

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS DE FILTRACIONES Y ESTABILIDAD FÍSICA DE LA
PRESA VIZCACHAS– EN DOS FASES DE EJECUCIÓN.**

TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. ALIAGA CAVALCANTI, JOAO BRYAN

Bach. QUINTANA POZO, JORGE GERARDO

ASESOR: Mg. Ing. TORRES CHUNG, CÉSAR

LIMA-PERÚ

2020

DEDICATORIA

A mis padres y hermanas quienes con su amor y apoyo incondicional a lo largo de todos estos años han sido la más grande fuente de motivación para poder lograr grandes objetivos como este y por sus consejos que me ayudaron a tomar las decisiones correctas en momentos difíciles. A todas aquellas personas que creyeron en mí, profesores y amigos, y que siempre me dieron su apoyo e hicieron que este largo y duro camino se hiciera un poco más llevadero.

Joao Bryan Aliaga Cavalcanti

A mis padres, hermanos e hija quienes con su amor y apoyo incondicional a lo largo de todos estos años han sido la más grande fuente de motivación para poder lograr grandes objetivos como este y por sus consejos que me ayudaron a tomar las decisiones correctas en momentos difíciles.

Jorge Gerardo Quintana Pozo

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a Dios por bendecirnos la vida, por guiarnos a lo largo de nuestra existencia, ser el apoyo y fortaleza en aquellos momentos de dificultad y de debilidad.

Gracias a nuestros padres: por ser los principales promotores de nuestros sueños, por confiar y creer en nuestras expectativas, por los consejos, valores y principios que nos han inculcado.

Agradecemos a nuestros docentes, por haber compartido sus conocimientos a lo largo de la preparación de nuestra profesión, de manera especial, al asesor de nuestro proyecto de investigación quien ha guiado con su paciencia, y su rectitud como docente, por su valioso aporte para nuestra investigación.

Joao Aliaga y Jorge Quintana

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	x
ABSTRACT.....	xi
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	3
1.1 Descripción de la realidad de la problemática.....	3
1.2 Formulación del problema.....	3
1.2.1 Pregunta General	3
1.2.2 Preguntas Específicas	4
1.3 Objetivos de la Investigación	4
1.3.1 Objetivo Principal.....	4
1.3.2 Objetivos secundarios.....	4
1.4 Importancia y justificación del estudio.....	4
1.4.1 Conveniencia	4
1.4.2 Relevancia social	5
1.4.3 Implicancia práctica.....	5
1.5 Limitaciones del estudio.....	5
1.6 Viabilidad de la investigación.	6
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	7
2.1 Antecedentes de la Investigación	7
2.1.1 En el Ámbito Internacional.....	7
2.1.2 En el Ámbito Nacional	8
2.2 Bases Teóricas	10
2.2.1 La presa como estructura.....	10
2.2.2 Clasificación de mezclas de RCC.....	11
2.2.3 Consideraciones de la mezcla RCC.....	13
2.2.4 Propiedades del Hormigón	15
2.2.5 Consideraciones sobre la cimentación.....	18
2.2.6 Ecuaciones Gobernantes del Flujo Subterráneo	28
2.2.7 Análisis de estabilidad de la Presa.....	34
2.3 Definición de términos básicos.....	48
2.4 Formulación de Hipótesis.....	49
2.4.1 Hipótesis General	49
2.4.2 Hipótesis Específicas	49
2.5 Variables.....	49

2.5.1	Variable Independiente.....	49
2.5.2	Variable Dependiente	49
CAPÍTULO III: DISEÑO METODOLÓGICO.....		50
3.1	Tipo y método de investigación	50
3.2	Población de estudio.....	50
3.3	Muestra y Diseño muestral	51
3.4	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	51
3.5	Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos.....	52
3.6	Técnicas de procesamiento y análisis de datos.....	52
CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS DE FILTRACIONES Y ESTABILIDAD DE LA PRESA VIZCACHAS		53
4.1	Ubicación de la Zona de Estudio.....	53
4.2	Geología y Geotecnia de la Cerrada.....	54
4.2.1	Antecedentes Geológicos.....	54
4.2.2	Geología local	59
4.3	Geomorfología de la Cerrada.	63
4.4	Análisis de Filtraciones	64
4.4.1	Propiedades de los Materiales.....	66
4.4.2	Escenarios de Análisis.	67
4.5	Análisis de Estabilidad	68
4.5.1	Datos de Diseño.....	68
4.5.2	Materiales.....	69
4.5.3	Geometría de la Presa.	72
4.5.4	Estados de Carga.....	74
4.5.5	Condiciones de carga	78
4.5.6	Criterio de estabilidad.....	81
CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN DE RESULTADOS		82
5.1	Resultados del Análisis de Filtraciones en dos etapas de construcción	82
5.1.1	Resultados de análisis de filtración en la primera etapa constructiva.....	82
5.1.2	Resultados de análisis de filtración en la segunda etapa constructiva.	86
5.1.3	Interpretación de resultados	90
5.2	Resultados e interpretación del Análisis de Estabilidad de la presa Vizcachas. .	93
5.3	Contrastación de hipótesis.....	95
5.3.1	Hipótesis General.....	95
5.3.2	Hipótesis Específicas	95
5.4	Discusión de resultados	96
CONCLUSIONES		98

RECOMENDACIONES.....	100
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	101
ANEXOS	103
Anexo 1 Matriz de Consistencia de la Investigación.....	103
Anexo 2 Matriz de Operacionalización de Variables de Investigación.....	104
Anexo 3 Resultados de Análisis de Estabilidad Global de la Presa Vizcachas – Primera etapa constructiva.....	105
Anexo 4 Resultados de Análisis de Estabilidad Global de la Presa Vizcachas – Segunda etapa constructiva.....	108

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Clasificación de la mezcla de RCC	12
Tabla 2 Ejemplos de propiedades elásticas para diferentes presas terminadas	17
Tabla 3 Criterios de estabilidad y estrés	48
Tabla 4 Valores de permeabilidad (Km/sec), obtenidos in situ	66
Tabla 5 Resistencias a la compresión y tensión admisibles del CCR.....	70
Tabla 6 Parámetros Geotécnicos del macizo rocoso.	71
Tabla 7 Parámetros Geotécnicos Fundación – RCC.....	71
Tabla 8 Parámetros Geotécnicos de los Sedimentos	71
Tabla 9 Carga de sedimentos para sismos MCE y OBE.....	76
Tabla 10 Criterios de estabilidad física de la presa Vizcachas.	81
Tabla 11 Resultados de la Estabilidad Global de la presa Vizcachas-Primera etapa constructiva.....	93
Tabla 12 Resultados de la Estabilidad Global de la presa Vizcachas-Segunda etapa constructiva.....	94

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 La consistencia del hormigón se prueba con la ayuda de la prueba de asentamiento.	11
Figura 2 Aparato Vebe.....	13
Figura 3 Un ejemplo de aumento de temperatura adiabático debido al calor de hidratación	15
Figura 4 Resistencia a cortante en una junta existente en el cimiento en roca de una presa de gravedad.....	20
Figura 5 Efecto de una pantalla impermeable vertical en la red de flujo de la cimentación de una presa de gravedad	23
Figura 6 Efecto de una pantalla impermeable inclinada aguas arriba y un sistema de drenes con pendiente de aguas abajo en la red de flujo de la cimentación de una presa de gravedad.....	24
Figura 7 Tratamientos de consolidación y drenaje en una presa de contrafuertes.	26
Figura 8 Modos de falla interna debido a filtraciones, debido a que el agua fluye a través de las grietas causando una presión hidrostática debido al agua, se producirá la lixiviación del hormigón, lo que aumentará el deterioro.	27
Figura 9 Pérdida de Carga y Gradiente Hidráulico.....	29
Figura 10 Vector de Velocidad de Flujo.....	30
Figura 11 Curvas Equipotenciales y Líneas de Flujo.	31
Figura 12 Condición de contorno.	32
Figura 13 Fallo por deslizamiento	34
Figura 14 Fallo por volteo.	35
Figura 15 Sección Transversal Vertical.....	36
Figura 16 Respuesta a la Actividad Sísmica.....	41
Figura 17 Factores de Seguridad mínimas al deslizamiento para Presas de Gravedad – Concreto y de Contrafuertes.	45
Figura 18 Condiciones de carga básicas en el diseño de presas de gravedad de hormigón.....	46
Figura 19 Área geográfica donde se encuentra el proyecto de la presa Vizcachas.	53
Figura 20 Etapas Constructivas de la Presa Vizcachas.	65
Figura 21 Planta y elevación de la Presa Vizcachas – Esquematización de Bloques.....	72
Figura 22 Diagrama de cargas consideradas en el análisis estático.....	73

Figura 23 Modelo idealizado para el bloque 09, en la primera etapa constructiva (referencias a y b) y segunda etapa constructiva (referencias c y d).	74
Figura 24 Parámetros para la determinación de la subpresión	77
Figura 25 Carga total en la presa – escenario 1 de análisis de flujo.	83
Figura 26 Subpresiones en la base de la presa – escenario 1 de análisis de flujo.....	83
Figura 27 Línea de corriente superior en el cuerpo de la presa – escenario 1 de análisis de flujo.	84
Figura 28 Carga total en la presa – escenario 2 de análisis de flujo.	85
Figura 29 Subpresiones en la base de la presa – escenario 2 de análisis de flujo.....	85
Figura 30 Línea de corriente superior en el cuerpo de la presa – escenario 2 de análisis de flujo.	86
Figura 31 Carga total en la presa – escenario 3 de análisis de flujo.	87
Figura 32 Subpresiones en la base de la presa – escenario 3 de análisis de flujo.....	87
Figura 33 Línea de corriente superior en el cuerpo de la presa – escenario 3 de análisis de flujo.	88
Figura 34 Carga total en la presa – escenario 4 de análisis de flujo	89
Figura 35 Subpresiones en la base de la presa – escenario 4 de análisis de flujo.....	89
Figura 36 Línea de corriente superior en el cuerpo de la presa – escenario 4 de análisis de flujo.	90
Figura 37 Comparativa de líneas de corriente superior para los escenarios 1, 2 , 3 y 4.91	
Figura 38 Comparativa de subpresiones en la base de la presa para los escenarios 3 y 4.	92

RESUMEN

El presente trabajo de investigación tiene como finalidad evaluar la presa de gravedad Vizcachas del tipo Concreto Compactado con Rodillo (CCR) durante las dos etapas de ejecución, el análisis de filtraciones en la fundación y cuerpo de la presa y la estabilidad física de la presa Vizcachas son objetos de la presente investigación, en los cuales se consideran diversos escenarios donde se describe la inclusión de cortinas de inyección y pantalla de impermeabilización compuesta por geosintéticos (PVC, geocompuestos), para así poder evaluar el comportamiento del flujo, fenómenos de filtración en la fundación y cuerpo de la presa, así como la estabilidad física de la presa Vizcachas.

Para evaluar el comportamiento de la cimentación y la presa ante los agentes externos como el agua y el eventual caso de ocurrencia de un sismo se realizaron modelos numéricos en el software Midas GTS NX 2019 v2.1 y métodos matemáticos para el análisis de estabilidad, los modelos numéricos demostraron que la inclusión de la cortina de inyecciones e impermeabilización de la carga aguas arriba de la presa son necesarios en ambas etapas de ejecución para garantizar la estabilidad; se muestra como una alternativa interesante la evaluación de la inclusión de cortinas de drenaje en un estudio posterior, ya que estas influyen de manera directa en la línea de saturación del cuerpo de la presa y en las subpresiones de la base de la presa, para el caso del análisis de estabilidad las cortinas de drenaje fueron consideradas, así como los sismos OBE y MCE.

Palabras Clave: Presa, impermeabilización, geomembrana, filtración, estabilidad, flujo, subpresión, cortina de drenajes, cortina de inyecciones, geocompuesto.

ABSTRACT

The purpose of this research work is to evaluate the Vizcachas gravity dam of the Roller Compacted Concrete (CCR) type during the two execution stages, the analysis of leaks in the foundation and body of the dam and the physical stability of the Vizcachas dam. are objects of the present research, in which various scenarios are considered where the inclusion of injection curtains and waterproofing screen composed of geosynthetics (PVC, geocomposites) is described, in order to evaluate the behavior of the flow, filtration phenomena in the foundation and body of the dam, as well as the physical stability of the Vizcachas dam.

To evaluate the behavior of the foundation and the dam in the face of external agents such as water and the eventual event of an earthquake, numerical models were carried out in the Midas GTS NX 2019 v2.1 software and mathematical methods for the stability analysis, the Numerical models showed that the inclusion of the injection curtain and waterproofing of the load upstream of the dam are necessary in both stages of execution to guarantee stability; The evaluation of the inclusion of drainage curtains in a subsequent study is shown as an interesting alternative, since these directly influence the saturation lines of the body of the dam and the sub-pressures of the base of the dam, for the In the case of the stability analysis, the drainage curtains were considered, as well as the OBE and MCE earthquakes.

Key Words: Dam, waterproofing, geomembrane, filtration, stability, flow, up-lift, drainage curtain, injection curtain, geocomposite.

INTRODUCCIÓN

La Presa gravedad de Vizcachas, es de concreto Compactado con Rodilo (CCR), siendo importante su ejecución dado que el almacenamiento servirá para irrigar los valles del Tambo y beneficiar a la población circundante de Moquegua, así como aportará agua para la operación de la minera de cobre Quellaveco.

El control de las filtraciones y verificación de estabilidad son esenciales para este tipo de presas, inclusive con verificaciones de condiciones de flujo con y sin drenajes que influyen de manera directa en las subpresiones bajo la presa.

Este embalse se viene ejecutando en dos etapas constructivas debido a la necesidad de aprovechamiento hídrico durante la etapa de lluvias en el departamento de Moquegua. La presente tesis determinará la evaluación de las filtraciones y estabilidad durante las dos etapas de ejecución, a través de modelos numéricos que permitan calcular el caudal, gradiente, subpresiones y comportamiento del flujo dentro en el interior de la presa generadas en las dos etapas.

El modelo numérico fue realizado en el software MIDAS GTS NX 2019 v2.1; el cual a través de su interfaz 3D permitió determinar los caudales de filtración, subpresiones, gradientes a través de su Módulo “Steady Seepage”, y el análisis de estabilidad a través de un modelo matemático.

La presente tesis consta de cinco capítulos, siendo estos:

Capítulo I, consta del planteamiento del problema el cual incluye el problema general y específico, objetivo general y específico, delimitación del problema y la justificación e importancia de la investigación.

El capítulo II, denominado Marco Teórico, comprende los antecedentes y las bases teóricas de la investigación, definiciones conceptuales por el análisis de filtraciones análisis de estabilidad para presas de concreto, formulación de la hipótesis, definición de variables y la definición de los términos básicos.

El capítulo III, denominado Diseño Metodológico, comprende el tipo y método de investigación, población y la muestra de estudio; se describe las técnicas, instrumentos y procedimientos de recolección de datos.

El capítulo IV, denominada Metodología para el Análisis de Filtraciones y estabilidad de la Presa Vizcachas, comprende la descripción geológica-geotécnica del sitio, los criterios

empleados para el análisis de filtraciones y análisis de estabilidad, describiendo los escenarios adoptados para los análisis durante las dos etapas constructivas.

El capítulo V, denominada Presentación de los resultados, consta de la presentación de los resultados por los escenarios planteados para cada análisis; así como la interpretación de resultados, contrastación de hipótesis y discusión de los resultados.

Con la presente tesis se busca el analizar la Presa Vizcachas en sus dos etapas constructivas, considerando escenarios en el análisis de filtraciones que permitan evaluar el comportamiento del flujo en la fundación y cuerpo de la presa, y en el análisis de estabilidad condiciones de carga para las dos etapas para los casos extremos OBE y MCE, donde se incluyen altas aceleraciones sísmicas.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción de la realidad de la problemática

La Presa Vizcachas, del tipo de Gravedad de Concreto Compactado con Rodillo (CCR) con una altura de 41.00 m, se encuentra ubicada en el Distrito de Carumas, Provincia de Mariscal Nieto, departamento de Moquegua, el cual tiene una capacidad de 60 MMC la cual se encuentra actualmente en proceso de ejecución.

La Presa Vizcachas fue proyectada inicialmente a ser ejecutada en una sola etapa, debido al retraso durante la ejecución y la necesidad de aprovechamiento hídrico durante la temporada de lluvias de enero a marzo del 2020, se optó por ejecutarla en dos etapas y por consiguiente realizar dos embalses sucesivos.

Etapas de construcción 1: con una altura inicial 26.00 m, entre elevaciones 4335.00 – 4361.00 m.s.n.m., primer embalse.

Etapas de construcción 2: con una altura complementaria de 15.00 m, entre elevaciones 4361.00-4376.00 m.s.n.m., segundo embalse.

El proyecto de la Presa Vizcachas, presenta un análisis de filtraciones en base escenarios asumidos por la proyectista debido a la poca información disponible de ensayos de permeabilidad in situ, así como el análisis en secciones representativas a través de un modelo numérico en dos dimensiones (2D) y en una sola etapa constructiva.

La estabilidad de la Presa Vizcachas se encuentra analizada en base a la ejecución de una sola etapa constructiva.

Con lo anterior, se plantea el análisis de filtraciones de la Presa Vizcachas durante las dos etapas constructivas, a través de un modelo numérico en 3 dimensiones (3D) empleando el software MIDAS GTS NX 2019 v2.1, que permita la integración de datos durante las dos etapas de construcción, que permitan salvaguardar la integridad de la presa a nivel de etapa constructiva como la de servicio, y el análisis de estabilidad de la Presa Vizcachas a través de un modelo matemático durante las dos etapas de ejecución en la sección del valle.

1.2 Formulación del problema

1.2.1 Pregunta General

¿Cómo analizar las filtraciones y estabilidad de la Presa Vizcachas, en las dos etapas de ejecución?

1.2.2 Preguntas Específicas

- a) ¿Cuáles son los parámetros geotécnicos que serán usados en el análisis de filtraciones y estabilidad de la Presa Vizcachas, en las dos etapas de ejecución?
- b) ¿Cuáles serán los escenarios para los análisis de filtraciones y estabilidad de la Presa Vizcachas, en las dos etapas de ejecución?
- c) ¿Cómo analizar las filtraciones de la Presa Vizcachas, en las dos etapas de ejecución; empleando el software MIDAS GTS NX?
- d) ¿Cómo analizar la estabilidad física de la Presa Vizcachas, en las dos etapas de ejecución?

1.3 Objetivos de la Investigación

1.3.1 Objetivo Principal

Analizar las filtraciones y estabilidad física de la Presa Vizcachas, en las dos etapas de ejecución.

1.3.2 Objetivos secundarios

- a) Determinar los parámetros geotécnicos que serán usados en el análisis de filtraciones y estabilidad de la Presa Vizcachas, en las dos etapas de ejecución.
- b) Determinar los escenarios para los análisis de filtraciones y estabilidad de la Presa Vizcachas, en las dos etapas de ejecución.
- c) Analizar de filtraciones de la Presa Vizcachas, en dos etapas de ejecución; empleando el software MIDAS GTS NX.
- d) Analizar la estabilidad física de la Presa Vizcachas, en dos etapas de ejecución.

1.4 Importancia y justificación del estudio

1.4.1 Conveniencia

El aprovechamiento de los recursos hídricos en el país es un tema prioritario; por lo cual la necesidad de implementar obras hidráulicas que permitan obtener diversos beneficios (abastecimiento de agua, operación minera, generación de energía, ente otros) es de suma importancia para el país.

La presa Vizcachas cuenta con un almacenamiento proyectado de 60 millones de metros cúbicos (MMC), la cual en su mayoría servirá para uso agrícola en beneficio de Moquegua y el Valle del Tambo en Arequipa.

El propósito de la presente investigación es analizar las filtraciones y estabilidad de la presa Vizcachas, mediante un modelamiento numérico (empleado para analizar estructuras complejas), simulando las condiciones a las que estará expuesta la estructura en los dos embalses durante las dos etapas de construcción.

En el aspecto ambiental, al emplearse una menor cantidad de cemento durante la construcción, respecto a una presa de gravedad de concreto convencional, el impacto al ambiente es menor, protegiendo la biodiversidad circundante a la ubicación.

En el aspecto socioeconómico, el método de construcción de la presa al ser del tipo Concreto Compactado con Rodillo (CCR), reduce los costos a las unidades mineras en comparación a una presa de concreto convencional.

1.4.2 Relevancia social

En la actualidad el uso de softwares con los cuales se emplean modelos numéricos son muy usuales para analizar el comportamiento de estructuras complejas, en la presente investigación se considera el análisis de filtraciones en una presa del tipo CCR, que no son de construcción usual en el Perú, más aun considerando las dos etapas constructivas, para la prevención de fallas por rotura o inestabilidad física de la estructura desencadenando en pérdidas de vidas humanas e impactos negativos ambientales.

1.4.3 Implicancia práctica

La diferencia de los avances tecnológicos que nos otorga las nuevas aplicaciones para solucionar los inconvenientes como las filtraciones en una presa por medio de un modelamiento numérico tiene gran variación con el método tradicional, más aun considerando un modelo tridimensional (3D), ante esta evidencia de un gran número de incidentes ocurridos por las fallas en las presas se emplea un modelo en tres dimensiones en el software MIDAS GTS NX 2019 v2.1, así como el análisis de estabilidad por modelo matemático en las dos fases de ejecución.

1.5 Limitaciones del estudio

- a) Espacial: El recojo de datos geotécnicos corresponde al valle de la Presa Vizcachas, en el Distrito de Carumas, Provincia de Mariscal Nieto, departamento de Moquegua.
- b) Temporal: El estudio abarca el análisis de filtraciones y estabilidad de las dos etapas de ejecución de la Presa Vizcachas.

- c) Conceptual: La presente investigación solo investiga el análisis de filtraciones y estabilidad física de la Presa Vizcachas, teniendo en cuenta los estudios geotécnicos del valle de la Presa, cohesión, permeabilidad, entre otras; cualquier otro aspecto no geotécnico que aporta a la investigación, mas no la investigación misma.

1.6 Viabilidad de la investigación.

La presente investigación es viable, por medio que la información y la teoría empleados se encuentra disponibles en investigaciones anteriores, tanto nacionales e internacionales, la investigación es un aporte técnico y teórico sobre la metodología y puesta en práctica del método de análisis de filtraciones y estabilidad física de la presa Vizcachas en las dos etapas de ejecución, obteniendo resultados más cercanos al comportamiento real.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la Investigación

2.1.1 En el Ámbito Internacional

Toro Flores, M (2009). esta investigación se determina las filtraciones en presas, empleando el método de modelamiento numérica aceptando el análisis de las filtraciones en las diferentes zonas de una presa (zonas saturadas como no saturadas), a la vez se trabajaron con 3 modelaciones numéricas (modflow, seep/w y hydrus-2d) de las cuales se diferencia por las consideraciones de creación de mallas generales para aplicaciones en presas y zonas de estudios, así para que sean aplicados en los casos de estudios. Además, también estudiaron dos casos de flujos para la presa, uno es el flujo bajo una presa impermeable y el otro es para una mejor evaluación que trata sobre una presa de tierra con dren de pie.

Santos Vera, Y (2018).el proyecto de Chone tiene como principal objetivo retener líquido y abastecerlo, según sus estudios hídricos y afectaciones de inundaciones y sequias periódicas, se construyó la presa rio grande en una fase y se utilizó los recursos hídricos de la zona diseñándose una presa de gravedad con materiales sueltos y teniendo en cuenta las implicaciones de las dificultades a evaluar en cuanto a la cimentación y el cuerpo de esta construcción que ponen en riesgo a las reservas hídricas. De igual manera se determinará las filtraciones en los diferentes puntos del cuerpo de la presa y usar factores de seguridad, según los daños que puede llegar a tener en ellas.

Tapia Navarro, C (2009). forma parte del proyecto Xpres cuyo objetivo es desarrollar y validar un método de cálculo para estudiar el comportamiento de las presas de materiales sueltos (gravedad) durante el llenado y los sobrevertidos sobre la misma. la finalidad del proyecto es poder desarrollar un método numérico que describa con exactitud el proceso de fallo por sobrevertidos en presas de materiales sueltos. el objetivo de esta tesina será validar el modelo numérico que simula el proceso de filtración dentro de una presa de materiales sueltos. Para ello, se compararán los resultados de los modelos numéricos con datos experimentales, para la validación se utilizará Kratos, un software que se está desarrollando en CIMNE (Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería) que permite estudiar problemas de multifásica por el método de los elementos finitos. Los datos experimentales han sido obtenidos por el CEDEX (Centro de Estudios Hidrográficos) y los datos teóricos por UPM (Universidad Politécnica de Madrid).

Al Baghdady, S (2018). Es un estudio sobre el diseño de una presa diseñada de concreto compactado con rodillo en comparación de la construcción tradicional de hormigón, teniendo como principal propósito es crear una guía sobre como diseñar y construir presas con RCC cumpliendo con los criterios de construcción del Eurocódigo 2 y Ridas que son normas que debe cumplir la presa.

2.1.2 En el Ámbito Nacional

Briones Zevallos, J (2010). realizó una investigación comparativa sobre la estabilidad de la Presa Limones del Proyecto Olmos y su sistema de impermeabilización incompleta, en esta publicación se hace ahínco en el sistema de impermeabilización cambiada por una empresa del medio para su construcción y no respetar el diseño propuestos por los soviéticos, La presa Limón es del tipo Concret Face Rockfill Dam (CFRD), con pantalla de concreto sobre el talud aguas arriba, apoyada en un Plinto también de concreto, y ésta a su vez se conecta con un Diafragma vertical de concreto plástico que cierra el cauce aluvial del río. La presa se proyecta construir en dos etapas; la primera etapa corresponde a una altura de presa de 43 m, luego en una segunda etapa, la presa debe llegar a una altura de 85 m. a criterio del autor el sistema de impermeabilización debe ser construido considerando la altura final de la presa y no solamente para la primera etapa se consideró un sistema de impermeabilización propuesto por los soviéticos en 1980 fue para una presa de tierra con núcleo central de material arcilloso que impermeabiliza el cuerpo de la presa, de igual manera un sistema de inyecciones bajo el núcleo central en el manto aluvial y roca meteorizada garantizando la estabilidad de la misma, la empresa concesionaria al modificar el sistema de impermeabilización por una de inyecciones y pantalla de concreto aguas arriba se ve afectada ante el empuje del agua debido a que se cimenta en el estrato de roca meteorizada, la cual no garantiza para la segunda etapa la obtención de magnitudes de gradientes hidráulicos menores a los máximos admisibles, finalmente se llega a la conclusión que debajo de la pantalla de concreto plástico en la zona de contacto con el macizo rocoso, es necesario construir un sistema de inyecciones. La construcción en el cauce del aluvial de la cimentación solamente un diafragma de concreto es un alto riesgo que expone a la presa limón (sobre todo para su altura final).

Ochoa Oré, J (2013). determina el tipo de presa y realizar un diseño en base a los estudios de campo, al cual se analizará su estabilidad, y se verificará la filtración en la presa, así como en la cimentación. se elige diseñar una presa de tierra homogénea, apoyados en los resultados de los estudios geológicos, geotécnicos, topográficos, hidráulicas, estudio de canteras y teniendo en cuenta el costo del proyecto del estudio hidrológico se obtuvo el volumen de

almacenamiento, con la cual se calculó los niveles de operación y la altura de la presa, así también el eje del nuevo dique y las obras hidráulicas que presentará la nueva estructura de la presa Yanacocha, luego de diseñarse una sección típica, de la presa de tierra homogénea, se analiza su estabilidad para el proceso constructivo y su funcionamiento incluyendo eventos sísmicos, mediante el programa Slide 5.0. el método empleado en este programa es el de Morgenster Price, que utiliza criterio el de dividir la masa a estudiar en una serie de tajadas, dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada tajada por separado para poder evaluar la filtración en la cimentación de la presa se emplea el programa Seepjw del Geo Studio 2007, en la cual se modela la sección típica definida previamente que cumple con las condiciones de estabilidad, luego se define las propiedades de los materiales, como el coeficiente de permeabilidad de cada material empleado en el dique.

Perez Zereceda, G (2017). La tesis tiene como objetivo determinar el tipo de presa más adecuado para la quebrada Palo Redondo, entre las alternativas de tierra con núcleo de arcilla, enrocado con cara de concreto y concreto compactado con rodillo evaluando criterios técnicos, económicos y socio-ambientales. Primero se presenta una clasificación de los tipos de presa y criterios generales de diseño haciendo énfasis en los tres tipos de presa a evaluar. Luego se calcularon los parámetros hidrológicos de diseño como, volúmenes del reservorio y niveles de operación. Se elaboraron diseños a nivel de anteproyecto realizando primero un pre dimensionamiento y luego un análisis de estabilidad considerando las posibles filtraciones para determinar factores de seguridad al volteo, deslizamiento y estabilidad interna de los taludes y se analizó el proceso constructivo; aspectos como la disponibilidad de materiales, mano de obra calificada y maquinaria necesaria fueron considerados. Se calcularon costos de cada alternativa considerando partidas de excavación, relleno, inyecciones de impermeabilización/consolidación y costos aproximados de las obras conexas. Se analiza el impacto socio-ambiental que genera cada alternativa. Finalmente, se presenta una matriz de comparación, se asignó pesos a cada aspecto analizado para obtener un resultado numérico que respalde la alternativa de presa más conveniente, de manera que la elección no esté sujeta a una decisión subjetiva.

2.2 Bases Teóricas

2.2.1 La presa como estructura

Las presas son estructuras con el propósito de retener y embalsar líquido, que será destinado para múltiples propósitos que serán beneficiosos para la humanidad, éstas en si son fabricadas actualmente de hormigón, y pueden adoptar distintas geometrías dependiendo el terreno de cimentación y la morfología cerrada, según Gonzales de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, (2004).

- Presas de Gravedad es considera de gran tamaño y su sección transversal es resistente por sí sola sin colaboración mecánica de los estribos del valle. Contiene un mayor volumen de hormigón que funciona en el terreno de cimentación resistente formado por un sustrato rocoso a poca profundidad.
- Presas de Contrafuertes son consideradas aquellas presas de gravedad aligeradas formadas por elementos estructurales transversales a la sección, o contrafuertes con objeto de disminuir volumen de obra de fábrica y restar subpresiones. Se usan en terrenos con cimentación muy resistentes, concentrándose las cargas en los apoyos de los citados contrafuertes.
- Presas arco-gravedad es la que reduce la sección para disponer su planta de arco, con objeto de transmitir parte de las cargas a los estribos.
- Presas arco-bóveda es la estructura más compleja por ser muy esbelta y la planta de sección curva, en que se aprovecha la resistencia del terreno de cimentación para disminuir notablemente el volumen de hormigón. Esté mismo se caracteriza por transmitir los empujes a los estribos; no sólo precisan de un terreno de cimentación altamente resistente, sino que la orientación y resistencia de las discontinuidades sea la necesaria para asegurar la estabilidad de los estribos. Pueden alcanzar alturas muy elevadas y son características de valles estrechos. (Luis I. Gonzales de Vallejo,2002)
- Presas de hormigón compactado o concreto compactado con rodillo es un modelo innovador que ha desarrollado considerablemente la técnica del hormigón compactado con rodillos (HCR), que consiste en construir la presa con los equipos y técnicas de las presas de materiales sueltos. El hormigón se coloca en capas de espesor variable del orden de 30 cm, extendidas con palas y compactadas con rodillos vibradores. Las presas de hormigón compactado en lo general, como las de gravedad, puede atribuir un efecto arco a través de una geometría curva. También se considera la composición de sus materiales, ya que cuentan con proporciones diferentes a una presa de hormigón convencional y su proceso constructivo es rápido debido a

las capas horizontales delgadas, las cuales permiten la reducción de cantidad de encofrado, como también la demanda de horas-hombre por el mayor uso de maquinarias que esparcen y compactan, convirtiéndolo en un método más económico.

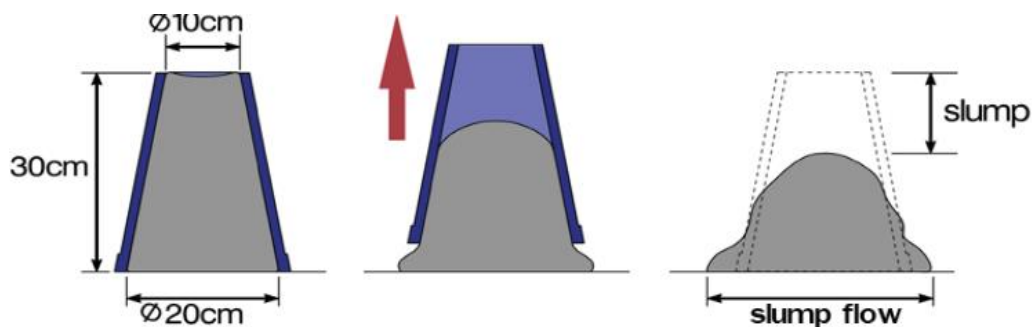
La construcción con RCC se ha vuelto muy popular en todo el mundo por sus ventajas y en las últimas dos décadas se han desarrollado nuevos métodos, adaptados a la experiencia adquirida después de cada proyecto. Todas las presas de RCC que se han construido, generalmente enfrentan desafíos tanto durante como después de la construcción, e incluyen todo, desde variaciones de temperatura, grietas hasta fugas (Shayma Al Baghdady, 2018).

2.2.2 Clasificación de mezclas de RCC

La mezcla RCC, es un material de construcción compuesto con una consistencia sin grumos en su estado no endurecido. La definición de un concreto sin asentamiento es un concreto recién mezclado con un asentamiento menor a 6 mm, donde el asentamiento es la diferencia entre la altura del molde y el punto más alto de la muestra, ver.Figura 1 (Maxi, 2017).

Figura 1

La consistencia del hormigón se prueba con la ayuda de la prueba de asentamiento.



Fuente: MAXI (2017)

Nota. En comparación con el hormigón convencional, los materiales que se utilizan para el RCC suelen ser de una gama más amplia. Al mezclar el RCC, la filosofía es usar un volumen de pasta adecuado para llenar los huecos del agregado, sin usar más agua de la necesaria para una mejor trabajabilidad. (USACE, 2000)

El RCC endurecido y el hormigón convencional tienen propiedades similares en cuanto a durabilidad, por lo que el RCC se puede utilizar para construir presas. La construcción de presas RCC se ha vuelto inmensamente popular en todo el mundo debido a las ventajas que conlleva. Las principales ventajas son el rápido proceso de

construcción, los costos reducidos y el menor impacto ambiental debido a la menor cantidad de cemento. (ACI, 2011)

La mezcla de RCC puede variar en cuanto a la cantidad de cemento y esto conduce a la clasificación de las mezclas de RCC de acuerdo con la Tabla 1.

Tabla 1

Clasificación de la mezcla de RCC

Clasificación	Cemento (Kg/cm ³)
Pasta Magra RCC	<100
Pasta Magra RCC	100-150
Pasta Magra RCC	>150

Fuente: Chryso (2018)

Nota. La pasta magra RCC es una mezcla que contiene bajas cantidades de material cementoso y estas mezclas tienen una consistencia más seca, lo que conduce a una mezcla menos trabajable con un tiempo Vebe menor a 30 segundos. El uso mínimo de cemento y/o puzolana conduce a un ahorro de costos. Una ventaja de las mezclas magras es que el hormigón, que se crea, tiene una temperatura interna baja durante la hidratación y un módulo de elasticidad bajo, pero el hormigón tiende a tener altas tasas de fluencia que es importante considerar.

Para una mezcla magra, en comparación con una mezcla de pasta alta, la calidad de la unión se reduce entre las elevaciones del RCC se reduce. Las mezclas magras proporcionan una resistencia adecuada para la estabilidad al deslizamiento, pero se espera que se produzcan filtraciones y se deben tomar medidas para controlarlas. (Shayma Al Baghdady, 2018).

Cuando se construye con RCC de pasta alta, el objetivo es que se desempeñe tan bien como una presa de hormigón convencional. Este tipo de mezcla contiene una mayor cantidad de puzolana y cemento, más de 150 kg / m³, para poder obtener una densidad cercana a la densidad teórica libre de aire. (Hansen K.D et al., 1991)

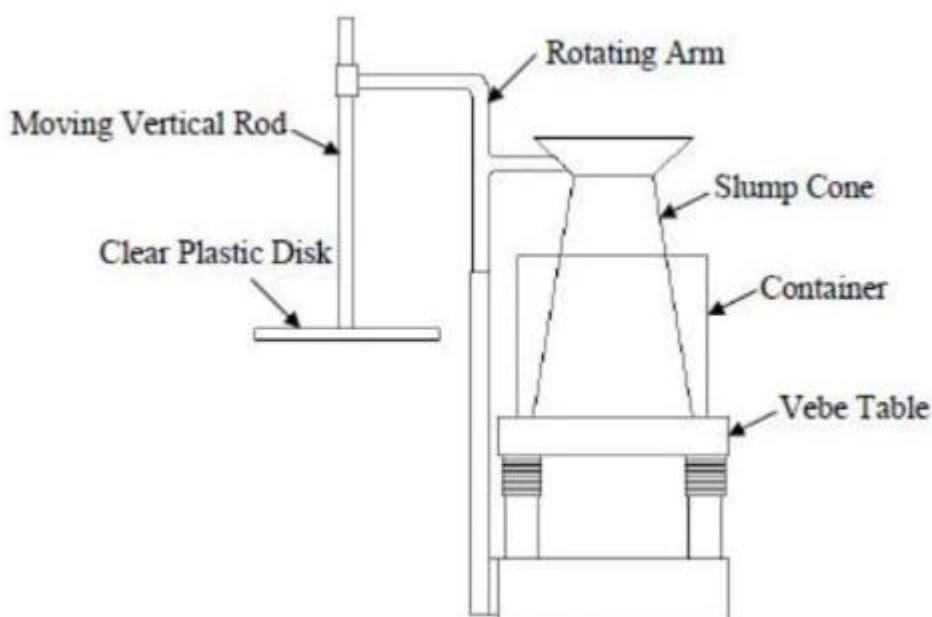
2.2.3 Consideraciones de la mezcla RCC

- Trabajabilidad es una forma de determinar la capacidad del RCC para ser colocado y compactado sin dañar la segregación. La definición de segregación es la separación de los ingredientes del hormigón entre sí y, por lo tanto, resulta en una mezcla no uniforme. Se ve afectado por el cemento, el agua, las cenizas volantes y los agregados finos. Para comprobar si la mezcla es viable, normalmente se utiliza un aparato Vebe para medir la consistencia de la mezcla. (USACE, 2000).

El aparato Vebe se conecta a una mesa vibratoria y se llena con hormigón fresco, que se compacta en un molde cónico, ver Figura 2. Luego se quita el molde y se coloca un disco de plástico transparente en la parte superior del concreto. La mesa vibratoria se pone en marcha y el tiempo que tarda todo el disco en entrar completamente en contacto con el hormigón es el tiempo de Vebe.

Figura 2

Aparato Vebe.



Fuente: The Concrete Society (2018)

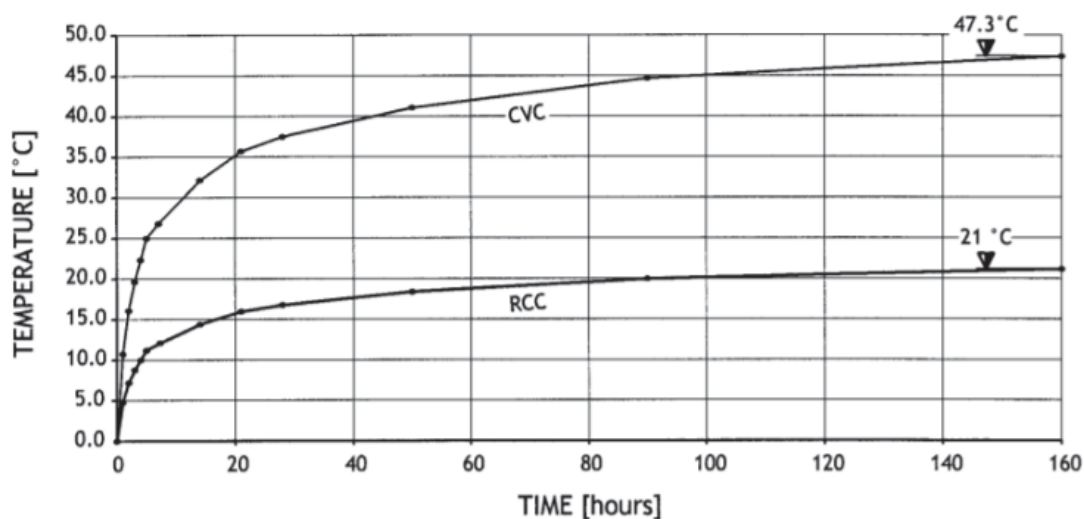
Nota. El tiempo Vebe, que se alcanza para la mezcla de RCC, se utiliza de manera muy similar a la prueba de asentamiento para mezclas de hormigón convencionales. Según SS-EN 12350-3: 2009, para obtener una trabajabilidad adecuada, se desea una consistencia Vebe de 5-30 segundos que contribuirá a una densidad uniforme a lo

largo de todo el levantamiento, buena unión entre los levantamientos, soporte de equipos de compactación y compactación fácil.

- Durabilidad en el RCC dependerá de la calidad de los materiales que se utilicen, las condiciones de exposición y el nivel de rendimiento esperado de la estructura. Congelación-descongelación y erosión causada, por ejemplo, por Las aguas agresivas son procesos que afectan la durabilidad y pueden evitarse protegiendo los lados externos, expuestos al agua, con hormigón convencional. Esto se puede hacer tanto en la cara aguas arriba como aguas abajo, todo dependiendo de si las caras están expuestas al deterioro debido al agua o productos químicos. (USACE, 2000).
- Segregación, para reducir el riesgo de segregación de RCC durante la colocación, esparcimiento y transporte, es de gran importancia producir una mezcla cohesiva. El material segregado conduce a una pérdida de propiedades del RCC y esto ocurre en mezclas de bajo contenido cementoso debido a su consistencia granulada. Esto se puede prevenir agregando agregados finos y controlando el contenido de humedad. Las mezclas con alto contenido de pasta generalmente tienen menos probabilidades de segregarse debido a que son más cohesivas. (ACI, 2011).
- Generación de calor durante la hidratación de materiales cementosos debe considerarse al diseñar estructuras de RCC masivas. hidratación. Muestra un ejemplo de cómo el calor de hidratación del cemento gobierna el aumento de temperatura. El objetivo es minimizar el calor que se desarrolla durante la hidratación para evitar el riesgo de agrietamiento térmico, pero al mismo tiempo lograr un crecimiento de resistencia suficiente mediante la creación de una combinación adecuada de puzolana y cemento. Para lograr la combinación óptima, generalmente se realizan pruebas con diferentes porcentajes de mezclas de puzolana y cemento. (ACI, 2011).

Figura 3

Un ejemplo de aumento de temperatura adiabático debido al calor de hidratación



Fuente: Amberg (2003)

2.2.4 Propiedades del Hormigón

El hormigón es el material de construcción más común en el mundo y es un material compuesto. Consiste en una mezcla de áridos gruesos, agua y cemento que se endurece con el tiempo. El uso del hormigón es versátil debido a su resistencia al viento y al agua y su capacidad para soportar altas temperaturas. Estas cualidades hacen del hormigón un material de construcción adecuado para grandes estructuras como presas y centrales hidroeléctricas (Shayma Al Baghdady, 2018).

Según Martínez Marín, E., Batanero Akerman, P., Martínez González, I., González Ordóñez, E. (2007), las propiedades del hormigón son:

- Resistencia, en una presa de gravedad construida con hormigón cumplirá los criterios de proyecto respecto a las tensiones, durabilidad, permeabilidad, y otras propiedades necesarias. Las propiedades de hormigón varían con la edad, el tipo de cemento áridos, y otros aditivos, y sus proporciones en la mezcla. Dado que diferentes hormigones adquieren resistencia con diferente ritmo, deben hacerse ensayos de laboratorio con muestras de suficiente edad para permitir valorar las resistencias finales.

Normalmente, el hormigón para las presas de gravedad se diseña para soportar sólo fuerza de compresión. Sin embargo, la compresión no es la tensión crítica. Generalmente, se considera una relación 10:1 de la fuerza de compresión para evaluar en el diseño de tensión de cortante y la tracción. Por consiguiente, el cortante y la fuerza de tracción del hormigón son los

parámetros más importantes del proyecto, y deben hacerse los ensayos de laboratorio para determinar estos valores, sobre todo en las superficies de deslizamiento.

- Permeabilidad, en el RCC se puede controlar mediante el grado de compactación, el método de colocación, la proporción de la mezcla y el uso de mortero de cama en las superficies de elevación. Debido al método de construcción de las presas RCC, se pueden producir filtraciones entre los levantamientos horizontales y a través juntas de contracción vertical o grietas que conducen a una reducción de la resistencia a la tracción y al corte. (USACE, 2000) La principal preocupación por la permeabilidad en las presas de hormigón es la filtración en las juntas de elevación. Para producir estanqueidad, se necesitan mezclas de alto contenido de cemento para proporcionar una unión suficiente con un levantamiento recién colocado. La mezcla de menor contenido de cemento por lo general no proporciona una estanqueidad adecuada y debe tratarse con mortero de cama entre las elevaciones. Según ACI (2011), las mezclas de RCC que contienen una pasta y un volumen de agregado fino de 18-22% contribuirán generalmente a un nivel suficiente de impermeabilidad, que es similar al concreto convencional.
- Densidad, es la masa por unidad de volumen y la densidad de RCC se basa en el grado de compactación y la densidad del agregado. Muchas mezclas de RCC tienen un bajo contenido de agua y un aire atrapado insuficiente que conduce a una densidad ligeramente mayor en comparación con el hormigón convencional. El hormigón convencional tiene una densidad de aproximadamente 2400 kg / m³ y puede variar, mientras que la densidad para RCC puede ser 1-3% mayor y aterrizar en una densidad de 2424-2472 kg / m³. (USACE, 2000).
- Propiedades elásticas, son útiles para analizar deformaciones relacionadas con el movimiento diferencial de bloques, análisis tridimensional y otros aspectos relacionados con las deformaciones. El módulo de elasticidad, aunque no es directamente proporcional a la tensión, aumenta con la misma. Como con las propiedades de resistencia, el módulo de elasticidad depende de las proporciones de la mezcla, cemento, áridos, mezclas y edad. La deformación que ocurre inmediatamente con la aplicación de una carga, como durante un terremoto, depende del módulo dinámico de elasticidad.
El aumento en la deformación causado por una carga constante aplicada durante un período de tiempo tiene como resultado la fluencia o flujo plástico del hormigón. El efecto de la fluencia

generalmente se tiene en cuenta usando un módulo diferido de elasticidad del hormigón para su uso en los análisis de cargas estáticas.

El módulo de elasticidad y la relación de Poisson son las propiedades elásticas del RCC, así como del hormigón convencional, y se ven afectados por factores como la resistencia, la edad, el volumen de la pasta y el tipo de agregado. (ICOLD, 2003).

El módulo de elasticidad es la relación entre la tensión normal y la deformación correspondiente y es generalmente, para un tipo de agregado dado, una función de la resistencia. Generalmente se asume que el módulo de elasticidad en compresión es el mismo que en tracción. Al diseñar presas, es deseable tener un módulo de elasticidad bajo para disminuir la posibilidad de agrietamiento a un nivel de tensión particular, pero esto conduce a una mayor deformación. Determinar un módulo de elasticidad bajo aceptable es importante y se puede hacer con pruebas de laboratorio en muestras. Las tensiones y deformaciones, obtenidas de las pruebas de resistencia, se grafican y la relación entre tensión y deformación dará el módulo de elasticidad adecuado.

La relación de Poisson es la relación entre la deformación transversal y la deformación axial debido a una tensión axial distribuida uniformemente. El concreto convencional y el RCC generalmente tienen valores similares de la relación de Poisson y varía típicamente entre 0.17-0.22. (ACI, 2011).

Tabla 2

Ejemplos de propiedades elásticas para diferentes presas terminadas

Dam	NMSA [mm]	w/c	Fuerza de Compresión [MPa]				Módulo de Elasticidad [GPa]				Módulo de Poisson's			
			7 días	26 días	90 días	365 días	7 días	26 días	90 días	365 días	7 días	26 días	90 días	365 días
Concepción	75	1.03	4.4	6.8	8.6	11.7	-	7.58	13.17	22.82	-	0.17	-	-
Santa Cruz	50	0.88	4.4	8.9	15.0	21.0	9.38	12.41	15.58	22.34	0.13	0.14	0.19	0.21
Upper Stillwater	50	0.47	9.4	14.7	24.2	36.0	-	7.10	9.10	11.79	-	0.13	0.14	0.14
Willow Creek	75	1.06	6.9	12.7	18.3	26.1	15.17	18.41	19.17	-	-	0.19	0.18	-
Zintel Cnayon	75	2.0	19	4.3	7.5	10.7	4.69	10.62	14.82	17.72	-	-	0.21	-

Fuente: ACI (2011)

Nota. La Tabla 2 muestra el módulo de elasticidad típico y la razón de Poisson para algunos casos de mezclas de RCC.

- Propiedades Térmicas, durante la construcción, el calor de hidratación del cemento debe disiparse uniformemente o debe controlarse para evitar una fisuración no deseada. La disipación uniforme se logra circulando agua fría a través de tubos encima de cada elevación durante la construcción convencional de bloques verticales. Además, el calor generado puede reducirse reemplazando una parte del cemento con puzolana que sólo genera aproximadamente 50 por ciento del calor generado por la misma cantidad de cemento.

Las propiedades térmicas, que incluyen calor específico, coeficiente de expansión térmica, conductividad y aumento de temperatura adiabático, son de gran importancia tanto para el hormigón RCC como para el hormigón convencional. Se recomienda probar la mezcla porque las propiedades térmicas varían significativamente según el tipo y contenido de agregados y cementosos. (ACI, 2011).

El cambio de temperatura adiabática depende del contenido de cemento total y del porcentaje de puzolana en la mezcla. En comparación con el hormigón convencional, el RCC con bajo contenido de material cementoso tiene un menor aumento de temperatura (ICOLD, 2003).

2.2.5 Consideraciones sobre la cimentación

Para las presas de RCC, las consideraciones de cimentación son las mismas que para las presas de hormigón convencionales. A la hora de diseñar se deben tener en cuenta varios aspectos como las cargas de la presa y los esfuerzos que se distribuyen sobre la cimentación, la idoneidad de la cimentación de roca y la cantidad necesaria de tratamiento superficial y excavación para lograr una cimentación adecuada (Shayma Al Baghdady, 2018).

Según Gonzales de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, (2004), la elección del tipo de presa depende en primer lugar de las condiciones de cimentación. Cualquier tipo de presa de hormigón exige que las deformaciones en el macizo rocoso sean compatibles con las del hormigón; es decir, que no se superen ciertos niveles de deformación no soportables por la estructura de la presa; así, no es posible cimentar este tipo de presas en suelos o rocas blandas. Tampoco una presa de hormigón sería una solución adecuada si la profundidad de la cimentación requiera una excavación muy profunda (por presencia de materiales muy alterados o tectonizados en relación con la altura de la presa); en estas situaciones el volumen de excavación supondría un coste elevado.

Las presas de gravedad precisan de un macizo rocoso de buena calidad para su cimentación. de forma que proporcione a la presa la suficiente seguridad frente al

deslizamiento, y cuya deformabilidad sea compatible con la rígida estructura de una presa de hormigón. Estos requisitos suponen apoyar la presa en macizos de elevada resistencia, cuyos planos de discontinuidad o debilidad más críticos a la estabilidad tengan ángulos de rozamiento interno altos. En la mayoría de los casos se precisan excavaciones para eliminar la zona alterada o menos resistente del macizo, cuya profundidad puede tener gran influencia en el estudio de soluciones.

El ángulo de fricción de las superficies de las juntas, la orientación y los ángulos de inclinación de los conjuntos de juntas de chaveta y las cargas que se transmiten a la cimentación deben tenerse en cuenta al evaluar la estabilidad de la cimentación. La cohesión entre los cimientos y la presa es importante para controlar la resistencia al deslizamiento de la superficie de contacto. (USBR, 2017).

El hormigón convencional se utiliza generalmente para construir una plataforma entre los cimientos y la presa RCC porque este es el punto más crítico de la estructura. Después de esto, el RCC se coloca en capas sobre una superficie nivelada. Sin embargo, hay proyectos que han comenzado directamente con RCC en la fundación.

El objetivo al diseñar una nueva presa de RCC es reducir la cantidad de hormigón nivelador debido a que el uso de hormigón convencional es generalmente más caro que el RCC y puede tener diferentes propiedades. Para evitar el uso de concreto nivelador, se puede colocar una capa delgada de concreto de lecho de alto asentamiento sobre la roca y luego esparcirlo sobre el RCC y compactarlo mientras el concreto de lecho está fresco. De esta manera, los dos materiales se fusionan en uno después de la compactación y el mortero y la lechada del hormigón de la cama crean una unión suficiente. (ACI, 2011). Otra condición importante en las presas de hormigón es el control de filtraciones y subpresiones (presiones intersticiales ejercidas sobre la base de la cimentación de la presa).

Según Martínez Marín, E., Batanero Akerman, P., Martínez González, I., González Ordóñez, E. (2007), las consideraciones de la cimentación para una presa de gravedad son:

- Módulo de deformación, es aquella que, mediante la resistencia a cortante dentro de la cimentación, entre la presa y su cimentación depende de la resistencia a cortante inherente de los materiales de la cimentación y en la adherencia en el contacto entre del hormigón y la roca. Las características de la resistencia a cortante pueden determinarse en los ensayos del laboratorio y en las pruebas "in situ", examen en

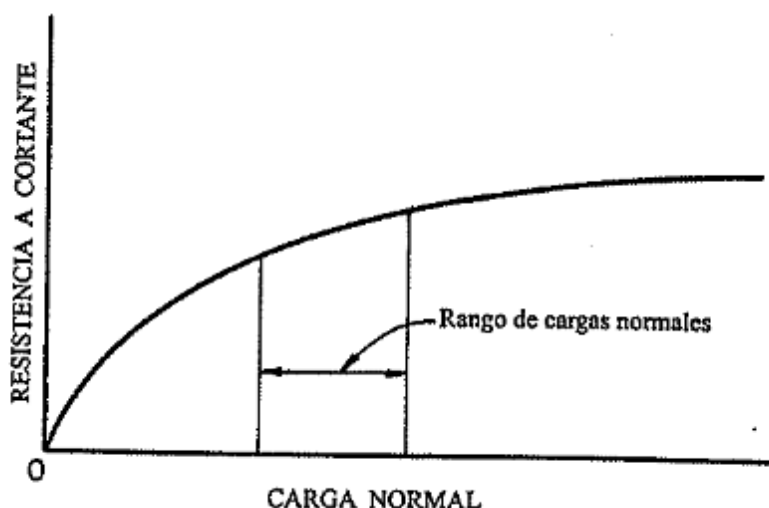
campo, y del posterior cálculo de las pendientes. Se deberá incluir la evaluación de las propiedades de resistencia a cortante de juntas, juntas de infiltración, fallas, cortes, uniones, cubiertas, estratos, y de otras estructuras geológicas débiles.

Se asume que la resistencia a cortante de forma lineal es normalmente realista para la roca intacta en el rango de las tensiones normales de trabajo. Una curva de resistencia a cortante en función de la resistencia normal es más realista para discontinuidades abiertas y rugosas. Sin embargo, se puede aproximar a una relación lineal dentro del rango de tensiones normales de interés al problema. Las discontinuidades abiertas y suaves, normalmente tienen un comportamiento lineal.

La relación entre la resistencia a cortante versus la tensión normal mostrada en la gravedad. Se determina por un número de ensayos para diferentes tensiones normales. Los ensayos individuales también dan la relación entre la resistencia cortante al desplazamiento para una tensión normal particular. El desplazamiento usado para determinar la resistencia a cortante es el desplazamiento máximo que puede permitirse en el posible plano de deslizamiento sin que cause una concentración de tensiones inaceptables en el cimientado de la presa.

Figura 4

Resistencia a cortante en una junta existente en el cimientado en roca de una presa de gravedad.



Fuente: Martínez Marín, E., Batanero Akerman, P., Martínez González, I., González Ordóñez, E. (2007).

Dado que las presas ensayadas en laboratorio o "in situ" son pequeñas comparadas a la cimentación, debe de considerarse cuidadosamente el factor de escala a la hora de determinar los valores de la resistencia al cortante utilizados. Los elementos a utilizar juntas, las fracturas, y la variabilidad dentro de los tipos de rocas similares.

Cuando la cimentación no es homogénea, el posible plano de deslizamiento puede estar formado por varios materiales, algunos intactos y otros facturados. Las rocas intactas alcanzan su máxima resistencia a la rotura con menor deformación de la que es necesaria en los materiales fracturados para desarrollar su máxima resistencia a la fricción. Por lo tanto, la resistencia al cortante desarrollado por cada material fracturado depende del desplazamiento de la parte de la roca intacta del plano de deslizamiento potencial considerado en el análisis. Deben de llevarse a cabo un número adecuado de ensayos, tal y como determine el proyectista, para obtener la relación de la resistencia al cortante versus la carga normal para cada tipo de material a lo largo de posibles planos de deslizamiento. El valor de la resistencia al cortante medido durante los ensayos debe de incluir las medidas para niveles de tensión normales que se correspondan a las que se esperan que vayan a ocurrir "in situ". La resistencia a cortante total contra el potencial de deslizamiento a lo largo de planos de cimentación no homogéneos es la suma de la resistencia a cortante de todos los materiales a lo largo del plano, para desplazamientos por cortante compatibles.

Para la resistencia a cortante de materiales de cimentación tipo suelo, se han hecho numerosos ensayos de cortante estáticos, publicando los resultados. Sin embargo, los resultados publicados sólo pueden usarse como una guía. Para su uso en el diseño, deben de determinarse las características de resistencia al cortante de los materiales de la cimentación específicos del emplazamiento.

- Configuración del cimiento, es el espesor de la cimentación de una presa de gravedad y la pendiente del contacto del hormigón roca son los factores más importantes para la estabilidad de la estructura. Transversalmente, el contacto de la cimentación o debe estar horizontal o, preferentemente, inclinándose hacia aguas arriba. El espesor transversal es normalmente determinado por la dimensión necesaria para que la estructura satisfaga la tensión y los requisitos de estabilidad. Longitudinalmente, el perfil debe variar suavemente sin cambios bruscos para minimizar las concentraciones de tensiones.

Criterios. El contacto de la cimentación aguas arriba-aguas abajo, debe estar en la dirección horizontal o inclinándose hacia aguas arriba. Además, el contacto de la cimentación debe variar suavemente, evitando los cambios bruscos, a lo largo del perfil de la presa.

- Estanqueidad del Embalse. - Según Gonzales de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, (2004), la construcción de una presa supone un cambio importante en la hidrología e hidrogeología de la cuenca afectada por el embalse, con la inundación de una parte del valle, la elevación de los niveles freáticos y su oscilación periódica. Estas modificaciones afectan a la hidrodinámica de los acuíferos, pudiendo producirse un flujo de agua desde el embalse hacia el exterior del vaso, o bien una recarga del embalse desde los acuíferos que bordean al vaso. El análisis de estos factores corresponde al estudio hidrogeológico, que debe ser realizado en todos los casos, excepto cuando los materiales sean muy poco permeables y con la suficiente continuidad.

- Permeabilidad de la cerrada. - Según Gonzales de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, (2004), así como los problemas de estanqueidad en embalses son importantes, es importante considerar las condiciones de permeabilidad de las cerradas, no solo como problema de estanqueidad sino como factor geotécnico de gran significado en la estabilidad y seguridad de la presa.

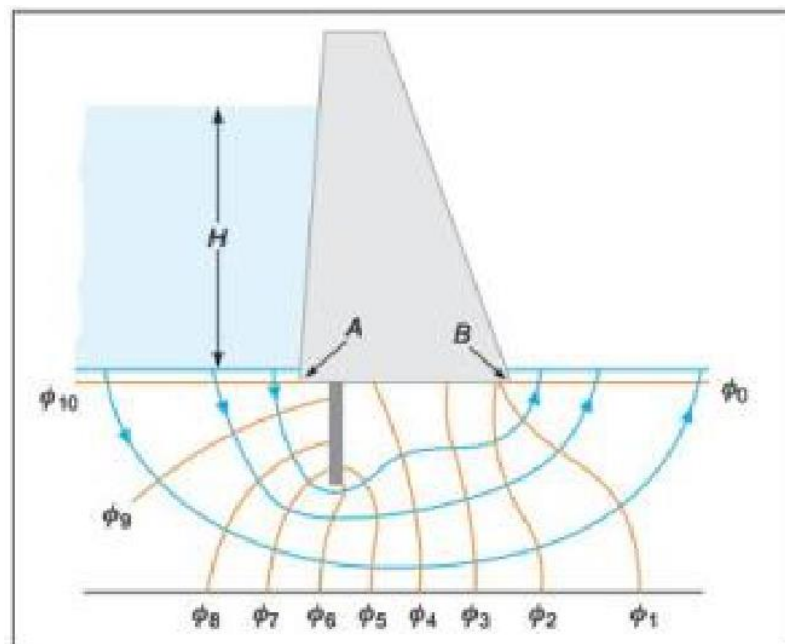
En general, las cerradas deben reunir condiciones de baja permeabilidad. Los efectos de las filtraciones prácticamente presentes en la mayoría de los macizos, bien a través de fracturas o discontinuidades o a través de zonas alteradas, son especialmente críticos para las cimentaciones al ocasionar los siguientes problemas:

- Subpresiones en la base de la presa.
- Inestabilidades en las zonas de aguas abajo de la presa.
- Creación de gradientes elevados con altas velocidades de filtración y riesgo de erosiones internas.
- Inestabilidad de taludes en los estribos.
- Pérdidas significativas de caudales.

- Subpresiones, son fuerzas ascendentes producida por el agua sobre una estructura, elemento de contención o cimentación sumergida. Producto de las filtraciones. En la gravedad. Se muestra un ejemplo donde las subpresiones (o presiones intersticiales ejercidas en la base de la presa) son máximas en A y prácticamente nulas en B. Para evitar estas subpresiones se construyen pantallas impermeables. Los efectos de estas pantallas son los siguientes:
 - Disminución las subpresiones en la base de la presa.
 - Disminución significativa de la velocidad de flujo.
 - Reducción o eliminación de los posibles fenómenos de sifonamiento y erosiones internas.

Figura 5

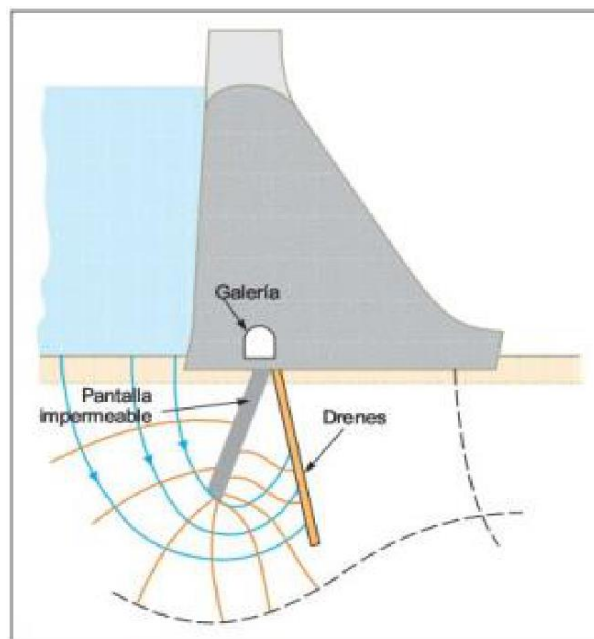
Efecto de una pantalla impermeable vertical en la red de flujo de la cimentación de una presa de gravedad.



Fuente: Gonzales de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, (2004).

Figura 6

Efecto de una pantalla impermeable inclinada aguas arriba y un sistema de drenes con pendiente de aguas abajo en la red de flujo de la cimentación de una presa de gravedad.



Fuente: Gonzales de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, (2004).

Nota. En la Figura 6, se muestra una pantalla de inyecciones de impermeabilización complementada con drenes. En función de las condiciones de la red de flujo y del tipo de presa se adoptan estas u otras medidas (tratamientos de la cimentación).

- Permeabilidad y control de filtración, las presas de hormigón por gravedad y de arco están sujetas a filtraciones a través de la base y los estribos. El control de las filtraciones es necesario para evitar presiones de levantamiento excesivas, desprendimiento de la pendiente aguas abajo, tuberías a través del terraplén y los cimientos, y la erosión del material por pérdida en juntas abiertas en los cimientos y estribos. El propósito del proyecto, es decir, almacenamiento a largo plazo, control de inundaciones, etc., puede imponer limitaciones a la cantidad permitida de filtración.

Las filtraciones que se pueden producir tanto en la cimentación como en las laderas del embalse se evalúan según los métodos hidrogeológicos. Entre ellos, el más utilizado se basa en las redes de flujo. Sin embargo, y con independencia del método elegido, es necesario obtener el coeficiente de permeabilidad del terreno, a partir de distintos ensayos.

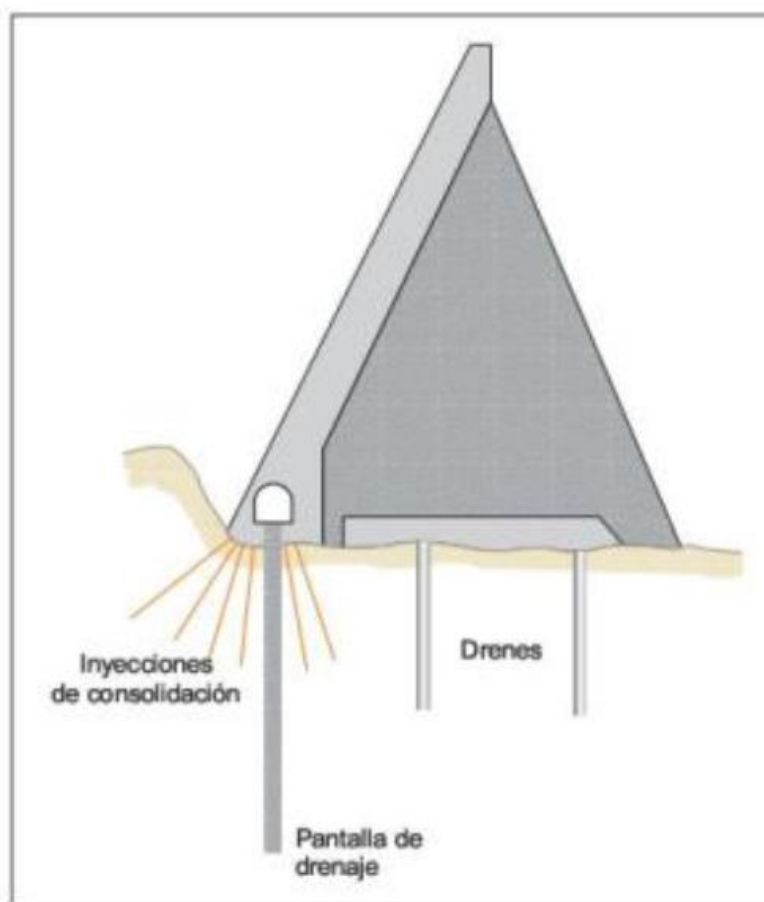
En los estudios de presas es prácticamente una “norma” utilizar el ensayo Lugeon para determinar la capacidad de admisión de agua en las condiciones definidas en este ensayo, considerando que el macizo es estanco cuando la absorción de agua es inferior o igual a 1 litro/minuto por metro lineal a una presión de 10 kp/cm² (10 bares) durante 10 minutos en un tramo de 5 m sondeo, es decir 1 unidad Lugeon (UL). Sin embargo, la utilización del ensayo Lugeon para calcular la permeabilidad no es adecuada, ya que es muy poco probable que se den las condiciones de la ley de Darcy durante la realización del ensayo en macizos fracturados, siendo probable que a la presión de 10 bares se llegue a la fracturación hidráulica, o que se produzca erosiones internas en el macizo.

Una vez determinada la permeabilidad y la red de flujo a través del macizo de cimentación, se analiza si las condiciones de permeabilidad son aceptables y si las fuerzas de filtración, subpresiones y gradientes son igualmente aceptables. En caso contrario es necesario controlar dichas fuerzas de filtración, disminuyendo los gradientes y las subpresiones, mediante distintos tratamientos de impermeabilización y/o drenaje, por ejemplo:

- Tratamiento de la superficie de contacto presa-cimentación, consiste en prolongar el apoyo de la presa, habitualmente su núcleo, hasta encontrar un macizo resistente y de baja permeabilidad.
- Construcción de un tapiz de impermeabilización consistente en un material arcilloso compactado de baja permeabilidad desde el núcleo hasta aguas arriba de la presa.
- Construir pantallas de impermeabilización para interceptar las filtraciones por debajo de la presa; estas pantallas pueden ser continuas, o rellenas de hormigón, arcilla, bentonita-cementos, etc., o bien inyecciones de tipo jet grouting, o convencionales con mezclas de cementos, resinas, geles, etc., ver Figura 6.
- Las inyecciones constituyen el procedimiento más empleado en el tratamiento más empleado en el tratamiento de la cimentación de las presas, y consisten en introducir fluidos (que solidifican rápidamente) a través de fisuras, huecos o discontinuidades de los macizos rocosos, mediante perforaciones de taladros e inyecciones del fluido a cierta presión.

Figura 7

Tratamientos de consolidación y drenaje en una presa de contrafuertes.

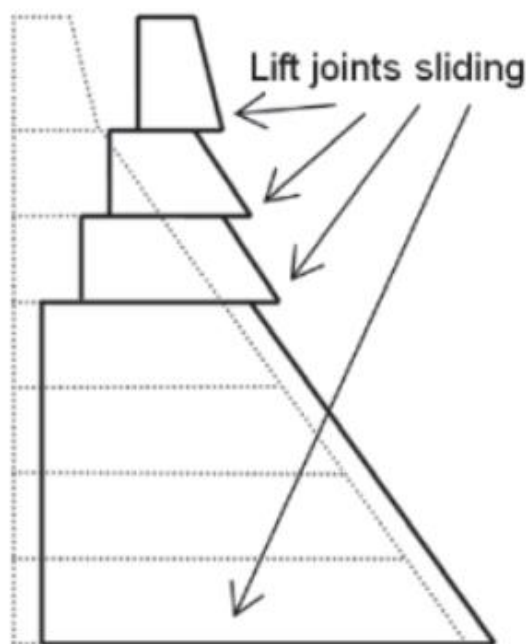


Fuente: Gonzales de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, (2004).

Nota. La filtración puede ser una de las partes más desafiantes después de la construcción. Si no se maneja adecuadamente, puede conducir a modos de falla interna donde los elevadores se deslizarán, ver, debido a que el agua fluye a través de las grietas causando una presión hidrostática. Debido al agua, se producirá la lixiviación del hormigón, lo que aumentará el deterioro (Shayma Al Baghdady, 2018).

Figura 8

Modos de falla interna debido a filtraciones, debido a que el agua fluye a través de las grietas causando una presión hidrostática debido al agua, se producirá la lixiviación del hormigón, lo que aumentará el deterioro.



Fuente: Shayma Al Baghdady (2018).

Nota. Las filtraciones pueden consistir en filtraciones a través de grietas y juntas, filtraciones a través del propio material RCC y filtraciones a través de los materiales de cimentación. Las características de los huecos en la mezcla, que pueden desarrollarse debido a la segregación de agregados grandes cerca del fondo del levantamiento, es lo que determina si el agua tiene la posibilidad de pasar a través del RCC. Sin embargo, esto se puede contrarrestar en la etapa de mezcla donde se pueden adaptar mayores contenidos de cemento, mayor contenido de finos y el método de construcción. Durante la construcción, es importante poner peso en la instalación de tapones de agua y la aplicación de selladores en las juntas porque esto minimiza la filtración a través de la presa. La permeabilidad del RCC colocado se puede controlar mediante pruebas de presión de agua en orificios verticales perforados en el cuerpo de la presa. Las fugas se definen como el agua que pasa a través de grietas y juntas en la estructura y generalmente es más fácil de reparar que las filtraciones a través de toda la presa RCC. (ACI, 2011).

2.2.6 Ecuaciones Gobernantes del Flujo Subterráneo

El estudio del flujo subterráneo ha estado relacionado con la ley de Darcy; es por eso que su descubrimiento en 1856 permitió su aplicación en numerosos estudios de flujo en suelos, aunque también se comprobó que esta ecuación solo era válida para casos con velocidades relativamente bajas.

Cuando el medio granular está compuesto por gravas y arenas de cierto tamaño, como es el caso en presas de materiales sueltos, la velocidad de infiltración es “relativamente” elevada, y la ley de Darcy en su forma lineal deja de tener validez.

- Flujo en Medios Porosos, una posibilidad para estudiar la evolución de la línea de filtración en medios granulares es tratando el flujo que se produce entre los granos como si fuera un flujo en tuberías. En cierta manera el flujo entre granos es como el flujo que se produce en tuberías de diámetro similar al espacio entre granos, con las consideraciones adecuadas y las correcciones empíricas oportunas.

El análisis del flujo en medios porosos es mucho más complejo que el flujo que se produce en tuberías. Factores como el tamaño medio de las partículas, el factor de forma, la curva granulométrica, etc., pueden influir en el flujo, y estas características no se encuentran definidas en las fórmulas de flujo en tuberías.

Es por eso que, para poder describir correctamente el flujo en medios porosos es necesario estudiar la ley de Darcy con sus modificaciones, así como su ámbito de aplicación en el flujo a través de medios porosos.

- Ley de Darcy, en 1856 Darcy demostró empíricamente que en el flujo de agua en medios porosos existía una relación lineal entre la velocidad y el gradiente hidráulico, la expresión que desarrolló se describe en la Figura 5.

$$V = Ki = \frac{k(H_1 - H_2)}{L}$$

Donde:

V: velocidad media de filtración en el medio poroso

K: permeabilidad del suelo

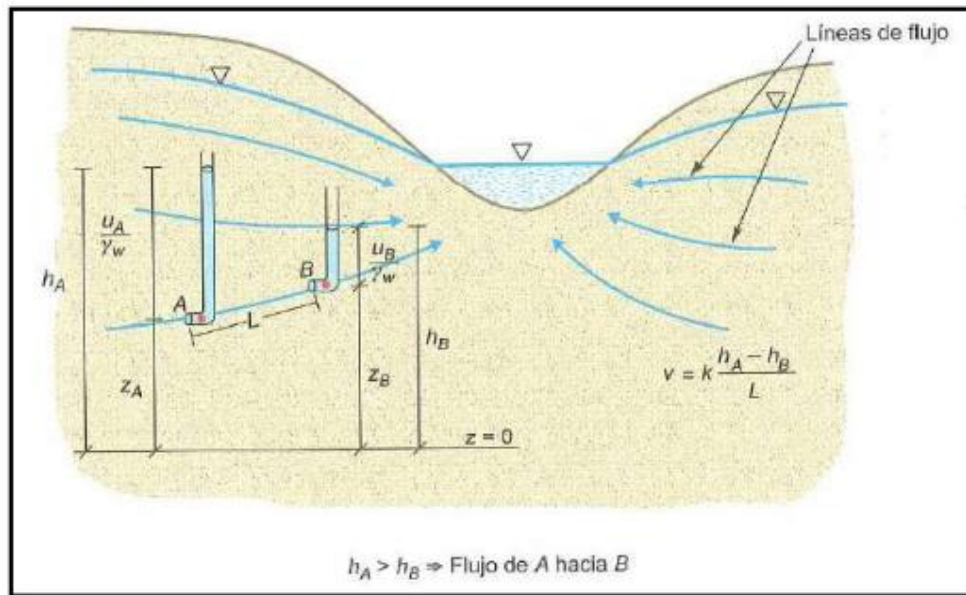
i: gradiente hidráulico

H1-H2: diferencia de alturas piezométricas entre los dos puntos por donde circula el flujo

L: distancia que recorre el flujo

Figura 9

Pérdida de Carga y Gradiente Hidráulico.



Fuente: Gonzales de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, (2004).

Nota. El coeficiente de permeabilidad puede depender de la dirección del flujo, es por eso que esta, puede ser considerada como un tensor en un espacio de tres dimensiones como se muestra en la Figura 6, de forma que la ley de Darcy generalizada se puede expresar según la ecuación.

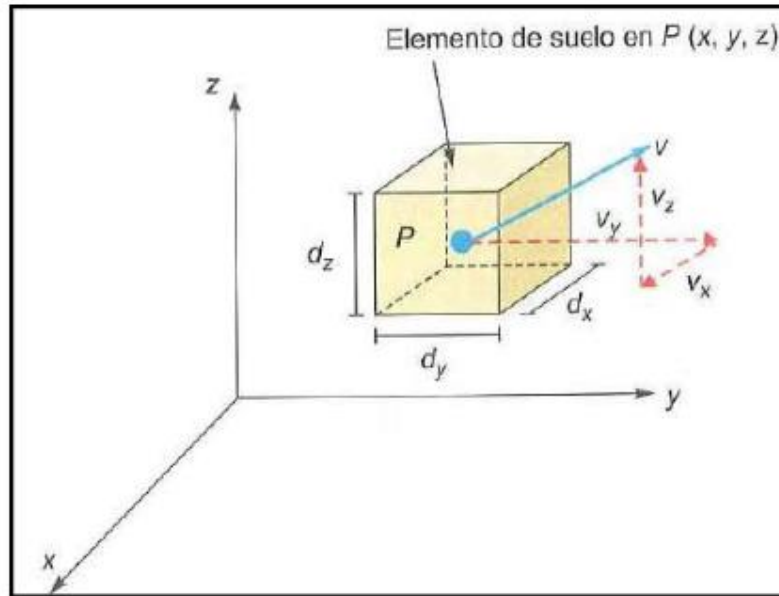
$$v_x = -k_x \frac{\delta h}{\delta x}; v_y = -k_y \frac{\delta h}{\delta y}; v_z = -k_z \frac{\delta h}{\delta z}$$

Donde:

- v_x , v_y , v_z son las componentes de la velocidad de flujo según los ejes x, y, z
- k_x , k_y , k_z : las direcciones principales de la permeabilidad
- $-\frac{\delta h}{\delta x}, -\frac{\delta h}{\delta y}, -\frac{\delta h}{\delta z}$; los gradientes hidráulicos según los tres ejes seleccionados; el signo negativo debido a al crecimiento contrario de "h"

Figura 10

Vector de Velocidad de Flujo.



Fuente: Gonzales de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, (2004).

Nota. Gonzáles de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, (2004) indica que, si asumimos que el agua es Incomprensible, “v” y “u” son función exclusiva de la posición (x, y, z) y el suelo tiene densidad constante y está saturado entonces se puede establecer de forma matemática la ecuación de continuidad o ecuación de conservación de la masa, que expresa que en un régimen de flujo estacionario, la cantidad de agua que ingresa en un elemento de suelo por unidad de tiempo es igual a la cantidad que sale. (P.33)

Resultando una expresión:

$$\frac{\delta v_x}{\delta x} + \frac{\delta v_y}{\delta y} + \frac{\delta v_z}{\delta z} = 0$$

Teniendo en cuenta la ley de Darcy generalizada a tres y la ecuación de continuidad, se deduce las siguientes expresiones:

$$\frac{\delta v_x}{\delta x} = -k_x \frac{\delta^2 h}{\delta x^2}; \quad \frac{\delta v_y}{\delta y} = -k_y \frac{\delta^2 h}{\delta y^2}; \quad \frac{\delta v_z}{\delta z} = -k_z \frac{\delta^2 h}{\delta z^2}$$

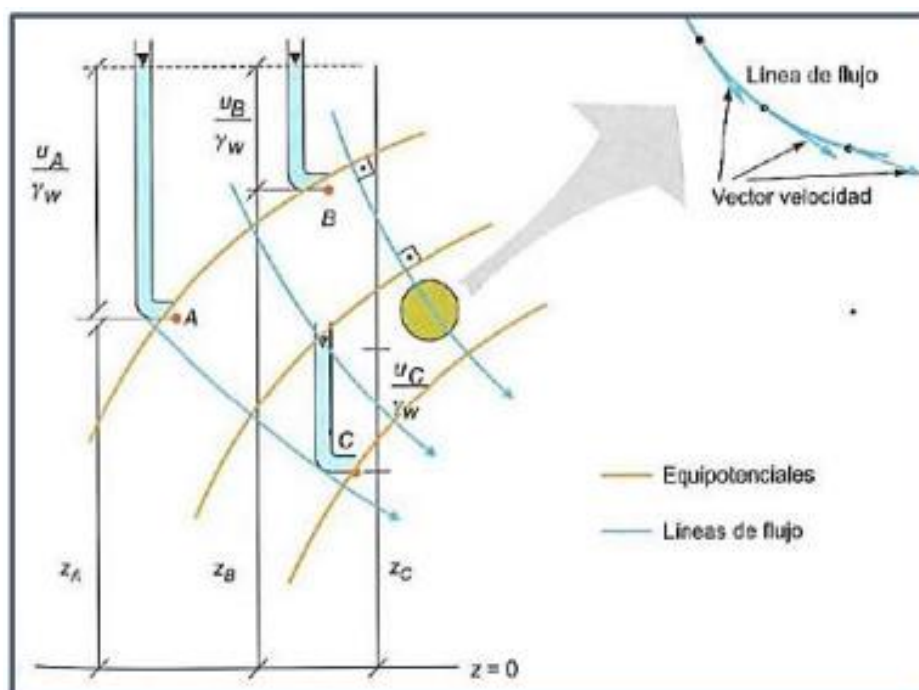
Finalmente, si sustituimos estos valores en la ecuación de Continuidad y si se cumple que el medio es Isótropo ($k_x = k_y = k_z$) obtenemos la siguiente expresión:

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = 0$$

Esta ecuación es de difícil resolución analítica, en muchos casos tiene la peculiaridad de que puede ser resuelta gráficamente dibujando 2 familias de curvas que son ortogonales entre sí (curvas equipotenciales y líneas de flujo); como se detalla en la Figura 11.

Figura 11

Curvas Equipotenciales y Líneas de Flujo.



Fuente: Gonzales de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, (2004).

Nota. Solucionar gráficamente esta expresión, solo es posible por métodos analíticos en sistemas físicos sencillos; para casos reales más complejos como en el estudio de flujo en estructuras de embalse se deben recurrir a métodos aproximados de resolución numérica; es por eso que en este trabajo de investigación evaluaremos la filtración a través de un software de análisis numérico en 3D, empleando el MIDAS GTS NX 2019 v2.1.

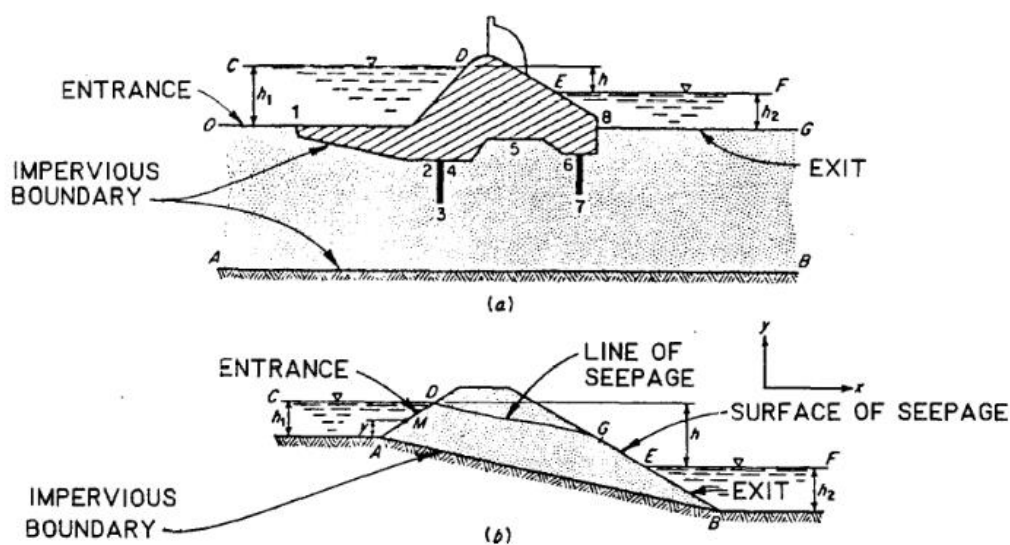
- Condiciones de Contorno

Para el análisis de filtraciones, es muy necesario conocer las condiciones de contorno, los cuales permitirán un mejor análisis considerando un input correcto para contar con el output adecuado del análisis numérico.

La USACE 1993 – Análisis de filtraciones y control para presas, recomienda considerar para presas de gravedad:

Figura 12

Condición de contorno.



Fuente: USACE (1993)

Base

El suelo saturado que se considera para el análisis debe ser definido por los límites, la permeabilidad del suelo y las cabezas impuestas al agua. Esta sección considera los tipos de límites que pueden definir una masa de suelo poroso particular que se considera para el análisis. La naturaleza y ubicación de estos límites están determinados por un programa de exploración de suelos, supuestos basados en juicios de ingeniería y condiciones impuestas por el diseño propuesto. Normalmente, se requieren supuestos simplificadores para establecer límites que hagan factible el análisis. Generalmente, los problemas de análisis de filtraciones asociados con las presas implicarán cuatro posibles tipos de límites (Harr 1962). En el contorno. Se muestran ejemplos de los cuatro tipos generales de condiciones de contorno.

Límites Impermeables

La interfaz entre la masa de suelo saturado y permeable y los materiales adyacentes, como un suelo o concreto de muy baja permeabilidad, se aproxima como un límite impermeable. Se supone que no se produce ningún flujo a través de esta interfaz, por lo que el flujo en el suelo permeable al lado del límite impermeable es paralelo a ese límite. En la Figura 12, las líneas AB y 1-8 son límites impermeables.

Entradas y Salidas.

Las líneas que definen el área por donde el agua entra o sale de la masa de suelo permeable se conocen como entradas o salidas, respectivamente. A lo largo de estas líneas O-1 y 8-G en la Figura 12 (a) y AD y BE en la Figura 12 (b) son líneas de igual potencial; es decir, el nivel piezométrico es el mismo a lo largo de la línea independientemente de su orientación o forma. El flujo es perpendicular a una entrada o salida. Las entradas y salidas también se denominan límites de embalses.

Superficie de Filtración.

La masa de suelo saturado y permeable puede tener un límite expuesto a la atmósfera y permitir que el agua escape a lo largo de este límite, línea GE, Figura 12 (b). La presión a lo largo de esta superficie es atmosférica. La superficie de filtración también puede denominarse cara de filtración.

Línea de Filtración.

Conocido también como la superficie libre, este límite se encuentra dentro del suelo permeable donde el agua está a presión atmosférica, línea DG, Figura 12 (b). Debido a las fuerzas capilares, la zona saturada de suelo permeable se extiende ligeramente por encima de la línea de filtración, pero esta zona capilar rara vez tiene una influencia significativa en el análisis de filtración. Mientras que los dos primeros límites se definen normalmente por los límites geométricos de la masa de suelo poroso saturado, la línea de filtración no se conoce hasta que se conoce la distribución del flujo dentro del suelo permeable. Nuevamente, en cuanto a un límite impermeable, se asume que no hay flujo a través de la línea de filtración, por lo tanto, el flujo en el suelo permeable al lado de este límite es paralelo al límite.

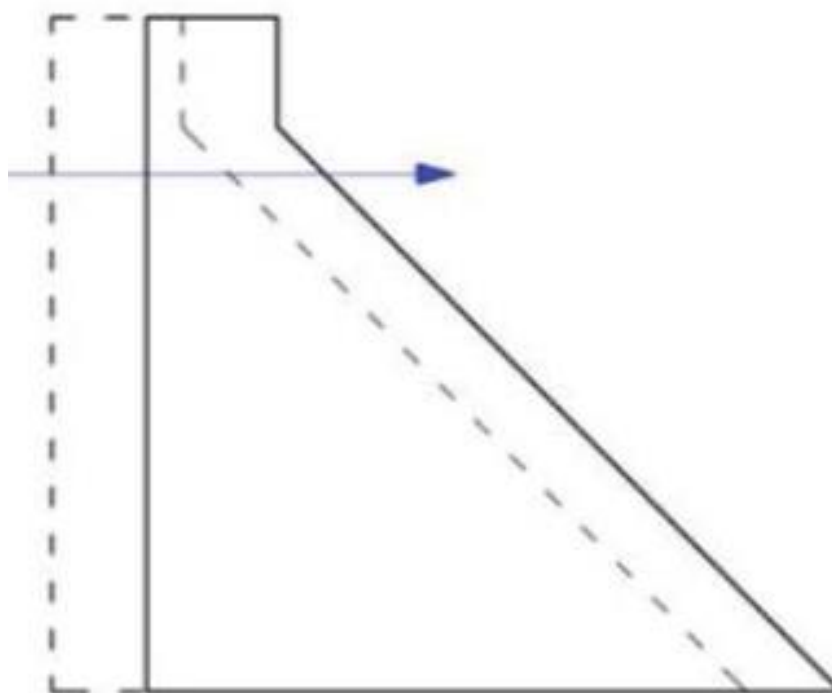
2.2.7 Análisis de estabilidad de la Presa

Al diseñar una presa de RCC, las consideraciones más influyentes son los requisitos del propietario en cuanto a costo, cronograma, apariencia, estanqueidad, método de construcción y mantenimiento. El tipo más común que se ha construido hasta la fecha es la presa de gravedad RCC y, por lo tanto, este tipo se destacará al diseñar en este capítulo. No existe una diferencia absoluta entre el diseño de una presa de gravedad RCC y una presa de gravedad de hormigón convencional y por esa razón se utilizan las mismas fórmulas y principios. Existen tres criterios esenciales que deben cumplirse al diseñar presas de RCC y son (Hansen K.D et al., 1991):

Sin deslizamiento: Debido al método de construcción de capas, el deslizamiento puede ocurrir entre los planos horizontales de la presa o en la conexión entre el material de cimentación y la presa, lo cual debe evitarse.

Figura 13

Fallo por deslizamiento.

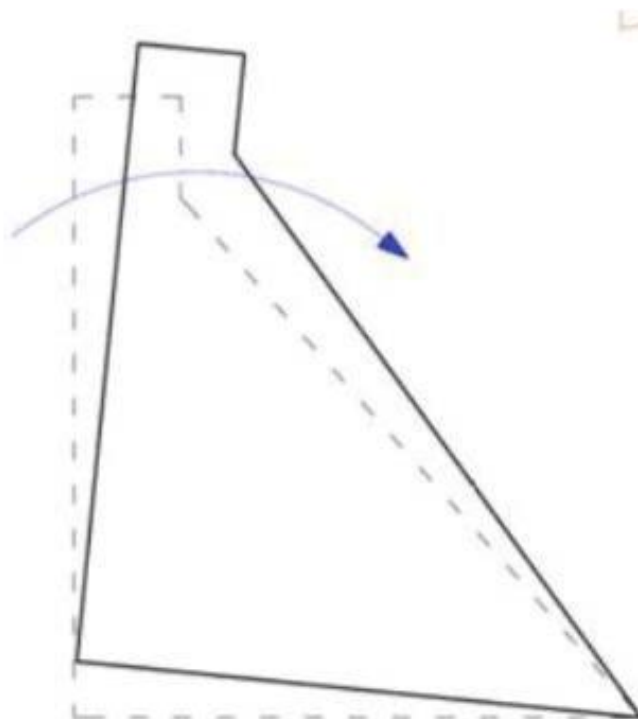


Fuente: Shayma Al Baghdady (2018).

Ningún vuelco: Debe evitarse el vuelco y puede tener lugar en la conexión con la base o en la base.

Figura 14

Fallo por volteo.



Fuente: Shayma Al Baghdady (2018).

Sección transversal: las tensiones que se desarrollan en los cimientos o el hormigón no deben exceder las tensiones permitidas para la sección transversal.

- Fuerzas Actuantes sobre la Presa

Según (Gonzales de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo) (2004), la seguridad de la Presas es otro factor importante frecuentemente debido debatido entre los detractores de estas obras. Sin embargo, la seguridad de las presas es muy alta, habiendo aumentado notablemente en las últimas décadas con un 0.5% de roturas registradas a partir de 1950, frente a 2.2% con anterioridad a 1950. No obstante, es significativo que la mayoría de los fallos han tenido su causa en problemas geológicos. En las presas de hormigón el 21% de las roturas han tenido su origen en la cimentación.

Según Martínez Marín, E., Batanero Akerman, P., Martínez González, I., González Ordóñez, E. (2007), es esencial en el proyecto de presas de gravedad el conocimiento de las fuerzas previstas que afectarán a las tensiones y estabilidad de la estructura.

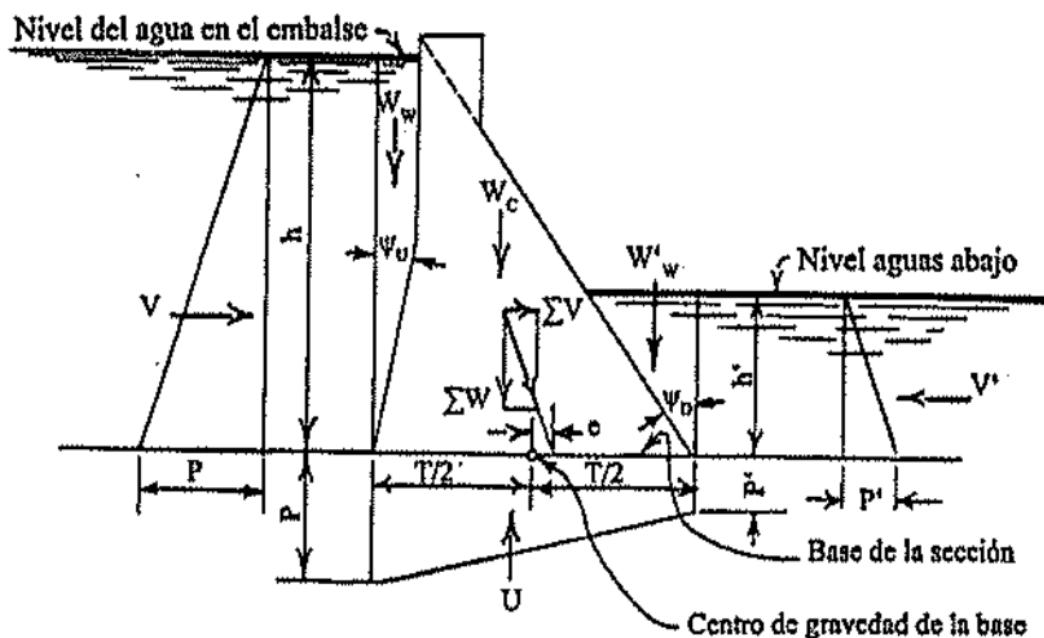
Las fuerzas que deben ser consideradas son debidas a:

- La presión externa del agua (P o P')
- La temperatura.
- Presión de agua en el interior, es decir, subpresión del poro en la presa y cimiento.
- Peso de la Estructura (W_c).
- Fuerza de hielo.
- Presión de los aterramientos.
- Terremoto.
- Fuerzas de Compuertas u otras estructuras accesorias.

La suma de las componentes de las horizontales y verticales implica un cimiento o posible plano de fractura horizontal. Las cargas deberán de descomponerse en sus componentes normal y paralela a la cimentación o a los planos de posible rotura si tienen mucha pendiente, para el cálculo de la estabilidad al deslizamiento, ver Figura 15.

Figura 15

Sección Transversal Vertical.



Fuente: Martínez Marín, E., Batanero Akerman, P., Martínez González, I., González Ordóñez, E. (2007).

Wc: Peso de hormigón.

P o P': Presión del agua del embalse o contra embalse, respectivamente, a la base de la sección.

W0: Peso de carga muerta sobre la base de la sección incluyendo el peso del hormigón, más estructuras auxiliares como compuertas y puentes (Wc).

Ww: Componente vertical de la carga de agua del embalse o contra embalse.

U: Fuerza total de subpresión en la sección horizontal sin drenes o con drenes no operativos.

Presión externa del agua

Los niveles de embalse para la combinación de cargas analizadas deben de ser tomados de los estudios de operación del embalse. Debe de usarse el nivel mínimo de agua abajo asociado a cada nivel de embalse. Los niveles del agua aguas abajo deben de ser obtenidos de las curvas de operación del embalse. Para el cálculo de las cargas del embalse y nivel del agua de aguas abajo, se considera que la presión de agua varía directamente con el calado y actúa igual en todas las direcciones.

Temperatura

Los incrementos volumétricos causados por la elevación de la temperatura transfieren cargas por las juntas transversales si las juntas están selladas con lechada. Los empujes horizontales producidos por cambios volumétricos asociados a incrementos de temperatura, producen una transferencia de carga a lo largo de las juntas de contracción selladas con lechada, produciendo un incremento de la torsión y de la carga de los estribos como se analiza. De la misma forma, las juntas no selladas transfieren los empujes horizontales a áreas que entran en el contacto cuando la temperatura del hormigón excede la temperatura necesaria para cerrar las juntas. Siempre deben investigarse los efectos del cambio de temperatura cuando las juntas están selladas y cuando las juntas no están selladas con lechada, si las temperaturas de operación son superiores a la temperatura de cierre. También debe investigarse la posibilidad de roturas inducidas por la temperatura.

Presión interna del agua

Las presiones del agua producidas por el agua del embalse y el nivel de aguas abajo se producen dentro de la presa y cimentación, en los poros, grietas, juntas, y uniones. La distribución de presiones interiores del agua a lo largo de una sección horizontal a través de la presa o de su cimentación se asume que varía linealmente de la presión

del embalse lleno en la cara aguas arriba a cero o al nivel aguas abajo en la ausencia de drenes o de un análisis más detallado.

La presión interior del agua, llamada también subpresión, actúa reduciendo la tensión normal de compresión en una sección horizontal a través de la presa. Incluir una línea de drenajes verticales dentro de la presa paralela al paramento de aguas arriba sirve para reducir la fuerza de la subpresión. La reducción de la subpresión depende del tamaño, situación, y espacio de los drenes.

Para los diseños preliminares, la distribución de la subpresión en una presa de gravedad, dentro de su cimentación y en su contacto, se asume que tiene una intensidad en la línea de drenes igual a la presión de aguas abajo, más un tercio de la diferencia de presiones entre la carga del embalse y la presión aguas abajo. Entonces, la pendiente de presión se extiende linealmente desde aguas arriba a aguas abajo. Si no hay ningún nivel de agua aguas abajo, el diagrama de presión es similar utilizando cero en lugar de la presión aguas abajo. En todos los casos, se asume que las presiones actúan sobre el 100 por ciento del área.

Para el proyecto final, la determinación de las presiones interiores dentro de la presa debe estar basada en la situación y espaciado de los drenes. Las presiones en la cimentación rocosa o en su contacto con la presa deben determinarse basándose en las estructuras geológicas de la roca y en la situación, profundidad, y espaciado de los drenes. Para la determinación final de la distribución de presión de agua deben de calcularse los flujos.

Carga Muerta

El peso de la estructura incluye el peso del hormigón más otros elementos como compuertas y puentes. El peso total actúa verticalmente a través del centro de gravedad de la sección transversal, sin transferencia de cortante entre los bloques adyacentes.

El peso propio total es el peso de la estructura de gravedad de hormigón más el peso del resto de elementos anejos.

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.

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

El método de Monfore y Taylor, puede usarse para el análisis previo de las fuerzas de hielo si están disponibles los datos básicos necesarios.

Cuando no están disponibles los datos básicos para el cálculo de las presiones, una estimación aceptable de la fuerza esperada de hielo en la superficie de la estructura puede tomarse como 14,75 tn/lin metro (10000 lb/lin ft) en el contacto entre el hielo y la presa para una profundidad de hielo supuesta de 0,6 m (2 pies) o más.

Presión de aterramientos

Durante el caudal normal y en las avenidas, pueden llegar limos al embalse que se depositan en el agua quieta adyacente a la presa. 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.

En la ausencia de datos de ensayos fiables, se asume que la presión de los lodos saturados es análoga y equivalente al de un fluido con 1,36 g/cm³ (85 Jb/ft³) de componente horizontal y 1,92 g/cm³ (120- Jb/ft') de componente vertical.

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.

Al establecer los terremotos de cálculo que pueden ser aplicados a las estructuras, se deben considerar las carga y condiciones de respuesta para tres niveles de terremoto: El OBE (el terremoto base de operación), el DBE (terremoto base de diseño), y el MCE (terremoto máximo posible).

Las expectativas de las condiciones de respuesta estructural asociadas con cada uno de estos terremotos son:

OBE: Las estructuras, sistemas, y componentes necesarios para su función de proyecto deben diseñarse para permanecer operativos bajo la vibración y el movimiento del suelo del OBE.

DBE - Bajo cargas del terremoto base de diseño, el proyecto debe diseñarse para soportar el terremoto con daños reparables; sin embargo, las estructuras, sistemas, y componentes básicos para la seguridad deben permanecer operativos. El grado de daño aceptable se basaría en un análisis económico del costo estimado de la reparación contra el costo inicial necesario para evitar ese daño.

MCE - Las estructuras del proyecto básico de almacenamiento o de descarga del embalse se diseñarían para los esfuerzos del MCE y se exigiría un funcionamiento sin permitir un desagüe descontrolado y súbito del embalse o una evacuación incontrolada del embalse.

En los análisis pseudoestáticos, deben aplicarse las cargas del terremoto verticales y horizontales en la dirección en la que la estructura es menos estable. Para la condición del embalse lleno, ésta será la que va desde abajo de la cimentación en la dirección desde aguas arriba hacia aguas abajo de la cimentación. El movimiento desde aguas arriba aumenta la fuerza aguas abajo del agua y cargas de lodos, además produce una fuerza inercial aguas abajo del hormigón de la presa. El movimiento descendente disminuye el peso eficaz del agua sobre una cara inclinada y del hormigón en la presa, aumentando las cargas horizontales en la dirección aguas abajo y disminuyendo los pesos efectivos que produce la disminución de la estabilidad de la estructura. La fricción interna del lodo puede limitar mucho la vibración. Sin embargo, hasta que se determinen datos más exactos, se supone que el efecto dinámico de lodo saturado sólo es equivalente al del agua.

Según NORMAS Y REGLAMENTO DE SEGURIDAD DE PRESAS EN EL PERÚ (2017), se deben tener las siguientes respuestas sísmicas, ver Figura 16.

Figura 16

Respuesta a la Actividad Sísmica.

Categoría de la Consecuencia del Riesgo (a)	Máximo Sismo de Diseño (MBE)	
	Sismo Derivado Determinísticamente	Sismo Derivado Probabilísticamente (Probabilidad por Excedencia Anual)
Muy Alta (A)	el SMC(*), (b), (c), (d)	1/10,000 (c), (d)
Alta (B)	50% a 100% del SMC (e), (f)	1/ 1,000 a 1/ 10,000 (f)
Baja (C)	(g)	1/ 100 a 1/ 1000 (g)

(*) Definiciones: (SMC) = Sismo Máximo Creíble (MCE en inglés); (SMD) = Sismo Máximo de Diseño (MBE en inglés).

Fuente: *NORMAS Y REGLAMENTO DE SEGURIDAD DE PRESAS EN EL PERÚ (2017)*

Nota. Para una falla tectónica reconocida, el Sismo Máximo Creíble (SMC), es el más grande sismo que parece posible presentarse.

Para un determinado emplazamiento de la presa, el movimiento de la cimentación producido por el (SMC), corresponde al más severo movimiento del terreno producido con la presencia de una falla tectónica. En el Perú para la cuantificación de la aceleración horizontal máxima (ahm) se está usando como Coeficiente Sísmico (k) hasta 40% aplicando la fórmula: $ahm = k.g$, donde g es la aceleración de la gravedad terrestre, es decir $ahm = 0.40.g$.

En la categoría A, se emplea el Máximo Sismo de Diseño (SMD) con una combinación de derivaciones, tanto determinística como probabilística, aproximaciones que reflejen las condiciones sísmo tectónicas del lugar. Para la condición determinística se considera el máximo sismo histórico registrado en la zona incrementado en un 50%, mientras que, para la condición probabilística derivada del sismo, la probabilidad de ocurrencia estimada será la que tenga una probabilidad relativa de excedencia (PRE) igual a 1/2000.

En apropiado nivel conservador debe ser aplicado al factor de seguridad calculado con esas cargas, para disminuir el riesgo de falla de la presa a valores tolerables de

modo que la probabilidad de falla de la presa sería mucho más baja que la probabilidad de un evento de carga externa.

Las aceleraciones y velocidades del terremoto para el SMD pueden ser tomadas como el 50% a 100% de los valores de SMC.

- Estabilidad al deslizamiento

Para la mayoría de los casos es suficiente el método de análisis del bloque rígido. Sin embargo, el método de los elementos finitos, debe utilizarse para casos en los que no se espera que tenga una distribución de tensión uniforme a lo largo de la superficie potencial de rotura.

Para evaluar la estabilidad a deslizamiento en la cimentación deben investigarse, la orientación y continuidad de juntas, fallas, y fisuras para ayudar a identificar los bloques de la piedra y las formas potenciales de inestabilidad.

- Tensión Interna – Secciones sin fisuración

Las tensiones internas pueden ser calculadas por el método de análisis estático para determinar la distribución de tensión a lo largo de un plano horizontal dentro de la presa. El método puede no ser aplicable cerca de la base donde los materiales de la cimentación pueden influir en los resultados o en el comportamiento tridimensional. Los efectos de la subpresión no son considerados en el cálculo de tensiones, pero se consideran separadamente de acuerdo con el criterio de tensión de tracción.

- Tensión Interna y estabilidad al deslizamiento – Secciones fisuradas

Las cargas aplicadas en las presas de gravedad de hormigón tienden a producir tracciones a lo largo de la superficie de aguas arriba. En general, cuando se excede la tracción admisible del hormigón, se asume que se produce una grieta que se propaga horizontalmente hasta el punto de tracción nula, dejando la sección restante no agrietada totalmente en compresión.

Las secciones de gravedad con grieta requieren que se analice esa tensión y la grieta. El proceso del análisis incluye la determinación de la profundidad de la grieta y la distribución de tensiones resultantes en la longitud no fisurada.

Sin tener en cuenta el método para determinar la profundidad de la grieta, deben ser verificadas la tensión y criterio de estabilidad en la parte no agrietada.

- Condición de Estabilidad

Según Martínez Marín, E., Batanero Akerman, P., Martínez González, I., González Ordóñez, E. (2007), una presa de gravedad de hormigón debe diseñarse para resistir, con un amplio coeficiente de seguridad las tensiones internas y el fallo a deslizamiento dentro de la presa y cimentación. Las siguientes subsecciones analizan las tensiones admisibles y los coeficientes de seguridad recomendados.

Tensión de Compresión

La compresión máxima aceptable para el hormigón en una presa de gravedad sujeta a cualquiera de las combinaciones de carga normales no debe ser mayor que la resistencia característica a compresión dividida por un factor de seguridad de 3,0. Bajo ninguna circunstancia para combinaciones de carga normal las compresiones aceptables deben exceder de 105 kg/cm² (1500 lb/in²).

El factor de seguridad 2,0 debe utilizarse para determinar las compresiones aceptables en combinaciones de carga excepcionales. Las compresiones máximas aceptables para las combinaciones de carga excepcionales nunca deben exceder de 158 kg/cm² (2250 lb/in²).

Las compresiones máximas aceptables para combinaciones de carga extremas deben determinarse de la misma manera utilizando un coeficiente de seguridad mayor que 1,0.

Se deben utilizar coeficientes de seguridad de 4,0, 2,7, y 1,3 para calcular la tensión admisible en compresión en la cimentación para las combinaciones de carga normales, excepcionales y extremas, respectivamente.

Tensión de Tracción

Para exceder la tensión de tracción admisible, debe determinarse la tensión de compresión mínima aceptable calculada sin subpresión con la expresión siguiente que tiene en cuenta la fuerza de tracción del hormigón a las superficies con subpresión:

$$\sigma_{Zu} = p\omega h - \left(\frac{f_t}{s}\right)$$

Donde:

σ_{Zu} = tensión aceptable mínima en la superficie.

p = factor de reducción para incluir los drenes.

ω = Peso específico del agua

h = profundidad bajo la superficie del agua.

f_t = tensión de tracción del hormigón en la superficie con subpresión.

S= Coeficiente de Seguridad.

Se deben especificar todos los parámetros utilizando unidades consistentes. El valor de p debe ser 1,0 si no existen drenajes, o no están operativos, o si existe rotura en la cara aguas abajo, y p debe tener 0,4 si se usan drenajes. El valor 0,4 representa la tensión aproximada en la cara aguas arriba causada por las presiones de subpresión dentro de la presa, suponiendo que los drenes están separados el 5 por ciento de la profundidad del embalse de la cara río arriba, no incluyendo el nivel del río y estando los drenajes totalmente operativos. Se requiere una determinación más exacta de p si se sitúan los desagües más lejos del paramento, si no se incluye el nivel del agua, o si los drenajes están funcionando con menos de cien por cien de eficacia. El coeficiente de seguridad 3,0 debe usarse para las cargas normales, 2,0 para las extraordinarias, y 1,0 para las combinaciones de carga extremas. El valor aceptable de σ_{Zu} , para las combinaciones de carga normales nunca debe ser inferior a 0. Debe asumirse que la fisura se produce si la tensión en la cara aguas arriba es inferior a σ_{Zu} . La fisura no se permite en las combinaciones de carga normales y extraordinarias para las presas nuevas, sin embargo, la fisura es permisible para la combinación de carga extrema si la estabilidad se mantiene y no se exceden las tensiones aceptables.

Estabilidad al deslizamiento

El factor de seguridad a deslizamiento por cortante proporciona una medida de la seguridad ante el deslizamiento por cortante en cualquier sección. La siguiente expresión es la relación entre resistencia y las fuerzas de deslizamiento que se aplica a cualquier sección de la estructura, en la cimentación, o en el contacto con la cimentación para el cálculo del coeficiente de seguridad a deslizamiento por cortante,

Q:

$$Q = \frac{CA + (\sum N - \sum U) \text{tag} \Phi}{\sum V}$$

Donde:

C=Cohesión unitaria.

A= área de sección unitaria.

$\sum N$ =suma de fuerzas normales.

$\sum U$ =suma de fuerzas de subpresión.

$\text{tag} \Phi$ =coeficiente interno de fricción

ΣV = suma de fuerzas cortantes.

El coeficiente de seguridad mínimo a cortante dentro de la presa o en el contacto del hormigón roca deberá ser 3,0 para combinaciones de carga normales, 2,0 para las excepcionales, y mayor que 1,0 para las extremas. El coeficiente de seguridad mínimo a deslizamiento en cualquier plano débil dentro de la cimentación debe ser por lo menos 4,0 para el usual, 2,7 para las excepcionales, y 1,3 para las combinaciones de carga extremas. Si el factor de seguridad calculado es menos del requerido, se necesita incluir un tratamiento de la cimentación para aumentar el coeficiente de seguridad hasta el valor requerido. Para las estructuras de hormigón con materiales de cimentación de tierras no es normalmente alcanzable el coeficiente de seguridad equivalente a los de estructuras en roca.

Según NORMAS Y REGLAMENTO DE SEGURIDAD DE PRESAS EN EL PERÚ (2017).

Figura 17

Factores de Seguridad mínimas al deslizamiento para Presas de Gravedad – Concreto y de Contrafuertes.

Tipo de Análisis(a)	Tipo de Cargas			
	Usual	Inusual (Post - sismo)	Con Sismo (MBE) (b)	Avenida (IDF)
• Factor de deslizamiento pico (PSF) (sin pruebas)	3.0	2.0	1.30	2.0
• Factor de deslizamiento pico (PSF) (con pruebas) (c)	2.0	1.5	1.10	1.50
• Factor Residual de Deslizamiento (RSF) (d), (e)	1.5	1.1	1.0	1.30

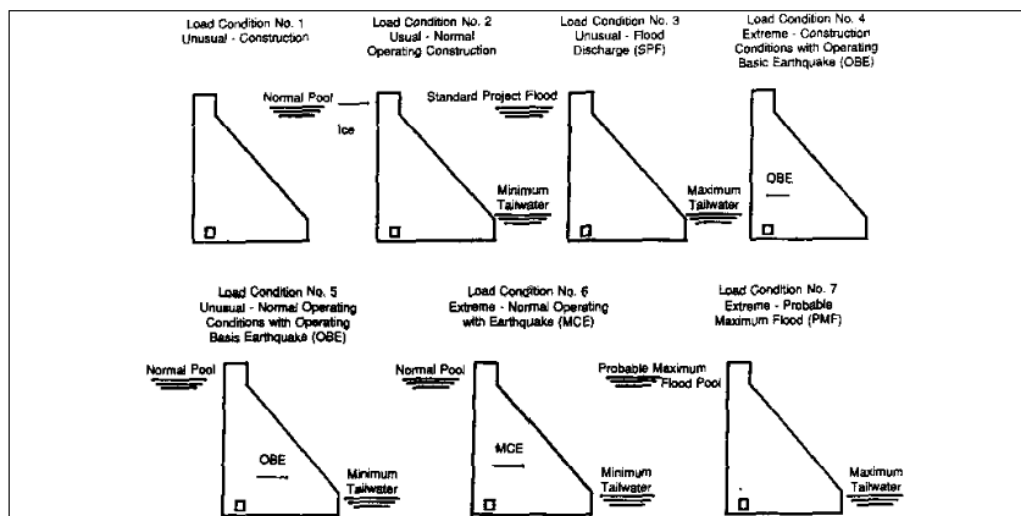
Fuente: NORMAS Y REGLAMENTO DE SEGURIDAD DE PRESAS EN EL PERÚ (2017)

Condiciones de Carga para la estabilidad

Las siguientes condiciones de carga básicas se utilizan generalmente en diseños de presas de gravedad de hormigón (ver. Figura18). Las cargas que no están indicadas deben incluirse cuando corresponda. Las secciones de entrada de energía deben ser investigado con los mamparos de emergencia cerrados y todos los conductos de agua vacíos bajo las cargas habituales (USACE 1993).

Figura 18

Condiciones de carga básicas en el diseño de presas de gravedad de hormigón.



Fuente: USACE 1993 - *Seepage Analysis and Control for Dam*

Nota.

Condición de Carga 1: Condición de Carga inusual – Construcción

Se completó la construcción de la estructura de la presa.

Sin headwater o tailwater

Condición de Carga 2: Condición de Carga usual – Operación normal.

Nivel de elevación en la parte superior de las compuertas de aliviadero cerradas donde el aliviadero está cerrado, y en la cresta del aliviadero donde el aliviadero no está cerrado.

Mínima nivel aguas abajo.

Subpresión.

Presión de hielo y limo, si corresponde.

Condición de Carga 3: Condición de Carga inusual – Descarga de inundación.

Nivel de inundación estándar del proyecto.

Puertas en las aberturas apropiadas para el control de inundaciones y nivel aguas abajo a la altura de la inundación.

Presión del nivel aguas abajo.

Subpresión.

Limo, si aplica.

No hay presión de hielo.

Condición de Carga 4: Condición de carga extrema - construcción con base de operación terremoto (OBE).

Terremoto de base de operación (OBE)

Aceleración horizontal del terremoto en dirección aguas arriba.

No hay agua en el reservorio del embalse.

Sin headwater o tailwater

Condición de Carga 5: Condición de carga inusual - funcionamiento normal con terremoto de base de funcionamiento.

Terremoto de base de operación (OBE)

Aceleración horizontal del terremoto en dirección aguas abajo.

Nivel de embalse normal (NAMO).

Elevación de aguas abajo mínima.

Subpresión anterior al terremoto.

Presión de lodo, si corresponde.

No hay presión de hielo.

Condición de Carga 6: Condición de carga extrema - funcionamiento normal con terremoto máximo creíble (MCE).

Terremoto máximo creíble (MCE).

Aceleración horizontal del terremoto en dirección aguas abajo.

Nivel de embalse normal (NAMO).

Elevación de aguas abajo mínima.

Subpresión anterior al terremoto.

Presión de lodo, si corresponde.

No hay presión de hielo.

Condición de Carga 7: Condición de carga extrema - inundación máxima probable.

Nivel de embalse extraordinario (NAME).

Todas las compuertas se abren y el nivel de embalse aguas abajo a la altura de la inundación.

Subpresión.

Presión de nivel de aguas abajo.

Presión de lodo, si corresponde.

No hay presión de hielo.

Criterios de Estabilidad

Los criterios de estabilidad para presas de gravedad de hormigón para cada condición de carga se enumeran en la Tabla 3.

Tabla 3

Criterios de estabilidad y estrés

Load Condition	Resultant Location	Minimum Sliding FS	Foundation Bearing Pressure	Concrete Stress	
	at Base	FS	Pressure	Compressive	Tensile
Usual	Middle 1/3	2.0	\leq allowable	$0.3 f'c$	0
Unusual	Middle 1/2	1.7	\leq allowable	$0.5 f'c$	$0.6 f'c^{2/3}$
Extreme	Within base	1.3	$\leq 1.33 \times$ allowable	$0.9 f'c$	$1.5 f'c^{2/3}$

Fuente: USACE (1995)

Nota. $f'c$ es la resistencia a la compresión ilimitada del hormigón durante 1 año. Los factores de deslizamiento de seguridad (FS) se basan en un programa integral de investigación y pruebas de campo. Las tensiones permitidas para el hormigón son para condiciones de carga estática.

2.3 Definición de términos básicos

- Presa CCR: Presa Compactada con Rodillo.
- Ley de Darcy: Características del Movimiento a través de un medio poroso, como el suelo.
- Gradiente Hidráulico: Es la pérdida de carga (altura piezométrica), por unidad de longitud.
- Percolación: Es el paso lento de los fluidos en un medio poroso, como el suelo.
- Deformación: Es la variación del tamaño o forma de un cuerpo por agentes externos.
- Tasa de Infiltración: Proceso por el cual el agua de la superficie de la tierra entra en el suelo.
- Análisis estático: Evaluación de un estado de estrés de una estructura sometida a fuerzas constante en el tiempo

- Análisis Pseudo estático: Evaluación de un estado de estrés de una estructura sometida a fuerzas considerando las aceleraciones máximas del sismo, mediante los coeficientes verticales y horizontales de este.

2.4 Formulación de Hipótesis

2.4.1 Hipótesis General

Los escenarios y condiciones de carga planteados para los análisis de filtraciones y estabilidad de la Presa Vizcachas respectivamente, durante las dos etapas de ejecución, permiten obtener resultados suficientemente confiables para garantizar la seguridad y funcionalidad de la estructura.

2.4.2 Hipótesis Específicas

- a. Los parámetros geotécnicos de la Cerrada y estribos, tienen parámetros aceptables para fundar la Presa Vizcachas, durante las dos etapas de ejecución.
- b. Los escenarios de análisis en las dos etapas de ejecución, permiten identificar las zonas de riesgo y así evitar exposición a la inestabilidad de la Presa Vizcachas
- c. El análisis de filtraciones de la Presa Vizcachas en las dos etapas de ejecución, logra identificar el tratamiento de impermeabilización en la fundación y cuerpo de presa.
- d. El análisis de estabilidad de la Presa Vizcachas, en las condiciones de carga analizados cuenta con Factores de Seguridad (F.S) para condición de análisis Normal ≥ 2 , Condición de análisis Inusual ≥ 1.5 y Condición de análisis Extrema ≥ 1.1 , durante las dos etapas de ejecución.

2.5 Variables

En el Anexo 8.2 del presente documento se puede visualizar la Matriz de Operacionalización de Variables de Investigación.

2.5.1 Variable Independiente

- a. Parámetros Geotécnicos
- b. Escenarios de análisis en las dos etapas de ejecución de la Presa Vizcachas.
- c. Análisis de filtraciones.
- d. Análisis de estabilidad

2.5.2 Variable Dependiente

Presa Vizcachas.

CAPÍTULO III: DISEÑO METODOLÓGICO

3.1 Tipo y método de investigación

Según Borja, M (2012) La investigación busca conocer, actuar, construir y modificar una realidad problemática. Los proyectos de ingeniería civil están ubicados dentro de este tipo de clasificación, siempre y cuando solucionen alguna problemática.

El tipo de investigación es aplicada no experimental, porque se resolverán problemas utilizando la metodología ya realizada en el registro, sin generar herramientas de medición, sino que se utilizaran las existentes que fueron empleados en diferentes investigaciones.

Según Borja, M (2012) Plantea que una forma confiable para conocer la realidad es a través, de la recolección y análisis de datos, con lo que se podría contestar las preguntas de la investigación y probar las hipótesis. Este tipo de investigación confía en la medición numérica, el conteo y frecuentemente en el uso de la estadística para establecer con exactitud patrones de comportamiento en una población.

La presente investigación tiene enfoque cuantitativo y alcance descriptivo, dado que se empleará el análisis numérico y revisión de documentos relacionados, el nivel de la investigación es explicativa.

3.2 Población de estudio

Borja, M (2012) Desde un punto de vista estadístico, se denomina población o Universo al conjunto de elementos o sujetos que serán motivo de estudio.

La población para la presente investigación está conformada por la presa Vizcacha de gravedad del tipo CCR con paramento vertical aguas arriba (excepto en los bloques del aliviadero, que tienen un talud de 1H:10V desde la elevación 4.351,20 m.s.n.m.) y paramento inclinado de 0,8H:1.0V aguas abajo, y ancho en la cresta de 7,0 m. Cuenta con un sistema de impermeabilización en la cara aguas arriba que forma una barrera para

garantizar una adecuada estanqueidad, ubicada a una altitud de 4.335,00 m.s.n.m. (cota de fundación), tiene una altura de 41,00 m y una longitud de coronamiento de 269,37 m.

3.3 Muestra y Diseño muestral

Borja, M (2012) El tamaño de la muestra muchas veces se limita por el costo que involucra, o por el tiempo disponible para la investigación.

Se tomará como muestra el cuerpo de la Presa Vizcachas en la cerrada de fundación en la zona del valle con un ancho de 50 m y altura de 29.90 m en la primera etapa de construcción y una altura de 41.00 m en la fase final de construcción, el área de fundación es de 1750.00 m², determinada a razón de que ocupa el área de interés de investigación, debido a la importancia del análisis de filtraciones y estabilidad en la zona, así como las características geológicas/geotécnicas que son de interés para el presente estudio. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.

3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Borja, M (2012) En este ítem se deben describir las técnicas que se utilizarán para recopilar toda la información de campo, se deben presentar todos los formatos utilizados en esta tarea; para el caso de proyectos de ingeniería.

Los instrumentos empleados para la recolección de datos la información disponible en el Expediente Técnico del proyecto; las Normativas y Manuales de Diseño Internacionales a emplear serán USACE, 1993. Seepage Analysis and Control for Dams, Canadian Dam Association (2007) - Dam Safety Guidelines, U.S. Army Corps of Engineers (2000) EM 1110-2-2006- Roller-Compacted Concrete, U.S. Army Corps of Engineers (2005) EM 1110-2-2100 Stability Analysis of Concrete Structures y U.S. Army Corps of Engineers (2007) EM 1110-2-6053. Earthquake Design and Evaluation of Concrete Hydraulic Structures, así como la simulación del análisis numérico en tres dimensiones (3D) a través del software MIDAS GTS NX 2019 v2.1 para el análisis de filtraciones y modelo matemático para el análisis de estabilidad.

3.5 Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos

En la presente investigación se consideraron datos de estudios realizados preliminarmente en el expediente técnico del proyecto, así como ensayos in situ realizadas durante la construcción por empresas de renombre y experiencia.

La validez de los instrumentos para la realización del presente trabajo de investigación ha sido determinada mediante normas y manuales internacionales que sirve de guía para el diseño de presas como son las emitidas por la U.S. Army Corps of Engineer (USACE) y Canadian Dam Association, el uso del software MIDAS GTS NX 2019 v2.1 programa desarrollado y distribuido por la empresa GTS NX; Midas GTS NX 2019 v2.1 es un paquete de software de análisis de elementos finitos integral que está equipado para manejar toda la gama de aplicaciones de diseño geotécnicos incluyendo cimentaciones profundas, excavaciones, sistemas de túneles complejos, análisis de la filtración, el análisis de la consolidación, diseño terraplén, análisis dinámico y estabilidad de taludes.

3.6 Técnicas de procesamiento y análisis de datos

Borja, M (2012) Nos permite generalizar los resultados obtenidos de la muestra hacia la población. Los resultados estadísticos para la muestra se denominan estadígrafos y la estadística de la población o Universo se le denominan parámetros. Los parámetros no son calculados sino más bien son inferidos desde los estadígrafos.

La técnica empleada se dio por la recolección, clasificados, tabulación y codificación de datos del expediente técnico e investigaciones in situ, para posteriormente realizar el análisis cuantitativo a través del modelo numérico empleando el software MIDAS GTS NX 2019 v2.1 y modelo matemático a través de una plantilla en Microsoft Excel; el análisis de datos se contrastó con la revisión de Normativas y manuales vigentes nacionales e internacionales.

CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS DE FILTRACIONES Y ESTABILIDAD DE LA PRESA VIZCACHAS

4.1 Ubicación de la Zona de Estudio

La ubicación del proyecto se encuentra en el departamento de Moquegua, en la provincia Mariscal Nieto, en los distritos Carumas y San Cristobal. Está al límite con el departamento de Puno aproximadamente a 1246 km desde la ciudad de Lima (aproximadamente 21 horas en transportes terrestre). La presa Vizcachas se ubica en el cauce del río Vizcachas, inmediatamente aguas abajo con cruce a los ríos Chincune y Vizcachas (en las cercanías de la localidad de Huachunta). El acceso a la presa Vizcachas es desde la ciudad de Moquegua a través de la carretera Interoceánica Sur (vía asfaltada) que conduce a la ciudad de Puno. Se entra a través de un desvío que se encuentra aproximadamente en el kilómetro 140 de la carretera Interoceánica.

Figura 19

Área geográfica donde se encuentra el proyecto de la presa Vizcachas.



Fuente: Memoria Descriptiva – STANTEC (2017)

4.2 Geología y Geotecnia de la Cerrada

4.2.1 Antecedentes Geológicos

- Morfogénesis

La conformación geomorfológica de la región en estudio está determinada por el conjunto de procesos endógenos y exógenos, y principalmente por los rasgos predeterminados por los factores endógenos, movimientos en bloques en diferentes direcciones, vulcanismo, dislocaciones disyuntivas, etc., como resultado de los cuales se formaron las estructuras tectónicas principales, mayormente durante el Paleógeno - Neógeno.

El descongelamiento posterior y la fusión glacial, dio lugar a la presencia de depósitos Fluvio Glaciares, constituidos por arenas y gravas arrastrados desde el frente del glacial por el agua de descongelamiento. Estos depósitos se extienden varios kilómetros aguas abajo, formando planicies, pampas, rellenando valles y quebradas. El área de estudio muestra los efectos de las glaciaciones andinas, sobre todo en el modelamiento del relieve, en la formación de Casquetes glaciales y en la presencia de material fluvio-glacial, cubiertos por depósitos del cuaternario reciente.

- Geología Regional

Desde el punto de vista regional, en la zona de estudio afloran rocas y suelos de edad Terciario inferior – Mioceno hasta el Cuaternario Reciente como suelos inconsolidados. El área de estudio se encuentra dentro del cuadrángulo geológico Huaitire Hoja 34-v descrito a escala 1:100,000 y a escala 1:50,000 (Huaitire 34-v-IV). Se ha tomado como base el Boletín N° 29 publicado en 1978.

Grupo Tacaza (Tm-ta):

Nombre sugerido por W. Jenks y N. D. Newell (1945). Las rocas que conforman esta unidad tienen una amplia distribución en el Sur del Perú. Estratigráficamente reposan encima del Grupo Puno y debajo del Grupo Maure, en ambos casos son discordantes angulares.

Litológicamente se puede establecer tres miembros bien definidos. El miembro inferior, consistente de sedimentos clásticos continentales. El miembro medio (tufa Carumas) está representado, de naturaleza Riolítica. El miembro superior incluye coladas de andesita y tufos brechoides, en proporciones que varían en los diferentes afloramientos.

Las intercalaciones de escaso sedimentos entre los derrames indican que existieron períodos de quietud en la actividad volcánica, en las cuales se efectuaba rápida denudación de las áreas elevadas y la consiguiente acumulación de clásticos gruesos en pequeña artesa.

Esta unidad volcánico- clástica continental ofrece una fuerte variación lateral; además, es posible apreciar discordancias locales entre los miembros que lo constituyen, aunque con más frecuencia ofrecen transiciones laterales.

Grupo Maure (Ts-vma):

Se emplea esta denominación utilizada por Mendivil (1965) para describir afloramientos similares que ocurren cubriendo sectores amplios, especialmente en la parte oriental de los cuadrángulos de Mazo Cruz y Pizacoma, Huaitire.

Litológicamente el Grupo Maure está constituido por brechas, conglomerados, areniscas, tufos, lodolitas, limolitas y arcillas. La brecha es de origen volcánico y de color gris verdoso, Las areniscas son de grano medio, color pardo amarillento a rosado y fácilmente disgregables, las areniscas conglomeráticas tienen coloración grisácea y matiz tufácea. Los tufos de composición dacítica o Riolítica son de naturaleza lítica y presentan una coloración amarillenta a crema, tienen poca consistencia y abundantes inclusiones de pómez y otras rocas e intercalaciones de lechos de arcilla blanquesina. Los conglomerados tienen esencialmente clastos de cuarcita y andesitas.

Las rocas descritas ofrecen topografía suave, constituyendo pequeñas colinas de laderas con pendientes moderadas. Excepcionalmente en algunos valles se han distinguido paredes casi verticales. En el área, la secuencia estudiada no se ha

determinado el contacto infrayacente, posiblemente suprayace en discordancia angular sobre el Volcánico Tacaza e infrayace a los tufos Sencca con débil discordancia. Estructuralmente ofrecen pliegues simples observándose buzamiento entre 15° a 20° al noreste.

Edad y correlación: La edad de esta formación queda establecida en base a sus relaciones estratigráficas ya que no se han recolectado fósiles. Esta unidad suprayace en discordancia angular a las rocas del Volcánico Tacaza cuya edad se presume sea miocénica, e infrayace a las rocas del Terciario superior, por tanto, los límites de la formación en discusión se ubicarían en el mioceno-Plioceno. Corrobora este hecho el estudio de la Geología de Bolivia por AHLFLD. Se correlaciona a la Formación Maure con los estratos Mauri y con los tufos Huaylillas descrito por Wilson y Garcia (1962) en los cuadrángulos Pachia y Palca.

Formación Sencca (Ts-vse):

Las rocas que constituyen esta unidad fueron descritas por primera vez por Mendivil (1965).

Afloramientos de esta formación ocurren en diferentes sectores del cuadrángulo y el área estudiada, se exponen en forma horizontal a sub horizontal cubriendo superficies de erosión pre existente.

Esta unidad está constituida por volcánicos de naturaleza piroclástica de composición mayormente Riolítica, con variaciones a tobas andesíticas, y dacíticas, siendo frecuente los tufos líticos brechoides poco compactados, livianos y porosos con grandes granos de cuarzo, feldespato y hojitas de mica. La coloración es variable entre blanco crema y rosado, tomando por alteración un color parduzco.

El intemperismo los ataca reduciéndolos a bloques irregulares de diferentes tamaños y mostrando una erosión característica, sin embargo, en los cortes de algunas quebradas del altiplano estas rocas ofrecen disyunción columnar.

Los estudios micropetrográficos de estas rocas ponen de manifiesto la presencia de fragmentos de cuarzo hasta de 2 mm de sección con bordes corroídos, cristales

subhedrales de feldespato, variedad oligoclasa, biotita en forma de pequeñas placas flexionadas y óxidos, los minerales accesorios consisten de calcita, sericita, limonita, apatita, zircón y opacos en matriz vitria.

Topográficamente, constituyen formas más o menos planas o ligeramente inclinadas, cuando sobre las planicies se han labrado quebradas, estas presentan flancos escarpados. Estructuralmente, la secuencia se presenta afectada por fallas de pequeños desplazamientos o intensamente fracturados y con débil buzamiento siguiendo generalmente la superficie sobre la cual se ha depositado.

La potencia total de los tufos Sencca no alcanzan los 100 m, siendo en la mayoría de los casos no mayor de 30 m. Edad y correlación: No disponiendo de edades radiométricas que precisen la edad de los volcánicos Sencca, nos valemos de sus relaciones estratigráficas para determinar su edad, yacen con regularidad y mediante una superficie de erosión sobre el Grupo Maure de edad Pliocénica e infrayacen a los depósitos de la Formación Capillune de edad Pliocuaternaria, por tal razón su disposición debió ocurrir en el Plioceno superior.

Formación Capillune (Ts-ca):

El nombre de esta formación fue dado por S.Mendivil (1965) quien estudio las características litológicas de la sección tipo, ubicada en las vecindades de la localidad de Capillune, la litología consiste en una serie sedimentaria lacustre, compuesta por aglomerados, areniscas, alternante de areniscas arcósicas de grano fino pobremente diagenizadas con colores grises a amarillentos en capas delgadas, lentes de areniscas conglomerádicas, dentro de una matriz tufácea pómez, piroclastos, limolitas y arcillas con coloraciones grises, blanco amarillentas y verdosas. La uniformidad litológica y textural de la formación es frecuente en extensos afloramientos. Topográficamente, conforman pequeñas lomadas de cumbres más o menos horizontales, y mamelones esparcidos en la región o conformando tierras bajas que cubren amplias zonas, se encuentra en posición horizontal a ligeramente inclinadas sin ofrecer mayores deformaciones estructurales.

Esta formación se desarrolló ampliamente alcanzando un grosor de 200 m, el tamaño de los guijarros varía de 10 a 50 cm de diámetro en escasa matriz areno-tufaceo de color gris amarillento.

Edad y correlación: Esta unidad ofrece las siguientes relaciones estratigráficas: suprayace en discordancia erosional al Volcánico Tacaza y en débil discordancia o concordantemente al Volcánico Sencca (Plioceno inferior a medio) e infrayace en discordancia erosional al Volcánico barroso del pleistoceno, por tanto, se le asigna una edad Plioceno superior.

Grupo Barroso (TQ-vba):

Se conoce con este nombre a un complejo de rocas volcánicas que fueron descritas por Wilson y García (1962). El nombre proviene de la cordillera del Barroso ubicada en el cuadrángulo de Palca (departamento de Tacna). Posteriormente S.Mendivil (1965) diferencia tres unidades dentro de este complejo de rocas intrusivas, las mismas que de abajo hacia arriba son descritas con los nombres siguientes: volcánico Chila, volcánico Barroso y volcánico Purupurine.

Corresponde una serie de rocas volcánicas compuestas mayormente de lavas andesíticas y de ignimbritas hacia el tope. La posición de las lavas y piroclásticos es inclinada sobre los flancos de los conos y horizontal o casi horizontal cuando se alejan de estos. Se presentan en coladas de 2 a 10 m de espesor y alcanzan una potencia máxima de 1,000 m. La roca tiene una pátina rojiza y en corte fresco muestra una matriz violácea y algunas veces gris con unas manchas blancas correspondientes a fenocristales de plagioclasas. La disyunción en placas, es muy frecuente al igual que la erosión en bolas, estas últimas presentan en muchos casos pequeñas crestas de dirección anárquica.

La parte superior del volcánico Barroso está compuesta de ignimbritas, éstas se han depositado después de una erosión glaciaria que afectó a las rocas del volcánico Barroso ya emplazadas. Las ignimbritas rellenan anchos valles y también forman un gran manto sobre el que se ha formado. Las pampas presentan a veces una disyunción

columnar y figuras caprichosas de erosión eólica. En la secuencia del volcánico Barroso se distinguen dos miembros litológicos definidos por su composición y textura: El miembro inferior consta de corrientes lávicas con algunas intercalaciones de brechas y aglomerados, de composición principalmente andesítica y dacita; el miembro superior es de naturaleza tufácea, está constituido por los llamados “tufos de cristales” de composición fundamentalmente traquítica a traquiandesítica.

Edad y correlación: Para localizar en la escala geológica se referencia su posición estratigráfica, según la cual se sabe que sobreyacen a la Formación Capillune de edad pliocena e infrayacen a los depósitos del cuaternario antiguo por lo que tentativamente, se ubica al grupo Barrosos entre el Plioceno y el Pleistoceno.

4.2.2 Geología local

Estratigrafía

En la cuenca del Río Vizcachas y alrededores de la Presa, quebrada Chincune, en general la geología es muy simple, compuesta por derrames volcánicos que varían desde volcánico sedimentario, Grupo Maure (lodolitas, limolitas y lutitas, areniscas, conglomerados Riolíuticos e ignimbritas); Formación Vizcachas, conformado por derrames y material efusivo como, tufos, ignimbritas y piroclásticos, riodacita, en la parte superior cubiertos parcialmente por material clásticos reciente del cuaternario. En la zona de la Presa Vizcachas, en general la geología es uniforme, corresponde a derrames volcánicos de la Formación Vizcachas constituidos por tufos, ignimbritas, piroclastos Riolíuticos cubiertos parcialmente por materiales recientes como, aluvial, fluvial, coluvial y depósitos de bofedal.

Volcánico Vizcacha

Aflora hacia el Noreste de la presa Vizcachas; en general la geología es muy simple, caracterizada por conos volcánicos con derrames volcánicos que varían desde lavas Riolita, riodacita, piroclastos desde lapilli hasta ceniza de partículas muy finas. En la

literatura se denominan tufos, ignimbritas y brechas. El cartografiado Geológico realizado a escala 1:50,000 (Hwaitire 34-v-IV) lo denominan Formación Vizcachas (Nm-vi). Superficialmente están cubiertos parcialmente por materiales recientes como fluvio glacial, aluvial, fluvial, coluvial y depósitos de bofedal, eólico.

Grupo Maure (Ts-vma)

El Grupo Maure se divide en tres miembros como sigue:

Miembro Inferior Sedimentario (Nm-ma/sed)

Litológicamente está constituido por limolitas, lodolitas y lutitas de color marrón rojizas con intercalación de limolitas arenosas; son compactas e impermeables (corroborado en las calicatas realizadas en la zona del embalse, barraje). Las areniscas son de grano medio, color pardo amarillento a rosado, tienen una granulometría fina a media, a veces conglomeráticas, estratificadas en bancos que llegan a 80 cm de espesor depositados en forma de capas lenticulares, alternando con abundantes inclusiones de lapilli y pómez. Las capas se hallan horizontal o ligeramente inclinadas al suroeste. Este conjunto de rocas hace pensar en un ambiente lacustre perceptible.

Miembro tufáceo (Nm-ma/tb)

Litológicamente está constituida por ceniza, arena, brechas, conglomerados de origen volcánico, Los tufos de composición dacítica o Riolítica son de naturaleza lítica y presentan una coloración amarillenta a crema, tiene poca consistencia y abundantes inclusiones de pómez. Los conglomerados tienen esencialmente clastos de cuarcita y andesitas.

Miembro Superior (Nn-ma/lv).

Suprayace al miembro tufáceo en concordancia como coladas de andesitas o de Riolita, alternando con secuencias dendríticas: este conjunto dendrítico-volcánico se extiende más o menos lejos de la Puna correlacionándose con pequeños horizontes de conos volcánicos que han sido erosionados posteriormente.

Unidades superficiales

Estos depósitos conocidos como material cuaternario, mayormente provienen de la desintegración de rocas tufáceas, riolíticas en menor proporción lavas andesíticas y dacíticas. Ambos tipos de roca han sido alterados por la meteorización hasta transformarlas prácticamente en argilitas, y arenas de grano fino, conservando solamente la textura de los pórfidos, los depósitos que se describen representan gravas gruesas a grano fino, rellenos por material limo-arenoso y arcilloso, a veces con lentes arenosos de granos gruesos.

Los depósitos eluviales formados a partir de tufos representan acumulación de depósitos sueltos compuestos por detritos de rocas de basamento no descompuestos, en una matriz limo arenosa; el espesor de la zona de meteorización varía de pocos centímetros hasta menores de 2 m.

Subyacen rocas del basamento intensamente fisuradas con manchas de óxido de hierro, que se desintegran fácilmente en grava gruesa con detritos menudos y medios. Las acumulaciones eluvial-coluviales en la superficie son de menor espesor (10 cm a 40 cm).

Las unidades superficiales en el proyecto están conformadas por:

Depósitos Eólicos (Q-eoal)

Los materiales eólicos presentes en la zona están conformados casi en su totalidad por acumulaciones de ceniza y arena volcánica con granos mayormente de vidrio volcánico, feldespatos y cuarzo, distribuidos de manera irregular, mezclados con material coluvial en superficies amplias de la cuenca tanto en Vizcachas.

Depósitos Coluviales (Q-co)

Están compuestos por una mezcla heterogénea de cantos angulosos de rocas volcánicas en una matriz areno-limosa y no presentan estratificación. Los cerca de la Presa Vizcachas.

Depósitos Fluviales (Q-fb)

Son materiales en actual proceso de transporte y deposición transportados y depositados por el agua; su tamaño varía desde arena fina hasta gravas gruesas, cantos y bloques. Las facies más gruesas presentan bordes redondeados distribuidos en forma estratiforme, con cierta clasificación, que pueden ser observados a lo largo de todo el valle de río Chincuni, Chilota, Vizcachas y en sus pequeños afluentes como en la quebrada Calasaya. Los depósitos aluviales y fluviales constituyen una fuente de recursos de materiales de construcción.

Depósitos Aluviales (Q-al)

Los depósitos aluviales son depósitos inconsolidados, están constituidos por los materiales arrastrados por los ríos y depositados a lo largo de su trayecto formando los lechos, terrazas y llanuras de inundación de espesores variables, concentrándose mayormente en los flancos de los ríos Chilota, Vizcachas, Calasaya y Chincuni. Los depósitos aluviales recientes que se encuentran generalmente en los cauces de los ríos están constituidos principalmente por gravas, arenas y limos, de clastos sub-redondeados a redondeados en la mayoría de los sectores cubiertos por material inorgánico reciente eólico y vegetación.

Depósitos Bofedales (Q-bo)

Se encuentran circunscriptos al altiplano, en los nacimientos de las quebradas, ríos y puquiales. Estos están constituidos por pequeños depósitos de arenas arcillosas, con materia vegetal descompuesta en zonas pantanosas, con presencia de agua permanente donde crecen variedades de pasto natural que ocupan la depresión de las quebradas Vizcachas, Chincune, Calasaya y en algunos sectores que afloran puquiales.

Depósitos Aluviales-coluviales (Q-al/m org)

Compuesto por materia orgánica en depósitos recientes no consolidados caracterizados por presencia de limo y arcilla inter-estratificada, con almacenamiento

de agua en temporadas de invierno y en la superficie se encuentra cubierto por suelo inorgánico, con presencia de vegetación.

Depósitos fluvioglaciares (Q-fg)

Su composición es muy heterogénea y anisotrópica, contienen fracciones desde gravas gruesas a limos con bloques y bolones de diferente tamaño subredondeados, son polemíxticas, no están clasificadas y su granulometría es heterogénea, presentan fracciones más finas, predominando limos y algo de arcilla.

4.3 Geomorfología de la Cerrada.

El área de estudio pertenece a la unidad morfológica del Altiplano, donde se destaca cadenas de cerros, a manera de colinas bajas, a las cuales se les denomina lomadas tipo AA. Estas lomadas se caracterizan por ofrecer perfiles suaves y alturas más o menos uniformes; en general las planicies del Altiplano se caracterizan por conformar pampas sub-horizontales con ligera pendiente hacia el Noroeste en la zona de Vizcachas.

El relieve en el área del presente estudio está caracterizado por presentar morfologías diferenciadas en la que se han determinado las siguientes sub unidades: Conos volcánicos, laderas de montañas, cauces fluviales, planicies, bofedales.

Las unidades geomorfológicas regionales están referidas al Arco del Barroso y al Altiplano y las unidades geomorfológicas locales consideran unidades morfo genéticas, representadas por los valles, planicies, lomadas, unidades glaciáricas, bofedales.

El relieve del terreno está íntimamente relacionado con los afloramientos de las formaciones geológicas que predomina una morfología sub horizontal alternándose con superficies suavemente onduladas.

Estructuralmente en el área de estudio se observaron algunos sistemas de débil fracturamiento y algunas fallas subparalelas al Eje de la Presa Vizcachas.

Durante los estudios efectuados a lo largo de la vía de acceso de la Interoceánica a la Presa no fue posible observar ni cartografiar fallamiento importante ni tampoco ninguna evidencia neotectónica.

Estructuralmente en el área, en las vías de acceso internas en Vizcachas no se observan plegamientos ni fallamientos cartografiables, sólo se observaron algunos sistemas de débil fracturamiento.

No se puede establecer enfáticamente cuales son las fallas que se encuentran en la región. Los estudios efectuados en la Carta Geológica Nacional deducen la posible presencia de fallas longitudinales paralelas a la cadena montañosa de los Andes que corre en dirección noroeste, secundariamente a esta falla se encuentra un sistema de fallas normales con rumbo NESO perteneciente al bloque estructural Huaitire relacionado al lineamiento transversal Moquegua-Puno; no es posible reconocerlas porque los rasgos característicos de fallamiento han sido erosionados y cubiertos con detritus de talud o coluvial.

En las formaciones volcánicas se encuentran fracturas y diaclasas propias del enfriamiento de las lavas y derrames volcánicos, con rumbo NE-SO y algunas con relleno de material fino y brechoso de poca o ninguna importancia. No tienen influencia sobre la zona de acceso a la Bocatoma Titire ni en la Presa Vizcachas.

4.4 Análisis de Filtraciones

Para el análisis de filtración de la presente investigación, se ha empleado el software por elementos finitos (FEM) MIDAS GTS NX V2019.2.1.

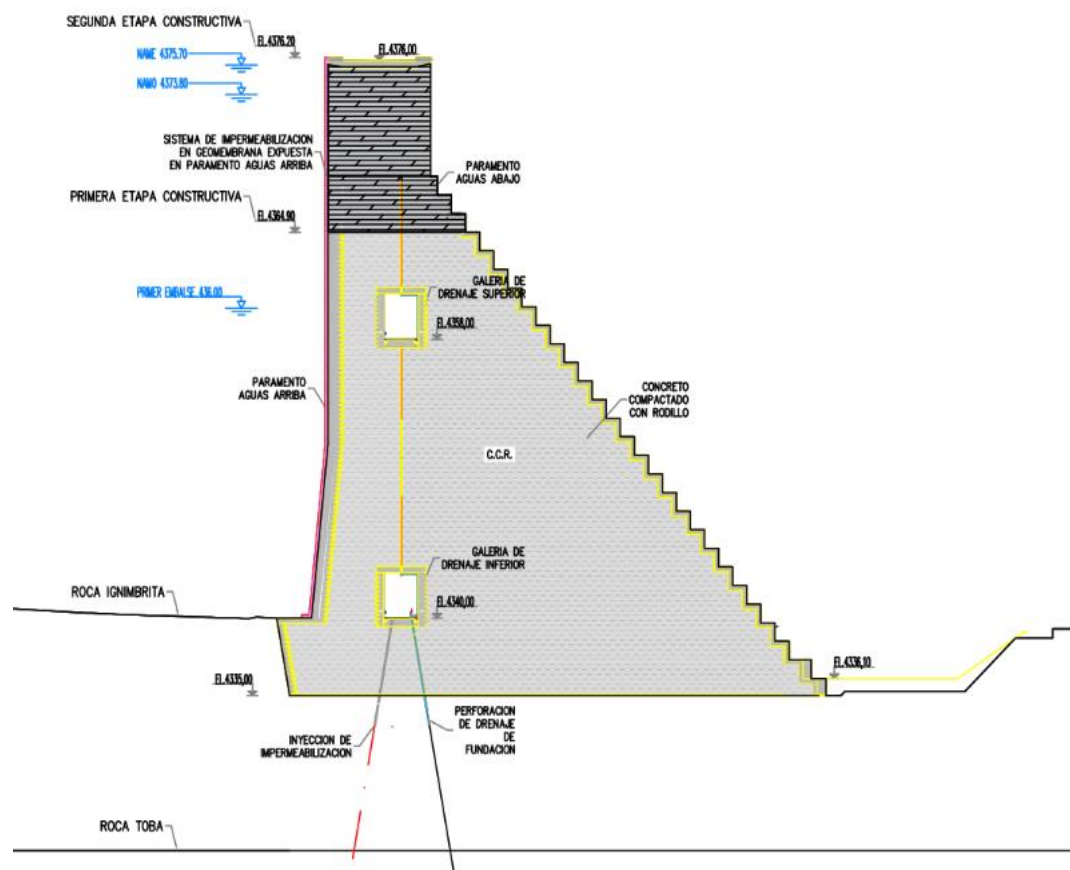
Para la idealización de la geometría de estudio, la configuración del terreno en la sección de análisis se ha simplificado a fin de mejorar la interpretación de los resultados, tal como se muestra en la Figura 20 que presenta la sección idealizada en el valle (progresiva 0+180) con un ancho de 50 m correspondiente a la zona de mayor influencia de la presa. La profundidad de los estratos se considera de acuerdo a las exploraciones in situ en el eje de la cerrada, con una profundidad de 50 m por debajo de la presa equivalente al 140% de la máxima carga hidráulica (35.7 m). Esta profundidad se considera adecuada

para las condiciones de lugar. Se utilizó una cortina de inyecciones de 30 m en el valle. Para las condiciones de borde se ha considerado, aguas arriba, el nivel máximo extraordinario del embalse (NAME) y aguas abajo, la cota del nivel del terreno. No se ha realizado el análisis con el máximo nivel de operaciones (NAMO), debido a que sólo difiere 1.9 m respecto al NAME.

El análisis a su vez considera las dos etapas de construcción de la Presa Vizcachas (ver Figura 20).

Figura 20

Etapas Constructivas de la Presa Vizcachas.



Fuente: Fuente Propia

Nota. Primera etapa de construcción: con una altura inicial 29.90 m, entre elevaciones 4335.00 – 4364.90 m.s.n.m, pantalla de impermeabilización hasta la elevación 4361 m.s.n.m. y carga total aguas arriba hasta la elevación 4360.00 m.s.n.m.

Segunda etapa de construcción: con una altura complementaria de 11.30 m, entre elevaciones 4364.90-4376.20 m.s.n.m. pantalla de impermeabilización hasta la elevación 4376.20 m.s.n.m. y carga total aguas arriba hasta el NAME 4375.70 m.s.n.m.

4.4.1 Propiedades de los Materiales

De acuerdo con los resultados de los ensayos de permeabilidad realizados de manera in-situ durante la construcción, se ha optado por considerar valores promedios de conductividad hidráulica para la roca tipo Ignimbrita y roca tipo Toba. En la Tabla 4 se presentan las propiedades hidráulicas de los materiales en el valle.

Tabla 4

Valores de permeabilidad (Km/sec), obtenidos in situ

Estrato	Profundidad	K(m/sec)
Ignimbrita 1	0.1 a 7.65	1.30E-07
Tobas soldadas	7.65 a 16.50	7.34E-08
Tobas inconsolidadas	16.50 a 36.60	7.34E-08
Tobas moderadamente consolidadas	36.60 a 50	1.43E-06

Fuente: Fuente Propia

Nota. La cortina de inyecciones genera una franja en el macizo rocoso con permeabilidad baja por causa del efecto de sellamiento que logra cuando la lechada de cemento llenó las fracturas presentes en la roca. La permeabilidad de esta franja se ha considerado del orden de 1.0×10^{-8} m/s. La permeabilidad de la cortina de inyección se ha obtenido según las recomendaciones de USBR.

En el caso del cuerpo de la presa Vizcachas, esta ha sido considerada como superficie consistente de Concreto Compactado con Rodillo (CCR) con talud aguas arriba

impermeabilizado con geomembrana de baja permeabilidad (1×10^{-2} m/s), de acuerdo a data proporcionada por el fabricante, CARPI.

4.4.2 Escenarios de Análisis.

Debido a la poca cantidad de ensayos de permeabilidad ejecutados en campo, además de evaluar el comportamiento de la cortina de inyecciones, y el comportamiento de la membrana CARPI aguas arriba de la presa, se han planteado cuatro escenarios de análisis en la sección del valle, de interés. Los escenarios de análisis considerados en el modelo son:

- Escenario 1: Análisis de flujo sin considerar la cortina de inyecciones en la fundación y membrana de impermeabilización aguas arriba de la presa, considerando la primera etapa de ejecución hasta la elevación 4364.90 m.s.n.m. y carga hidráulica total hasta la elevación 4360.00 m.s.n.m.
- Escenario 2: Análisis de flujo considera la cortina de inyecciones en la fundación y membrana de impermeabilización aguas arriba de la presa, considerando la primera etapa de ejecución hasta la elevación 4364.90 m.s.n.m. y carga hidráulica total hasta la elevación 4360.00 m.s.n.m.
- Escenario 3: Análisis de flujo sin considerar la cortina de inyecciones en la fundación y membrana de impermeabilización aguas arriba de la presa, considerando la segunda etapa de ejecución hasta la elevación 4376.20 m.s.n.m. y carga hidráulica total hasta la elevación 4375.70 m.s.n.m.
- Escenario 4: Análisis de flujo considera la cortina de inyecciones en la fundación y membrana de impermeabilización aguas arriba de la presa, considerando la segunda etapa de ejecución hasta la elevación 4376.20 m.s.n.m. y carga hidráulica total hasta la elevación 4375.70 m.s.n.m.

Debido a que la sección del valle es la más crítica, se evaluará esta sección considerando el caudal de filtración, los gradientes de salida y las sub presiones

actuales. Así como comparar el comportamiento del flujo entre las dos etapas constructivas.

4.5 Análisis de Estabilidad

El análisis de estabilidad de la Presa Vizcachas se ha realizado matemáticamente, considerando una sección idealizada para la sección del valle, para las dos etapas constructivas.

4.5.1 Datos de Diseño

En esta sección se definen los niveles de carga hidráulica, carga de sedimentos y niveles de fundación y coronamiento de la presa que se emplearon para el análisis de estabilidad de la presa Vizcachas.

Niveles de agua

Condiciones normales (NAMO):

- Elevación aguas arriba: 4373.80 m.s.n.m.
- Elevación aguas abajo: 4339.30 m.s.n.m.

Condiciones Inusuales (NAME):

- Elevación aguas arriba: 4375.70 m.s.n.m.
- Elevación aguas abajo: 4343.00 m.s.n.m.

Niveles de sedimentos

- Nivel máximo de sedimentos (NMS): 4351.7 msnm.

Cotas y dimensionamientos

- Cota de corona de presa: 4376.00 m.s.n.m.
- Cota de cimentación de presa: 4335.00 m.s.n.m.
- Cota de terreno aguas arriba: 4337.50 m.s.n.m.
- Cota de terreno aguas abajo: 4337.30 m.s.n.m.

- Altura de la presa: 41.00 m
- Base de la Presa: 36.62 m
- Ancho de corona: 7.00 m.

4.5.2 Materiales

Concreto compactado con rodillo

Las propiedades del RCC son definidas en función de la resistencia a la compresión característica a los 90 días.

La resistencia a la compresión admisible del concreto compactado con rodillo es similar a la del concreto convencional y será obtenida del Manual de Ingeniería de Diseño de Presas de Gravedad del US Army [11] la cual indica que debe ser igual a:

- $f_{c_{adm_n}} = 0,30 f'_c$ Para la condición normal.
- $f_{c_{adm_i}} = 0,50 f'_c$ Para la condición inusual.
- $f_{c_{adm_e}} = 0,90 f'_c$ Para la condición extrema.

La resistencia a la tensión del concreto compactado con rodillo dependerá de la zona analizada, si se encuentra sobre o entre la junta horizontal y si la junta tiene o no mortero de pega, el Manual de Ingeniería de Provisiones de Diseño Sísmico para Presas de Concreto Compactado con Rodillo del US Army indica que para RCC con resistencia a la compresión característica menores a 2,000psi la resistencia a la tensión:

- $f_{t_m} = 0,055 f'_c$ para RCC matriz

Los criterios para la obtención de las tensiones admisibles para el análisis estático son extraídos de las recomendaciones de la referencia Manual de Ingeniería de Provisiones de Diseño Sísmico para Presas de Concreto Compactado con Rodillo del US Army :

- $f_{t_{adm_n}} = 0,00 f_t$ Para la condición normal.
- $f_{t_{adm_i}} = 0,90 f_t$ Para la condición inusual.
- $f_{t_{adm_e}} = 1,33 f_t$ Para la condición extrema.

Tabla 5

Resistencias a la compresión y tensión admisibles del CCR

Resistencia a la compresión RCC (Mpa)	Condición de Carga	Resistencia a la compresión admisible f_c (MPa)	Resistencia a la Tensión admisible f_t (MPa) - Matriz
14	Normal	4.2	0
	Inusual	7	0.69
	Extrema	12.6	1.02

Fuente: Fuente Propia

El módulo de elasticidad del RCC es determinado al igual que el concreto convencional de acuerdo al ACI318.

$$E_{CCR} = 4700\sqrt{f'c} \text{ y } \nu = 0.20$$

$$E_{CCR} = 17,585 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0.20$$

La densidad del RCC depende principalmente de la densidad del agregado y el grado de compactación, el rango de valores de densidad para concreto masivo convencional varia entre 2.240 a 2.560 kg/m³, el valor de la densidad se tomará igual a: 2.35 t/m³. Los parámetros de resistencia al corte se definirán acorde al manual de diseño concreto compactado con rodillo USACE (EM 1110-2-2006) y ACI 207.5, el cual indica que el ángulo de fricción para todos los casos se tomará igual a 45° y la cohesión será tomada como 10% $f'c$ para concreta matriz

$$\phi : 45^\circ \quad \text{Ángulo de fricción.}$$

$$c_m : 1.40 \text{ MPa} \quad \text{Cohesión del RCC matriz.}$$

Fundación

Todas las propiedades del macizo rocoso y del contacto RCC-fundación son definidas en la tabla 6.

Tabla 6

Parámetros Geotécnicos del macizo rocoso.

Parámetros del macizo	Unidades	Fondo de Valle
Peso específico	t/m ³	2.22
Esfuerzo admisible	Mpa	15.80
Angulo de fricción	Grados	43.00
Cohesión- c	MPa	0.86
Poisson		0.25
Elasticidad	MPa	5,200.00

*Fuente: Propia*Fundación – RCC

Tabla 7

Parámetros Geotécnicos Fundación - RCC

Parámetros del macizo	Unidades	Fondo de Valle
Angulo de fricción	Grados	50.00
Cohesión - c	MPa	0.14

*Fuente: Propia*Sedimentos:

Tabla 8

Parámetros Geotécnicos de los Sedimentos

Parámetros de los sedimentos	Unidades	Valor
Peso específico (ys)	t/m ³	1.63
Peso específico sumergido (y's)	t/m ³	1.2
Coeficiente de presión activa - Ka		0.35
Coeficiente de presión sísmico – Ka _{MCE} / OBE		0.78 / 51

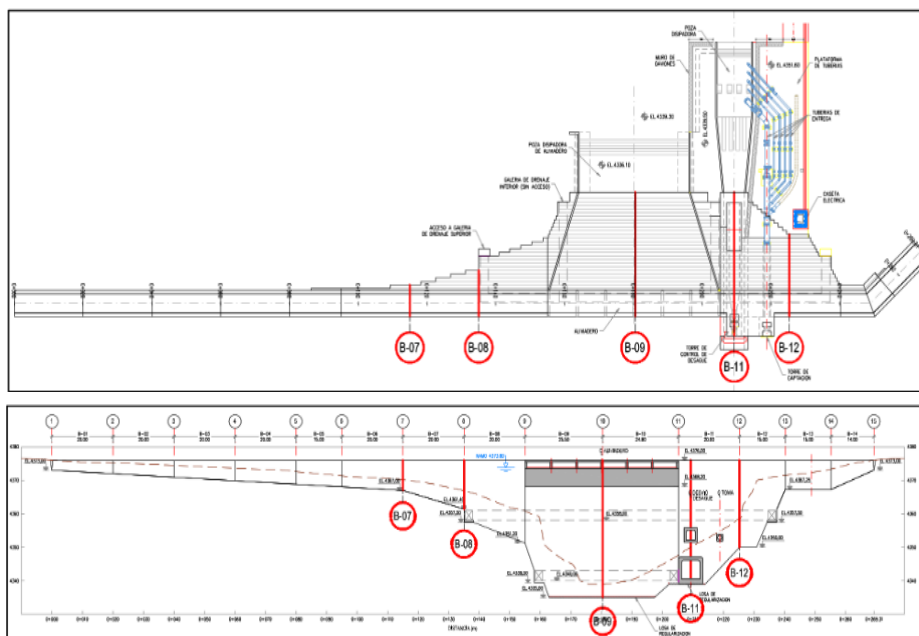
Fuente: Propia

4.5.3 Geometría de la Presa.

La presa Vizcachas es de tipo gravitacional de concreto compactado con rodillo de 41m de altura, está constituido por 14 bloques separados por juntas de contracción transversales, el espaciamiento de las juntas van desde 25,5m en el bloque “B-09” en la parte central hasta 14m en el bloque “B-14”, estas juntas están dispuestas con el fin de evitar los riegos de agrietamiento generado por la tensiones térmicas, la configuración de bloques se puede observar en la Figura 21. El bloque de mayor altura es la que corresponde a la sección que contiene el aliviadero “B-09” y “B-10”, Este bloque es el que va estar sometido a los mayores esfuerzos y será verificado por estabilidad global.

Figura 21

Planta y elevación de la Presa Vizcachas – Esquematización de Bloques

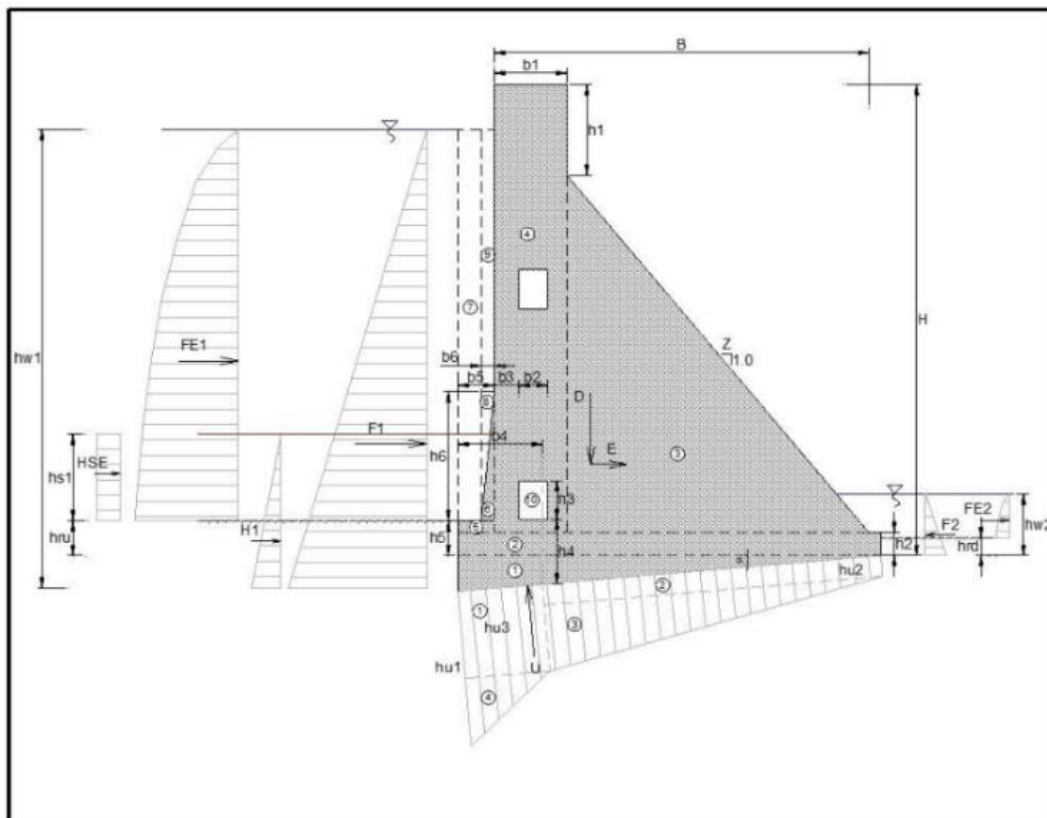


Fuente: Fuente Propia

Las cargas a considerar dentro del análisis de estabilidad global de la Presa Vizcachas se muestran en la Figura 22, que intervienen en el análisis de estabilidad.

Figura 22

Diagrama de cargas consideradas en el análisis estático

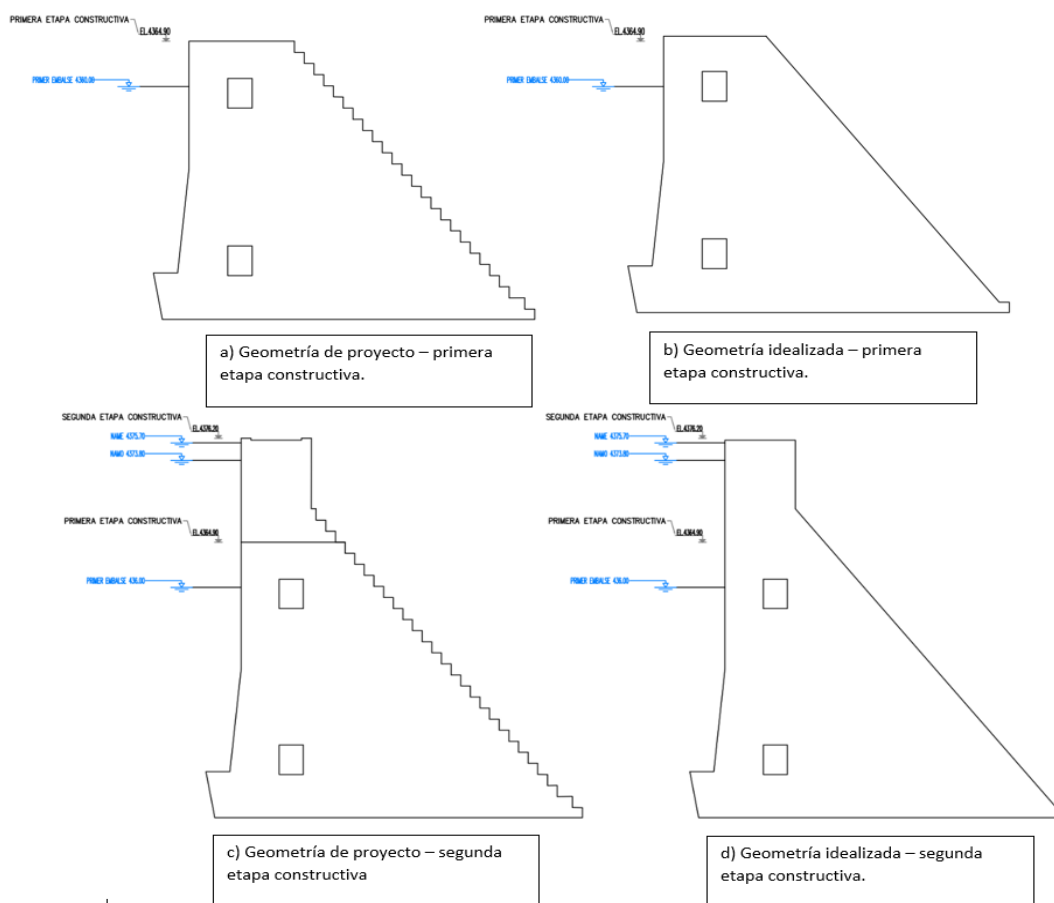


Fuente: Fuente Propia

En la Figura 23 se muestra el modelo empleado para la verificación del análisis de estabilidad, el bloque será analizado con una sección típica con un ancho unitario de 1m;

Figura 23

Modelo idealizado para el bloque 09, en la primera etapa constructiva (referencias a y b) y segunda etapa constructiva (referencias c y d).



Fuente: Fuente Propia

4.5.4 Estados de Carga

Peso Propio (D)

El peso propio de la estructura se obtiene de multiplicar el área de RCC de la sección analizada por la densidad del RCC.

$A_{RCC} = 715.17 \text{ m}^2$	(Área de RCC – Bloque 09).
$\gamma_{RCC} = 2.35 \text{ t/m}^3$.	(Peso específico del RCC)
$D = 1680.65 \text{ t/m}$	Peso del RCC por metro lineal.

Carga Sísmica (E)

El análisis sísmico pseudo-estático se realiza para las verificaciones de estabilidad global de la presa (deslizamiento y volteo) de la presa.

La fuerza debido al sismo será calculada multiplicando la masa de la estructura por su coeficiente pseudo-estático horizontal, este coeficiente es definido

Sismo MCE:

- Aceleración pico horizontal (PGA_h) : 0.57g
- Aceleración pico vertical (PGA_v) : 0.38 g
- Coeficiente pseudo-estático horizontal (K_h) : 0.38g

Sismo OBE:

- Aceleración pico horizontal (PGA_h) : 0.27g
- Aceleración pico vertical (PGA_v) : 0.18 g
- Coeficiente pseudo-estático horizontal (K_h) : 0.18g

Carga Sedimentos (H_S)

La altura de sedimentos se determina por la diferencia entre el nivel máximo de sedimentos y el nivel del terreno aguas arriba de la presa, para el bloque B-09, sección que corresponde al aliviadero, se determinará las fuerzas totales del sedimento $h_s = 4.351,7 - 4.335,0 = 16,7\text{m}$, y el coeficiente de empuje activo $K_a = 0,35$.

$$H_S = \frac{K_a h_s^2 \gamma' s}{2}$$

$$\text{BRAZO}_{H_S} = h_s/3$$

Con lo cual:

$$H_S = 58.57 \text{ t/m}$$

$$\text{BRAZO}_{H_S} = 5.57 \text{ m.}$$

Carga Sedimentos Sísmica (H_{SE})

La carga sísmica por sedimentos es obtenida a partir del coeficiente empuje dinámico y se calculará con la siguiente ecuación:

$$K_{ae} = \frac{(\cos(\phi - \varphi))^2}{(\cos \phi)^2 (1 + \sqrt{\tan \phi \sin(\phi - \varphi)})^2}$$

$$\varphi = \tan^{-1}(kh)$$

La fuerza sísmica del sedimento es obtenida de:

$$H_{SE} = \frac{(K_{ae} - K_a) h' s^2 y' s}{2}$$

$$\text{BRAZO}_{HSE} = 0.6h's+5$$

Donde h's es la altura donde aplica la carga sísmica de sedimentos y será igual a 16,7-5,0 = 12,7m., en resumen:

Tabla 9

Carga de sedimentos para sismos MCE y OBE

Sismo	K _{ae}	K _a	H _{se} (T/m)	BRAZO H _{se} (m)
MCE	0.78	0.35	41.61282	12.62
OBE	0.51	0.35	15.48384	12.62

Fuente: Propia

Carga Hidrostática (F)

La Presión hidráulica en la cara de la presa aguas arriba y aguas abajo.

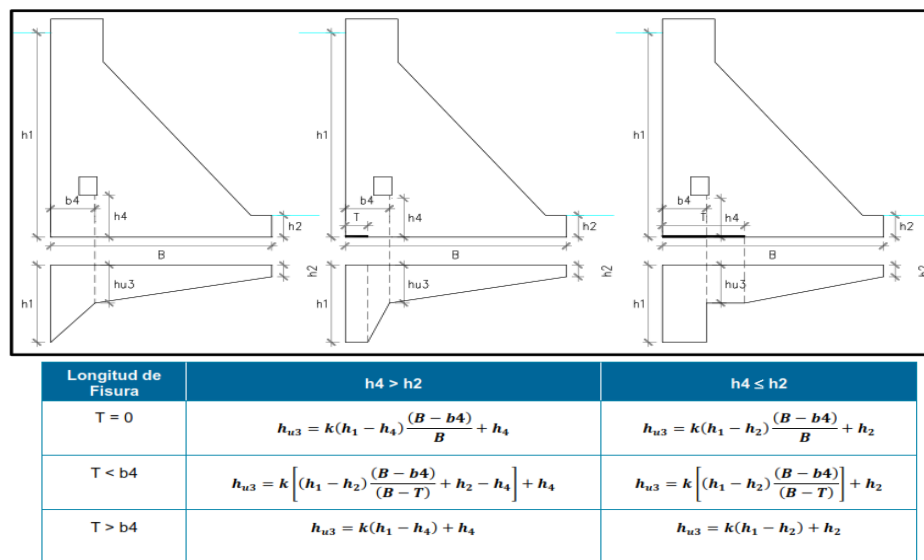
$$F = \frac{hw^2 yw}{2}$$

Fuerza de Subpresión - U:

Fuerzas de sub-presión con drenaje funcionando a una eficiencia del 50%, de acuerdo a U.S. Army Corps of Engineers (1995) EM 1110-2-2200. Gravity Dam Design. Se usará el criterio del USACE para determinar las fuerzas de sub-presión, las ecuaciones para determinar estas fuerzas se muestran en la Figura 24, varían de acuerdo a tres condiciones de esfuerzos en el talón de la presa, donde solo se tengan esfuerzos de compresión, donde las longitudes de las fisuras por tensión no sobrepasan la ubicación del sistema de drenaje y donde las longitudes de las fisuras sobrepasan la línea de ejes de drenes.

Figura 24

Parámetros para la determinación de la subpresión.



Fuente: USACE– Seepage Analysis and Control for Dam (1993)

Donde:

h_1 : Carga hidráulica aguas arriba.

h_2 : Carga hidráulica aguas abajo.

h_{u3} : Carga hidráulica debajo del drenaje.

h_4 : Distancia vertical del dren desde la base.

b_4 : Distancia horizontal del dren hacia cara aguas arriba.

B: Base de la presa.

T: Longitud de fisura en la base.

E=50%: Eficiencia del drenaje.

$K=1-E$

Fuerza de Hidrodinámica (F_E)

La fuerza hidrodinámica pseudo-estática que actúa sobre la presa es definido por Westergaard como:

$$P_E = 0.875 \cdot \sqrt{y \cdot h_E} \cdot y_w \cdot Kh$$

Presión Hidrostática.

$$F_E = 0.5835 \cdot y \cdot \sqrt{y \cdot h_E} \cdot y_w \cdot Kh$$

Fuerza Hidrostática.

$$M_E = 0.233 \cdot y^2 \cdot \sqrt{y \cdot h_E} \cdot y_w \cdot Kh$$

Momento Hidrostática.

La fuerza hidrodinámica será considerada desde el nivel superior de la roca aguas arriba hasta el nivel normal de aguas, debido que la presa CCR será vaciada contra la roca aguas arriba, la altura efectiva de la presión hidrodinámica será la altura hidrostática (NAMO) (38,8m) menos la altura del vaciado contra la roca (5,00m):

$$h_E = 38,80 - 5,00 = 33,80\text{m}$$

4.5.5 Condiciones de carga

En el análisis de estabilidad se definirán las proporciones o dimensiones de la presa RCC, de igual manera que para presas de concreto convencional y estarán gobernadas por la resistencia a las fuerzas estáticas y no por las fuerzas dinámicas generadas durante una actividad sísmica. Por lo tanto, el Análisis de estabilidad fue realizado por el método de coeficientes pseudo-estáticos, se analizó la sección de presa de mayor

altura en el valle (Bloque 09), bajo las condiciones de carga normales, inusuales y extremas establecidos para las dos etapas constructivas.

Condiciones de Carga para la Primera etapa constructiva:

Condición de Carga 1 (CC1): Normal

- Carga hidráulica normal de la primera etapa (Elev. 4360,00 msnm)
- No se considera carga hidráulica aguas abajo.
- Sub-presión (E=50%).
- Sedimentos. (Elev. 4351,70 msnm)

Condición de Carga 2 (CC2): Extrema – SISMO OBE

- Sismo OBE (kh=0,18g) en la dirección aguas arriba.
- No incluir carga hidráulica aguas arriba ni aguas abajo.

Condición de Carga 3 (CC3): Inusual – SISMO OBE – NAMO.

- Sismo OBE (kh=0,18g) en la dirección aguas abajo.
- Carga hidráulica normal de la primera etapa (Elev. 4360,00 msnm)
- No se considera carga hidráulica aguas abajo.
- Sub-presión (E=50%).
- Sedimentos. (Elev. 4351,70 msnm)

Condiciones de Carga para la Segunda etapa constructiva:

Condición de Carga 1 (CC1): Normal

- Carga hidráulica al nivel ordinario del proyecto. (Elev. 4373,80 msnm)
- Mínima carga hidráulica aguas abajo. (Elev. 4339,30 msnm)
- Sub-presión (E=50%).
- Sedimentos. (Elev. 4351,70 msnm)

Condición de Carga 2 (CC2): Extrema - NAME

- Carga hidráulica al nivel extraordinario del proyecto. (Elev. 4375,70 msnm).
- Carga hidráulica aguas abajo a nivel de crecida. (Elev. 4343 msnm).
- Sub-presión (E=50%).
- Sedimentos. (Elev. 4351,70 msnm)

Condición de Carga 3 (CC3): Extrema – SISMO OBE

- Sismo OBE (kh=0,18g) en la dirección aguas arriba.
- No incluir carga hidráulica aguas arriba ni aguas abajo.

Condición de Carga 4 (CC4): Inusual – SISMO OBE – NAMO.

- Sismo OBE (kh=0,18g) en la dirección aguas abajo.
- Carga hidráulica al nivel de la cresta del vertedero. (Elev. 4373,80 msnm).
- Mínima carga hidráulica aguas abajo. (Elev. 4339,30 msnm).
- Sub-presión (E=50%).
- Sedimentos. (Elev. 4351,70 msnm)

Condición de Carga 5 (CC5): Extrema – SISMO MCE – NAMO.

- Sismo MCE (kh=0,38g) en la dirección aguas abajo.
- Carga hidráulica al nivel de la cresta del vertedero. (Elev. 4373,80 msnm).
- Mínima carga hidráulica aguas abajo. (Elev. 4339,30 msnm).
- Sub-presión (E=50%).
- Sedimentos. (Elev. 4351,70 msnm)

Condición de Carga 6 (CC6): Extrema – SISMO MCE – NAMO.

- Se incluye fisuras pre-existentes que se producen después del sismo.
- Carga hidráulica al nivel de la cresta del vertedero. (Elev. 4373,80 msnm).

- Mínima carga hidráulica aguas abajo. (Elev. 4339,30 msnm).
- Sub-presión (E=50%).
- Sedimentos. (Elev. 4351,70 msnm)

4.5.6 Criterio de estabilidad

Los requisitos básicos de estabilidad para presas de gravedad para todas las condiciones de carga serán:

- Que sea seguro al volteo en cualquier plano horizontal dentro de la estructura, en la base, o en un plano debajo de la base.
- Que sea seguro al deslizamiento sobre cualquier plano horizontal o en la junta de la roca en la fundación.
- Que el esfuerzo unitario en el material de fundación o RCC no excede al admisible.

Tabla 10

Criterios de estabilidad física de la presa Vizcachas.

Condición de carga	Ubicación de la resultante en la base	FS mín, al deslizamiento
NORMAL	Tercio Central (100% de base en compresión)	2
INUSUAL	Medio Central (75% de base en compresión)	1.5
EXTREMA	Dentro de la base	1.1

Fuente: Propia

CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

5.1 Resultados del Análisis de Filtraciones en dos etapas de construcción

Los Análisis de Filtraciones realizados para la Presa Vizcachas, consideran dos etapas constructivas, estas se dieron debido a la necesidad de aprovechar la temporada de lluvias durante la etapa de construcción e iniciar con el embalse para aprovechamiento hídrico. En el análisis de la primera etapa constructiva no se considera el factor de carga hidráulica aguas abajo de la presa, debido a que esta fue regulada constantemente por las unidades de evacuación del proyecto, compuertas y líneas de tuberías). Se realiza este análisis con la finalidad de evaluar el comportamiento de las filtraciones durante la primera etapa constructiva y evaluar el comportamiento del flujo en dos escenarios.

El análisis de filtraciones para la segunda etapa constructiva, considera la carga hidráulica aguas arriba hasta la elevación del NAME (4375.70 m.s.n.m.), mas no considera la carga hidráulica aguas abajo de la presa, debido a que se busca evaluar las filtraciones y comportamiento del flujo desde la zona del vaso.

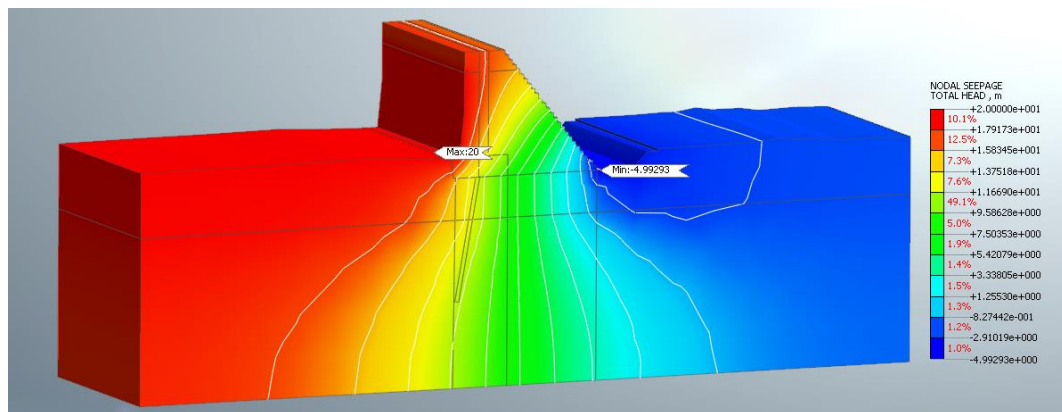
5.1.1 Resultados de análisis de filtración en la primera etapa constructiva.

El Análisis de filtraciones para la primera etapa constructiva plantea dos escenarios los cuales se presentan a continuación.

- Primera etapa de ejecución – Análisis de filtraciones sin cortina de inyecciones y pantalla de impermeabilización aguas arriba de la presa, escenario 1.

Figura 25

Carga total en la presa – escenario 1 de análisis de flujo.



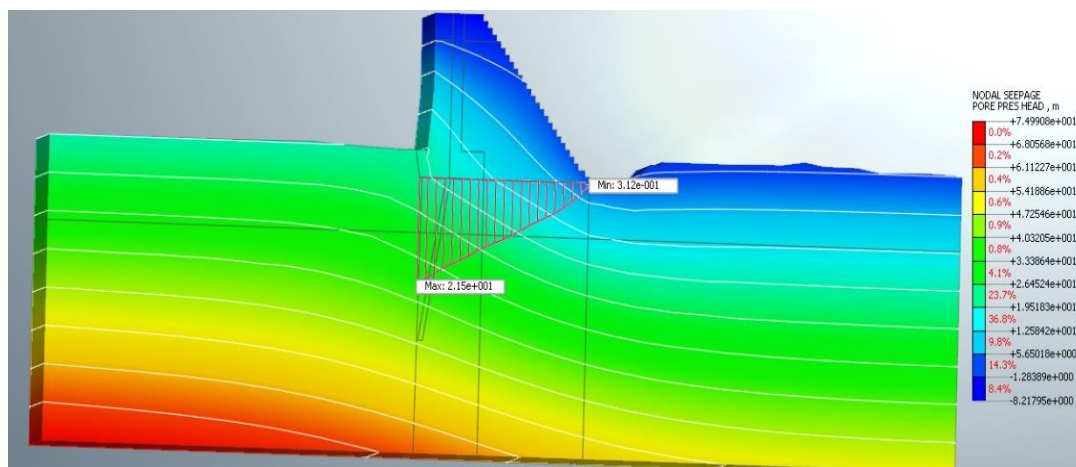
Fuente: Elaboración propia, Software Midas GTS NX.

Nota. La figura 25 muestra los resultados en este escenario, que no considera las medidas de impermeabilización, reflejan la saturación en el cuerpo de la presa, debido a que no se cuenta con medidas de atenuación.

- Presión de poro en la base de la Presa, escenario 1.

Figura 26

Subpresiones en la base de la presa – escenario 1 de análisis de flujo.



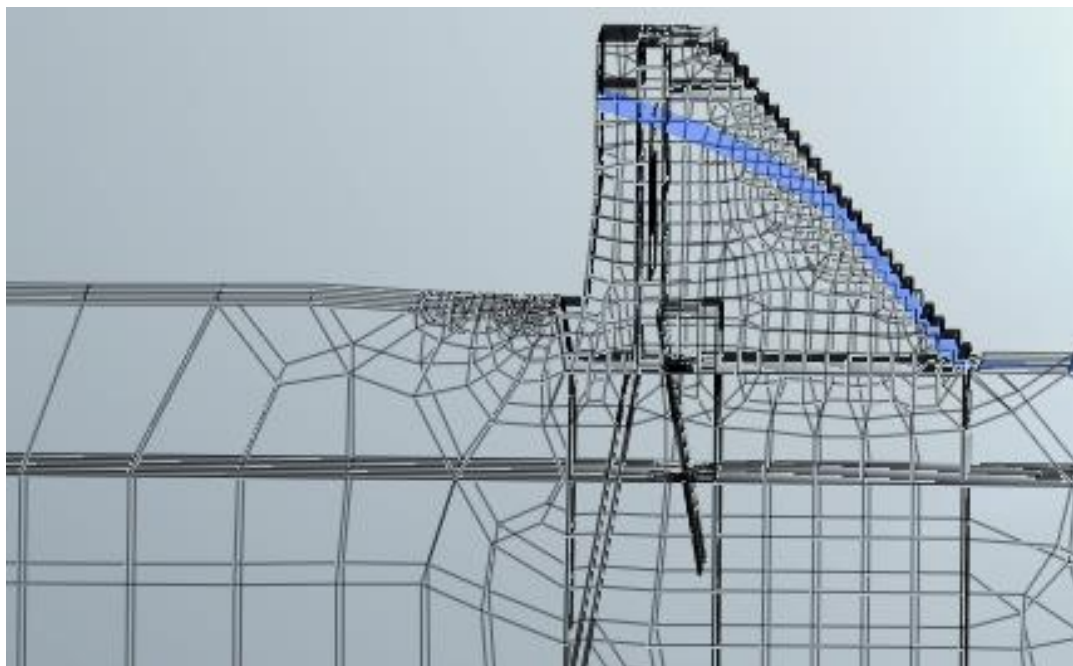
Fuente: Elaboración propia, Software Midas GTS NX.

Nota. La figura 26 muestra las subpresiones en la base de la presa sin las medidas de impermeabilización en la fundación y cara de presa, arrojan valores que podrían desestabilizar la presa.

- Línea de corriente Superior en el interior de la Presa, escenario 1.

Figura 27

Línea de corriente superior en el cuerpo de la presa – escenario 1 de análisis de flujo.



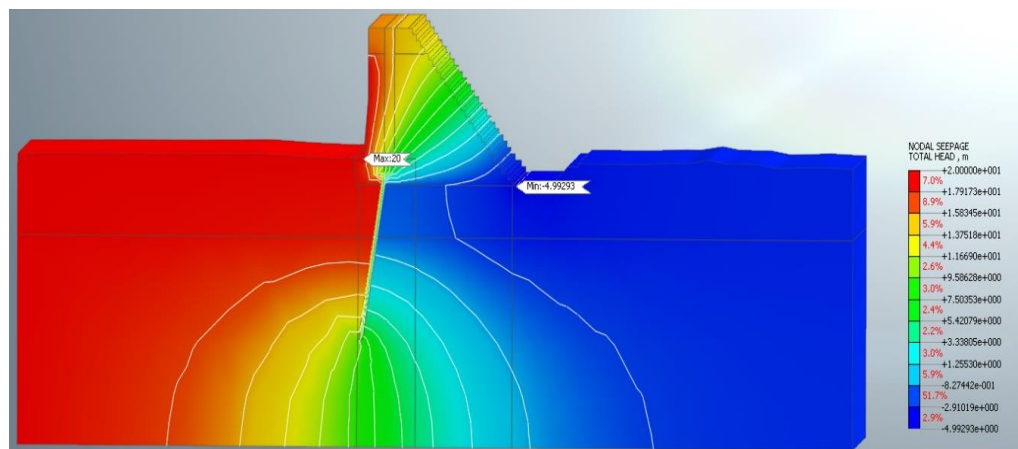
Fuente: Elaboración propia, Software Midas GTS NX.

Nota. La figura 27 muestra la línea de corriente superior dentro del cuerpo de la presa, se encuentra en la parte superior, lo cual se debe a la saturación en el cuerpo de la presa y por consiguiente la inestabilidad propia de la estructura.

- Primera etapa de ejecución – Análisis de filtraciones con cortina de inyecciones y pantalla de impermeabilización aguas arriba de la presa, escenario 2.

Figura 28

Carga total en la presa – escenario 2 de análisis de flujo.



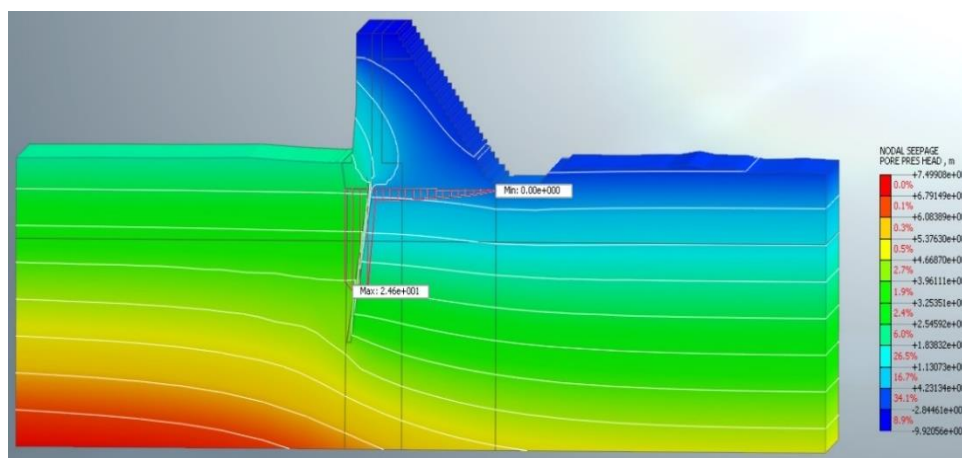
Fuente: Elaboración propia, Software Midas GTS NX.

Nota. La figura 28 representa los resultados en este escenario, que considera las medidas de impermeabilización, reflejan que la inclusión de la cortina de inyecciones e impermeabilización en la cara aguas arriba atenúan el flujo tanto en el interior de la presa, así como en la fundación.

- Presión de poro en la base de la Presa, escenario 2.

Figura 29

Subpresiones en la base de la presa – escenario 2 de análisis de flujo.



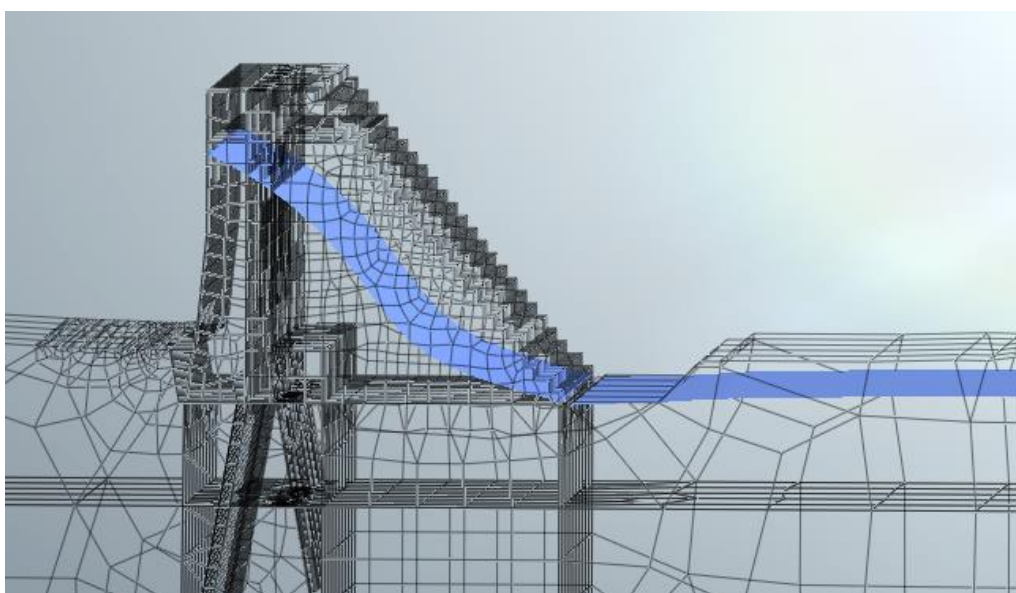
Fuente: Elaboración propia, Software Midas GTS NX.

Nota. La figura 29 muestra las subpresiones en la base de la presa se atenúan por la presencia de la cortina de inyecciones, favoreciendo a la estabilidad física de la presa.

- Línea de corriente Superior en el interior de la Presa, escenario 2.

Figura 30

Línea de corriente superior en el cuerpo de la presa – escenario 2 de análisis de flujo.



Fuente: Elaboración propia, Software Midas GTS NX.

Nota. La figura 30 se muestra la línea de corriente superior dentro del cuerpo de la presa, se atenúa respecto al escenario 1, condición importante para evitar saturación y consecuente inestabilidad de la estructura.

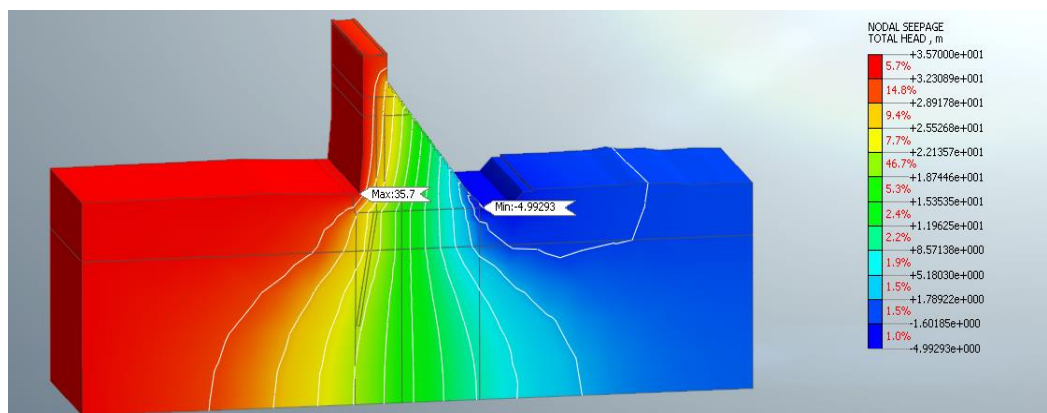
5.1.2 Resultados de análisis de filtración en la segunda etapa constructiva.

El Análisis de filtraciones para la primera etapa constructiva plantea dos escenarios los cuales se presentan a continuación.

- Segunda etapa de ejecución – Análisis de filtraciones sin cortina de inyecciones y pantalla de impermeabilización aguas arriba de la presa, escenario 3.

Figura 31

Carga total en la presa – escenario 3 de análisis de flujo.



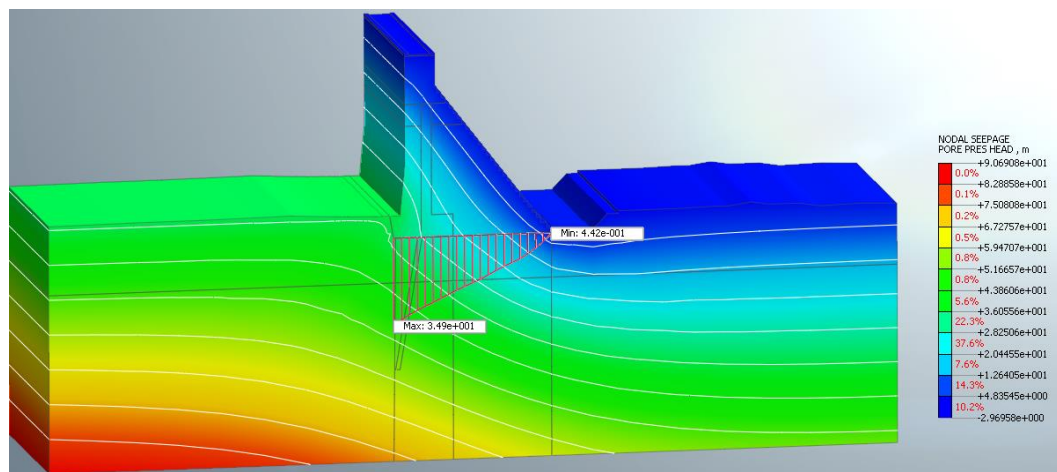
Fuente: Elaboración propia, Software Midas GTS NX.

Nota. Los resultados en este escenario se representan en la figura 31, en el cual se muestran el comportamiento del flujo en la presa y fundación sin las medidas de impermeabilización, la carga total se ve reflejada aguas arriba y aguas abajo de la presa.

- Presión de poro en la base de la Presa, escenario 3.

Figura 32

Subpresiones en la base de la presa – escenario 3 de análisis de flujo.



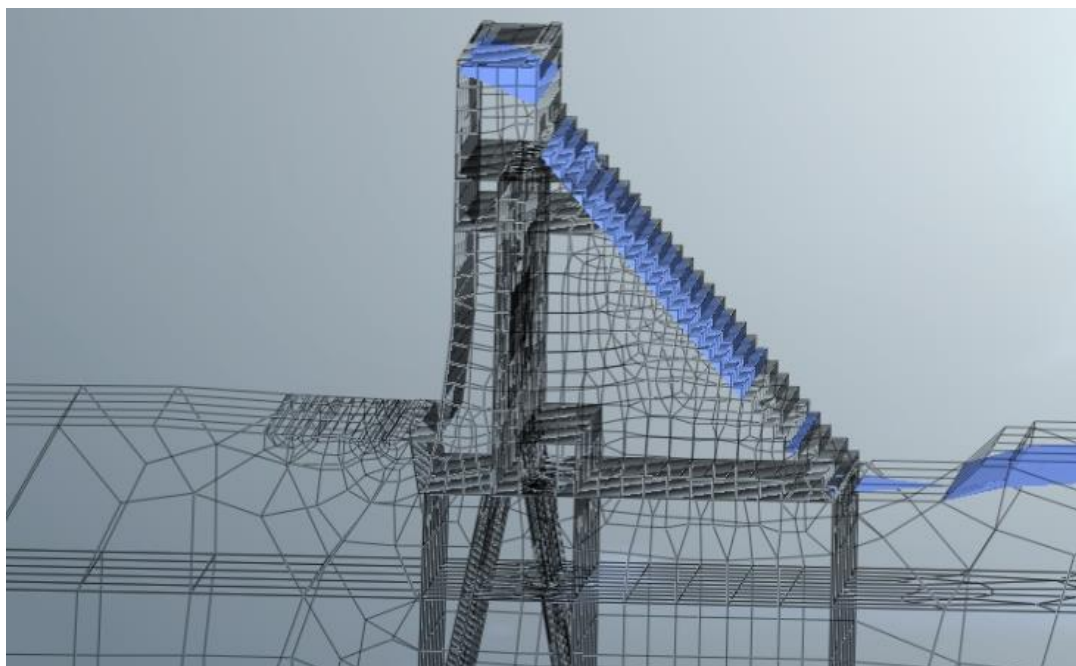
Fuente: Elaboración propia, Software Midas GTS NX

Nota. La figura 32 refleja el aumento de la presión de poros, respecto a la primera etapa constructiva, esto debido al incremento de la carga hidráulica total aguas arriba de la presa.

- Línea de corriente Superior en el interior de la Presa, escenario 3.

Figura 33

Línea de corriente superior en el cuerpo de la presa – escenario 3 de análisis de flujo.



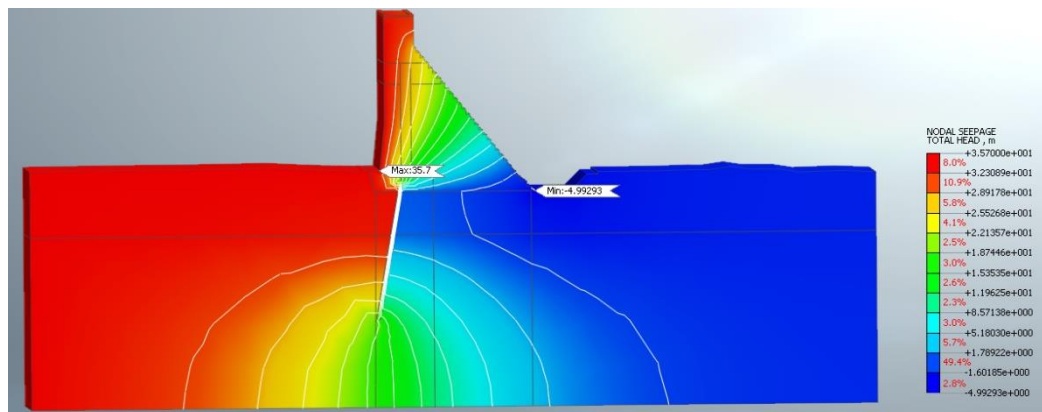
Fuente: Elaboración propia, Software Midas GTS NX

Nota. La figura 33, refleja la línea de corriente superior en el interior del cuerpo de la presa, lo cual corrobora que la presa se encuentra saturada al no contar con medidas de impermeabilización.

- Segunda etapa de ejecución – Análisis de filtraciones con cortina de inyecciones y pantalla de impermeabilización aguas arriba de la presa, escenario 4.

Figura 34

Carga total en la presa – escenario 4 de análisis de flujo.



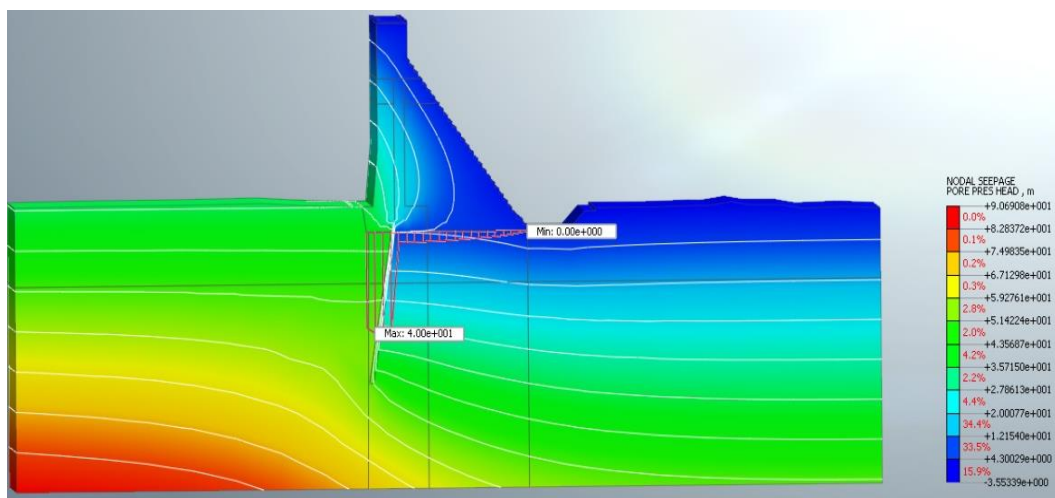
Fuente: Elaboración propia, Software Midas GTS NX.

Nota. La figura 34, muestra la atenuación de la presión de carga hidráulica total en el cuerpo de la presa y fundación, debido a la inclusión de la cortina de inyecciones e impermeabilización aguas arriba de la presa.

- Presión de poro en la base de la Presa, escenario 4.

Figura 35

Subpresiones en la base de la presa – escenario 4 de análisis de flujo.



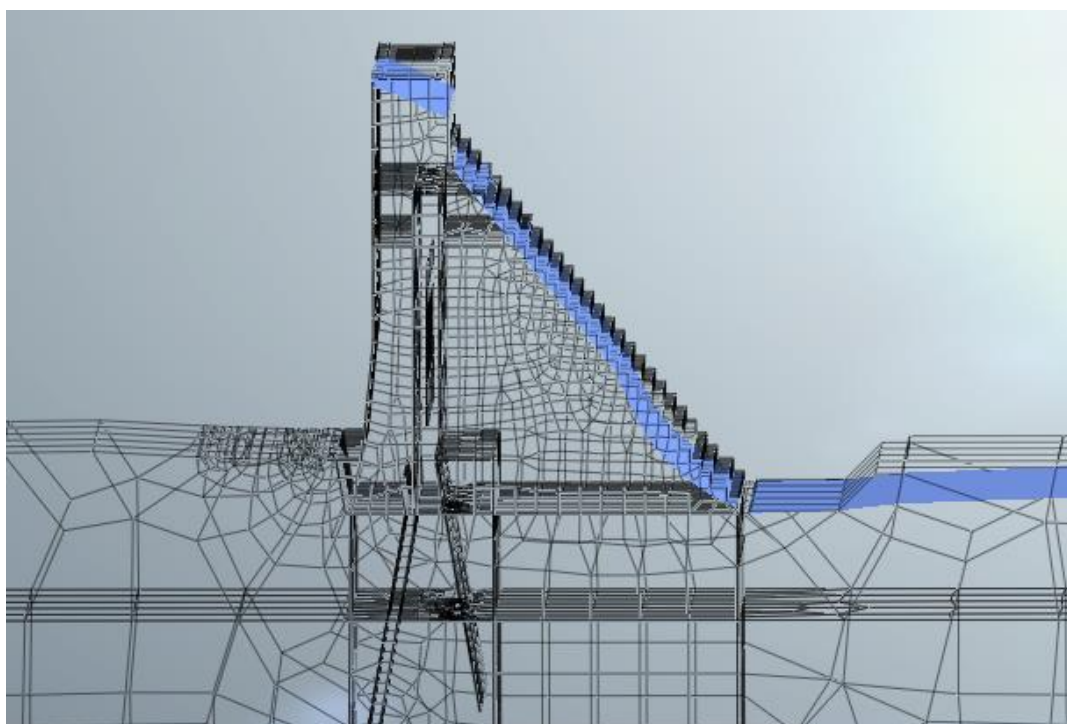
Fuente: Elaboración propia, Software Midas GTS NX

La figura 35, muestra la atenuación de las subpresiones en la base de la presa debido a la cortina de inyecciones, hasta llegar al cero en el talón de la presa, esto debido a que no se cuenta con carga hidráulica aguas abajo.

- Línea de corriente Superior en el interior de la Presa, escenario 4.

Figura 36

Línea de corriente superior en el cuerpo de la presa – escenario 4 de análisis de flujo.



Fuente: Elaboración propia, Software Midas GTS NX

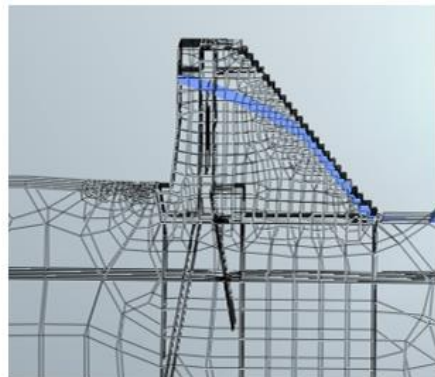
Nota. La figura 36, refleja que la línea de corriente se atenúo ligeramente respecto al escenario 3.

5.1.3 Interpretación de resultados

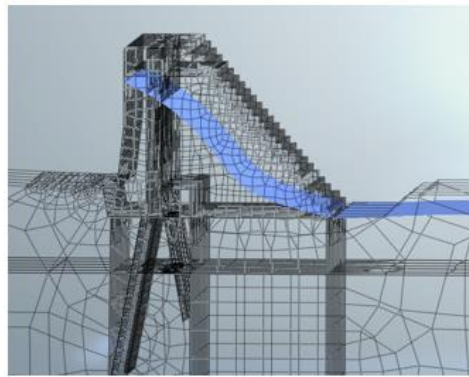
- Línea de corriente Superior en el cuerpo de la presa Vizcachas en cada uno de los escenarios.

Figura 37

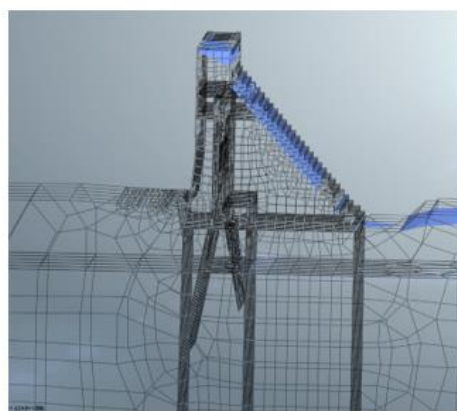
Comparativa de líneas de corriente superior para los escenarios 1, 2, 3 y 4.



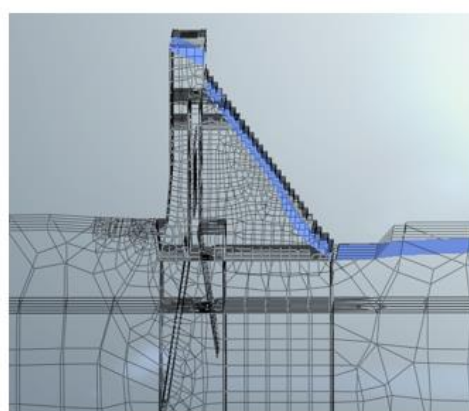
a) Escenario 1, línea de corriente en el cuerpo de la presa Vizcachas



b) Escenario 2, línea de corriente en el cuerpo de la presa Vizcachas



c) Escenario 3, línea de corriente en el cuerpo de la presa Vizcachas



d) Escenario 4, línea de corriente en el cuerpo de la presa Vizcachas

Fuente: Elaboración Propia, Software Midas GTS NX.

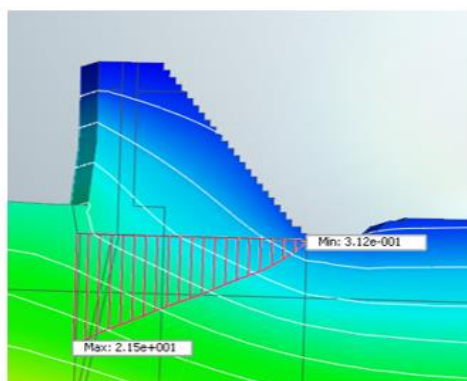
Nota. La figura 37, denota la línea de corriente en el interior del cuerpo de la presa en comparativa de los cuatro escenarios planteados. En la primera etapa constructiva (figuras a y b), se denota que debido a una carga hidráulica menor la curva de saturación no es pronunciada en el interior del cuerpo, con lo cual se considera que como primera etapa no habría necesidad de implementar elementos adicionales para atenuar la saturación en el interior del cuerpo.

Caso contrario, en la segunda etapa constructiva (figuras c y d), al aumentar la carga hidráulica aguas arriba de la presa la línea de corriente satura la presa con lo cual es un factor de inestabilidad que se atenúa con la presencia de la cortina de drenajes, que no forman parte del cálculo de las filtraciones, pero si del análisis de estabilidad física.

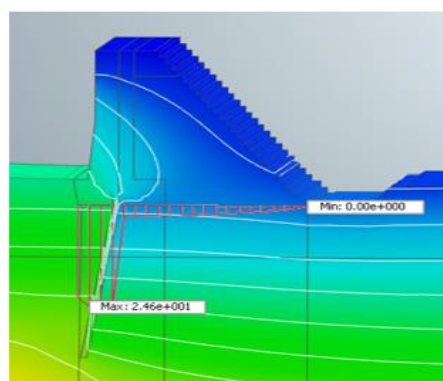
- Presión de poro en la base de la Presa en cada uno de los escenarios.

Figura 38

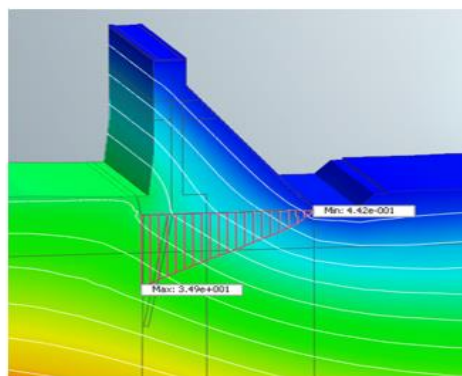
Comparativa de subpresiones en la base de la presa para los escenarios 3 y 4.



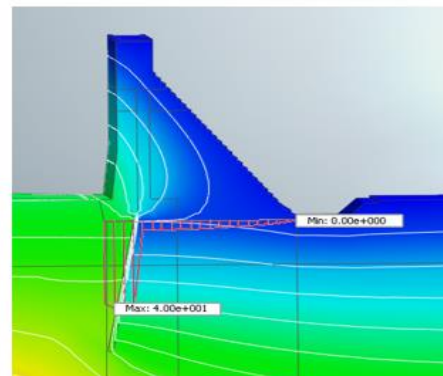
a) Escenario 1, Subpresiones en la base de la presa Vizcachas



b) Escenario 2, Subpresiones en la base de la presa Vizcachas



c) Escenario 3, Subpresiones en la base de la presa Vizcachas



e) Escenario 4, Subpresiones en la base de la presa Vizcachas

Fuente: Elaboración Propia

Nota. La figura 38, denota de manera clara las ventajas de emplear la cortina de inyecciones y su influencia en las subpresiones de la Presa Vizcachas.

Mientras en los análisis sin cortina de inyecciones (figuras a y c), las subpresiones mantiene valores altos, que ocasionarían la inestabilidad física de la presa; la inclusión de la cortina de inyecciones (figuras b y e), favorecen a atenuar los valores de subpresión hasta el punto de llegar al cero aguas debajo de la presa, lo cual favorece a la estabilidad física de la presa.

Una de las consideraciones no contempladas en el análisis, es la inclusión de la cortina de drenajes, que favorecerían más aún la estabilidad.

5.2 Resultados e interpretación del Análisis de Estabilidad de la presa Vizcachas.

Los resultados del análisis de estabilidad global para el bloque 09 (sección de valle) se presentan en la tabla 11 y tabla 12.

Tabla 11

Resultados de la Estabilidad Global de la presa Vizcachas-Primera etapa constructiva.

Condición de carga	Comentarios	Cálculo		Valores Límites		Condición de estabilidad	
		e(m)	FSD	e(m)	FSD (mín.)	e(m)	FSD
	USUAL - OPERACIÓN - PRIMER						
Condición de Carga 1	EMBALSE	4.67	5.09	6.10	2	OK	OK
	EXTREMA - SIN CARGA						
Condición de Carga 2	DE AGUA	3.41	7.02	18.31	1.1	OK	OK
	INUSUAL - SISMO OBE - NAMO - Primer						
Condición de Carga 3	Embalse	8.89	2.63	9.16	1.5	OK	OK

Fuente: Propia

Nota. La tabla 11 muestra las verificaciones realizadas para las verificaciones frente al volteo y deslizamiento en la primera etapa constructiva, siendo resultados favorables.

Tabla 12

Resultados de la Estabilidad Global de la presa Vizcachas-Segunda etapa constructiva.

Condición de carga	Comentarios	Cálculo		Valores Límites		Condición de estabilidad	
		e(m)	FS	e(m)	FSD	e(m)	FSD
)	D	(mín.)))	FSD
Condición de Carga 1	USUAL - OPERACIÓN - PRIMER EMBALSE	2.15	2.60	6.10	2	OK	OK
Condición de Carga 2	EXTREMA - NAME	3.28	2.30	18.31	1.1	OK	OK
Condición de Carga 3	EXTREMA - SISMO OBE - sin carga de agua	1.94	8.28	18.31	1.1	OK	OK
Condición de Carga 4	INUSUAL - SISMO OBE - NAMO	7.81	1.64	9.16	1.5	OK	OK
Condición de Carga 5	EXTREMA - SISMO OBE - NAME	13.3	8	1.27	18.31	1.1	OK
Condición de Carga 6	INUSUAL - POST SISMO	1.13	2.53	9.16	1.5	OK	OK

Fuente: Propia

La tabla 12, muestra los resultados para las condiciones de carga de la segunda etapa constructiva, siendo en todas las condiciones favorables para la estabilidad física de la presa Vizcachas.

Las condiciones de estabilidad para las Condiciones de Carga propuestas cumplen con los criterios de estabilidad del capítulo 4.6.6.

5.3 Contratación de hipótesis

La presente tesis tiene propuestas una hipótesis general y cuatro hipótesis específicas, al desarrollar los capítulos anteriores en el presente capítulo se da respuesta a cada una de ellas.

5.3.1 Hipótesis General

- Los escenarios y condiciones de carga planteados para los análisis de filtraciones y estabilidad de la Presa Vizcachas respectivamente, durante las dos etapas de ejecución, permiten obtener resultados suficientemente confiables para garantizar la seguridad y funcionalidad de la estructura.

Con los resultados obtenidos en las secciones 5.1 y 5.2 se concluye que la hipótesis planteada cumple, esto debido que, al realizar el análisis de filtraciones en las dos etapas de ejecución, se denota que la implementación de la cortina de inyecciones e impermeabilización de la cara de la presa aguas arriba, atenúan los valores de subpresión, así como la línea de corriente en el interior de la presa, la cual se interpreta en la sección 5.1.2.

El análisis de estabilidad, arroja valores idóneos en la verificación para ambas etapas de construcción en

5.3.2 Hipótesis Específicas

- Los parámetros geotécnicos de la Cerrada y estribos, son parámetros aceptables para fundar la Presa Vizcachas, durante las dos etapas de ejecución.

De la revisión de la data disponible y concluyentemente la clasificación de la roca de fundación (RMR), se concluye que los parámetros geotécnicos cumplen y son satisfactorios para la fundación de la Presa Vizcachas con un RMR_{BD} de 62 en la EL 4335 m.s.n.m.; para la fundación de una presa de concreto, se requiere que la fundación tenga parámetros geotécnicos aceptables.

- Los escenarios de análisis en las dos etapas de ejecución, permiten identificar las zonas de riesgo y así evitar exposición a la inestabilidad de la Presa Vizcachas
Con los resultados obtenidos, se cumple con esta hipótesis de identificar las zonas de riesgo, se validó de acuerdo a los escenarios analizados que el cuerpo de la presa presenta saturación en la segunda etapa de construcción (durante el servicio).
- El análisis de filtraciones de la Presa Vizcachas en las dos etapas de ejecución, logra identificar el tratamiento de impermeabilización en la fundación y cuerpo de presa.
Se validó que la hipótesis cumple y que de acuerdo a los escenarios analizados, se ve la necesidad de que la presa este implementada con la cortina de inyecciones e impermeabilización, en la fundación y aguas arriba de la presa Vizcachas respectivamente, así como la necesidad de implementar la cortina de drenajes en la fundación y cuerpo de la presa Vizcachas para asegurar la estabilidad física de la propia estructura.
- El análisis de estabilidad de la Presa Vizcachas, en las condiciones de carga analizados cuenta con Factores de Seguridad (F.S) para condición de análisis Normal ≥ 2 , Condición de análisis Inusual ≥ 1.5 y Condición de análisis Extrema ≥ 1.1 , durante las dos etapas de ejecución.
- El análisis de estabilidad corrobora que se cumple con estos factores de seguridad, en la primera etapa constructiva holgadamente y en la etapa de servicio posterior a la segunda etapa constructiva se aminora de acuerdo a las cargas asignadas, revisar resultados en la sección 5.2

5.4 Discusión de resultados

A partir del desarrollo de la presente investigación para los análisis de filtración y estabilidad física de la Presa Vizcachas, se llega a concluir que los análisis de filtraciones y estabilidad física arrojan datos confiables para la aseguración en la etapa final de operación de la Presa Vizcachas, siendo así:

- Análisis de Filtraciones, las curvas de saturación en comparativa por las etapas constructivas de la Figura 37, muestran que las medidas de mitigación en la fundación (cortina de inyecciones de impermeabilización) y cara de la presa (sistema de membrana de impermeabilización) son necesarias para evitar la saturación del cuerpo, siendo necesario incluir en el diseño final la cortina de drenajes para atenuar la línea superior de corriente y brindar mayor estabilidad a la estructura.
- La comparativa de subpresiones durante las dos etapas de ejecución de la Figura 38, denota la atenuación de las subpresiones en la base de la presa con la presencia de las medidas de mitigación en la fundación (cortina de inyecciones de impermeabilización) y cara de la presa (sistema de membrana de impermeabilización), lo cual favorece a la estabilidad física de la presa Vizcachas.
- El análisis de estabilidad física, para las dos etapas constructivas, considera en el propio cálculo la inclusión de la cortina de drenajes para evaluar la estabilidad en las diversas condiciones de carga, siendo las condiciones de estabilidad favorables para ambas etapas constructivas.

Con lo anterior, se asegura la estabilidad física de la Presa Vizcachas durante las dos etapas de construcción y operación final.

CONCLUSIONES

1. El análisis de filtraciones de la presa Vizcachas, denota la necesidad de implementar las medidas de impermeabilización en la fundación y cara aguas arriba de la presa Vizcachas para la estabilidad física.
2. Los parámetros geotécnicos empleados para el análisis de filtraciones y estabilidad, fueron basados tanto de la data obtenida en estudios previos, como los obtenidos de manera in situ durante la construcción.
3. Los escenarios planteados para el análisis de filtraciones, reflejaron el comportamiento del flujo tanto en la fundación como en el cuerpo de la presa, lo cual permite una evaluación correcta de las medidas a adoptar para mitigar saturaciones en el cuerpo de la presa, siendo necesaria la implementación de una cortina de drenajes en la fundación y cuerpo de la presa para atenuar la línea de saturación en el cuerpo de la presa Vizcachas.
4. Al encontrarse la presa Vizcachas, fundada en roca Ignimbrita de regular a buena calidad, no existirán problemas de sifonamiento.
5. De los resultados de análisis de estabilidad global de la Presa Vizcachas, los resultados para las Condiciones de Carga cumplen con los criterios establecidos en apartado 4.6.6, para los casos extremos OBE y MCE, donde se incluyen altas aceleraciones sísmicas.
6. En el análisis de estabilidad global de la Presa Vizcachas en las dos etapas de ejecución se analizaron tres condiciones de carga (para la primera etapa) y seis condiciones de carga (para la segunda etapa) verificándose que cada condición cumpla con los

requisitos de estabilidad como son ubicación de resultante, factores de seguridad al deslizamiento y esfuerzos de compresión en la fundación.

7. El uso de modelos numéricos tridimensionales nos permitió tener una mejor concepción del comportamiento hidrogeológico y comportamiento del flujo en el interior del cuerpo de la presa Vizcachas.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda considerar en el análisis de filtraciones la influencia de la cortina de drenajes y galerías de drenajes para verificar la línea de corriente dentro del cuerpo de la presa en ambas etapas constructivas.
2. Se debe tener cuidado durante la etapa de ejecución que la instalación de la capa de impermeabilización de geocompuesto (geomembran y geotextil) aguas arriba de la presa selle correctamente con los elementos impermeables en las juntas de contracción (wáter stop) que nacen desde la fundación, para evitar filtraciones no deseadas.
3. Se recomienda realizar el análisis de estabilidad capa a capa de los componentes internos de la presa Vizcachas, el cual debe considerar la verificación de esfuerzos de acuerdo a los parámetros de tensión y compresión admisibles.
4. Se recomienda realizar el análisis dinámico tiempo historia, para verificar el cumplimiento de los criterios de estabilidad.
5. Se recomienda emplear herramientas de instrumentación geotécnica que permita controlar y registrar las deformaciones generadas en el cuerpo de la presa y así evitar posibles fisuras e inestabilidad física de la presa.
6. Se recomienda profundizar en los estudios sobre el diseño de las presas gravedad del tipo concreto compactado con rodillo, esto debido que, al ser un método relativamente nuevo para nuestro medio, requiere de conocimientos de normativas, manuales y literatura internacional, por la experiencia en otros países.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Al Baghdady, Shayma. (2018). *Designing Roller compacted concrete (RCC) dams [Tesis de Maestría, KTH ROYAL INSTITUTE OF TECHNOLOGY]*. Estocolmo, Suiza.
- American Concrete Institute. (2005). *Cooling and Insulating systems for Mass Concrete, ACI 207.4R-05*. EEUU: ACI Committee 207.
- Badillo, J., & Rodríguez, R. (2011). *Mecánica de Suelos (5a ed.)*. México: Limusa.
- Bowles, J. (1997). *Foundation Analysis and Design*. New York: Mc Graw Hill.
- Canadian Dam Association. (2007). *Dam Safety Guidelines*. Canada.
- Carpi Tech S.A. (. (2005). *Embankment Dams Waterproofing of the Upstream Face*. Chiasso, Suiza.
- Cruz, P., Materón, B., & Freitas, M. (2009). *Concrete face rockfill dams*. Boca Raton, Fla. : CRC Press.
- Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D., Bell, G., & Foster, M. (2015). *Geotechnical Engineering of Dams*. Boca Ratón, Florida: CRC Press.
- Fenves, G., & Chopra, A. K. (1986). *Simplified Analysis for Earthquake Resistant Design of Concrete Gravity Dams*. University of California.
- Gonzales de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2004). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Prentice Hall.
- ICOLD. (1989). *Moraine as Embankment and Foundation Material, International Commission on Large Dams, Bulletin 69*. . Paris: International Commission on Large Dams.
- Martínez Marín, E., Batanero Akerman, P., Martínez González, I., Martínez Olmos, E., & González Ordóñez, E. (2007). *Diseño de Pequeñas Presas*. Madrid: Bellisco.
- STANTEC. (2016). *Informe de investigación Geológica y Geotécnica complementarias*. Lima.
- STANTEC. (2017). *Criterio de Diseño Geotécnico Presa Vizcachas*. Lima.
- U.S. Army Corps of Engineers . (2000). *EM 1110-2-2006- Roller Compacted Concrete*. Washington, DC.

- U.S. Army Corps of Engineers. (1993). *Seepage Analysis and Control for Dam-USACE*. Washington, DC.
- U.S. Army Corps of Engineers. (1995). *EM 1110-2-2200 - Gravity Dam Design*. Washington, DC.
- U.S. Army Corps of Engineers. (2000). *EM 1110-2-2006- Roller Compacted Concrete*. Washington, DC.
- U.S. Army Corps of Engineers. (2007). *EM 1110-2-6053-Earthquake Design and Evaluation of Concrete Hydraulic Structures*. Washington, DC.
- US Army Corps of Engineers. (2005). *EM 1110-2-2100-05-Engineer Manual, Stability Analysis of Concrete Structures*. Washington, DC.
- US Bureau of Reclamation. (1976). *Design of Gravity Dams*. Denver.
- Vallarino, E. (2015). *Tratado Básico de Presas (7a ed.)*. Madrid: Garceta Grupo.

ANEXOS

Anexo 1 Matriz de Consistencia de la Investigación

PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS GENERAL	VARIABLES GENERALES	DIMENSIÓN	INDICADOR	TÉCNICAS /INSTRUMENTOS
¿Cómo analizar las filtraciones y estabilidad de la Presa Vizcachas, en dos etapas de ejecución?	Analizar las filtraciones y estabilidad física de la Presa Vizcachas, en sus dos etapas de ejecución.	Los análisis de filtraciones y estabilidad de la Presa Vizcachas en las dos etapas de ejecución, son suficientemente confiables para que esta permita la seguridad y funcionalidad de la estructura.	Presa Vizcachas	Análisis de filtraciones y estabilidad de la Presa Vizcachas, en las dos etapas de construcción	Resultados del Software MIDAS GTS NX: Filtraciones(Condiciones Geotecnicas de la cerrada, Gradientes Hidráulicas, Subpresiones) y Estabilidad (Hoja de cálculo).	<p>Expediente técnico de proyecto, de software MIDAS GTS NX y Hoja de Cálculo, USACE, 1993. Seepage Analysis and Control for Dams, Norma de Diseño Sismorresistente E.0 30, U.S. Army Corps of Engineers (2005) EM 1110-2-2100. Stability</p> <p>Analysis of Concrete Structures y U.S. Army Corps of Engineers (2007) EM 1110-2-6053</p>
PROBLEMA ESPECÍFICO	OBJETIVO ESPECÍFICOS	HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	VARIABLES ESPECÍFICAS	DIMENSIÓN	INDICADOR	
¿Cuáles son los parámetros geotécnicos que serán usados para el análisis de filtraciones y estabilidad de la Presa Vizcachas, en las dos etapas de ejecución?	Determinar los parámetros geotécnicos que serán usados en el análisis de filtraciones y estabilidad de la Presa Vizcachas, en las dos etapas de ejecución.	Los parámetros geotécnicos de la Cerrada y estribos, tienen parámetros aceptables para fundar la Presa Vizcachas, durante las dos etapas de ejecución.	Parametros Geotecnicos	Capacidad Portante, ángulo de fricción, cohesión, permeabilidad y Peso unitario.	Expediente Técnico de proyecto.	
¿Cuáles serán los escenarios para los análisis de filtraciones y estabilidad de la Presa Vizcachas, en las dos etapas de ejecución?	Determinar los escenarios para los análisis de filtraciones y estabilidad de la Presa Vizcachas, en las dos etapas de ejecución	Los escenarios de análisis en las dos etapas de ejecución, permiten identificar las zonas de riesgo y así evitar exposición a la inestabilidad de la Presa Vizcachas.	Escenarios de análisis en las dos etapas de ejecución.	Delimitación de la Presa Vizcachas en la primera etapa de construcción y condiciones de contorno actuantes; Delimitación de la Presa Vizcachas en la segunda etapa de construcción y condiciones de contorno actuantes, primera etapa en servicio (con carga hidráulica).	Zonificación de riesgos en la fundación y cuerpo de presa.	
¿Cómo analizar las filtraciones de la Presa Vizcachas, en las dos etapas de ejecución; empleando el software MIDAS GTS NX?	Analizar de filtraciones de la Presa Vizcachas, en dos etapas de ejecución; empleando el software MIDAS GTS NX.	El análisis de filtraciones de la Presa Vizcachas en las dos etapas de ejecución, logra identificar el tratamiento de impermeabilización en la fundación y cuerpo de presa.	Análisis de filtraciones	Conductividad Hidráulica en la fundación, Zonificación de Riesgos en la Cerrada., Estanqueidad de la cimentación y control de fuerzas de filtración., Erosiones Internas, Caudal de filtración	Capacidad admisible, peso específico, cohesión y ángulo de fricción, Evaluación de fallas geológicas que puedan generar tensiones internas en el macizo rocoso debido a las filtraciones., Sub presiones en la fundación de la presa, problemas de sifonamiento., Gradentes Hidráulicos elevados, En la fundación (valle y estribos) y cuerpo de presa.	
¿Cómo analizar la estabilidad física de la Presa Vizcachas, en las dos etapas de ejecución; empleando el software MIDAS GTS NX?	Analizar la estabilidad física de la Presa Vizcachas, en dos etapas de ejecución; empleando el software MIDAS GTS NX.	El análisis de estabilidad de la Presa Vizcachas, en las condiciones de carga analizados cuenta con Factores de Seguridad (F.S) para condición de análisis Normal ≥ 2 , Condición de análisis Inusual ≥ 1.5 y Condición de análisis Extrema ≥ 1.1 , durante las dos etapas de ejecución.	Análisis de estabilidad	Evaluación de fundación., Estabilidad de la presa de Gravedad, Estabilidad de la presa y fundación, frente a sismos	Roturas/Deslizamientos de la fundación de la Presa., Estabilidad al volteo y deslizamiento, esfuerzo unitario en la fundación o RCC no exceda al admisible, Licuefacción de suelos, densificación, inestabilidad del cuerpo de presa.	

Anexo 2 Matriz de Operacionalización de Variables de Investigación

Variables	Definición Conceptual	Dimensiones	Indicadores	Instrumentos	Ensayo/Pasos
Variable Independiente: Escenarios de análisis en las dos etapas de ejecución.	Es indispensable la determinación de los escenarios de análisis, para así identificar las zonas de riesgo en la fundación y cuerpo de presa, así como las consideraciones de contorno en cada etapa constructiva.	Delimitación de la Presa Vizcachas en la primera etapa de construcción y condiciones de contorno actuantes	Zonificación de riesgos en la fundación y cuerpo de presa.	Expediente Técnico de proyecto	Revisión del expediente técnico de proyecto y registros obtenidos durante la ejecución.
		Delimitación de la Presa Vizcachas en la segunda etapa de construcción y condiciones de contorno actuantes, primera etapa en servicio (con carga hidráulica).	Zonificación de riesgos en la fundación y cuerpo de presa.	Expediente Técnico de proyecto	Revisión del expediente técnico de proyecto y registros obtenidos durante la ejecución.
Variable Independiente: Análisis de filtraciones	Las filtraciones que se pueden producir tanto en la cimentación y laderas del embalse en los estribos, durante las dos etapas constructivas.	Conductividad Hidráulica en la fundación	Capacidad admisible, peso específico, cohesión y ángulo de fricción	Recopilación de estudios de proyecto y exploraciones durante la etapa construcción.	Análisis y selección de datos correspondientes a los estudios previos de la proyectista.
		Zonificación de Riesgos en la Cerrada.	Evaluación de fallas geológicas que puedan generar tensiones internas en el macizo rocoso debido a las filtraciones.	Recopilación de estudios de proyecto y exploraciones durante la etapa construcción.	Delimitación de las zonas de riesgo en base a los estudios previos de la proyectista.
		Estanqueidad de la cimentación y control de fuerzas de filtración.	Sub presiones en la fundación de la presa, problemas de sifonamiento.	Empleo de software MIDAS GTS NX y Normativa de Diseño E.050, USACE, 1993. Seepage Analysis and Control for Dams,	Simulación de análisis de filtraciones con el software GTS NX, normativa USACE, 1993. Seepage Analysis and Control for Dams, en las dos etapas de construcción
		Erosiones Internas	Gradientes Hidráulicos elevados	Empleo de software MIDAS GTS NX, USACE, 1993. Seepage Analysis and Control for Dams,	Simulación de análisis de filtraciones con el software GTS NX, normativa USACE, 1993. Seepage Analysis and Control for Dams, en las dos etapas de construcción
		Caudal de filtración	En la fundación (valle y estribos) y cuerpo de presa.	Empleo de software MIDAS GTS NX, USACE, 1993. Seepage Analysis and Control for Dams,	Simulación de análisis de filtraciones con el software GTS NX, normativa USACE, 1993. Seepage Analysis and Control for Dams, en las dos etapas de construcción
Variable Independiente: Análisis de Estabilidad	Las inestabilidad que puede ocasionarse debido a las condiciones de la fundación en interacción con el cuerpo de Presa, durante las dos etapas constructivas, así como los planos de fallas horizontales entre capas de compactación durante la fase de construcción de la Presa.	Evaluación de fundación.	Roturas/Deslizamientos de la fundación de la Presa.	Revisión de estudios de la fase de proyecto, hoja de cálculo.	Hoja de cálculo, revisión de estudios de proyecto.
		Estabilidad de la presa de Gravedad	Estabilidad al volteo y deslizamiento, esfuerzo unitario en la fundación o RCC no exceda al admisible	Empleo de hoja de cálculo, Canadian Dam Association (2007) - Dam Safety Guidelines, U.S. Army Corps of Engineers (2000) EM 1110-2-2006. Roller-Compacted Concrete y Manual EM 1110-2-2100-05.	Análisis en hoja de cálculo.
		Estabilidad de la presa y fundación, frente a sismos	Licuefacción de suelos, densificación, inestabilidad del cuerpo de presa.	Hoja de Cálculo, Norma de Diseño Sismorresistente E.030, U.S. Army Corps of Engineers (2005) EM 1110-2-2100. Stability Analysis of Concrete Structures y U.S. Army Corps of Engineers (2007) EM 1110-2-6053. Earthquake Design and Evaluation of Concrete Hydraulic Structures	Hoja de Cálculo, en las dos etapas de construcción.
Variable Dependiente: Presa Vizcachas	Presa de Gravedad del tipo Concreto Compactado con rodillo (CCR), Estructura de contención para almacenamiento de agua.	Análisis de filtraciones y estabilidad de la Presa Vizcachas, en las dos etapas de construcción	Resultados del Software MIDAS GTS NX: Filtraciones (Condiciones Geotécnicas de la cerrada, Gradientes Hidráulicas, Subpresiones) y Estabilidad (Hoja de cálculo).	Software GTS NX, análisis de documentos de proyecto y normativa relacionada en variables independientes.	Análisis de filtraciones (software GTS NX) y estabilidad (Hoja de cálculo) con las condiciones de borde durante las dos etapas de construcción.

Fuente: Elaboración propia

Anexo 3 Resultados de Análisis de Estabilidad Global de la Presa Vizcachas – Primera etapa constructiva.

1.- Condición de Carga 1- usual Operación normal.

Condición de Carga 1 (CC1)

USUAL - OPERACIÓN - PRIMER EMBALSE

Carga Hidráulica	4360	msnm
Mínima carga hidráulica aguas abajo	0	msnm
Sub Presión	50%	
Sedimentos	4351.7	msnm
Cota de cimentación de la presa	4,335.00	msnm
Densidad RCC	2.35	

yw	1	t/m3	
hw1	25.00	m	Altura de carga hidráulica aguas arriba
hw2	-	m	Altura de carga hidráulica aguas abajo
hs1	16.7	m	Altura de sedimentos
hu3		m	Altura de presión en el Drenaje
Kh	0		Coef. Sísmico pseudo estático
B	36.62	m	Ancho de la base

phi	50	Grados
cohesión	0.14	Mpa

DESCRIPCIÓN	FUERZAS	BRAZOS	MOMENTOS	
Peso Propio	D1	95.60 tn	XD1 18.31 m	1,750.40 tn-m
	D2	769.30 tn	XD2 20.93 m	16,103.93 tn-m
	D3	677.86 tn	XD3 28.95 m	19,623.97 tn-m
	D4	25.76 tn	XD4 35.405 m	911.89 tn-m
	D5	14.73 tn	XD5 34.19 m	503.72 tn-m
	D6	3.13 tn	XD6 37.03 m	115.73 tn-m
	D7	47.17 tn	XD7 36.3 m	1,712.27 tn-m
	D8	9.64 tn	XD8 34.56 m	333.16 tn-m
	D9	6.27 tn	XD9 34.75 m	217.86 tn-m
	D10	- 16.92 tn	XD10 29 m	- 490.68 tn-m
	D11	- 16.92 tn	XD11 29 m	- 490.68 tn-m
HIDROSTÁTICA	F1	312.50 tn	YF1 8.33 m	2,604.17 tn-m
	F2	- tn	YF2 - m	- tn-m
	F3	0 tn	YF3 0 m	0 tn-m
SEDIMENTOS	HS	58.57 tn	YF1 5.57 m	326.02 tn-m
SUBPRESIÓN	U1	57.46 tn	34.35 m	1,973.94 tn-m
	U2	148.92 tn	34.35 m	5,115.90 tn-m
	U3	262.41 tn	14.91 m	3,912.53 tn-m
	U4	- tn	m	- tn-m

Sumatoria de Fuerzas Verticales	1,146.82	Sumatoria de Momentos R	40,291.58	Momentos resistentes
Sumatoria de Fuerzas Horizontales	371.07	Sumatoria de Momentos V	13,932.56	Momentos actuantes

VOLCAMIENTO

LR	22.98	Ubicación de la resultante con respecto a la punta de la presa
e	4.67	e max 6.10

CAPACIDAD PORTANTE

Factor de seguridad al Deslizamiento

FS	5.09	FS Condición Usual	2 mín.
----	------	--------------------	--------

2.- Condición de Carga 2- Extrema - Construcción + OBE

Condición de Carga 2 (CC2)

EXTREMA SISMO OBE, sin carga de agua

Carga Hidráulica		0 msnm
Mínima carga hidráulica aguas abajo		0 msnm
Sub Presión		50%
Sedimentos		0 msnm
Cota de cimentación de la presa		4,335.00 msnm
Densidad RCC		2.35

yw		1 t/m3
hw1	- m	Altura de carga hidráulica aguas arriba
hw2	- m	Altura de carga hidráulica aguas abajo
hs1	0 m	Altura de sedimentos
hu3	m	Altura de presión en el Drenaje
Kh	0.18	Coef. Sísmico pseudo estático
B	36.62 m	Ancho de la base

phi		50 Grados
cohesión		0.14 Mpa

DESCRIPCIÓN	FUERZAS		BRAZOS		MOMENTOS
Peso Propio	D1	95.60 tn	XD1	18.31 m	1,750.40 tn-m
	D2	769.30 tn	XD2	20.93 m	16,103.93 tn-m
	D3	677.86 tn	XD3	28.95 m	19,623.97 tn-m
	D4	25.76 tn	XD4	35.405 m	911.89 tn-m
	D5	14.73 tn	XD5	34.19 m	503.72 tn-m
	D6	3.13 tn	XD6	37.03 m	115.73 tn-m
	D7	- tn	XD7	36.3 m	- tn-m
	D8	- tn	XD8	34.56 m	- tn-m
	D9	- tn	XD9	34.75 m	- tn-m
	D10	- 16.92 tn	XD10	29 m	- 490.68 tn-m
	D11	- 16.92 tn	XD11	29 m	- 490.68 tn-m
HIDROSTÁTICA	F1	- tn	YF1	- m	- tn-m
	F2	- tn	YF2	- m	- tn-m
	F3	0 tn	YF3	0 m	0 tn-m
SEDIMENTOS	HS	58.57 tn	YF1	- m	- tn-m
SUBPRESIÓN	U1	- tn		- m	- tn-m
	U2	- tn		- m	- tn-m
	U3	- tn		- m	- tn-m
	U4	- tn		m	- tn-m
SISMO PRESA	E1	17.21 tn		0.65 m	11.18 tn-m
	E2	138.47 tn		13.8 m	1,910.93 tn-m
	E3	122.01 tn		20.05 m	2,446.39 tn-m
	E4	4.64 tn		3 m	13.91 tn-m
	E5	2.65 tn		8.73 m	23.16 tn-m
	E6	0.56 tn		3.90 m	2.19 tn-m
	E7	- tn		0 m	- tn-m
	E8	- tn		0 m	- tn-m
	E9	- tn		0 m	- tn-m
	E10	- 3.05 tn		6.5 m	- 19.80 tn-m
	E11	- 3.05 tn		24.5 m	- 74.62 tn-m
HIDRODINÁMICA	FE1			m	tn-m
	FE2	0		0.78 m	0 tn-m
SISMO SEDIM	HSE	0		m	tn-m

Sumatoria de Fuerzas Verticales	1,552.53	Sumatoria de Momentos R	38,028.29	Momentos resistentes
Sumatoria de Fuerzas Horizontales	338.02	Sumatoria de Momentos V	4,313.36	Momentos actuantes

VOLCAMIENTO

LR	21.72	Ubicación de la resultante con respecto a la punta de la presa		
e	3.41	e max	18.31	ok!

Factor de seguridad al Deslizamiento

FS	7.02	FS Condición Extrema	1.1 mín.	ok!
----	-------------	----------------------	----------	-----

3.- Condición de Carga 3- Inusual – Sismo OBE

Condición de Carga 3 (CC3) **INUSUAL** **SISMO OBE - NAMO - Primer Embalse**

Carga Hidráulica	4360	msnm
Mínima carga hidráulica aguas abajo	0	msnm
Sub Presión	50%	
Sedimentos	4351.7	msnm
Cota de cimentación de la presa	4,335.00	msnm
Densidad RCC	2.35	tn/m3

yw	1 t/m3	
hw1	25.00 m	Altura de carga hidráulica aguas arriba
hw2	- m	Altura de carga hidráulica aguas abajo
hs1	16.70 m	Altura de sedimentos
hu3	21.90 m	Altura de presión en el Drenaje
Kh	0.18	Coeff. Sísmico pseudo estático
B	36.62 m	Ancho de la base

phi	50 Grados
cohesión	0.14 Mpa

DESCRIPCIÓN	FUERZAS	BRAZOS	MOMENTOS		
Peso Propio	D1	95.60 tn	XD1	18.31 m	1,750.40 tn-m
	D2	769.30 tn	XD2	20.93 m	16,103.93 tn-m
	D3	677.86 tn	XD3	28.95 m	19,623.97 tn-m
	D4	25.76 tn	XD4	35.405 m	911.89 tn-m
	D5	14.73 tn	XD5	34.19 m	503.72 tn-m
	D6	3.13 tn	XD6	37.03 m	115.73 tn-m
	D7	47.17 tn	XD7	36.3 m	1,712.27 tn-m
	D8	9.64 tn	XD8	34.56 m	333.16 tn-m
	D9	6.27 tn	XD9	34.75 m	217.86 tn-m
	D10	- 16.92 tn	XD10	29 m	- 490.68 tn-m
	D11	- 16.92 tn	XD11	29 m	- 490.68 tn-m
HIDROSTÁTICA	F1	312.50 tn	YF1	8.33 m	2,604.17 tn-m
SEDIMENTOS	HS	58.57 tn	YF1	5.57 m	326.02 tn-m
SUBPRESIÓN	U1	57.46 tn		34.35 m	1,973.94 tn-m
	U2	148.92 tn		34.35 m	5,115.90 tn-m
	U3	262.41 tn		14.91 m	3,912.53 tn-m
	U4	- tn		m	- tn-m
SISMO PRESA	E1	17.21 tn		0.65 m	11.18 tn-m
	E2	138.47 tn		13.8 m	1,910.93 tn-m
	E3	122.01 tn		20.05 m	2,446.39 tn-m
	E4	4.64 tn		3 m	13.91 tn-m
	E5	2.65 tn		8.73 m	23.16 tn-m
	E6	0.56 tn		3.90 m	2.19 tn-m
	E7	8.49 tn		0 m	- tn-m
	E8	1.74 tn		0 m	- tn-m
	E9	1.13 tn		0 m	- tn-m
	E10	- 3.05 tn		6.5 m	- 19.80 tn-m
	E11	- 3.05 tn		24.5 m	- 74.62 tn-m
HIDRODINÁMICA	FE1	tn		m	tn-m
	FE2	41.98 tn		13 m	545.69 tn-m
SISMO SEDIM	HSE	15.48 tn		12.62 m	195.41 tn-m

Sumatoria de Fuerzas Verticales	1,146.82	Sumatoria de Momentos R	40,291.58	Momentos resistentes
Sumatoria de Fuerzas Horizontales	719.34	Sumatoria de Momentos V	18,987.01	Momentos actuantes

VOLCAMIENTO

LR	18.58	Ubicación de la resultante con respecto a la punta de la presa	
e	8.89	e max	9.16 ok!

Factor de seguridad al Deslizamiento

FS	2.63	FS Condición Inusual	1.5 mín.	ok!
----	-------------	----------------------	----------	------------

Anexo 4 Resultados de Análisis de Estabilidad Global de la Presa Vizcachas – Segunda etapa constructiva.

1.- Condición de Carga 1- usual Operación normal.

Condición de Carga 1 (CC1) USUAL - OPERACIÓN - PRIMER EMBALSE

Carga Hidráulica	4373.8	msnm
Mínima carga hidráulica aguas abajo	4339.3	msnm
Sub Presión	50%	
Sedimentos	4351.7	msnm
Cota de cimentación de la presa	4,335.00	msnm
Densidad RCC	2.35	

yw	1 t/m3	
hw1	38.80 m	Altura de carga hidráulica aguas arriba
hw2	4.30 m	Altura de carga hidráulica aguas abajo
hs1	16.7 m	Altura de sedimentos
hu3	17.92 m	Altura de presión en el Drenaje
Kh	0	Coef. Sísmico pseudo estático
B	36.62 m	Ancho de la base

phi	50 Grados
cohesión	0.14 Mpa

DESCRIPCIÓN	FUERZAS		BRAZOS		MOMENTOS
Peso Propio	D1	95.60 tn	XD1	18.31 m	1,750.40 tn-m
	D2	991.14 tn	XD2	18.33 m	18,170.83 tn-m
	D3	655.89 tn	XD3	30.5 m	20,004.49 tn-m
	D4	25.76 tn	XD4	35.405 m	911.89 tn-m
	D5	14.73 tn	XD5	34.19 m	503.72 tn-m
	D6	3.13 tn	XD6	37.03 m	115.73 tn-m
	D7	80.00 tn	XD7	36.3 m	2,904.00 tn-m
	D8	25.07 tn	XD8	34.56 m	866.42 tn-m
	D9	6.27 tn	XD9	34.75 m	217.86 tn-m
	D10	- 16.92 tn	XD10	29 m	- 490.68 tn-m
	D11	- 16.92 tn	XD11	29 m	- 490.68 tn-m
HIDROSTÁTICA	F1	752.72 tn	YF1	12.93 m	9,735.18 tn-m
	F2	- 9.25 tn	YF2	1.43 m	- 13.25 tn-m
	F3	0 tn	YF3	0 m	0 tn-m
SEDIMENTOS	HS	58.57 tn	YF1	5.57 m	326.02 tn-m
SUBPRESIÓN	U1	154.49 tn		32.31 m	4,991.47 tn-m
	U2	120.40 tn		14.00 m	1,685.60 tn-m
	U3	190.71 tn		18.67 m	3,559.86 tn-m
	U4	89.98 tn		33.75 m	3,036.68 tn-m

Sumatoria de Fuerzas Verticales	1,308.16	Sumatoria de Momentos R	44,463.98	Momentos resistentes
Sumatoria de Fuerzas Horizontales	802.04	Sumatoria de Momentos V	23,321.56	Momentos actuantes

VOLTEO

LR	16.16	Ubicación de la resultante con respecto a la punta de la presa	
e	2.15	e max	6.10
			ok!

Factor de seguridad al Deslizamiento

FS	2.60	FS Condición Usual	2 mín.	ok!
----	------	--------------------	--------	-----

2.- Condición de Carga 2- Extrema - NAME

Condición de Carga 2 (CC2)

EXTREMA NAME

Carga Hidráulica	4375.7	msnm
Carga hidráulica aguas abajo - crecida	4342.42	msnm
Sub Presión	50%	
Sedimentos	4351.7	msnm
Cota de cimentación de la presa	4,335.00	msnm
Densidad RCC	2.35	

yw	1 t/m3	
hw1	40.70 m	Altura de carga hidráulica aguas arriba
hw2	7.42 m	Altura de carga hidráulica aguas abajo
hs1	16.7 m	Altura de sedimentos
hu3	20.14 m	Altura de presión en el Drenaje
Kh	0	Coef. Sísmico pseudo estático
B	36.62 m	Ancho de la base

phi	50 Grados
cohesión	0.14 Mpa

DESCRIPCIÓN	FUERZAS	BRAZOS	MOMENTOS
Peso Propio	D1 95.60 tn	XD1 18.31 m	1,750.40 tn-m
	D2 991.14 tn	XD2 18.33 m	18,170.83 tn-m
	D3 655.89 tn	XD3 30.5 m	20,004.49 tn-m
	D4 25.76 tn	XD4 35.405 m	911.89 tn-m
	D5 14.73 tn	XD5 34.19 m	503.72 tn-m
	D6 3.13 tn	XD6 37.03 m	115.73 tn-m
	D7 84.55 tn	XD7 36.3 m	3,069.17 tn-m
	D8 27.22 tn	XD8 34.56 m	940.72 tn-m
	D9 6.27 tn	XD9 34.75 m	217.86 tn-m
	D10 - 16.92 tn	XD10 29 m	- 490.68 tn-m
	D11 - 16.92 tn	XD11 29 m	- 490.68 tn-m
HIDROSTÁTICA	F1 828.24 tn	YF1 13.57 m	11,236.52 tn-m
	F2 - 27.53 tn	YF2 2.47 m	- 68.09 tn-m
	F3 0 tn	YF3 0 m	0 tn-m
SEDIMENTOS	HS 58.57 tn	YF1 5.57 m	326.02 tn-m
SUBPRESIÓN	U1 173.63 tn	32.31 m	5,610.10 tn-m
	U2 207.76 tn	14.00 m	2,908.64 tn-m
	U3 178.12 tn	18.67 m	3,325.56 tn-m
	U4 88.60 tn	33.75 m	2,990.26 tn-m
SISMO PRESA	E1 - tn	0 m	- tn-m
	E2 - tn	0 m	- tn-m
	E3 - tn	0 m	- tn-m
	E4 - tn	0 m	- tn-m
	E5 - tn	- m	- tn-m
	E6 - tn	- m	- tn-m
	E7 - tn	0 m	- tn-m
	E8 - tn	0 m	- tn-m
	E9 - tn	0 m	- tn-m
	E10 - tn	0 m	- tn-m
	E11 - tn	0 m	- tn-m
HIDRODINÁMICA	FE1	m	tn-m
	FE2 0	0.78 m	0 tn-m
SISMO SEDIM	HSE 0	m	tn-m

Sumatoria de Fuerzas Verticales	1,222.32	Sumatoria de Momentos R	44,703.45	Momentos resistentes
Sumatoria de Fuerzas Horizontales	859.28	Sumatoria de Momentos V	26,329.02	Momentos actuantes

VOLCAMIENTO

LR	15.03	Ubicación de la resultante con respecto a la punta de la presa	
e	3.28	e max	18.31
			ok!

Factor de seguridad al Deslizamiento

FS	2.30	FS Condición Extrema	1.1 mín.	ok!
----	------	----------------------	----------	-----

3.- Condición de Carga 3- Extrema - Construcción + OBE

Condición de Carga 2 (CC2)

EXTREMA SISMO OBE, sin carga de agua

Carga Hidráulica		0 msnm
Mínima carga hidráulica aguas abajo		0 msnm
Sub Presión		50%
Sedimentos		0 msnm
Cota de cimentación de la presa	4,335.00	msnm
Densidad RCC		2.35

yw		1 t/m3
hw1	- m	Altura de carga hidráulica aguas arriba
hw2	- m	Altura de carga hidráulica aguas abajo
hs1	- m	Altura de sedimentos
hu3	m	Altura de presión en el Drenaje
Kh	0.18	Coef. Sísmico pseudo estático
B	36.62 m	Ancho de la base

phi	50 Grados
cohesión	0.14 Mpa

DESCRIPCIÓN	FUERZAS		BRAZOS		MOMENTOS
Peso Propio	D1	95.60 tn	XD1	18.31 m	1,750.40 tn-m
	D2	991.14 tn	XD2	20.93 m	20,747.78 tn-m
	D3	655.89 tn	XD3	28.95 m	18,987.87 tn-m
	D4	25.76 tn	XD4	35.405 m	911.89 tn-m
	D5	14.73 tn	XD5	34.19 m	503.72 tn-m
	D6	3.13 tn	XD6	37.03 m	115.73 tn-m
	D7	- tn	XD7	36.3 m	- tn-m
	D8	- tn	XD8	34.56 m	- tn-m
	D9	- tn	XD9	34.75 m	- tn-m
	D10	- 16.92 tn	XD10	29 m	- 490.68 tn-m
	D11	- 16.92 tn	XD11	29 m	- 490.68 tn-m
HIDROSTÁTICA	F1	- tn	YF1	- m	- tn-m
	F2	- tn	YF2	- m	- tn-m
	F3	0 tn	YF3	0 m	0 tn-m
SEDIMENTOS	HS	- tn	YF1	- m	- tn-m
SUBPRESIÓN	U1	- tn		- m	- tn-m
	U2	- tn		- m	- tn-m
	U3	- tn		- m	- tn-m
	U4	- tn		m	- tn-m
SISMO PRESA	E1	17.21 tn		0.65 m	11.18 tn-m
	E2	178.40 tn		22.93 m	4,090.22 tn-m
	E3	118.06 tn		21.25 m	2,508.76 tn-m
	E4	4.64 tn		3.25 m	15.07 tn-m
	E5	2.65 tn		8.73 m	23.16 tn-m
	E6	0.56 tn		3.90 m	2.19 tn-m
	E7	- tn		0 m	- tn-m
	E8	- tn		0 m	- tn-m
	E9	- tn		0 m	- tn-m
	E10	- 3.05 tn		6.5 m	- 19.80 tn-m
	E11	- 3.05 tn		24.5 m	- 74.62 tn-m
HIDRODINÁMICA	FE1			m	tn-m
	FE2	0		0 m	0 tn-m
SISMO SEDIM	HSE	0		m	tn-m

Sumatoria de Fuerzas Verticales	1,752.40	Sumatoria de Momentos R	42,036.03	Momentos resistentes
Sumatoria de Fuerzas Horizontales	315.43	Sumatoria de Momentos V	6,556.18	Momentos actuantes

VOLCAMIENTO

LR	20.25	Ubicación de la resultante con respecto a la punta de la presa		
e	1.94	e max	18.31	ok!

Factor de seguridad al Deslizamiento

FS	8.28	FS Condición Extrema	1.1 mín.	ok!
----	-------------	----------------------	----------	-----

4.- Condición de Carga 4- Inusual – Sismo OBE

Condición de Carga 2 (CC2)

INUSUAL SISMO OBE, NAMO

Carga Hidráulica	4373.8	msnm
Mínima carga hidráulica aguas abajo	4339.3	msnm
Sub Presión	50%	
Sedimentos	4351.7	msnm
Cota de cimentación de la presa	4,335.00	msnm
Densidad RCC	2.35	

yw	1 t/m ³	
hw1	38.80 m	Altura de carga hidráulica aguas arriba
hw2	4.30 m	Altura de carga hidráulica aguas abajo
hs1	16.70 m	Altura de sedimentos
hu3	17.92 m	Altura de presión en el Drenaje
Kh	0.18	Coef. Sísmico pseudo estático
B	36.62 m	Ancho de la base

phi	50 Grados
cohesión	0.14 Mpa

DESCRIPCIÓN	FUERZAS	BRAZOS	MOMENTOS	
Peso Propio	D1	95.60 tn	XD1 18.31 m	1,750.40 tn-m
	D2	991.14 tn	XD2 20.93 m	20,747.78 tn-m
	D3	655.89 tn	XD3 28.95 m	18,987.87 tn-m
	D4	25.76 tn	XD4 35.405 m	911.89 tn-m
	D5	14.73 tn	XD5 34.19 m	503.72 tn-m
	D6	3.13 tn	XD6 37.03 m	115.73 tn-m
	D7	80.00 tn	XD7 36.3 m	2,904.00 tn-m
	D8	25.07 tn	XD8 34.56 m	866.42 tn-m
	D9	6.27 tn	XD9 34.75 m	217.86 tn-m
	D10	- 16.92 tn	XD10 29 m	- 490.68 tn-m
	D11	- 16.92 tn	XD11 29 m	- 490.68 tn-m
HIDROSTÁTICA	F1	752.72 tn	YF1 12.93 m	9,735.18 tn-m
	F2	- 9.25 tn	YF2 1.43 m	- 13.25 tn-m
	F3	0 tn	YF3 0 m	0 tn-m
SEDIMENTOS	HS	58.57 tn	YF1 5.57 m	326.02 tn-m
SUBPRESIÓN	U1	154.49 tn	32.31 m	4,991.47 tn-m
	U2	120.40 tn	14.00 m	1,685.60 tn-m
	U3	190.71 tn	18.67 m	3,559.86 tn-m
	U4	89.98 tn	33.75 m	3,036.68 tn-m
SISMO PRESA	E1	17.21 tn	0.65 m	11.18 tn-m
	E2	178.40 tn	22.93 m	4,090.22 tn-m
	E3	118.06 tn	21.25 m	2,508.76 tn-m
	E4	4.64 tn	3.25 m	15.07 tn-m
	E5	2.65 tn	8.73 m	23.16 tn-m
	E6	0.56 tn	3.90 m	2.19 tn-m
	E7	14.40 tn	0 m	- tn-m
	E8	4.51 tn	0 m	- tn-m
	E9	1.13 tn	0 m	- tn-m
	E10	- 3.05 tn	6.5 m	- 19.80 tn-m
	E11	- 3.05 tn	24.5 m	- 74.62 tn-m
HIDRODINÁMICA	FE1	119.82 tn	18.52 m	2,219.07 tn-m
	FE2	-0.94 tn	2.5 m	-2.35 tn-m
SISMO SEDIM	HSE	15.48	12.62 m	195.41 tn-m

Sumatoria de Fuerzas Verticales	1,308.16	Sumatoria de Momentos R	46,024.31	Momentos resistentes
Sumatoria de Fuerzas Horizontales	1,271.88	Sumatoria de Momentos V	32,289.85	Momentos actuantes

VOLCAMIENTO

LR	10.50	Ubicación de la resultante con respecto a la punta de la presa	
e	7.81	e max	9.16
			ok!

Factor de seguridad al Deslizamiento

FS	1.64	FS Condición Extrema	1.5 mín.	ok!
----	------	----------------------	----------	-----

5.- Condición de Carga 5- Extrema – Sismo MCE

Condición de Carga 5 (CC5)

EXTREMA SISMO OBE, NAME

Carga Hidráulica	4373.8	msnm
Mínima carga hidráulica aguas abajo	4339.3	msnm
Sub Presión	50%	
Sedimentos	4351.7	msnm
Cota de cimentación de la presa	4,335.00	msnm
Densidad RCC	2.35	

yw	1 t/m3	
hw1	38.80 m	Altura de carga hidráulica aguas arriba
hw2	4.30 m	Altura de carga hidráulica aguas abajo
hs1	16.70 m	Altura de sedimentos
hu3	17.92 m	Altura de presión en el Drenaje
Kh	0.38	Coef. Sísmico pseudo estático
B	36.62 m	Ancho de la base

phi	50 Grados
cohesión	0.14 Mpa

DESCRIPCIÓN	FUERZAS	BRAZOS	MOMENTOS		
Peso Propio	D1	95.60 tn	XD1	18.31 m	1,750.40 tn-m
	D2	991.14 tn	XD2	20.93 m	20,747.78 tn-m
	D3	655.89 tn	XD3	28.95 m	18,987.87 tn-m
	D4	25.76 tn	XD4	35.405 m	911.89 tn-m
	D5	14.73 tn	XD5	34.19 m	503.72 tn-m
	D6	3.13 tn	XD6	37.03 m	115.73 tn-m
	D7	80.00 tn	XD7	36.3 m	2,904.00 tn-m
	D8	25.07 tn	XD8	34.56 m	866.42 tn-m
	D9	6.27 tn	XD9	34.75 m	217.86 tn-m
	D10	- 16.92 tn	XD10	29 m	- 490.68 tn-m
	D11	- 16.92 tn	XD11	29 m	- 490.68 tn-m
HIDROSTÁTICA	F1	752.72 tn	YF1	12.93 m	9,735.18 tn-m
	F2	- 9.25 tn	YF2	1.43 m	- 13.25 tn-m
	F3	0 tn	YF3	0 m	0 tn-m
SEDIMENTOS	HS	58.57 tn	YF1	5.57 m	326.02 tn-m
SUBPRESIÓN	U1	154.49 tn		32.31 m	4,991.47 tn-m
	U2	120.40 tn		14.00 m	1,685.60 tn-m
	U3	190.71 tn		18.67 m	3,559.86 tn-m
	U4	89.98 tn		33.75 m	3,036.68 tn-m
SISMO PRESA	E1	36.33 tn		0.65 m	23.61 tn-m
	E2	376.63 tn		22.93 m	8,634.91 tn-m
	E3	249.24 tn		21.25 m	5,296.27 tn-m
	E4	9.79 tn		3.25 m	31.81 tn-m
	E5	5.60 tn		8.73 m	48.90 tn-m
	E6	1.19 tn		3.90 m	4.63 tn-m
	E7	30.40 tn		0 m	- tn-m
	E8	9.53 tn		0 m	- tn-m
	E9	2.38 tn		0 m	- tn-m
	E10	- 6.43 tn		6.5 m	- 41.79 tn-m
	E11	- 6.43 tn		24.5 m	- 157.53 tn-m
HIDRODINÁMICA	FE1	119.82 tn		18.52 m	2,219.07 tn-m
	FE2	-0.94 tn		2.5 m	-2.35 tn-m
SISMO SEDIM	HSE	15.48		12.62 m	195.41 tn-m

Sumatoria de Fuerzas Verticales	1,308.16	Sumatoria de Momentos R	46,024.31	Momentos resistentes
Sumatoria de Fuerzas Horizontales	1,644.63	Sumatoria de Momentos V	39,574.49	Momentos actuantes

VOLCAMIENTO

LR	4.93	Ubicación de la resultante con respecto a la punta de la presa	
e	13.38	e max	18.31
			ok!

Factor de seguridad al Deslizamiento

FS	1.27	FS Condición Extrema	1.1 mín.	ok!
----	-------------	----------------------	----------	------------

6.- Condición de Carga 6- Extrema –Inusual Post Sismo

Condición de Carga 6 (CC6)

INUSUAL POST SISMO

Carga Hidráulica	4373.8	msnm
Mínima carga hidráulica aguas abajo	4339.3	msnm
Sub Presión	50%	
Sedimentos	4351.7	msnm
Cota de cimentación de la presa	4,335.00	msnm
Densidad RCC	2.35	

yw	1 t/m3	
hw1	38.80 m	Altura de carga hidráulica aguas arriba
hw2	4.30 m	Altura de carga hidráulica aguas abajo
hs1	16.70 m	Altura de sedimentos
hu3	17.92 m	Altura de presión en el Drenaje
Kh	0	Coef. Sísmico pseudo estático
B	36.62 m	Ancho de la base

phi	50 Grados
cohesión	0.14 Mpa

DESCRIPCIÓN	FUERZAS		BRAZOS		MOMENTOS
Peso Propio	D1	95.60 tn	XD1	18.31 m	1,750.40 tn-m
	D2	991.14 tn	XD2	20.93 m	20,747.78 tn-m
	D3	655.89 tn	XD3	28.95 m	18,987.87 tn-m
	D4	25.76 tn	XD4	35.405 m	911.89 tn-m
	D5	14.73 tn	XD5	34.19 m	503.72 tn-m
	D6	3.13 tn	XD6	37.03 m	115.73 tn-m
	D7	80.00 tn	XD7	36.3 m	2,904.00 tn-m
	D8	25.07 tn	XD8	34.56 m	866.42 tn-m
	D9	6.27 tn	XD9	34.75 m	217.86 tn-m
	D10	- 16.92 tn	XD10	29 m	- 490.68 tn-m
	D11	- 16.92 tn	XD11	29 m	- 490.68 tn-m
HIDROSTÁTICA	F1	752.72 tn	YF1	12.93 m	9,735.18 tn-m
	F2	- 9.25 tn	YF2	1.43 m	- 13.25 tn-m
	F3	0 tn	YF3	0 m	0 tn-m
SEDIMENTOS	HS	58.57 tn	YF1	5.57 m	326.02 tn-m
SUBPRESIÓN	U1	57.46 tn		34.35 m	1,973.94 tn-m
	U2	148.92 tn		34.35 m	5,115.90 tn-m
	U3	262.41 tn		19.88 m	5,216.71 tn-m
	U4	128.23 tn		14.91 m	1,911.91 tn-m
SISMO PRESA	E1	- tn		0.65 m	- tn-m
	E2	- tn		22.93 m	- tn-m
	E3	- tn		21.25 m	- tn-m
	E4	- tn		3.25 m	- tn-m
	E5	- tn		8.73 m	- tn-m
	E6	- tn		3.90 m	- tn-m
	E7	- tn		0 m	- tn-m
	E8	- tn		0 m	- tn-m
	E9	- tn		0 m	- tn-m
	E10	- tn		6.5 m	- tn-m
	E11	- tn		24.5 m	- tn-m
HIDRODINÁMICA	FE1	0 tn		0 m	- tn-m
	FE2	0 tn		0 m	- tn-m
SISMO SEDIM	HSE	-		0 m	- tn-m

Sumatoria de Fuerzas Verticales	1,266.72	Sumatoria de Momentos R	46,024.31	Momentos resistentes
Sumatoria de Fuerzas Horizontales	802.04	Sumatoria de Momentos V	24,266.41	Momentos actuantes

VOLCAMIENTO

LR	17.18	Ubicación de la resultante con respecto a la punta de la presa	
e	1.13	e max	9.16

Factor de seguridad al Deslizamiento

FS	2.53	FS Condición Extrema	1.5 mín.	ok!
----	-------------	----------------------	----------	-----