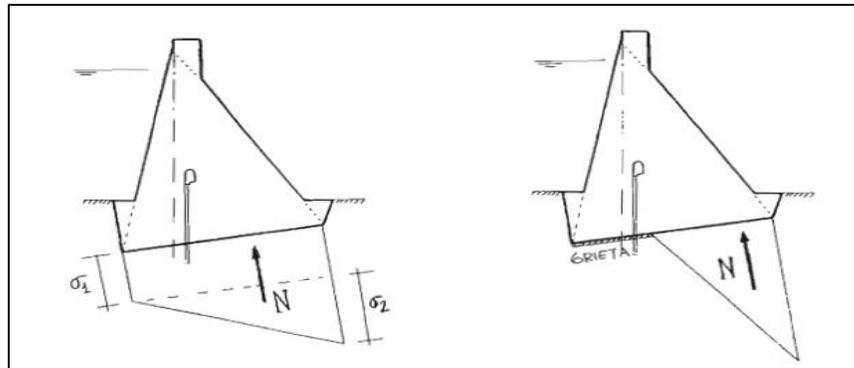


Figura 3.7. Diagrama que muestra la fuerza normal del terreno. (Martín Carrasco F, Garrote De Marcos L. 2005).

### 3.4.2.2 Rozamiento del terreno de cimiento

Existen fuerzas desestabilizadoras que empujan a la presa aguas abajo. La presa resiste este deslizamiento mediante dos reacciones: el rozamiento del terreno y la cohesión del contacto entre presa y terreno.

La fuerza de rozamiento se calcula según los principios de la física estática su valor es:

$$F_R = \sum F_n \tan \phi \quad (3.3)$$

Donde  $N = \sum F_n$  es la reacción normal del terreno y  $\phi$  es el Angulo de rozamiento del contacto entre presa y terreno.

### 3.4.2.3 Cohesión entre presa y terreno

Entre el hormigón de la presa y el terreno existe una cierta adherencia, que proporciona una resistencia adicional frente al deslizamiento. Esta fuerza se denomina cohesión. Suele considerarse que la cohesión del contacto es igual a la cohesión interna del terreno, que generalmente es menor que la cohesión interna del hormigón.

La fuerza de cohesión se produce en el contacto efectivo entre la presa y el terreno, lo cual excluye a la superficie no comprimida (grieta) de participar en la cohesión. El valor de la fuerza de cohesión es:

$$F_c = C \times A \quad (3.4)$$

Donde C es la cohesión unitaria del terreno y A es la longitud comprimida del contacto.

### 3.4.2.4 Empuje pasivo del terreno

La correcta cimentación de la presa sobre el terreno exige realizar una excavación hasta una cierta profundidad, que depende de la competencia del terreno, accidentes geológicos, etc. La presa esta, por tanto, encajada en el terreno y al intentar deslizar debe desplazar toda la masa del terreno que se encuentra aguas abajo. Este terreno ofrece una resistencia a ser desplazado, que es lo que se llama empuje pasivo del terreno.

La magnitud del empuje pasivo es muy variable de un caso a otro. En general depende de la profundidad de la cimentación, si bien se descuenta los primeros metros de terreno que se encuentran alterados y no ofrecen garantías de resistencia. Incluso no es infrecuente que se descarte por completo el efecto del empuje pasivo, dejando el cálculo de la estabilidad del lado de la seguridad.

#### **3.4.2.5 Casos de carga**

Las fuerzas actuantes sobre la presa, ya sean activas (solicitaciones) o pasivas (reacciones). Algunas solicitaciones actúan siempre como el peso, otras actúan frecuentemente como el empuje hidrostático, otras actúan de vez en cuando y dependiendo de la zona de presa, como el oleaje, otras actúan raramente como la fuerza sísmica, otras son físicamente incompatibles como el oleaje y el hielo y otras son probabilísticamente incompatibles como las fuerzas sísmicas y el nivel de aguas máximas de operación. Por ello se debe estudiar la estabilidad de la presa para diversas combinaciones de solicitaciones, considerando su frecuencia, concurrencia y permanencia, todo esto en función de la zona y bajo la decisión del proyectista encargado.

Las presas de concreto de gravedad deben diseñarse para las combinaciones posibles de fuerzas adoptando en cada caso un rango o factor de seguridad apropiado. Normalmente, es suficiente la consideración de los siguientes casos:

❖ Operación normal del embalse: en este caso, se considera que el embalse se encuentra a su nivel de aguas normales y que el nivel de agua al pie de aguas abajo de la presa, si existe, corresponde al gasto normal de operación. Las fuerzas que se consideran son: el peso propio, las presiones hidrostáticas, de sedimentos y las subpresiones.

❖ Máximo nivel en el embalse: en este caso, se considera que el embalse se encuentra a su máximo nivel y que el nivel del agua al pie de aguas abajo, si existe, corresponde al gasto máximo descargado por el aliviadero, más el gasto normal de operación. Las fuerzas que se consideran son: peso propio, las presiones hidrostáticas, de sedimentos y las subpresiones.

❖ Condición extrema: a las fuerzas consideradas en el caso de operación normal del embalse, se les añade las fuerzas ocasionadas por el sismo de mayor intensidad que pueda ocurrir en el sitio.

❖ Embalse vado: solamente se consideran las siguientes fuerzas: el peso propio y las fuerzas sísmicas.

❖ Casos adicionales: cualquier otro caso que el proyectista considere prudente analizar.

### **3.4.3 Comprobación de la estabilidad**

En cada una de las combinaciones de solicitaciones se comprueba:

La estabilidad al deslizamiento, para lo cual se comparan las fuerzas que se oponen al deslizamiento frente a las fuerzas que lo favorecen.

La estabilidad al vuelco, para lo cual se compara la mayor compresión puntual a que está sometida el terreno frente a la máxima compresión admisible.

### 3.4.3.1 Estabilidad al deslizamiento

Seleccionada una determinada combinación de solicitaciones, el deslizamiento de la presa se produce cuando la resultante de las solicitaciones en dirección tangencial al plano de deslizamiento supera a las reacciones que se oponen al deslizamiento.

La ecuación de estabilidad queda de la siguiente forma:

$$T \leq \frac{\sum F_{nx} \tan \theta}{K_1} + \frac{C_x A}{K_2} + E_p \quad (3.5)$$

Donde:

T: Resultante de las solicitaciones en dirección tangencial al plano de deslizamiento.

$\sum F_{nx} \tan \theta$ : Fuerza de rozamiento que se opone al deslizamiento.

CxA: Fuerza de cohesión que se opone al deslizamiento.

E<sub>p</sub>: Empuje pasivo del terreno.

K<sub>1</sub>: Coeficiente de seguridad de la fuerza de rozamiento.

K<sub>2</sub>: Coeficiente de seguridad de la fuerza de cohesión.

Los valores de  $K_1$  y  $K_2$  están fijados dependiendo a la combinación de solicitaciones que se esté estimando, ya sea para una combinación normal o exigente como las expuestas cargas máximas de operación de la presa.

Para combinaciones extremas no existe un criterio definido, pero puede ser suficiente con la comprobación estricta (coeficientes de seguridad iguales a la unidad) como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3.2. Coeficiente de seguridad de rozamiento y cohesión. (Martin Carrasco F, Garrote De Marcos L. 2005).

Coeficiente de seguridad	Operación normal	Máximo nivel en el embalse	Condición extrema
$K_1$	1,5	1,2	1
$K_2$	5	4	1

El coeficiente de seguridad  $K_2$  es mayor que el coeficiente de seguridad del rozamiento  $K_1$  por diversos motivos. En primer lugar, el Angulo de rozamiento es más sencillo de calcular, depende únicamente del tipo de material del terreno, no depende del estado del mismo, ni depende de la superficie de contacto efectivo entre presa y terreno (basta con que exista algún contacto). En segundo lugar, la cohesión está muy afectada por el estado del terreno y depende directamente de la superficie efectiva del contacto.

Los coeficientes de seguridad de la situación normal son superiores a los de la situación de máximo nivel en el embalse. Las situaciones de máximo nivel en el embalse o accidentales, son eventuales y de escasa duración, por lo que se debe penalizar menos a los parámetros resistentes del cimiento.

### 3.4.3.2 Estabilidad al vuelco

Seleccionada una determinada combinación de solicitaciones, el vuelco de la presa se produce cuando la mayor compresión puntual a que se ve sometido el terreno, supera a su máxima capacidad portante. Entonces el terreno cedería y la presa bascularía hacia aguas abajo. La ecuación de estabilidad queda de la siguiente forma

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{adm}} \quad (3.6)$$

Donde  $\sigma_{\max}$  es la mayor compresión a que se somete el terreno y  $\sigma_{\text{adm}}$  es la máxima capacidad portante de mismo.

En la hipótesis de la deformación plana, las tensiones mayores del cimiento se producen (con el embalse lleno) en el pie de aguas abajo como consecuencia del momento volcador.

### **3.5 Bases Legales**

#### **3.5.1 Ley de aguas**

Se considera que esta ley contenida y publicada en la Gaceta oficial de la República Bolivariana de Venezuela No: 35.595 del 02-01-2007 apoya en todas sus partes este tipo de trabajo de investigación. Sin embargo, se procede a mencionar a continuación solo dos (2) de los más importantes artículos que contiene.

Artículo 3.- La gestión integral de las aguas comprende, entre otras, el conjunto de actividades de índole técnica, científica, económica, financiera, institucional, gerencial, jurídica y operativa, dirigidas a la conservación y aprovechamiento del agua

en beneficio colectivo, considerando las aguas en todas sus formas y los, ecosistemas naturales asociados, las cuencas hidrográficas que las contienen, los actores e intereses de los usuarios o usuarias, los diferentes niveles territoriales de gobierno y la política ambiental, de ordenación del territorio y de desarrollo socioeconómico del país.

Artículo 12.- El control y manejo de los cuerpos de agua se realizará mediante:

1. La clasificación de los cuerpos de agua o sectores de éstos, atendiendo a su calidad y usos actuales y potenciales.
2. El establecimiento de rangos y límites máximos de elementos contaminantes en afluentes líquidos generados por fuentes puntuales.
3. El establecimiento de condiciones y medidas para controlar el uso de agroquímicos y otras fuentes de contaminación no puntuales.
4. La elaboración y ejecución de programas maestros de control y manejo de los cuerpos de agua, donde se determinen las relaciones causa-efecto entre fuentes contaminantes y problemas de calidad de aguas, las alternativas para el control de los efluentes existentes y futuros, y las condiciones en que se permitirán sus vertidos, incluyendo los límites de descargas máxicas para cada fuente contaminante y las normas técnicas complementarias que se estimen necesarias para el control y manejo de los cuerpos de aguas.

La clasificación de los cuerpos de agua y la aprobación de los programas maestros de control y manejo de los mismos, las cuales se podrán realizar conjunta o separadamente con los planes de gestión integral de las aguas en el ámbito de las cuencas hidrográficas.

## **CAPÍTULO IV**

### **METODOLOGÍA DE TRABAJO**

#### **4.1 Tipo de investigación**

Para poder plantear una solución al problema descrito, la investigación se orienta en un sentido descriptivo y proyectivo puesto que se hará una evaluación mediante: los registros, análisis e interpretación de los datos recolectados de la zona para lo cual se busca brindar una descripción del fenómeno que se estudia en este caso la propuesta de sobre-elevación del dique de concreto sobre el embalse Wará II en el río Wará en el municipio Gran Sabana en el estado Bolívar.

La investigación descriptiva comprende la descripción, registros, análisis e interpretación de la naturaleza actual y la composición o proceso de los fenómenos” Tamayo T, (2003) (p.99).

Según Sabino C. (1978), asegura que “su preocupación primordial radica en describir algunas características fundamentales de conjuntos homogéneos de fenómenos, utilizando criterios sistémicos para destacar los elementos esenciales de la naturaleza” (p.58), y también como lo refiere Lerma, (2003): “la investigación descriptiva tiene por objeto describir el estado, las características, factores y procedimientos presentes en fenómenos y hechos que ocurren en forma natural, sin explicar la relaciones que se identifiquen” (p. 54). De acuerdo con lo dicho por Jacqueline Hurtado de Barrera (2008), “la investigación proyectiva, consiste en la elaboración de una propuesta, un plan, un programa o un modelo, como solución a un problema o necesidad de tipo práctico, ya sea de un grupo social, o de una institución, o de una región geográfica, en un área particular del conocimiento, a partir de un diagnóstico preciso de las necesidades del momento, los procesos explicativos o

generadores involucrados y de las tendencias futuras; este tipo de investigación se ocupa de cómo deberían ser las cosas, para alcanzar unos fines y funcionar adecuadamente. (p. 49).

#### **4.2 Diseño de investigación**

La presente investigación estará enmarcada dentro del diseño documental y de campo, puesto que los datos para establecer la propuesta de sobre-elevación del dique de concreto sobre el embalse Wará II en el río Wará en el municipio Gran Sabana en el estado Bolívar utilizando el dique existente, serán recolectados directamente de la realidad, es decir, se buscarán toda la información de las características que tiene el dique actual, así como el embalse y los datos de la zona de estudio.

Según el Manual de Trabajo de Grado de Especialización y Maestría y Tesis Doctorales (2006) “se entiende por investigación documental el estudio de problemas con el propósito de ampliar y profundizar el conocimiento de su naturaleza, con apoyo principalmente en trabajos previos, información y datos divulgados por medios impresos, audiovisuales o electrónicos” (p. 20).

Asimismo, Salvador Mercado (2003), define la investigación documental como: “la investigación documental es una técnica que consiste en la selección y recopilación por medio de la lectura y crítica de documentos y materiales bibliográficos, hemerotecas bibliográficas, de bibliotecas, centros de documentación e información”. (p. 75).

Según Hernández (2003), la investigación de campo se expresa como: “una investigación no experimental es un estudio que se realiza sin manipular deliberadamente variables y en que solo se observan los fenómenos tales y como se

dan en un contexto natural, para después analizarlos” (p. 245). También León Montero, (1998) que afirma que “esta se caracteriza porque los problemas que estudia surgen de la realidad y la información requerida debe obtenerse directamente de ella” (p. 42).

Un diseño de campo es aquel en que la investigación se basa en la exploración y la observación del objeto en estudio, pudiéndose utilizar la experimentación”. Tamayo T, (2003) (p. 99).

### **4.3 Población y muestra de la investigación**

#### **4.3.1 Población de la investigación**

La población de estudio en este caso será el dique de concreto a el cual se le hace la propuesta de sobre-elevación y el embalse Wará en el cual se pretende aumentar el volumen de agua estos con sus especificaciones. La población “es el conjunto de todos los casos que concuerdan con determinadas especificaciones” Hernández R y otros, (2003) (p. 304). En ese sentido se puede decir que en una población se concentra una serie de personas o unidades de análisis que presentan coincidencias en aspectos concretos referidos a una determinada variable de estudio. Así bien Tamayo (1996) (p. 104) señale que una “población consiste en todos los individuos u objetos de un grupo bien definido acerca de las necesidades.

Arias (1999), señala que “es el conjunto de elementos con características comunes que son objetos de análisis y para los cuales serán válidas las conclusiones de la investigación”. (p.98).

#### **4.3.2 Muestra de la investigación**

Según, Sabino C (1992), “una muestra, es un sentido amplio, no es más que eso, una parte del todo que llamamos universo y que sirve para representarlo” (p. 90).

Para Balestrini (1997), la muestra “es obtenida con el fin de investigar, a partir del conocimiento de sus características particulares, las propiedades de una población” (p.138).

Para Hurtado (1998), consiste: “en las poblaciones pequeñas o finitas no se selecciona muestra alguna para no afectar la validez de los resultados”. (p. 77).

En vista de que la población es pequeña se tomara toda para el estudio y esta se denomina, muestreo censal, Lopez (1998), opina que “la muestra censal es aquella porción que representa toda la población”. (p. 123).

#### **4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos**

##### **4.4.1 Técnicas de recolección de datos**

Para obtener información relevante proveniente de la realidad objeto de estudio será necesario utilizar distintos instrumentos de recolección, como lo define sabino, (2006): “un instrumento de recolección de datos, en un principio es cualquier recurso del que se vale un investigador para acercarse a fenómenos y extraer de ellos información” (p. 143).

Para Arias F. (2006), la técnica es el procedimiento o forma particular de obtener datos o información (p. 67).

En tal sentido, y en relación a los objetos definidos en el presente estudio ubicado en un contexto de investigación descriptiva, se utilizarán diversas técnicas de recolección de datos para cumplir con las metas propuestas.

Para este trabajo de grado se utilizaron técnicas de recolección de datos mencionadas a continuación:

#### **4.4.1.1 Observación directa**

Según Sabino C. (1992), la observación consiste en el uso sistemático de nuestros sentidos orientados a la captación de la realidad que queremos estudiar (p. 110).

Según Aria F. (2006), la observación es una técnica que consiste en visualizar o captar mediante la vista, en forma sistemática, cualquier hecho, fenómeno o situación que se produzca en la naturaleza o en la sociedad, en función de unos objetivos de investigación preestablecidos, (p. 69).

Tamayo, (2006), define observación directa como: “aquella en la cual el investigador puede observar y recoger datos mediante su propia observación”. (p. 99).

En este caso se utilizan la técnica de observación para realizar la recolección de datos correspondientes a nuestro estudio de sobre-elevar el dique de concreto ubicado en el embalse Wará II en el río Wará, por lo que se debe acudir al sitio para poder describir la característica de dichos elementos que intervienen en la problemática y extraer los datos establecidos en la realidad.

#### **4.4.1.2 Revisión literaria**

La revisión literaria, permitirá extraer las bases teóricas y los antecedentes del problema de investigación, sirviendo como herramientas documentales que sustenten el trabajo propuesto, como lo expresa Tamayo, (2006): “la revisión literaria es el fundamento de la parte teórica de la investigación y permite conocer a nivel documental las investigaciones relacionadas con el problema planteado”. (p. 325). Se recurrirá a la recopilación de datos, a través de la consulta de textos, tesis, manuales, entre otros. También a través del servicio electrónico de internet se realizarán consultas para obtener información actual con respecto al tema investigado.

#### **4.4.1.3 Consultas académicas**

Se realizarán consultas a los tutores académicos, con el propósito de obtener asesoramiento, para realizar una investigación dentro de los parámetros y cumplir con los propósitos establecidos en el proyecto.

#### **4.4.2 Instrumentos de recolección de datos**

Para Alexis G. Pérez (2004), los instrumentos permiten al investigador obtener y recabar datos acerca de las variables de estudio (el cuestionario, las fichas, el cuaderno de campo, grabadores, cámaras fotográficas, filmadoras, etc.) (p. 67).

Arias F. (2006), enfatiza que un instrumento de recolección de datos es cualquier recurso, dispositivo o formato (en papel o digital), que se utiliza para obtener, registrar o almacenar información, (p. 69).

Será necesario realizar un levantamiento un levantamiento topográfico del área en estudio para conocer las coordenadas geográficas de la zona.

1. Teodolito.
2. Mira topográfica.
3. Cinta Métrica.
4. Clinómetro.
5. GPS.
6. Pala.
7. Jalón.
8. Nivel de burbuja.
9. Calculadora.
10. Bolsas para muestras.
11. Equipo de computación.
12. Programas de ofimática, Autocad, etc.

#### **4.5 Flujograma de la investigación.**

A continuación, en la figura 4.1 se presenta el flujograma de la investigación en el cual se plantean las actividades involucradas en los objetivos específicos de la investigación:

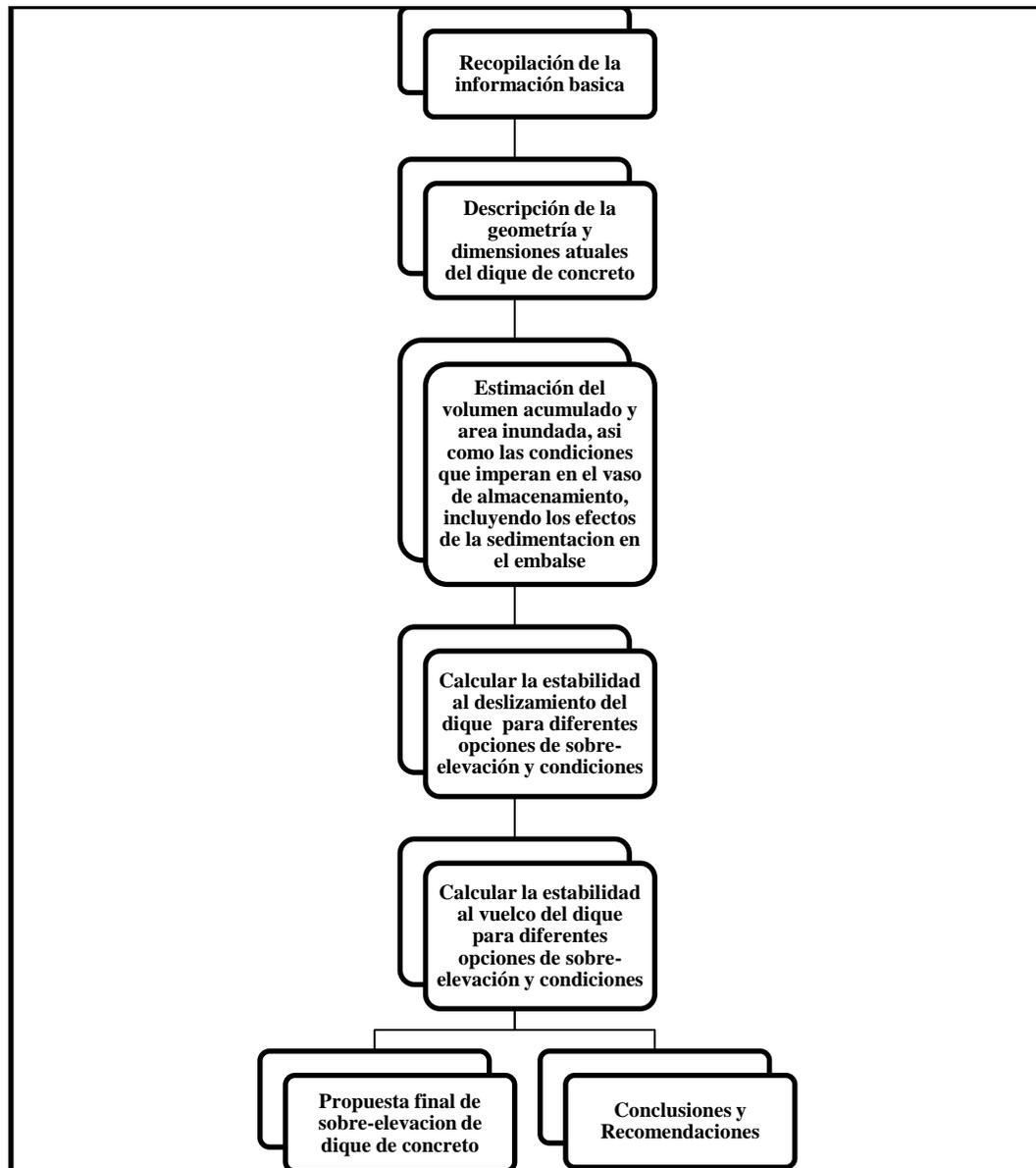


Figura 4.1. Flujograma de la investigación. (Corro y Vazquez, 2019).

#### 4.6 Procedimiento para el logro de los objetivos

A continuación, se describirá la metodología que ha sido esquematizada en el flujograma de la investigación antes presentado.

#### **4.6.1 Recopilación de la información básica**

Comprendió la obtención, recopilación y consulta de toda la información necesaria tanto cartográfica como bibliográfica de nuestra área de estudio, con el objetivo de utilizarse para la elaboración de esta investigación.

En lo que corresponde con la parte bibliográfica se buscaron y se revisaron minuciosamente diferentes libros y trabajos de investigación con alguna relación al tema de estudio, mucha de la información fue extraída en la biblioteca de la Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar. Además de trabajos de investigación publicados en la web referentes a esta investigación.

#### **4.6.2 Geometría y dimensiones del dique de concreto**

Se efectuará el reconocimiento en campo para la posterior determinación de las características geométricas y dimensionales del dique de concreto Wará II.

#### **4.6.3 Volúmenes acumulados del embalse y volumen de sedimentos en el embalse**

Con la ayuda de herramientas digitales, en este estudio más precisamente AutoCAD donde se procede a realizar polígonos en cada una de las curvas de nivel y así poder determinar las áreas internas, basándonos en esta área y mediante la aplicación de métodos analíticos se procede a realizar el cálculo del volumen aproximado en el embalse.

Luego para comprender la situación actual del embalse se realiza una estimación de los volúmenes de azolves acumulados mediante una comparación entre los datos y

planos de los levantamientos topo-batimétricos que se poseen del embalse, el de 2007 y 2018, para de esta forma obtener el volumen acumulado de sedimentos actual.

#### **4.6.4 Estabilidad al deslizamiento del dique**

Una vez determinada las características geométricas y dimensionales del dique de concreto Wará II se proponen diferentes opciones de sobreelevación posibles para los cimientos ya establecidos, los cuales serán evaluados en diferentes condiciones probables en la zona de estudio, estos fenómenos serán determinados a través de fórmulas analíticas para así poder determinar la estabilidad al deslizamiento a través de una relación de las sollicitaciones desestabilizantes y esfuerzos estabilizadores.

#### **4.6.5 Estabilidad al vuelco del dique**

Con la información de los distintos fenómenos o cargas que afectan se procede a verificar a través de fórmulas analíticas que el suelo donde se establece sea capaz de soportar las nuevas cargas a las que se verá afectada dicha zona, así como también se determinara si se cumple con un factor de seguridad al volcamiento por medio de una relación de los momentos volcadores y estabilizadores.

## **CAPÍTULO V**

### **ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS**

A partir de esta parte se presentará las informaciones que se logren obtener en base de los datos obtenidos y procesados según la metodología planteada en el capítulo anterior.

#### **5.1 Geometría y dimensiones actuales del dique de concreto**

El Dique de Concreto Wará II ubicado en el río Wará, municipio Gran Sabana del Estado Bolívar Venezuela (según las coordenadas UTM N 511164 y E 706790) aproximadamente a 1.52 km aguas arriba del dique de concreto Wará I, es un tipo de Dique de gravedad el cual posee una sección transversal en forma de triángulo cuasirectángulo, siendo el paramento de aguas arriba prácticamente vertical y el de aguas abajo posee un ángulo de inclinación que con respecto a la horizontal de  $55^\circ$ , que cumple en función de las necesidades resistentes de la infraestructura. Su base es ancha y se va estrechando a medida que se asciende hacia la parte superior denominada cresta, la anchura de la base en un dique o presa de gravedad suele ser del 75%-85% de la altura total de la misma, en nuestro dique la anchura de la base corresponde a 3,55 metros proporcionando una resistencia superior que las fuerzas ejercidas sobre ella, siendo esta misma de eje recto en su totalidad. El empuje del embalse es transmitido hacia el suelo verticalmente, por lo que éste debe ser muy estable para soportar el peso del dique y del embalse. La estructura del Dique se encuentra anclada en estribos de rocas duras (diaclasadas) que constituyen paredes de taludes casi verticales en las riberas del río Wará. Y se encuentra reposando sobre las rocas duras aflorantes en el lecho del río.

El principal mecanismo resistente de este dique, al igual que todos los diques o presas de gravedad, es como su propio nombre indica el peso del cuerpo del propio dique (la densidad media del concreto es de  $2.400\text{kg}/\text{m}^3$ ), que genera unos valores altos de la fuerza de rozamiento cemento-dique. Esta fuerza de rozamiento es la encargada de evitar el deslizamiento lateral del dique debido al empuje que el agua ejerce sobre esta. Es una estructura con gran índice de durabilidad y requiere de poco mantenimiento.

El elevado peso de un dique de gravedad también provee a la estructura de la pertinente resistencia frente al vuelco, al proporcionar el peso, la principal fuerza estabilizadora del dique, frente a la subpresión del agua acumulada bajo esta y el empuje del agua del embalse. Se construyen con concreto en masa prácticamente en su totalidad, armándose únicamente en puntos concretos sometidos a fuertes tracciones como las galerías. Son presas trabajan a compresión, por lo que las tracciones se deben controlar cuidadosamente, siendo el pie de aguas arriba uno de los puntos más problemáticos.

El Largo total del dique de concreto es de 16,20 metros, la tubería de alivio que posee un diámetro de 12" se encuentra a 0,50 metros sobre el fondo del embalse, la tubería de descarga de igual diámetro de 12" se encuentra a 2,00 metros de la base del dique esto por la cara queda al embalse, es decir, aguas arriba; la cresta del dique tiene una anchura de 1,10 metros la misma teniendo una gran diferencia con respecto que en la parte inferior esto debido a que el muro tendrá que soportar más presión en el fondo del embalse que en la superficie, en la cresta ubicada a 6,50 metros del estribo de roca izquierdo se encuentra una rejilla de 3,20 metros de largo a 6,60 metros del estribo de roca derecho.

En las siguientes figuras se podrá observar todas las descripciones geométricas y dimensionales actuales del dique que sean presentados anteriormente:



Figura 5.1. Dique de Concreto Wará II (2013).



Figura 5.2. Dique de Concreto Wará II (2016).

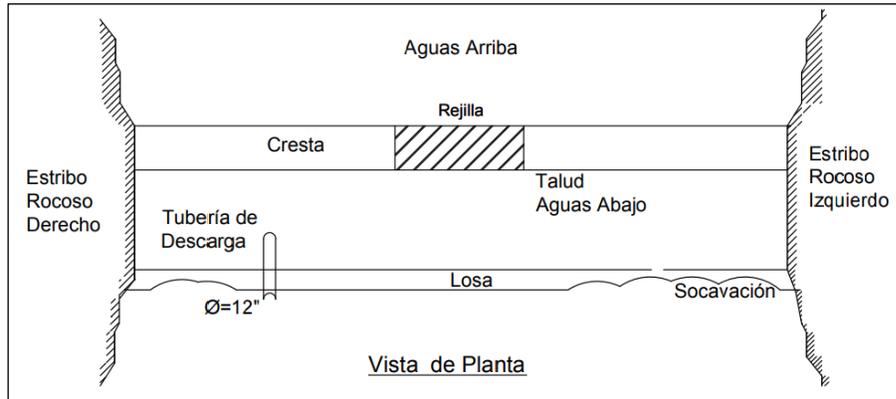


Figura 5.3. Vista en planta del dique Wará II.

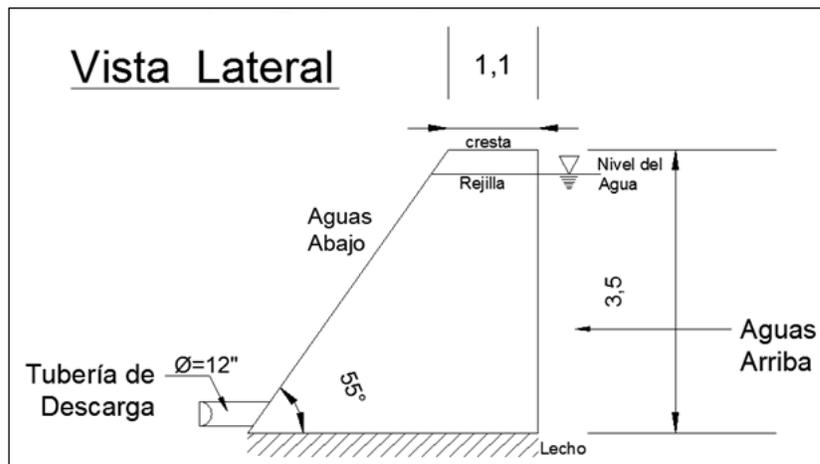


Figura 5.4. Vista lateral del dique Wará II.

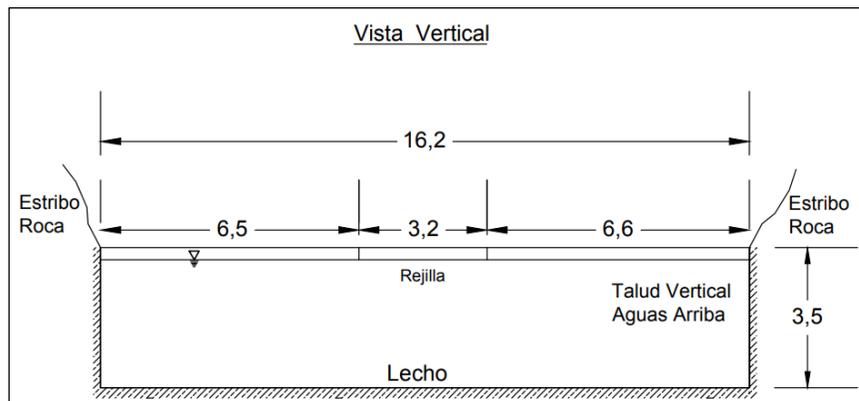


Figura 5.5. Vista vertical del dique Wará II.

## 5.2 Describir las condiciones y características actuales en el embalse, así como estimar los volúmenes acumulados de área inundada y volumen de sedimentos presente en el vaso de almacenamiento

### 5.2.1 Calculo del volumen acumulado del Embalse

Para la obtención de los datos, más precisamente de las áreas correspondientes a cada una de las cotas presentes en los mapas batimétricos del embalse Wará II, se hace uso de la aplicación AutoCAD donde se procede a realizar polígonos en cada una de las curvas de nivel y así poder determinar las áreas internas, una vez realizadas esta aplicación nos da los valores de estas áreas en metros cuadrados correspondientes a cada curva de nivel. Posterior a esto se empieza con el uso de Microsoft Excel para el adecuado cálculo de cada uno de los valores explicados posteriormente.

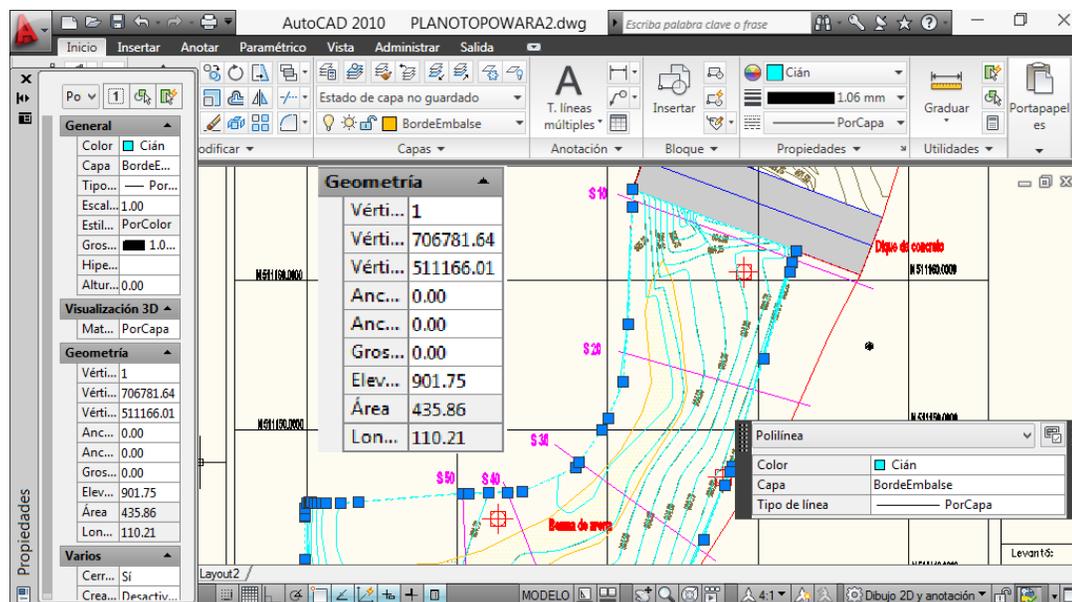


Figura 5.6. Datos arrojados del area correspondiente a la curva 901,75 por AutoCAD.

En la siguiente tabla calculamos los volúmenes acumulados por cada cota, desde la cota inferior hasta la superior:

Tabla 5.1. Volúmenes acumulados desde la cota inferior hasta la superior (Corro y Vazquez 2019).

COTAS m.s.n..	ÁREA (m <sup>2</sup> )	ÁREA MEDIA (m <sup>2</sup> )	INTERVALO (m)	VOLUMEN (m <sup>3</sup> )	VOLUMEN ACUMULADO (m <sup>3</sup> )
901,500	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
901,750	435,860	217,930	0,250	54,483	54,483
902,000	435,800	435,830	0,250	108,958	163,440
902,250	434,740	435,270	0,250	108,818	272,258
902,500	433,560	434,150	0,250	108,538	380,795
902,750	431,860	432,710	0,250	108,178	488,973
903,000	430,470	431,165	0,250	107,791	596,764
903,250	426,640	428,555	0,250	107,139	703,903
903,500	413,310	419,975	0,250	104,994	808,896
903,750	380,010	396,660	0,250	99,165	908,061
904,000	334,620	357,315	0,250	89,329	997,390
904,250	267,670	301,145	0,250	75,286	1072,676
904,500	208,070	237,870	0,250	59,468	1132,144
904,750	100,910	154,490	0,250	38,623	1170,766
905,000	46,000	73,455	0,250	18,364	1189,130

La segunda columna de la tabla se obtiene después de planimetrar las áreas abarcadas por cada una de las curvas de nivel.

Al existir cotas que se repiten en el plano del embalse se calcularan a parte los cuales estan reflejados en la tabla 5.2, y luego se realizara una suma total de los volúmenes acumulados.

Tabla 5.2. Volúmenes acumulados de cotas repetidas(Corro y Vazquez 2019).

COTAS m.s.n.m.	ÁREA (m <sup>2</sup> )	ÁREA MEDIA (m <sup>2</sup> )	INTERVALO (m)	VOLUMEN (m <sup>3</sup> )	VOLUMEN ACUMULADO (m <sup>3</sup> )
903,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
903,250	0,060	0,030	0,250	0,008	0,008
903,500	0,500	0,280	0,250	0,070	0,078
903,750	2,350	1,425	0,250	0,356	0,434
904,000	5,650	4,000	0,250	1,000	1,434
904,250	5,530	5,590	0,250	1,398	2,831
904,500	3,050	4,290	0,250	1,073	3,904
904,750	0,190	1,620	0,250	0,405	4,309

$$\text{Volumen Acumulado Total} = 1189,130 + 4,309 \text{m}^3 = 1193,439 \text{m}^3$$

El Área Media se obtiene de un promedio entre curvas, donde se suma el area de la curva mas el area de la curva siguiente entre dos, ejemplo:

Tabla 5.3. Áreas medias (Corro y Vazquez 2019).

COTAS m.s.n.m.	ÁREA (m <sup>2</sup> )	ÁREA MEDIA (m <sup>2</sup> )
901,500	0,000	0,000
901,750	435,860	217,930
902,000	435,800	435,830

$$\text{Área Media} = \frac{(\text{Área superior} + \text{Área Inferior})}{2} = \frac{(0,000 \text{m}^2 + 435,860 \text{m}^2)}{2} = 217,930 \text{m}^2$$

$$\text{Área Media} = \frac{(435,860 \text{m}^2 + 435,800 \text{m}^2)}{2} = 435,830 \text{m}^2$$

Para obtener el Volumen entre curvas de nivel es necesario saber el intervalo entre curvas el cual en nuestro caso vemos que van de la siguiente forma: 901,500-901,750 cuya diferencia es de 0,250 metros. Para obtener el volumen entre curvas se debe de multiplicar el area media por el intervalo, ejemplo:

Tabla 5.4. Tabla de Volúmenes (Corro y Vazquez 2019).

COTAS m.s.n.m.	ÁREA (m <sup>2</sup> )	ÁREA MEDIA (m <sup>2</sup> )	INTERVALO (m)	VOLUMEN (m <sup>3</sup> )
901,500	0,000	0,000	0,000	0,000
901,750	435,860	217,930	0,250	54,483
902,000	435,800	435,830	0,250	108,958

$$\text{Volumen} = \text{Área Media} \times \text{Intervalo}$$

$$\text{Volumen} = 217,930 \text{m}^2 \times 0,250 \text{m} = 54,483 \text{m}^3$$

El Volumen acumulado, es decir, lo que se va acumulando paulatinamente de la siguiente manera:

Tabla 5.5. Tabla de Volúmenes Acumulados (Corro y Vazquez 2019).

VOLUMEN (m <sup>3</sup> )	VOLUMEN ACUMULADO (m <sup>3</sup> )
0,000	0,000
54,483	54,483
108,958	163,440

$$\text{Volumen acumulado} = \text{Volumen anterior} + \text{Volumen siguiente}$$

$$\text{Volumen acumulado} = 0,000 \text{m}^3 + 54,483 \text{m}^3 = 54,483 \text{m}^3$$

$$\text{Volumen acumulado} = 54,483 \text{m}^3 + 108,958 \text{m}^3 = 163,440 \text{m}^3$$

### 5.2.2 Sedimentación en el embalse

En este capítulo se presenta el análisis de los procesos de sedimentación en el embalse Wará II, incidencia en la sedimentación en embalses resulta significativa.

El análisis de la problemática se ve fuertemente influenciado por la falta de información detallada relativa a la producción de sedimentos, ya que con los datos de batimetrías, es posible calibrar modelos de producción de sedimentos. También resulta aconsejable recurrir a la aplicación de técnicas sencillas, para la predicción del comportamiento de embalses en estas circunstancias.

La estimación de la producción de sedimentos de una cuenca o conjunto de micro-cuencas puede realizarse a partir de la aplicación de técnicas empíricas que se basan en una serie de parámetros que dependen de las características fisiográficas de las cuencas y de los aspectos climáticos en donde se ubica. Las tasas de materiales sólidos que ingresan a los ríos y que pueden ser transportados por los mismos, pueden evaluarse a partir de varios años de estadística de caudales líquidos, edición de sedimentos en suspensión y arrastre de fondo en estaciones hidrométricas y sedimentométricas.

A partir de esta información, sería posible establecer relaciones funcionales entre caudales líquidos y sólidos que permitirían generar estimaciones de los volúmenes totales por unidad de tiempo de los sedimentos transportados. Esta información, en conjunto, con las características de los embalses y la granulometría de los sedimentos, permitiría estimar la cantidad de sedimentos que se depositarán en los vasos de almacenamiento durante intervalos de tiempos establecidos, generalmente asociados a la vida útil de las obras hidráulicas.

Desafortunadamente, y esta es una situación típica en los países en vías de desarrollo tales como Venezuela, no existen mediciones sistemáticas de los parámetros

antes mencionados por parte de los organismos públicos y/o privados encargados de recolectar información básica de los sistemas hidráulicos. En ese caso, se hace necesario recurrir a técnicas empíricas estimativas para la valoración cuantitativa de la producción de sedimentos en cuencas, transporte de material sólido a través de los cauces y deposición en cuerpos de agua.

### **5.2.3 Método utilizado para el cálculo de sedimento**

Prácticamente, la única información de mediciones sedimentológicas con que se cuenta, son las correspondientes a una serie de relevamientos batimétricos realizados en el embalse Wará II, en los años 2007 y 2018. Para determinar la sedimentación en el embalse Wará II, se utilizó un método directo, el cual se apoya en la batimetría realizada. Esta ayudará a conocer cuál es el comportamiento del atrape de sedimentos del embalse. Este método consiste en determinar el promedio de cotas que se tenía para el mapa Batimétrico del año 2007 y las cotas promedio que se tenían para el mapa Batimétrico del año 2018 y así realizar una diferencia, dándonos la diferencia de cotas que multiplicado por el área total del embalse nos permitirá obtener el volumen de sedimentos.

El cálculo del volumen de sedimento acumulado en el embalse Wará II durante el período 2007-2018, que corresponde a las fechas de los dos planos que se tienen del embalse, más o menos 11 años de diferencia entre cada uno, por lo que la estimación del volumen acumulado de sedimento en este período es de mucha importancia debido a que ayudara a definir las diferentes opciones de Sobre-elevación del Dique de Concreto que da origen al embalse.

Se trabajará primero con el plano viejo correspondiente al año 2007:



11. 903,000 m.s.m.n.
12. 903,200 m.s.m.n.
13. 903,400 m.s.m.n.
14. 903,600 m.s.m.n.
15. 903,800 m.s.m.n.
16. 904,000 m.s.m.n.
17. 904,200 m.s.m.n.
18. 904,400 m.s.m.n.
19. 904,600 m.s.m.n.
20. 904,800 m.s.m.n.
21. 902,800 m.s.m.n.
22. 903,000 m.s.m.n.
23. 903,200 m.s.m.n.
24. 903,400 m.s.m.n.
25. 903,600 m.s.m.n.

La cota promedio para el mapa Batimetrico del 2007 es de 902.96 m. Una vez obtenido el del plano de 2007 se procede a realizar el mismo prosedimiento con el plano de 2018 con el objetivo de realizar una diferencia entre ambos y de esta manera obtener el volumen de sedimentos que se han acumulado en 11 años de funcionamiento del embalse Wara II.

### **5.2.5 Calculo del promedio de cotas correspondiente al 2018**

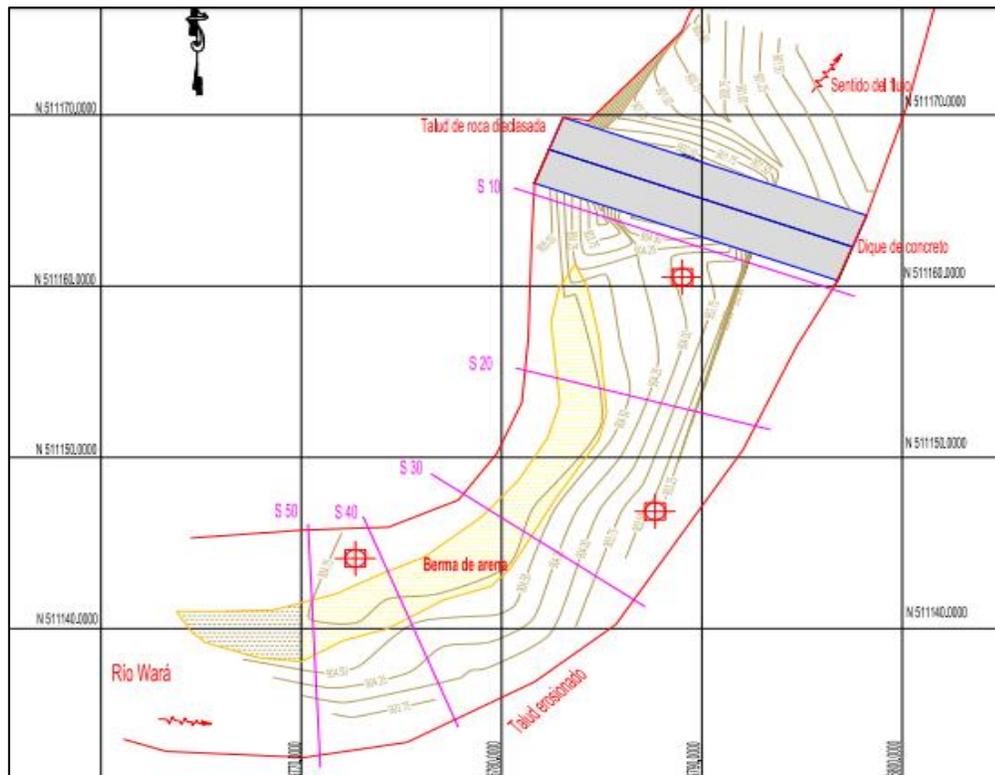


Figura 5.8. Plano de la zona de estudio correspondiente al año 2018.

Los siguientes valores representan las cotas en metros sobre el nivel del mar tomadas en el año 2018, necesarias para el calculo:

1. 901,500m.s.m.n.
2. 901,750m.s.m.n.
3. 902,000m.s.m.n.
4. 902,250m.s.m.n.
5. 902,500m.s.m.n.
6. 902,750m.s.m.n.
7. 903,000m.s.m.n.
8. 903,250m.s.m.n.
9. 903,500m.s.m.n.

10. 903,750m.s.m.n.
11. 904,000m.s.m.n.
12. 904,250m.s.m.n.
13. 904,500m.s.m.n.
14. 904,750m.s.m.n.
15. 905,000m.s.m.n.
16. 903,000m.s.m.n.
17. 903,250m.s.m.n.
18. 903,500m.s.m.n.
19. 903,750m.s.m.n.
20. 904,000m.s.m.n.
21. 904,250m.s.m.n.
22. 904,500m.s.m.n.
23. 904,750m.s.m.n.

Cota Promedio Plano 2018: 903,47 m

### 5.2.5 Calculo del Volumen Acumulado de Sedimentos

$$\Delta Cotas = Cota_{2018} - Cota_{2007} \quad (5.1)$$

$$\Delta Cotas = 903,47m - 902,96m = 0,51m$$

$$\text{Area del embalse} = 339,21m^2$$

$$\text{Volumen de sedimentos} = \Delta Cotas \times \text{Area del embalse} \quad (5.2)$$

$$\text{Volumen de sedimentos} = 0,51m \times 339,21m^2 = 172,99m^3$$

Calculo de la tasa de sedimentacion anual dada en ( $m^3/año$ )

$$\text{Tasa de sedimentacion anual} = \frac{\text{Volumen sedimentado}}{n} \quad (5.3)$$

Donde:

n: Numero de años

$$\text{Tasa de sedimentacion anual} = \frac{172,99 \text{ m}^3}{11 \text{ años}} = 15,73 \text{ m}^3/\text{año}$$

### 5.2.6 Características del embalse

Lo más importante de un embalse es su capacidad de almacenamiento, que se representa por medio de las curvas características que son dos:

1. Curva Área-Elevación: se construye a partir de la información topográfica planimetrando el área comprendida entre cada curva de nivel del vaso topográfico. Indica la superficie inundada correspondiente a cada elevación.
2. Curva de capacidad-elevación; se obtiene mediante la integración de la curva área-elevación. Indica el volumen almacenado correspondiente a cada elevación.

Estas curvas de elevación topográficas ya han sido calculadas a través del plano topográfico del embalse Wará II en la tabla.

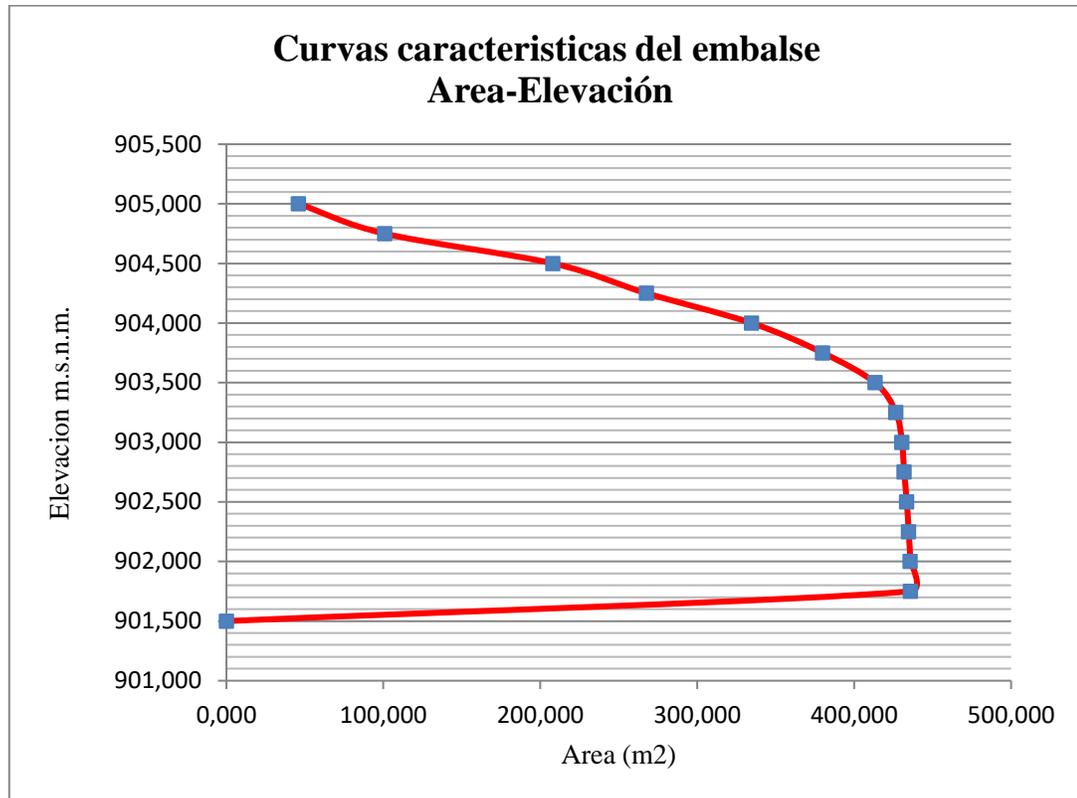


Figura 5.9. Gráfica de curvas características del embalse (Área de elevación).

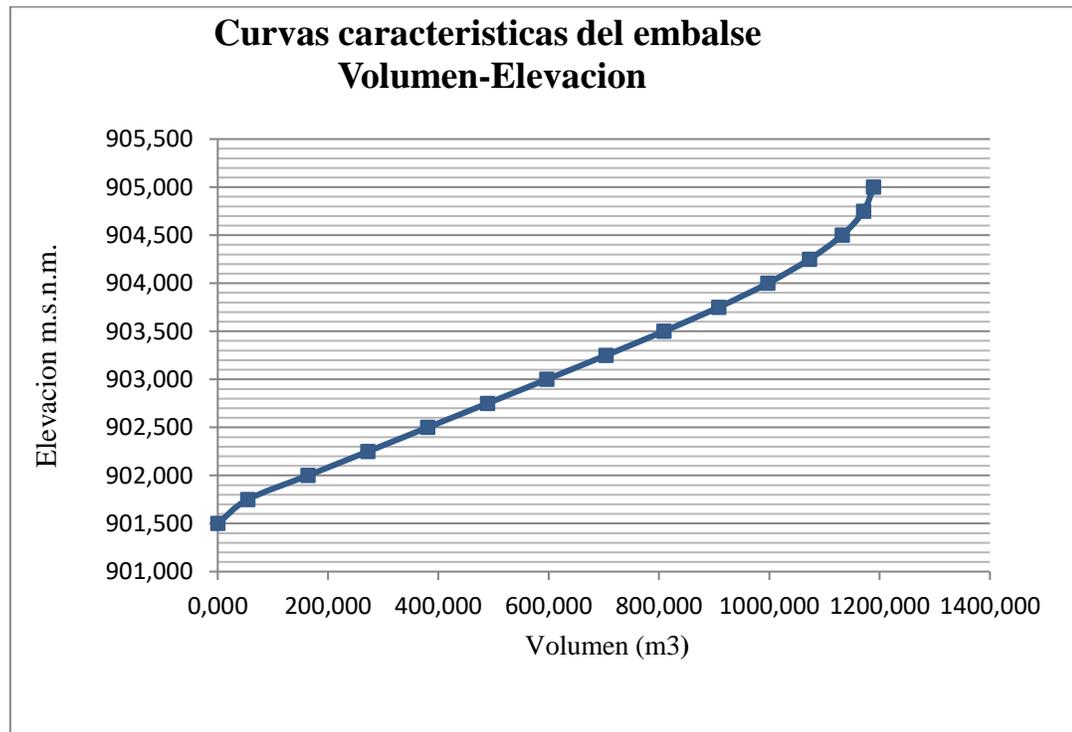


Figura 5.10. Gráfica de curvas características del embalse (Volumen-Elevación).

### 5.2.7 Cálculo de volumen útil

El volumen útil es el necesario para suplir las demandas y las pérdidas de agua durante un período determinado de funcionamiento del embalse. Cuando se presentan períodos muy secos, no previstos en el período de estudio, se puede racionar el agua prudentemente alargando así lo más posible, el tiempo de abastecimiento y evitando dejar completamente vacía la capacidad útil del embalse para el año siguiente.

En el embalse Wará II, el volumen útil es delimitado superiormente por el nivel máximo del embalse 904,7 m.s.n.m. y por el nivel mínimo de operación 903 m.s.n.m. Esta porción resulta ser el volumen útil, que se aprovecha para su posterior distribución en verano. Para su ubicación, se tuvo en cuenta los siguientes aspectos: aportes de la cuenca, demanda de agua, pérdidas por infiltración y evaporación.

El volumen útil se calculó, obteniendo así el volumen total de agua, al cual se le ha restado el volumen inserto dentro del volumen muerto, así como el material acumulado dentro de este volumen muerto.

Volumen útil calculado:  $1007,326\text{m}^3$

### **5.2.8 Cálculo de volumen muerto**

El volumen muerto o de sedimentos es el volumen que se debe disponer en el embalse para almacenar los sedimentos. Estos sedimentos, transportados por el río y que con el tiempo se van depositando en él. El volumen muerto en este embalse se tiene hasta la cota 902 m.s.n.m.; y la razón por la que se toma dicha cota es debido a que el embalse Wará II tiene una estructura denominada Tubería de Alivio, que es una obra mediante la cual se toma el caudal que se requiere para obtener la potencia de diseño; lo conforma una tubería de 12 pulgadas de diámetro y la cota de la tubería es 902 m.s.n.m. Esta obra de captación se ve afectada por el incremento de sedimento, en cuanto reducen la capacidad de captación de caudal, lo cual puede originar que el sedimento pueda pasar y dañar los componentes del sistema de distribución de agua.

Teniendo en cuenta estos parámetros, se tiene que el volumen muerto del embalse Wará para la cota es 902 m.s.n.m. de:

Volumen muerto:  $163,440\text{m}^3$

### **5.3 Cálculo de la estabilidad al deslizamiento del dique para diferentes opciones de sobreelevación en situaciones de operación normal y máximo nivel de operación**

Para comprobar la estabilidad de la presa se deben determinar las cargas a la cual está sometida la presa ya que sobre cada bloque de la presa actúan acciones también conocidas como sollicitaciones, estas son consideradas fuerzas activas, los esfuerzos que las contrarrestan son las fuerzas pasivas, de tal forma que se comparan los esfuerzos que se oponen al deslizamiento frente a las fuerzas que lo favorecen.

Las combinaciones que se estiman adecuadas para el presente proyecto son:

1. Operación normal del embalse, en la cual se considera la presa trabajando con un nivel de aguas normales (2 metros).
2. Máximo nivel en el embalse, en este caso la presa opera a su máxima capacidad (0,3 metros menor a la altura total del dique).

No se consideran las condiciones extremas, embalse vacío ni ningún caso adicional, por no representar situaciones que se presentarían en la vida real.

Cada una de estas combinaciones se aplica a diferentes opciones de sobre-elevación, estas opciones son las de 1 metro, 1,5 metros y 2 metros respectivamente, de esta manera se estudian 6 casos:

1. Caso 1: altura de sobre-elevación 1 metro y operación normal de embalse.
2. Caso 2: altura de sobre-elevación 1 metro y máximo nivel de embalse.
3. Caso 3: altura de sobre-elevación 1,5 metro y operación normal de embalse.
4. Caso 4: altura de sobre-elevación 1,5 metro y máximo nivel de embalse.
5. Caso 5: altura de sobre-elevación 2 metro y operación normal de embalse.
6. Caso 6: altura de sobre-elevación 2 metro y máximo nivel de embalse.

### 5.3.1 Determinación de solicitaciones

Las fuerzas consideradas en este proyecto son debido a:

1. El peso de la estructura.
2. La presión externa del agua (presión hidrostática).
3. Presión de aterramientos.
4. Presión del agua interior es decir subpresión del poro en el contacto presacimiento.

Las fuerzas que se generadas por terremotos (sismos), efecto de oleaje, acción del hielo y temperaturas son depreciadas ya que no son compatibles con la zona de estudio, estas no representan las cargas reales a las cuales se verá afectada la presa durante su vida útil.

#### 5.3.1.1 Peso propio

Se determina el peso propio por unidad de longitud de la presa, multiplicando el peso específico del hormigón por el área transversal de la presa, se expresa como:

$$W = \gamma H x A_t \frac{t}{m} \quad (5.4)$$

Donde:

$\gamma H$ : Peso específico del hormigón.

$A_t$ : Área transversal de la presa.

El área transversal de la presa se calcula transformando a esta en figura simples, un rectángulo y un triángulo rectángulo:

$$A_t = B_1 \times H_1 + \frac{1}{2} H_2 B_2 \quad (5.5)$$

Y el peso específico del hormigón se estima como 2,4 t/m<sup>3</sup>.

El punto de aplicación del peso propio de la estructura se encuentra en el baricentro de la sección transversal y sus coordenadas se encuentran con la siguiente fórmula:

$$X_g = \frac{\sum A_i x X_i}{A_t} \quad (5.6)$$

$$Y_g = \frac{\sum A_i x Y_i}{A_t} \quad (5.7)$$

Donde:

$X_g$ : Coordenadas baricéntricas en metros respecto al eje “X”.

$Y_g$ : Coordenadas baricéntricas en metros respecto al eje “Y”.

$A_i$ : Áreas en figuras simples en m<sup>2</sup>.

$X_i$ : Coordenadas baricéntricas de las áreas simples respecto del eje “X” en metros.

$Y_i$ : Coordenadas baricéntricas de las áreas simples respecto del eje “Y” en metros.

$A_t$ : Área total de la presa en m<sup>2</sup>.

❖ Caso 1 de cálculo de peso propio

*Área transversal de la estructura:*

$$A_t = B_1 \times H_1 + \frac{1}{2} H_2 B_2 = 1,1 \text{ m} \times 4,5 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 3,5 \text{ m} \times 2,45 \text{ m} = 9,238 \text{ m}^2$$

*Peso por unidad de longitud:*

$$W = \gamma H \times A_t = 2,4 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} \times 9,238 \text{ m}^2 = 22,171 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

*Punto de aplicación del peso propio de la estructura:*

$$X_g = \frac{1,1 \text{ m} \times 4,5 \text{ m} \times 0,55 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 2,45 \text{ m} \times 3,5 \text{ m} \times \left( \frac{1}{3} \times 2,45 \text{ m} + 1,1 \text{ m} \right)}{9,238 \text{ m}^2} = 1,184 \text{ m}$$

$$Y_g = \frac{1,1 \text{ m} \times 4,5 \text{ m} \times 2,25 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 2,45 \text{ m} \times 3,5 \text{ m} \times \frac{1}{3} \times 3,5 \text{ m}}{9,238 \text{ m}^2} = 1,747 \text{ m}$$

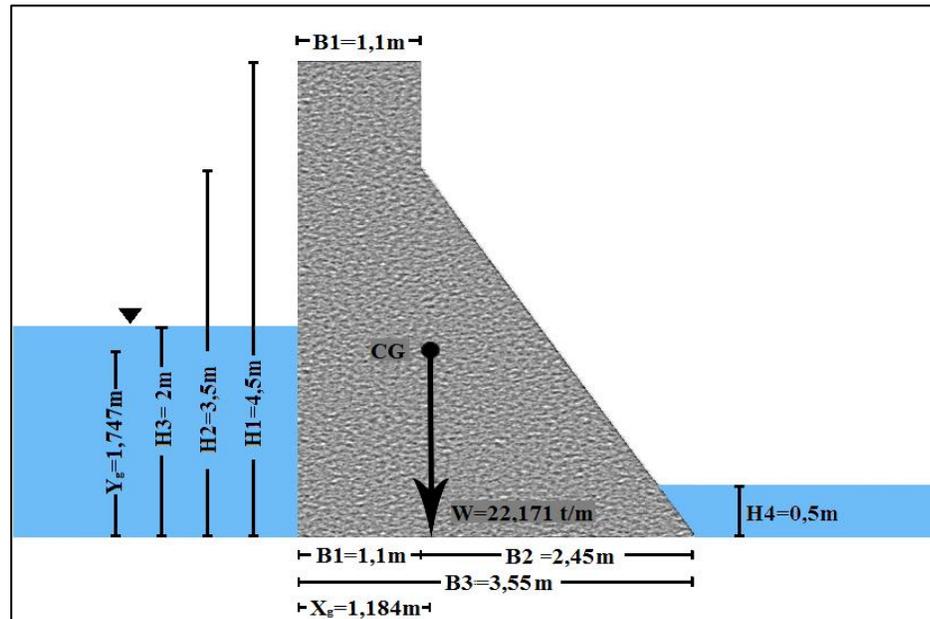


Figura 5.11. Representación gráfica de la carga generada por el peso propio de la estructura, caso 1. (Corro y Vazquez, 2019).

En las siguiente tabla se muestran los resultados de los calculos del peso propio de la estructura, aplicados a cada situación o caso de estudio (Tabla 5.6).

Tabla 5.6. Peso propio de la estructura (Corro y Vazquez, 2019).

Casos en estudio	$A_t(m^2)$	$W\left(\frac{t}{m}\right)$	$X_g(m)$	$Y_g(m)$
Caso 1	9,238	22,171	1,184	1,747
Caso 2	9,238	22,171	1,184	1,747
Caso 3	9,788	23,491	1,149	1,916
Caso 4	9,788	23,491	1,149	1,916
Caso 5	10,338	24,811	1,117	2,093
Caso 6	10,338	24,811	1,117	2,093

### 5.3.1.2 Empuje hidrostático

El empuje del agua es considerado de forma horizontal y se deprecia el empuje vertical debido al agua “aguas abajo de la presa”

El empuje horizontal por unidad de longitud se calcula mediante la fórmula:

$$E = \frac{1}{2} \times \gamma \times A \times H^2 \quad (5.8)$$

Donde:

E: Empuje aguas arriba de la presa (t/m).

$\gamma$ A: Peso específico del agua igual a 1(t/m<sup>3</sup>).

H: Altura del agua en metros.

El punto de aplicación del empuje hidrostático se encuentra a 1/3 de la altura del agua desde la fundación de la presa.

$$Y_E = \frac{1}{3} \times H_3 \quad (5.9)$$

Donde:

$Y_E$ : Punto de aplicación del empuje hidrostático que va desde la fundación de la presa.

$H_3$ : Altura del agua “aguas arriba”.

Depreciamos el empuje de agua “aguas abajo” (vertical y horizontal) por considerarlo de magnitud muy pequeña y al ser de sentido contrario el empuje aguas arriba, al no considerarlo estamos del lado de la seguridad.

❖ Caso 1 cálculo de empuje hidrostático:

*Empuje horizontal por unidad de longitud:*

$$E = \frac{1}{2} \times 1 \frac{t}{m^3} \times (2m)^2 = 2 \frac{t}{m}$$

*Punto de aplicación del empuje hidrostático:*

$$Y_E = \frac{1}{3} \times H_3 = \frac{1}{3} \times 2m = 0,667m$$

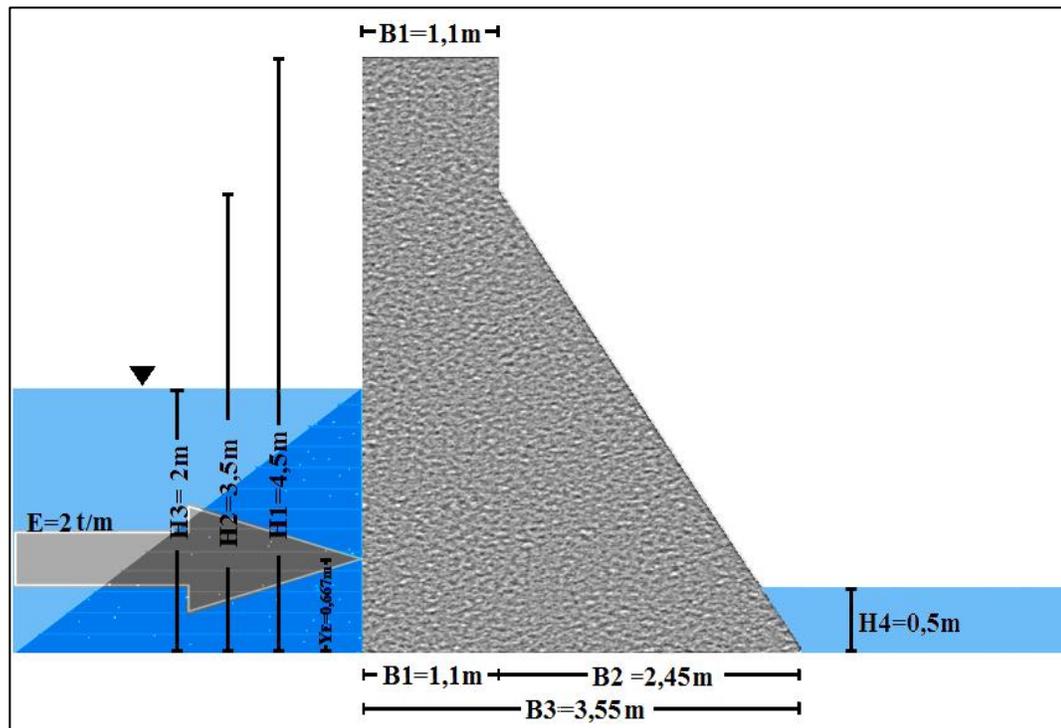


Figura 5.12. Representación gráfica de la carga generada por el empuje hidrostático en la estructura, caso 1. (Corro y Vazquez, 2019).

En las siguiente tabla se muestran los resultados de los calculos de la carga generada por el empuje hidraulico en la estructura, aplicados a cada situacion o caso de estudio (Tabla).

Tabla 5.7. Presión hidrostática (Corro y Vazquez, 2019).

Casos en estudio	$E \left( \frac{t}{m} \right)$	$Y_E (m)$
Caso 1	2	0,667
Caso 2	8,82	1,4
Caso 3	2	0,667
Caso 4	11,045	1,567
Caso 5	2	0,667
Caso 6	13,52	1,733

### 5.3.1.3 Subpresión

El empuje del agua debido a la subpresión por unidad de longitud se obtiene de área del diagrama de presiones por el peso específico del agua igual a  $\gamma A = 1t/m^3$ .

Dicho diagrama de presiones se presenta de la siguiente forma: la presión de aguas arriba de la presa es igual a la altura del agua  $H_3$  y agua abajo es igual a  $H_4$ , generándose un diagrama de presiones trapezoidal, entonces el empuje de la subpresión es:

$$E_u = \gamma A x \frac{H_3 + H_4}{2} x B_3 \quad (5.10)$$

Donde:

$E_u$ : Subpresión.

$\gamma A$ : Peso específico del agua.

$H_3$ : Altura de agua aguas arriba.

$H_4$ : Altura del agua aguas abajo.

$B_3$ : Longitud de contacto presa-cimiento.

La ubicación de la resultante de presiones debido a la subpresión se ubica en:

$$XE_u = \frac{\sum A_i x X_i}{A_s} \quad (5.11)$$

Donde

$XE_u$ : Coordenada baricéntrica en metros.

$A_i$ : Área del diagrama de presiones en figuras simples en  $m^2$ .

$X_i$ : Coordenadas de las aéreas respecto del eje "X" en metros.

$A_s$ : Área total del diagrama de presiones debido a la subpresión  $m^2$ .

❖ Caso 1 de cálculo de subpresión

*El empuje de la subpresión es:*

$$E_u = 1 \frac{t}{m^3} \times \frac{2m + 0,5m}{2} \times 3,55m = 4,438 \frac{t}{m}$$

*Punto de aplicación de la subpresión:*

$$XE_u = \frac{0,5m \times 3,55m \times 1,775m + \frac{1}{2} 3,55m \times 1,5m \times \frac{1}{3} 3,55m}{3,55m \times 0,5m + \frac{1}{2} 3,55m \times 1,5m} = 1,42m$$

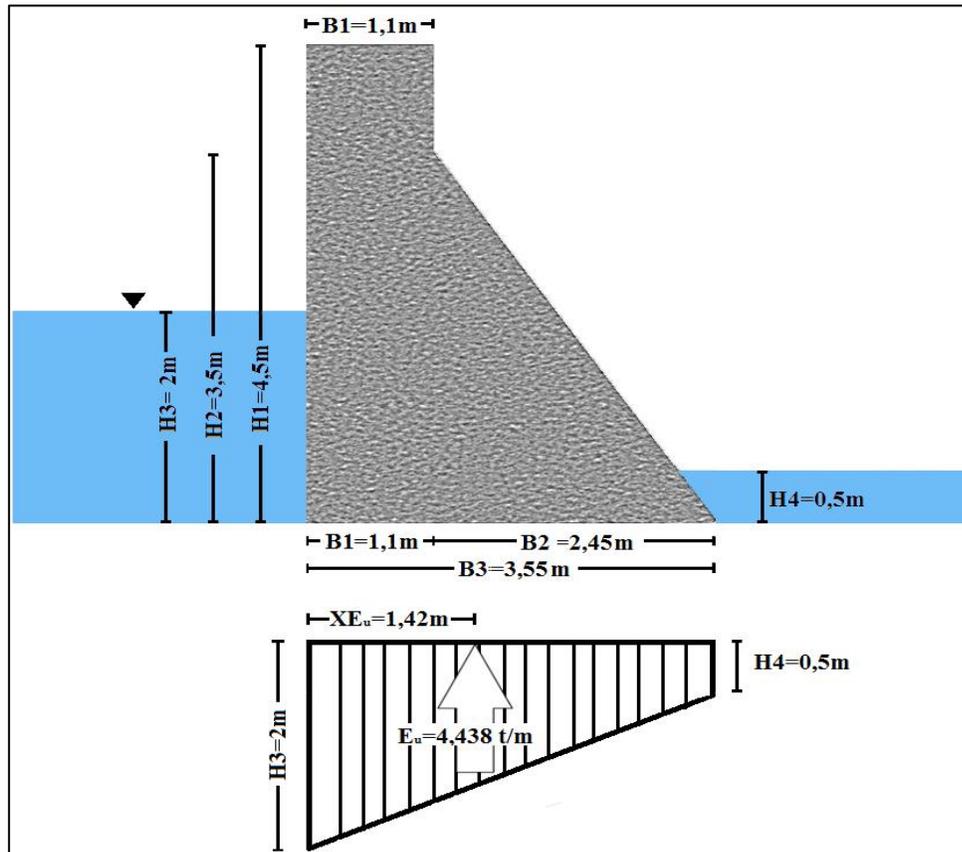


Figura 5.13. Representación gráfica de la carga debido a la subpresión en la estructura, caso 1. (Corro y Vazquez, 2019).

En las siguiente tabla se muestran los resultados de los calculos de la carga generada por la subpresión en la estructura, aplicados a cada situacion o caso de estudio (Tabla 5.8).

Tabla 5.8. Subpresion (Corro y Vazquez, 2019).

Casos en estudio	$E_u \left( \frac{t}{m} \right)$	$XE_u (m)$
Caso 1	4,438	1,42
Caso 2	8,343	1,309
Caso 3	4,438	1,42
Caso 4	9,23	1,297
Caso 5	4,438	1,42
Caso 6	10,118	1,287

### 5.3.1.4 Empuje de sedimentos

Horizontalmente el sedimento actúa en la cara aguas arriba de la presa como un fluido con un peso unitario  $\gamma$  de  $1,36 \frac{t}{m^3}$ . La resultante horizontal de las presiones viene dada por la ecuación:

$$E_s = \frac{1}{2} \gamma S_x H_s^2 \quad (5.12)$$

Donde:

$E_s$ : Empuje causado por los sedimentos sobre la presa.

$\gamma S$ : Peso específico de los sedimentos el cual se estima como  $1,36 \frac{t}{m^3}$ .

$H_s$ : Altura de sedimentos.

El punto de aplicación de empuje debido a los sedimentos se encuentra mediante:

$$Y_{E_s} = \frac{1}{3} H_s \quad (5.13)$$

$Y_{E_s}$ : Punto de aplicación de del empuje causado por sedimentos.

$H_s$ : Altura de sedimentos.

La cara aguas arriba de la presa no presenta inclinación por consiguiente los sólidos no influyen en la presa en sentido vertical.

Para cada opción de sobre-elevación, así como para cada combinación de carga se plantea la misma altura de sedimentos de 0,5 metros de altura, está a la misma altura de la tubería de desagüe.

❖ Empuje debido a sedimentos:

$$E_s = \frac{1}{2} \times \gamma_s \times H_s^2$$

$$E_s = \frac{1}{2} \times 1,36 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} \times (0,5\text{m})^2 = 0,17 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

❖ Punto de aplicación de empuje debido a los sedimentos:

$$Y_{E_s} = \frac{1}{3} H_s$$

$$Y_{E_s} = \frac{1}{3} \times 0,5\text{m} = 0,167\text{m}$$

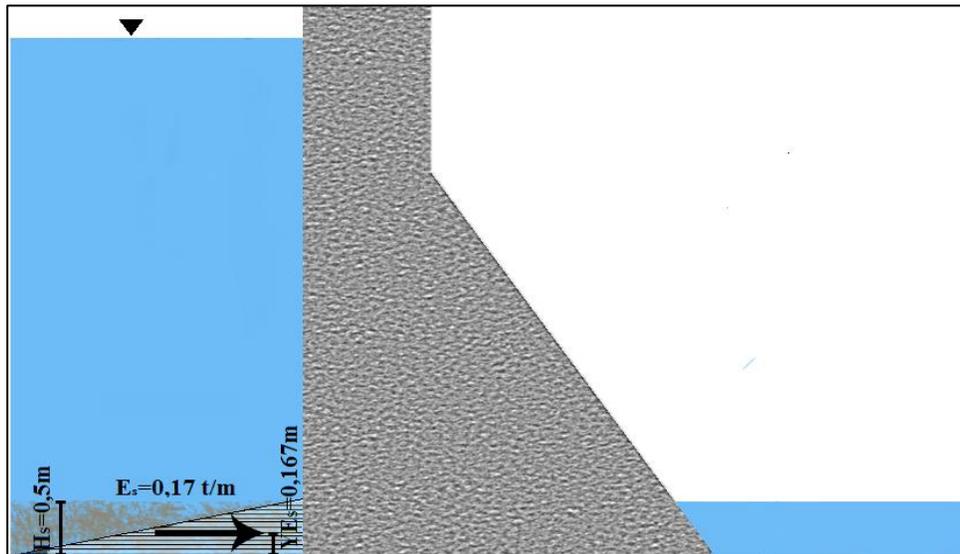


Figura 5.14. Representación gráfica de la carga debido a los sedimentos en la estructura. (Corro y Vazquez, 2019).

### 5.3.2 Determinación de esfuerzos

Los esfuerzos se consideran fuerzas pasivas que se oponen al deslizamiento, estas se producen en el terreno. Las reacciones que se tienen en cuenta para la estabilidad de la presa son las siguientes:

1. Reacción normal del terreno.
2. Rozamiento del terreno de cimentación.
3. Cohesión del contacto entre presa y terreno.
4. Empuje pasivo del terreno situada aguas abajo de la cimentación.

Si bien se considera la reacción normal de terreno es difícil calcularla, por lo cual se hacen hipótesis acerca de la forma en la que el terreno resiste. La hipótesis más sencilla es la de la deformación plana, la cual supone una distribución lineal de tensiones a lo largo del cimiento. La mayor compresión en el cimiento, que a embalse

lleno se produce en el pie de aguas abajo, podría superar la máxima compresión puntual que resiste el terreno, y entonces el terreno cedería. Esta situación es la que se conoce como vuelco, en los estudios de estabilidad de presas. Teniendo esto en cuenta, la reacción normal del terreno que es la fuerza que contrarresta las fuerzas normales de la presa será igual a las fuerzas en dirección normal que produce la presa en el terreno, pero en sentido opuesto, considerándose dentro de la fuerza de rozamiento.

Por su parte el empuje pasivo del terreno en general depende de la profundidad de la cimentación, y puede variar de un caso a otro en dependencia de la condición y características del terreno si bien se descuenta los primeros metros de terreno que se encuentran alterados y no ofrecen garantías de resistencia. De esta manera se descarta el efecto estabilizador que podría llegar generar el empuje pasivo del terreno, dejando el cálculo de la estabilidad del lado de la seguridad.

### 5.3.2.1 Fuerza de cohesión

La fuerza de por unidad de longitud que se puede generar por cohesión es:

$$F_c = C \times A$$

A dicha ecuación se le aplica un factor de seguridad  $K_2$  quedando de la siguiente manera:

$$F_c = \frac{C \times A}{K_2} \quad (5.14)$$

Donde:

$F_c$ : Fuerza por unidad de longitud que se puede generar por cohesión en (t/m).

C: Resistencia media por cohesión en (t/m).

A: Área de la superficie de contacto ( $m^2$ ).

$K_2$ : Factor de seguridad por cohesión.

Los materiales presentes en la superficie de contacto presa cimiento no poseen cohesión, al ser un enrocado de piedras de 10cm a 15cm y un relleno de arena suelta, por esto no se considera la fuerza por cohesión como una fuerza estabilizadora

Tabla 5.9. Cohesión según el tipo de suelo y su ángulo de fricción.

Tipos de suelos.		Ángulo de fricción interna en grados	Cohesión C.
Granulares o no cohesivos	Arena suelta	30	
	Arena de compactación media	32,5	
	Arena densa	35	
	Grava	35	
	Grava arenosa heterogénea	35	
	Bloques de piedra escolleras (sin presencia de arena)	>35	
Suelos cohesivos	Arcilla semidura	15	0,25
	Arcillas firmes	16	0,1
	Arcilla blandas	17	0
	Arcillas arenosa firme	22,5	0,05
	Arcilla arenosa blanda	23,5	0
	Limo firme	24,5	0,02
	Limo blando	25,5	0
	Arcilla orgánica, limo y cieno, no fibroso	10	0

### 5.3.2.2 Fuerza de rozamiento

La fuerza por unida de longitud que genera el rozamiento es:

$$F_R = \sum F_{nx} \tan \emptyset$$

A dicha ecuación se le aplica un factor de seguridad  $K_1$  quedadndo de la siguiente manera:

$$F_R = \frac{\sum F_{nx} \tan \emptyset}{K_1} \quad (5.15)$$

Donde:

$F_R$ : Fuerza de rozamiento en la base de la presa en  $\left(\frac{t}{m}\right)$ .

$\sum F_n$ : Reacción normal del terreno que es la suma de las componentes de las sollicitaciones normales a la superficie de contacto en (t).

$\emptyset$ : Angulo de fricción del material presente en el terreno en ( $^\circ$ ).

$K_1$ : Factor de seguridad por rozamiento.

La sumatoria de fuerzas normales al plano de deslizamiento será igual a:

$$\sum F_n = W - E_u \quad (5.16)$$

❖ Caso 1 de cálculo de fuerza de rozamiento

$$\sum F_n = W - E_u$$

$$\sum F_n = 22,171 \frac{t}{m} - 4,438 \frac{t}{m} = 17,733 \frac{t}{m}$$

$$F_R = \frac{\sum F_n \tan \theta}{K_1}$$

$$F_R = \frac{17,733 \frac{t}{m} \times \tan 45^\circ}{1,5}$$

$$F_R = 11,822 \frac{t}{m}$$

En la siguiente tabla se muestran los resultados de los cálculos que muestran la fuerza por unidad de longitud que genera el rozamiento en la base de la presa, aplicados a cada situación o caso de estudio (Tabla 5.10).

Tabla 5.10. Fuerza por unidad de longitud que genera el rozamiento (Corro y Vazquez, 2019).

Casos en estudio	$F_R \left( \frac{t}{m} \right)$
Caso 1	11,822
Caso 2	9,219
Caso 3	12,702
Caso 4	11,884
Caso 5	12,244
Caso 6	13,582

### 5.3.2.3 Verificación de estabilidad al deslizamiento

El deslizamiento de la presa se produce cuando la resultante de las solicitaciones en dirección tangencial al plano de deslizamiento supera a las reacciones que se oponen al deslizamiento. La ecuación de estabilidad queda de la siguiente forma:

$$T \leq \frac{\sum F_{nx} \tan \theta}{K_1} + \frac{CxA}{K_2} + E_p$$

Donde:

T: Resultante de las solicitaciones en dirección tangencial al plano de deslizamiento.

$\sum F_{nx} \tan \theta$ : Fuerza de rozamiento que se opone al deslizamiento.

CxA: Fuerza de cohesión que se opone al deslizamiento.

$E_p$ : Empuje pasivo del terreno.

$K_1$ : Coeficiente de seguridad de la fuerza de rozamiento.

$K_2$ : Coeficiente de seguridad de la fuerza de cohesión.

La fuerza de rozamiento ( $F_R = \frac{\sum F_{nx} \tan \theta}{K_1}$ ) y las de cohesión ( $F_c = \frac{CxA}{K_2}$ ) son las fuerzas estabilizadoras horizontales de la presa y T ( $\sum F_H$ ) son las fuerzas desestabilizadoras que está compuesta por el empuje hidrostático y el empuje debido a los sedimentos.

De tal manera que en la relación que existe entre las fuerzas estabilizadoras horizontales y las fuerzas desestabilizadoras horizontales, Se tiene que verificar que las fuerzas estabilizadoras horizontales del equilibrio tienen que ser mayores a las fuerzas desestabilizadoras horizontales:

$$FEH=F_R+F_c \quad (5.17)$$

$$FDH=E+E_s \quad (5.18)$$

$$\frac{FEH}{FDH} \geq 1 \quad (5.19)$$

❖ Caso 1 de verificación de estabilidad al deslizamiento

$$T \leq \sum F_{nx} \frac{\tan \emptyset}{K_1} + \frac{CxA}{K_2}$$

$$\frac{FEH}{FDH} \geq 1$$

$$FEH=F_R+F_c=11,822 \frac{t}{m}$$

$$FDH=E+E_s=2 \frac{t}{m} + 0,17 \frac{t}{m} = 2,17 \frac{t}{m}$$

$$\frac{FEH}{FDH} = \frac{11,822 \frac{t}{m}}{2,17 \frac{t}{m}} = 5,448 > 1$$

En la siguiente tabla se muestran los resultados de los cálculos de los factores de seguridad generados por la relación de fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras, aplicados a cada situación o caso de estudio (Tabla 5.11).

Tabla 5.11. Factor de seguridad al deslizamiento  
(Corro y Vazquez, 2019).

Casos en estudio	FEH $\left(\frac{t}{m}\right)$	FDH $\left(\frac{t}{m}\right)$	$\frac{FEH}{FDH} \geq 1$
Caso 1	11,822	2,17	5,448
Caso 2	9,219	8,99	1,025
Caso 3	12,702	2,17	5,862
Caso 4	11,884	11,21	1,06
Caso 5	13,582	2,17	6,259
Caso 6(*)	14,693	13,69	1,073

En el caso 6 de este estudio se trabaja con una combinación en la cual el embalse trabaja a su máxima capacidad, al no trabajar con fuerzas cohesivas en la base, solo con fuerza de rozamiento como una fuerza estabilizadora, la cual se calcula con un coeficiente  $K_1$  de 1,2 resultando un valor de rozamiento incapaz de soportar las fuerzas desestabilizadoras, si se trata esta combinación como una situación extrema trabajando con un coeficiente  $K_1=1$  queda verificada la estabilidad horizontal, como se muestra a continuación.

❖ Caso 6 de verificación de estabilidad al deslizamiento

$$T \leq \sum F_{nx} \frac{\tan \theta}{K_1} + \frac{CxA}{K_2}$$

$$\frac{FEH}{FDH} \geq 1$$

$$FEH = F_R + F_c = 12,244 \frac{t}{m}$$

$$FDH=E+E_s=13,52 \frac{t}{m}+0,17 \frac{t}{m}=13,69 \frac{t}{m}$$

$$\frac{FEH}{FDH} = \frac{12,244 \frac{t}{m}}{13,69 \frac{t}{m}} = 0,894 < 1$$

Al no poder verificar la estabilidad al deslizamiento al considerarse esta una situación normal en la que el embalse se encuentra a su máxima capacidad, pasa a realizar un cálculo considerando esta condición, una condición extrema.

$$F_R = \frac{14,693 \frac{t}{m} \times \tan 45^\circ}{1}$$

$$F_R = 14,693 \frac{t}{m}$$

$$\frac{FEH}{FDH} = \frac{14,693 \frac{t}{m}}{13,69 \frac{t}{m}} = 1,073 > 1$$

#### **5.4 Calculo de la estabilidad al vuelco del dique para diferentes opciones de sobreelevación en situaciones de operación normal y máximo nivel de operación.**

Seleccionada una determinada combinación de solicitaciones, el vuelco de la presa se produce cuando la mayor compresión puntual a que se ve sometido el terreno,

supera a su máxima capacidad portante. Entonces el terreno cedería y la presa bascularía hacia aguas abajo.

Una vez comprobado que los esfuerzos generados por las cargas actuantes en la presa no superan el esfuerzo admisible del terreno, a manera de que se pueda considerar el cimiento como una estructura rígida se verifica que los momentos estabilizadores no superen los esfuerzos desestabilizadores para así establecerse un coeficiente de seguridad.

Independiente de la resistencia de la fundación, en una presa de gravedad el vuelco es posible. De hecho, la seguridad de estas estructuras recae en el comportamiento contra el vuelco y el deslizamiento. De esta manera, se debe garantizar que la estructura sea estable en cualquier plano horizontal de la presa y en el plano de fundación.

Este factor se analiza para las diferentes combinaciones de cargas estudiadas, sin embargo, para aquellas combinaciones en las que se considera el sismo, no se analiza debido al efecto oscilatorio de estos eventos naturales.

Una presa rara vez falla por vuelco, ya que cualquier tendencia al volcamiento daría una mayor oportunidad a la presa para que falle por deslizamiento.

El peligro de que una presa falle por volcamiento esta de alguna manera asegurado, pues uno de los primeros requerimientos es que la resultante de las fuerzas ha de caer dentro del núcleo central de la base y, por lo tanto, holgadamente dentro de ella.

#### **5.4.1 Determinación de estabilidad vertical**

Se debe verificar que la estabilidad de tensiones en la superficie de contacto presa-cimiento no supere la tensión admisible del terreno, Para el cálculo de esfuerzos es válida la Teoría de vigas y la fórmula de la escuadría, además, en el análisis únicamente se consideran apreciables los esfuerzos producidos por el giro en el sentido longitudinal, simplificando queda:

$$\sigma = \frac{\sum F_n}{A} \pm \frac{MxV}{J} \leq \sigma_{adm} \quad (5.20)$$

Donde:

$\sigma$ : Tensión vertical a los extremos de aguas arriba y aguas abajo de la base de la presa en  $\left(\frac{t}{m^2}\right)$ .

$\sigma_{adm}$ : Esfuerzos máximos admisibles del terreno  $\left(\frac{t}{m^2}\right)$ .

$\sum F_n$ : Componente vertical de la resultante de las solicitaciones  $\left(\frac{t}{m}\right)$ .

A: Área de la base.

M: Momento flector de los componentes verticales respecto del baricentro de la sección de la base  $\left(\frac{txm}{m}\right)$ .

V: distancia entre el centro de gravedad y la fibra más alejada (m).

J: Momento de inercia de la base ( $m^4$ ).

Para las distintas combinaciones de cargas se verifican la estabilidad de tensiones en la superficie de contacto presa-cimiento tanto con supresión como sin esta.

Con subpresión la sumatoria de las componentes verticales o fuerzas normales que afectan la presa de concreto sería:

$$\sum F_n = W - E_u$$

Sin subpresión la sumatoria de las componentes verticales o fuerzas normales que afectan la presa de concreto solo sería el peso de la misma:

$$\sum F_n = W \quad (5.21)$$

Donde:

$W$  = peso propio de la presa  $\left(\frac{t}{m}\right)$ .

$E_u$  = subpresión  $\left(\frac{t}{m}\right)$ .

En el terreno donde se establece se encuentra la existencia de un afloramiento rocoso el cual se rellenó con arena suelta para nivelar, a fin de poder reforzar las condiciones del terreno se aplicó un enrocado de piedras que van de 15 a 30 cm de diámetro, como se muestra en la figura 5.15.

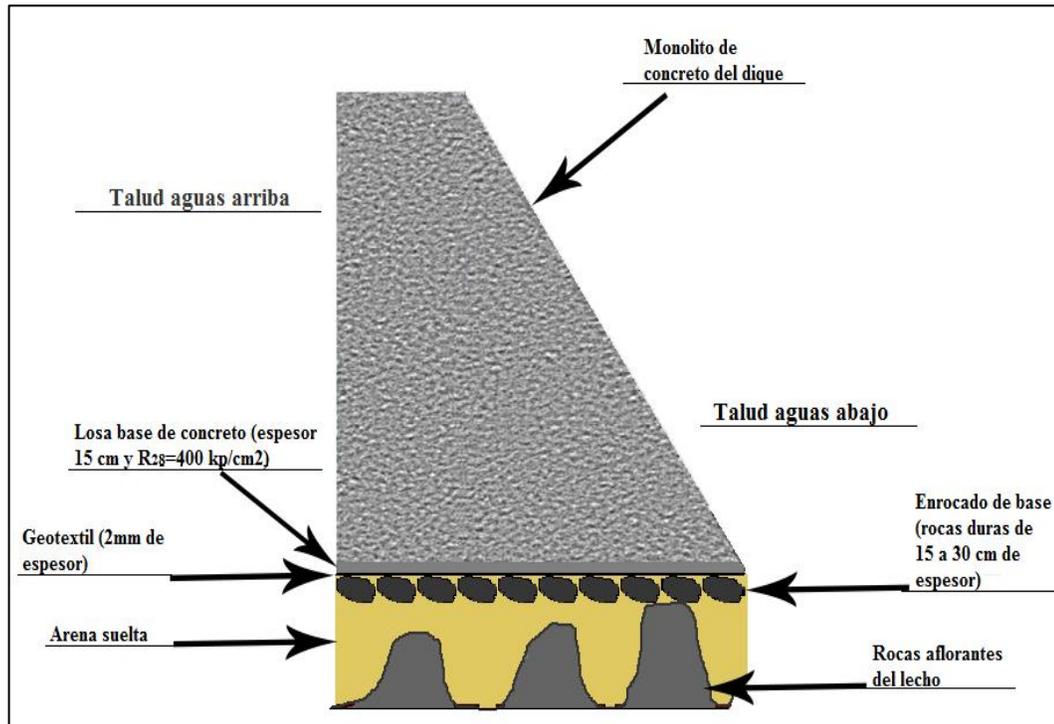


Figura 5.15. Vista lateral de estructura de la presa y de la composición del suelo de cimentación. (Corro y Vazquez, 2019).

Las características del terreno de cimentación proporcionan una resistencia dependiendo al tipo de material del que está compuesto (Tabla 5.12).

Si bien existen varios elementos que se encuentran superficialmente en el terreno de cimentación como la arena suelta que al estar bajo nivel freático presenta una disminución de un 50% en su resistencia como elemento del suelo de cimentación y el enrocado de base, el terreno de cimentación está compuesto principalmente de un afloramiento rocoso de rocas sanas que establece una resistencia superior a  $200 \text{ t/m}^2$ , esta es la resistencia que se toma de base al momento de verificar la estabilidad vertical del dique, siendo así la capacidad admisible del suelo de fundación estimada por encima de este valor.

Tabla 5.12. Resistencia del suelo según materiales que lo componen

Tipo de suelo	t/m <sup>2</sup>
Roca, dura y sana (granito, basalto)	400
Roca medio dura y sana (pizarras esquistos)	200
Roca blanda con fisura	70
Conglomerado compactado bien granulado	40
Gravas. Mezcla de arena y grava	20*
Arena gruesa. Mezcla de arena y grava	20*
Arena fina a media. Arena media a gruesa, mezclada con limo o arcilla	15*
Arena fina. Arena media a fina mezclada con limo o arcilla	10*
Arcilla inorgánica, firme	15
Arcilla inorgánica, blanda	5
Limo orgánico con o sin arena	2,5
*Reducir en 50 % en el caso de estar bajo el nivel freático (nivel de agua)	

En la (figura 5.16) se muestra un diagrama de los posibles esfuerzos que se pueden presentar en la presa, en la parte “a” se pueden observar que en el paramento aguas arriba los esfuerzos tienen una mayor magnitud, esto puede generarse debido a que el peso de la presa pueda recaer en esa zona, generando así un momento que gira en dirección al embalse, este escenario se presenta mayormente cuando el embalse se encuentra vacío y no se cuenta con los llamadas cargas desestabilizadoras como son la subpresión o la presión hidrostática, las cuales equilibran junto con todas las cargas presentes en la obra.

En la parte “b” de la (figura 5.16) se puede observar que los posibles esfuerzos tienden a ser mayores en el lado del paramento aguas abajo, esta situación es el comportamiento esperado en la presa, donde las cargas generadas el empuje del agua del embalse en la presa tengan la tendencia a hacer volcar la presa en torno al paramento aguas abajo.

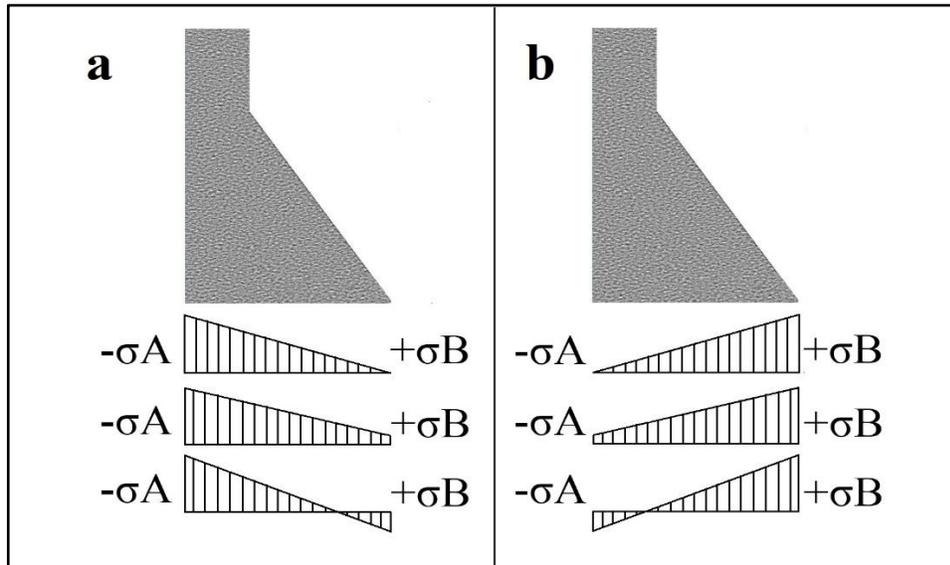


Figura 5.16. Diagrama de las posibles tensiones verticales generados por el dique sobre el suelo de cemento (Corro y Vazquez, 2019).

#### 5.4.1.1 Caso 1 de verificación de estabilidad vertical

Altura de sobre-elevación: 1 metro

Combinación de carga: operación normal de embalse

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{A} \pm \frac{M_x V}{J} \leq \sigma_{adm}$$

se considera que la resistencia del suelo o capacidad admisible de este es mayor a  $200 \text{ t/m}^2$ .

❖ Verificación de estabilidad vertical sin subpresión:

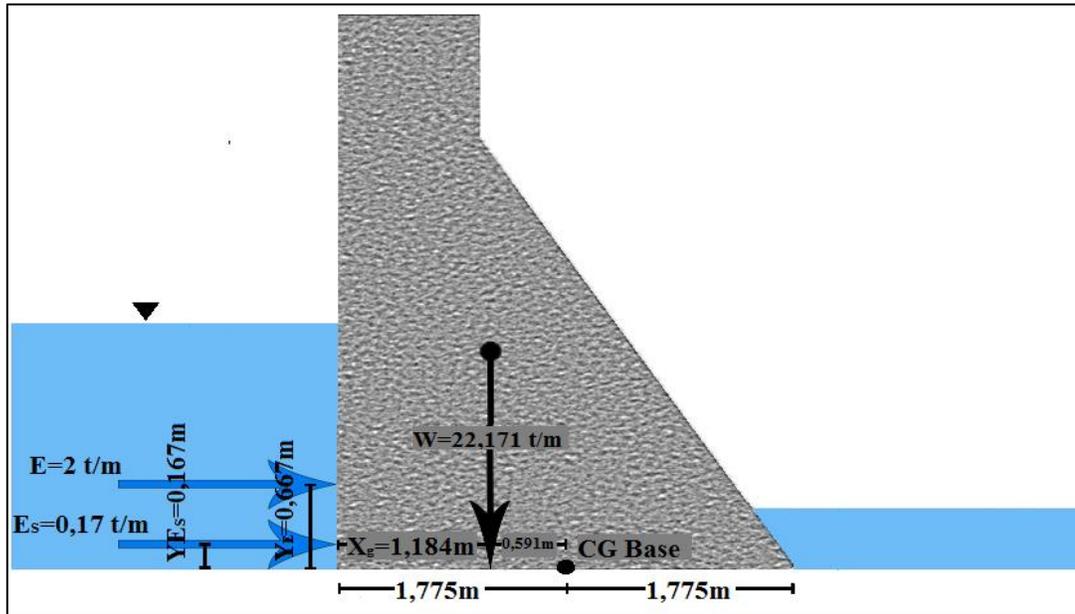


Figura 5.17. Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura (sin incluir la subpresión) y su distancia hasta el CG de la base, caso 1. (Corro y Vazquez, 2019).

$$\sum F_v = W = 22,171 \frac{t}{m}$$

$$\sum M = 2 \frac{t}{m} \times 0,667m + 0,17 \frac{t}{m} \times 0,167m - 22,171 \frac{t}{m} \times 0,591m = -11,74 \frac{txm}{m}$$

$$V = 1,775m$$

$$J = \frac{hxb^3}{12} \quad (5.22)$$

$$J = \frac{1m \times (3,55m)^3}{12}$$

$$J=3,728 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{22,171}{3,55} \pm \frac{-11,74 \times 1,775}{3,728}$$

$$-\sigma A = 11,835 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{adm}}$$

$$+\sigma B = 0,656 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{adm}}$$

❖ Verificación de estabilidad vertical con subpresión:

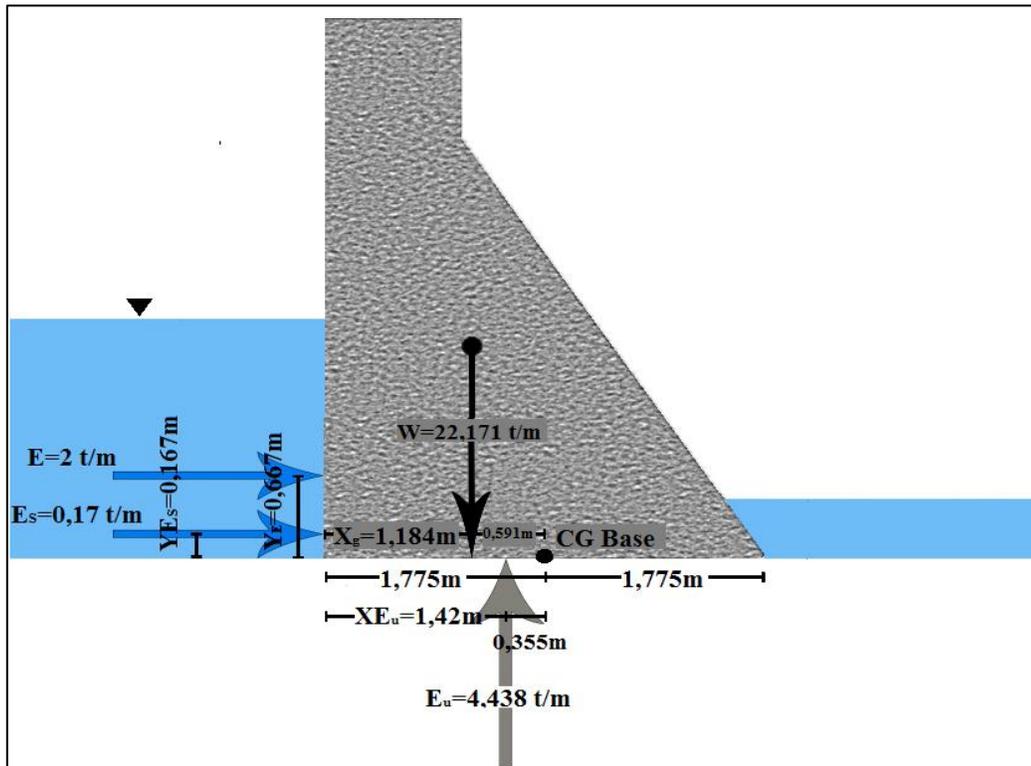


Figura 5.18. Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el CG de la base, caso 1. (Corro y Vazquez, 2019).

$$\sum F_v = W - E_u = 22,171 \frac{t}{m} - 4,438 \frac{t}{m} = 17,733 \frac{t}{m}$$

$$\sum M = 4,438 \frac{t}{m} \times 0,355 + 2 \frac{t}{m} \times 0,667m + 0,17 \frac{t}{m} \times 0,167m - 22,171 \frac{t}{m} \times 0,591m$$

$$= -10,165 \frac{txm}{m}$$

$$V = 1,775m$$

$$J = \frac{hb^3}{12}$$

$$J = \frac{1m \times (3,55m)^3}{12}$$

$$J = 3,728 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{17,733}{3,55} \pm \frac{-10,165 \times 1,775}{3,728}$$

$$-\sigma_A = 9,835 \frac{t}{m^2} < \sigma_{adm}$$

$$+\sigma_B = 0,155 \frac{t}{m^2} < \sigma_{adm}$$

En las siguiente tabla se muestran los resultados de los calculos del tensiones verticales de la estructura, estos calculos se aplicaron a cada situacion o caso de estudio tomando una variante en la cual no se consideraba la carga por subpresion (Tabla 5.13).

Tabla 5.13. Tensión vertical generada por el dique sobre el terreno de cimiento (Corro y Vazquez, 2019).

Casos en estudio	$-\sigma_A \left( \frac{t}{m^2} \right)$ Sin incluir carga por subpresión	$+\sigma_B \left( \frac{t}{m^2} \right)$ Sin incluir carga por subpresión	$-\sigma_A \left( \frac{t}{m^2} \right)$	$+\sigma_B \left( \frac{t}{m^2} \right)$
Caso 1	11,835	0,656	9,835	0,155
Caso 2	6,591	5,89	2,39	5,4
Caso 3	12,957	0,278	10,969	0,236
Caso 4	7,869	5,364	0,664	7,369
Caso 5	14,113	-0,135	12,113	-0,636
Caso 6	3,593	10,385	-1,607	9,887

#### 5.4.2 Determinación de factor de seguridad contra el volcamiento

La estabilidad al vuelco está asociada con el equilibrio de momentos. El factor de seguridad contra el volcamiento se puede calcular dividiendo el total de los momentos resistivos con el total de los movimientos que tienden a causar volcamiento alrededor del pie de aguas abajo de la presa, es decir, la relación entre los momentos que tienden a enderezar la presa al momento que tiende a volcarla alrededor del pie aguas abajo de la presa:

$$\frac{\sum ME}{\sum MD} > 1 \quad (5.23)$$

Donde:

$\sum ME$ =sumatoria de los momentos de las fuerzas estabilizadoras (W).

$\sum MD$ = sumatoria de los momentos de las fuerzas desestabilizadoras (E,  $E_s$ , y  $E_u$ ).

#### 5.4.2.1 Caso 1 de determinación de factor de seguridad

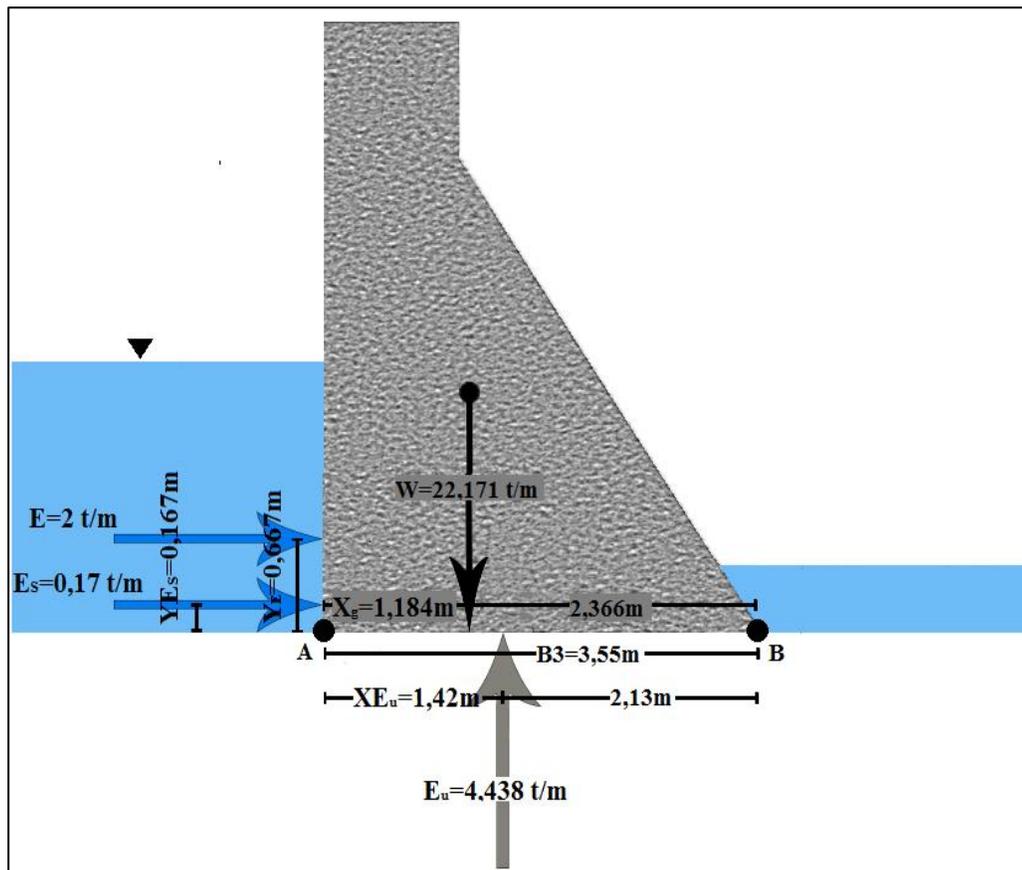


Figura 5.19. Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el pie del paramento aguas abajo (punto B), caso 1. (Corro y Vazquez, 2019).

Se debe verificar que:

$$\frac{\sum MR}{\sum MD} > 1$$

$$\cup \sum MR = 22,171 \frac{t}{m} \times 2,366m = 52,457 \frac{txm}{m}$$

$$\cup \sum MD = 2 \times 0,667 + 4,438 \times 2,13 + 0,17 \times 0,167 = 10,815 \frac{txm}{m}$$

$$\frac{\sum MR}{\sum MD} = \frac{52,457 \frac{txm}{m}}{10,815 \frac{txm}{m}} = 4,85 > 1$$

En la tabla 5.14 se muestran los cálculos de los factores de seguridad ante el volcamiento en cada uno de los casos expuesto en este estudio.

Tabla 5.14. factor de seguridad al vuelco

Casos en estudio	$\sum MR$	$\sum MD$	$\frac{\sum MR}{\sum MD}$
Caso 1	52,457	10,815	4,85
Caso 2	52,457	31,073	1.688
Caso 3	56,402	10,815	5,215
Caso 4	56,402	38,131	1,479
Caso 5	60,365	10,815	5,582
Caso 6	60,365	46,356	1,302

## **CAPITULO VI**

### **LA PROPUESTA**

#### **6.1 Objetivo de la propuesta**

Proponer la sobre-elevación del dique de concreto del embalse Wará II ubicada en el río Wará, municipio Gran Sabana, estado Bolívar, Venezuela.

#### **6.2 Alcance de la propuesta**

Partiendo de las características geométricas y dimensionales actuales del dique así como del embalse, el alcance final del proyecto corresponderá a la realización de los respectivos cálculos de estabilidad de la presa una vez se haya realizado la Sobre-elevación, con el fin de comprobar el efectivo funcionamiento del Dique de Concreto propuesto en la investigación para mejorar el sistema de abastecimiento de agua a una parte de la población que reside en el municipio Gran Sabana.

#### **6.3 Justificación de la propuesta**

Con la sobre-elevación del dique se espera poder brindar una posible solución a los problemas que afectan el propósito para el cual esta edificada esta obra de ingeniería, dentro de los posibles problemas identificados se encuentra la reducción del volumen en el vaso de almacenamiento debido a la acumulación de sedimentos, teniendo esto en cuenta así como el hecho de que a través del tiempo transcurrido y por no tener en cuenta el incremento de la población se ocasiona el gran inconveniente de no poder brindar un servicio de calidad en el abastecimiento del agua potable a las

comunidades que componen el municipio Gran Sabana en el estado Bolívar lo cual trae consigo problemáticas de diferentes magnitudes siendo el líquido de vital importancia, fundamento de la vida, un recurso crucial para la humanidad y para el resto de los seres vivos, la opción de presentar un sobre- elevación como solución se basa en el hecho de poder aumentar el volumen en el embalse con menores gastos económicos, menor impacto en el medio ambiente, así como una menor dificultad de la que supone realizar un nuevo embalse desde cero y que el incremento de pocos metros de altura permite alcanzar un almacenamiento suplementario muy superior si se compara con un nuevo dique para la misma configuración topográfica.

#### **6.4 Metodología de trabajo**

Inicialmente los esfuerzos se centraron en la recopilación de información básica, para así poder contribuir a la formación de información de mayor complejidad, a través de información ya recabada del sitio y métodos electrónicos de localización satelital se determinó la ubicación exacta de la obra de la cual se realizará la propuesta, se realizó un levantamiento topográfico del embalse a fin de poder construir secciones transversales y plano topográfico, con la ayuda de la batimetría del terreno y con la ayuda de herramientas electrónicas como AutoCAD donde se procede a realizar polígonos en cada una de las curvas de nivel y así poder determinar las áreas internas, una vez realizadas esta aplicación nos da los valores de estas áreas en metros cuadrados correspondientes a cada curva de nivel, después de lo cual se empieza con el uso de Microsoft Excel para el adecuado cálculo de cada uno de los valores explicados, mediante la aplicación de métodos analíticos y gráficos se pudo estimar el volumen de agua en el embalse, así como los azolves presentes en él.

Posterior al proceso de determinar las dimensiones geométricas y dimensionales del dique de concreto, así como de las características del terreno de cimiento y los posibles fenómenos que podrían llegar afectar la obra en función a la zona en que se

edifica, se aplicaron cálculos a partir de fórmulas analíticas en las cuales se determinaron las solicitaciones y esfuerzos a las cuales el dique se verá sometido, para finalmente poder determinar la estabilidad de la presa, estudiándose diferentes opciones de sobre-elevación esto tomando en cuenta el criterio de que la longitud de la base transversalmente debe ser mayor al 60% de la altura total del dique ( $B \geq 0,6 H$ ), todo esto con el objetivo de determinar la altura que represente mayores beneficios sin comprometer estructura del dique de concreto ya existente.

### **6.5 Propuesta de sobre-elevación**

Los elementos que forman el sistema de la represa Wará II que es la obra sobre la cual se realiza este estudio, son un dique de concreto armado con densidad media es de  $2.400\text{kg/m}^3$  o  $2,4\text{ t/m}^3$ , cuyas dimensiones son 3.50 m de altura, 16 m de longitud, 1.1 m en su ancho de coronación, 3.55 m de longitud transversal, su talud en el paramento aguas arriba no presenta inclinación dicho talud es recto, el paramento aguas abajo presenta un talud tradicional de 55 grados de inclinación, La represa Wará II cuenta en la actualidad con una rejilla de captación de 3.2 m de longitud en la coronación del dique, así como 2 tuberías de acero de 12 pulgadas, una de estas funciona como tubería de descarga la cual está ubicada a unos 2 m de la base, la otra hace la función de tubería de alivio y está ubicada a 0.5 m desde la base.

La propuesta que se establece en este estudio después de haber considerado varias opciones de sobre-elevación, siendo estas la de 1 metro, 1,5 metros y 2 metros respectivamente, es la de realizar una sobre-elevación de 1,5 metros la cual llevaría la altura del dique de 3,50 metros a 5 metros de altura, esta opción permite ampliar el volumen de almacenamiento en el embalse manteniendo un correcto funcionamiento, esto desde el punto de vista de la estabilidad al deslizamiento y al vuelco, ya que la

opción de 2 metros de altura que es la que más se acerca al límite posible de sobre-elevación presenta comportamientos desfavorables en la estabilidad.

El dique de concreto posee actualmente un peso total aproximado de 19,531 t/m, este peso junto con sus dimensiones la hacen estable tanto al deslizamiento como al vuelco, esta puede verse afectada por cargas hidrostáticas que superan las 5 t/m cuando el embalse se encuentra en su máxima capacidad, así como a una subpresión mayor a 6,5 t/m, al elevar 1,5 metros la altura de la cresta de coronación del dique, se estarían ampliando estos parámetros, el peso que es un elemento de gran importancia en este tipo de presas, aumentaría a 23,491 t/m lo que permitiría sobrellevar los embates de la nuevas cargas, posterior a la sobre-elevación cuando la presa se encuentre trabajando a su máxima capacidad la presión hidrostática supera los 11 t/m y la subpresión se estima en torno a 9, 23 t/m.

La tensión vertical de mayor magnitud que generaría el dique sobre el terreno sería de 12,957t/m<sup>2</sup> en el punto al pie del paramento aguas abajo, esto en un cálculo donde no se consideró la subpresión y la presión hidrostática era de poca magnitud, las cargas que el agua ejerce sobre el dique ayudan a disminuir las cargas del peso de este sobre el terreno, lo que se puede constatar al momento de considerar la subpresión y la presión hidrostática con el embalse a su máxima capacidad, donde dicha tensión vertical es disminuida a 7,369t/m<sup>2</sup>.

El terreno de cimiento está compuesto por distintos materiales, esto debido a que hay materiales superficiales como la arena suelta o la capa de enrocado las cuales no proporcionan fuerzas estabilizadoras por cohesión contra el deslizamiento, aunque esto no impide que el dique sea estable al deslizamiento con la altura seleccionada, el material que principalmente constituye el suelo de cimiento es un afloramiento rocoso el cual brinda una resistencia que supera los 200 t/m<sup>2</sup> que permite el soporte a la

máxima tensión vertical prevista de la presa sobre el suelo, lo cual es una garantía al momento de estimar la estabilidad al vuelco, con la altura de sobre-elevación de 1,5 metros seleccionada para esta propuesta el factor de seguridad al vuelco en función a los momentos de las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras se encuentra a favor de estabilizar la presa con un giro hacia el paramento aguas arriba.

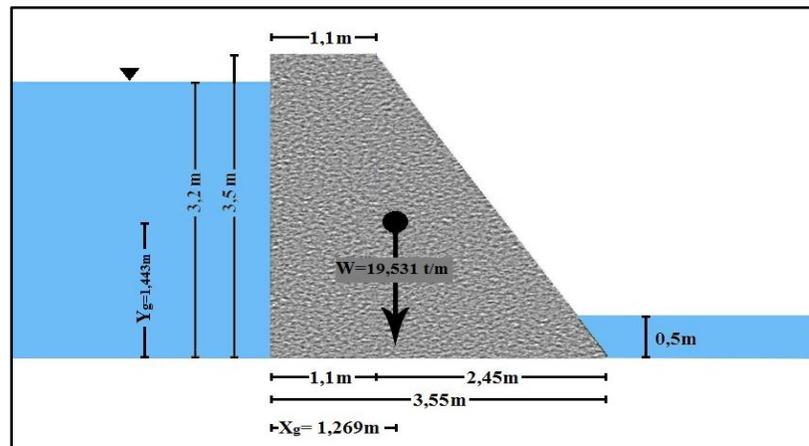


Figura 6.1 Dimensiones actuales del dique y su peso por unidad de longitud (Corro y Vazquez, 2019).

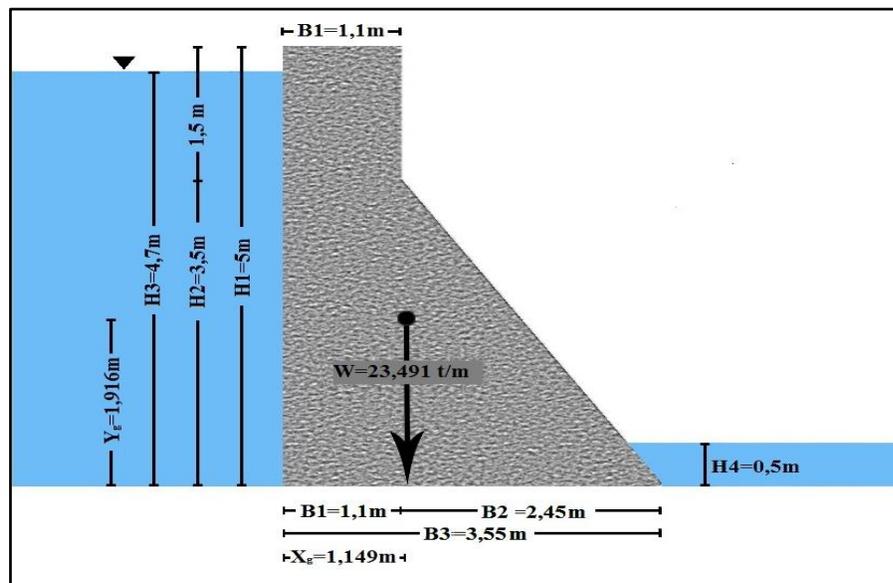


Figura 6.2. Dimensiones del dique una vez realizada la sobre-elevación y su peso por unidad de longitud (Corro y Vazquez, 2019).



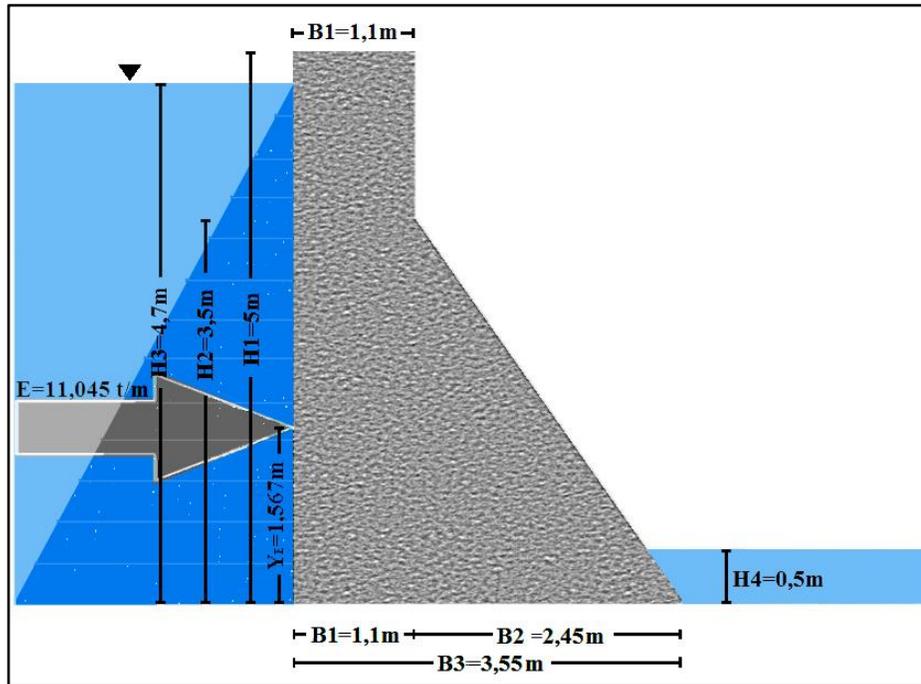


Figura 6.4. Presión hidrostática sobre la presa, estimándose a operación máxima posterior a la sobre-elevación (Corro y Vazquez, 2019).

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### Conclusiones

Una vez realizado el análisis a la información planteada en cada uno de los objetivos a conseguir para acercarse a una solución a la problemática presente, se llegó a las siguientes conclusiones:

1. La presa Wará II es un dique monolítico de concreto, ubicado (según las coordenadas UTM N 511164 y E 706790) aproximadamente a 1.52 km aguas arriba del dique Wará I, el embalse Wará II está formado por un área aproximada de 330,6 m<sup>2</sup>.

2. Los elementos que forman el sistema de la represa Wará II son un dique de concreto armado cuya densidad media es de 2.400kg/m<sup>3</sup> o 2,4 t/m<sup>3</sup>, cuyas dimensiones son 3.50 m de altura, 16 m de longitud, 1.1 m en su ancho de coronación, 3.55 m de longitud transversal, su talud en el paramento aguas arriba no presenta inclinación dicho talud es recto, el paramento aguas abajo presenta un talud tradicional de 55 grados de inclinación, la represa Wará II cuenta en la actualidad con una rejilla de captación de 3.2 m de longitud en la coronación del dique, así como 2 tuberías de acero de 12 pulgadas, una de estas funciona como tubería de descarga la cual está ubicada a unos 2 m de la base, la otra hace la función de tubería de alivio y está ubicada a 0.5 m desde la base, posterior a la sobre-elevación todas estas características se mantendrían, el cambio reside en la elevación de 1,5 metros de altura en la coronación.

3. La represa Wará II posee dos obras de captación (tubería de 12 pulgadas de diámetro y una rejilla de captación en el coronamiento del dique y ambas funcionan actualmente cubriendo una parte de la demanda de agua exigida por la población. Sin

embargo, es necesario acotar que este funcionamiento podría verse afectado en un futuro cercano debido a los inconvenientes de sedimentación del embalse, del análisis a estos planos y formulas analíticas se puede notar que el embalse ha perdido 172,99 m<sup>3</sup> en los últimos 11 años lo cual representa una sedimentación de 15,73m<sup>3</sup>/año.

4. Su estructura se encuentra anclada en estribos de rocas duras que constituyen paredes de taludes casi verticales en las riberas del río Wará. La zona sobre la cual se edifica está compuesta por un afloramiento rocoso sobre la cual se le ha aplicado un relleno de arena suelta a fin de poder nivelar el terreno de cimiento, el afloramiento de rocas duras puede proporcionar una resistencia superior a 200 t/m<sup>2</sup>.

5. En el embalse Wará II, el volumen útil es delimitado superiormente por el nivel máximo del embalse 904,7 m.s.n.m. y por el nivel mínimo de operación 903 m.s.n.m el volumen Útil calculado es de 1007,326m<sup>3</sup>. El volumen muerto en este embalse se tiene hasta la cota 902 m.s.n.m, Teniendo en cuenta estos parámetros, se tiene que el volumen muerto del embalse Wará para la cota es 902 m.s.n.m. es de 163,440m<sup>3</sup>.

6. La presa actualmente cuenta con un peso total aproximado de 19,531 t/m, este peso junto con sus dimensiones la hacen estable tanto al deslizamiento como al vuelco, esta puede verse afectada por cargas hidrostáticas que superan las 5 t/m cuando el embalse se encuentra en su máxima capacidad, así como a una subpresión mayor a 6,5 t/m, con la sobre-elevación todos estos parámetros serán aumentados, el peso que es un elemento estabilizador de gran importancia en este tipo de presas, aumentaría a 23,491 t/m lo que permitiría sobrellevar los embates de la nuevas cargas, posterior a la sobre-elevación cuando la presa se encuentre trabajando a su máxima capacidad la presión hidrostática supera los 11 t/m y la subpresión se estima en torno a 9, 23 t/m. La zona en la que se establece la estructura cuenta con condiciones favorables ya que no

es una zona con actividad sísmica considerable, no se ve afectada por otros fenómenos como el de oleaje o hielo entre otros factores que suelen considerarse al momento del cálculo de su estabilidad.

7. El terreno de cimiento no posee una cohesión que represente un soporte dentro de las características del terreno que apoyan a la estabilidad, otras de estas características que no se estima es la generada por el empuje pasivo del terreno, al considerarse el dique apoyado a una profundidad superficial, así de esta manera solo se considera la fuerza de rozamiento como el único factor de soporte generado por el suelo.

### **Recomendaciones**

Mediante el estudio y la comprensión de la información utilizada a lo largo de esta investigación se pudieron obtener ideas las cuales se plantean en forma de aporte en las siguientes recomendaciones:

1. Dirigir los esfuerzos ingenieriles a encontrar el alcance de la sustentabilidad de la obra existente, de manera de alargar su vida útil, ya que con sobre elevar el dique se dispondrá de una cantidad extra de volumen de agua para almacenar y su posterior distribución.

2. La subpresión podría llegar a causar que la presa tenga una tendencia a elevarse en el paramento aguas arriba por ende se recomienda agregarle más peso al dique esto se podría logra generando una inclinación del paramento aguas arriba a fin de lograr que el agua pueda generar una componente vertical que apoye al peso propio del dique en su labor de estabilizar la estructura contra las fuerzas desestabilizadoras a las cuales se enfrente.

3. Para la realización de una sobre-elevación en el dique Wará II se recomienda la estimación de sobreelevación de 1,5 metros resulta estable tanto al deslizamiento como al vuelco, siendo de esta manera la opción más favorable al momento de ampliar los aportes en el sistema de abastecimiento de agua, sin tener que realizar obras de mayor envergadura, las cuales tendrían un impacto negativo en el medio ambiente y resultarían una inversión mayor en tiempo y economía. La opción de 2 metros de altura con una base de dimensiones transversales de 3,55m no es recomendable, pues esta se considera de riesgo, ya que en esta se encuentra cerca del límite recomendado de que la base en sentido transversal debería ser mayor al 60% de la altura ( $B \geq 0,6 H$ ), así como el hecho de la ausencia de cohesión en los materiales presentes en la superficie de contacto presa-cimiento, la cual se considera de mucha relevancia en la fuerzas estabilizadora, por ende se recomienda ser precavidos en dicho caso ya que en este caso se comienzan a ver comportamientos adversos en su estabilidad.

4. Aunque actualmente el dique se encuentra trabajando se podría llegar a presentar fallos en los mecanismos de alivio, todo esto a causa de la sedimentación presente en la zona o por , a mayores alturas como las supuestas en los casos de sobreelevación podrían llegar a ser fatales los fallos en la estructura y los mecanismos de la presa, lo que traería consigo el colapso de la estructura, por dichos motivo se recomienda que se establezcan métodos para la supervisión y el mantenimiento del estado de la presa a fin de poder prevenir fallos y utilizar sus recursos de manera óptima.

## REFERENCIAS

Aguirre-Pe, J. (1980). **HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS**. Universidad de los Andes, Mérida, Venezuela. (pp 269).

Alexis, G. Pérez (2004). **GUIA METODOLOGICA PARA ANTEPROYECTOS DE INVESTIGACION**. Caracas, Venezuela, Fedepel. (pp. 67)

Arias, Fidas. (1999). **EL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN**. Editorial Episteme. Caracas, Venezuela. (pp.55, 67, 69).

Arias, Fidas. (2006). **EL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN**. Quinta Edición. Editorial Episteme. Caracas. Venezuela. (pp.143).

Balestrini, Miriam (2006). **COMO SE ELABORA UN PROYECTO DE INVESTIGACION**. BL Consultores Asociados Servicio Editorial, Caracas, Venezuela, (pp. 137)

Bolinaga, J y colaboradores (2000) **PROYECTOS DE INGENIERÍA HIDRAULICA** Vol. 1 y 2 Fundación Polar. Caracas, Venezuela. (pp. 145-155, 207-222).

C.V.G Técnica Minera (1986). **INFORME DE AVANCE NC-20-14 Y NB-20-2 CLIMA, GEOLOGÍA, GEOMORFOLOGÍA, SUELOS, VEGETACIÓN. GERENCIA DE PROYECTOS ESPECIALES PROYECTO INVENTARIO DE LOS RECURSOS NATURALES DE LA REGIÓN GUAYANA**. Tomo I Y II. Ciudad Bolívar; (pp 9-489 Y 515-756).

Corporación Venezolana de Guayana (C.V.G.) Técnica Minera C.A., (1989). **INFORME DE AVANCE NC 20 – 14 Y NC20 – 15, CLIMA, GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA, SUELOS Y VEGETACION TOMO I, II, III.** Ciudad Bolívar, Venezuela. (pp. 185-203, 441-444, 453 – 461).

González de Juana, Carlos., Iturralde, Juan y Picard, Xavier (1.980), **GEOLOGÍA DE VENEZUELA Y DE SUS CUENCAS PETROLÍFERAS**, tomo I y II, ed. facsimilar 1.993, Caracas: Ed. Foninves.(pp 99-111).

Hernández, M. (2003). **EL MANUAL DE TESIS DE GRADO Y ESPECIALIZACIÓN Y MAESTRÍA Y TESIS DOCTORALES DE LA UNIVERSIDAD PEDAGÓGICA LIBERTADOR.** Tercera Edición. FEDUPEL. Caracas, Venezuela. (pp.245).

Hurtado de barrera, Jacqueline (2008). **METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION, UNA COMPRESION HOLISTICA.** Caracas, Ediciones Quirón – Sypal. (pp.49).

Iriondo, Martín. (2006) **INTRODUCCIÓN A LA GEOLOGÍA**, Tercera edición, editorial Brujas, Argentina. (pp 15-129).

Lerma, Héctor (2003). **METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION.** ECOE Editorial, Bogotá, Colombia. (p. 54).

Martin Carrasco F, Garrote De Marcos L. (2005) **DIMENSIONAMIENTO Y OPTIMIZACIÓN DE OBRAS HIDRÀULICAS** Tercera Edición. España. (pp23-48).

Martínez, E; Batanero, P; Martínez, I; Martínez, E; González. (2007) **BUREAU OF RECLAMATION DISEÑO DE PEQUEÑA PRESAS** Traducción de la Tercera Edición Americana. Bellisco Ediciones. Madrid, España. (pp.377-404).

Sabino, Carlos (2006). **EL PROCESO DE INVESTIGACION**. El Cid Editor, Caracas, Venezuela. (pp. 58, 90, 143, 110).

Suarez D., Jaime. (2001). **CONTROL DE EROSIÓN EN ZONAS TROPICALES**. Bucaramanga. (pp 227 -258).

Tamayo, M. (1997). **EL PROCESO DE LA INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA**. Segunda Edición. Editorial Limusa. México. (pp.175).

Tamayo, M. (1999). **EL PROCESO DE LA INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA**. Segunda Edición. Editorial Limusa. México. (pp.231).

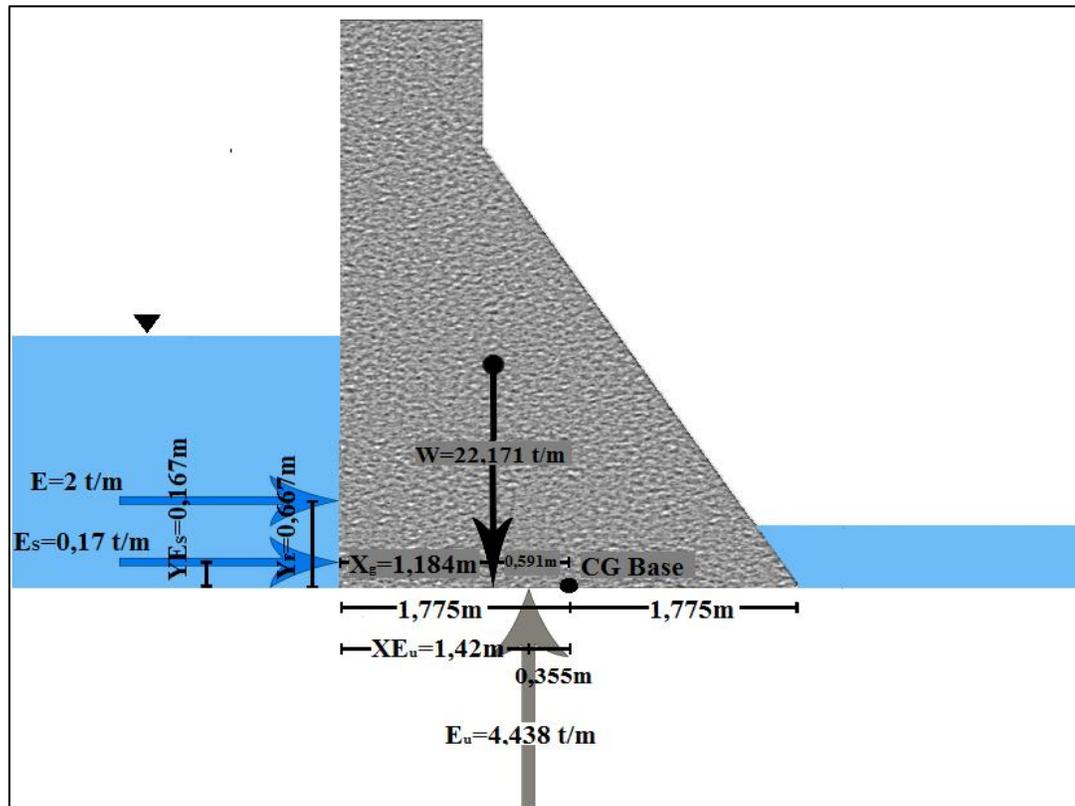
Tamayo y Tamayo, Mario. (2006). **METODOLOGIA FORMAL DE LA INVESTIGACION CIENTIFICA PROCESO DE INVESTIGACION**. Editorial Limusa, Caracas, Venezuela. (pp. 99, 325).

Tarback, Edward y Lutgens, Frederick. (2005). **CIENCIAS DE LA TIERRA. UNA INTRODUCCIÓN A LA GEOLOGÍA FÍSICA**. Edición Pearson-Prentice Hall, 8ª ed. Madrid. (pp 64).

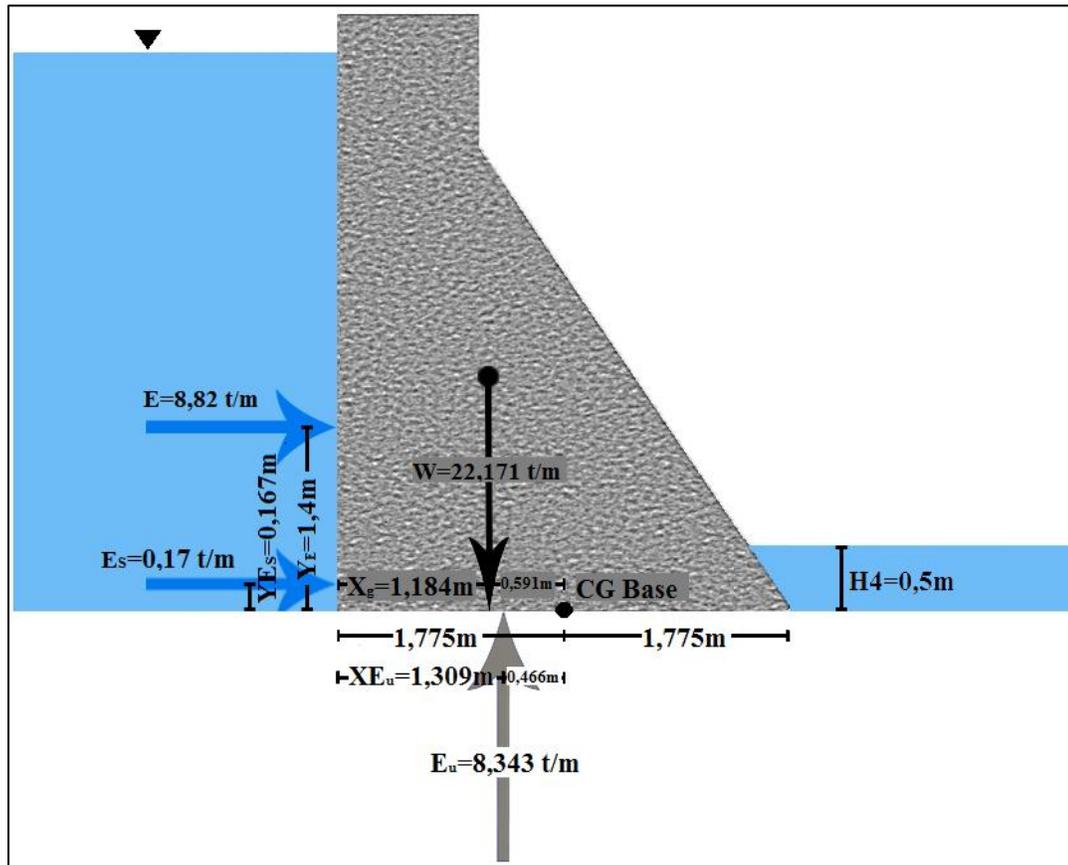
Universidad de Oriente, Núcleo Bolívar, Escuela de ciencias de la Tierra (2011). **MANUAL DE LAS NORMAS PARA LA ELABORACION DE TRABAJOS DE GRADO**. Ciudad Bolívar, Venezuela. (pp. 1-53).

## **APÉNDICES**

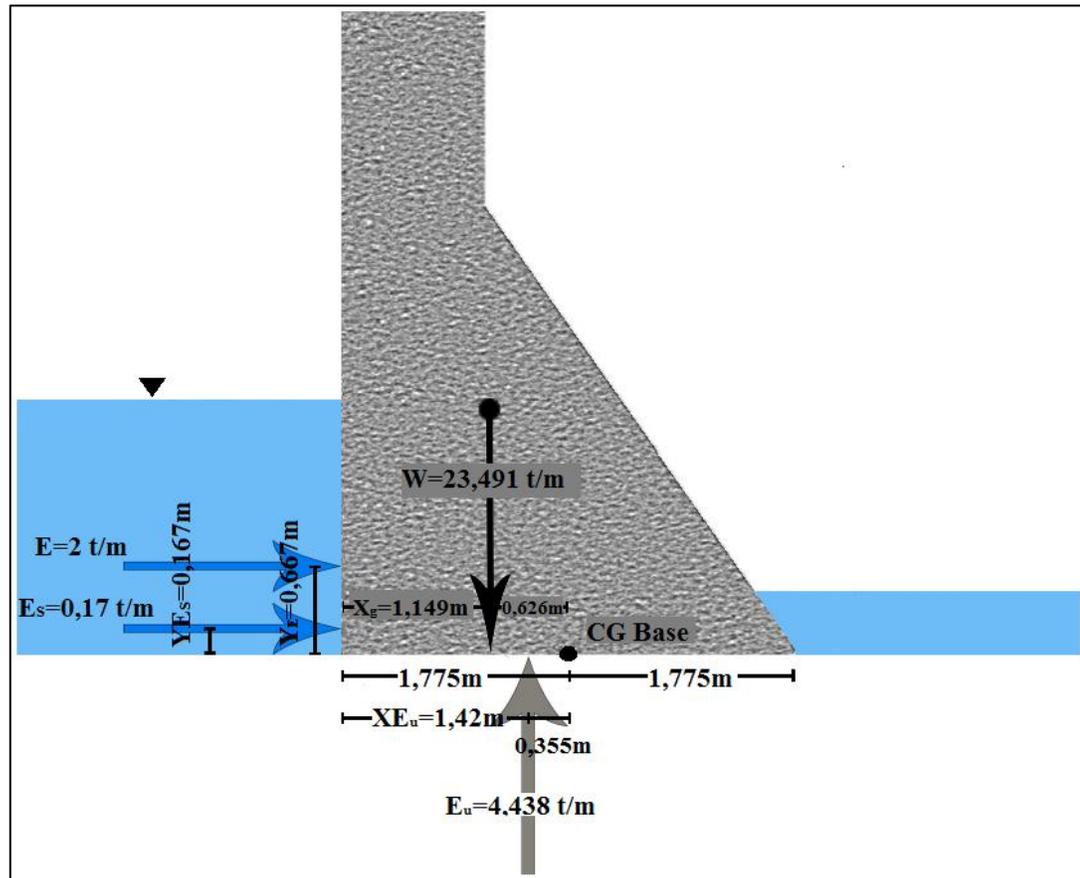
**APÉNDICE A**  
**REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LAS SOLICITACIONES QUE**  
**AFECTAN LA ESTRUCTURA DEL DIQUE DEL EMBALSE**  
**WARÁ II Y SU DISTANCIA AL CG DE LA BASE**



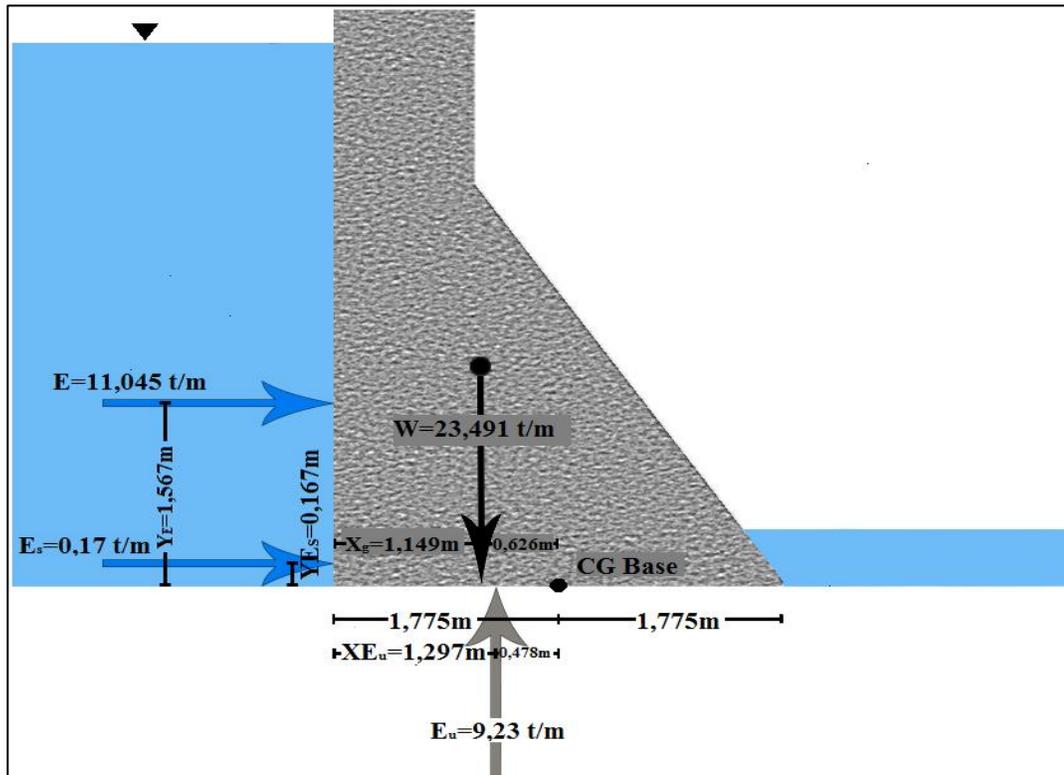
A.1. Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el CG de la base, caso 1. (Corro y Vazquez, 2019).



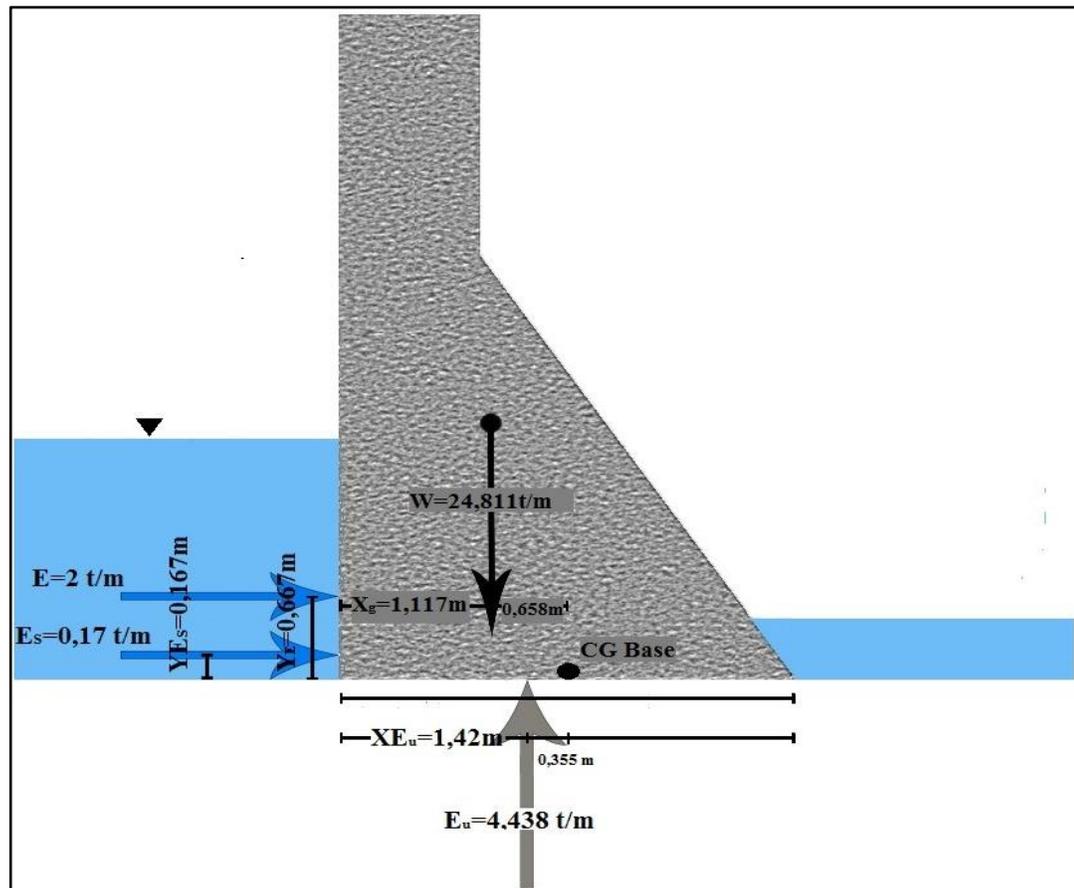
A.2. Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el CG de la base, caso 2. (Corro y Vazquez, 2019).



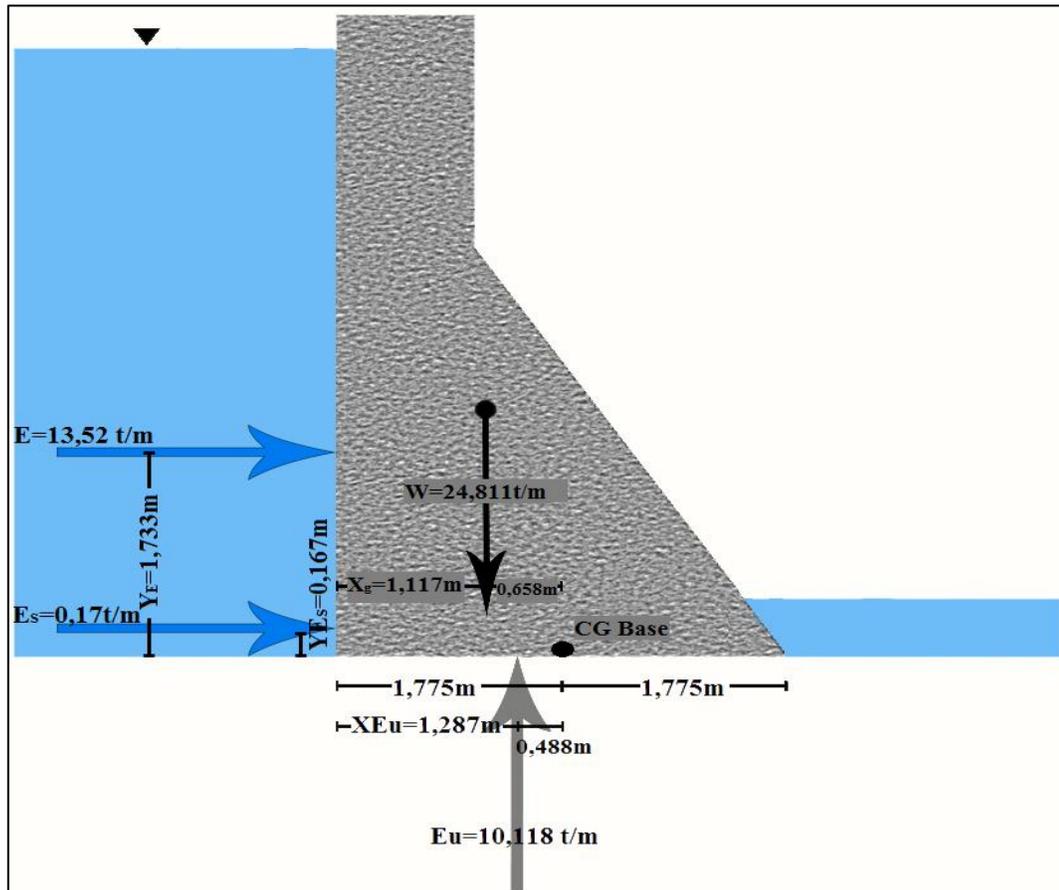
A.3. Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el CG de la base, caso 3. (Corro y Vazquez, 2019).



A.4. Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el CG de la base, caso 4. (Corro y Vazquez, 2019).

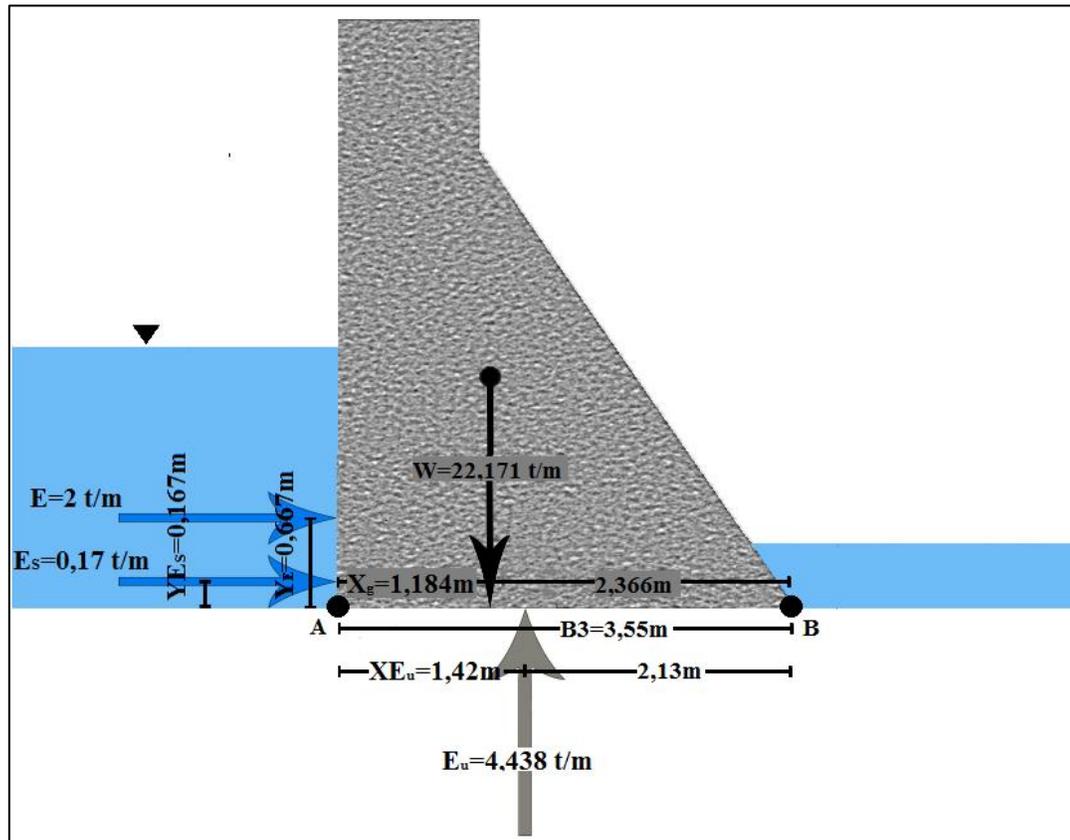


A.5. Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el CG de la base, caso 5. (Corro y Vazquez, 2019).

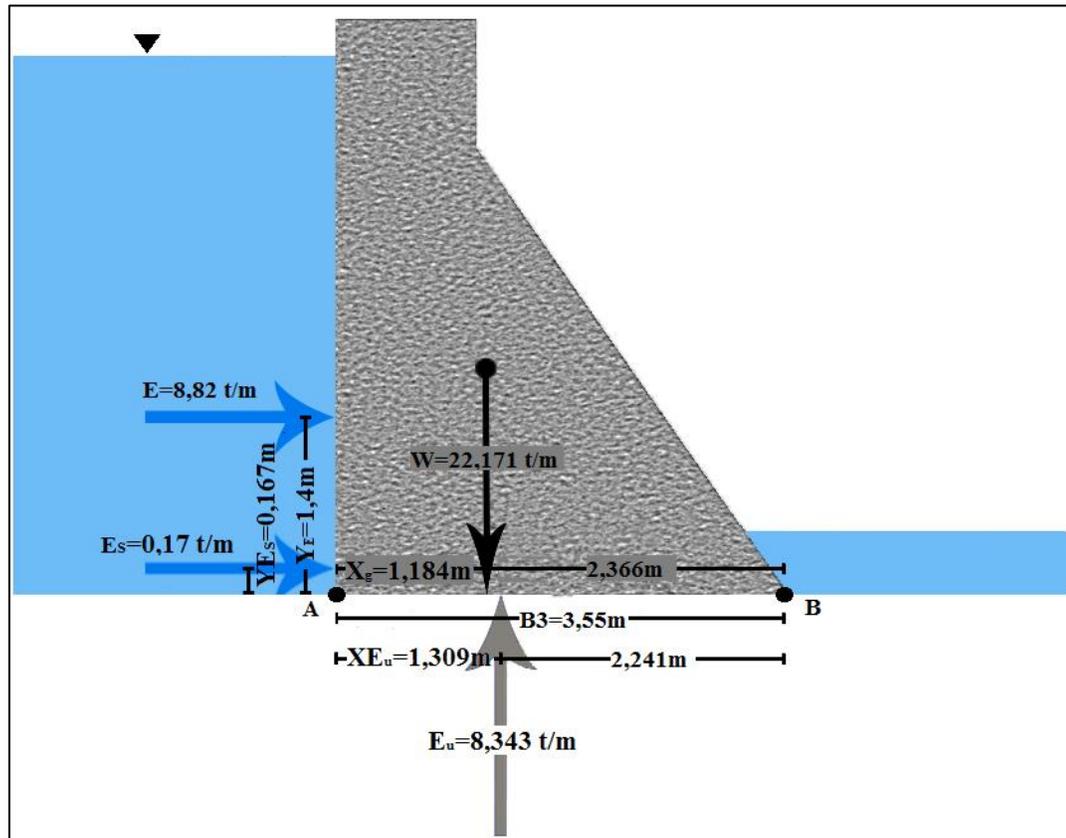


A.6. Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el CG de la base, caso 6. (Corro y Vazquez, 2019).

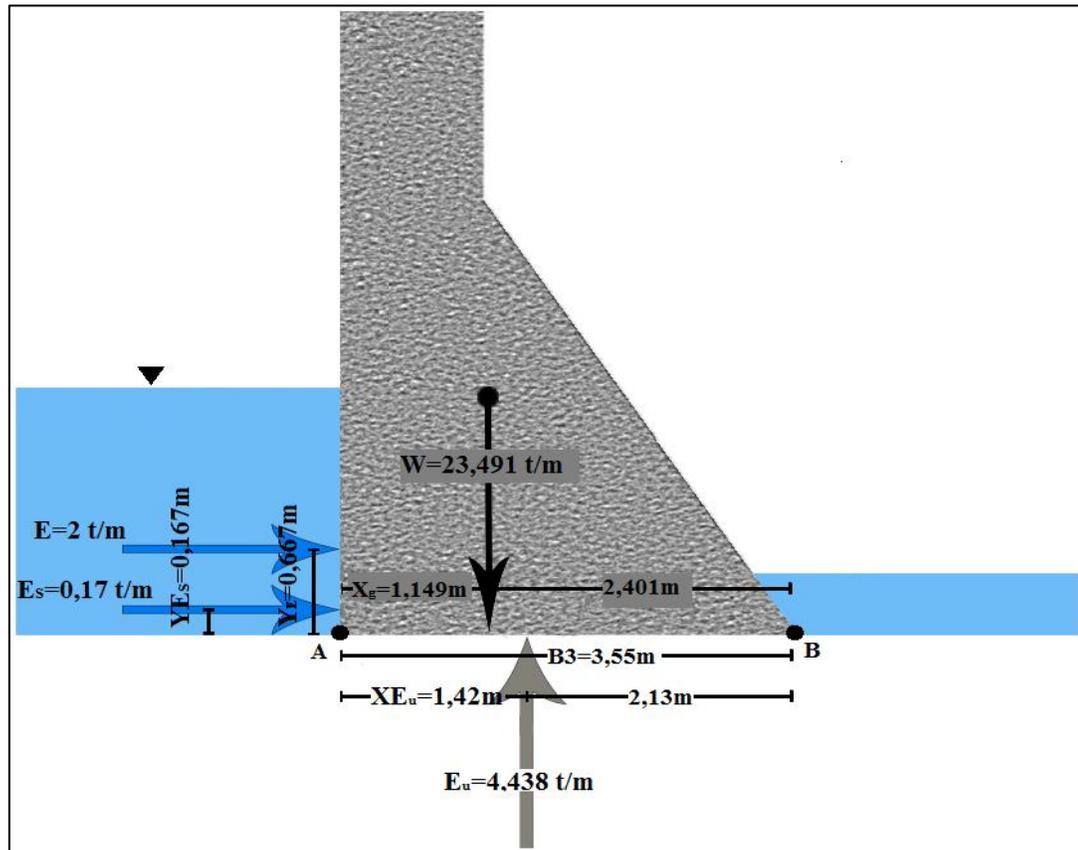
**APÉNDICE B**  
**REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LAS SOLICITACIONES QUE**  
**AFECTAN LA ESTRUCTURA DEL DIQUE DEL EMBALSE**  
**WARÁ II Y SU DISTANCIA HASTA EL PIE DEL PARAMENTO**  
**AGUAS ABAJO**



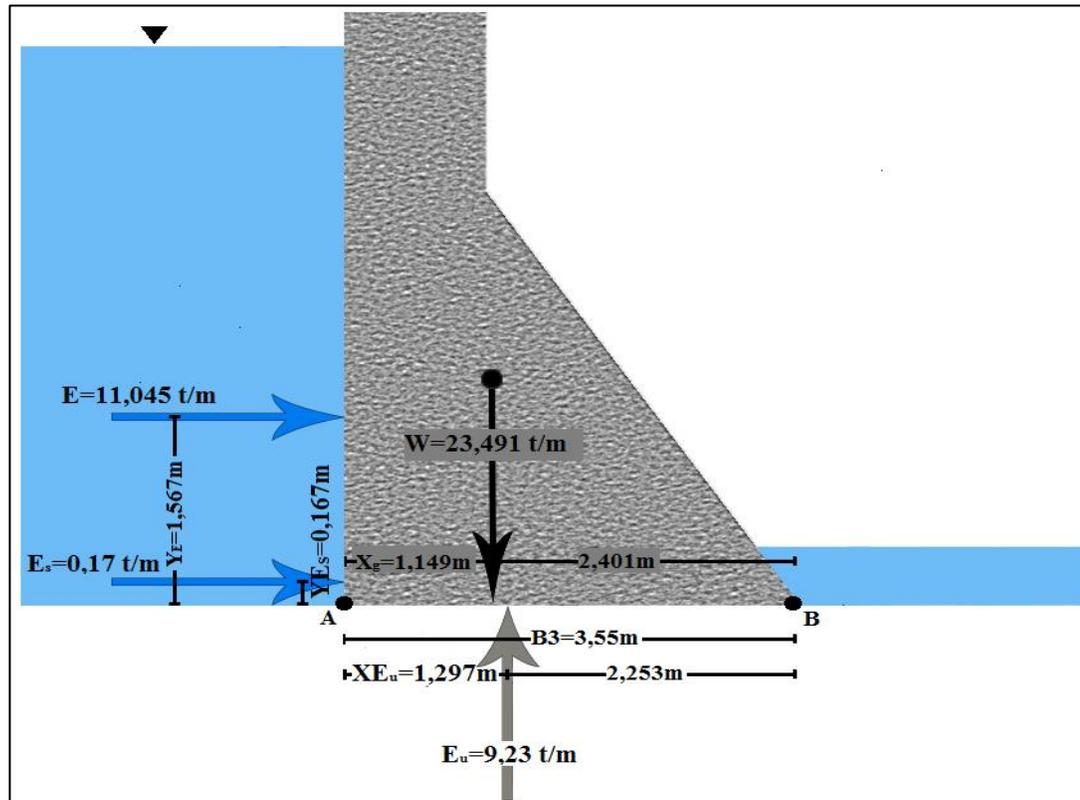
B.1. Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el pie del paramento aguas abajo (punto B), caso 1. (Corro y Vazquez, 2019).



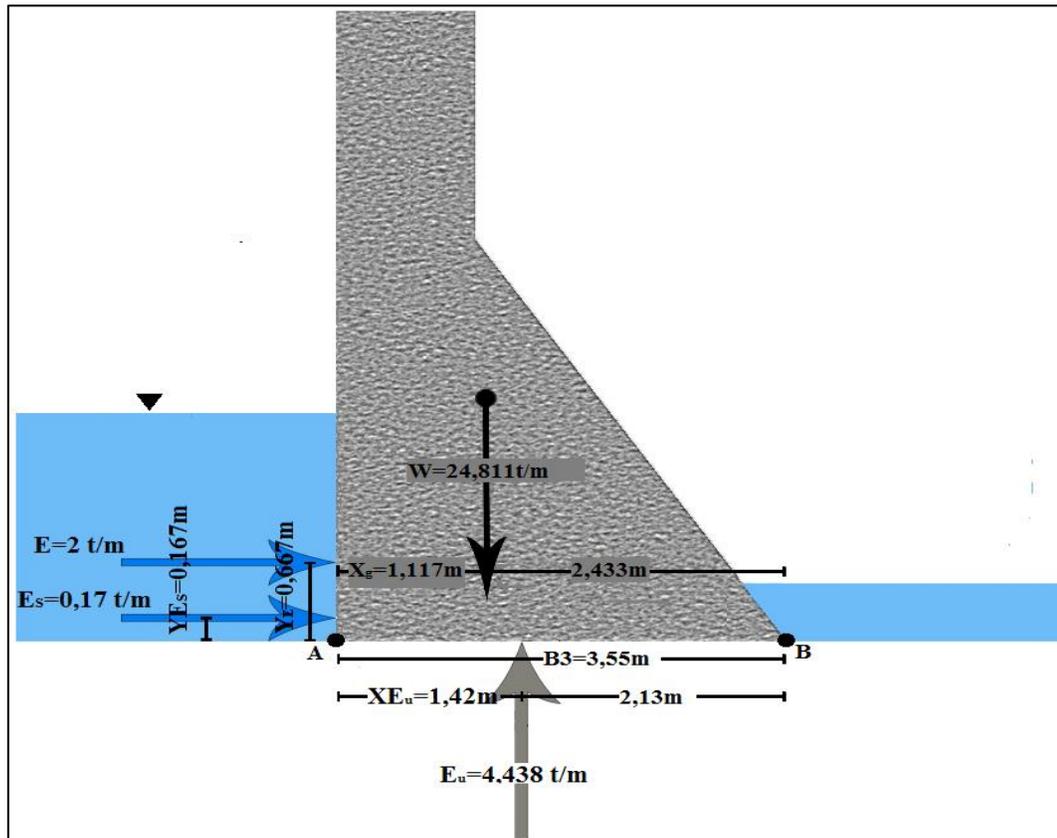
B.2. Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el pie del paramento aguas abajo (punto B), caso 2. (Corro y Vazquez, 2019).



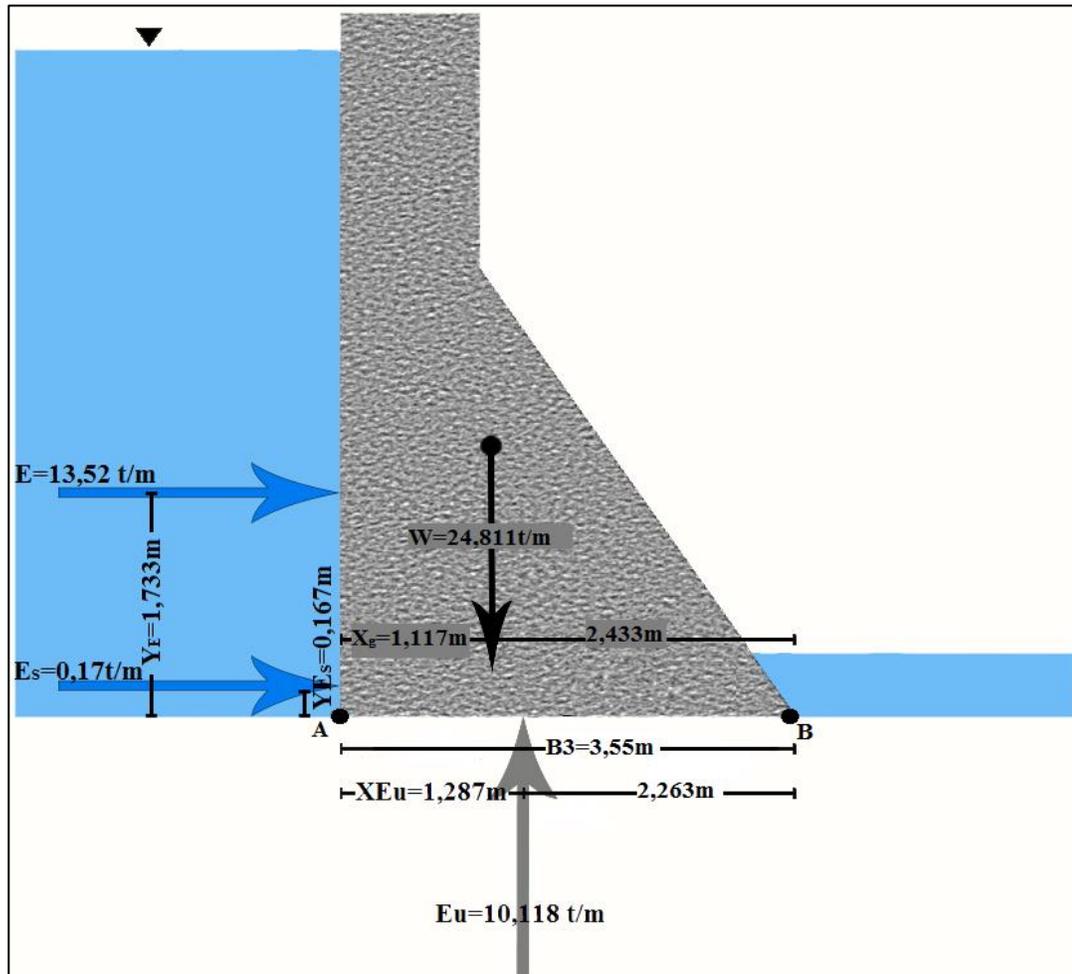
B.3. Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el pie del paramento aguas abajo (punto B), caso 3. (Corro y Vazquez, 2019).



B.4. Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el pie del paramento aguas abajo (punto B), caso 4. (Corro y Vazquez, 2019).



B.5. Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el pie del paramento aguas abajo (punto B), caso 5. (Corro y Vazquez, 2019).



B.6. Representación gráfica de las cargas que afectan la estructura y su distancia hasta el pie del paramento aguas abajo (punto B), caso 6. (Corro y Vazquez, 2019).

## Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 1/6

<b>Título</b>	<b>PROPUESTA DE SOBRE-ELEVACIÓN DEL DIQUE DE CONCRETO DEL EMBALSE WARÁ II, EN EL RÍO WARÁ, MUNICIPIO GRAN SABANA, ESTADO BOLÍVAR, VENEZUELA.</b>
<b>Subtítulo</b>	

### Autor(es)

<b>Apellidos y Nombres</b>	<b>Código CVLAC / e-mail</b>	
<b>CORRO AGUIAR ANTHONY DAVID</b>	<b>CVLAC</b>	<b>25.493.040</b>
	<b>e-mail</b>	<b>Antcor18@gmail.com</b>
	<b>e-mail</b>	
<b>VAZQUEZ TORREALBA KEINNER ANTONIO</b>	<b>CVLAC</b>	<b>25.361.994</b>
	<b>e-mail</b>	<b>k.e1nner@hotmail.com</b>
	<b>e-mail</b>	

### Palabras o frases claves:

<b>Sobreelevación</b>
<b>Dique de concreto</b>
<b>Volumen</b>
<b>Sedimento</b>
<b>Agua potable</b>
<b>Estabilidad</b>

## Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 2/6

### Líneas y sub-líneas de investigación:

Área	Sub – área
Física	Mecánica
Física	Hidráulica

### Resumen (abstract):

---

Inspirados por la creciente necesidad de poseer una fuente segura de agua, la humanidad ha desarrollado con el pasar del tiempo diversos medios para su acumulación, entre estos los embalses que son volúmenes de agua retenidos en un vaso topográfico natural o artificial gracias a la realización de obras hidráulicas. Los embalses se originan al intervenir un curso de agua, y por la misma razón no solo se retienen las aguas, también se retiene cualquier material que ella transporte. Por las crecientes y desmedidas intervenciones de las cuencas, los ríos están aumentando la cantidad de material transportado, lo que afecta directamente a los embalses disminuyendo su capacidad y vida útil. La presente investigación se desarrolló en la cuenca media del río Wará, específicamente en el Embalse Wará II, en el municipio Gran Sabana, estado Bolívar, Venezuela. El objetivo general del estudio es realizar una propuesta de sobre-elevación de Dique de concreto del Embalse Wará II. Para cumplir con los objetivos planteados se aplicó una metodología de investigación de tipo descriptiva y proyectiva con un diseño de campo y documental. Para el logro de la investigación se trabajó con los planos batimétricos existentes del embalse Wará II, que nos permitirán describir geomorfológicamente la Zona del embalse. En esta investigación se realizaron los cálculos de volúmenes de agua y sedimentos acumulados en el embalse Wará II. Se realizó una completa descripción de características geométricas y dimensionales actuales del dique de concreto. Posteriormente, se Describieron las condiciones y características actuales en el embalse, se estimaron los volúmenes acumulados y volumen de sedimentos en el embalse, así como también se determinó la estabilidad de la presa una vez realizada una sobre elevación, la cual es la alternativa de mayor provecho con el fin de mejorar la calidad de los servicios de abastecimiento de agua potable.

## Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 3/6

### Contribuidores:

Apellidos y Nombres	ROL / Código CVLAC / e-mail	
Echeverría, Dafnis	<b>ROL</b>	CA <input type="checkbox"/> AS <input type="checkbox"/> TU <input checked="" type="checkbox"/> JU <input type="checkbox"/>
	<b>CVLAC</b>	V-4.506.408
	<b>e-mail</b>	Echeverriadafnis2807@gmail.com
	<b>e-mail</b>	
Sequera, Antonio	<b>ROL</b>	CA <input type="checkbox"/> AS <input type="checkbox"/> TU <input type="checkbox"/> JU <input checked="" type="checkbox"/>
	<b>CVLAC</b>	V- 19.870.057
	<b>e-mail</b>	antonio.sequera@gmail.com
	<b>e-mail</b>	
Echeverría, Beatriz	<b>ROL</b>	CA <input type="checkbox"/> AS <input type="checkbox"/> TU <input type="checkbox"/> JU <input checked="" type="checkbox"/>
	<b>CVLAC</b>	V-21.013.748
	<b>e-mail</b>	Echeverriabcc92@gmail.com
	<b>e-mail</b>	

### Fecha de discusión y aprobación:

Año            Mes            Día

2020	01	24
------	----	----

Lenguaje    Español

## Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 4/6

### Archivo(s):

Nombre de archivo
Tesiscorrovazquez2020.doc

Caracteres permitidos en los nombres de los archivos: **A B C D E F G H I J K  
L M N O P Q R S T U V W X Y Z a b c d e f g h i j k l m n o p q r s t u v w x y z 0  
1 2 3 4 5 6 7 8 9 \_ - .**

### Alcance:

**Espacial:** \_\_\_\_\_ (Opcional)

**Temporal:** \_\_\_\_\_ (Opcional)

**Título o Grado asociado con el trabajo:** Ingeniero Civil

**Nivel Asociado con el Trabajo:** Pregrado

**Área de Estudio:** Departamento de Ingeniería Civil

**Institución(es) que garantiza(n) el Título o grado:** Universidad de Oriente

## Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 5/6



UNIVERSIDAD DE ORIENTE  
CONSEJO UNIVERSITARIO  
RECTORADO

CU N° 0975

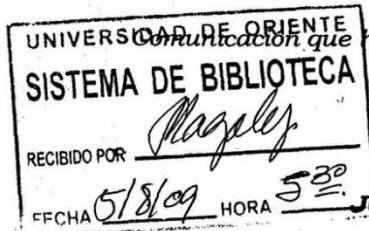
Cumaná, 04 AGO 2009

Ciudadano  
**Prof. JESÚS MARTÍNEZ YÉPEZ**  
Vicerrector Académico  
Universidad de Oriente  
Su Despacho

Estimado Profesor Martínez:

Cumplo en notificarle que el Consejo Universitario, en Reunión Ordinaria celebrada en Centro de Convenciones de Cantaura, los días 28 y 29 de julio de 2009, conoció el punto de agenda **"SOLICITUD DE AUTORIZACIÓN PARA PUBLICAR TODA LA PRODUCCIÓN INTELECTUAL DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UDO, SEGÚN VRAC N° 696/2009"**.

Leído el oficio SIBI – 139/2009 de fecha 09-07-2009, suscrita por el Dr. Abul K. Bashirullah, Director de Bibliotecas, este Cuerpo Colegiado decidió, por unanimidad, autorizar la publicación de toda la producción intelectual de la Universidad de Oriente en el Repositorio en cuestión.



Comunicación que hago a usted a los fines consiguientes.

Cordialmente,

**JUAN A. BOLANOS CUMVELO**  
Secretario



C.C: Rectora, Vicerrectora Administrativa, Decanos de los Núcleos, Coordinador General de Administración, Director de Personal, Dirección de Finanzas, Dirección de Presupuesto, Contraloría Interna, Consultoría Jurídica, Director de Bibliotecas, Dirección de Publicaciones, Dirección de Computación, Coordinación de Teleinformática, Coordinación General de Postgrado.

JABC/YGC/maruja

## Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 6/6

**Artículo 41 del REGLAMENTO DE TRABAJO DE PREGRADO (vigente a partir del II Semestre 2009, según comunicación CU-034-2009):** “Los Trabajos de Grado son de la exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente, y sólo podrán ser utilizados para otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quien deberá participarlo previamente al Consejo Universitario, para su autorización.”

---

**Corro Anthony**  
**Autor 1**

---

**Vazquez Keinner**  
**Autor 2**

---

**TUTOR**  
**Echeverría Dafnis**

---

**JURADO 1**  
**Echeverría Beatriz**

---

**JURADO 2**  
**Sequera Antonio**