

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS MÉTODOS DE
RECRECIMIENTO EN UN DEPÓSITO DE RELAVES TIPO
PULPA EN CAJAMARCA**

TESIS
**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTADO POR:

Bach. HUALLPA MALDONADO, MARIA TERESA

Bach. MEDINA CORTEZ, SANTIAGO JESÚS

ASESOR: Mg. Ing. TORRES CHUNG, CÉSAR

LIMA – PERÚ

2020

DEDICATORIA

A mi padre por ser mi inspiración, por siempre estar a mi lado apoyándome hasta su último momento, a mi mamá y familia por estar en mi vida, y a todas las personas que me ayudaron a lograr esta meta.

Huallpa Maldonado, Maria Teresa

A mi madre que en todo momento me brindó su apoyo incondicional, y a mi abuelo que siempre supo guiar mis pasos desde pequeño.

Medina Cortez, Santiago Jesús

AGRADECIMIENTO

Al Mg. Ing. Cesar Torres Chung,
por su apoyo y aporte de sus
conocimientos en la especialidad de
Geotecnia para lograr elaborar este
Tesis.

Huallpa Maldonado, Maria Teresa

Medina Cortez, Santiago Jesús

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	xiv
ABSTRACT	xv
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.1. Planteamiento y delimitación del problema	2
1.2. Formulación del problema.....	4
1.2.1. Problema principal	4
1.2.2. Problemas secundarios	4
1.3. Objetivos de la investigación	4
1.3.1. Objetivo general	4
1.3.2. Objetivos específicos	5
1.4. Justificación e importancia de la investigación.....	5
1.4.1. Justificación de la Investigación.....	5
1.4.2. Importancia de la Investigación.....	6
1.5. Limitaciones 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. Guías y reglamentos.....	9
2.3. Estructura teórica y científica que sustenta el estudio	10
2.3.1. Relave.....	10
2.3.2. Tipos de relave.....	11
2.3.3. Tipos de Fallas.....	13
2.3.4. Métodos constructivos	16
2.3.5. Ensayos de Laboratorio.....	21
2.3.6. Ensayos de campo	25
2.3.7. Análisis de Riesgo sísmico	28
2.3.8. Análisis de deformaciones	29
2.3.8.1. Desplazamientos sísmicos	29
2.3.8.2. Métodos Simplificados.....	29
2.3.8.2.1. Método de Newmark.....	30
2.3.8.2.2. Método de Makdisi – Seed	32

2.3.8.3.	Método de Elementos Finitos	35
2.3.9.	Análisis de Estabilidad.....	36
2.3.10.	Balance Hídrico	45
2.3.11.	Disposición de descarga de cola y recuperación de agua	54
2.3.12.	Métodos de impermeabilización.....	55
2.3.13.	Drenaje	57
2.3.14.	Monitoreo de depósito de relaves.....	58
2.4.	Definiciones de términos básicos.....	60
2.5.	Formulación de Hipótesis.....	63
2.5.1.	Hipótesis general	63
2.5.2.	Hipótesis específicas	63
2.5.3.	Variables	64
CAPÍTULO III: DISEÑO METODOLÓGICO		65
3.1.	Tipo y diseño de la investigación.....	65
3.1.1.	Tipo y diseño de la Investigación Método de la Investigación	65
3.1.2.	Método de la Investigación.....	65
3.2.	Diseño muestral de la investigación	65
3.3.	Población y muestra.....	66
3.4.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	66
3.5.	Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos.....	67
3.6.	Técnicas para el procesamiento y análisis de datos	67
CAPÍTULO IV: DESARROLLO DEL PROYECTO		68
4.1.	Caracterización general del área	68
4.1.1.	Ubicación	68
4.1.2.	Clima	68
4.1.3.	Temperatura.....	69
4.1.4.	Precipitación	70
4.1.5.	Hidrología	72
4.1.6.	Sismicidad.....	72
4.2.	Geología.....	73
4.2.1.	Generalidades	73
4.2.2.	Geología regional	73
4.2.3.	Geología local.....	74
4.3.	Trabajos de investigación geotécnica	75
4.3.1.	Programa de Investigación de Campo	75

4.3.2.	Ensayos de Campo	75
4.3.3.	Ensayos de Laboratorio.....	76
4.4.	Caracterización geotécnica de los materiales.....	76
4.4.1.	Parámetros geotécnicos.....	77
4.5.	Diseño del depósito de relaves en pulpa.....	79
4.5.1.	Superficie de nivelación.....	80
4.5.2.	Sistema de revestimiento	80
4.5.3.	Sistema de drenaje.....	82
4.5.4.	Control de filtraciones y drenaje en la presa	82
4.5.5.	Poza de colección	83
4.5.6.	Dique de contención.....	84
4.5.7.	Canal de coronación.....	85
4.5.8.	Análisis volumétrico	86
4.5.9.	Balace de agua.....	86
4.5.10.	Plan de cierre conceptual del depósito.....	95
CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS		96
5.1.	Resultados de investigación	96
5.1.1.	Caracterización Geotécnica	96
5.1.2.	Dique Inicial	97
5.1.3.	Recrecimiento.....	97
5.1.4.	Análisis de estabilidad física	98
5.1.5.	Factores de seguridad obtenidos.....	98
5.1.6.	Análisis de deformaciones sin sismo inducido.....	115
5.1.7.	Análisis de deformaciones dinámico	123
5.1.8.	Análisis de Filtración	135
5.2.	Discusión de resultados - Contrastación de hipótesis.....	140
5.2.1.	Hipótesis general.....	140
5.2.2.	Primera hipótesis específica	141
5.2.3.	Segunda hipótesis específica	143
5.2.4.	Tercera hipótesis.....	143
5.2.5.	Cuarta hipótesis	144
CONCLUSIONES		145
RECOMENDACIONES.....		148
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....		149
ANEXOS		155

ANEXO I: MATRIZ DE CONSISTENCIA.....	155
ANEXO II: CÁLCULO DEL CANAL DE CORONACIÓN	156
ANEXO III: PLANO I CONFIGURACIÓN GENERAL DEL DEPÓSITO DE RELAVES.....	170
ANEXO IV: PLANO II RECRECIMIENTO DEL DEPOSITO DE RELAVES .	171

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ranking Mundial de Producción Minera, 2017-2018	2
Figura 2: Tubificación completa	13
Figura 3: Falla durante la construcción.....	15
Figura 4: Falla durante la operación	15
Figura 5: Falla durante la operación	16
Figura 6: Método Aguas Arriba	17
Figura 7: Método Aguas abajo	20
Figura 8: Método Línea central	21
Figura 9: Esquema de un ensayo triaxial	23
Figura 10: Diagrama de ensayo triaxial	23
Figura 11: Caja de ensayo de Corte Directo	24
Figura 12: Ensayo de Penetración estándar	25
Figura 13: Enfoque pseudoestático para análisis de estabilidad (Melo y Sharma, 2004)	29
Figura 14: Representación esquemática de un bloque deslizante	31
Figura 15: Bloque deslizante en un talud	32
Figura 16: Variación de la razón de la aceleración máxima con la profundidad de la superficie de falla	33
Figura 17: Variación del desplazamiento permanente normalizado con la aceleración de fluencia. Resumen de datos	34
Figura 18: Variación del desplazamiento permanente promedio normalizado con la aceleración de fluencia.....	34
Figura 19: División del sistema continuo en elementos individuales.....	36
Figura 20: Fuerzas actuantes en una dovela vertical de una superficie de deslizamiento	39
Figura 21: Clasificación general de los métodos de cálculo de estabilidad	45
Figura 22: Altura de la ola (Hs) y alcance de la ola rota o “runup” en almacenamientos de agua	50
Figura 23: Altura de la ola rota (runup) determinada por el método de Saville (1957) .	51
Figura 24: Velocidades de viento (km/h) a 10 m sobre el suelo para un periodo de retorno de 50 años	52
Figura 25: Zonas Sísmicas del Perú	53

Figura 26: Geomembrana para relaves	56
Figura 27: Dren faja	57
Figura 28: Drenaje a través de tuberías.....	58
Figura 29: Ubicación de la presa de relave.....	68
Figura 30: Columna Estratigrafía Regional	74
Figura 31: Factor de Seguridad Estático del Dique Inicial Sin Relave en Pulpa por el Método de Bishop	100
Figura 32: Factor de Seguridad Estático del Dique Inicial Sin Relave en Pulpa por el Método de Morgenstern - Price.....	101
Figura 33: Factor de Seguridad Estático del Dique Inicial Sin Relave en Pulpa por el Método de Spencer.....	101
Figura 34: Factor de Seguridad Pseudoestático del Dique Inicial Sin Relave en Pulpa por el Método de Bishop Simplificado	102
Figura 35: Factor de Seguridad Pseudoestático del Dique Inicial Sin Relave en Pulpa por el Método de Morgenstern - Price	102
Figura 36: Factor de Seguridad Pseudoestático del Dique Inicial Sin Relave en Pulpa por el Método de Spencer.....	103
Figura 37: Factor de Seguridad Estático del Dique Inicial por el Método de Bishop Simplificado.....	103
Figura 38: Factor de Seguridad Estático del Dique Inicial por el Método de Morgenstern - Price	104
Figura 39: Factor de Seguridad Estático del Dique Inicial por el Método de Spencer. 104	
Figura 40: Factor de Seguridad Pseudoestático del Dique Inicial por el Método de Bishop	105
Figura 41: Factor de Seguridad Pseudoestático del Dique Inicial por el Método de Morgenstern - Price.....	105
Figura 42: Factor de Seguridad Pseudoestático del Dique Inicial por el Método de Spencer.....	106
Figura 43: Factor de Seguridad Estático del Talud Aguas abajo sin Relave en Pulpa con el Método de Bishop	106
Figura 44: Factor de Seguridad Estático del Talud Aguas abajo sin Relave en Pulpa con el Método de Morgenstern - Price.....	107
Figura 45: Factor de Seguridad Estático del Talud Aguas abajo sin Relave en Pulpa con el Método de Spencer.....	107

Figura 46: Factor de Seguridad Pseudoestático del Talud Aguas abajo sin Relave en Pulpa con el Método de Bishop.....	108
Figura 47: Factor de Seguridad Pseudoestático del Talud Aguas abajo sin Relave en Pulpa con el Método de Morgenstern - Price	108
Figura 48: Factor de Seguridad Pseudoestático del Talud Aguas abajo sin Relave en Pulpa con el Método de Spencer	109
Figura 49: Factor de Seguridad Estático del Talud Aguas abajo con el Método de Bishop	109
Figura 50: Factor de Seguridad Estático del Talud Aguas abajo con el Método de Morgenstern – Price	110
Figura 51: Factor de Seguridad Estático del Talud Aguas abajo con el Método de Spencer.....	110
Figura 52: Factor de Seguridad Pseudoestático del Talud Aguas abajo con el Método de Bishop	111
Figura 53: Factor de Seguridad Pseudoestático del Talud Aguas abajo con el Método de Morgenstern - Price	111
Figura 54: Factor de Seguridad Pseudoestático del Talud Aguas abajo con el Método de Spencer.....	112
Figura 55: Factor de Seguridad Estático del Talud Línea central con el Método de Bishop	112
Figura 56: Factor de Seguridad Estático del Talud Línea central con el Método de Morgenstern - Price.....	113
Figura 57: Factor de Seguridad Estático del Talud Línea central con el Método de Spencer.....	113
Figura 58: Factor de Seguridad Pseudoestático del Talud Línea central con el Método de Bishop	114
Figura 59: Factor de Seguridad Pseudoestático del Talud Línea central con el Método de Morgenstern - Price.....	114
Figura 60: Factor de Seguridad Pseudoestático del Talud Línea central con el Método de Spencer.....	115
Figura 61: Deformaciones elementos finitos sin sismo inducido condiciones iniciales para ambos métodos de recrecimiento	116
Figura 62: Malla deformada en la construcción del dique inicial	117
Figura 63: Modelamiento para el método de recrecimiento Aguas abajo	118

Figura 64: Tercera etapa: malla deformada en el primer llenado de relaves – método aguas abajo.....	118
Figura 65: Cuarta etapa: malla deformada para el recrecimiento en el primer llenado de relaves – método aguas abajo	119
Figura 66: Quinta etapa: Malla deformada para el recrecimiento en el segundo llenado de relaves – método aguas abajo	119
Figura 67: El modelamiento para el método de recrecimiento de Línea central.....	120
Figura 68: Tercera etapa: malla deformada en el primer llenado de relaves – método línea central.....	120
Figura 69: Cuarta etapa: malla deformada para el recrecimiento en el primer llenado de relaves – método línea central	121
Figura 70: Quinta etapa: malla deformada para el recrecimiento en el segundo llenado de relaves – método línea central	121
Figura 71: Acelerograma para la evaluación dinámica.....	124
Figura 72: Discretización en método Aguas abajo	125
Figura 73: Malla de deformaciones en método Aguas abajo tras sismo inducido	125
Figura 74: Ubicación de los puntos evaluados para los desplazamientos	126
Figura 75: Desplazamientos relativos XY (m) vs Y(m)	126
Figura 76: Desplazamiento Absoluto XY(m) vs Y (m).....	127
Figura 77: Tiempo (s) vs Desplazamiento en Corona XY (m)	127
Figura 78: Tiempo (s) vs Aceleración XY en corona (g)	128
Figura 79: Discretización Método Línea central.....	129
Figura 80: Malla de deformaciones en método Línea central tras sismo inducido.....	129
Figura 81: Ubicación de los puntos evaluados para los desplazamientos	130
Figura 82: Desplazamiento Relativo XY (m) vs Y(m).....	130
Figura 83: Desplazamiento Absoluto XY (m) vs Y (m).....	131
Figura 84: Tiempo (s) vs Desplazamiento XY (m) en corona	132
Figura 85: Tiempo (s) vs Aceleración XY (g) en corona	133
Figura 86: Análisis de Infiltración - Presión Total Aguas abajo.....	136
Figura 87: Análisis de Infiltración - Descarga Total Aguas abajo.....	136
Figura 88: Análisis de Infiltración – Aguas abajo Gradiente Total	137
Figura 89: Análisis de Infiltración - Presión Total Línea central.....	137
Figura 90: Análisis de Infiltración - Descarga Total Línea central.....	138
Figura 91: Análisis de Infiltración – Aguas abajo Gradiente Total	138

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Coeficientes de permeabilidad y capacidad de infiltración	26
Tabla 2: Tamaño de poros y conductividad hidráulica	26
Tabla 3: Procedimiento para efectuar la Estabilidad de Depósitos de Relave	38
Tabla 4: Características de Métodos Comúnmente Empleados para la Estabilidad de Taludes.....	40
Tabla 5: Fórmulas para el coeficiente sísmico horizontal según diversos autores	44
Tabla 6: Matriz operacional de variables.....	64
Tabla 7: Ubicación de la Estación Meteorológica	69
Tabla 8: Promedios mensuales de Temperatura en la estación Bambamarca	69
Tabla 9: Promedios mensuales de Precipitación en la estación Bambamarca	70
Tabla 10: Precipitación para cada Período de Retorno Estación Bambamarca – Distribución Normal	72
Tabla 11: Base de datos 1	78
Tabla 12: Base de datos 2	78
Tabla 13: Base de datos 3	78
Tabla 14: Resumen de los Parámetros de Resistencia	79
Tabla 15: Análisis Volumétrico	86
Tabla 16: Estación meteorológica del SENAMHI considerada.....	86
Tabla 17: Parámetros meteorológicos de la estación BAMBAMARCA (periodo 1962-2019)	87
Tabla 18: Precipitación máxima de 24 horas de la estación BAMBAMARCA	87
Tabla 19: Horas estimadas de brillo solar para la latitud 15° S	88
Tabla 20: Cálculo de la evapotranspiración potencial (ETP) y evaporación real (ET) ..	89
Tabla 21: Cálculo de balance de masa y tiempo de llenado de la relavera	90
Tabla 22: Memoria de cálculo de balance de agua de contacto (mensual)	91
Tabla 23: Memoria de cálculo de balance de agua de contacto (diario).....	92
Tabla 24: Altura de borde libre determinado por diferentes criterios.....	94
Tabla 25: Parámetros utilizados	96
Tabla 26: Resultados de los Análisis de Estabilidad.....	99
Tabla 27: Factores de Seguridad Empleados para el Análisis de Estabilidad	100
Tabla 28: Parámetros geotécnicos dinámicos – sin sismo inducido	116

Tabla 29: Resultados del Análisis de Deformaciones sin sismo inducido	122
Tabla 30: Parámetros geotécnicos dinámicos para sismo inducido	124
Tabla 31: Deformaciones con sismo inducido	134
Tabla 32: Daños obtenidos por deformaciones en presas de relave.....	134
Tabla 33: Caudal de filtración	139
Tabla 34: Gradiente hidráulico.....	139
Tabla 35: Comparativa de los métodos de recrecimiento.....	140
Tabla 36: Parámetros Geotécnicos totales	142

RESUMEN

La tesis presentada realizó un análisis comparativo para los métodos de recrecimiento convencionales Aguas abajo y Línea central en una presa de relaves tipo pulpa, siendo esta de diseño propio ubicado en el distrito de Bambamarca, provincia de Hualgayoc del departamento de Cajamarca. Presentando un enfoque cuantitativo con un alcance descriptivo, donde se determinó valores medibles numéricamente.

Siendo el objetivo principal la realización del comparativo estableciendo variaciones porcentuales. Estos datos comparables están comprendidos por los objetivos secundarios, analizando la estabilidad física abarcando el análisis estático y pseudoestático, y las deformaciones dadas sin un evento sísmico, el análisis dinámico para la obtención de deformaciones ante un sismo. Finalmente, se realizó un análisis de filtraciones para determinar el mejor método reduciendo las mismas.

Para la realización de los análisis se utilizaron parámetros geotécnicos verificados determinados a través de la investigación de fuentes bibliográficas confiables, las cuales poseen características similares a las que se encuentran en la presa.

Los resultados mostraron diferenciaciones dentro del rango establecido para los análisis de estabilidad física y dinámico de deformaciones entre ambos métodos; sin embargo, en el análisis de filtraciones se obtuvo una variación significativa.

Se concluye que el análisis comparativo muestra variaciones bajas para el análisis estático y pseudoestático, siendo el más óptimo el método de aguas abajo; y para el análisis dinámico de deformaciones, el de línea central. A su vez, en el análisis de filtraciones se presentó una variación superior al rango establecido, siendo el más estable el método de aguas abajo.

Palabras clave: Relaves, Recrecimiento, Análisis, Comparativo.

ABSTRACT

The thesis presented made a comparative analysis for conventional downstream and centerline regrowth methods in a pulp type tailings dam, being this one of own design located in the district of Bambamarca, province of Hualgayoc of the department of Cajamarca. Presenting a quantitative approach with a descriptive scope, where numerically measurable values were determined.

Being the main objective the accomplishment of the comparative one establishing percentage variations. These comparable data are included by the secondary objectives, analyzing the physical stability covering the static and pseudostatic analysis, and the deformations given without a seismic event, the dynamic analysis for the obtaining of deformations before an earthquake. Finally, a leakage analysis was carried out to determine the best method to reduce them.

To carry out the analyses, verified geotechnical parameters were used, determined through the research of reliable bibliographical sources, which have similar characteristics to those found in the dam.

The results showed differentiations within the established range for the analysis of physical and dynamic stability of deformations between both methods; however, in the analysis of filtrations a significant variation was obtained.

It is concluded that the comparative analysis shows low variations for the static and pseudostatic analysis, being the most optimum the downstream method; and for the dynamic analysis of deformations, the central line one. At the same time, in the analysis of filtrations, a higher variation than the established range was presented, being the most stable the downstream method.

Keywords: Tailings, Recreation, Analysis, Comparative.

INTRODUCCIÓN

La actividad minera en el Perú, es uno de los principales sectores que sostienen la economía, debido a esto existe gran cantidad de minas y estas a su vez son reguladas por el Estado para evitar contaminación y problemas ambientales que son generados principalmente por los materiales que se descartan luego de la actividad minera, por lo tanto proponen la construcción de depósitos para almacenar estos residuos llamados relaveras que aseguran la contención de los materiales evitando daños al ambiente y a la sociedad. El estado también brinda guías para el adecuado manejo e implementación de nuevas técnicas y reglamentos que son usados en otros países de actividad minera.

Tomando en cuenta lo anteriormente expuesto en este proyecto de tesis se plantea el diseño teórico de una presa de relave en pulpa y el análisis comparativo de los métodos de recrecimiento aguas abajo y línea central sin tomar en cuenta el método aguas arriba, debido a que no es seguro y presenta muchas fallas; el depósito está ubicado en Cajamarca, es un departamento con gran actividad minera. El dique de arranque va de la cota 3581 msnm a 3587 msnm con una capacidad de 100.310 m³, ambos recrecimientos tendrán una elevación de 4 metros por fines prácticos con una cota de 3591 msnm; el diseño está compuesto para la contención de aguas producidas por la precipitación de la zona y se propone un sistema tuberías para ampliar la capacidad de del depósito secando el material rápidamente mediante drenaje.

La investigación está dividida en cinco capítulos:

Capítulo I se propone el planteamiento del problema, objetivos, justificación y limitaciones de la investigación.

Capítulo II trabajo de investigación que contiene el marco teórico, conceptos, métodos de recrecimiento, análisis de estabilidad, análisis de infiltraciones, balance de agua e Hipótesis.

Capítulo III presenta el diseño de investigación, técnicas de procesamiento de datos y descripción de la obtención de datos para el posterior diseño y desarrollo del proyecto.

Capítulo IV comprende desarrollo del proyecto desde la caracterización del área general del proyecto hasta características de la presa y diseño de la misma y componentes como canal de coronación y poza de colección.

Capítulo V contiene la presentación de los resultados de análisis.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Planteamiento y delimitación del problema

A lo largo de la historia de nuestro país, la minería ha sido uno de los más importantes motivos del sostenimiento de la economía, y el que genera los ingresos del Perú. Siendo una de las principales bases de la economía del país, donde este aportó cerca del 9% del PBI en el 2019. De acuerdo con el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI,2019), a nivel mundial y latinoamericano, el Perú se ubica entre los primeros productores de oro, plata, cobre, plomo, zinc, hierro, estaño, molibdeno, indio, selenio, entre otros, que tienen gran demanda en el mercado internacional.

Figura 1

Ranking Mundial de Producción Minera, 2017-2018

UBICACIÓN DEL PERÚ EN EL RANKING MUNDIAL DE PRODUCCIÓN
MINERA, 2017-2018

Principales Metales	2017		2018 P/	
	Latinoamérica	Mundo	Latinoamérica	Mundo
Oro	1	6	1	6
Cobre	2	2	2	2
Plata	2	2	2	2
Zinc	1	2	1	2
Plomo	1	4	1	3
Estaño	3	6	1	4
Molibdeno	2	4	2	4
Cadmio	2	8	2	8
Roca fosfórica	2	10	2	11
Diatomita	2	6	1	5
Indio	1	8	1	7
Andalucita y minerales relacionados	1	4	1	4
Selenio	1	10	1	10

Fuente: INEI (2019)

En la industria minero – metalúrgica, a lo largo de los años, se han presentado diversos problemas en la parte de diseño ya que ocasionalmente no se toman en cuenta eventos externos de índole sísmico – hidrológico , que conlleva a rupturas y desbordes en diversas presas de relaves tanto a nivel nacional como internacional; entre ellos tenemos la del dique de relaves mineros Fundao en Brasil, la cual derramó cerca de 50 millones de toneladas de residuo, afectando al poblado próximo produciendo pérdidas humanas y materiales, como también afectando el ambiente cercano. En el ámbito nacional, podemos mencionar el que afecto al río Opamayo en Huancavelica, donde otro dique colapsó

vertiendo cerca de 500 toneladas de material de relaves mineros, afectando a las localidades aledañas. Por consiguiente, los desechos o relaves producidos son fuente de contaminación para el ecosistema que se encuentra cercana a la zona de extracción de minerales. Desde el ámbito de la ingeniería, se adoptan medidas y procedimientos preventivos que garanticen la seguridad de las personas cercanas a la actividad minera, así como el medio ambiente, que pueden ser afectados por fallas presentadas en las presas de relaves, producidos por diversas causas como un mal diseño, factores externos no tomados en cuenta, Lo cual indica un alto riesgo a nivel ambiental, social y económico.

Debido a ello, las presas de relaves deben contar por normativa con un sistema de revestimiento, una poza de colección, canal de coronación, sistema de drenaje y dique de contención, el cual debe almacenar y contener los relaves producidos en planta. Estos se pueden diseñar debido a un recrecimiento de tres formas conocidas como método de aguas arriba, aguas abajo y línea central. Según MINEN (2009), las presas con mayor riesgo sísmico son las conocidas como “aguas arriba”, la cual posee una derivación sistemática del agua superficial tiene una dotación un poco mayor que el flujo normal, el lugar donde estos depósitos se encuentran construidos sobre una superficie con pendiente alta se ven afectados por fenómenos naturales como los huaycos, y como resultado el tiempo de vida de estos relaves es menor. (p.35)

Independientemente de la técnica de construcción, es importante contar con el sistema de filtros ya que permiten controlar el agua a través del perímetro del dique y así mejorar la estabilidad propia. Hemos considerado en esta tesis, la optimización del área disponible para obtener la máxima capacidad de almacenamiento y el diseño geotécnico, civil e hidráulico del depósito de relaves, de manera que permita su estabilidad física. El depósito de relaves ubicado en en el distrito de Bambamarca, provincia de Hualgayoc perteneciente al departamento de Cajamarca. ha sido proyectado para almacenar aproximadamente 100,310 m³ de material de relave en pulpa y ha sido diseñado para proyectar un recrecimiento hacia aguas abajo y línea central de 4 m que va permitir incrementar la capacidad del depósito en 98,344 m³ y 87,310 m³ respectivamente, ya que es importante un buen diseño de la relavera para evitar posibles colapsos; y, por

consiguiente, resguardar y prevenir posibles desastres o afectaciones tanto ambientales como sociales.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema principal

¿Cómo realizar el análisis comparativo para el recrecimiento entre los métodos aguas abajo y eje central en un depósito de relaves tipo pulpa en Cajamarca?

1.2.2. Problemas secundarios

- a. ¿Cuál es la caracterización geotécnica de los materiales que conforman la presa y sus propiedades físico - mecánicas necesarias para el análisis del depósito de relave?
- b. ¿Cómo analizar la estabilidad física del depósito de relaves tipo pulpa por los métodos aguas abajo y línea central?
- c. ¿Al realizar una comparación entre los métodos, los resultados presentarán una amplia diferencia porcentual para los análisis de deformaciones en la presa de relaves?
- d. ¿Con que método constructivo se obtendrá menor gradiente hidráulico, reduciendo las filtraciones en la presa de relaves?

1.3. Objetivos de la investigación

1.3.1. Objetivo general

Realizar el análisis comparativo para el recrecimiento entre los métodos aguas abajo y eje central en un depósito de relaves tipo pulpa en Cajamarca.

1.3.2. Objetivos específicos

- a. Determinar la caracterización geotécnica de los materiales que conforman la presa y que propiedades físico- mecánicas que se necesitan para los análisis del depósito de relaves.
- b. Analizar la estabilidad física del depósito de relaves tipo pulpa por los métodos aguas abajo y línea central.
- c. Comparar los métodos para verificar si existe una amplia diferencia porcentual entre los análisis de deformaciones en la presa de relaves.
- d. Verificar el método constructivo más eficiente para reducir las filtraciones en la presa de relaves.

1.4. Justificación e importancia de la investigación

1.4.1. Justificación de la Investigación

La presente tesis tiene como justificación la realización de un óptimo diseño civil-geotécnico de una presa de relaves tipo pulpa, para garantizar la seguridad de la misma, las poblaciones aledañas y el ecosistema de la zona previniendo posibles fallas. Mediante la elaboración del estudio de la estabilidad física de la presa, el cual comprende los análisis de estabilidad de taludes, dinámico para las deformaciones y de filtraciones para los métodos convencionales aguas abajo y línea central.

Dándose a conocer las diferencias entre los métodos mencionados anteriormente, corroborando cual es más estable y/o seguro en cada análisis, para brindar un mejor sustento entre la comparativa de ambos. Aportando un diseño aceptable y seguro como precedente a tomarse en cuenta para futuras investigaciones.

1.4.2. Importancia de la Investigación

La investigación aporta conocimientos acerca de la diferenciación expresada cuantitativamente entre ambos métodos constructivos para el recrecimiento de una presa de relaves, la cual puede ser usado como fuente confiable de futuras tesis o expedientes técnicos; ya que, la zona de Cajamarca es una localidad de carácter minero. Por lo tanto, el trabajo puede ser tomado con referencia para alguna unidad minera cercana que desee proyectar un nuevo depósito de relaves, proyectos a futuro y soporte técnico para la elaboración de informes.

Del mismo modo, se proporcionará información relevante acerca de un diseño óptimo de una represa de relaves, para la garantizar la estabilidad física y así evitar posibles fallas y/o colapsos que puedan afectar a poblaciones aledañas.

1.5. Limitaciones de la investigación

Debido a la situación actual, generada por el virus del COVID 19 se ha limitado en gran medida la investigación realizada por falta de interacción directa y/o personal con los especialistas de las áreas correspondientes. Otro punto importante, fue el no poder acceder a la zona de estudio para observar y verificar datos como la topografía, características del terreno de fundación, geología, área de la cuenca, etc.

Finalmente, la obtención de información de fuentes bibliográficas o documentación física se dificultó por la falta de acceso a los mismos.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

2.1.1. En el ámbito internacional

The Mining Association of Canada (2019), se brindará supervisión e información complementaria para el diseño de una presa de relaves, ya que es importante realizar un diseño adecuado y con las medidas de seguridad y estabilidad, además de un orden en la construcción, controles, procedimientos de operación y un plan de cierre del depósito de relave bien detallado. Es importante planificar lo referente al diseño y la ejecución del depósito de relaves según lo que indica la ley y los reglamentos, los planes aprobados, las prácticas empíricas y medioambientales correspondientes, la gestión del riesgo, los compromisos con el sistema de manejo de relaves de la mina. (p.74)

Bernal, M. (2012) este estudio es acerca de la factibilidad de la construcción de una presa de por el método de línea central, donde se realizó un análisis de estabilidad pseudoestático, y las fallas locales principales se dan en las zonas colindantes con pendientes. A través el control de aguas claras, en las que se evita el proceso de saturación, es posible compactar y apoyar prismas de crecimiento, donde se dieron valores de factores de seguridad mayores a 1.2, determinándose así que el proyecto es viable mediante el método de línea central. (p.101).

Carvajal, M. (2018) planteó un estudio sobre las evaluaciones físicas de estabilidad en relaves chilenos y realizar un comparativo con los que se encuentran en otros países mineros como Australia y Canadá. La cual consiste en el análisis mediante 3 tipos de métodos secuenciales ; siendo la primera Evaluación Cualitativa que se encarga de estudiar las características del depósito y las posibles fallas que puedan afectarla; la segunda , se denomina Verificación de Parámetros Críticos , esta plantea evaluar cada parámetro con respecto a su rango de aceptabilidad, se determinaron parámetros críticos, de los cuales 5 ya se encuentran definidos en las normativas; que se obtuvieron a partir del diseño la cual está sujeta a cada empresa, y que no presenten regulación alguna. Y finalmente, El Desarrollo de Índice de Estabilidad Física, la cual evalúa probabilidades de ocurrencia a través de un árbol de falla. La propuesta concluye como un primer

acercamiento a una metodología óptima para una evaluación de estabilidad física de un depósito de relaves, la cual será una herramienta eficaz y óptima para dichos análisis. (pp.109 -110).

Peña, L. (2008) el objetivo de dicha investigación es realizar un análisis sísmico de un relave de arenas con métodos de construcción aguas arriba y aguas abajo, siendo los resultados numéricos mayores a la respuesta del sismo incidentemente sobre la parte media del talud aguas arriba. Siendo esta condición la más desfavorable para un análisis dinámico. (p.96).

2.1.2. En el ámbito nacional

Ortiz, Canchari y Giraldo (2011) en este estudio se evalúa de un depósito de relaves que está compuesto por un dique de contención y una cubeta, el dique está conformado con la fracción gruesa del relave. El dique más estable es aquel que está construido por el método aguas abajo Para dicho fin se ha evaluado y se han hecho estudios de las variables que intervienen como la compresión y la resistencia al corte, la permeabilidad, densidad, granulometría, composición química de relaves y disposición de los materiales de desecho en una mina, influencia de la aceleración sísmica en la estabilidad de taludes en desmonte y relaves. (p. 38)

Apaza, S. (2019) fue realizado un diseño de recrecimiento de una presa de relave en la que se usaron métodos de diseño adecuados para que se cumpla con el volumen requerido para el almacenamiento de material en el área disponible de 550,000 metros cúbicos de relaves en pulpa, de acuerdo a las disposiciones de la planta, de 350 TMD e incrementar la vida útil de la presa de relaves de la unidad de producción UNTUCA-MINERA CORI PUNO SAC. (p.125)

Ministerio de Energía y Minas (2014) se indica de manera detallada la teoría y conceptos más importantes para el diseño de depósitos de relave que inicia con la construcción de un dique de arranque, antes de iniciar las operaciones, dicho dique se construye con material de la zona, además de puede elevar la altura del dique usando relaves ciclados durante las operaciones de depósito de relaves. Los objetivos secundarios o detallados

para el diseño del proyecto son: cumplir con los requerimientos de estabilidad propuestos por las normas y reglamentos en zonas de alta actividad sísmica; reducir la infiltración en el terreno de fundación que pueda afectar al medio ambiente y a la estabilidad; usar materiales cercanos a la zona de la construcción para reducir costos pero sin comprometer la seguridad; y así cumplir los reglamentos del Perú en relación con la construcción de depósitos de relve. (p.1)

León, J. (2009) descripción del recrecimiento del dique de relaves Chuspic, mediante el método de aguas abajo, para una adecuada evaluación y así poder realizar un diseño que cumpla con las necesidades planteadas por la Cía. Minera Huanzalá. El diseño comprende un ciclón en la cresta, el cual separa los materiales finos de los gruesos. El relave grueso es depositado hacia aguas abajo, constituyendo el cuerpo del mismo. El relave fino es depositado hacia aguas arriba y constituye el depósito de relaves propiamente dicho. (p.9)

2.2. Guías y reglamentos

GLOBAL TAILINGS REVIEW (2020) el Estándar Global sobre Gestión de Relaves, tiene como objetivo general evitar el daño en las personas y en el medio ambiente. Exige que se tome como principal factor la seguridad de las presas de relaves, a lo largo de todas las fases del ciclo de vida del proyecto, incluso cierre y post cierre. Se tiene en cuenta la auditoria de los ejecutores en los proyectos a través de las autoridades regulatorias a nivel nacional y/o distrital, o a través de agencias multilaterales que trabajan con la industria minera. Por ejemplo, se tiene en cuenta que es necesario que las autoridades de regulación a nivel nacional y/o distrital desarrollen mecanismos que permitan la identificación, mantenimiento y/o restauración de instalaciones abandonadas o “huérfanas”. El Estándar brinda un marco para la gestión segura de instalaciones de relaves al mismo tiempo que concede a los ejecutores flexibilidad para alcanzar este objetivo de la mejor manera. El Estándar estará apoyado con protocolos de implementación que brindarán una guía detallada para la certificación, o el aseguramiento, según corresponda, y sobre su equivalencia con otros estándares. (p.4)

SERNAGEOMIN (2018) presenta una Guía Técnica de Operación y Control de Depósitos de Relaves, que tiene por objetivo principales: recordar algunos conceptos

básicos y generalidades sobre relaves, indicar las distintas opciones de descarga de los relaves y tipos de depósitos de relaves aceptable por la legislación de Chile; realizar alcances y recomendaciones a considerarse sobre la operación y control de depósitos de relaves, que servirán como guía a los pequeños productores mineros que dentro del proceso de sus faenas incluyen a los depósitos de relaves; se indican también los diversos componentes que incluye su diseño; finalmente, se indican algunos conceptos básicos de términos geotécnicos, términos de mecánica de suelos, piezómetros y análisis granulométricos. (p.3)

The Mining Association of Canada (2020) indica los cambios de la versión 3.1 que es una actualización a la tercera edición de la Guía para el manejo de depósitos de relaves, publicada en noviembre de 2017, que se rige a la segunda edición de Desarrollo de un manual de operación, mantenimiento y monitoreo para el manejo de depósitos de relaves y aguas asociadas (la Guía OMS) de la AMC, el cambio más importante es una actualización sobre preparación para situaciones de emergencia. En esta parte de la guía se presentan pasos más detallados para el desarrollo de planes de preparación para situaciones de emergencia y planes de respuesta a emergencias. Otros cambios incluyen:

- La alineación de terminología y definiciones con la segunda edición de la Guía OMS.
- La evaluación para una mejora continua y revisión del desempeño además cuanta con un sistema de manejo de relaves específico para la operación o el sitio, el plan de preparación para situaciones de emergencia, el plan de respuesta a emergencias y el manual de operación, mantenimiento y monitoreo (manual OMS). (p.1)

2.3. Estructura teórica y científica que sustenta el estudio

2.3.1. Relave

Según Apaza, S. (2019), el relave minero es un conjunto de desechos producto del proceso metalúrgico para la obtención de minerales comerciales, usualmente constituido por una mezcla de rocas molidas, agua, minerales de ganga y productos químicos usados en el proceso metalúrgico, aunque también se encuentran bajas concentraciones de metales

pesados, tales como, cobre, plomo, mercurio y metaloides como el arsénico. (p.52)

De modo similar SERNAGEOMIN (2018), explica que el relave es un sólido finamente molido, que se descarta en operaciones mineras. La minería de sulfuros de cobre extrae grandes cantidades de material (roca) del yacimiento que se explota. Sólo una pequeña fracción corresponde al elemento de interés económico que se desea recuperar (algo menos de 1%). Una vez que ese material (la roca) ha sido finamente molido y concentrado por procesos de flotación, se obtiene un material (el concentrado) con una concentración más alta de cobre (entre 20 y 30%), que se puede vender como Concentrado o procesar hasta cobre metálico puro. El resto del material (muy pobre en cobre) se denomina “relave”, y se debe depositar de forma segura y ambientalmente responsable. (p.1)

2.3.2. Tipos de relave

➤ Relave Fluido o Pulpa

De la Cruz, S. (2017) Los lodos mineros, las pulpas o colas de relaves son la mezcla entre agua y el residuo después de procesar los minerales extraídos de la explotación. Por lo general, están constituido con menos del 45% de sólidos contenidos en la minería de roca dura y puede ser bombeado desde una planta de procesamiento de mineral de un TMF mediante bombas centrifugas. La disposición de espiga se utiliza normalmente para la pulpa de los relaves. A medida que se depositan los residuos, éstos fluyen fuera y se produce una segregación natural, creando así una playa inclinada entre el terraplén y el estanque sobrenadante. El grado de segregación depende de la distribución del tamaño de las partículas de las colas, la densidad de la suspensión y la gravedad específica de las partículas. (p.23)

➤ Relave Espesado

Carvajal, M. (2018) Depósito donde los relaves son sometidos a un proceso de sedimentación, previo a su ser depositado. Con esto, mediante un espesador, se elimina una parte importante del agua que contienen. Debido a que no requiere de un muro contenedor para su construcción, el depósito de relaves espesado deberá ser construido de tal forma que se impida que el relave fluya a lugares distintos a las del emplazamiento

determinado. Además, debe contar con un sistema de piscinas de recuperación del agua remanente. (p.6)

De la Cruz, S. (2017) Los relaves espesados tienen un contenido de sólidos más altos que los relaves fluidos, esto a causa de la deshidratación. Su contenido en sólidos oscila entre un 45-65% (valores típicos para los residuos de la minería metálica), y pueden ser transportados por bombeo. Los espesantes de compresión realizan normalmente el proceso de deshidratación. (p.24)

➤ **Relave Filtrado**

Carvajal, M. (2018) Es aquel depósito en el que los relaves son sometidos a un proceso de filtración previo a ser depositado. Esto se realiza mediante equipos especiales de filtros, los cuales deben asegurar que la humedad del relave se encuentre entre 20% y 30%. Este relave es transportado mediante maquinaria y/o correas transportadoras, desde la planta de filtro hasta el sitio de disposición final. (p.6)

➤ **Relave en Pasta**

Carvajal, M. (2018) Situación intermedia entre relave espesado y filtrado. Corresponde a una mezcla homogénea de relaves sólidos y agua (entre 10 y 25% de agua) que contiene partículas finas en una concentración en peso cercana al 15%, producto de un proceso de sedimentación al que se someten. Su depositación se efectúa sin necesidad de compactación. (p.7)

De la Cruz, S. (2017) Los relaves en pasta tienen un mayor contenido de sólidos que los relaves espesados y los de los. Estos sólidos contienen un rango entre 65-70% (valores típicos de relaves de la minería metálica). La deshidratación del material de los relaves se lleva a cabo en espesadores de alta velocidad y cono profundo. Los aditivos (floculantes y coagulantes) se añaden típicamente a los relaves para conseguir densidades más altas. Aunque tiene la consistencia de la pasta de dientes y es difícil de transportar mediante el uso de bombas centrífugas, todavía puede ser transportado a través de bombas de desplazamiento positivo. (p.26)

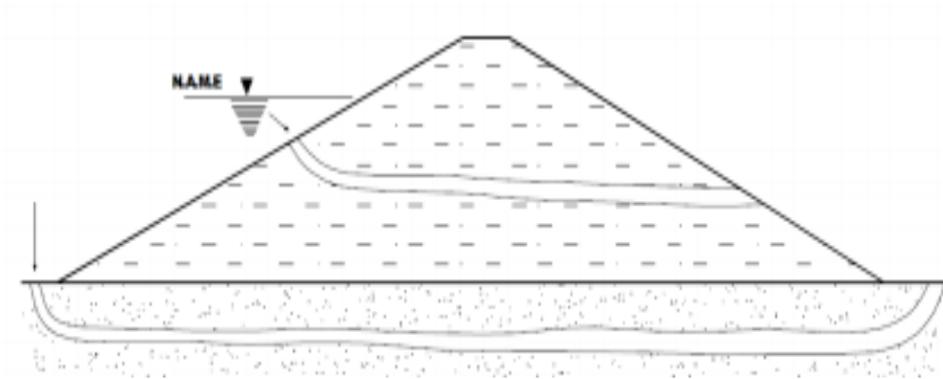
2.3.3. Tipos de Fallas

➤ Falla por Tubificación

El autor Sulca, J. (2016), menciona se da cuando el flujo de aguas atraviesa el suelo de la presa, la carga hidráulica de la misma se distribuye sobreponiéndose a las fuerzas viscosas y al flujo de los canículos entre las partículas, generando así fuerzas erosivas que empujan las partículas que siguen el flujo, formándose así el sifonamiento del suelo. Se describe ciertos lugares donde el flujo y velocidad del agua es mayor, emergiendo en mayor concentración en el talud aguas abajo, donde el suelo no se encuentra confinado totalmente, estos lugares en específico son críticos, ya que las partículas removidas generan pequeños canales donde el agua fluye con mayor velocidad, incrementando el arrastre sucesivamente y aumentando cada vez más el diámetro de los canales formados. Finalmente se da el colapso parcial del dique, ya que la corriente de agua sigue su curso surcado la estructura por los agujeros generados. (pp.46 - 47).

Figura 2

Tubificación completa



Fuente: Sulca (2016)

➤ Falla por Deslizamiento

Sulca, J. (2016), hace alusión a estos tipos de falla como desplazamientos relativos de masas de suelo con respecto al sustrato, originándose superficies de falla o rotura cuando la resistencia a la cortante de dichas superficies es superada. Estas masas suelen

desplazarse en conjunto, teniendo un comportamiento unitario durante su trayectoria de recorrido; la velocidad suele estar relacionada directamente con el volumen desplazado. Esta problemática en el suelo suele ser muy comunes; por ello se debe garantizar la estabilidad de la presa durante toda su vida útil aun presentando las condiciones más desfavorables. Donde debe cumplirse que los esfuerzo al corte dados por el peso de la presa y las fuerzas de las filtraciones no deban superar a los esfuerzos cortantes del terraplén a fin de mantener un margen de seguridad. (pp.51-52).

Los autores Glez, Y., Guedes, O. y Rodríguez, S. (2017), mencionan que este tipo de falla es un deslizamiento de masa de material fino o grueso de un talud, que se da porque su propio peso es mayor a la resistencia al corte propio en un plano favorable al deslizamiento. En esta tipología de falla intervienen diversas fuerzas, como la gravedad que al superar a las magnitudes contrarias se genera el deslizamiento. Este movimiento se da a largo de la superficie de falla, que generalmente tiene forma de curva. (p.15).

Las fallas en las represas de relaves pueden darse durante etapas de su vida útil como las siguientes:

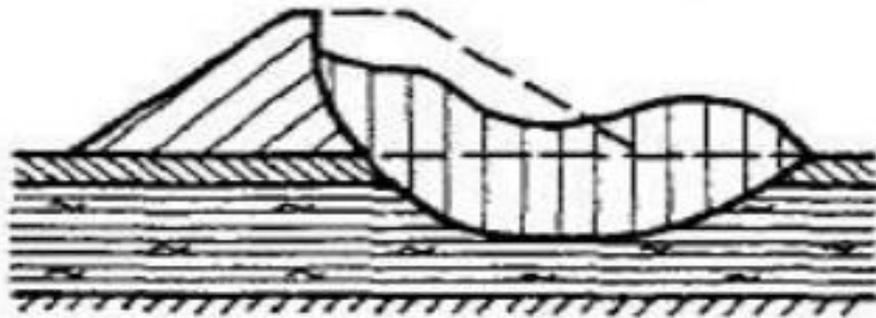
- **Falla durante la construcción**

Sulca, J. (2016), hace énfasis en que estas fallas son dadas en los cimientos de los diques que están sobre arcillas blandas, generándose así una superficie de falla en el talud, debido a las características mecánicas de dicho material, estas pueden darse de manera rápida o lenta dependiendo del material sobre el cual se está cimentado, como su homogeneidad o los estratos que puedan favorecer al desplazamiento. Este tipo de falla generalmente no son catastróficas o de gran envergadura. (p.53)

Glez, Y., Guedes, O. y Rodríguez, S. (2017), señalan estas fallas son de menor frecuencia, como también son de bajo nivel de peligro, ya que la presa aun no contiene los relaves y las maquinarias encontrándose en uso, pueden participar para la reparación de la misma. Todas estas se han dado principalmente en diques cimentados sobre arcillas blandas, las cuales generan una gran superficie de falla, estos movimientos pueden ser de forma rápida o lenta. (pp.15-16).

Figura 3

Falla durante la construcción



Fuente: Glez, Y., Guedes, O. y Rodríguez, S. (2017)

- **Falla durante la operación**

Sulca, J. (2016), menciona que estas perjudican en su mayoría a los métodos constructivos que utilizan aguas abajo. Se caracterizan por darse de dos tipos: profundas, con la superficie de falla adentrándose en el terreno de cimentación conformado por arcillas; y las superficiales, que solo afectan a pequeñas porciones del talud. El movimiento del suelo afectado se produce a las presiones de poros del flujo afectan negativamente las tensiones efectivas presente en la superficie de falla; por ende, la resistencia al cortante decrece. De la misma forma que las fallas durante la construcción del dique, estos casos presentan riesgos bajos. (p.54)

Figura 4

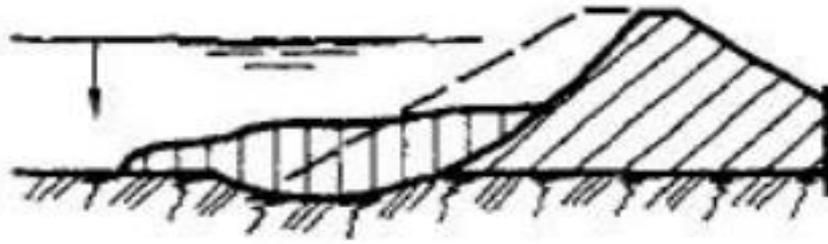
Falla durante la operación



Fuente: Glez, Y., Guedes, O. y Rodríguez, S. (2017)

Figura 5

Falla durante la operación



Fuente: Glez, Y., Guedes, O. y Rodríguez, S. (2017)

➤ **Falla por Rebose**

Sulca, J. (2016), el rebose en las represas siempre es de carácter peligroso en dirección aguas abajo, dado que los materiales erosionados son los que intervienen en la composición del mismo. En consecuencia, la presa requiere de una estructura adicional llamada vertedero, que cumpla la función de aliviar el vaso cuando se llegue a la capacidad máxima. Este debe estar constituido por materiales no erosionables como el hormigón. Debido a ello, se debe considerar que el vertedero sea suficiente para contener futuros reboses ante una avenida máxima y así pueda desalojar los excesos. Se debe de prevenir este efecto de rebose para evitar que el excedente de agua por la avenida mayor dañe el talud aguas abajo, erosionando la estructura, generando así un riesgo alto potencial con consecuencias negativas. (p.66)

2.3.4. Métodos constructivos

➤ **Aguas Arriba**

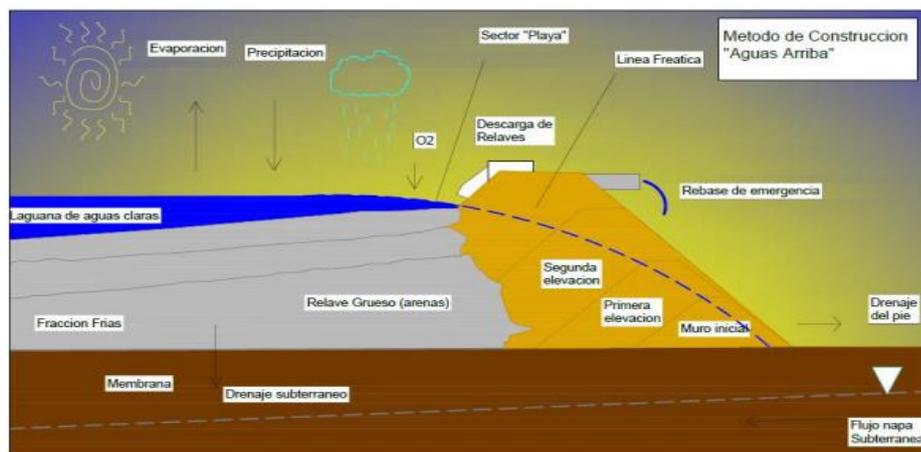
Suarez, M. (2019), el método de aguas arriba señala su proceso constructivo del dique se da sobre material de relave sin consolidación; por lo tanto, la legislación no contempla este método. Este se levanta de un depósito de partida para luego elevarse continuamente la fracción gruesa hacia la parte interna del relave. Este tipo no es apta para la construcción del drenaje en la base del dique debido a las lamas, como consecuencia el nivel freático interno del dique es muy elevado, esto genera que la resistencia efectiva sea menor. A su vez, el total del dique inicial o resistente, esta va cimentada sobre estratos saturados de las lamas y sin compactación, debido a ello son altamente potenciales para

que sufran de licuación durante un sismo, desencadenando la falla total del dique. Por este motivo, es que el método de crecimiento utilizado en el dique de aguas arriba no es recomendable en zonas de alto grado sísmico de nuestro país. (p.33).

Carvajal, M. (2018), se refiere a que dicho método inicia con la construcción de un muro de partida, donde a partir de este comienza la depositación de arenas de relave con dirección aguas arriba, quedando apoyadas sobre el siguiente muro del tranque. Y así sucesivamente, cada nueva cubeta se transforma en la fundación del siguiente. (p.8). [...].

Aguirre, R. (2017), nos brinda otra definición donde indica que este sistema trata de un muro de partida (starter dam) que está constituido por material de préstamo o desmonte de la propia mina, el cual es compactado y da inicio la disposición de los relaves. Mediante el uso de hidrociclones, la fracción más gruesa (arenas) se deposita sobre el flujo inferior del hidrociclón (Underflow) en el muro de partida; luego la fracción más fina (lamas), que proviene del flujo superior (Overflow), se envía al centro del vaso del depósito de relaves hacia una parte más lejana del muro, de esta manera al separar dichas fracciones pesados de las lamas se forma una especie de playa donde se escurre el agua, así da paso a la formación del pozo de sedimentación, la cual cuando se libera de partículas en suspensión es evacuada por un sistema de descarga, las cuales son llamadas torres o quenás de evacuación, o por otra parte, pueden utilizarse bombas montadas sobre una balsa flotante.(p.52). [...].

Figura 6
Método Aguas Arriba



Fuente: Suarez (2019)

Según SERNAGEOMIN (2018) “El método de “Construcción Aguas Arriba” está prohibido en Chile desde 1970, ejemplo que se ha seguido progresivamente en los demás países con vocación minera” (p.2)

Según Eartworks y MiningWatch Canada (2020) por el riesgo probado asociado con la construcción de presas aguas arriba, no se debe construir este tipo de presa en subestructuras nuevas. Las obras aguas arriba son particularmente inseguras en áreas con riesgo sísmico de moderado a alto, o en áreas de clima húmeda con precipitación neta (es decir, más precipitación que evaporación), fundamentalmente en la medida que los eventos climáticos se vuelven cada vez más severos con el cambio climático. Cada vez más gobiernos han prohibido las presas de relaves aguas arriba, especialmente en América Latina. En teoría, es posible construir y operar una presa de relaves aguas arriba en las condiciones delimitadas de baja actividad sísmica y baja precipitación. No obstante, una publicación muy acreditada en la industria sobre relaves, sustentada en antecedentes sólidos, ha argumentado que existen diez precondiciones para las presas aguas arriba y ninguna puede ser obviada sin riesgo importante de fallas. Existe un consenso amplio en la comunidad de ingeniería que las obras deben ser robustas, con múltiples capas de redundancia y mecanismos de defensa. La construcción de nuevas presas de relaves aguas arriba ya está prohibida en Brasil, Chile, Perú, y Ecuador. (p.13)

➤ **Aguas abajo**

Suarez, M. (2019), menciona que este es el método más usado y desarrollado en el país, teniendo un consenso internacional a su favor, el cual es utilizado en depósitos de mayor envergadura y por la seguridad que garantiza. A diferencia del método de aguas arriba, en este método de crecimiento la presa se construye en dirección contraria al depósito, debido a ello, no se encuentra apoyada sobre relaves depositados con anterioridad.

Según Suarez, M. (2019) que menciona a Céspedes (2018) menciona ventajas y desventajas como:

- a. La construcción de este tipo de recrecimiento no se da sobre relave previamente depositado formado por material suelto.

- b. Se pueden aplicar los controles de relleno y compactación en cualquier momento de la operación.
- c. El sistema de drenaje colocado por debajo mejora el control de la línea de saturación de presa y así mejorando la estabilidad de la misma.
- d. Se puede prevenir las filtraciones mediante el uso de membranas impermeables colocadas en el interior del depósito, la cual puede incrementarse proporcionalmente con la altura de la presa.
- e. La presa puede construirse por encima de la altura ya proyectada con ligeras modificaciones en su diseño. Esto es de gran ayuda que en las minas la reserva original puede incrementarse por nuevos yacimientos, nuevos métodos de extracción, etc.
- f. Una desventaja, se da en la necesidad de mayor espacio en la etapa de crecimiento aguas abajo del depósito.

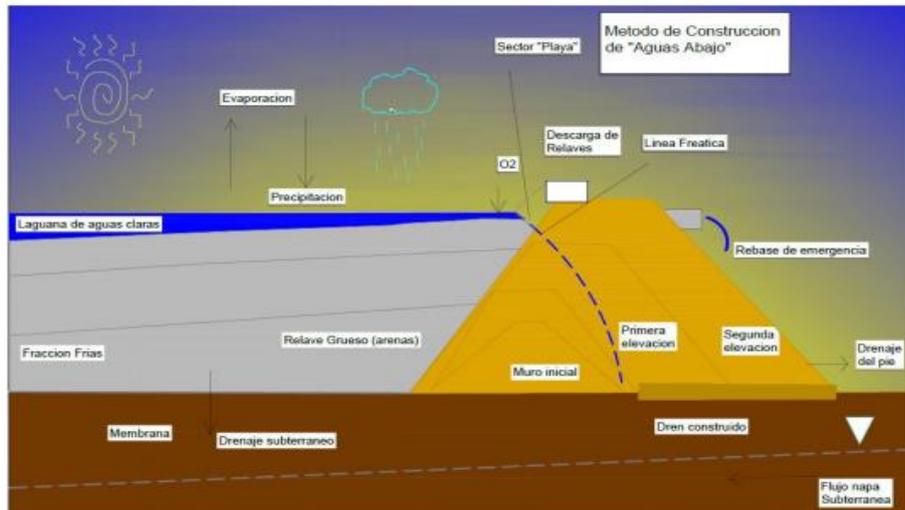
Por lo mencionado anteriormente, dicho método es el que posee mayores factores de seguridad y es utilizada en su mayoría en zonas de alta sismicidad. (pp. 34-35).

Carvajal, M. (2018) menciona que es el “método más utilizado en Chile, consiste en el crecimiento del muro en dirección de aguas debajo de su muro de partida. Así, cada etapa se deposita sobre el muro de la etapa anterior, y no sobre la playa” (P.8).

Aguirre, R. (2017) parte con la construcción de un dique inicial constituido por material compactado, el cual puede ser propio o de préstamo, donde se vierte el relave grueso directo al talud que se encuentra aguas abajo, quedando las lamas depositadas en la parte del talud superior (aguas arriba). Se coloca una capa impermeable en la cara del dique que está en contacto con la relavera y así garantiza un drenaje interno óptimo para que el nivel freático no afecte al talud de aguas. El espesor de la presa aumenta tanto en su base como en la altura de la misma, ya que se necesitan mayores aportes del material utilizado, además que el área que abarca es mayor en comparación con el método de aguas arriba. (p.38).

Figura 7

Método Aguas abajo



Fuente: Suarez (2019)

➤ Línea central

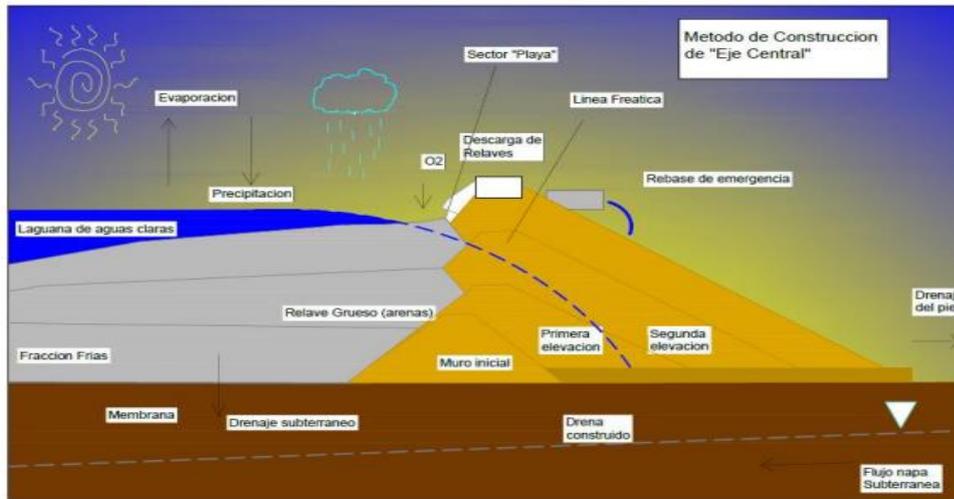
Carvajal, M. (2018) indica que este tipo de construcción es conocido como el Método Mixto. En el cual, el punto de partida del muro va creciendo de forma paralela al plano vertical. De la misma manera, el nuevo muro a construirse en la siguiente etapa se da en contacto con la playa, así como en el muro realizado en la etapa anterior. (p.8). [...].

A su vez otro concepto de esta tipología es la siguiente: “Este método consiste en ir elevando la cota del dique de arena manteniendo la berma de coronamiento en un mismo eje vertical” (Suarez, 2019, p.36).

Aguirre, R. (2017) menciona que este método es similar a los antes mencionados donde se parte de un muro de arranque constituido por material de préstamo o propio compactado, donde se sobreponen las arenas cicloneadas hacia para parte del talud aguas abajo y las lamas sobre el de aguas arriba. Luego del proceso de dique inicial, se recrea la línea de alimentación de las arenas, en dirección al plano vertical de la berma de la corona del dique inicial. Como resultado, el muro del relave de arenas mantiene su eje en hacia el plano vertical, donde el talud de aguas arriba tiende a ser vertical, mientras que el de aguas abajo posee una inclinación considerada en el diseño. (p.53).

Figura 8

Método Línea central



Fuente: Suarez (2019)

2.3.5. Ensayos de Laboratorio

➤ Ensayo Triaxial

Osorio, R. y Navarro, A. (2018) hace alusión a que este ensayo es de los más requeridos para obtener los parámetros de la resistencia y deformación de los suelos. Los modelos más antiguos se dieron en los 1930 a 1940, donde uno de los más reconocidos científicos allegados al tema fue A.W. Bishop, cuyas formulaciones siguen utilizándose en la actualidad. El ensayo consiste en aplicar fuerzas tensionales normales diferentes tanto en la dirección horizontal como en la vertical en una probeta de forma cilíndrica. Luego de ello, se obtienen los parámetros del suelo estudiado y su relación esfuerzo deformación mediante el resultado del esfuerzo cortante. A su vez, con la determinación de la envolvente, se logran obtener los valores de los parámetros resistentes, siendo estos la cohesión y el ángulo de fricción. (p.22).

Osorio, R. y Navarro, A. (2018) existen tres tipos de ensayo característicos y su elección depende del tipo de suelo y las condiciones de drenaje en las que se desea trabajar, las cuales son las siguientes:

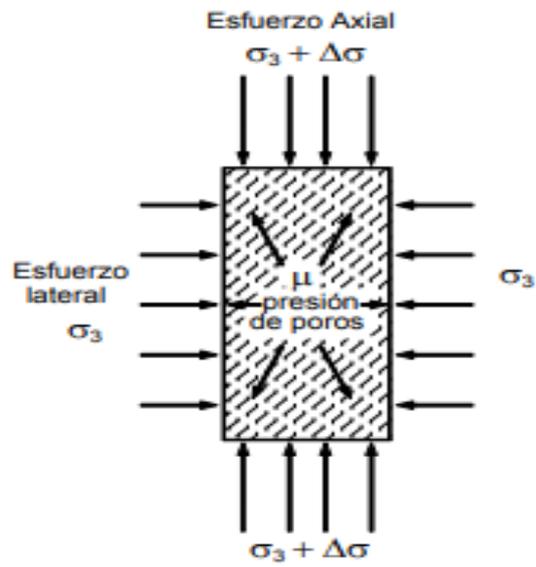
- a. Ensayo no consolidado no drenado (UU): En el cual ambas etapas se realizan con el drenaje bloqueado.

- b. Ensayo consolidado no drenado (CU): En la etapa de consolidación se permite el drenaje de manera que los esfuerzos efectivos sean iguales a los esfuerzos totales aplicados. Mientras que en la etapa de corte se cierra el drenaje y se estima la presión intersticial.
- c. Ensayo consolidado drenado (CD): La primera etapa es similar a la del CU. Durante la segunda etapa, se permite el drenaje y se incrementa la carga lentamente de forma que los esfuerzos nominales aplicados tiendan a cero durante toda la carga. (p.24)

El autor Suarez, M. (2019) menciona que el ensayo consiste en colocar cargas de confinamiento (σ_3) y cargas axiales (σ_1), para recrear una situación en la realidad de los esfuerzos producidos en el suelo. Se estudian en probetas cilíndricas inmersas en una membrana delgada de caucho, y son puestas dentro de una celda triaxial cerradas con dos tapas rígidas y pistones en la parte superior e inferior de la muestra. Gracias a su versatilidad y variabilidad, este ensayo nos permite determinar la resistencia al corte, la rigidez y las deformaciones que se presenten en la muestra. Esta celda es cubierta por un fluido especial, la cual es presionada por un fluido (σ_3) siendo transmitido por este a la muestra. Los esfuerzos de cortante son aplicados a través de fuerzas de compresión verticales producidos por pistones. La presión de poros interna de la muestra puede determinarse mediante un tubo o bureta en contacto con la muestra. Para cada presión confinada se halla el esfuerzo desviador ($\Delta\sigma$) que se necesita para producir la falla en la muestra. El drenaje se analiza por medio de piedras porosas para que se calcule la variación del volumen de agua. A su vez, si se evita el drenaje, se puede medir la presión de poros. Finalmente, con el resultado de varias muestras se obtendría la envolvente de Mohr. (pp.90 y 91)

Figura 9

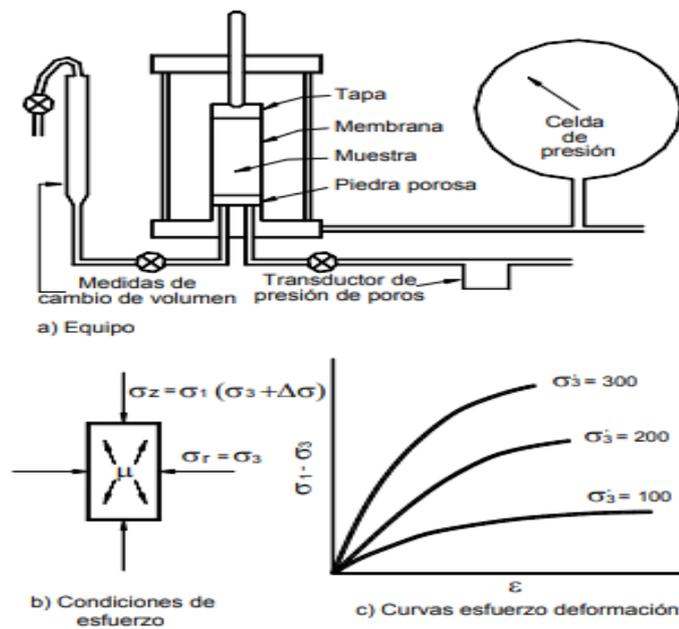
Esquema de un ensayo triaxial



Fuente: Suarez (2009)

Figura 10

Diagrama de ensayo triaxial



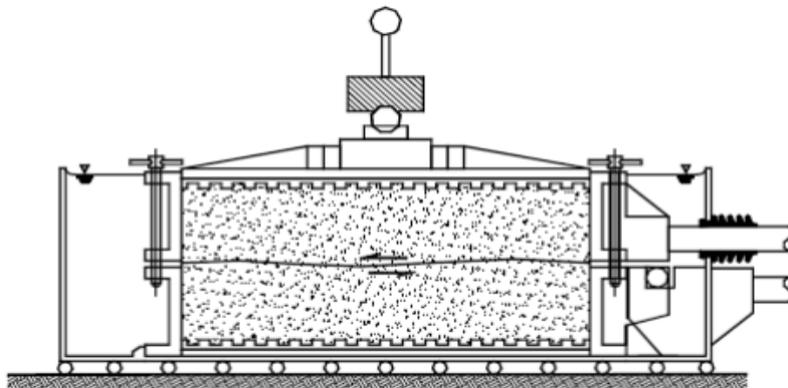
Fuente: Suarez (2009)

➤ **Ensayo Corte Directo**

Rosales, R. (2007) señala que este tipo de ensayo es utilizado mayormente para obtener la resistencia de los suelos, ya que es simple, económico y factible para su realización; sin embargo, se presentan ciertos inconvenientes debido al poco manejo que se da para el drenaje y a la medición de la presión de poros. Este método se utiliza para la obtención de la resistencia al corte de una muestra de suelo, la cual ya se encuentra consolidada previamente, donde se ejerce un esfuerzo de cizalladura o de corte directo para lograr un drenaje total. Este ensayo consiste en deformar la muestra con una velocidad constante controlada, cercano al plano de cizalladura determinado por el dispositivo de corte. Se suele ensayar tres muestras con cargas normales diferentes para obtener su efecto a la resistencia al corte y a sus desplazamientos, además de sus propiedades obtenidas de las envolventes de Mohr. La humedad esta acondicionada a los valores cercanos del campo investigado. (p.19)

Figura 11

Caja de ensayo de Corte Directo



Fuente: Rosales (2007)

El autor Braja, M. Das (2013), señala que, de acuerdo al equipo utilizado, el ensayo para la prueba de corte se clasifica por el esfuerzo o deformación controlada. En las que son por esfuerzo controlado, la fuerza de corte es ejercida en incrementos sucesivos de igual magnitud hasta llegar a la falla de la muestra y esta se da a lo largo del plano de división de la caja de corte. Luego de este primer procedimiento, el desplazamiento generado por la cortante es medido por un indicador horizontal. La variación de la altura en la muestra (y por ende la diferenciación en el volumen) durante la prueba se puede precisar con la

ayuda de la lectura de un indicador que mide el desplazamiento vertical de la placa superior de carga. (p.233)

2.3.6. Ensayos de campo

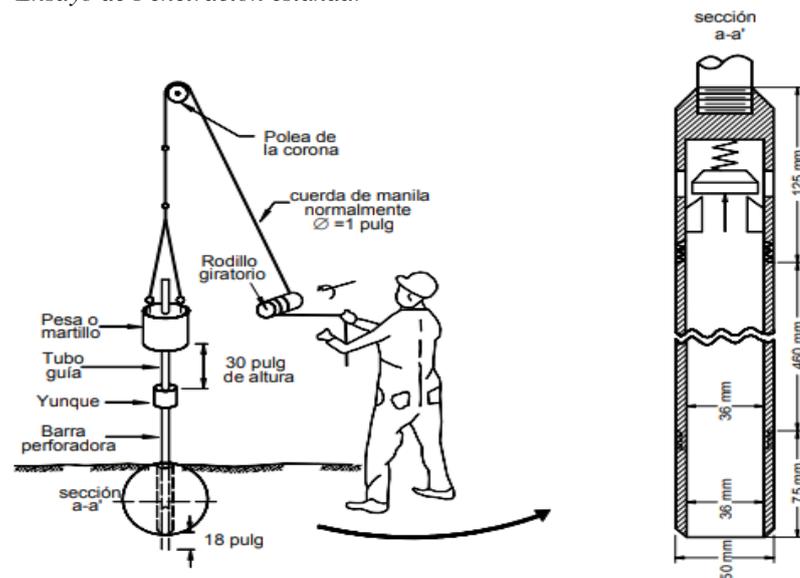
➤ Ensayo SPT

Fernández, R. (2015), señala que este ensayo radica en la introducción en el fondo de una sonda geotécnica para la toma de muestras normalizado unido a un tren de varillas, donde se procede a golpear las cabezas de ella con un martillo de 63,5 kg, que se deja caer desde una altura de 76 cm. Donde se deben dar golpes para avanzar en tres o cuatros tramos de 15 cm. Se denomina el valor N a la suma de los valores del segundo y tercero. (p.31). [...].

Suarez, M. (2019), señala que este ensayo, y el número de golpes que se aplica se pueden determinar el ángulo de fricción interna ϕ' para las arenas y la densidad relativa. El ensayo de penetración estándar se desarrolló principalmente para hallar la resistencia en suelos no cohesivos y la mayoría de las correlaciones que existen son útiles solamente para gravas y arenas. (p.103).

Figura 12

Ensayo de Penetración estándar



Fuente: Suarez (2019)

➤ Ensayo Permeabilidad

Suarez, M. (2019) señala que la conductividad hidráulica o permeabilidad se define como la caracterización del suelo que fluye por un determinado, el cual se puede medir mediante un parámetro llamando “coeficiente de permeabilidad (K)”. Esta es dependiente del tamaño de los vacíos o poros, Siendo los mayores encontrados en las gravas y los de menor valor en las arcillas. La permeabilidad es creciente en la dirección de los planos de depositación o de las discontinuidades que en los planos normales a ellas. El valor que se le da al coeficiente K, es variable dependiendo del tipo de suelo, la cantidad de fracturas, el espaciamiento y/o aberturas entre las juntas. (p.227).

Tabla 1

Coefficientes de permeabilidad y capacidad de infiltración

Suelo	Conductividad hidráulica (permeabilidad) K (cm/seg)	Capacidad de infiltración (mm/hora)
Arcilla	$< 10 \times 10^{-9}$	0.25 a 2.5
Limo	1×10^{-9} a 1×10^{-7}	2.5 a 8
Arenas finas	1×10^{-7} a 1×10^{-5}	8 a 13
Arenas gruesas	1×10^{-5} a 1×10^{-2}	13 a 20
Gravas	$> 1 - 10^{-2}$	20 a 30

Fuente: Suarez (2019)

Tabla 2

Tamaño de poros y conductividad hidráulica

Material	Tamaño de poros	Conductividad hidráulica (permeabilidad)(cm/seg)
Arcilla	$< 10^{-4}$ - 10^{-3}	$< 10^{-6}$
Limo	10^{-3} - 10^{-2}	10^{-6} - 10^{-4}
Arenas	10^{-2} - 10^{-1}	10^{-4} - 10
Gravas	10^{-1} +	10 - 10^{-2}

Fuente: Suarez (2019) que menciona (Lee, 1996)

➤ **Ensayo de Permeabilidad tipo Lefranc**

Como el autor Arellano, J. (2014) menciona que este ensayo es uno de los simples para hallar el coeficiente de impermeabilidad en suelos permeables o semipermeables, los de consistencia granular y lo que se encuentran por debajo del nivel freático. El cual requiere de mediciones de tiempo y caudales, un llenado de sondeo de agua analizando que el aire ha sido expulsado, estabilizando así su nivel y velocidad de descenso, alcanzándose el régimen permanente (p.87). La fórmula es la siguiente:

$$K = \frac{Q}{C \cdot \Delta h}$$

Donde:

K: Coeficiente de permeabilidad (cm/s)

Q: Caudal (cm³/s)

Δh: Altura del agua sobre el nivel inicial (cm)

C: Coeficiente forma, determinada por:

$$C = \frac{2\pi L}{\ln\left(\frac{2L}{d}\right)}$$

Donde:

L= Longitud del tramo ensayado (m),

d= Diámetro de la perforación (m).

➤ **Ensayo de Permeabilidad tipo Lugeon**

El ensayo Lugeon es el ensayo de permeabilidad para macizos rocosos más empleado en la actualidad en la ingeniería geotécnica. Se realiza en el interior de sondeos geotécnicos y permite calcular de forma más o menos cuantitativa la permeabilidad in situ de un macizo rocoso fracturado.

Procedimiento prueba Lugeon

- El ensayo radica en inyectar agua a una presión constante de 1 MPa (10 kp/cm²) en un tramo taponando de sondeo durante 10 minutos.

- Normalmente se ensayan trayectos de 5 m los cuales se aíslan del resto de la perforación mediante tapones.
- Durante el trascurso del ensayo se va midiendo la admisión de agua.
- La presión se va aplicando en escalones de carga y descarga de 0, 1, 2, 5 y 10 kp/cm² y en cada escalón debe mantenerse la presión 10 minutos debiendo alcanzarse siempre la presión de 10 kp/cm² excepto en rocas blandas o superficiales en las que podría producirse la fracturación hidráulica.
- El test proporciona unos resultados en unidades Lugeon que se corresponden con 1 litro de agua que se absorba por metro de sondeo y por minuto de ensayo.
- Una unidad Lugeon equivale a una permeabilidad de 10⁻⁵ cm/s.

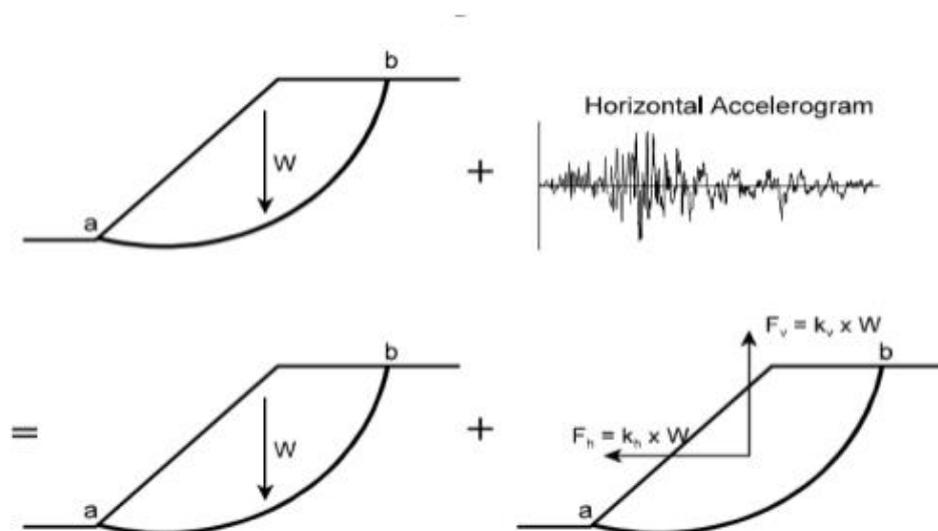
2.3.7. Análisis de Riesgo sísmico

MINEM (1997) Los análisis de estabilidad sísmica son realizados con el objetivo de evaluar la estabilidad general de los diques de relave y sus cimientos durante un terremoto. Por lo general, estos análisis se dividen en dos tipos distintos: el potencial de licuefacción y el potencial de deformación. Para estos análisis es primordial considerar la aplicación de métodos analíticos avanzados tanto para la seguridad de presas existentes, como para el diseño de nuevas presas debido a los altos niveles de sismicidad en Perú y de variabilidad que ocurre con su aplicación. También se debe emplear el criterio al evaluar el nivel de peligro de una presa en particular y así ver el requerimiento del nivel de detalle de diseño. (p.77)

Gutiérrez, F. (2017) Lo principal para analizar la estabilidad sísmica de un talud, es realizar el análisis pseudoestático, en donde las fuerzas generadas por el sismo son representadas por una fuerza estática que es producto del peso de la masa deslizante supuesta, por un coeficiente sísmico k , que corresponde una fracción de la aceleración de gravedad. Por lo cual, su uso es consecuencia de un cambio de los métodos de equilibrio límite, donde se incluyen las fuerzas estáticas verticales y horizontales dadas por un sismo. Dichas fuerzas son evaluadas a partir de los coeficientes sísmicos respectivos k_v y k_h , (vertical y horizontal respectivamente) por la masa deslizante analizada. [...]

Figura 13

Enfoque pseudoestático para análisis de estabilidad (Melo y Sharma, 2004)



Fuente: Gutiérrez, F. (2017)

2.3.8. Análisis de deformaciones

2.3.8.1. Desplazamientos sísmicos

Gutiérrez, F. (2017) Al final en un análisis de estabilidad sísmica se tiene que saber la magnitud de los desplazamientos ocurridos en la estructura geotécnica que se analiza. Según algunos autores no existe una base racional para establecer desplazamientos tolerables. También, son establecidos algunos criterios de aceptabilidad sobre el daño a presas y/o desempeño de estas durante el sismo, en este caso el daño aceptable para una presa depende del criterio de cada ingeniero especialista. De modo que, la decisión de la magnitud de desplazamiento es considerada aceptable para un proyecto y depende del criterio de los expertos a cargo. (p.41)

2.3.8.2. Métodos Simplificados

Suarez. J (s.f.) Se toman en cuenta las deformaciones provocadas por el sismo. Si las fuerzas de inercia generadas por el movimiento sísmico y la situación del talud (Estáticas + Dinámicas), son mayores a las fuerzas resistentes, el factor de seguridad tendrá valores

menores de 1.0 y la masa de suelo no está más en equilibrio y se genera una aceleración por el desequilibrio de fuerzas. Esta aceleración equivale a una deformación en la superficie de falla que se considera. (p.96)

- a. Toman en cuenta el cálculo de las deformaciones del terreno y de las leyes de la estática.
- b. Su aplicación práctica es compleja y se puede resolver usando métodos numéricos, en elementos finitos o diferencias finitas.
- c. Estos métodos calculan las tensiones y deformaciones del terreno, haciendo una discretización del talud con elementos de formas variadas generalmente triangulares. Cada elemento, se caracteriza por su módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson tomando en cuenta la deformación.

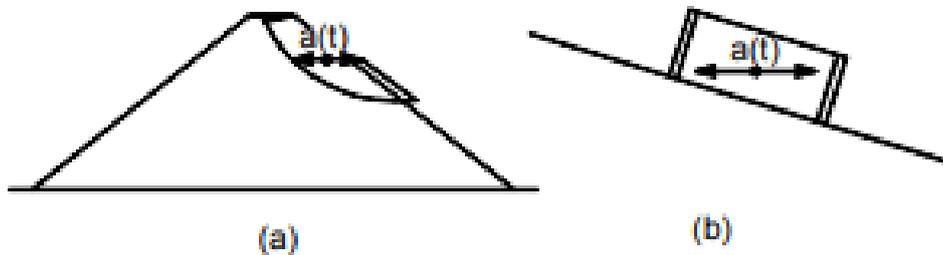
2.3.8.2.1. Método de Newmark

Este método, estudiado por Newmark en 1965, el cual formula una metodología de predicción de las probables deformaciones permanentes que afectan a una presa de tierra sujeta a movimientos dados en el terreno. Según Osorio, R. y Navarro, A. (2018), al tomar como analogía un bloque sobre un plano inclinado, similar a lo observado en la Figura 14, dicho bloque al ser sometido a un pulso de aceleración que es mayor a la aceleración de fluencia, este tendrá que moverse de manera similar o relativa al plano estudiado. El factor de seguridad dinámico presenta variaciones con el tiempo proporcionales a la aceleración, por lo tanto, si las fuerzas de inercia que actúan sobre la masa del depósito de relave son superiores que las fuerzas resistentes, dicho factor disminuirá hasta ser menor que la unidad. Por lo tanto, Newmark propuso que el comportamiento de un embalse sujeta a las mismas condiciones, considerando al factor de seguridad menor a uno, y con ello la masa estudiada no se mantendrá más en equilibrio y será acelerada por una fuerza. (p.57)

A su vez, Caballero (2010) indica: “Esto sugiere que el desplazamiento relativo causado por un simple pulso de un fuerte movimiento estará relacionado a la amplitud y contenido de frecuencias de ese pulso. Un movimiento sísmico puede exceder la aceleración de fluencia varias veces y producir un número de incrementos del desplazamiento.” (p.8).

Figura 14

Representación esquemática de un bloque deslizando



Fuente: Sepúlveda, A. (2011)

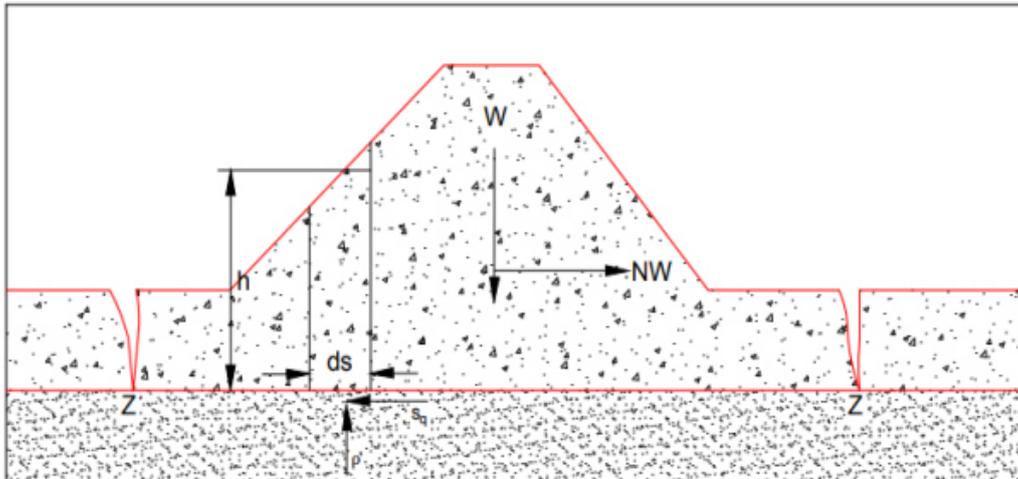
La finalidad de este método es la obtención del desplazamiento permanente de un embalse presente en una relavera, luego de un movimiento producido por un sismo. Además, se estima el cálculo de la aceleración crítica que supere al equilibrio estático una vez producido el sismo.

Siendo los lineamientos más importantes por este método los siguientes:

- a. Aceleración de Fluencia: El cual se define como la aceleración mínima generada por un sismo para que un bloque se desplace. Dicha aceleración guarda relación con el factor de seguridad estático y las dimensiones del talud analizado.
- b. Resistencia al deslizamiento: Esta determinada por la resistencia al corte del bloque sometido en condiciones de sismo, la cual depende del desplazamiento del mismo. Según Newmark, se relaciona con un coeficiente N , que, a su vez, se multiplica con el peso del bloque que está a punto de deslizarse. Si el valor $N \cdot g$ (aceleración constante) supera la resistencia al deslizamiento en su menor valor, a esta se le denomina como aceleración de rotura (A_r).
- c. Cálculo de la aceleración de Fluencia: Según Osorio, R. y Navarro, A. (2018), menciona que el método consiste en la evaluación de bloques deslizantes, y debido a ello se utilizan la suma de fuerzas. Para la condición estática de equilibrio se deber asumir que la tensión de corte en toda la superficie es cero y la única fuerza que actúa es la aceleración constante. (p.59)

Figura 15

Bloque deslizante en un talud



Fuente: Osorio, R. y Navarro, A. (2018)

Los autores Osorio, R. y Navarro, A. (2018) señalan: “La fuerza de corte máxima que puede ser movilizada por sismo es la fuerza cortante no drenada S_q , la fuerza perturbadora por unidad de ancho del depósito debería igualar a la suma de resistencia de corte por unidad de ancho” (p.60).

2.3.8.2.2. Método de Makdisi – Seed

Este método tiene sus fundamentos en los conceptos de deformaciones y/o desplazamiento de bloque propuesto por Newmark (1965), agregando conceptos como la caracterización de la presa, y un comportamiento no lineal elástico. A su vez, Osorio, R. y Navarro, A. (2018) señalan Caballero (2010) indica: “Este método es ideal para depósitos de relave con una altura de 30 a 60 m, pero incluso puede ser aplicado a presas más altas.” (p.62).

El autor Ruesta (2011, como se citó en Osorio y Navarro, 2018) indica lo siguiente: “en asumir que la falla ocurre en una superficie de falla definida y que el material se comporta elásticamente antes de la falla y tiene un comportamiento perfectamente plástico después de la fluencia. En primer lugar, se halla la aceleración de fluencia, que es definida como la aceleración promedio para producir un deslizamiento potencial, donde el factor de seguridad es igual a uno, lo que causaría una deformación permanente. Luego se

calcularán las aceleraciones inducidas en el terraplén usando el análisis de respuesta dinámica y finalmente se calculan los desplazamientos en la dirección del plano de falla.” (p.62).

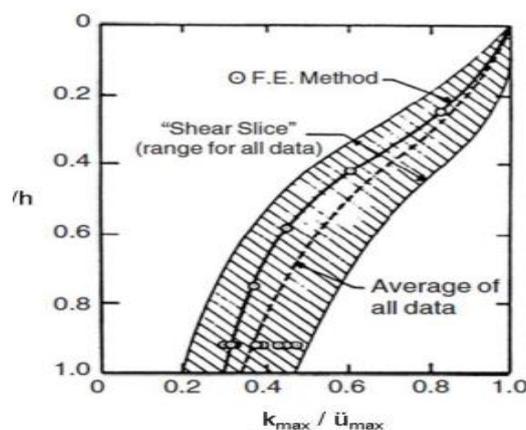
Para determinar las deformaciones permanentes causadas por eventos sísmicos, Makdisi – Seep se basaron en las aceleraciones halladas por Newmark y Chopra. Osorio, R. y Navarro, A. (2018), señalan lo siguiente: “Se desarrolló un procedimiento simplificado para la predicción de las deformaciones permanentes utilizando simplificaciones a los resultados de análisis dinámicos de elementos finitos y vigas de corte de tales estructuras.” (pp.62-63).

Para realizar este método y la obtención de las deformaciones permanentes, se necesitan parámetros de entrada:

- a. El coeficiente de aceleración de fluencia (K_y) y el tiempo – historia de la aceleración inducida promedio en la superficie de falla.
- b. Con los resultados del análisis dinámico anterior, se calculará la aceleración máxima en la corona o cresta (\ddot{u}_{\max}).
- c. Según los autores Osorio, R. y Navarro, A. (2018), indican que se debe establecer “la variación de la máxima aceleración normalizada con respecto a la máxima aceleración en la cresta utilizando la siguiente gráfica, (k_{\max}/\ddot{u}_{\max}) con la profundidad de la potencial superficie de falla (y/h), se estableció los distintos valores de k_{\max} esperados. (p.63).

Figura 16

Variación de la razón de la aceleración máxima con la profundidad de la superficie de falla

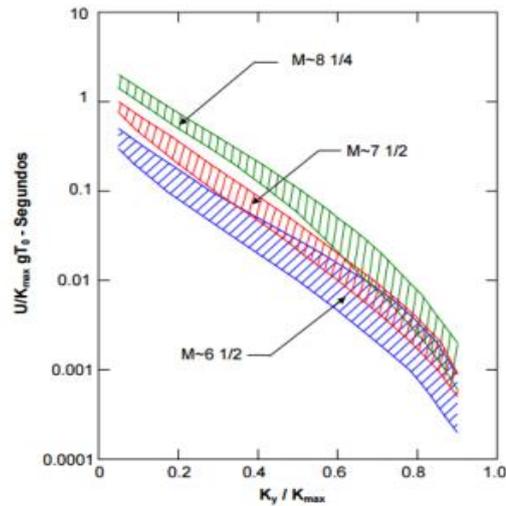


Fuente: Makdisi & Seed (1978)

A continuación, se induce una magnitud de sismo M , donde se determinarán desplazamientos permanentes con respecto a la corona del dique. Para ello se muestran las siguientes figuras:

Figura 17

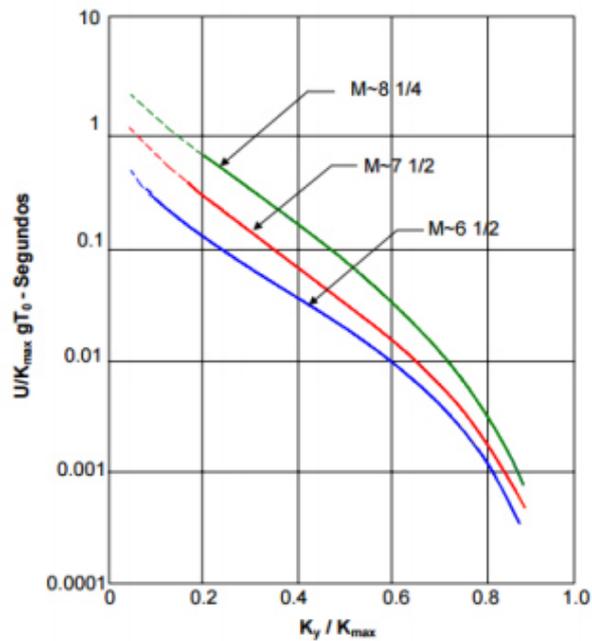
Variación del desplazamiento permanente normalizado con la aceleración de fluencia. Resumen de datos



Fuente: Makdisi & Seed (1978)

Figura 18

Variación del desplazamiento permanente promedio normalizado con la aceleración de fluencia



Fuente: Makdisi & Seed (1978)

2.3.8.3. Método de Elementos Finitos

Este método parte de la idea general de dividir en un medio continuo un grupo de elementos pequeños (partes discretas), los cuales están interconectados por puntos llamados nodos. De esta forma se logra pasar de un sistema continuo con infinitos grados de libertad, que es regido por una o varias ecuaciones diferenciales, a un sistema con grados de libertad finitos moldeados a un sistema de ecuaciones lineales o no.

Los autores Osorio, R. y Navarro, A. (2018), señalan que este método recurre a la hipótesis de discretización que se basa en:

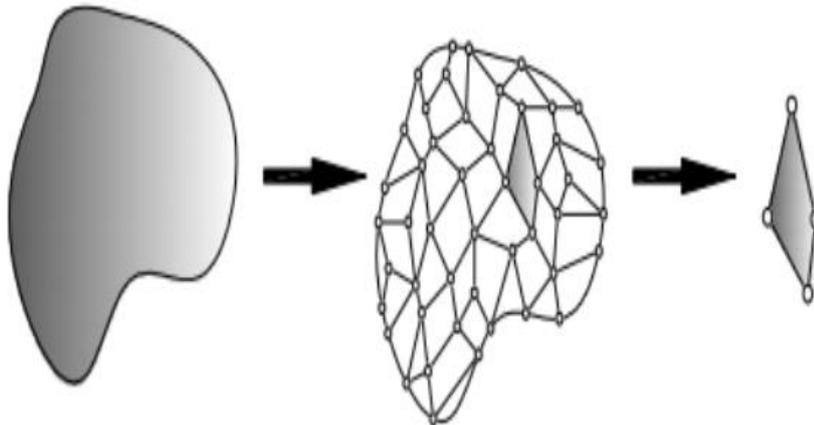
- a. Es continuo dividiéndose a través de líneas en una serie de regiones contiguas entre sí, formando figuras geométricas sencillas llamadas elementos finitos.
- b. Estos elementos finitos son unidos a través de los nodos.
- c. Los desplazamientos de los nodos – carácter independiente - son básicamente las incógnitas del problema, los cuales son determinados con la configuración de la deformada de la estructura analizada.
- d. El desplazamiento de un punto cualquiera es determinado por los que se generan en los nudos donde se encuentra o pertenece dicho elemento. Se definen a través de funciones de interpolación que rigen los desplazamientos que se dan al interior de los desplazamientos nodales.
- e. Para cada elemento, se constituye un sistema de fuerzas en los nodos, equilibrándose así las tensiones que se dan en los contornos de los elementos y las fuerzas exteriores que actúan sobre estos.
- f. La solución es aproximada para cada elemento de forma independiente.

Por lo tanto, este se define como un método aproximado para problemas continuos; a su vez, el análisis individual se define con precisión a partir de las ecuaciones diferenciales originales. Siguiendo la discretización o la división de este sistema continuo se logra evaluar a los elementos pequeños respecto al sistema que es conformado por cada uno de

estos, donde cada uno posee una ecuación independiente, las cuales al ensamblarse conforman la ecuación del sistema. (pp 67 – 70).

Figura 19

División del sistema continuo en elementos individuales



Fuente: Osorio, R. y Navarro, A. (2018)

2.3.9. Análisis de Estabilidad

El análisis de estabilidad se refiere al estudio de la posible inestabilidad o estabilidad de un talud cuando se realiza el diseño de una obra civil. La inestabilidad de un talud según Apaza (2019) puede deberse a:

- a. Razones geológicas: laderas posiblemente inestables, orografía, estratificación, meteorización, etc.
- b. Obras de ingeniería: rellenos o excavaciones tanto de obra civil, como de minería.
- c. Variación la capa freática: Topografía, variaciones de precipitación, y obras civiles.

Olaya y Sevillano (2019) indican que las redes de flujo derivadas de la Ley de Darcy y la ecuación de Laplace son aplicadas para el diseño de presas de agua, tomando en cuenta que para relaves se deben usar las condiciones límite. (p.43)

2.3.9.1. Criterios

MINEM (1997) Los análisis de estabilidad de relaveras, a pesar de que siguen la metodología general y usan métodos básicos similares de cómputo que las presas de retención de agua, son por lo general más complejos, de modo que se requiere conocimiento de la presión de poros y de resistencia para aplicar las técnicas convencionales en una manera racional. Lo básico para el análisis de estabilidad es la apreciación de las diversas fuentes de presión de poros y forma en las que éstas afectan la interpretación de resistencia al corte. Además, las condiciones de carga para los depósitos de relaves son muchas veces diferentes a aquellas que se dan en presas de agua, dando un énfasis diferente a las condiciones que deben ser tomadas en cuenta en el análisis. Teniendo esto claro se establece un tipo de depósito, los materiales, lo primero que se debe hacer es elegir una configuración e inclinación del talud de prueba del depósito. Luego sigue la predicción de la ubicación de la capa freática con el fin de estimar las presiones de poros estáticas iniciales. También, es necesario evaluar para determinar si la elevación del depósito es suficiente para generar presión de poros ya sea en los materiales de cimentación como en los del depósito. Después se debe realizar el cálculo con los programas de estabilidad para determinar si los taludes de depósitos de prueba son estables bajo las condiciones de análisis realizadas. Si no es de esta manera, se debe efectuar una nueva iteración de los pasos comprendidos en el procedimiento, o quizás de todo el rediseño efectuado, hasta que se obtenga una configuración estable del depósito. (p.58)

En la Tabla N.º 3 se indica los pasos y métodos que se realizan en el análisis de estabilidad para una relavera.

Tabla 3*Procedimiento para efectuar la Estabilidad de Depósitos de Relave*

Paso	Método
Seleccionar la configuración del talud de depósito de prueba	Experiencia y juicio
Determinar la ubicación de la superficie freática en base a la zonificación interna, permeabilidad del material y condiciones de contorno	Redes de flujo Modelos Numéricos Soluciones publicadas
Establecer si las presiones de poros excedentes iniciales resultarán del levantamiento del depósito Efectuar cálculos de estabilidad para condiciones aplicables	Comparar la tasa de levantamiento con la tasa de disipación de presión de poros para relaves o suelos blandos de cimentación. Emplear cualquiera de los métodos de
Regresar al Paso 1 y revisar la configuración de prueba si los factores de seguridad no son adecuados.	cálculo disponibles después de definir las condiciones de carga, casos para análisis, y comportamiento adecuado de resistencia bajo condiciones con drenaje y sin drenaje.

Fuente: MINEN (s.f.)

2.3.9.2. Análisis de equilibrio límite

Suarez, J. (1998), nos indica que, a lo largo de los años, este análisis ha sido utilizado para en los movimientos de taludes o laderas. Para su realización se requiere conocer la resistencia del suelo; sin embargo, la relación esfuerzo-deformación no es necesaria. Si se estudia la falla, en este caso las fuerzas actuantes y resistentes debe ser iguales en dicha superficie, siendo el resultado equivalente al factor de seguridad de 1.0. Se puede estudiar realizando el análisis en la longitud total de la falla o disgregando la misma en masas deslizadas en tajadas o también conocidas como dovelas. (p.121). [...].

A su vez Suarez, J. (2009), menciona que el factor de seguridad es obtenido a través del análisis de equilibrio límite mediante un análisis regresivo, donde en el momento de falla

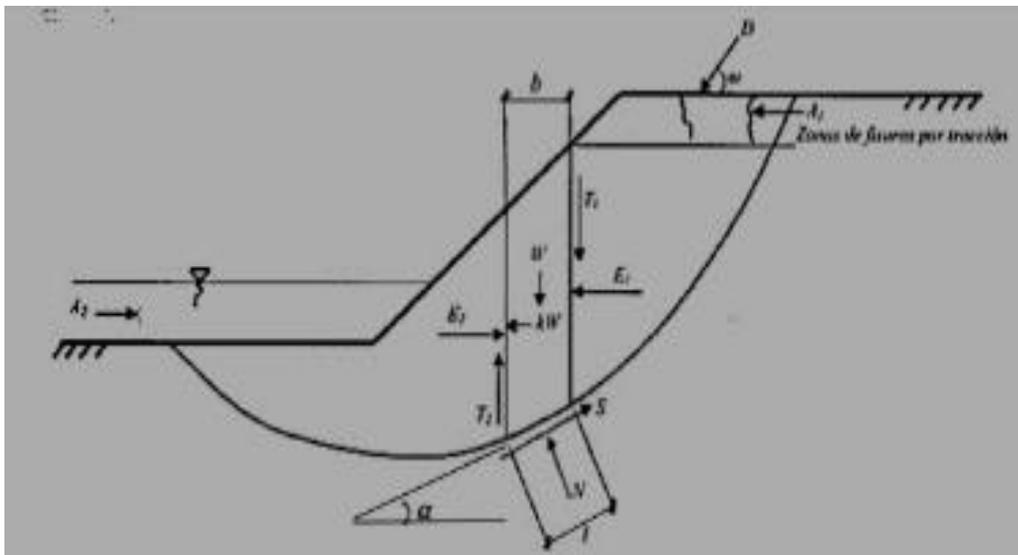
se deben determinar y obtener los valores de la resistencia al cortante del suelo. Una vez conocidos dichos parámetros, las presiones de poros y demás propiedades del suelo, se continúa con el cálculo del factor de seguridad del talud analizado. La finalidad de dicho análisis de estabilidad es hallar si la resistencia en los suelos del talud es suficiente para soportar los esfuerzos de cortante que provocan la falla o deslizamiento. La gran parte de los métodos de límite de equilibrio se caracterizan en la comparación de las fuerzas o momentos resistentes y actuantes sobre la superficie de falla del talud. De acuerdo a los diversos métodos, estos pueden variar debido al tipo de superficie de falla, el tipo de falla y la manera en cómo actúan las fuerzas internas en la superficie de falla. (p.130).

2.3.9.2.1. Método de Dovelas

Aguirre, R. (2017) El análisis por el método de dovelas inicia con la definición de una superficie de deslizamiento para toda la masa del talud. Dicha superficie es dividida en un número de dovelas verticales, en la Figura N.º 20 se pueden apreciar las fuerzas que actúan en una dovela. [...]

Figura 20

Fuerzas actuantes en una dovela vertical de una superficie de deslizamiento



Fuente: Aguirre, R. (2017)

Siendo:

W : peso de la dovela

kW : fuerza horizontal para incorporar efectos sísmicos

N: fuerza normal en la base de la dovela
 S: fuerza tangencial en la base de la dovela
 E1, E2: componente horizontal de las fuerzas entre las dovelas
 T1, T2: componente vertical de las fuerzas entre las dovelas
 D: fuerza aplicada en la superficie
 l: longitud de la base de la dovela
 b: ancho de la dovela
 A1, A2: fuerzas hidrostáticas
 ω : ángulo de inclinación de las fuerzas externas
 α : ángulo de inclinación medio de la dovela

En la Tabla N° 4 se presenta un resumen de los métodos de equilibrio límite propuestos en la literatura en los que se explican cómo se aplican dichas ecuaciones. (pp.38 - 39)

Tabla 4

Características de Métodos Comúnmente Empleados para la Estabilidad de Taludes

Método	Limitaciones, Suposiciones, y Condiciones de Equilibrio Satisfechas
Método ordinario de tajadas	Factores bajos de seguridad – muy inexactos para taludes de poca pendiente con presiones altas de poros; sólo para superficies circulares de derrumbes; se asume que la fuerza normal sobre la base de cada tajada es $W \cos \alpha$; una ecuación (equilibrio de momento de toda la masa), una incógnita (factor de seguridad).
Método modificado de Bishop	Método preciso; sólo para superficies circulares de derrumbe; satisface el equilibrio vertical y el equilibrio de momento total; asume que las fuerzas laterales sobre tajadas son horizontales
Método simplificado de Janbu	Método de equilibrio de fuerza; aplicable a cualquier forma de superficie de derrumbe; asume que las fuerzas laterales son horizontales (las mismas para todas las tajadas); generalmente los factores de seguridad son considerablemente más bajos que los calculados empleando métodos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio.

Método Sueco Modificado	Método de equilibrio de fuerza, aplicable a cualquier forma de superficie de derrumbe; asume que las inclinaciones de las fuerzas laterales son iguales a la inclinación del talud (las mismas para todas las tajadas); los factores de seguridad a menudo son considerablemente más altos que los calculados empleando los métodos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio.
Procedimiento generalizado de Janbu	Satisface todas las condiciones de equilibrio; aplicable a cualquier forma de superficie de derrumbe; asume alturas de fuerzas laterales por encima de la base de tajada (variando de tajada en tajada); problemas de convergencia numéricos más frecuentes que en algunos otros métodos.
Método de Spencer	Satisface todas las condiciones de equilibrio; aplicable a cualquier forma de superficie de derrumbe; asume que la inclinación de fuerzas laterales es la misma para todas las tajadas; la inclinación de la fuerza lateral es calculada en el proceso de solución de modo que se satisface todas las condiciones de equilibrio; método preciso.
Método de Morgenstern y Price	Satisface todas las condiciones de equilibrio; aplicable a cualquier forma de superficie de derrumbe; asume que las inclinaciones de las fuerzas laterales siguen un patrón prescrito, llamado $f(x)$; las inclinaciones de las fuerzas laterales pueden ser las mismas o pueden variar de tajada en tajada; las inclinaciones de fuerzas laterales son calculadas en el proceso de solución de modo que se satisface todas las condiciones; método preciso.

Fuente: MINEM (s.f.)

➤ **Hipótesis de los métodos de equilibrio límite**

Los métodos de equilibrio límite para realizar un análisis de estabilidad de taludes para proyectos de excavaciones y terraplenes, los métodos experimentales o empíricos demuestran que, si son adecuados para un problema analizado, son rápidos, precisos y simples. [...]

Los métodos de equilibrio límite tienen las siguientes características:

- a. Usan la misma definición para el factor de seguridad local FS local:

$$FS\ local = S / T$$

En donde:

- S es la resistencia al corte y T el esfuerzo cortante actuante.
 - La definición del factor de seguridad en términos de la resistencia al corte S asocia FS local directamente con el parámetro cuyo grado de incertidumbre es más significativo.
 - Además, consideran que este factor de seguridad es el mismo en todos los puntos de la superficie potencial de falla.
- b. Se considera que los macizos de suelo se comportan mecánicamente como un material rígido y plástico, no se toman en cuenta las deformaciones o esfuerzo de las cargas externas.
- c. Se usan ecuaciones para calcular los valores T y del esfuerzo normal “ σ ” a lo largo de la superficie potencial de falla, que se necesitan para la calcular la resistencia al corte por el criterio de Mohr Coulomb.

$$S = C + \sigma \tan\phi$$

En donde:

C, ϕ son los parámetros de resistencia asociados al criterio de falla indicado.

- d. Los métodos de análisis que son usados en casos prácticos tienen que ser versátiles para que puedan ser aplicados donde las propiedades del material y valores de presión de poros cambien en el interior del macizo. La parte seleccionada para hacer en análisis tiene que comprender la posible sección de falla en la que se considera un número variable de dovelas en las que se analizan las condiciones de equilibrio de fuerzas que actúan en cada dovela en forma separada. (pp.35-38)

➤ **Factor de seguridad**

Según Suarez, J. (1998), el factor de seguridad es de mucha importancia en la ingeniería ya que se utiliza para medir de forma numérica el grado de amenaza de que un talud falle en las condiciones más desfavorables para el cual está diseñado. Además, señala que este factor es la relación entre la resistencia al cortante del talud y los esfuerzos de corte que producen dichas fallas, que se presentan en total la superficie de posible falla. (p.123)

Por otro lado, Mendoza, J. (2016), se refiere al factor de seguridad como el cociente obtenido de la cohesión del terreno o ángulo de rozamiento del y cohesión o ángulo de fricción que se requiere para que el talud sea estable. Del mismo modo, se plantea como el cociente de los momentos resistentes y los momentos que provocan al deslizamiento. (p.13).

Del mismo modo Suarez (1998), nos menciona los factores de seguridad de la siguiente forma:

$$F.S = \frac{\textit{Resistencia al corte}}{\textit{Esfuerzo al cortante}}$$

En superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes:

$$F.S = \frac{\textit{Momento resistente}}{\textit{Momento actuante}}$$

(p.123)

2.3.9.2.2. Métodos de análisis de estabilidad de taludes pseudoestático

Gutiérrez, F. (2017) Debe realizarse el pseudoestático, que tiene relación con la aceleración de fluencia, la cual se debe al valor de aceleración que es producido cuando se desliza un talud, esto es, el coeficiente sísmico, de esta manera, FS=1 para una superficie determinada anteriormente. Este análisis es importante para el determinar el desplazamiento. [...]

La fórmula de FS es:

$$FS = \frac{\text{Fuerza resistente}}{\text{Fuerza deslizando}}$$

En la Tabla N.º 5 se pueden observar las fórmulas para el coeficiente sísmico horizontal según diversos autores:

Tabla 5

Fórmulas para el coeficiente sísmico horizontal según diversos autores

Autor	Coeficiente Kh	Observación
Terzaghi (1950)	Kh=0.1, Kh=0.2 y Kh=0.5	Para sismos severos, violentos y destructivos, y sismos catastróficos respectivamente.
Seed (1980)	Kh=0.15 FSísmico ≥ 1.15	Grandes deslizamientos y sitios cercanos a la fuente sísmica, capaz de generar sismo de magnitud 8.5
Marcuson (1981)	Kh=0.33*amáx/g a Kh=0.5*amáx/g	Considera posible amplificación o amortiguamiento.
Krinitzsky (1993), Taniguchi y Sasaki (1986)	Kh=0.65*amáx/g	Recomendada para sismos de magnitud intermedia.
Hynes-Griffin y Franklin (1984)	Kh=0.5*amáx/g	Para presas y con FS=1, concluyó que la presa no experimenta deformaciones importantes.
Saragoni (1993)	Kh=0.3*amáx/g Kh=0.22*(amáx/g)0.33	Si amáx ≤ 6.6 m/s ² Si amáx > 6.6 m/s ²

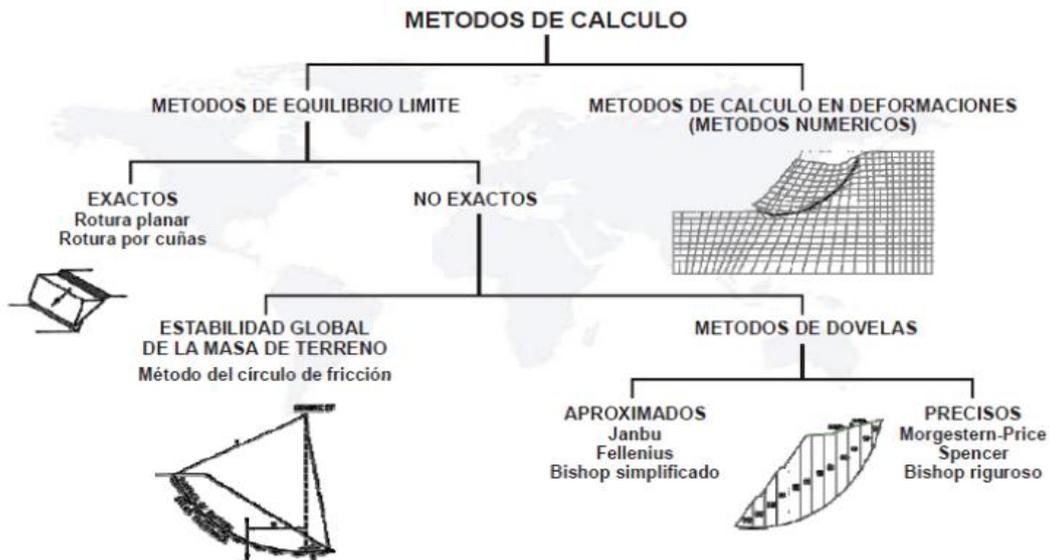
Fuente: Gutiérrez, F. (2017)

Existen ciertas consideraciones que deben ser tomadas en cuenta al momento de realizar el análisis pseudoestático, como que, no debiera utilizarse para casos de suelos

que puedan tener una presión de poros alta y degradación importante de la rigidez bajo cargas cíclicas. (p.33) [...]

Figura 21

Clasificación general de los métodos de cálculo de estabilidad



Fuente: Ramos, A. (2017)

En la Figura N.º 21 se pueden observar los métodos de cálculo de estabilidad divididos en métodos de equilibrio límite y métodos numéricos.

2.3.10. Balance Hídrico

MINEM (s.f.) El balance hídrico se establece para un lugar y un período determinados, por la comparación entre los aportes y pérdidas de agua en ese lugar y para dicho período. Se tomará en cuenta la constitución, reservas y las extracciones. Los aportes de agua se estiman a partir de las precipitaciones, transformadas en lluvia que son tomadas en cuenta en los aportes de transvases y/o derivaciones de otras cuencas existentes. Las pérdidas se deben a la combinación de la evaporación y la transpiración de las plantas, esto es llamado evapotranspiración, también afecta la infiltración del agua en el suelo. (p.10)

➤ **Metodología y consideraciones teóricas para el Balance Hídrico**

MINEM (s.f.) Para el desarrollo de los Balances se evaluaron los parámetros que se describen a continuación:

- **Precipitación:** Es todo tipo de humedad que cae de la atmósfera a la superficie de la tierra, ya sea en forma de lluvia, nieve, granizo, pedrisco, etc. Siguiendo el ciclo hidrológico del agua. Existen factores que determinan el reparto de la precipitación, dichos factores son complejos, comprenden el ámbito general hasta los regionales o locales. Este parámetro es considerado el más importante que interviene en el balance hídrico el cual depende de la exactitud de la medición y evaluación para su correcto cálculo.
- **Análisis de consistencia de datos:** Los datos pluviométricos mensuales, se procesan con el fin de determinar la confiabilidad, en la cual se realizan tablas con valores promedios a nivel diario, mensual y anual, también se hacen histogramas, curvas de doble masa y ensayos estadísticos, para así poder identificar si existen inconsistencias, saltos o tendencias de los datos analizados.
- **Evapotranspiración:** Esta variable, puede ser determinada mediante la aplicación de fórmulas experimentales o empíricas, desarrolladas por diferentes investigadores que han tratado de encontrar una forma práctica de describir conceptualmente cada una de estas variables que afectan de forma directa la pérdida de agua.
- **Temperatura:** Se analiza a nivel anual y mensual, considerando los valores mínimos, máximos y medios, para las cuencas estudiadas. La información que se va a usar es generada por estaciones climatológicas ubicadas dentro de la zona de estudio y de estaciones de apoyo ubicadas en cuencas vecinas, además de estaciones meteorológicas. Con esta información, se realiza el análisis de esta variable con la finalidad de conocer el comportamiento a lo largo de un tiempo determinado.
- **Humedad Relativa:** Es analizado a nivel regional, con información de las estaciones que se ubican en las cuencas ubicadas en la zona de estudio. Se usa información

histórica de humedad relativa media a nivel mensual, velocidad media de viento mensual y horas de sol, de las estaciones seleccionadas, se realizan análisis estadísticos que permitirán conocer las características, distribución y comportamiento de los parámetros en un tiempo determinado, y también determina el gradiente.

- **Caudal y determinación de la Escorrentía Caudal:** Para el buen uso del recurso hídrico, es necesario conocer en un punto dado o en la salida de la cuenca, el caudal que se da a partir de las lluvias. Se usan varios métodos como: isolíneas de escorrentía, caudales específicos, generación por modelos de simulación precipitación – escorrentía, etc.
- **Balance Hídrico Superficial:** Relaciona las variables siguientes principales: P - precipitación en mm., ET- evapotranspiración en mm., Esc - salida superficial de la cuenca o aportaciones de la red fluvial, en mm., S - cambio de almacenamiento en mm. Cuando el balance hídrico superficial se realiza a nivel mensual multianual, el término correspondiente al cambio de almacenamiento (S) se considera que toma el valor de 0, debido a que el agua almacenada varía en la cuenca en períodos largos y no experimenta cambios importantes. De esta manera, la fórmula del balance hídrico puede ser representada de la siguiente manera:

$$Esc = PP - ET$$

Para áreas con control hidrométrico, se utiliza la siguiente expresión:

$$P = E + ETR$$

Donde:

- P = Precipitación media del período y área en mm.
- E = Escorrentía del período y área en mm.
- ETR = Evapotranspiración real media del período y área en mm.

➤ **Balance de masa y cálculo del tiempo de llenado de la relavera**

El balance de aguas de contacto (mensual) cumple con la ley de conservación de masa, modelándose con la siguiente función:

$$f(h) = \frac{Q_p^m + Q_p^{m+1}}{2} + \frac{P^m + P^{m+1}}{2} - \frac{ET^m + ET^{m+1}}{2} - \frac{Q_d^m + Q_d^{m+1}}{2} - \frac{S(h^m) - S(h^{m+1})}{d * 86400} = 0$$

$$P = P_m * A(z) * 1000 / (d * 86400)$$

$$S(h) = 1000 * A(z) * h / \cos(\theta)$$

$$ET = ET_m * A(z) * 1000 / (d * 86400)$$

$$Q_d = 1000 * C_r * C_d * (2\pi * R) * h^{3/2}$$

Donde:

- El exponente “m” y “m+1” corresponde a la identificación del paso de tiempo mensual y su siguiente mes.
- h: Altura o carga de almacenamiento (m) del agua de contacto en la laguna generada en la relavera.
- Qp: Caudal (l/s) de ingreso por el contenido de humedad de relave de pulpa.
- P: Caudal (l/s) de ingreso por ratio de la precipitación total mensual.
- Pm: Precipitación (mm) total mensual del mes “m”.
- A (z): Área total horizontal (m²) de la playa de almacenamiento a la elevación alcanzada (z).
- d: Número de días del mes “m”.
- S (h): Almacenamiento (l) en la laguna generada en la relavera debido a la carga de agua (h) con la cual funciona el sistema de drenaje por rebose.
- θ: Ángulo de inclinación de la playa de relaves (1%).
- ET: Caudal (l/s) de salida por ratio de la evaporación real sobre la laguna generada en la relavera.

- ETm: Evaporación (mm) real total mensual del mes “m”.
- Qd: Caudal (l/s) de salida por la evacuación en el sistema de drenaje por rebose diseñado con tubería perforada vertical de 8” (200 mm) de diámetro.
- Cr: Coeficiente de descarga debido a la rejilla del sistema de drenaje por rebose (0.50)
- Cd: Coeficiente de descarga debido al vertedero radial del sistema de drenaje por rebose (0.60).
- R: Radio efectivo de la tubería perforada del sistema de drenaje por rebose de 8” (100 mm/ 0.10 m).

El balance de aguas de contacto (diario) cumple con la ley de conservación de masa, modelándose simplificada con la siguiente función ante el escenario que se presente en el día “j” la precipitación máxima de 24 horas y al día siguiente (j+1) continúe el ratio de la precipitación total mensual del correspondiente mes de análisis “m”:

$$f(h) = \frac{Q_p^j + Q_p^{j+1}}{2} + \frac{P^j + P^{j+1}}{2} - \frac{ET^j + ET^{j+1}}{2} - \frac{Q_d^j + Q_d^{j+1}}{2} - \frac{S(h^j) - S(h^{j+1})}{86400} = 0$$

Donde:

- El exponente “j” y “j+1” corresponde a la identificación del paso de tiempo diario y su siguiente día equivalente a el ratio de la precipitación total mensual del correspondiente mes de análisis “m”.
- P: Caudal (l/s) de ingreso por ratio de la precipitación máxima de 24 horas.

➤ **Criterios de borde libre**

❖ **Precipitación máxima probable (PMP)**

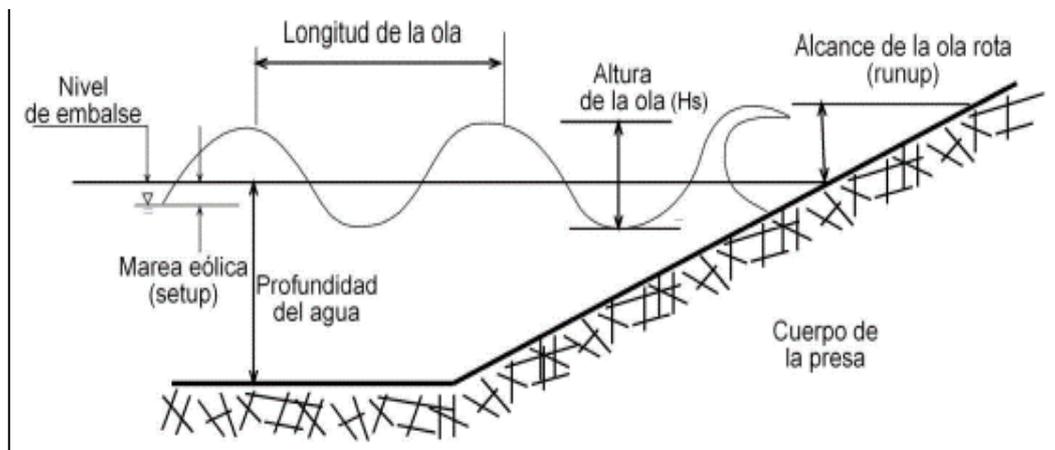
Montero, M (2012) “Es la mayor cantidad de precipitación meteorológicamente posible, para una determinada duración, en un área afectada por un temporal y en una época del año determinada. Sin tener en cuenta las tendencias climáticas a largo plazo” (P.1)

❖ Altura debido al viento (hw)

Entre la corona del muro del reservorio y el nivel de agua, con la finalidad de soportar la ocurrencia de un evento extraordinario de velocidad de viento, se estima una altura de una ola debido al viento (H_s) y su alcance de la ola rota ante el choque con las paredes del reservorio (runup). La altura final debido al viento (hw) es considerada la máxima resultante entre estas dos situaciones.

Figura 22

Altura de la ola (H_s) y alcance de la ola rota o "runup" en almacenamientos de agua



Fuente: UNAM (2013)

La altura de la ola debido al viento es determinada por el método S.M.B. publicado por el U.S.B.R. (1973). La altura de la ola rota (runup) es determinada por el método de Saville (1957).

$$H_s = 0.00086 \cdot v^{1.1} \cdot F^{0.45}$$

Donde:

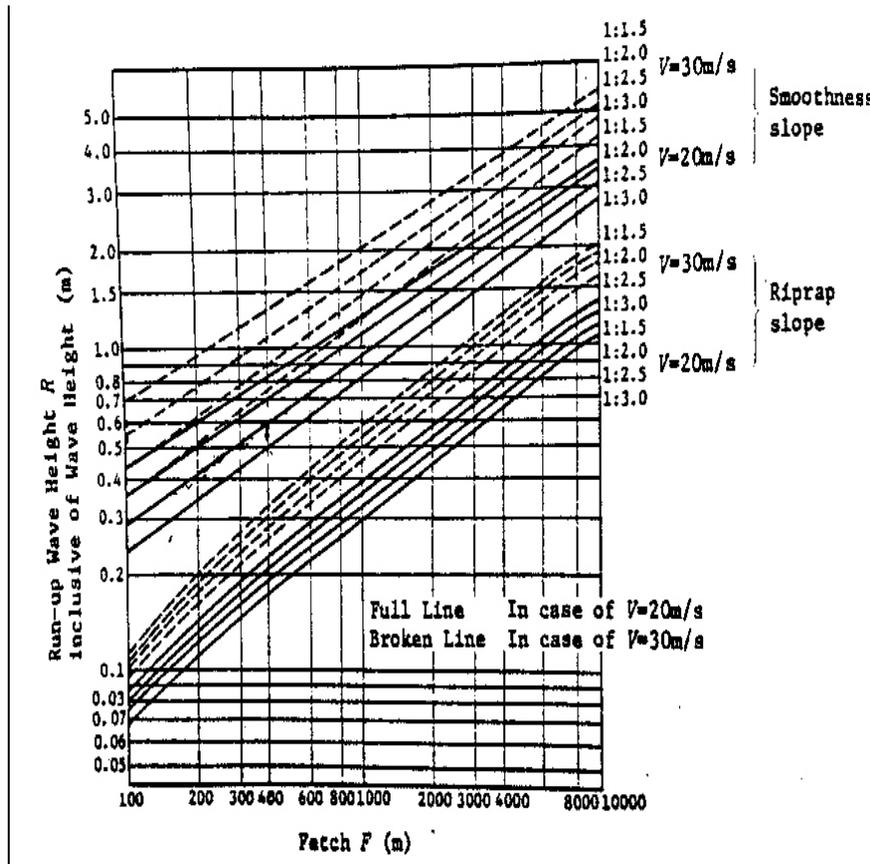
H_s : Altura de la ola debido al viento (m).

v : Velocidad máxima en el área de estudio (m/s).

F : Fetch o máxima longitud del espejo de agua (m)

Figura 23

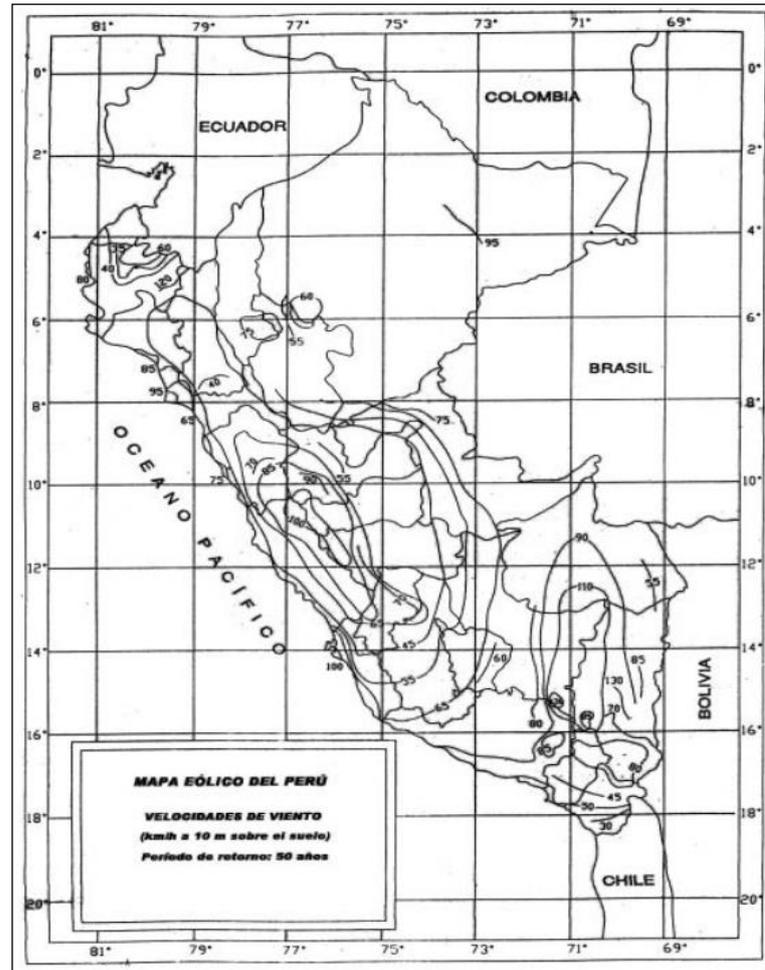
Altura de la ola rota (runup) determinada por el método de Saville (1957)



Fuente: Saville (1975)

Figura 24

Velocidades de viento (km/h) a 10 m sobre el suelo para un periodo de retorno de 50 años



Fuente: Mapa Eólico del Perú, Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), Norma E.020

Sobreelevación del cuerpo de agua debido a sismo (h_e)

La altura de ola debido a la agitación de la masa de agua durante un sismo de diseño es determinada por la fórmula de Seiichi Sato en función de la zona de frecuencia sísmica, la frecuencia sísmica y la altura del cuerpo de agua.

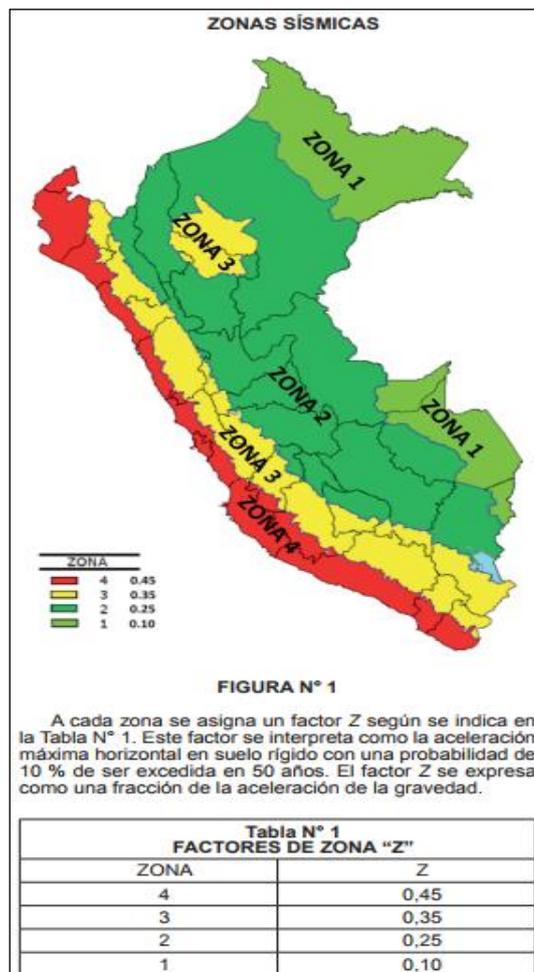
$$h_e = \frac{1}{2} \cdot \frac{Z \cdot \tau}{\pi} \cdot \sqrt{g \cdot H_0}$$

- h_e : Altura de ola de agua debido a sismo (m).
- Z : Intensidad sísmica de diseño acorde a la zona sísmica.

(Figura N°25)

- τ : Frecuencia sísmica de diseño = 1 seg.
- H_0 : Altura de agua del reservorio en condiciones normales (m).
- g : Aceleración de la gravedad = 9.81 m/s².

Figura 25
Zonas Sísmicas del Perú



Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), Norma E.020 Cargas

➤ Borde libre según reglamentación vigente

Se estima el borde libre, para mantener un resguardo contra diversas contingencias como un mal funcionamiento en los trabajos de operación. Para ello se procede a revisar los reglamentos de diseño de relaves de mina y resoluciones de la entidad fiscalizadora pertinente para acatar las recomendaciones mínimas para el borde libre.

Cabe indicar que, de acuerdo a lo dispuesto en la “Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Depósitos de Desechos de Sólidos de Mina”, elaborada por el Ministerio de Energía y Minas, el depósito de relaves debe tener suficiente borde libre de líquido para que ante una avenida máxima probable pueda ser almacenada como una sobrecarga sobre la parte superior del nivel de operación normal de la poza sin causar avenida en la playa de relaves, evitando así el rebose por la cresta.

La recomendación mínima de 1.00 m de altura de borde libre, conforme a lo señalado en la “Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Depósitos de Desechos de Sólidos de Mina”, aclarando también que en un borde libre de 0.50 m de altura no resulta suficiente a efectos de evitar el rebose de relaves.

➤ **Descarga del Relave Completo**

Apaza, S. (2019) Es importante contar con un volumen suficientemente grande para que se puedan almacenar los relaves que se generaran durante toda la vida útil de la unidad minera. Pueden ser utilizadas excavaciones "pre- existentes" como: tajos mineros abandonados, depresiones naturales en la superficie, cavernas naturales, minas antiguas subterráneas abandonadas, etc. No obstante, la legislación ambiental vigente no lo aprueba fácilmente por que compromete al medio ambiente y es necesario realizar estudios bien detallados para indicar y dar a conocer que no se afectará el medio ambiente. Por esto, para la descarga de relaves completos, resulta técnica y ambientalmente más aceptable la construcción de un muro perimetral con talud interno impermeabilizado hecho con material de préstamo grueso y generar así un depósito de relaves y han sido aceptados como alternativa para la disposición de relaves en Perú. (p.56)

2.3.11. Disposición de descarga de cola y recuperación de agua

➤ **Descarga del Relave Completo**

Apaza, S. (2019) Es importante contar con un volumen suficientemente grande para que se puedan almacenar los relaves que se generaran durante toda la vida útil de la unidad minera. Pueden ser utilizadas excavaciones "pre- existentes" como: tajos mineros

abandonados, depresiones naturales en la superficie, cavernas naturales, minas antiguas subterráneas abandonadas, etc. No obstante, la legislación ambiental vigente no lo aprueba fácilmente por que compromete al medio ambiente y es necesario realizar estudios bien detallados para indicar y dar a conocer que no se afectará el medio ambiente. Por esto, para la descarga de relaves completos, resulta técnica y ambientalmente más aceptable la construcción de un muro perimetral con talud interno impermeabilizado hecho con material de préstamo grueso y generar así un depósito de relaves y han sido aceptados como alternativa para la disposición de relaves en Perú. (p.56)

2.3.12. Métodos de impermeabilización

➤ Control de infiltraciones de los embalses en superficie

MINEM (2014) La necesidad de aplicar técnicas para reducir la infiltración en un depósito de relaves, depende en mayor parte de la naturaleza de los efluentes, del relave y de las características del agua subterránea que existe debajo del embalse, y de menor manera de las características de permeabilidad del suelo natural y de la roca debajo de él. (pp.51-52)

➤ Métodos Para el Control de la Infiltración

MINEM (2014) “Las diversas medidas para controlar la infiltración que han sido utilizadas para los embalses de relaves tienen en consideración desviaciones, revestimientos, recubrimientos sintéticos internos, y recubrimientos de suelo compactado” (p.25).

Algunas medidas para controlar la infiltración son:

- a. Para la presente tesis se utilizarán los del tipo Recubrimientos Sintéticos:

Los materiales sintéticos se usan generalmente para recubrir el piso de los depósitos de relaves. Algunos de los materiales más usados incluyen polietilenos de alta densidad (HDPE), polietilenos de muy baja densidad (VLDPE), cloruro de polivinilo (PVC) y polietileno clorosulfonado (Hypalón), éstos varían en cuanto a sus propiedades, requerimientos para su aplicación en el terreno, y necesidad de coberturas

de protección. En la Figura N° 26 se puede apreciar el recubrimiento, en este proyecto de tesis se eligió este método para impermeabilizar y minimizar filtraciones.

Figura 26

Geomembrana para relaves



Fuente: IGC (2019)

- b. **Recubrimientos con Suelos:** Los suelos arcillosos compactados pueden usarse para construir recubrimientos de depósitos de relave, si en el lugar existe una cantidad necesaria de materiales que sirvan para dicho fin. Debe ser protegido también de la desecación antes que sea inundado por los relaves, lo cual requiere que se le coloque una capa de suelo como cobertura, esta última acción hace que el costo del recubrimiento sea mayor.

- c. **Sistemas de Recubrimiento:** Los recubrimientos con suelo y sintéticos pueden ser unidos en forma de Sándwich que también pueden tener capas de drenaje, de material permeable, para poder detectar fugas. Estos componentes de los recubrimientos múltiples incrementan la confiabilidad del recubrimiento. No obstante, los materiales y mano de obra para las coberturas de capas múltiples aumentan significativamente el costo y la dificultad en la construcción del recubrimiento, y no se adecúan específicamente a las características de los relaves (al contrario de los rellenos de desmonte) o a las condiciones en el Perú.

d. Drenaje Subterráneo de Relaves: Se puede construir una capa de drenaje sobre el recubrimiento y debajo de los relaves que serán descargados, generalmente es nombrado como Drenaje Subterráneo De Relaves. Tienen un costo alto. Son colocados principalmente para reducir la carga piezométrica sobre el recubrimiento y por lo tanto la infiltración a través de este. (pp.52 - 58)

2.3.13. Drenaje

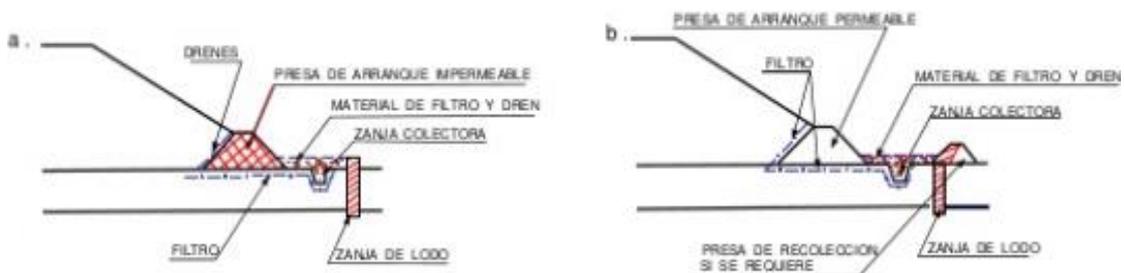
SERNAGEOMIN (2007) “el sistema de drenaje es utilizado para deprimir al máximo el nivel freático en el interior del cuerpo del muro, usualmente protegido por filtros para evitar que el flujo de aguas arrastre las partículas finas y produzca la colmatación del sistema” (p.18)

MINEM (s.f) se realiza el control de la infiltración interna dentro de la presa de relave con drenes para así reducir los niveles de saturación o el nivel freático, y zonas de filtración para evitar el socavamiento, son importantes para la estabilidad estática. Varios de esos casos están relacionados con la infiltración que se produce en la cara del dique y pueden ser prevenidos con la inclusión de drenajes internos adecuados. (p.39)

➤ Tipos de drenaje

Figura 27

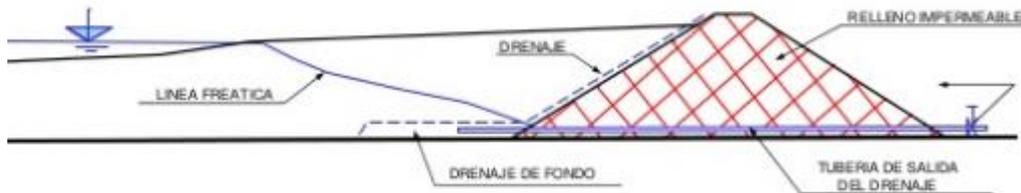
Dren faja



Fuente: Alva, J (2006)

Figura 28

Drenaje a través de tuberías



Fuente: Alva, J (2006)

2.3.14. Monitoreo de depósito de relaves

Aguirre, R. (2017) “Para una presa de relaves se recomienda los siguientes tipos de medición”. Medición e inspección visual diaria de todos los factores que influyen directamente en la seguridad de la presa:

- Ancho de la playa, la cual debería ser lo más grande posible.
- Borde libre con respecto a la superficie de los relaves o del espejo de agua, es decir, la distancia vertical que la cresta de la presa está sobre el nivel del agua de la poza.
- Descarga de percolación a través de la presa en sí, a través del cimiento y estribos.
- Posición de la superficie freática y de cualquier daño que pueda surgir en el talud.
- Movimiento horizontal y vertical de la cresta de la presa de arranque y del talud aguas abajo.
- Sismicidad y presión de poros dinámica inducida.
- Todos los procedimientos de disposición de relaves.

Medición y pruebas de todos los aspectos relacionados con la evaluación de estabilidad en cada etapa de la construcción y esencialmente cuando se aproxima a la altura máxima final:

- Distribución y zonificación de los relaves depositados.
- Presión de poros.

- Comportamiento de los relaves depositados en cada zona y la no linealidad de las propiedades mecánicas del suelo (densidad, resistencia al corte, compresibilidad, consolidación) con el incremento de la carga aplicada provenientes del resultado de laboratorio y de las pruebas in situ.
- Sedimentación diferencial, registrada por los instrumentos de medición de movimientos internos.
- Consolidación, sedimentación y estabilidad en la altura final durante los años de la elevación de la presa y si es necesario se debe mejorar la técnica de construcción y la estructura mediante drenajes instalados adecuadamente, bermas, inclinaciones del talud que mantengan una playa no sumergida más ancha, empleando hidrociclones, etc.

a. Monitoreo de la descarga de percolación, el agua de percolación debería ser recolectada y la descarga medida en vertederos de tipo rectangular o trapezoidal. Para medir descargas bajas se puede utilizar recipientes calibrados.

b. La descarga de percolación es el factor más esencial que tiene que ser medido. Brinda evidencia de cualquier falla seria en la presa de relaves. Indica la erosión interna en el cuerpo de la presa con consecuencias graves si todas las medidas necesarias no son tomadas en su debido momento. Es importante para las presas de relaves tener buen drenaje para mantener la superficie freática lo más lejos posible del talud aguas abajo, con el fin de reducir la presión de poros y disminuir el peligro de licuefacción. El drenaje aumenta la descarga de percolación que es mucho mayor que en las presas de tierra. Sin embargo, no es peligroso si hay filtros y drenajes funcionando apropiadamente y si la cantidad de percolación es recolectada y devuelta a la poza de relaves o a la planta de procesamiento.

c. Medición y monitoreo de la superficie freática. El nivel de superficie freática es muy importante para la estabilidad de las presas de relaves. El dispositivo básico para medir el nivel freático es el piezómetro. Es importante colocar los piezómetros cerca de los drenajes para verificar la eficacia de estos últimos. Los piezómetros de columna reguladora en las presas de relaves generalmente son fabricados con tubos de PVC de paredes gruesas.

d. Monitoreo de la presión dinámica de poros y licuefacción. Existe un peligro de licuefacción de los finos y de la arena limosa en la presa de relaves como consecuencia de un terremoto. Por esto es necesario medir la presión dinámica de poros y registrarla al mismo tiempo que el terremoto y después, cuando se puede alcanzar los valores máximos. La medición de las presiones de poros dinámicas puede ser efectuada con piezómetros de alambre vibratorio porque dan una respuesta rápida. Cuando el terremoto está sobre un umbral predeterminado dado, el acelerógrafo hace que la computadora tome lecturas más frecuentes de forma consecutiva desde todos los piezómetros.

e. Monitoreo de los movimientos verticales. estos movimientos verticales son grandes y se deben a la compactación por su propio peso y a la consolidación.

f. Monitoreo de los movimientos horizontales. En las presas de relaves los movimientos horizontales se deben principalmente a la sedimentación no uniforme de las diferentes partes y en menor grado a la presión proveniente del agua retenida. El desplazamiento horizontal de un cimiento deformable puede ser medido con inclinómetros. Estos instrumentos precisos y costosos a la vez deberían ser empleados sólo si es absolutamente necesario.

Registros y datos, se debe conservar y archivar adecuadamente durante la vida operativa de la mina los registros completos del diseño, construcción y comportamiento de la presa y el pozo de relaves, así como de cualquier evento que afecte o pueda haber afectado la seguridad de la presa de relaves. (pp.54 - 64)

2.4. Definiciones de términos básicos

- **Aceleración sísmica:** Es una medida utilizada en terremotos que consiste en una medición directa de las aceleraciones que sufre la superficie del suelo.
- **Aguas abajo:** Este método de aguas abajo requiere disponer de un gran volumen de arenas y permite lograr muros resistentes más estables del punto de vista de la resistencia sísmica.

- **Aguas Arriba:** Diseño de recrecimiento que deja que los residuos más cercanos a la presa se sequen. Estos relaves secos son luego usados como la base para los nuevos niveles, que son elevados al poner tierra o residuos en terraplenes sucesivos. Esta es la forma menos costosa de construir relaves
- **Análisis de Estabilidad de Taludes:** Apreciación en la que se evalúan cuantitativamente la interacción entre las fuerzas estabilizantes o resistentes.
- **Análisis de infiltración:** Los métodos de rudimentos finitos o diferencias finitas permiten ejecutar las ecuaciones diferenciales resultantes de la tenacidad de la ley de Darcy. Se calculan tasas de infiltración, líneas piezométricas, organización de presiones de poros, entre otros.
- **Coronamiento:** Es la parte superior del prisma resistente o muro de contención, muy cercano a la horizontal.
- **Canal de coronación:** Canal de desvío de las aguas de la cuenca que captan y desvían las escorrentías superficiales, impidiendo el ingreso a la cubeta del depósito de relaves.
- **Corte simple:** Material que puede ser removido con el uso de ingenio y/o herramientas manuales.
- **Cohesión:** es el atributo por la cual las partículas del suelo se mantienen unidas con fuerzas internas, que dependen de la humedad.
- **Drenaje:** Recolección y transporte de un líquido por un geo sintético.
- **Depósito de relaves:** Estructura destinada al almacenamiento de material de relave.
- **Estudio de Impacto Ambiental (EIA):** Informe que revisa las actividades mineras propuestas de se harán en los alrededores naturales.
- **Estabilidad:** Propiedad de un cuerpo de mantenerse en equilibrio estable o de volver a dicho estado tras sufrir una perturbación.
- **Estabilización de taludes:** Estudio de geotécnica que se implementa en un talud, ya sea de terraplén, hueco, o sitio, razonable u otros, para mantener una inclinación de talud que evite fallas.
- **Exploración (energía minera):** Conjunto de trabajos administrativos, de gabinete y de campo, para localizar, especular y contar un yacimiento.
- **Explotación (energía minera):** Extracción de rocas, minerales o ambos, para encaminar de ellos con fines industriales, comerciales o utilitarios.

- **Filtración:** Proceso unitario de separación de sólidos en una suspensión a través de un medio mecánico poroso, también se produce en el suelo y roca.
- **Geología:** Ciencia que estudia las rocas que componen la corteza.
- **Geo membrana:** Lámina impermeabilizante, puede ser fabricada de HDPE, LLDPE de textura lisa, SST, DST.
- **Infiltración:** Es el proceso por el cual el agua en la superficie de la tierra entra en él.
- **Ministerio de Energía y Minas:** Órgano del estado encargado de ordenar y orientar las políticas, planes y programas de diligencia del distintivo minero, de tramitar y ejecutar todas las cuestiones administrativas.
- **Nivel Freático:** cota donde se encuentra agua en el suelo.
- **Precipitación Máxima Probable (PMP):** Son las precipitaciones máximas esperadas en un empleo las cuales están asociadas a grandes periodos retorno. Son determinadas mediante procedimientos probabilísticos.
- **Próctor Estándar (PE):** Medida de la compactación (densidad) ASTM D-698 (Ensayo Próctor Estándar).
- **Próctor Modificado (PM):** Medida de la compactación (densidad) ASTM D-1557 (Ensayo Próctor Modificado).
- **Permeabilidad:** Es la propiedad que tiene el suelo de transmitir el agua y el aire y es una de las cualidades más importantes que han de considerarse para la piscicultura. Mientras más permeable sea el suelo, mayor será la filtración.
- **Relaves:** Materiales sobrantes de la extracción minera.
- **Relave en pasta:** Corresponden a una mezcla de agua con sólido, que contiene abundantes partículas finas y bajo contenido de agua, de modo que la mezcla tenga una consistencia espesa, similar a una pulpa de alta densidad.
- **Relave Espesado:** Depósitos en el que la superficie es previamente sometida a un proceso de sedimentación, en equipo denominado espesador.
- **Relave Filtrado:** Es similar al espesado. Se trata de un depósito en que el material contiene aún menos agua, gracias al proceso de filtrado, para asegurar así una humedad menor a 20%. Esta filtración es también similar a la utilizada en Agua Potable.
- **Subdrenes:** Red de tuberías perforadas cubiertas con gravilla de drenaje. Dispuestas en zanjas con el fin coleccionar los flujos subterráneos.

- **Tuberías:** Tiene el cargo de llevar los flujos colectados. Generalmente se utiliza caño de HDPE de defensa falaz corrugada.
- **Talud:** Se refiere a la pendiente que registra una superficie.

2.5. Formulación de Hipótesis

2.5.1. Hipótesis general

Al realizar el análisis comparativo se obtuvo una diferencia cuantificada en un rango del 0 - 15 % entre métodos de aguas abajo y eje central.

2.5.2. Hipótesis específicas

- a. Al determinar la caracterización geotécnica que conforma la presa y las propiedades físico - mecánicas se verificó que los valores se encuentran en los rangos adecuados para los análisis del depósito de relaves.
- b. El análisis de la estabilidad física en el terreno para la relavera tipo pulpa por los métodos aguas abajo y línea central, se obtuvieron que los valores de los factores de seguridad se encuentran dentro del margen permitido para la sección estudiada.
- c. El método aguas abajo resultó con los mejores parámetros en los análisis dinámicos al evaluar las deformaciones en la presa de relaves, con una amplia diferencia sobre el método de línea central.
- d. El método que posee menor gradiente hidráulico es el de aguas abajo presentado menores filtraciones mediante una impermeabilización con geomembrana de polietileno (HDPE).

2.5.3. Variables

Tabla 6

Matriz operacional de variables

VARIABLES INDEPENDIENTES	DIMENSIÓN	INDICADOR	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS
Método Aguas abajo	Parámetros Geotécnicos	Cohesión	Datos obtenidos teóricamente de bibliografía e informes relacionados al tema de estudio
		Ángulo de Fricción	
Método de Línea central	Análisis de Equilibrio Límite	Coeficiente de Permeabilidad	SLIDE V6.0
		Ángulo Phi	
		Caracterización Geológica de la Zona	
		Método modificado de Bishop	
		Método simplificado de Janbu	
		Procedimiento generalizado de Janbu	
		Método de Spencer	
VARIABLE DEPENDIENTE	DIMENSIÓN	INDICADOR	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS
Depósito de Relaves	Factor de Seguridad	Análisis Estático	SLIDE V6.0
		Análisis Pseudoestático	PLAXIS 2D
Depósito de Relaves	Análisis Dinámico	Deformaciones	QUAKE/W
	Filtraciones	Análisis de Infiltraciones	SLIDE /USACE
		Drenaje	

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO III: DISEÑO METODOLÓGICO

3.1. Tipo y diseño de la investigación

3.1.1. Tipo y diseño de la Investigación Método de la Investigación

Según Borja, M. (2012), “Las investigaciones no experimentales no establecen, ni pueden probar relaciones causales directas entre dos variables o entre dos elementos” (p.13).

La investigación es de tipo aplicada no experimental la cual nos indica el diseño más confiable para el recrecimiento de la presa de relaves, donde se realizará un análisis comparativo mediante el procesamiento de datos y recolección de información confiable; su diseño es transversal, se describe las características de la represa de relaves en un momento determinado.

3.1.2. Método de la Investigación

Según Borja, M. (2012), “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” (p.11).

El método tiene un enfoque cuantitativo con alcance descriptivo (comparativo), dado a que el estudio comprende variables que son medibles numéricamente necesarios para cumplir con los objetivos planteados.

3.2. Diseño muestral de la investigación

El diseño muestral se define como “el caso donde los elementos son escogidos con base en criterios o juicios preestablecidos por el investigador” (Ramos, 2009, diapositiva 4).

Por ende, nuestro diseño muestral es de tipo No Probabilístico Intencional, debido a que la selección de la muestra se realiza por criterio, siendo este un diseño propio.

3.3. Población y muestra

Según Fernández, C. y Baptista, A. (2014), nos dice que “la población es el conjunto de todos los casos que concuerdan con una serie de especificaciones” (p.174).

La población son todas las presas de relaves de diversas minas que se asemejen en el diseño civil y factores geotécnicos. La presa de relaves tipo pulpa de la mina de extracción de materiales metalíferos, la cual será procesada, analizada y comparada mediante 2 métodos para el recrecimiento.

Según Fernández, C. y Baptista, A. (2014), nos dice que “la muestra es esencia, un subgrupo de la población. Digamos que es un subconjunto de elementos que pertenecen a ese grupo definido en sus características al que llamamos población” (p.175).

Al ser un trabajo teórico, no se cuenta con una muestra establecida, debido a que no existe la presa de relave en la zona, la cual se desarrollará con un diseño propio utilizando las características del lugar de estudio que se encuentra delimitada en el departamento de Cajamarca.

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Los datos utilizados para el diseño fueron obtenidos de forma virtual, debido a que la tesis es de carácter teórico e investigativo se recopilaron datos de investigaciones de campo que comprende el mapeo geológico - geotécnico, ensayos de laboratorio e información de diversos informes y tesis relacionados con el tema la topografía fue obtenida de Google Earth para la generación de curvas de nivel cada metro para las áreas específicas del depósito de relaves, como también información hidrológica proveniente de SENAMHI.

Se empleó de igual manera libros y artículos científicos nacionales e internacionales, además de datos de instituciones del estado como ANA, MINEM, SENAHMI; e internacionales, Canadian Dam Association (CDA) y el SERNAGEOMIN con el fin de elaborar un diseño óptimo y realizar la comparativa de los tres métodos de recrecimiento.

3.5. Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos

La investigación posee datos válidos y confiables, debido a que la información fue obtenida de libros, tesis e informes relacionados al diseño de presas de Relave con las mismas características. De la misma manera el diseño se elaboró siguiendo las normas técnicas de Perú y el extranjero, además de usar programas especializados para el desarrollo de estudio como AUTOCAD, CIVIL 3D, Slide v 6.0, QUAKE/W 2018, PLAXIS 2D v.20, HEC – HMS v.4.6.1, HIDROESTA 2.0 y HCANALES 3.0.

3.6. Técnicas para el procesamiento y análisis de datos

El diseño de la presa de relave será realizado a través del software AUTOCAD, CIVIL 3D de Autodesk, la estabilidad general y análisis de infiltraciones se modelarán en el software Slide v. 6.0 perteneciente a la empresa Rocscience Inc, las deformaciones se calcularán con el programa QUAKE/W v. 2018 de la empresa Geostudio y PLAXIS 2D v.20. Además de la información topográfica brindada por el Google Earth y Global Mapper. Finalmente, para el estudio hidrológico se usará el programa HEC – HMS v. 4.6.1 del Cuerpo de Ingenieros del ejército de EE. UU, y los softwares libres HIDROESTA 2.0 y HCANALES versión 3.0.

CAPÍTULO IV: DESARROLLO DEL PROYECTO

4.1. Caracterización general del área

4.1.1. Ubicación

El Depósito de Relaves en Pulpa estará ubicado entre los distritos de Hualgayoc y Bambamarca, provincia de Hualgayoc, región Cajamarca, a 8 km de la ciudad de Bambamarca y a 6 km de la ciudad de Hualgayoc a 2500 m.s.n.m. de altitud media.

Figura 29

Ubicación de la presa de relave



Fuente: Propia

4.1.2. Clima

Con el objetivo de caracterizar adecuadamente la estacionalidad y climatología del área en estudio, se utilizó los monitoreos de la estación meteorológica Bambamarca. En la tabla N°7 se aprecia la ubicación de la estación meteorológica utilizada.

Tabla 7*Ubicación de la Estación Meteorológica*

Estación Meteorológica	Distrito	Provincia	Departamento	Coordenadas		Altitud m.s.n.m.
				Este	Norte	
Bambamarca	Bambamarca	Hualgayoc	Cajamarca	774370.8	9261316	2495

Fuente: SENAMHI

4.1.3. Temperatura

Se realizó el análisis de la temperatura máxima, mínima y media mensual, en base a la estación Bambamarca, debido a que se encuentra cerca al área de estudio, cuyos años de registro son 2017-2020.

Los registros de temperatura promedio mensuales en la estación Bambamarca fluctúan entre los 13.13 °C hasta los 14.8 °C. Los valores de temperatura mínima promedio fluctúan entre los 5.5 °C hasta los 8.6 °C y los máximos promedios entre los 19.97 °C hasta los 21.69 °C.

Tabla 8*Promedios mensuales de Temperatura en la estación Bambamarca*

Mes	En e	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
T° mín prom	6.7 6	7.14	7.74	8.62	8.32	6.78	5.55	5.64	7.00	7.93	7.78	8.23
T° prom	13. 66	14.0 2	13.8 6	14.7 2	14.4 9	13.8 9	13.1 3	13.5 8	14.3 5	14.8 0	14.6 0	14.2 0
T° máx. prom	20. 56	20.9 0	19.9 7	20.8 1	20.6 5	21.0 0	20.7 1	21.5 2	21.6 9	21.6 7	21.5 9	20.2 1

Fuente: SENAMHI

4.1.4. Precipitación

La precipitación en la zona de estudio es variable durante todo el año, se considera tiempo de lluvias los meses desde octubre hasta abril y estiaje los meses desde mayo hasta septiembre. De acuerdo a los datos registrados las precipitaciones indican una precipitación máxima mensual de 51.5 mm y la mínima 0.47 mm.

Para el análisis de máximas avenidas, se requirió los datos de lluvia máxima de 24 horas, información que fue obtenida de la estación Bambamarca. En la tabla N°9, se pueden observar los valores máximos de precipitación máxima de 24 horas, cuyo periodo de registro corresponde a 1962-2019.

Tabla 9

Promedios mensuales de Precipitación en la estación Bambamarca

Año	Precipitación Máxima de 24 horas
1962	20
1963	38.9
1964	23
1965	22
1966	39.6
1967	31.1
1968	33.3
1969	28.2
1970	19.5
1971	27.2
1972	34.8
1973	22.8
1974	22.8
1975	34.6
1976	28.9
1977	46.4
1978	35.8
1979	26.4
1980	30.7
1981	24.7
1982	26.2
1983	44.9

1984	31.1
1985	22
1986	34.4
1987	27
1978	35.8
1979	26.4
1980	30.7
1981	24.7
1982	26.2
1983	44.9
1984	31.1
1985	22
1986	34.4
1987	27
1988	48.8
1989	27.3
1990	22
1991	29.5
1992	24.9
1993	28.7
1994	47.7
1995	24.5
1996	27
1997	30.7
1998	51.5
1999	32.3
2000	30.4
2001	25.9
2002	40.5
2003	32.8
2004	32.8
2005	24.9
2006	22.7
2007	28.1
2008	30
2009	31.9
2010	32.1
2011	32.1
2012	32.2
2013	32.2
2014	32.3
2015	32.4

2016	33.7
2017	32.3
2018	33.7
2019	36.1

Fuente: SENAMHI

4.1.5. Hidrología

El estudio hidrológico utilizado para el presente estudio tuvo por objeto determinar los parámetros y características físicas e hidrológicas del área de estudio para el cálculo de los caudales de diseño ante condiciones de precipitaciones máximas en 24 horas; que rara vez coincidirá con la precipitación diaria, siendo la precipitación de 24 horas habitualmente superior.

Para el cálculo de las precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno fueron utilizados los datos de la estación meteorológica Bambamarca. En la tabla N°10 se aprecian las precipitaciones máximas estimadas para los diferentes períodos de retorno.

Tabla 10

Precipitación para cada Período de Retorno Estación Bambamarca – Distribución Normal

Estación	Período de retorno (años)			
	10	25	50	100
	Precipitación (mm)			
Bambamarca	49.42	54.22	57.31	60.1

Fuente: Elaboración propia

4.1.6. Sismicidad

La recomendación dada por la Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Depósito de Desechos Sólidos de Mina (1997), sostiene que se debe utilizar para el método de diseño pseudo – estático de taludes, el coeficiente sísmico en un rango de 1/2 a 1/3 de la aceleración máxima horizontal del periodo de retorno escogido. Según el diagrama de isoaceleraciones con 10% de excedencia en 50 años para un período de retorno de 475 años, se trabajará con una aceleración máxima de diseño de 0.25g. En base a estos

resultados, para los análisis de estabilidad bajo condiciones de carga sísmica, se considera un valor de coeficiente sísmico de 0.13g para obras principales, que representa aproximadamente el 50% de la aceleración máxima.

4.2. Geología

4.2.1. Generalidades

El marco geológico del Proyecto se encuentra comprendido en la Cordillera Occidental, siendo una de las más elevadas en la Cordillera de los Andes y teniendo una dirección NO-SE. La caracterización geológica guarda relación con las rocas ya presentes, los cuales fueron producidos en la Orogenia Andina. La morfología es originado debido del intenso plegamiento, fallamiento y de los eventos de intrusión magmática que ha acondicionado al substrato del cretácico y finalmente erosión hídrica reciente. La caracterización morfológica está dada por un relieve abrupto y accidentado, donde sobresalen algunas montañas de cima truncada disecada por innumerables valles; a su vez, paralelo a las quebradas destacan terrazas aluviales antiguas y depósitos de conos de deyección laterales.

4.2.2. Geología regional

Se encuentra caracterizada por fenómenos de gran envergadura y amplitud, ya sean aluviones, huaycos y deslizamientos, que se generan a causa de las pendientes pronunciadas en las montañas y precipitaciones pluviales de la zona). Cabe mencionar que la erosión en las laderas es un fenómeno presente y reiterativo, constituyendo franjas de cárcavas y/o surcos. La secuencia estratigráfica de la región, está conformada por rocas sedimentarias mesozoicas, deformadas por el plegamiento de gran intensidad, fallamientos inversos y considerables sobrescurrimientos. La presencia de rocas intrusivas del terciario tiene afloramientos de amplitudes y distribuciones amplias, poseen gran variedad en su composición siendo estas desde dioritas, tonalitas, granodioritas y dacitas.

4.2.3. Geología local

Se caracteriza por poseer depósitos sedimentarios que están constituidos por rocas del cretácico superior, siendo estas lutitas, margas y calizas nodulares, de colores característicos desde la crema al negro; así mismo, la secuencia cenozoica presenta diferentes tipos de depósitos, coluviales, aluviales y fluvio-glaciares; compuestos por fragmentos polimícticos, heterométricos, subangulosos a subredondeados, con poca consolidación, inmerso en una matriz limo-arcillosa o areno-limosa. En la Figura N° 30 se aprecia la columna estratigráfica regional tipo, observándose a continuación:

Figura 30

Columna Estratigrafía Regional

ERA	SISTEMA	SERIE	UNIDAD FORMACION	SIMBOLO	DESCRIPCION
C E N O Z O I C O	C U A T E R N A R I O	Holoceno (reciente)	Depósitos aluviales	Qr-a	Fragmentos polimícticos, heterométricos, subredondeados y redondeados, inmersos en una matriz de limos y arcillas, poco consolidadas.
			Depósitos Coluviales	Qr-co	Fragmentos rocosos, heterométricos de litología homogénea, incluidos en una matriz limo-arcillosa o limo-arenosa.
		Pleistoceno	Depósitos aluviales	Qp-a	Fragmentos semi-consolidados, heterométrico sub-redondeados, con horizontes arenosos.
			Depósitos Fluvio - Glaciares	Qp-fg	Acumulaciones de fragmentos heterométricos, angulosos a sub-angulosos. También limos, arenas y gravilla. Con distribución errática
	T E R C I A R I O	Rocas Intrusivas		T-gd-di	Las intrusiones corresponden a intrusiones porfíricas, dioríticas, de grano fino y grueso, monzoníticas, granodioríticas, brechas freatomagmáticas y finalmente domos dacíticos.
		Superior	Volcánicos Huambos	Ts-vh	Flujos piroclásticos dacíticos, moderadamente resistente.
		Inferior	Volcánicos Porculla	Tim-vp	Flujos de lava andesítica e intercalaciones de flujos piroclásticos dacíticos.
M E S O Z O I C O	C R E T A C E O	Superior	Formación Chota	Kti-ch	Lutitas, arcillas y areniscas rojas
			Formación Celendín	Ks-c	Margas y lutitas de color amarillo ocre, limoarcillitas grises y algunas calizas nodulares.
		Superior	Formación Cajamarca	Km-c	Calizas finas de color parduzco, con bancos bien estratificados, moderadamente resistente.
			Grupo Quilquiñán	Ks-q	Lutitas y margas intercaladas con horizontes de calizas oxidadas, nodulares, poco estratificadas, contienen fósiles se intercalan con calizas limoarcillitas grises.
			Grupo Pullucana	Ks-pu	Calizas nodulosas con silex y calizas margosas.
			Formación Pariatambo	Ki-pa	Margas de color marrón oscuro o gris y lutitas negras bituminosas intercalaciones de calizas.
			Superior	Formación Chulec	Ki-ch
		Formación Pariahuanca		Ki-ph	Calizas masivas intemperizadas, de color gris, depositadas en capas medianas.
		Formación Farrat		Ki-f	Areniscas cuarcíticas, deleznable, de color blanco a grises; intercaladas con delgadas capas de lutitas grises y conglomerados finos cuarzosos.

Fuente: Carta Geológica. INGEMET (1979)

4.3. Trabajos de investigación geotécnica

4.3.1. Programa de Investigación de Campo

➤ Mapeo Geológico – Geotécnico

El mapeo geológico-geotécnico detallado del área de estudio y de las áreas circundantes permite registrar los rasgos geológicos y unidades geotécnicas presentes, para el presente trabajo se caracterizará con un basamento rocoso y roca caliza pertenecientes al Cuaternario Holoceno y al Cretáceo Superior. Los afloramientos rocosos presentan forma irregular en superficie y en zonas de corte de accesos, encontrándose buena parte de la zona de estudio recubierta por una serie de depósitos cuaternarios recientes de naturaleza aluvial y coluvial, los cuales se encuentran constituidos preferentemente por limo-arcillosas o arena-limosas con baja consolidación, estos suelos pueden presentar potencias muy variables, llegando a los 2 m como máximo de acuerdo a la bibliografía virtual y experiencias previas.

4.3.2. Ensayos de Campo

➤ Ensayos de Penetración

Las pruebas de penetración fueron enfocadas para estimar el grado de compacidad de los materiales mediante la ejecución de ensayos de tipo SPT y Cono Peck, los cuales consisten en la penetración de un muestreador de caña partida en el caso del ensayo SPT, y una punta cónica en el caso del Cono Peck, a través de la energía de hincado de un martillo de 62.5 kg de peso que cae de una altura libre de 76 cm. La ventaja de este ensayo es que permite recuperar muestras disturbadas representativas de suelo, para fines de ejecución de ensayos de laboratorio y otra ventaja es que permite evaluar de forma indirecta la resistencia al corte de dichos materiales a través del número de golpes.

➤ Ensayos de Permeabilidad

Con la finalidad de evaluar las diferentes propiedades hidráulicas de los materiales del basamento del depósito, se realizan ensayos in situ de permeabilidad; siguiendo los lineamientos descritos en la Norma ASTM D4631.

4.3.3. Ensayos de Laboratorio

En los materiales estudiados se deben llevar a cabo ensayos de mecánica de suelos y roca para determinar las propiedades físicas y mecánicas de los materiales a emplearse en los análisis geotécnicos. A partir de muestras extraídas de las calicatas y perforaciones se efectúan los siguientes ensayos de caracterización física:

Ensayos Estándares en Suelos:

- Contenido de Humedad (ASTM D2216 - 98),
- Análisis Granulométrico (ASTM D422- 63),
- Límites de Atterberg (ASTM D4318- 98),
- Clasificación SUCS (ASTM D2487- 98).

Ensayos Especiales en Suelos:

- Gravedad Específica de los Suelos (ASTM D854),
- Ensayos de Compactación (ASTM D-1557),
- Ensayos de Permeabilidad (ASTM D-2434),
- Corte Triaxial (ASTM D-4767),
- Corte Directo (ASTM D-3080).

Ensayos de Mecánica de Roca:

- Compresión Simple (ASTM D-7012),
- Propiedades Físicas (ASTM D-6473 / ASTM D-2937),
- Carga Puntual (ASTM D-5731).

4.4. Caracterización geotécnica de los materiales

Se describen los parámetros geotécnicos de los materiales que conforman el modelo geotécnico en base a las investigaciones geotécnicas de campo, ensayos de laboratorio desarrollados para el presente estudio y bibliografía virtual. El modelo geotécnico está conformado por los siguientes materiales:

- Relave en pulpa.
- Relleno común medianamente compactado.
- Basamento Rocoso

➤ **Relave en Pulpa**

Para la elaboración del presente estudio no se han contado con muestras de relave por lo que los parámetros de resistencia del material de relave fueron asumidos en función de la revisión bibliográfica, para los análisis geotécnicos se ha considerado un ángulo de fricción interna de 10° y una cohesión de 5 Kpa. Asimismo, se estimó un peso específico de 16 kN/m³.

➤ **Relleno Común Medianamente Compactado**

Para la conformación del dique de contención se ha considerado material de préstamo. Este material según clasificación SUCS corresponde a una grava limo-arcillosa (GC - GM). Tanto para la condición estática como pseudoestática, se ha asumido un comportamiento drenado con parámetros de resistencia en término de esfuerzos efectivos correspondientes a una cohesión de 5 kPa y un ángulo de fricción interna de 37° . Asimismo, se consideró un peso específico de 20 kN/m³.

➤ **Suelo de Cimentación**

Los suelos de cimentación muestran fundamentalmente un origen de tipo aluvial por descomposición in-situ se encuentran conformados por basamento rocosa - caliza.

4.4.1. Parámetros geotécnicos

A continuación, se desarrolla una descripción y discusión breve de los criterios a adoptar para definir los parámetros de resistencia para los análisis de estabilidad física de los taludes del Depósito de Relave.

Para fines académicos, dichos parámetros han sido seleccionados a través de una investigación bibliográfica con fuentes confiables como tesis, artículos y software que presentan valores admisibles para la realización del estudio de la presa de relaves. Se muestra las tablas resumen a continuación:

Tabla 11*Base de datos 1*

Nombre del material	Peso Unitario (Kn /m ³)	Ángulo de Fricción (°)	Cohesión (Kpa)	Fuente
Basamento Rocosó	26	30	-	(Carrillo,2015)
	24	30	100	(Chapilliquen, 2017)
	23	33	80	RockData v4.0
	23	25	100	(Cabrera,2018)
	23-26	-	-	(Gobierno Regional de Cajamarca, 2011)

Fuente: Propia

Tabla 12*Base de datos 2*

Nombre del material	Peso Unitario (Kn /m ³)	Ángulo de Fricción (°)	Cohesión (Kpa)	Fuente
Dique de arranque (GC – GM)	19	32	22	(Aguirre, 2017)
	20	37	5	(Burt Look,2007)
	21	34	20	(Oré y Parodi, 2008)
	18	32	15	(Zamalloa y Medina, 2019)
	21	35	10	(Machacuay,2018)
	21.6	34	-	(Osorio y Navarro,2018)

Fuente: Propia

Tabla 13*Base de datos 3*

Nombre del material	Peso Unitario (Kn /m ³)	Ángulo de Fricción (°)	Cohesión (Kpa)	Fuente
Relave en Pulpa	16	10	5	(Burt Look,2007)
	14-16	0	-	(Aguirre, 2017)

Fuente: Propia

Luego de la presentación de la bibliografía consultada, se procedió a la selección de los parámetros geotécnicos para los análisis correspondientes, los cuales aparecen en la Tabla N°14 que se muestra a continuación.

Tabla 12

Resumen de los Parámetros de Resistencia

Material	Peso Unitario (KN/m³)	Parámetros de Resistencia	
		Cohesión (Kpa)	Ángulo de Fricción (°)
Basamento Rocoso	23	80	33
Relva en Pulpa	16	5	10
Dique de arranque (GC – GM)	20	5	37

Fuente: Propia

4.5. Diseño del depósito de relaves en pulpa

El diseño a nivel de ingeniería básica del Depósito de Relaves en Pulpa en Cajamarca fue desarrollado en base a los criterios de diseño, con datos obtenidos de antecedentes, tesis precedentes y literatura geotécnica. El Plano 1, muestra la configuración general de las obras civiles del proyecto.

El Depósito de Relaves ha sido diseñado para albergar hasta la cota 3,587 msnm un volumen de relave en pulpa de 100,310 m³ de material de relave en pulpa y ha sido diseñado para proyectar un recrecimiento hacia aguas abajo de 4 m que va permitir incrementar la capacidad del depósito en 98,327 m³, en cuanto al recrecimiento por línea central con una capacidad de incremento de 87,710 m³. Cabe mencionar, que el nivel de ingeniería para recrecimiento es a nivel conceptual y debe de realizarse un programa de investigación geotécnica complementaria que permita su análisis geotécnico y diseño de obras civiles.

El diseño del Depósito de Relaves contempla las siguientes obras: remoción de material inadecuado suelto para la cimentación del dique de contención, realizar la superficie de nivelación, instalación de un sistema de drenaje, construcción de poza de colección,

construcción del dique de contención y canal de coronación. A continuación, se describen en detalle cada una de las obras indicadas que forman parte del diseño del Depósito de Relaves.

4.5.1. Superficie de nivelación

Posterior a la eliminación del material inadecuado y habiéndose aprobado la superficie de cimentación, se deberán realizar los trabajos de movimiento de tierras necesarios para la nivelación de la plataforma del depósito de relaves, el cual incluye principalmente el corte para proporcionar un drenaje adecuado del agua del relave a través de las tuberías de colección y conducción.

La superficie de nivelación para la plataforma se diseñó con una pendiente de 2% en dirección de la tubería principal de colección para permitir el drenaje efectivo del agua de relave.

Los materiales obtenidos como resultado de estos trabajos deberán ser transportados y acopiados en las áreas indicados para su posterior uso como material de relleno en la construcción del dique de contención.

El estimado de material inadecuado que requiere ser removido de la superficie de fundación del dique, ha sido determinado en base a los materiales encontrados durante la investigación geotécnica. Los materiales inadecuados consisten en suelos blandos, saturados, arcillas y material orgánico, que no presentan características adecuadas de resistencia para una fundación estable.

4.5.2. Sistema de revestimiento

Con la finalidad de proveer una adecuada contención al depósito y minimizar las filtraciones a través del cuerpo del dique, se proyecta revestir los taludes internos del dique y el vaso del depósito con una geomembrana de polietileno de alta densidad (HDPE) simple texturada de 1.5 mm (60 mil) de espesor.

Para evitar daños en la geomembrana debido al punzonamiento con el material del terreno

natural, se prevé escarificar la superficie nivelada, además para obtener un mayor grado de protección se considera colocar una capa de material de protección que consistirá de un material fino de clasificación SM con CH de 0.30 m de espesor compactado y sobre este material se colocará un geotextil de 270 g/m², no tejido punzonado por agujas. La cara texturada de la geomembrana se apoyará sobre el geotextil.

Este tipo de geomembrana y geotextil han sido seleccionados para el depósito de relaves, debido a su resistencia al punzonamiento que ofrece ante cargas impuestas por el peso propio del relave y el texturado debido al mejoramiento del ángulo de fricción de interface.

Los anclajes permanentes son zanjas en las cuales se colocará los extremos de la capa de geomembrana para fijarse al terreno, empleando rellenos compactados de material seleccionado. Las zanjas de anclaje cumplen diferentes funciones, entre las cuales se tiene:

- Anclaje del revestimiento para prevenir movimientos descendentes;
- Anclaje del revestimiento para prevenir movimientos excesivos causados por expansión y contracción debidos a cambios de temperatura;
- Anclaje para prevenir el levantamiento por acción del viento;
- Minimizar la migración lateral del agua bajo el revestimiento proveniente de fuentes externas tales como lluvia, ojos de aguas, etc.
- Establecer un límite fijo para la construcción.

Las zanjas de anclaje son dimensionadas para asegurar que la geomembrana no sea arrancada de la trinchera ante los esfuerzos generados. Las zanjas de anclaje no deberían ser poco profundas, debido al peligro que existe que la geomembrana sea retirada con un mínimo esfuerzo. En este sentido, para asegurar que los materiales de revestimiento no fueran sobre esforzados y sean arrancados de la zanja antes que se produzca el rasgado, se concluye que las zanjas de anclaje de 0.5 m de profundidad y 0.5 m de ancho.

4.5.3. Sistema de drenaje

Se propone aumentar la capacidad del depósito secando el material de relave rápidamente, ha sido considerado en el diseño la instalación de un sistema de drenaje compuesto por

tuberías flexibles perforadas CPT (Tipo SP) de 8" de diámetro instaladas aproximadamente cada 38 m en los taludes opuestos al dique de contención (zona de espejo de agua) y una tubería perforada de descarga CPT (Tipo SP) de 8" de diámetro en el fondo del depósito en el pie del talud aguas arriba del dique de contención.

Para el caso de las tuberías instaladas en los taludes de corte del depósito, éstas han sido ubicadas en el área donde se prevé la formación de la laguna de agua sobrenadante, siendo conectadas con la tubería principal de descarga de 8", garantizando una rápida evacuación del agua. Estas tuberías, al estar en contacto con el relave, deberán ser envueltas con geocompuesto, para evitar que el relave entre en contacto directo con la tubería pudiendo ocasionar su obstrucción.

El fondo del vaso será excavado, conformado y compactado con una pendiente mínima de 2.0 % en dirección al punto de descarga. Posteriormente, se instalará el geotextil y geomembrana, sobre esta se colocarán el sistema de tuberías mencionado anteriormente, el cual quedará cubierto con una capa de material de drenaje (gravilla entre 1.5" a 2.5") y geotextil no tejido punzonado de 270 gr/m², conectada finalmente a la tubería de salida HDPE sólida (SDR 21) de 8" de diámetro, la cual atraviesa la geomembrana por medio de una bota de geomembrana soldadas a la tubería que impermeabilice la zona evitando infiltraciones.

4.5.4. Control de filtraciones y drenaje en la presa

Con la finalidad de garantizar un adecuado control de las filtraciones a través de la presa, se prevé la construcción de drenes tipo faja, los deberán estar envueltos en un geotextil. Los drenes faja estarán alojados en una zanja rellena con piedra chancada previamente clasificada. Los drenes faja estarán confinados en su extremo final mediante un dren tipo talón, el cual estará provisto en su base de una tubería perforada la cual recogerá las aguas

de filtración a lo largo de toda la presa. La tubería perforada estará cubierta con geotextil colocadas en una zanja rellena piedra chancada previamente clasificada que encapsulará la tubería perforada.

Los drenes faja están ubicado en la base de la presa, teniendo su inicio al pie del talud de aguas abajo del dique de arranque, y llegarán hasta el dren talón ubicado al pie de la presa en su etapa final. La tubería de descarga del sistema de filtraciones y drenaje de la presa, descargará finalmente en la estructura poza de almacenamiento proyectada para el sistema de infiltración y drenaje del depósito. La tubería en el dren talón deberá estar envuelta en geotextil.

4.5.5. Poza de colección

El Depósito de Relaves en Pulpa prevé la construcción de una poza de colección, la cual es dirigida por gravedad a través del sistema de recuperación de drenes colectores dispuestos al interior del depósito de relaves. Esta poza recibirá los aportes de las filtraciones a través del cuerpo del relave depositado y servirá a su vez como poza de sedimentación. Las aguas captadas son de categoría contactada, es decir será un flujo de agua contaminada y deberán ser monitoreadas durante la recirculación. El vertimiento de estas aguas no estará permitido previa verificación de su calidad.

Según los escenarios modelados para el balance de agua la capacidad de la poza colectora prevé contener el caudal de infiltración de los drenes colectores instalados al interior del depósito de relaves y un volumen adicional de emergencia ante eventos de precipitación máxima probable (PMP) ante la falta de energía eléctrica por un periodo de retención de 24 horas. En el balance de aguas presentado se obtiene una recirculación de 5.91 lt/s. el cual está dentro de la capacidad de la poza colectora en un periodo promedio de funcionamiento.

Las dimensiones de la poza de colección son de 30 m de ancho y 20 m de largo con una profundidad de 4 m con taludes internos de 1H:1V y será ubicada aguas abajo del dique de contención, los taludes serán revestidos con una geomembrana de HDPE de 1.5 mm (60 mil) simple texturada encima de un geotextil no tejido de 270 gr/m².

4.5.6. Dique de contención

Teniendo en cuenta las consideraciones topográficas se determinó la configuración del vaso para lo cual se prevé la construcción de un dique de contención que permita almacenar los relaves de manera segura.

El dique de contención tendrá una longitud de corona de 298 m, un ancho de cresta de 4 m como mínimo y además cuenta con taludes de $\approx 2.0 H:1 V$ aguas abajo y $1.5H:1V$ aguas arriba. El dique de contención alcanza la cota 3,587 msnm, que da como resultado una altura máxima de aproximadamente 6 metros medidos desde la corona del dique al terreno final de fundación. El volumen de relleno total es de aproximadamente 100,310 m³, el cual será extraído en su totalidad de la excavación del vaso.

El ancho de cresta de la corona se calculó mediante el criterio japonés que comprende la siguiente fórmula:

$$b = 3.6 \sqrt[3]{H} - 3$$

Donde:

- B: Ancho de corona
- H: Altura del dique

El talud interior del dique (aguas abajo) será cubierto con un geotextil no tejido de 270 gr/m² y una geomembrana simple texturada de HDPE de 1.5 mm (60 mil); previa a su instalación, la superficie del talud deberá ser nivelada, escarificada y protegida con material de protección para obtener una superficie adecuada que permita la instalación de los materiales geo sintéticos evitando daños por punzonamiento.

El material que se empleará en la construcción del dique será obtenido del material de corte obtenido de la excavación del vaso y material de préstamo, el grado de compactación adecuado para la construcción del dique se obtendrá por el propio peso de los equipos de excavación. Los suelos de cimentación del dique de contención proyectado en su mayor parte, están constituidos por depósitos residuales de compacidad media a densa.

4.5.7. Canal de coronación

El canal de coronación ha sido diseñado para derivar las aguas de escorrentía alrededor del depósito y evitar el ingreso de estas al interior del depósito.

Para el diseño hidráulico del canal de coronación se empleó la ecuación de Manning para condiciones de flujo uniforme, donde la descarga de diseño se calcula según:

$$Q = \frac{A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

- Q = descarga de diseño (m³/seg)
- A = área de la sección transversal del canal (m²)
- R = radio hidráulico (m)
- S = pendiente del fondo del canal (m/m)
- n = coeficiente de rugosidad de Manning

Los valores de los coeficientes de rugosidad de Manning fueron estimados basados en las propiedades del revestimiento y en las condiciones del flujo. El canal de coronación ha sido diseñado para hacer pasar, con aceptables márgenes de seguridad, los flujos generados para un evento de tormenta de 24 horas de duración y 100 años de período de retorno, lo cual permitirá cumplir además con los criterios establecidos para la operación del Depósito de Relaves en pulpa.

En general, el canal de coronación permanente ha sido diseñados con taludes laterales de 0.5H:1V, con secciones transversales trapezoidales, con un ancho de 0.5 m y una altura de 1.10 m. incluyendo borde libre. El canal será de terreno natural nivelado considerando una pendiente mínima de 2% en tramos planos. El tramo 0+000 – 0+549 posee un caudal máximo de 1.72 m³/s para un área de influencia estimada de 0.17 Km². Dicho canal descarga el flujo en las quebradas existentes al Este y Oeste del Depósito.

4.5.8. Análisis volumétrico

La capacidad de almacenamiento del material de relave por flotación a ser dispuesto en el Depósito de Relaves en Cajamarca, ha sido determinada en metros cúbicos.

Tabla 13

Análisis volumétrico

ETAPA	Volumen Relave (m3)
Depósito	100 310
Recrecimiento (Conceptual – Aguas abajo)	98 327
Recrecimiento (Conceptual – Línea Central)	87 710

Fuente: Elaboración propia

4.5.9. Balance de agua

4.5.9.1. Criterios de balance de agua de contacto

➤ Datos meteorológicos

El proyecto se ubica aproximadamente en la coordenada geográfica aproximada de (773783.2, 9260941.8) y la altitud máxima de 3580 msnm, por lo que la estación meteorológica “BAMBAMARCA” (2495 msnm) operada por SENAMHI es la más cercana espacialmente y altitudinalmente, y sus datos serán aplicados directamente para representar la climatología en la relavera.

Tabla 14

Estación meteorológica del SENAMHI considerada

Estación	Coordenadas		Altitud (msnm)	Periodo de registro
	Latitud	Longitud		
BAMBAMARCA	774370.8	9261316	2495	1960-2019

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 15*Parámetros meteorológicos de la estación BAMBAMARCA (periodo 1962-2019)*

Mes	Precipitación total mensual (mm)	Temperatura media mensual (°C)
Enero	77.1	13.6
Febrero	77.9	14
Marzo	135.5	13.7
Abril	81.1	14.72
Mayo	76.4	14.50
Junio	8.3	13
Julio	7.1	13.1
Agosto	7.1	13.6
Setiembre	19.1	14.3
Octubre	112.4	14.8
Noviembre	105.4	14.6
Diciembre	66	14.2

Fuente: SENAMHI

Tabla 16*Precipitación máxima de 24 horas de la estación BAMBAMARCA*

Periodo de retorno (años)	Precipitación máxima de 24 horas (mm)
5	34.73
10	37.60
25	39.45
50	41.12
100	42.64

Fuente: Elaboración propia

Según el documento técnico “Guidelines for predicting crop water requirements” publicado por el Doorrenbos, J. and Pruitt, W.O. en el Irrigation and Drainage Paper 24 (1975) para la Food and Agriculture Organization (FAO) of the United Nations (UN), las horas diarias de brillo solar en función de la latitud (17° S) de la relavera serían:

Tabla 17*Horas estimadas de brillo solar para la latitud 15° S*

Mes	Horas de brillo solar, latitud 15° S
Enero	12.9
Febrero	12.6
Marzo	12.2
Abril	11.8
Mayo	11.4
Junio	11.2
Julio	11.3
Agosto	11.6
Setiembre	12.0
Octubre	12.5
Noviembre	12.8
Diciembre	13.0

Fuente: "Guidelines for predicting crop water requirements", Irrigation and Drainage Paper 24 (1975).

La evapotranspiración potencial mensual (ETP) y la evaporación real (ET) en la laguna de la relavera se calculó en función del método de método de Thornthwaite (1948) considerando los datos de temperatura media mensual de la estación meteorológica BAMBAMARCA, donde el parámetro "I" resulta en 57.1405 y el exponente "a" resulta 1.63.

Tabla 18*Cálculo de la evapotranspiración potencial (ETP) y evaporación real (ET)*

Mes	Temperatura media mensual (°C)	i	Evaporación potencial mensual (mm)	Días del mes	Horas de brillo solar, latitud 17° S	Evaporación real (mm)
Enero	13.6	4.55	65.96	31	12.9	73.27
Febrero	14	4.75	69.16	28	12.6	67.77
Marzo	13.7	4.60	66.75	31	12.2	70.13
Abril	14.72	5.13	75.06	30	11.8	73.81
Mayo	14.5	5.01	73.24	31	11.4	71.89
Junio	13	4.25	61.27	30	11.2	57.19
Julio	13.1	4.30	62.04	31	11.3	60.37
Agosto	13.6	4.55	65.96	31	11.6	65.89
Setiembre	14.3	4.91	71.59	30	12	71.59
Octubre	14.8	5.17	75.73	31	12.5	81.51
Noviembre	14.6	5.07	74.06	30	12.8	79.00
Diciembre	14.2	4.86	70.78	31	13	79.23

Fuente: Elaboración Propia

4.5.9.2. Balance de masa y cálculo del tiempo de llenado de la relavera

A continuación, se describen los parámetros para el modelamiento del llenado de la relavera:

- Tipo de relaves de llegada: pulpa de relave fino
- Tasa de producción de relave (seco): 200 ton/día
- Contenido de sólidos (masa) en los relaves en pulpa: 35%
- Contenido de humedad (masa) en los relaves de pulpa: 65%
- Tasa de producción de relave de pulpa: 571.43 ton/día
- Tasa de producción de sólidos (masa) en relave: 200 ton/día
- Tasa de contenido de humedad (masa) en relave: 371.43 ton/día
- Tasa de producción de sólidos (volumen) en relave: 222.86 m³/día
- Tasa de contenido de humedad (volumen) en relave: 371.43 m³/día

Se cuenta con la relación de elevación versus área de la relavara, el cual en función a la tasa de llenado volumétrico de los sólidos (222.86m³/día) se estima que la vida útil es de 15 meses para una capacidad de almacenamiento final de 100310 m³.

Tabla 19*Cálculo de balance de masa y tiempo de llenado de la relavera*

Elevación (msnm)	Área (m ²)	Volumen (m ³)	Volumen Acumulado (m ³)	Tiempo de llenado (días)	Tiempo de llenado (meses)
3587	32361.1335	8705.1449	100310.33	450	15
3586.5	30820.1271	10478.8432	91393.6929	410	14
3586	29352.502	9979.85068	80914.8497	363	12
3585.5	27954.7638	9504.61969	70934.999	318	11
3585	26623.5846	9052.01876	61430.3793	276	9
3584.5	25355.7948	8620.97024	52378.3605	235	8
3584	24148.376	8210.44785	43757.3903	196	7
3583.5	22998.4534	7819.47414	35546.9424	160	5
3583	21903.2889	7447.11823	27727.4683	124	4
3582.5	20860.2752	7092.49355	20280.3501	91	3
3582	19866.9287	6754.75577	13187.8565	59	2
3581.5	18920.8845	6433.10073	6433.10073	29	1
3581	18019.89	0	0	0	0

Fuente: Elaboración Propia

En función a la tasa de llenado volumétrico del contenido de humedad del relave de pulpa (222.86 m³/día) que equivale a un caudal de ingreso de 2.58 l/s, se realiza el balance de agua en la laguna generada en la relavera por el ingreso del agua de contacto, además participan como ingreso al sistema los ingresos de precipitación total mensual, y como salida participa la evaporación mensual y el caudal evacuado por el sistema de drenaje propuesto. No participa la infiltración a las capas del subsuelo debido a que el vaso de almacenamiento está completamente impermeabilizado con un diseño de doble geotextil.

Tal como se aprecia en los siguientes cuadros de balance de agua de contacto (mensual y diaria) la altura o carga de agua de contacto en la laguna generada en la relavera no supera en ningún momento el milímetro, esto queriendo decir que el sistema de drenaje por rebose propuesto con tubería perforada vertical (quena) de 8" (200 mm) de diámetro es capaz de drenar las aguas de contacto generando un insignificante crecimiento de las aguas almacenadas en la playa de relaves, ya que tiene la capacidad de evacuarlo instantáneamente.

Memoria de cálculo de balance de agua de contacto (mensual)

Tabla 20

Memoria de cálculo de balance de agua de contacto (mensual)

Días	Volumen Acumulado (m ³)	Elevación (msnm)	Área (m ²)	Contenido humedad pulpa (l/s)	Precipitación total, mensual (l/s)	Evaporación (l/s)	Altura de almacenamiento, h (m)	Almacenamiento (l)	Caudal de drenaje (l/s)	f(h)=0
0	0	3581	18019.89	0	0	0	0	0	0	0
31	6433.10073	3581.5	18920.8845	1.1	0.54	0.52	0.037	700.11	2.01	0
28	13187.8565	3582	19866.9287	1.1	0.64	0.56	0.035	695.38	1.85	0
31	20280.3501	3582.5	20860.2752	1.1	1.06	0.55	0.036	751.01	1.93	0
30	27727.4683	3583	21903.2889	1.1	0.69	0.62	0.033	722.84	1.69	0
31	35546.9424	3583.5	22998.4534	1.1	0.66	0.62	0.034	781.99	1.77	0
30	43757.3903	3584	24148.376	1.1	0.08	0.53	0.032	772.79	1.62	0
31	52378.3605	3584.5	25355.7948	1.1	0.07	0.57	0.034	862.14	1.77	0
31	61430.3793	3585	26623.5846	1.1	0.07	0.65	0.032	852.00	1.62	0
30	70934.999	3585.5	27954.7638	1.1	0.21	0.77	0.035	978.47	1.85	0
31	80914.8497	3586	29352.502	1.1	1.23	0.89	0.033	968.68	1.69	0
30	91393.6929	3586.5	30820.1271	1.1	1.25	0.94	0.035	1078.76	1.85	0
31	100310.33	3587	32361.1335	1.1	0.80	0.96	0.034	1100.33	1.77	0

Fuente: Elaboración Propia

Memoria de cálculo de balance de agua de contacto (diario)

Tabla 21

Memoria de cálculo de balance de agua de contacto (diario)

Días	Volumen Acumulado (m3)	Elevación (msnm)	Área (m2)	Contenido humedad pulpa (l/s)	Precipitación máxima de 24 h (l/s)	Precipitación total mensual (l/s)	Altura de almacenamiento, h (m)	Almacenamiento (l)	Caudal de drenaje (l/s)	f(h)= 0
31	6433.10073	3372.44	18019.89	1.1	1.683	0.54	0.057	1027.18509	3.85	0
28	13187.8565	3372.84	18920.8845	1.1	1.74	0.64	0.06	1135.30984	4.16	0
31	20280.3501	3373.29	19866.9287	1.1	1.80	1.06	0.059	1172.2074	4.05	0
30	27727.4683	3373.72	20860.2752	1.1	1.70	0.69	0.061	1272.54041	4.26	0
31	35546.9424	3374.16	21903.2889	1.1	1.76	0.66	0.06	1314.26305	4.16	0
30	43757.3903	3374.59	22998.4534	1.1	1.82	0.08	0.063	1448.97501	4.47	0
31	52378.3605	3375.03	24148.376	1.1	1.88	0.07	0.062	1497.27418	4.36	0
31	61430.3793	3375.48	25355.7948	1.1	1.95	0.07	0.065	1648.20907	4.69	0
30	70934.999	3375.91	26623.5846	1.1	2.01	0.21	0.064	1703.99461	4.58	0
31	80914.8497	3376.35	27954.7638	1.1	2.08	1.23	0.066	1845.10667	4.79	0
30	91393.6929	3376.78	29352.502	1.1	2.14	1.25	0.066	1937.362	4.79	0
31	100310.33	3377.22	30820.1271	1.1	2.21	0.80	0.068	2095.87344	5.01	0

Fuente: Elaboración Propia

4.5.9.3. Criterios de borde libre

➤ Precipitación máxima probable (PMP)

La precipitación máxima probable (PMP) de la estación BAMBAMARCA equivalente a la precipitación máxima de 24 horas para el periodo de retorno de 100 años resulta en 43.95 mm (0.044 m).

➤ Altura debido al viento (hw)

La altura de la ola debido al viento es determinada por el método S.M.B. publicado por el U.S.B.R. (1973). La altura de la ola rota (runup) es determinada por el método de Saville (1957).

El área de estudio pertenece al distrito de Hualgayoc, provincia de Hualgayoc y departamento de Cajamarca, en cuya ubicación indican isoyetas de velocidad máxima de viento de 40 km/h (11.11 m/s). La longitud del “Fetch” del reservorio del proyecto es asumida en 100 m. Dichas cantidades dan como resultado una altura de la ola debido al viento, determinada por el método S.M.B., de 0.22 m. Mientras que, la altura de la ola rota (runup), determinada por el gráfico de Saville para un talud de superficie suave 1V:2H, resulta 0.36 m lo que al ser el máximo valor lo convierte en la altura final debido al viento (hw).

➤ Sobreelevación del cuerpo de agua debido a sismo (he)

La altura de ola debido a la agitación de la masa de agua durante un sismo de diseño es determinada por la fórmula de Seiichi Sato en función de la zona de frecuencia sísmica, la frecuencia sísmica y la altura del cuerpo de agua.

El área de estudio pertenece a la denominada “ZONA 3” dentro del mapa de “Zonas Sísmicas del Perú”. La intensidad sísmica de diseño correspondiente es de 0.25. La altura de la masa de agua de la laguna es menor a 1 mm como resultado del balance de aguas de contacto. Dichas cantidades dan como resultado una altura de la ola debido a sismo, determinada por la fórmula de Seiichi Sato, de 0.004 m (4 mm).

4.5.9.4. Borde libre según reglamentación vigente

Se procede a estimar el borde libre, para mantener un resguardo contra diversas contingencias como un mal funcionamiento en los trabajos de operación. Para ello se procede a revisar los reglamentos de diseño de relaves de mina y resoluciones de la entidad fiscalizadora pertinente para acatar las recomendaciones mínimas para el borde libre.

Cabe indicar que, de acuerdo a lo dispuesto en la “Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Depósitos de Desechos de Sólidos de Mina”, elaborada por el Ministerio de Energía y Minas, el depósito de relaves debe tener suficiente borde libre de líquido para que ante una avenida máxima probable pueda ser almacenada como una sobrecarga sobre la parte superior del nivel de operación normal de la poza sin causar avenida en la playa de relaves, evitando así el rebose por la cresta.

Para la metodología del presente estudio, el borde libre calculado será asignado bajo el criterio determinado por el Tribunal de Fiscalización ambiental del Organismo de Evaluación y Fiscalización Ambiental (OEFA), la cual es mostrado en la tabla N°24 que se muestra a continuación:

➤ Determinación del borde libre

Tabla 22

Altura de borde libre determinado por diferentes criterios

Criterio de borde libre	Símbolo	Borde libre calculado (m)
Por precipitación máxima probable	PMP	0.044
Por altura de ola debido al viento	hw	0.36
Por altura de ola debido a sismo	he	0.004
Según reglamentación vigente	b.l.	1.00

Fuente: OEFA

Por lo tanto, acatando el caso más crítico, el borde libre recomendado es 1.00 m.

4.5.10. Plan de cierre conceptual del depósito

El cierre del Depósito de Relaves en Pulpa considera de manera conservadora una cobertura que aísle el material de relave al contacto con el agua y el aire. Se colocará una barrera capilar en el vaso del depósito, en el talud del dique de contención y en la poza de colección.

La barrera capilar consiste en revestirlo con una geomembrana de HDPE de 1.5 mm (60 mil) simple texturada para luego protegerla con una cobertura de geotextil no tejido de 300 gr/m² y finalmente cubrirla con una capa de suelo orgánico de 0.30 m. En el suelo orgánico se colocará material vegetación bajo las condiciones ambientales del lugar, cabe mencionar que las obras relacionado con el depósito están diseñados para sismo de abandono de 500 años y las obras hidráulicas también están dimensionados para un periodo de retorno de abandono de 500 años, tal como lo establece las regulaciones peruanas.

CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. Resultados de investigación

5.1.1. Caracterización Geotécnica

En base a la bibliografía consultada e información disponible existente de otros estudios relacionados con el tema, se han llegado a obtener parámetros para el diseño y la comparación de los métodos de recrecimiento planteados.

El resumen de los datos seleccionados con respecto a la caracterización geotécnica de la zona donde se ubicará la presa de relave, encontrándose a detalle a continuación:

Tabla 23

Parámetros utilizados

Material	Peso Unitario (KN/m ³)	Parámetros de Resistencia		K (cm/seg)
		Cohesión (kPa)	Ángulo de Fricción (°)	
Basamento Rocoso	23	80	33	2.50×10^{-5}
Relave en Pulpa	16	5	10	1.00×10^{-7}
Dique de arranque (GC-GM)	20	5	37	1.00×10^{-5}

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla N°25, se describen los principales parámetros geotécnicos que se utilizarán en los posteriores análisis de la presa de relaves. Para la cual se basó en estudios previos y bibliografía consultada de carácter fidedigno. Para los parámetros “K” de permeabilidad, los valores referenciales fueron tomados de la tabla N°1, bibliografía consultada y recomendaciones dadas en el programa Slide V 6.0.

5.1.2. Dique Inicial

El método aguas abajo y el método de línea central iniciaran con un dique de arranque de material de préstamo utilizando las propiedades geotécnicas obtenidas teóricamente tomando en cuenta el estudio de Geología realizado por el Gobierno Regional de Cajamarca gerencia regional de planeamiento, presupuesto y acondicionamiento territorial en el año 2011.

Estará conformado por capas de material compactado. El material que se empleará en la construcción del dique será obtenido de material de préstamo (GC-GM), el grado de compactación adecuado para la construcción del dique se obtendrá por el propio peso de los equipos de excavación. Los suelos de cimentación del dique de contención proyectado están constituidos por Roca Caliza (Basamento Rocoso) y según los estudios geológicos que se han hecho en Cajamarca.

5.1.3. Recrecimiento

Para los efectos comparativos hemos propuesto elevar a la misma cota en este caso 3591 m.s.n.m representando un recrecimiento de 4 m de altura desde el dique de arranque. El material que será parte del cuerpo de la presa para este recrecimiento será material de préstamo y material de la excavación del vaso.

➤ Método Aguas abajo

Se diseñó el recrecimiento por el método aguas abajo que va permitir incrementar la capacidad del depósito en 98327 m³. Cabe mencionar, que el nivel de ingeniería para recrecimiento es a nivel conceptual y debe de realizarse un programa de investigación geotécnica complementaria que permita su análisis geotécnico y diseño de obras civiles.

➤ Método Línea central

Se diseñó el recrecimiento por el método línea central que va permitir incrementar la capacidad del depósito en 87710 m³. Cabe mencionar, que el nivel de ingeniería para recrecimiento es a nivel conceptual y debe de realizarse un programa de investigación

geotécnica complementaria que permita su análisis geotécnico y diseño de obras civiles.

5.1.4. Análisis de estabilidad física

El análisis de estabilidad física de taludes del Depósito de Relaves en Pulpa, por el método de equilibrio límite, consideró evaluar dos secciones representativas y críticas del Depósito de Relaves en Pulpa. Estas secciones fueron seleccionadas para representar el modelo geotécnico del depósito. Los análisis consideraron superficies de falla del tipo circular, asimismo, se evaluó la estabilidad física en dos condiciones de largo plazo, estático y pseudoestático. Se realizó el análisis de estabilidad del dique de arranque teniendo en cuenta todos los parámetros geotécnicos obtenidos teóricamente, evaluando condiciones geométricas que cumplan con la estabilidad de la presa y de esta manera determinar los factores de seguridad.

Se aplicó la metodología de equilibrio límite y los métodos de Bishop, Morgenstern-Price y Spencer. Se utilizó el programa de cómputo Slide V 6.0 que permite la visualización gráfica de los análisis de estabilidad de las superficies potenciales de falla y el Plaxis 2D para analizar las deformaciones sin sismo inducido. El coeficiente sísmico utilizado fue de 0.13g. para un tiempo de retorno 475 años.

5.1.5. Factores de seguridad obtenidos

Los resultados de los análisis de estabilidad para condiciones de carga estática y sísmica se resumen en la Tabla N° 26. Las salidas de los resultados se muestran en las Figuras N° 31 a 60.

Tabla 24*Resultados de los Análisis de Estabilidad*

Descripción	Método	Factor de seguridad			
		Superficie de Falla	Condición de Falla	Estático	Pseudoestático ($\alpha=0.13g$)
Dique de Arranque Sin Relave en Pulpa	Spencer	Global	Circular	2.036	1.508
	Morgenstern-Price	Global	Circular	2.038	1.507
	Bishop	Global	Circular	2.04	1.507
Dique de Arranque	Spencer	Global	Circular	2.036	1.508
	Morgenstern-Price	Global	Circular	2.038	1.507
	Bishop	Global	Circular	2.041	1.508
Método Aguas abajo Sin Relave en Pulpa	Spencer	Global	Circular	1.91	1.414
	Morgenstern-Price	Global	Circular	1.91	1.412
	Bishop	Global	Circular	1.91	1.407
Método Aguas abajo	Spencer	Global	Circular	1.945	1.494
	Morgenstern-Price	Global	Circular	1.945	1.494
	Bishop	Global	Circular	2.018	1.494
método Línea central	Spencer	Global	Circular	1.949	1.453
	Morgenstern-Price	Global	Circular	1.944	1.451
	Bishop	Global	Circular	1.95	1.452

Fuente: Elaboración Propia

Los valores de salida de los análisis de estabilidad para las secciones analizadas presentan valores de factor de seguridad que son aceptables para lo establecido en los criterios de diseño bajo sollicitaciones de carga estática y pseudo- estático Según las fuentes de referencia y normativas presentadas en la Tabla N° 27.

Tabla 25

Factores de Seguridad Empleados para el Análisis de Estabilidad

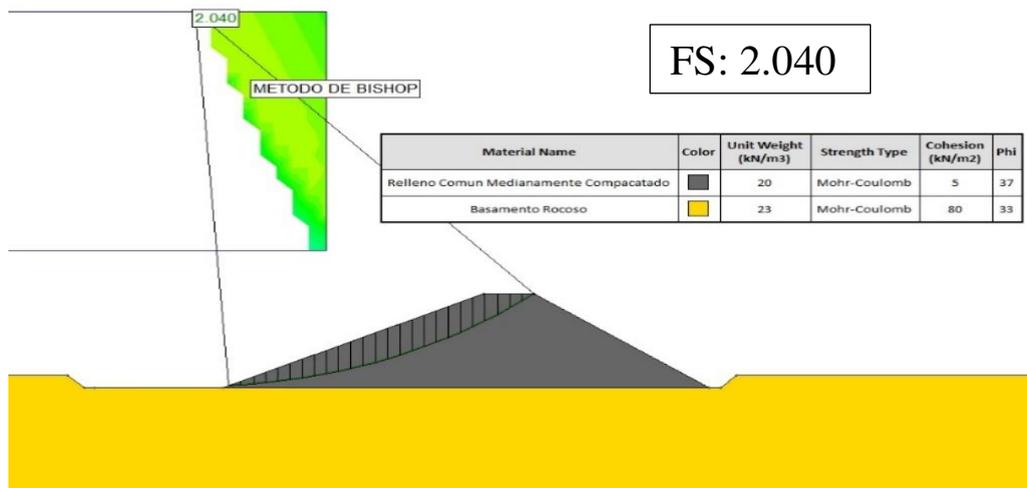
NORMATIVA	TALUD TEMPORAL		TALUD PERMANENTE	
	ESTATICO	PSEUDOESTATICO	ESTATICO	PSEUDOESTATICO
AASHTO LRFD	1.33 - 1.53	1.1	1.33 - 1.53	1.1
NAVFAC-DM7	1.3 - 1.25	1.2 - 1.15	1.5	1.2 - 1.15
FHWA-NHI-11-032	-	1.1	-	1.1
C.E.020	-	-	1.5	1.25

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se presentan los resultados de los análisis de estabilidad obtenidos del programa Slide V.06. Se muestra el factor de seguridad de cada caso (método aguas abajo, Línea central y el Dique Inicial) y parámetros geotécnicos usados para los métodos de equilibrio limite como Bishop Simplificado, Morgenstern – Price y Spencer.

Figura 31

Factor de Seguridad Estático del Dique Inicial Sin Relave en Pulpa por el Método de Bishop

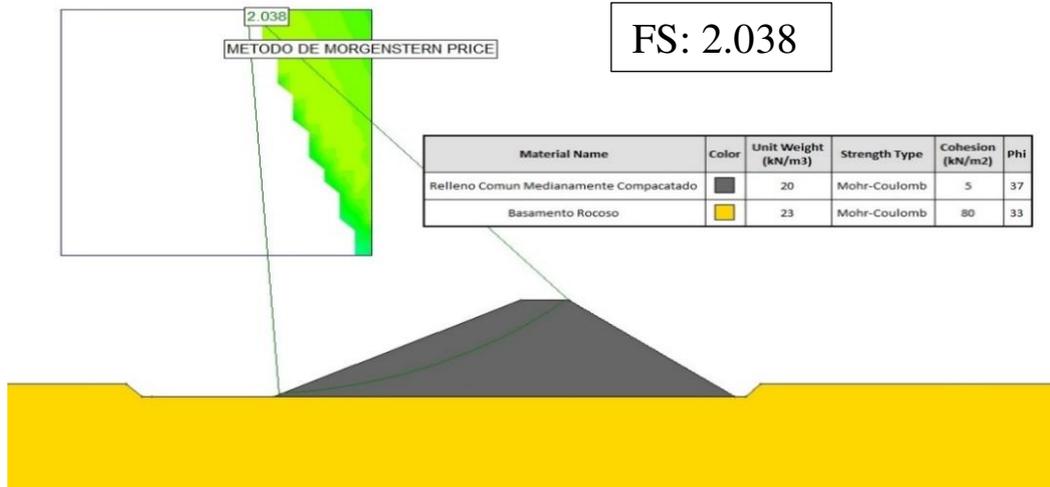


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N°31 se puede observar el análisis estático por el método de Bishop del dique de arranque la presa sin incluir relave. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 2.040, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 32

Factor de Seguridad Estático del Dique Inicial Sin Relave en Pulpa por el Método de Morgenstern - Price

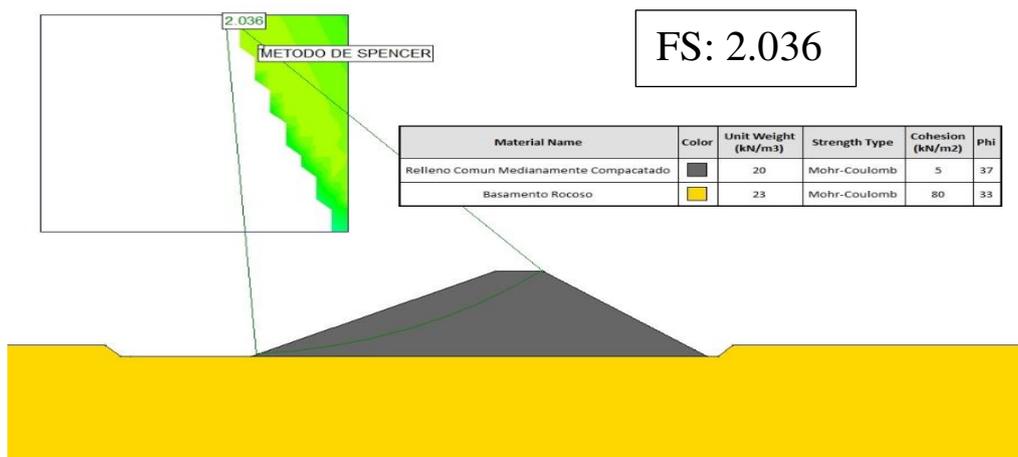


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 32 se puede observar el análisis estático por el método de Morgenstern – Price del dique de arranque de la presa sin incluir relave. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 2.038, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 33

Factor de Seguridad Estático del Dique Inicial Sin Relave en Pulpa por el Método de Spencer



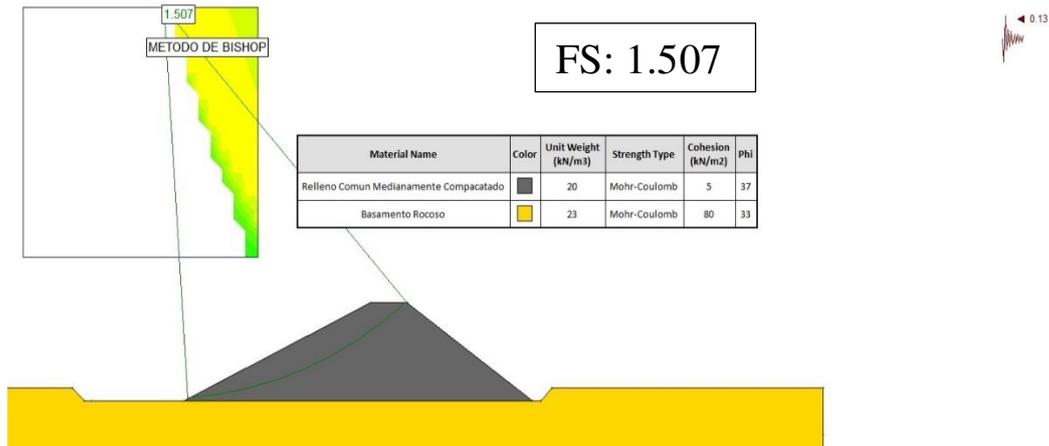
Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 33 se puede observar el análisis estático por el método de Spencer

del dique de arranque la presa sin incluir relave. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 2.036, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 34

Factor de Seguridad Pseudoestático del Dique Inicial Sin Relave en Pulpa por el Método de Bishop Simplificado

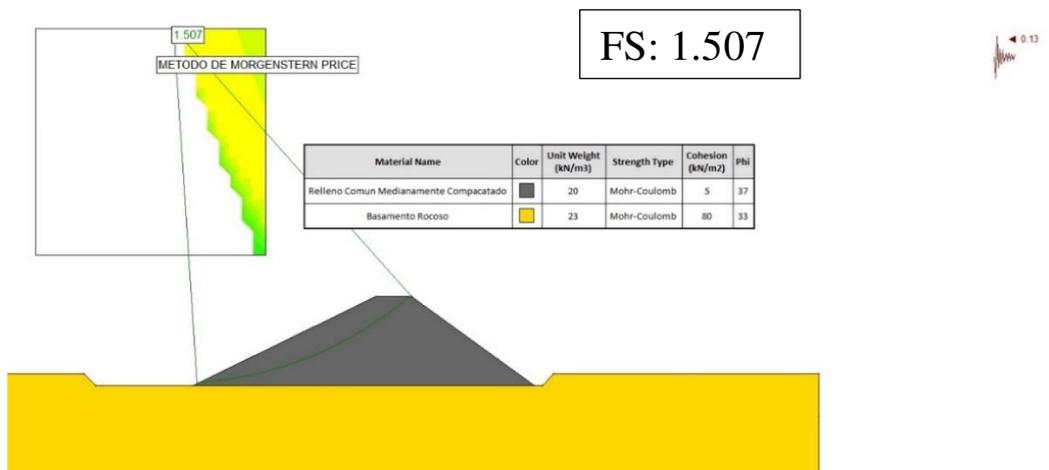


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 34 se puede observar el análisis pseudoestático por el método de Bishop del dique de arranque la presa sin incluir relave. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.507, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 35

Factor de Seguridad Pseudoestático del Dique Inicial Sin Relave en Pulpa por el Método de Morgenstern - Price

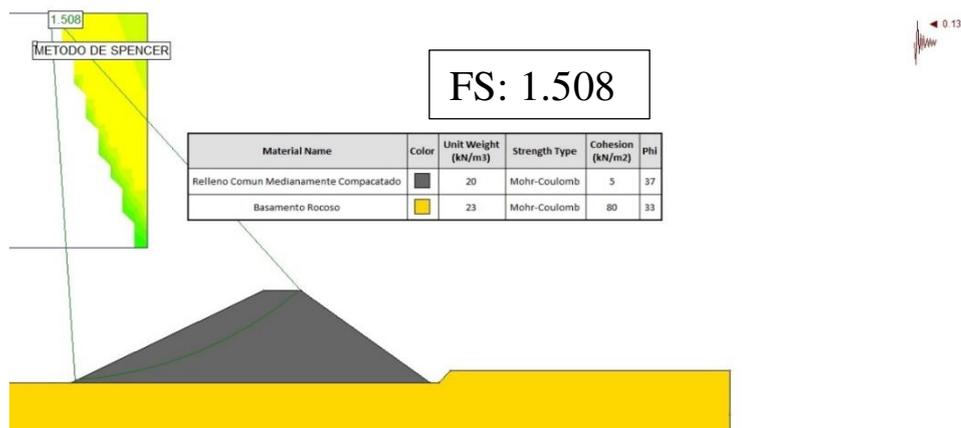


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 35 se puede observar el análisis pseudoestático por el método de Morgenstern - Price del dique de arranque de la presa sin incluir relave. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.507, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 36

Factor de Seguridad Pseudoestático del Dique Inicial Sin Relave en Pulpa por el Método de Spencer

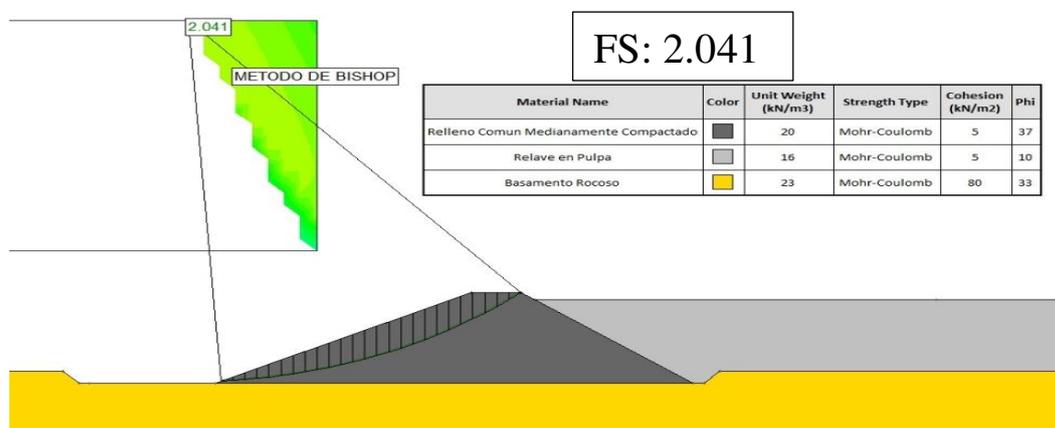


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 36 se puede observar el análisis pseudoestático por el método de Spencer del dique de arranque de la presa sin incluir relave. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.508, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 37

Factor de Seguridad Estático del Dique Inicial por el Método de Bishop Simplificado

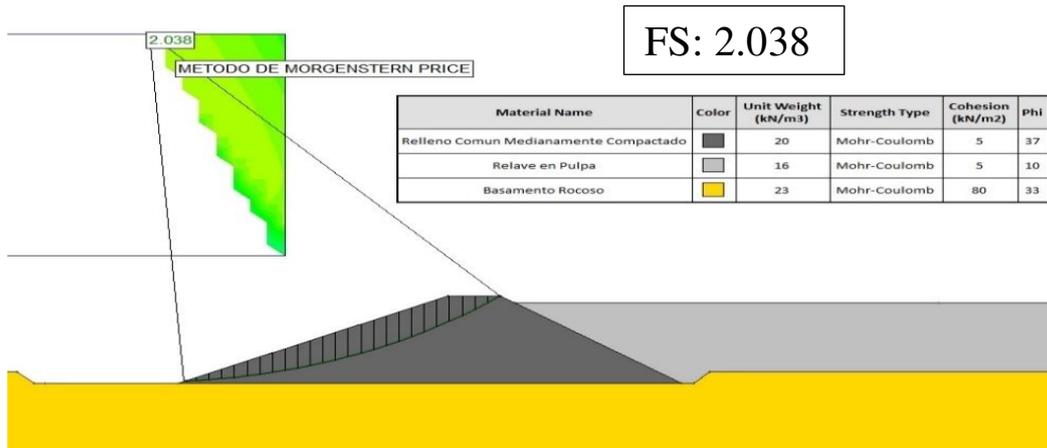


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 37 se puede observar el análisis estático por el método de Bishop del dique de arranque de la presa de relave. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 2.041, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 38

Factor de Seguridad Estático del Dique Inicial por el Método de Morgenstern - Price

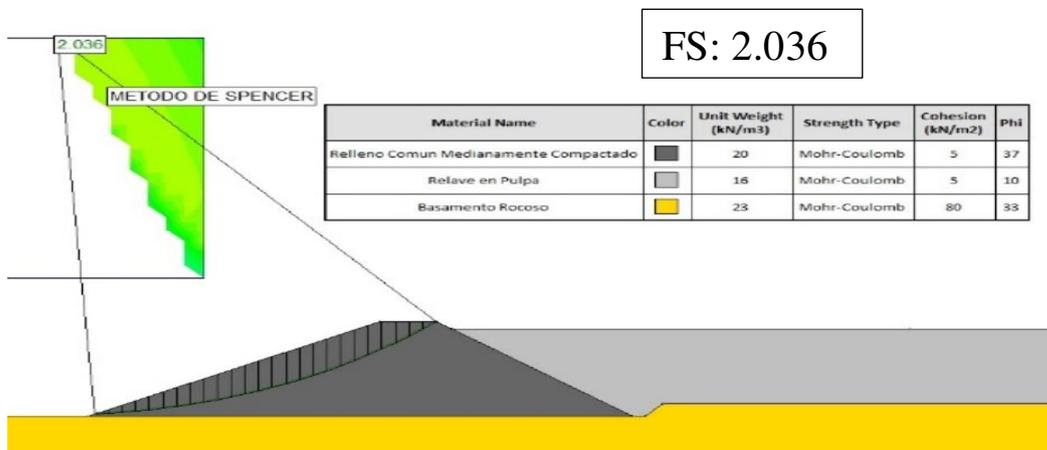


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 38 se puede observar el análisis estático por el método de Morgenstern - Price del dique de arranque de la presa de relave. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 2.038, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 39

Factor de Seguridad Estático del Dique Inicial por el Método de Spencer

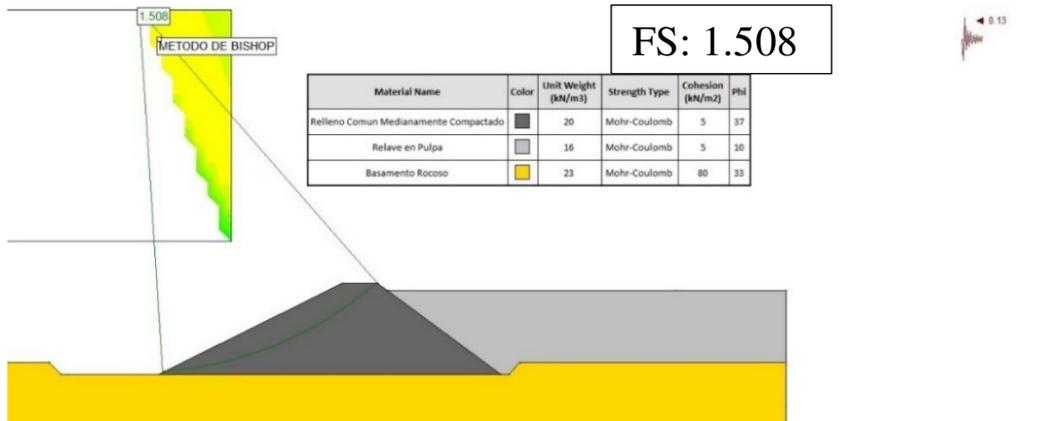


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 39 se puede observar el análisis estático por el método de Spencer del dique de arranque de la presa de relave. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 2.036, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 40

Factor de Seguridad Pseudoestático del Dique Inicial por el Método de Bishop

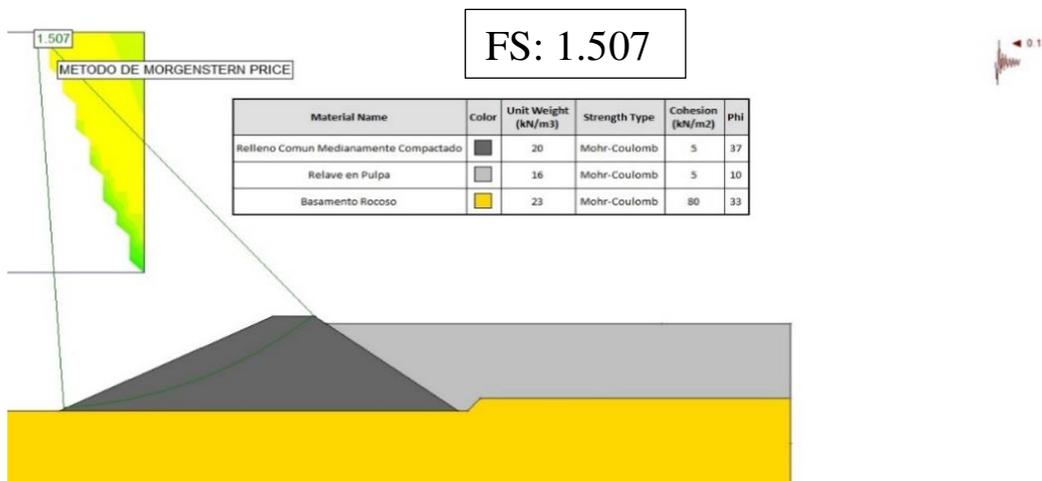


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 40 se puede observar el análisis pseudoestático por el método de Bishop del dique de arranque de la presa de relave. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.508, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 41

Factor de Seguridad Pseudoestático del Dique Inicial por el Método de Morgenstern - Price

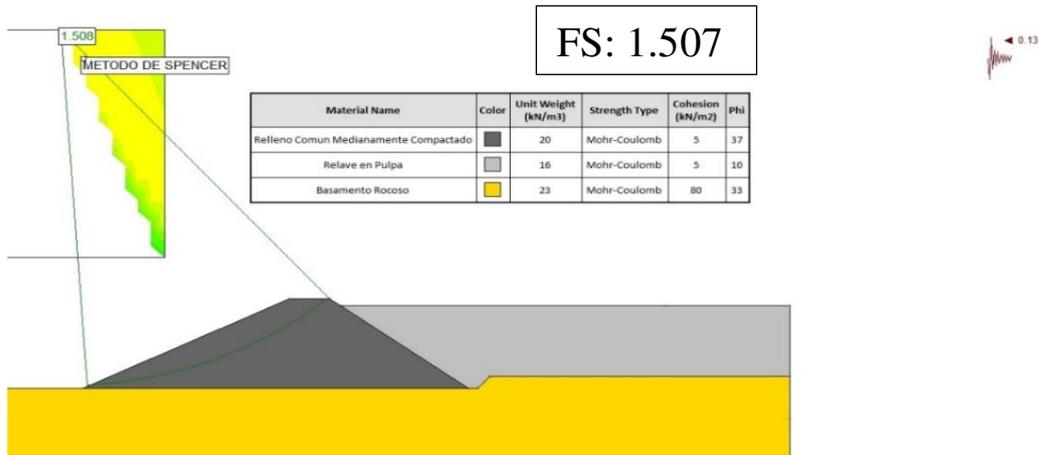


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 41 se puede observar el análisis pseudoestático por el método de Morgenstern – Price del dique de arranque de la presa de relave. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.507, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 42

Factor de Seguridad Pseudoestático del Dique Inicial por el Método de Spencer

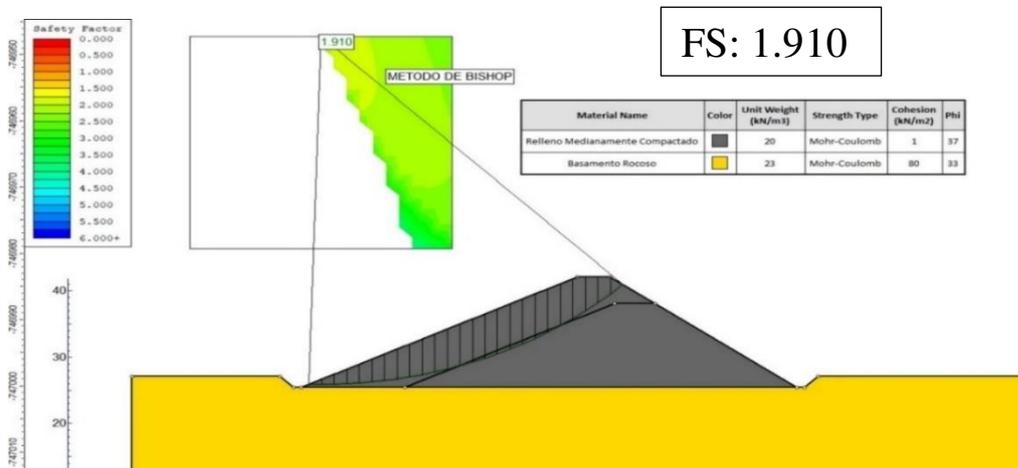


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 42 se puede observar el análisis pseudoestático por el método de Spencer del dique de arranque de la presa de relave. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.507, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 43

Factor de Seguridad Estático del Talud Aguas abajo sin Relave en Pulpa con el Método de Bishop

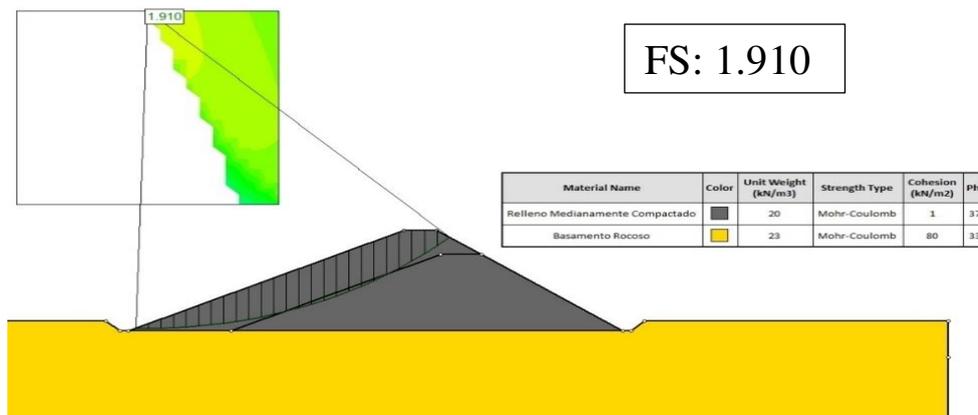


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 43 se puede observar el análisis estático por el método de Bishop del talud de recrecimiento aguas abajo sin incluir el material de relave. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.910, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 44

Factor de Seguridad Estático del Talud Aguas abajo sin Relave en Pulpa con el Método de Morgenstern - Price

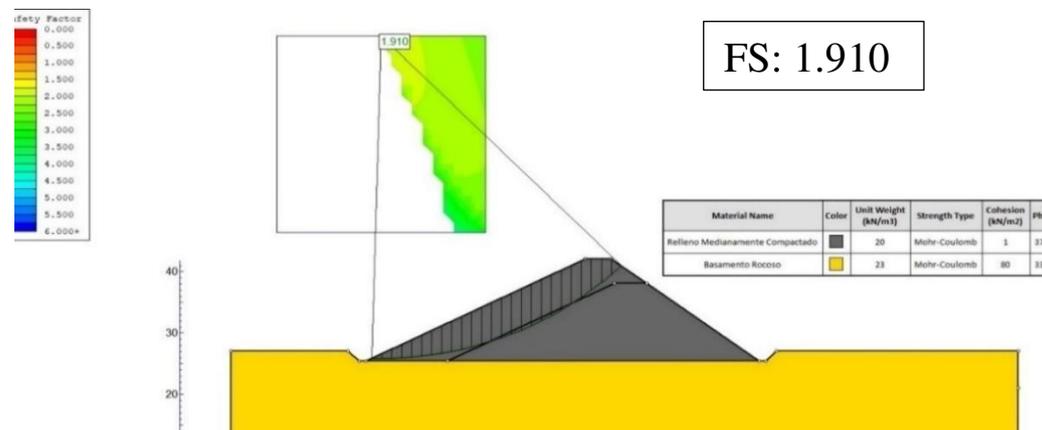


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 44 se puede observar el análisis estático por el método de Morgenstern - Price del talud de recrecimiento aguas abajo sin incluir el material de relave. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.910, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 45

Factor de Seguridad Estático del Talud Aguas abajo sin Relave en Pulpa con el Método de Spencer

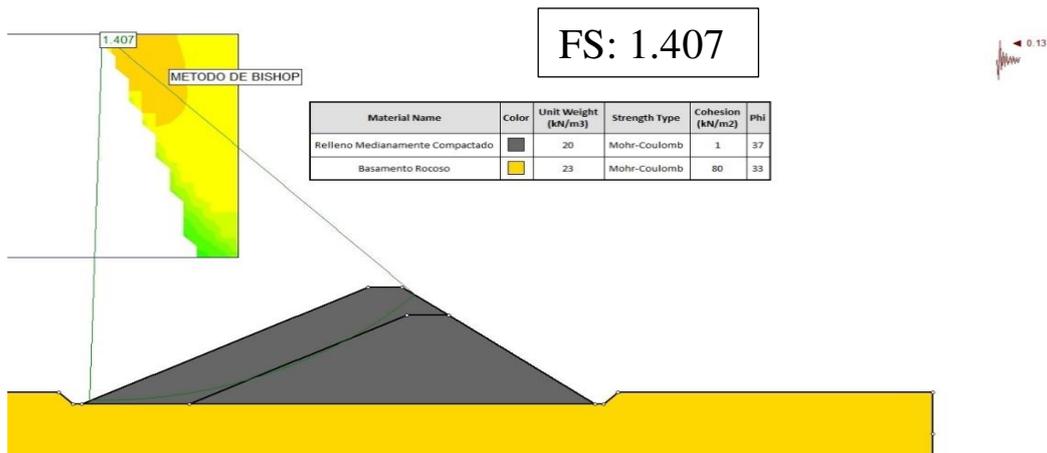


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 45 se puede observar el análisis estático por el método de Spencer del talud de recrecimiento aguas abajo sin incluir el material de relave. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.910, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 46

Factor de Seguridad Pseudoestático del Talud Aguas abajo sin Relave en Pulpa con el Método de Bishop

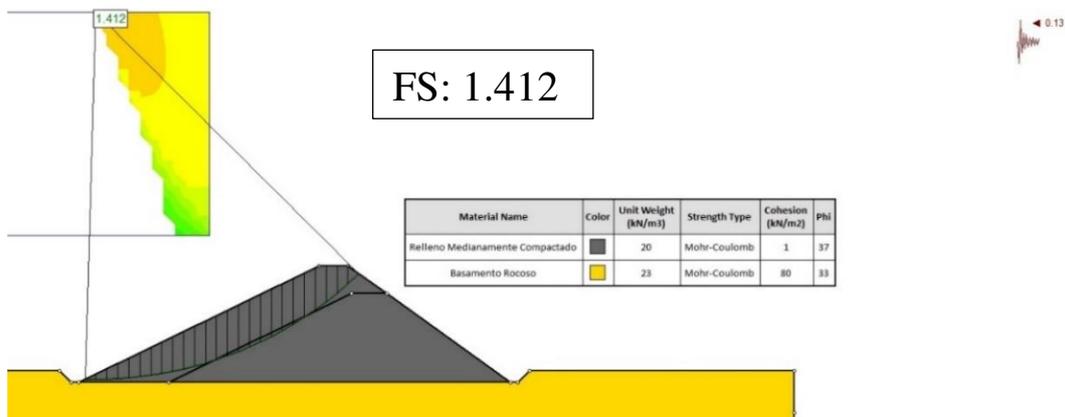


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 46 se puede observar el análisis pseudoestático por el método de Bishop del talud de recrecimiento aguas abajo sin incluir el material de relave. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.407, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 47

Factor de Seguridad Pseudoestático del Talud Aguas abajo sin Relave en Pulpa con el Método de Morgenstern - Price

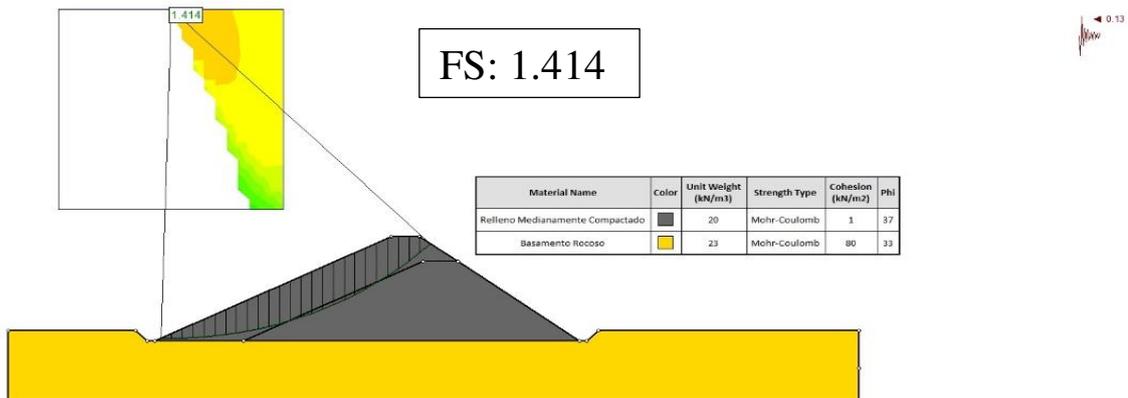


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 47 se puede observar el análisis pseudoestático por el método de Morgenstern - Price del talud de recrecimiento aguas abajo sin incluir el material de relave. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.412, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 48

Factor de Seguridad Pseudoestático del Talud Aguas abajo sin Relave en Pulpa con el Método de Spencer

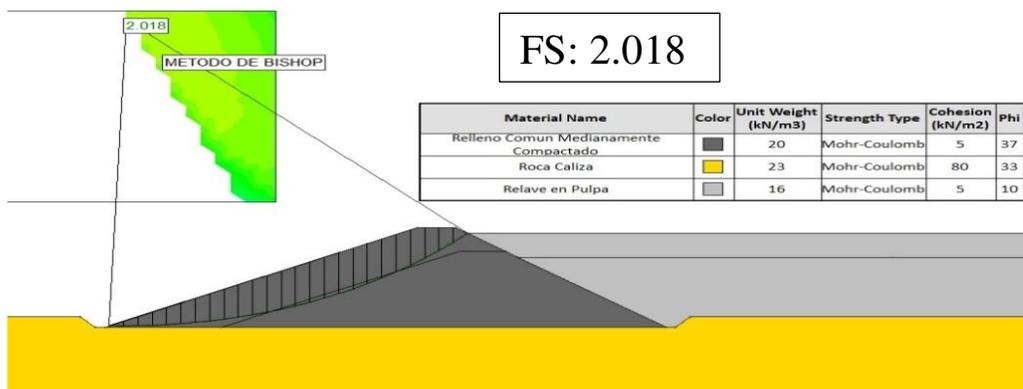


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 48 se puede observar el análisis pseudoestático por el método de Spencer del talud de recrecimiento aguas abajo sin incluir el material de relave. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.414, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 49

Factor de Seguridad Estático del Talud Aguas abajo con el Método de Bishop

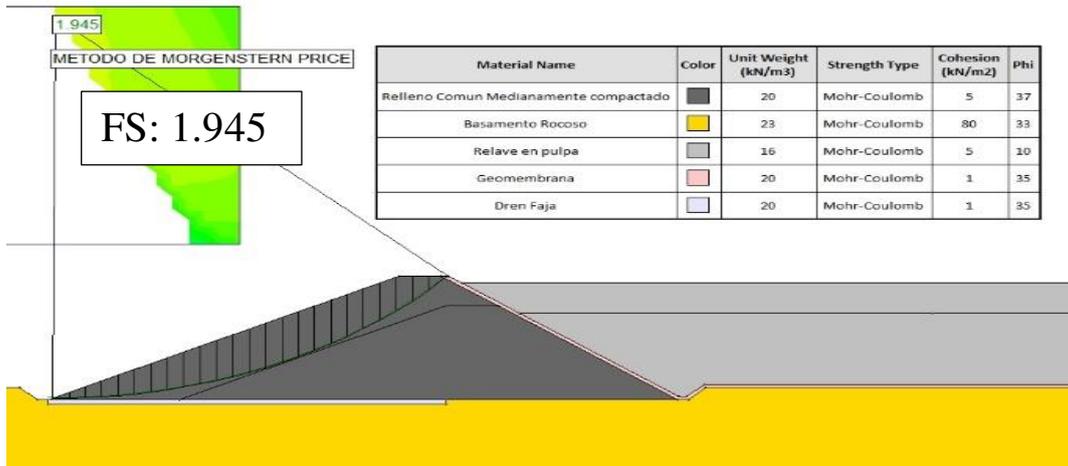


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 49 se puede observar el análisis estático por el método de Bishop del talud de recrecimiento aguas abajo. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 2.018, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 50

Factor de Seguridad Estático del Talud Aguas abajo con el Método de Morgenstern – Price

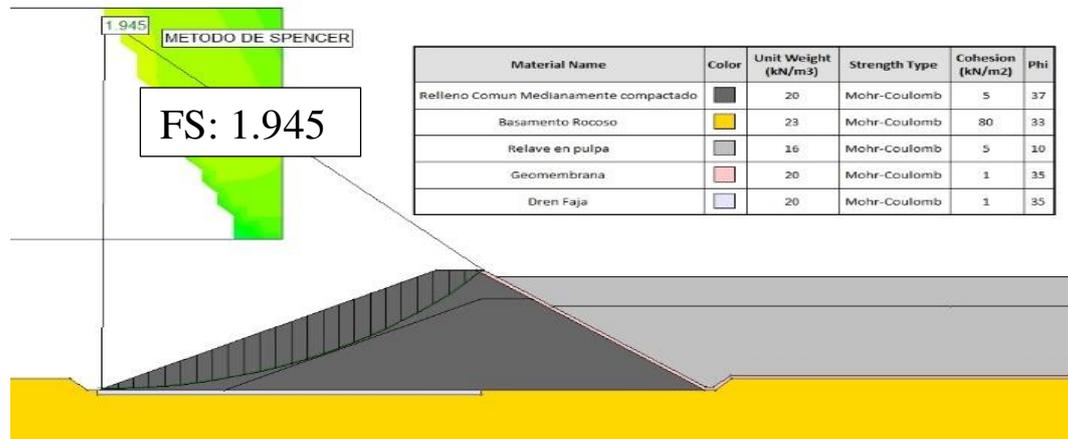


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 50 se puede observar el análisis estático por el método de Morgenstern - Price del talud de recrecimiento aguas abajo. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.945, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 51

Factor de Seguridad Estático del Talud Aguas abajo con el Método de Spencer

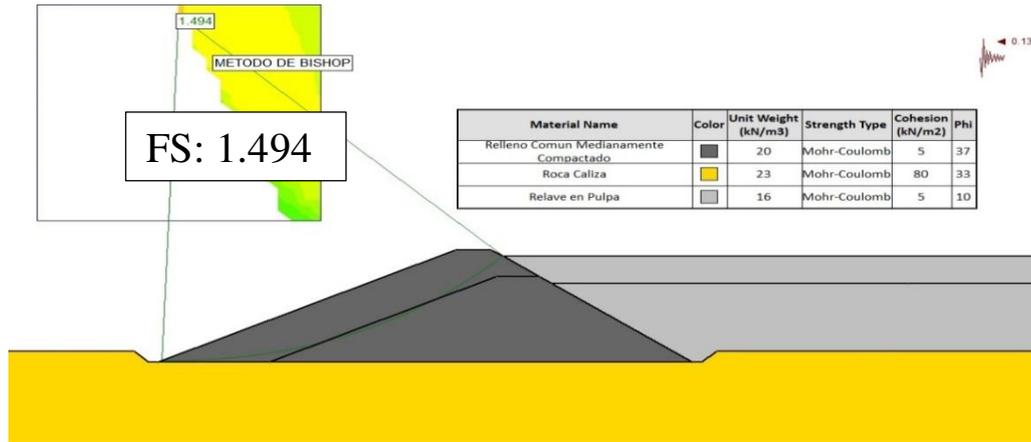


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 51 se puede observar el análisis estático por el método de Spencer del talud de recrecimiento aguas abajo. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.945, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 52

Factor de Seguridad Pseudoestático del Talud Aguas abajo con el Método de Bishop

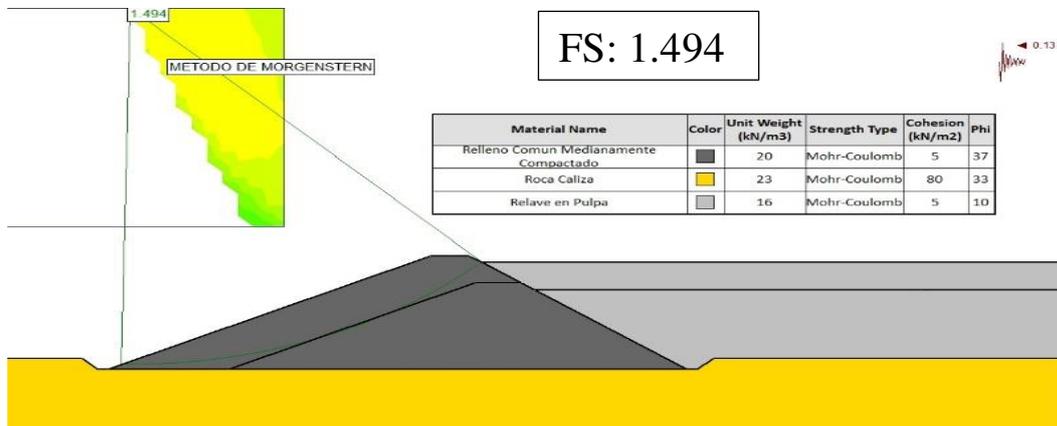


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 52 se puede observar el análisis pseudoestático por el método de Bishop del talud de recrecimiento aguas abajo. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.494, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 53

Factor de Seguridad Pseudoestático del Talud Aguas abajo con el Método de Morgenstern - Price

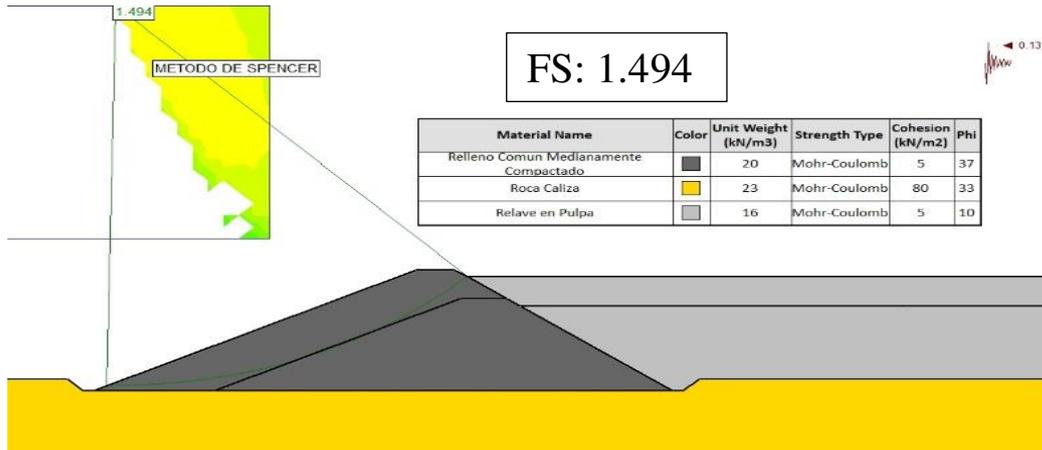


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 53 se puede observar el análisis pseudoestático por el método de Morgenstern - Price del talud de recrecimiento aguas abajo. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.494, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 54

Factor de Seguridad Pseudoestático del Talud Aguas abajo con el Método de Spencer

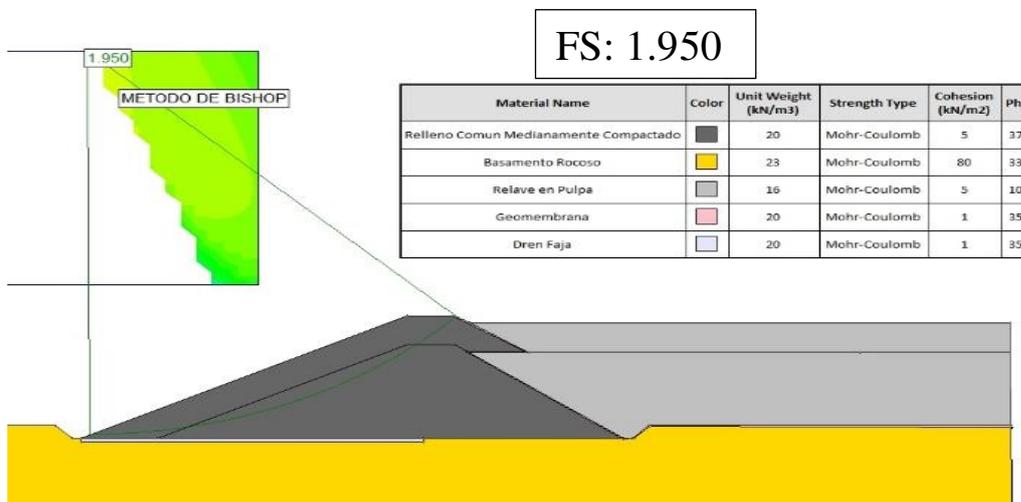


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 54 se puede observar el análisis pseudoestático por el método de Spencer del talud de recrecimiento aguas abajo. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.494, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 55

Factor de Seguridad Estático del Talud Línea central con el Método de Bishop

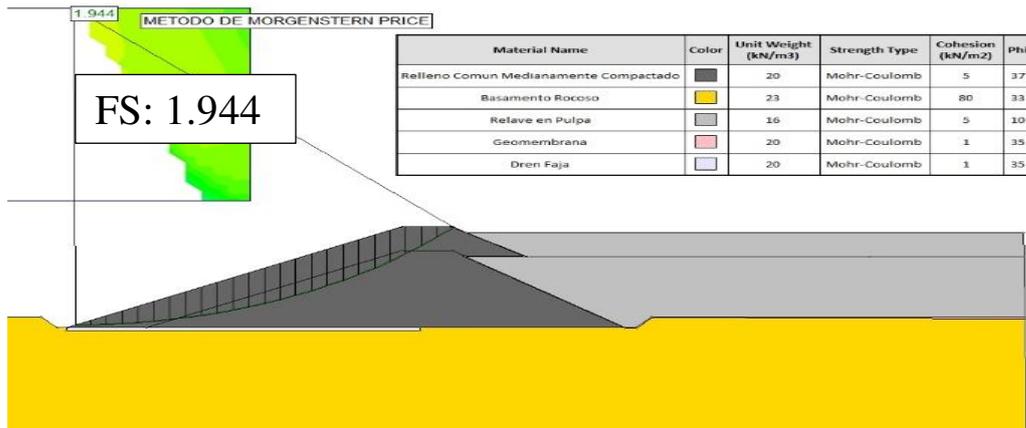


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 55 se puede observar el análisis estático por el método de Bishop del talud de recrecimiento línea central. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.950, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 56

Factor de Seguridad Estático del Talud Línea central con el Método de Morgenstern - Price

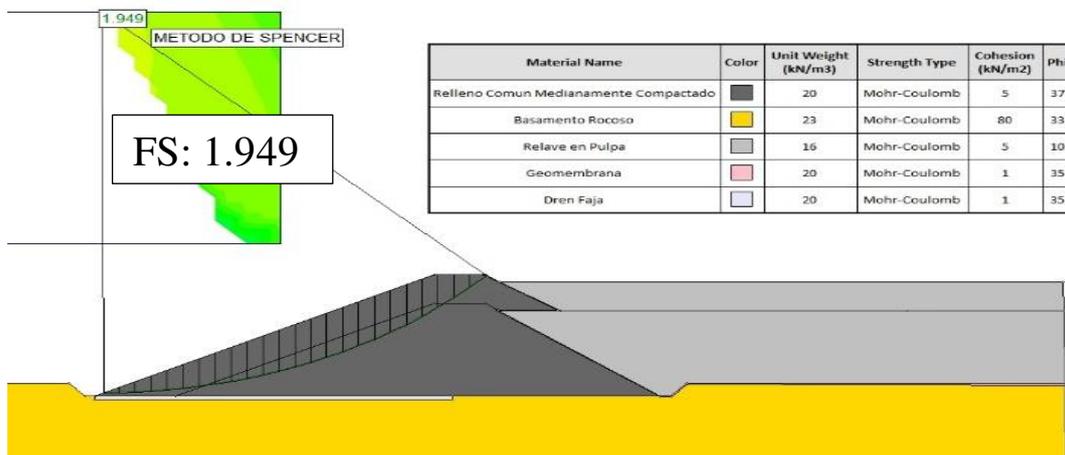


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 56 se puede observar el análisis estático por el método de Morgenstern – Price del talud de recrecimiento línea central. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.944, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 57

Factor de Seguridad Estático del Talud Línea central con el Método de Spencer

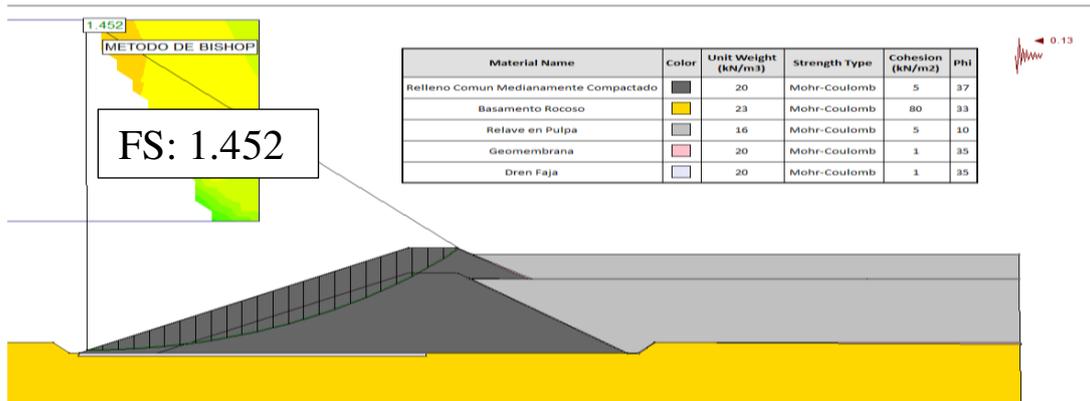


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 57 se puede observar el análisis estático por el método de Spencer del talud de recrecimiento línea central. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.949, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 58

Factor de Seguridad Pseudoestático del Talud Línea central con el Método de Bishop

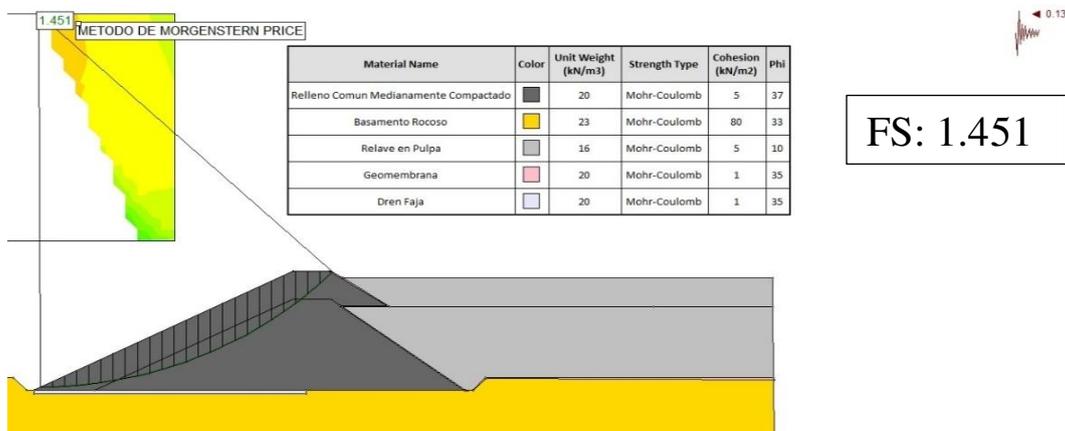


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 58 se puede observar el análisis pseudoestático por el método de Bishop del talud de recrecimiento línea central. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.452, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 59

Factor de Seguridad Pseudoestático del Talud Línea central con el Método de Morgenstern - Price

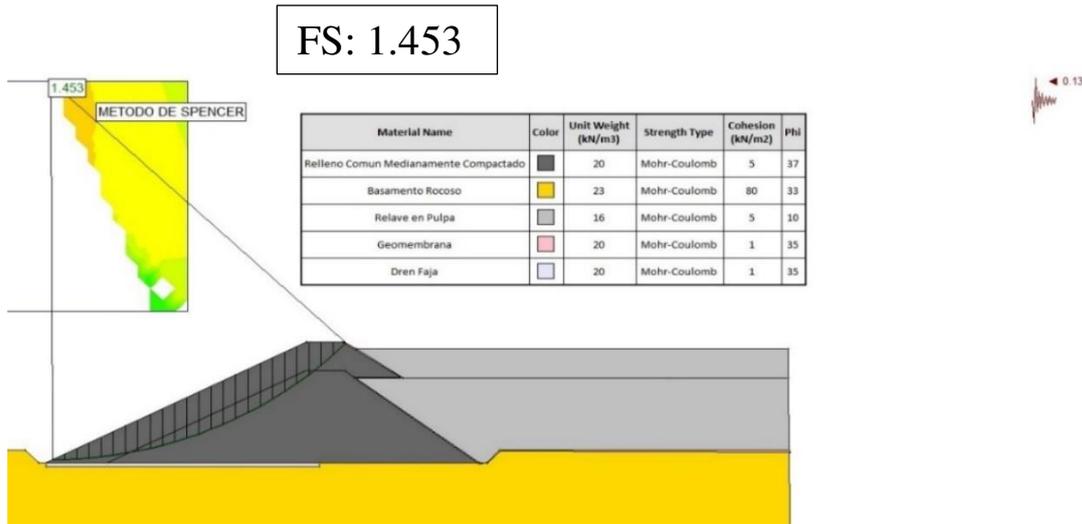


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 59 se puede observar el análisis pseudoestático por el método de Morgenstern - Price del talud de recrecimiento línea central. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.451, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

Figura 60

Factor de Seguridad Pseudoestático del Talud Línea central con el Método de Spencer



Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 60 se puede observar el análisis pseudoestático por el método de Spencer del talud de recrecimiento línea central. Donde se aprecia que el factor de seguridad obtenido es de 1.453, el cual supera los rangos mínimos establecidos por las normativas indicadas en la tabla N°27.

5.1.6. Análisis de deformaciones sin sismo inducido

Con este análisis se procederá a calcular las deformaciones sin un sismo inducido en cada etapa de construcción y de recrecimiento para la presa de relaves. La primera y segunda etapa comprende los mismos pasos para ambos métodos de recrecimiento, siendo estos la etapa de limpieza o desbroce y la construcción del dique inicial con material de préstamo. A su vez, se utilizarán parámetros geotécnicos específicos como el módulo de Young (E), coeficiente de Poisson, razón de amortiguamiento y el G_{máx}.

Tabla 26

Parámetros geotécnicos dinámicos – sin sismo inducido

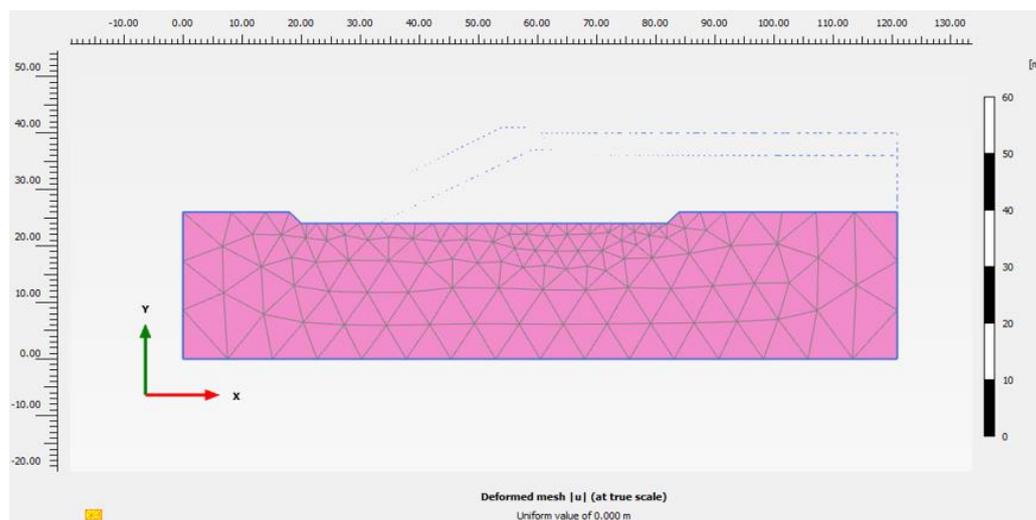
MATERIAL	Coefficiente de Poisson (V)	Razón de Amortiguamiento	Módulo de Young (E) - (MN/m²)	G_{máx} (Kpa)
Basamento Rocoso	0.10	0.10	1000	5000
Relave en Pulpa	0.35	0.10	60	5000
Dique de arranque (GC-GM)	0.30	0.10	500	5000

Fuente: Propia

La tabla N°28 nos muestra los parámetros adicionales que se utilizarán para la evaluación de las deformaciones sin sismo inducido. Valores aproximados tomados del Código Técnico de la Edificación de España, la tesis “Análisis comparativo de deformaciones por sismo en la presa de relave en abandono Yauliyacu Nuevo” (Osorio R. y Navarro A., 2018) y valores recomendados por los programas Quake/w y Plaxis 2D. El modelamiento de la primera etapa se muestra a continuación:

Figura 61

Deformaciones elementos finitos sin sismo inducido condiciones iniciales para ambos métodos de recrecimiento



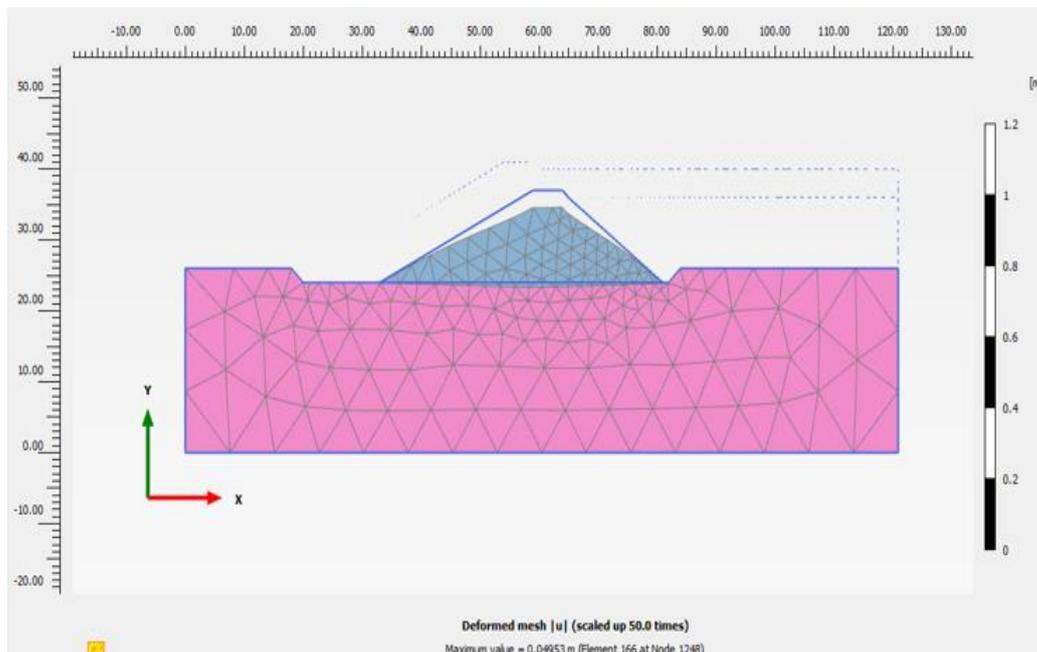
Fuente: Elaboración Propia

Se aprecia la malla de deformaciones en la Figura 61, en la primera etapa del modelamiento, se realiza una limpieza y desbroce sobre toda la superficie base del dique de inicio.

La segunda etapa la cual comprende la construcción del dique inicial:

Figura 62

Malla deformada en la construcción del dique inicial



Fuente: Elaboración Propia

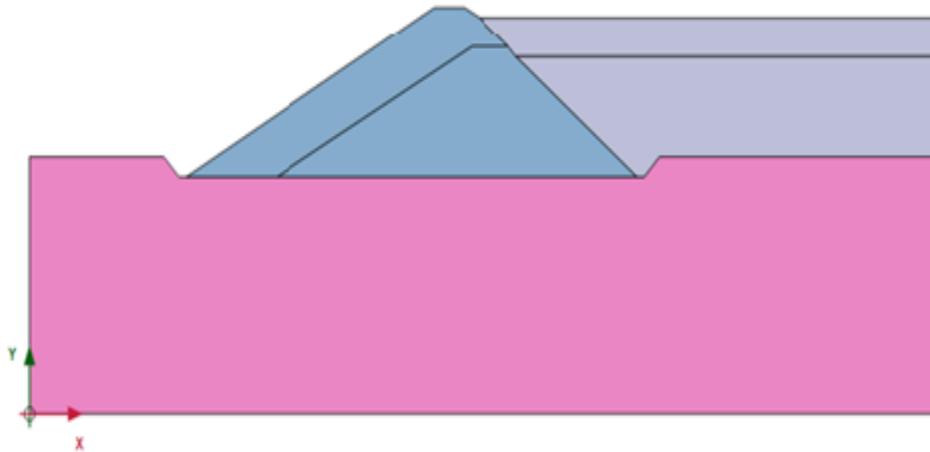
Para la segunda etapa, como se ve en la Figura 62, se aprecia el dique inicial para el depósito de relaves con sus respectivas deformaciones en el enmallado. Se determinó una deformación aproximada de 4.953 cm.

Modelación del Método Aguas abajo

La modelación final del método Aguas Abajo consiste en un primer dique inicial o de arranque, para su posterior recrecimiento en etapas siguientes para contener un excedente proyectado del material de relave. Se aprecia la construcción total en la figura N°63, que se presenta a continuación:

Figura 63

Modelamiento para el método de recremento Aguas abajo

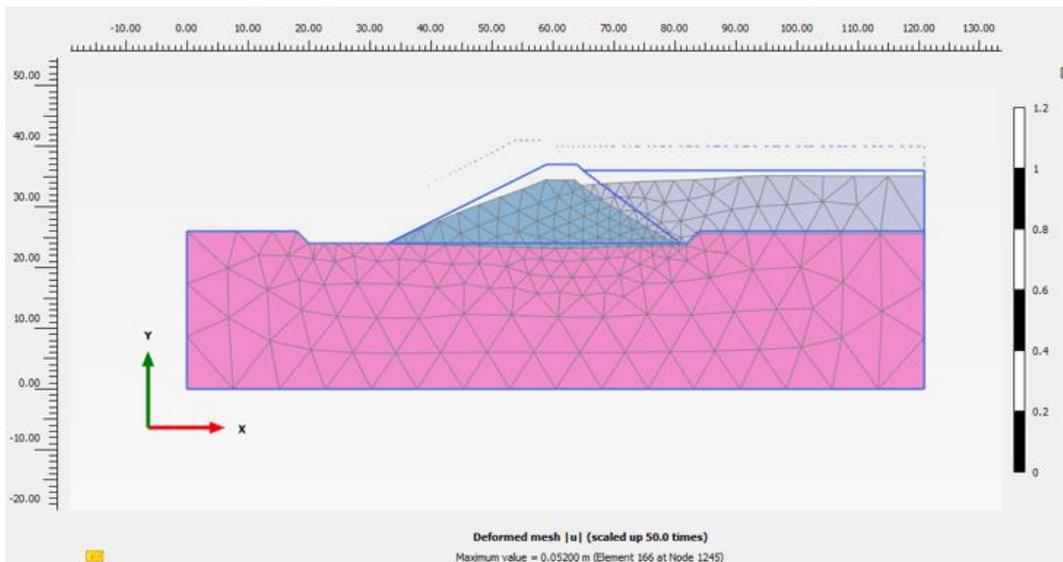


Fuente: Elaboración Propia

En la tercera etapa, podemos apreciar el dique con el primer llenado de relaves, generando así una malla deformada, siendo el valor máximo de la deformación de 5.2 cm. Se logra apreciar el modelamiento en la figura N°64.

Figura 64

Tercera etapa: malla deformada en el primer llenado de relaves – método aguas abajo



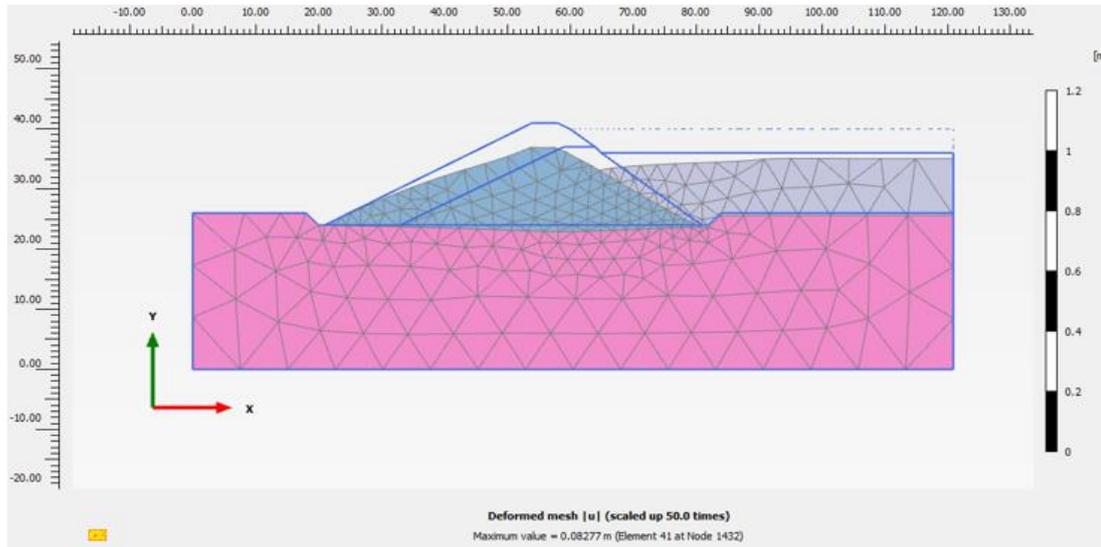
Fuente: Elaboración Propia

En la cuarta etapa, se presenta el dique con el incremento de sección para el recremento

con el primer llenado de relaves, generando una malla de deformaciones con un valor pico de 8.27 cm. El modelamiento del mismo se muestra en la figura N°65.

Figura 65

Cuarta etapa: malla deformada para el recrecimiento en el primer llenado de relaves – método aguas abajo

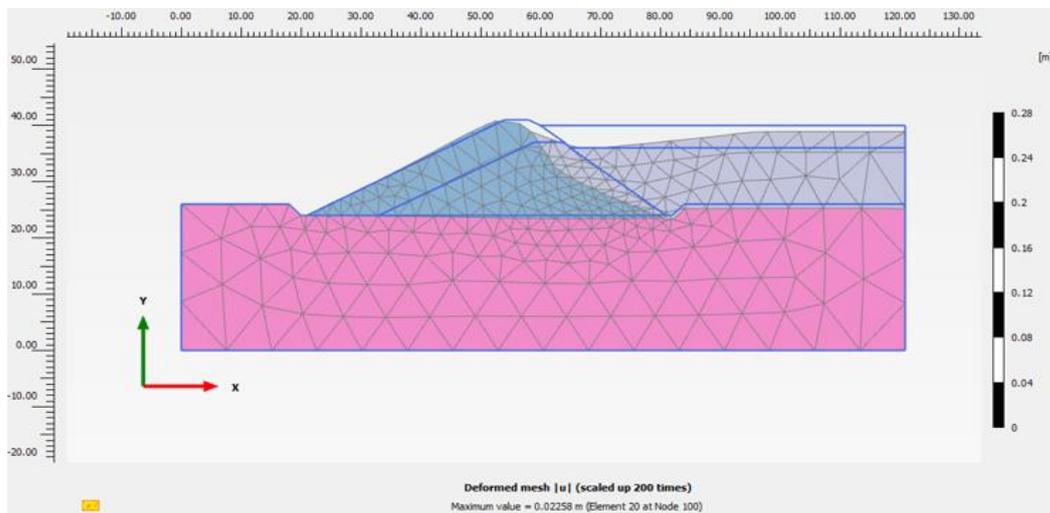


Fuente: Elaboración Propia

En la quinta etapa se aprecia el dique con su respectivo recrecimiento y el llenado de relaves en su totalidad, donde se aprecia una malla deformada con un valor máximo aproximado de 2.26 cm. El modelamiento del mismo se muestra en la figura N°66.

Figura 66

Quinta etapa: Malla deformada para el recrecimiento en el segundo llenado de relaves – método aguas abajo



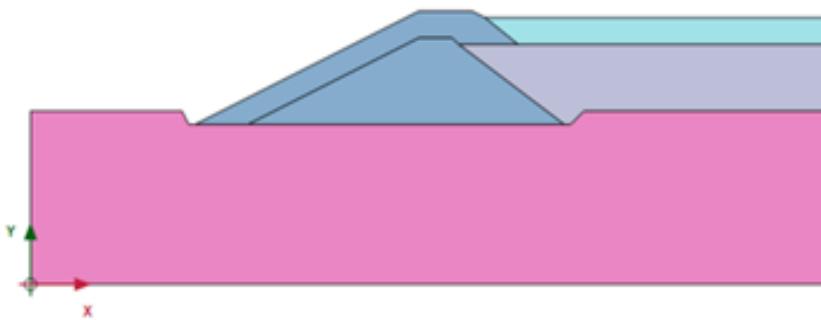
Fuente: Elaboración Propia

➤ Modelación Método Línea central

La modelación final del método de Línea Central consiste en un primer dique inicial o de arranque, para su posterior recremento en etapas siguientes para contener un excedente proyectado del material de relave. Se aprecia la construcción total en la figura N°67, que se presenta a continuación:

Figura 67

El modelamiento para el método de recremento de Línea central

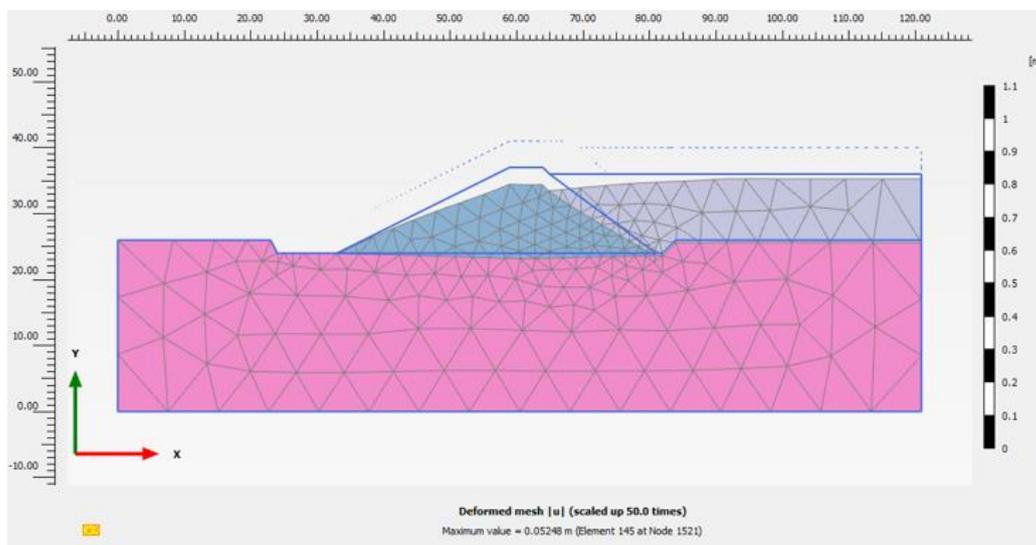


Fuente: Elaboración Propia

En la tercera etapa, podemos apreciar el dique con el primer llenado de relaves, generando así una malla deformada, siendo el valor máximo de la deformación de 5.24 cm. Se logra apreciar el modelamiento en la figura N°68.

Figura 68

Tercera etapa: malla deformada en el primer llenado de relaves – método línea central

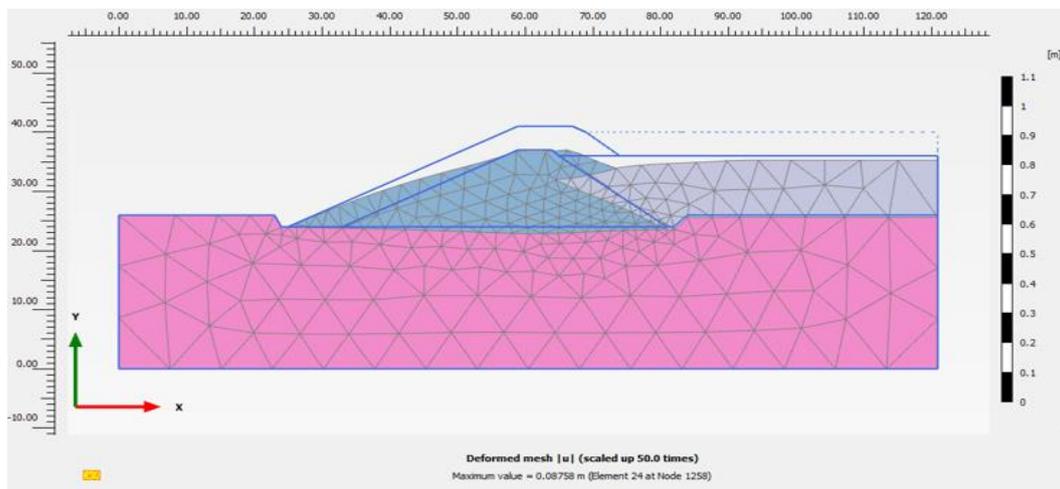


Fuente: Elaboración Propia

En la cuarta etapa, se presenta el dique con el incremento de sección para el recrecimiento con el primer llenado de relaves, generando deformaciones con un valor pico de 8.76 cm. Se logra apreciar el modelamiento en la figura N°69.

Figura 69

Cuarta etapa: malla deformada para el recrecimiento en el primer llenado de relaves – método línea central

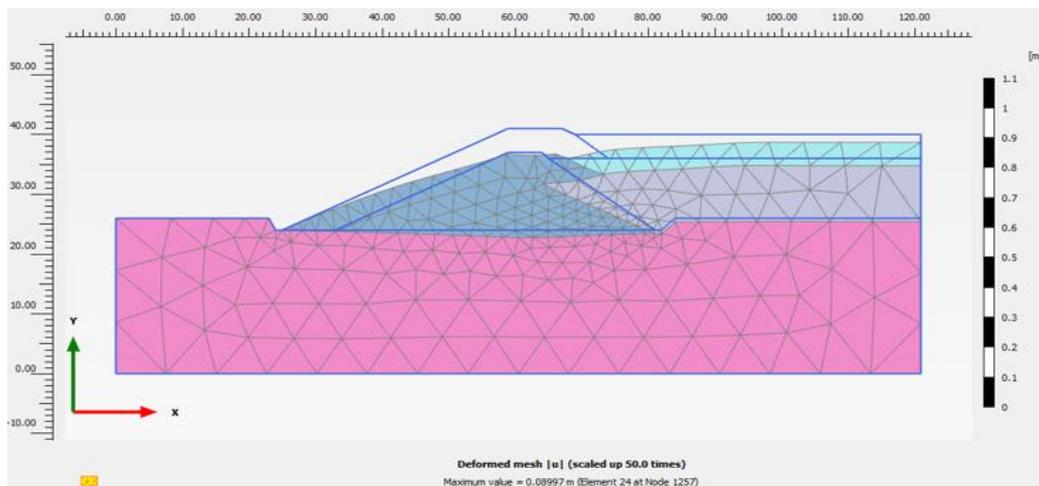


Fuente: Elaboración propia

En la quinta etapa se aprecia el dique con su respectivo recrecimiento y el llenado de relaves en su totalidad, donde se aprecia una malla deformada con un valor máximo de 8.99 cm. Se logra apreciar el modelamiento en la figura N°70.

Figura 70

Quinta etapa: malla deformada para el recrecimiento en el segundo llenado de relaves – método línea central



Fuente: Elaboración Propia

Nota*: Material de relave con menor módulo de Young y ángulo de fricción menor para el segundo llenado

Para una correcta representación del modelamiento asumimos que el relave inferior se encuentra seco, donde los parámetros representados cambian a referencia al relave vertido recientemente. La calibración de acuerdo a la experiencia, se espera el secado del relave inferior para poder asentar el siguiente llenado. Presentando un módulo Young mayor en la superficie inferior, y un relave reciente con menores módulo de Young y ángulo de fricción.

➤ **Resultados: análisis de deformaciones sin sismo inducido**

Una vez realizado los análisis correspondientes de cada etapa para cada uno de los métodos de recrecimiento en una presa de relaves, se presentan los resultados obtenidos en la tabla resumen N° 29 que se muestra a continuación:

Tabla 27

Resultados del Análisis de Deformaciones sin sismo inducido

Etapas	Aguas abajo Deformación (cm.)	Línea central Deformación (cm.)	Variación (%)
Tercera Etapa	5.20	5.24	0.76
Cuarta Etapa	8.27	8.76	5.59
Quinta Etapa*	2.26	8.99	> 3 veces

Fuente: Elaboración Propia

Como se aprecia en la tabla N° 29, las deformaciones en cada etapa de construcción de la presa de relaves poseen variaciones porcentuales menores al 6%, siendo este un rango aceptable de diferenciación; sin embargo, en la quinta etapa se obtuvo que la deformación en el método aguas abajo fue de 2.26 cm, mientras que en el de línea central se alcanzó una deformación de 8.99 cm, siendo este valor mayor a tres veces el valor en comparación al primer método, debido a que en su modelamiento se tomaron valores diferenciados en los parámetros para el segundo llenado de relaves.

5.1.7. Análisis de deformaciones dinámico

➤ Peligro Sísmico

Se define como la evaluación de la probabilidad de que ocurra un evento sísmico con una intensidad superior a un valor ya determinado o fijado, el cual podría causar fallas en todo tipo de estructuras, para la determinación del mismo se utiliza dos metodologías, las cuales son las evaluaciones determinísticas y las probabilísticas.

➤ Peligro sísmico probabilístico

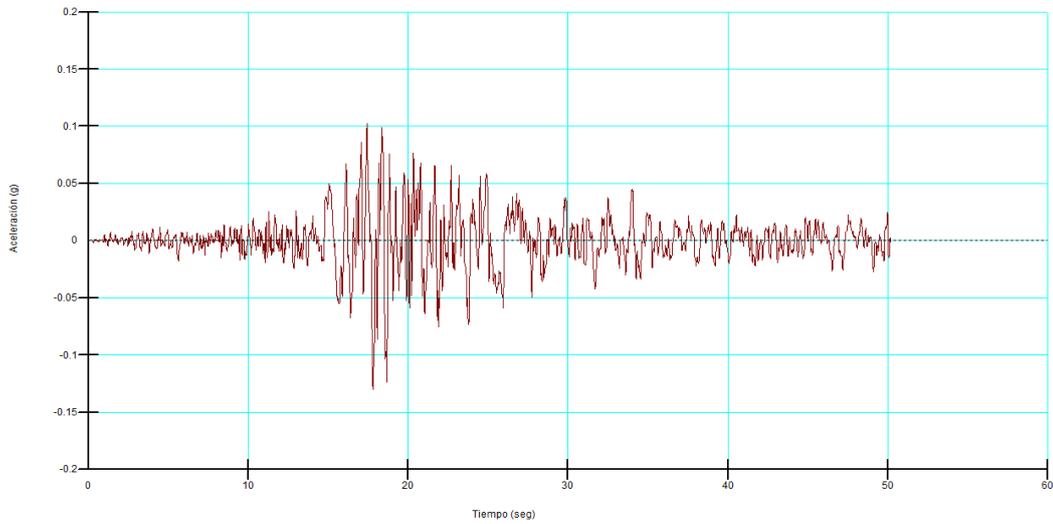
Este método se enfoca en la probabilidad de que ocurran diversos sismos posibles; a su vez, se incorporan los sismos registrados históricamente que hayan ocurrido o influenciado al área de estudio asumiendo muchos escenarios y todas las magnitudes e intervalos de recurrencia asociadas a dichas fuentes, considerando todas las distancias posibles entre estas y el lugar analizado. Y de esta manera, se obtiene un posible sismo con una aceleración máxima probable que proviene del efecto combinatorio de todos los sismos históricamente analizados.

➤ Peligro sísmico determinístico

El enfoque determinístico se desarrolla en un solo escenario asumido en el área de estudio, evaluando una sola una magnitud para cada fuente sísmica, como también solo se selecciona la distancia más corta entre la fuente y el área analizada. De esta manera, se representa la caracterización de un evento sísmico determinado más desfavorable, obviando probabilidades de ocurrencia debió a que solo se toman lo efectos generados por la magnitud y distancia de una fuente. Para el análisis realizado se consideró utilizar esta metodología tomando como fuente datos de un sismo ajustado a la caracterización de la zona de estudio con aceleraciones picos de 0.13g., mostrándose así el acelerograma de trabajo en la figura N°71.

Figura 71

Acelerograma para la evaluación dinámica



Fuente: Elaboración Propia

➤ **Parámetros Geotécnicos**

Para la realización del análisis dinámico se utilizaron los parámetros geotécnicos que se muestran en la tabla N°.30 semejantes a la tabla N°.28.

Tabla 28

Parámetros geotécnicos dinámicos para sismo inducido

MATERIAL	Peso Unitario (KN/m3)	Coefficiente de Poisson (V)	Razón de Amortiguamiento	Módulo de Young (E) - (MN/m²)	G_{máx} (Kpa)
Basamento Rocoso	23	0.10	0.10	1000	5000
Relave en Pulpa	16	0.35	0.10	60	5000
Dique de arranque (GC-GM)	20	0.30	0.10	500	5000

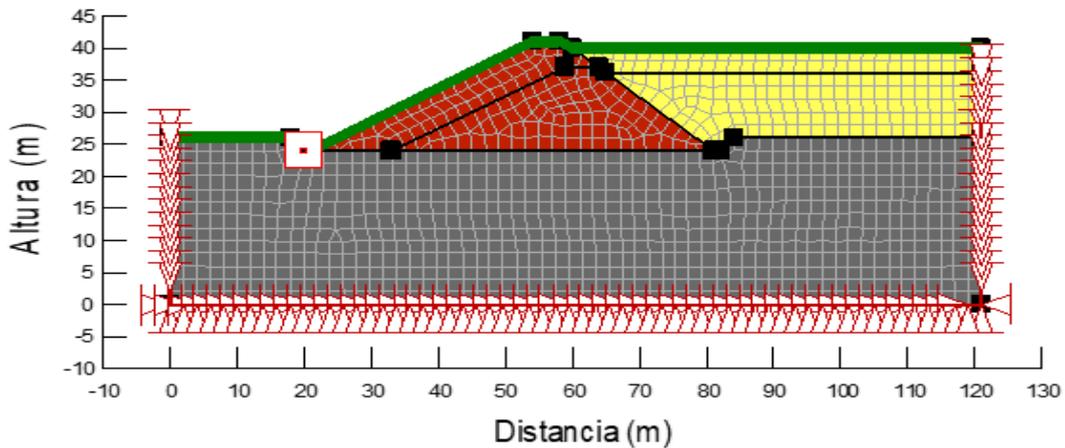
Fuente: Propia

➤ Análisis Dinámico Método Aguas abajo

Para iniciar con el análisis de desplazamientos por método de aguas abajo, se procede a la discretización de la sección evaluada, según el enmallado mostrado en la Figura 72.

Figura 72

Discretización en método Aguas abajo

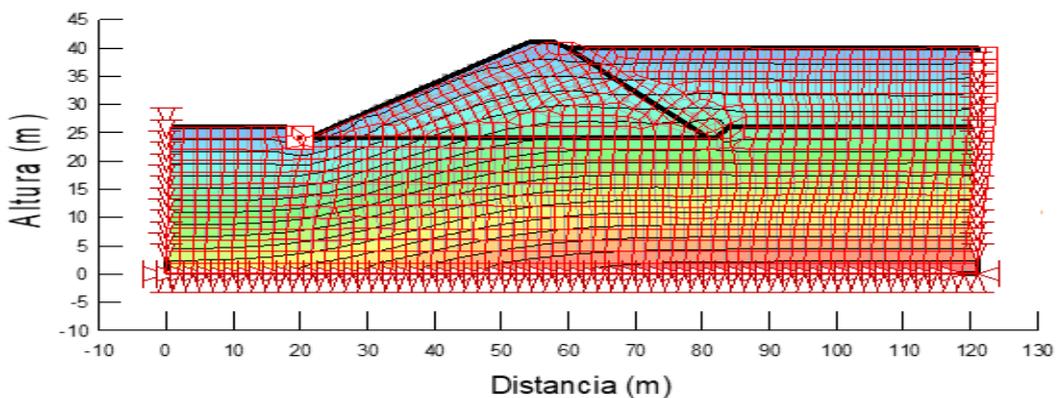


Fuente: Propia

Se asigna un sismo inducido proveniente de la data de un acelerograma conocido, el cual ejerce esfuerzos en la presa de relaves, presentando una deformación de la misma como se muestra en la figura N°73.

Figura 73

Malla de deformaciones en método Aguas abajo tras sismo inducido



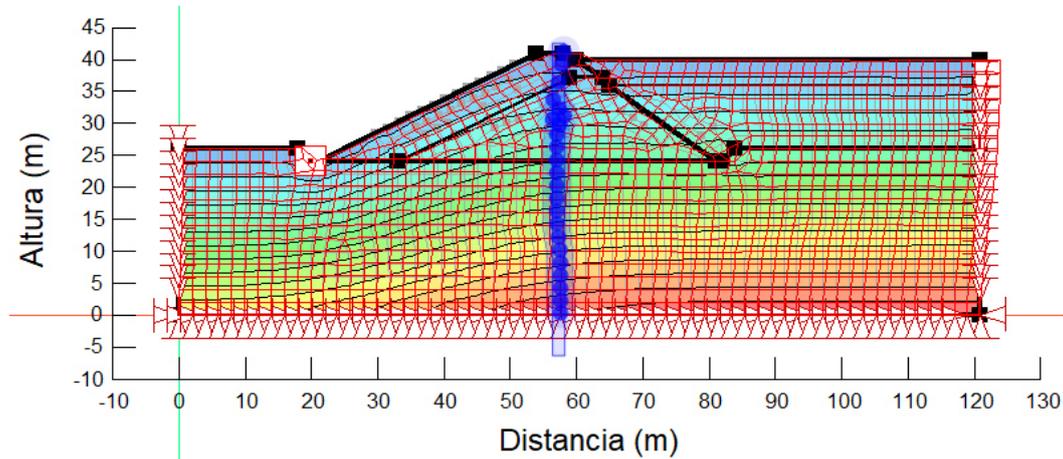
Fuente: Propia

Se determinan puntos específicos para la evaluación de desplazamientos requeridos en

cada uno de ellos, se debe seleccionar una franja vertical que tome todo el dique para obtener resultados óptimos. Dicha caracterización se aprecia a continuación en la figura N°74.

Figura 74

Ubicación de los puntos evaluados para los desplazamientos



Fuente: Propia

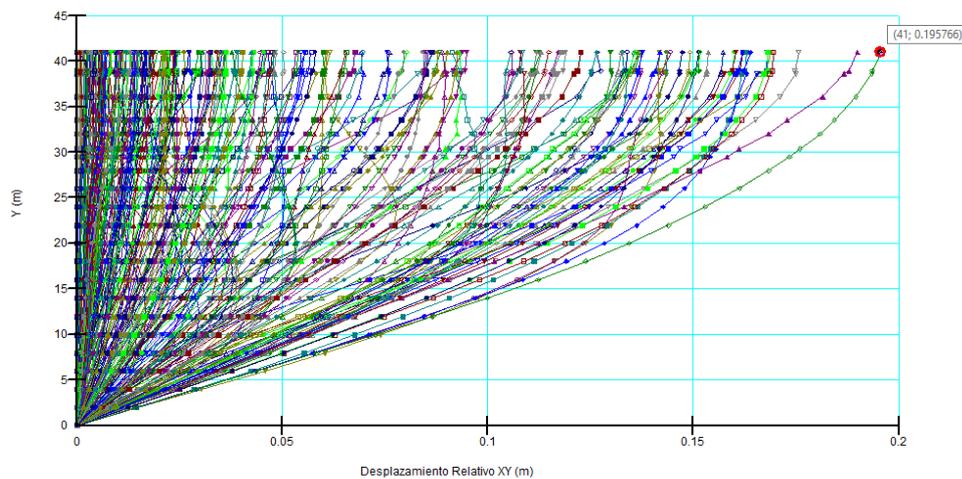
- **Desplazamientos Relativos Laterales XY**

Se obtienen los resultados de desplazamientos relativos evaluados en los puntos mencionados anteriormente. Según la Figura 75, los desplazamientos relativos máximos obtenidos son de 19.58 cm aproximadamente, los cuales son dados bajo efecto del sismo inducido en un tiempo determinado.

Figura 75

Desplazamientos relativos XY (m) vs Y(m)

Desplazamiento Relativo Lateral XY

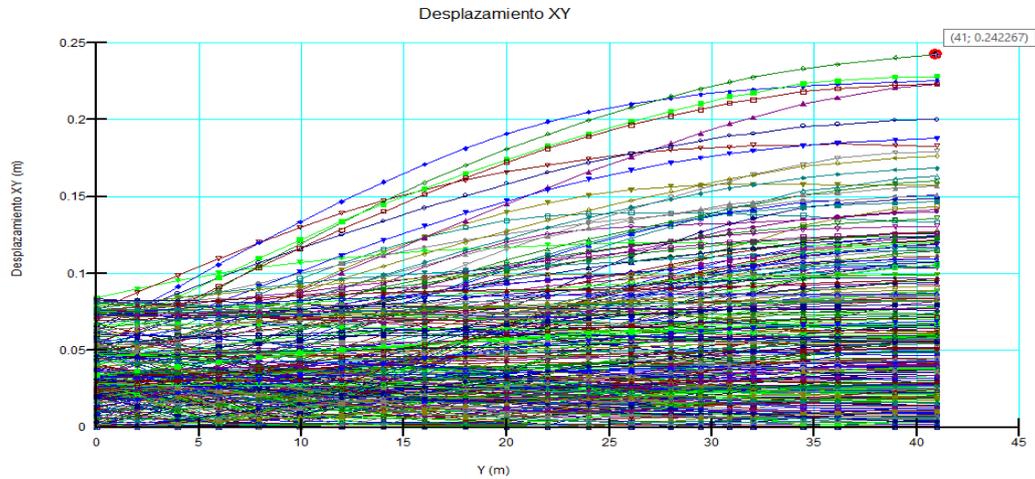


Fuente: Propia

- **Desplazamientos Absolutos Laterales XY**

Figura 76

Desplazamiento Absoluto XY(m) vs Y (m)



Fuente: Propia

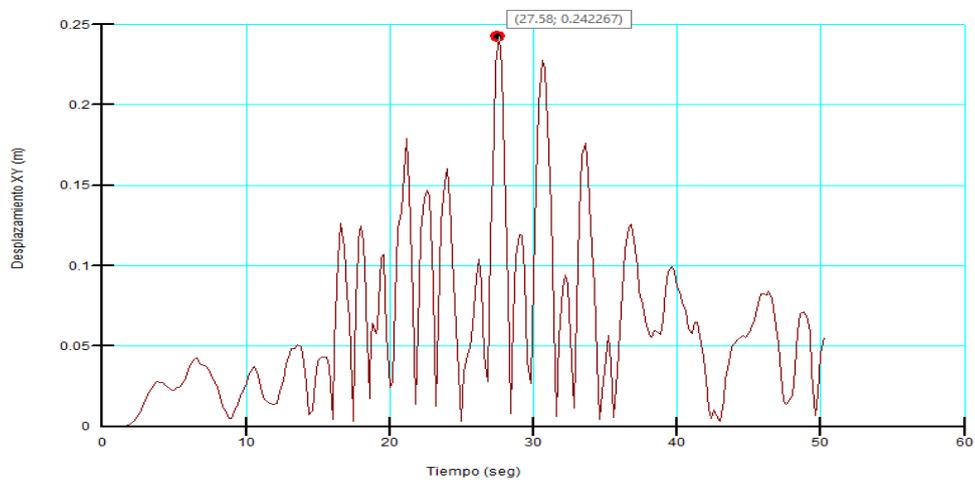
En la Figura 76 se muestra el máximo desplazamiento absoluto en XY con un valor de 24.23 cm., son dados bajo efecto del sismo inducido.

- **Desplazamientos en la Corona de la Presa**

Se debe seleccionar un punto en la corona para así evaluar con mayor detalle el desplazamiento de esta.

Figura 77

Tiempo (s) vs Desplazamiento en Corona XY (m)



Fuente: Propia

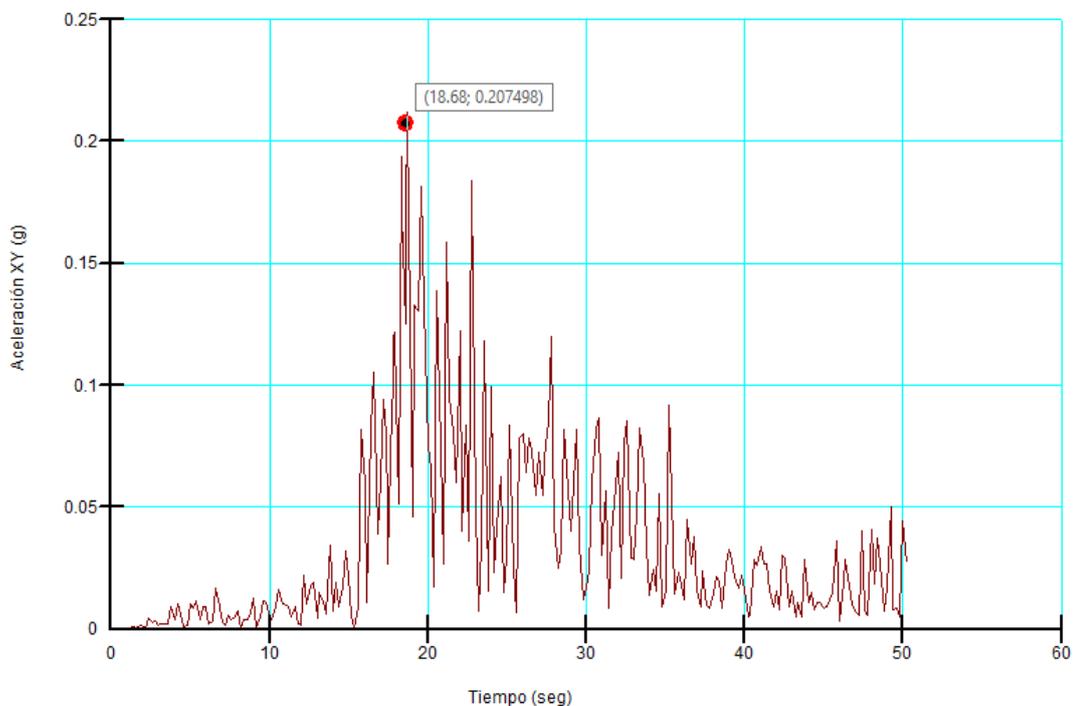
En la Figura 77 se logra apreciar que el máximo desplazamiento obtiene un pico de 24.22 cm. Dando el mismo resultado que para los desplazamientos absolutos, por ende, las mayores variaciones se dan el parte superior del dique.

- **Aceleración en la Corona de la Presa**

Se debe seleccionar un punto en la corona para así evaluar con mayor detalle la aceleración de esta.

Figura 78

Tiempo (s) vs Aceleración XY en corona (g)



Fuente: Propia

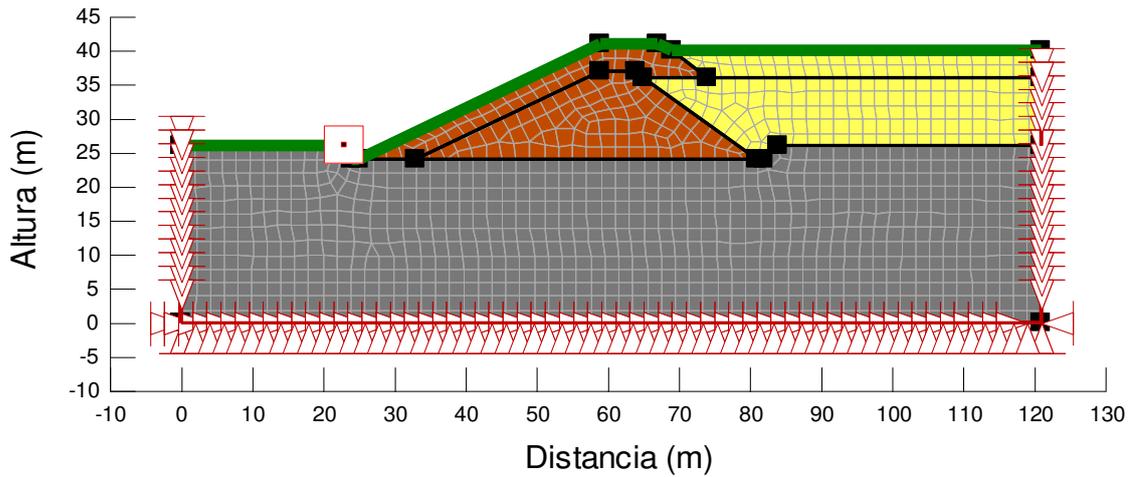
En la Figura 78, presenta las aceleraciones dadas en la corona luego del sismo inducido. Siendo la mayor aceleración 0.207 g. en un intervalo de tiempo determinado.

➤ Análisis Dinámico Método Línea central

Para iniciar con el análisis de desplazamientos para el método de línea central, se procede a la discretización de la sección evaluada, según el enmallado mostrado en la Figura 79.

Figura 79

Discretización Método Línea central

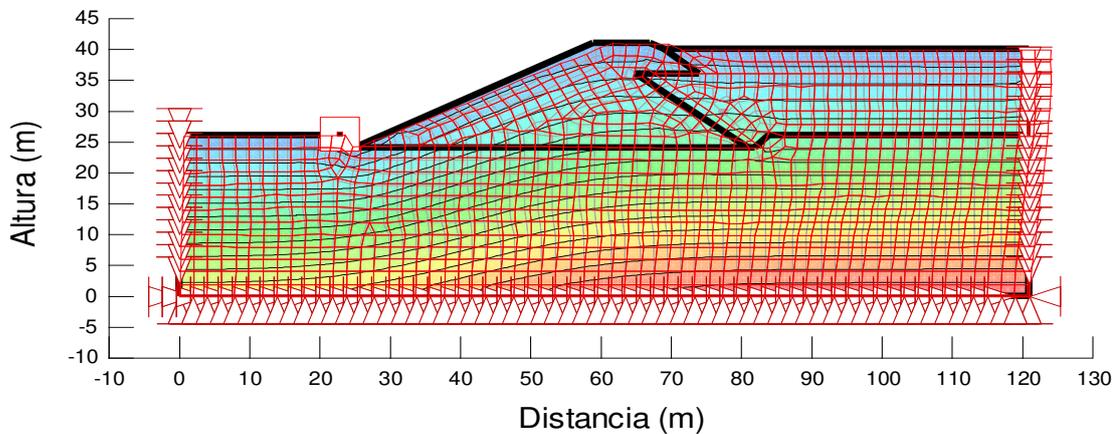


Fuente: Propia

Se asigna un sismo inducido proveniente de la data de un acelerograma conocido, el cual ejerce esfuerzos en la presa de relaves, presentando una deformación de la misma como se muestra en la Figura 80.

Figura 80

Malla de deformaciones en método Línea central tras sismo inducido

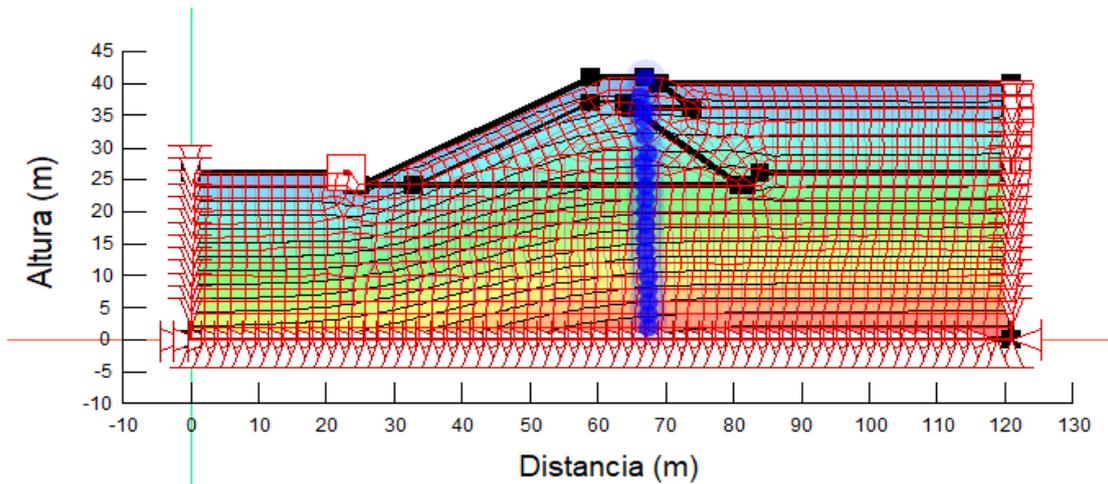


Fuente: Propia

Se determinan puntos específicos para la evaluación de desplazamientos requeridos en cada uno de ellos, se debe seleccionar una franja vertical que tome todo el dique para obtener resultados óptimos.

Figura 81

Ubicación de los puntos evaluados para los desplazamientos



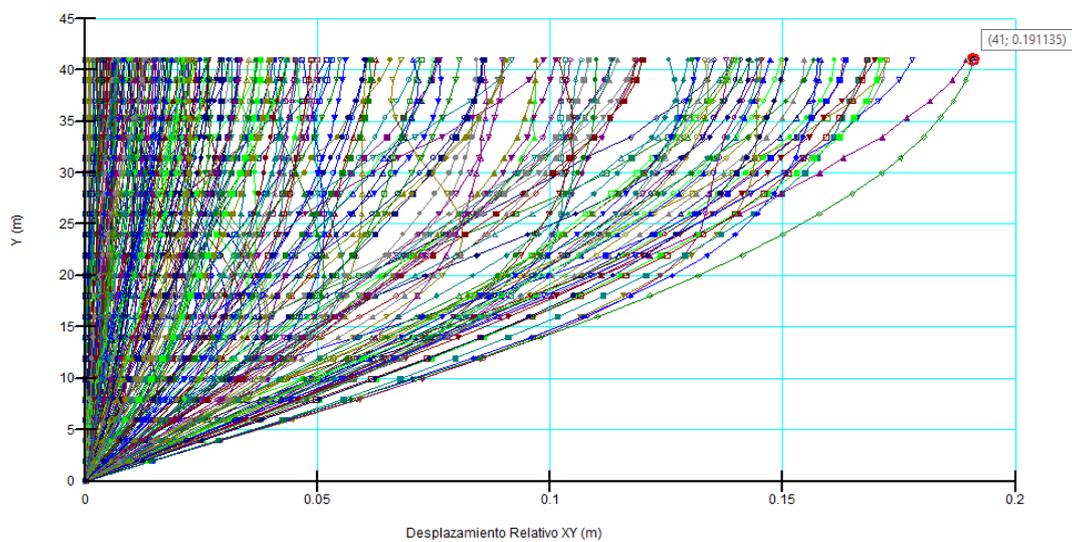
Fuente: Propia

- **Desplazamientos Relativos Laterales XY (M)**

Se obtienen los resultados de desplazamientos relativos evaluados en los puntos mencionados anteriormente.

Figura 82

Desplazamiento Relativo XY (m) vs Y(m)



Fuente: Propia

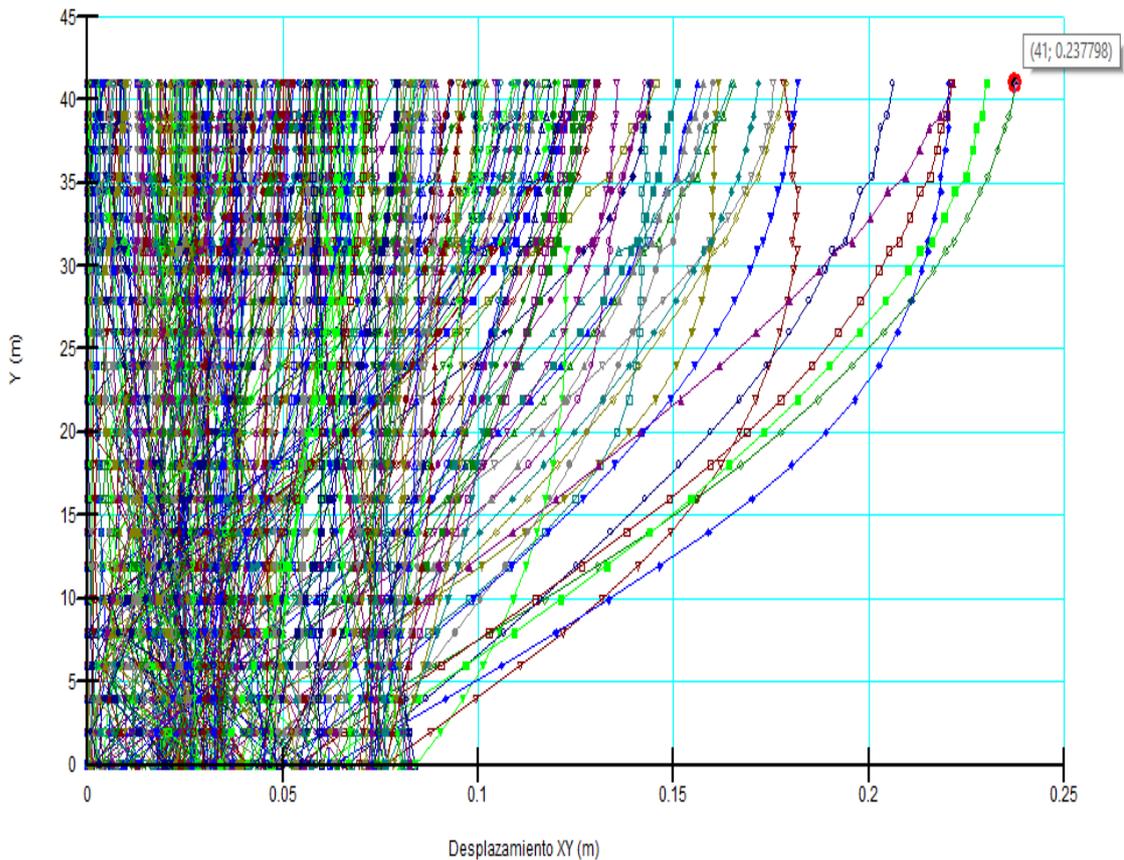
Según la Figura 82, los desplazamientos relativos máximos obtenidos son de 19.11 cm aproximadamente, los cuales son dados bajo efecto del sismo inducido en un tiempo determinado.

- **Desplazamientos Absolutos Laterales XY**

Se obtienen los resultados de desplazamientos relativos evaluados en los puntos mencionados anteriormente.

Figura 83

Desplazamiento Absoluto XY (m) vs Y (m)



Fuente: Propia

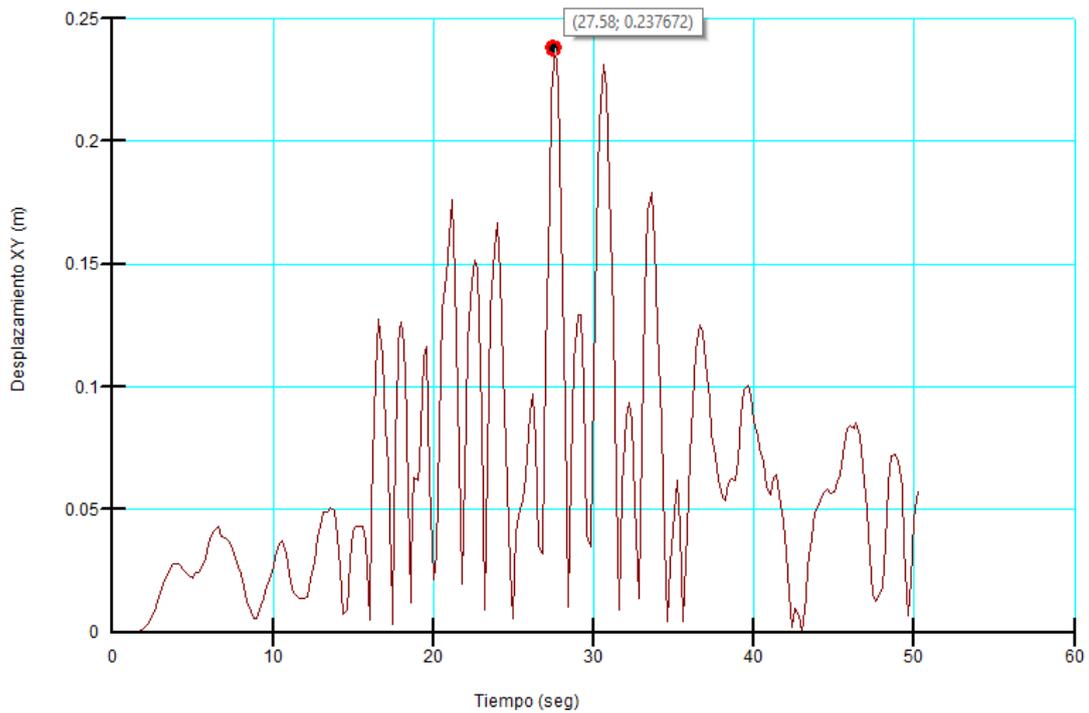
En la Figura 83 se muestra el máximo desplazamiento absoluto en XY con un valor de 23.77 cm., los cuales son dados bajo efecto del sismo inducido en un tiempo determinado.

- **Desplazamientos en la Corona de la Presa**

Se debe seleccionar un punto en la corona para así evaluar con mayor detalle el desplazamiento de esta.

Figura 84

Tiempo (s) vs Desplazamiento XY (m) en corona



Fuente: Propia

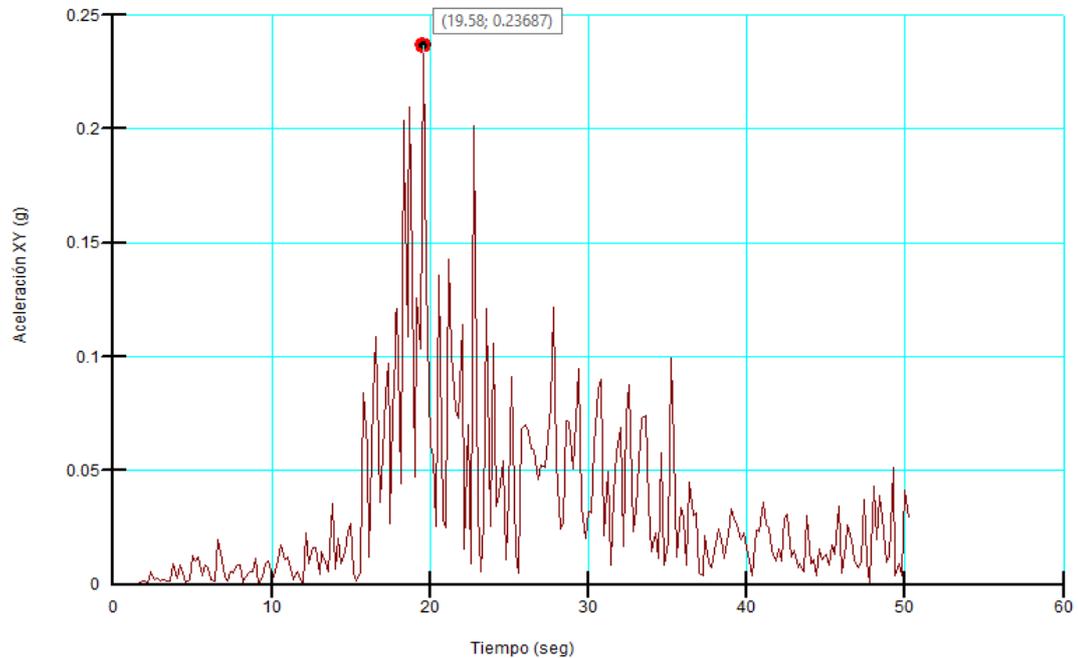
Se debe seleccionar un punto en la corona para así evaluar con mayor detalle el desplazamiento de esta. En la Figura 84 se logra apreciar que el máximo desplazamiento obtiene un pico de 23.77 cm. Dando el mismo resultado para los desplazamientos absolutos, por ende, las mayores variaciones se dan el parte superior del dique.

- **Aceleración en la Corona de la Presa**

Se debe seleccionar un punto en la corona para así evaluar con mayor detalle la aceleración de esta.

Figura 85

Tiempo (s) vs Aceleración XY (g) en corona



Fuente: Propia

En la Figura 85 presenta las aceleraciones dadas en la corona luego del sismo inducido. Siendo la mayor aceleración 0.2368 g. en un intervalo de tiempo determinado.

➤ **Resultados: análisis de deformaciones con sismo inducido**

Una vez realizado los análisis correspondientes de cada método de reecimiento en una presa de relaves con un sismo inducido, se presentan los resultados obtenidos en la tabla resumen N° 31 que se muestra a continuación:

Tabla 29*Deformaciones con sismo inducido*

Método de Recrecimiento	Deformación Relativa (cm)	Deformación Absoluta (cm)	Aceleración de la Corona (g)	Deformación de la Corona (cm)
Aguas abajo	19.58	24.23	0.207	24.23
Línea central	19.11	23.77	0.237	23.77
Variación (%)	2.40	1.89	12.66	1.89

Fuente: Propia

Como se aprecia en la tabla N° 31, las deformaciones en cada método de recrecimiento en la presa de relaves poseen variaciones porcentuales menores al 5%, siendo este un rango aceptable de diferenciación; se observa que la mayor variación se da en la deformación relativa con un 2.40 %. A su vez, se verifica que el método de línea central posee un mejor comportamiento en el análisis dinámico de deformaciones ya que posee valores más bajos (19.11 cm y 23.77 cm) con respecto al método de aguas abajo (19.58 cm. y 24.23 cm.)

Tabla 30*Daños obtenidos por deformaciones en presas de relave*

Categoría de daño	Deformación (m.)	Descripción
I	< 0.30 m	Deformación de la cresta mínima o casi despreciable. No ocurren mayores fallas en el talud.
II	0.30 – 1.00 m	Ligeras fallas superficiales probablemente ocurran (1 m. a 2 m. bajo la superficie del terreno)
III	1.00 – 3.00 m	Profundas fallas probablemente ocurran (hasta los 5 m. bajo la superficie del terreno)
IV	>3.00 m	Profundas fallas probablemente ocurran (hasta los 10 m. bajo la superficie del terreno)

Fuente: Cárdenas (2001)

Según la tabla N° 32, podemos apreciar que los datos obtenidos en el análisis de deformaciones con evento sísmico se encuentran con categoría de daño I, ya que las deformaciones dadas en la corona o cresta son menores a los 30 cm. Por lo tanto, se garantiza que los resultados son adecuados para la seguridad de la presa.

5.1.8. Análisis de Filtración

El análisis de Filtración permitirá conocer y saber de qué manera se mueve del flujo de agua que viene a ser parte de la red de flujo (líneas equipotenciales y líneas de flujo) en el programa Slide V6 realiza mediante el método de elementos finitos.

El sistema de drenaje corresponde al sistema de control de filtraciones de la presa, y está constituido por drenes faja en la zona de contacto de la cimentación y el apoyo de la sobreelevación. Los drenes faja estarán ubicados equidistantemente a lo largo de todo el eje de la presa, y estarán unidos en su extremo final por un dren tipo talón que recolectará todas las aguas de filtración para finalmente conducirlos a una poza de recirculación, también contará con un drenaje tipo espina de pescado debido a la necesidad de aumentar la capacidad del depósito secando el material de relave rápidamente, compuesto por tuberías flexibles perforadas CPT (Tipo SP) de 8” de diámetro.

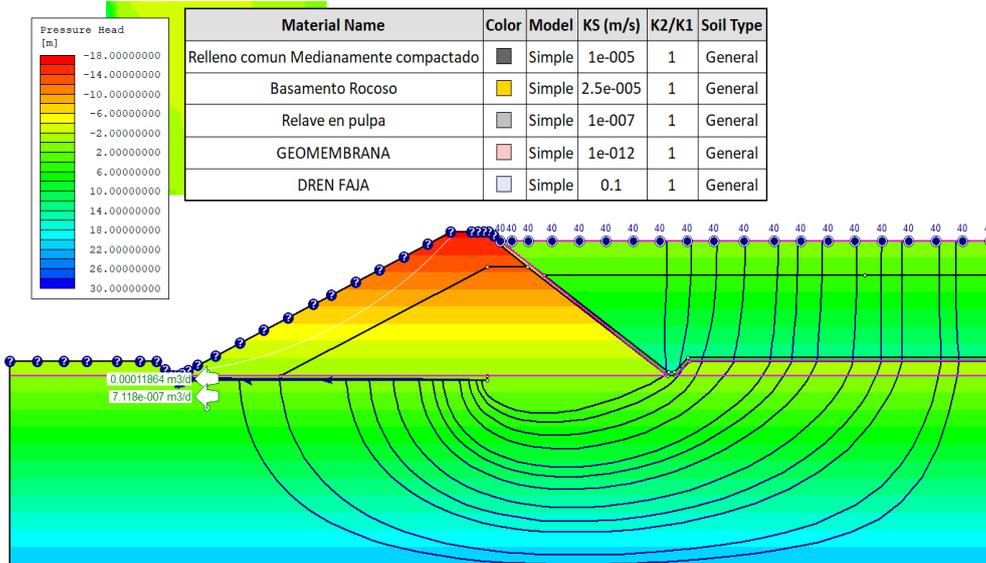
A pesar que el diseño del depósito de acuerdo al análisis de filtración realizado, basado en la geometría del dique y los relaves almacenados, los drenes fajas deberán tener un ancho de 2 m estar distribuidos equidistantemente. Los resultados de este análisis son los siguientes.

➤ Análisis de Infiltraciones

En las siguientes figuras se puede apreciar el modelamiento y resultado del análisis de filtración obteniendo los datos del gradiente hidráulico, velocidad y las presiones que se dan en la presa de relave.

Figura 86

Análisis de Infiltración - Presión Total Aguas abajo

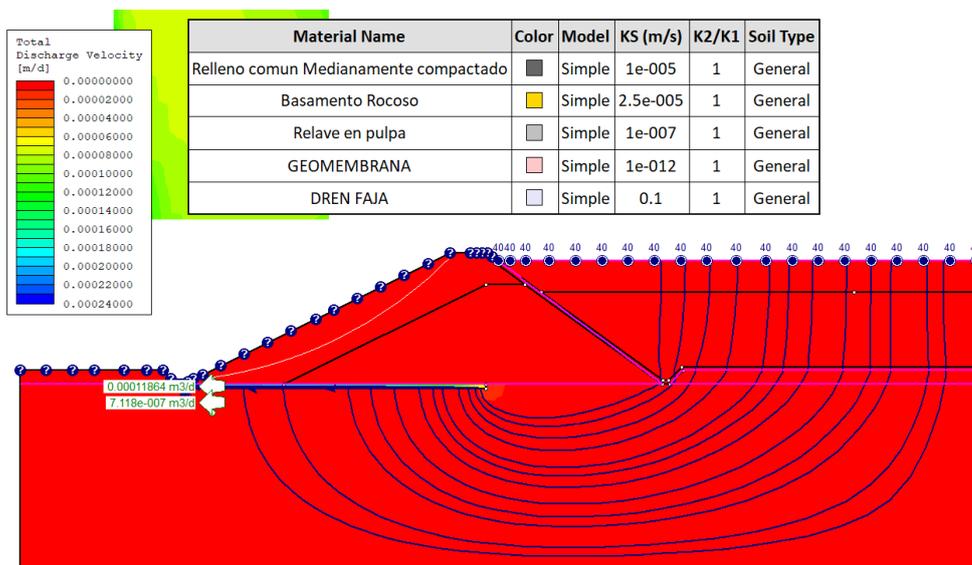


Fuente: Elaboración propia

En la Figura N° 86 se muestran los valores de la presión total en el dique de recrecimiento mediante el método aguas abajo.

Figura 87

Análisis de Infiltración - Descarga Total Aguas abajo

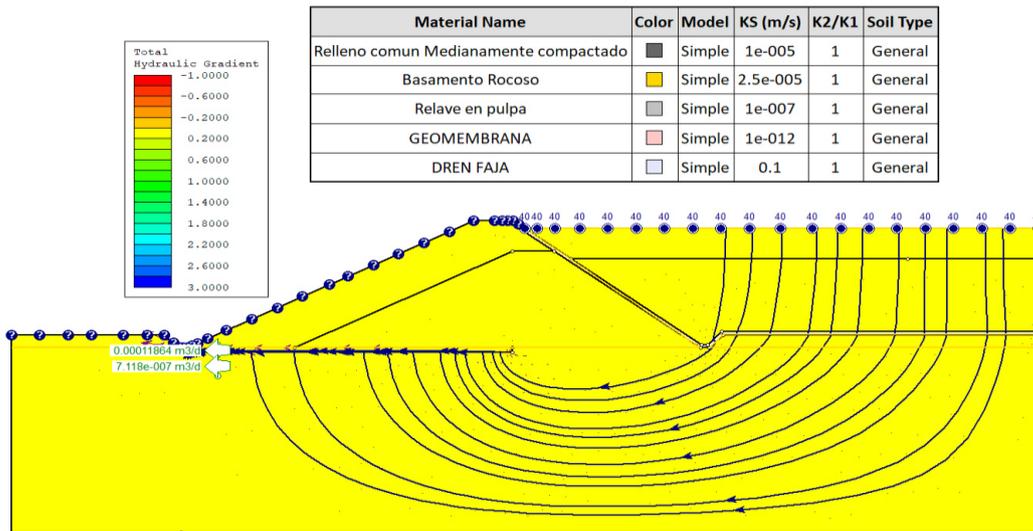


Fuente: Elaboración propia

En la Figura N° 87 se muestra la descarga total que produce la infiltración en el dique de recrecimiento mediante el método aguas abajo.

Figura 88

Análisis de Infiltración – Aguas abajo Gradiente Total

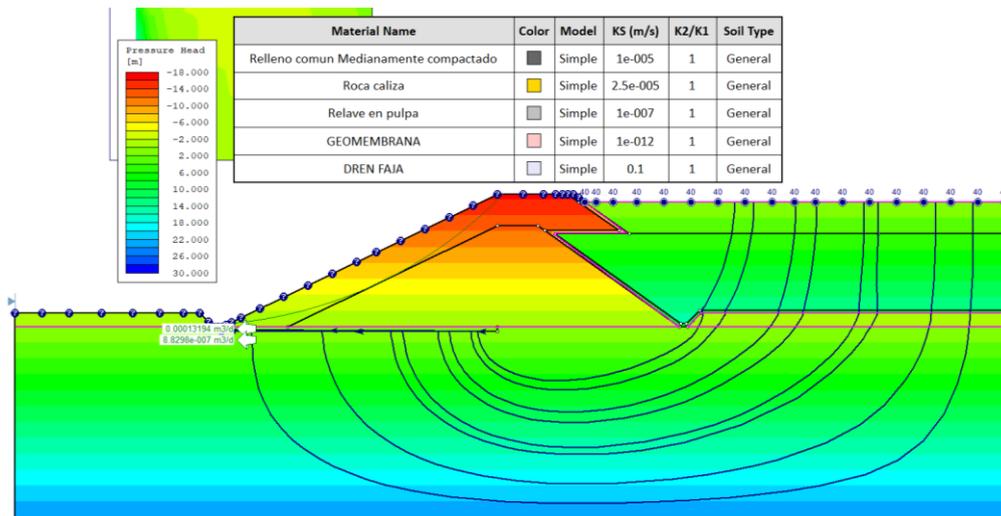


Fuente: Elaboración propia

En la Figura N° 88 se muestra la gradiente del dique de recrecimiento mediante el método aguas abajo.

Figura 89

Análisis de Infiltración - Presión Total Línea central

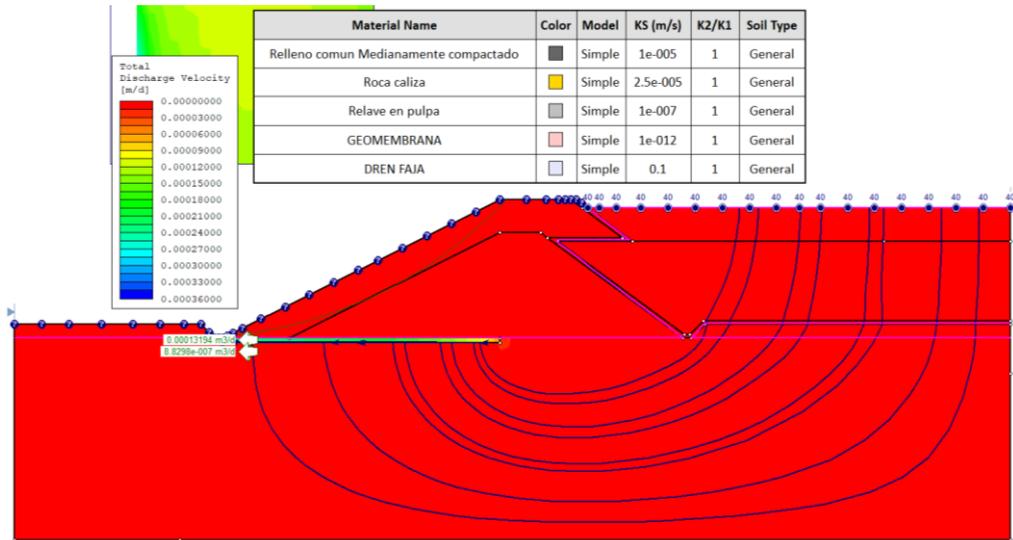


Fuente: Elaboración propia

En la Figura N° 89 se muestran los valores de la presión total en el dique de recrecimiento mediante el método línea central.

Figura 90

Análisis de Infiltración - Descarga Total Línea central

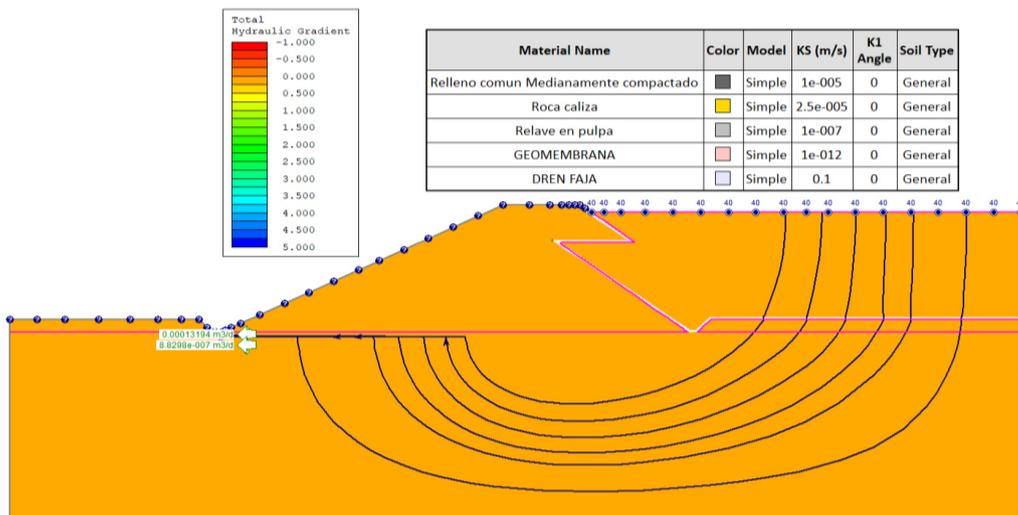


Fuente: Elaboración propia

En la Figura N° 90 se muestra la descarga total que produce la infiltración en el dique de recrecimiento mediante el método línea central.

Figura 91

Análisis de Infiltración – Aguas abajo Gradiente Total



Fuente: Elaboración propia

En la Figura N° 91 se muestra la gradiente del dique de recrecimiento mediante el método aguas abajo.

➤ **Resultados: análisis de filtraciones**

Una vez realizado los análisis correspondientes de cada método de recircimiento en una presa de relaves con filtraciones, se presentan los resultados obtenidos en la tabla resumen N° 33 y N° 34, que se muestran a continuación:

Tabla 31

Caudal de filtración

Método de Recircimiento	Sistema de Drenaje	Caudal de Filtración
Aguas abajo	Dren	1.3194×10^{-4} m ³ /d
Línea central	Dren	1.1864×10^{-4} m ³ /d

Fuente: Elaboración propia

Tabla 32

Gradiente hidráulico

Método de Recircimiento	Gradiente hidráulico Total
Aguas abajo	0.200
Línea central	0.499
Variación (%)	59.92

Fuente: Elaboración propia

Dado el caso que el valor del gradiente supere lo permitido (0.7 máximo permitido de acuerdo al reglamento del Cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos) ocurrirá el problema de erosión, esta falla consiste en la aplicación de fuerzas del flujo al terreno de cimentación produciendo una deformación del terreno y socavando la base de la presa aguas abajo, con las consecuencias de su posterior colapso. En este caso no ocurre este problema debido a que la gradiente en ambos casos es cero. A su vez, vemos que existe una variación porcentual alta entre ambos métodos de recircimiento, siendo esta de 60.0% aproximadamente.

5.2. Discusión de resultados - Contrastación de hipótesis

5.2.1. Hipótesis general

Al realizar el análisis comparativo se obtuvo una diferencia cuantificada en un rango del 0 - 15 % entre métodos de aguas abajo y eje central.

Se realizó una comparativa para los análisis de equilibrio límite – Factores de Seguridad, Los análisis dinámicos – Deformaciones y las Infiltraciones – Gradiente Hidráulico para los métodos de recrecimiento Aguas abajo y Línea central, la cual es presentada a continuación:

Tabla 33

Comparativa de los métodos de recrecimiento

Tipo de Análisis	Variables	Subvariables	Aguas abajo	Línea central	Variación (%)
Equilibrio Límite	Factor de Seguridad	Estático	2.018	1.95	3.38
		Pseudoestático	1.494	1.452	2.81
		Relativas (cm)	19.58	19.11	2.40
Análisis Dinámico	Deformaciones	Absolutas (cm)	24.23	23.77	1.89
		En la Corona (cm)	24.23	23.77	1.89
Análisis de filtraciones	Gradiente Hidráulico		0.200	0.499	59.92

Fuente: Propia

En la presente hipótesis se planteó que la variación porcentual estaría dada en un rango de 0 – 15 %. Se logra apreciar una diferenciación menor al 4% para los análisis de Equilibrio Límite y Dinámico de deformaciones; sin embargo, para el análisis de filtraciones se obtuvo una variación superior al rango establecido, siendo esta aproximadamente de un 60%. Por lo tanto, la primera hipótesis general se rechaza, ya que se presentó un valor que esta fuera del rango esperado.

5.2.2. Primera hipótesis específica

Se menciona en el inicio: Al determinar la caracterización geotécnica que conforma la presa y las propiedades físico- mecánicas se verificó que los valores se encuentran en los rangos adecuados para los análisis del depósito de relaves.

Señalando que la presa presenta 3 componentes de conformación de materiales diversos, siendo estos el Basamento Rocoso conformado por pizarras y cuarcitas con cierto grado de metamorfismo, el dique de arranque proyectado para un recrecimiento que está constituido por material de préstamo – cantera según clasificación SUCS correspondiente a una grava limo-arcillosa (GC - GM), tanto para la condición estática como pseudoestático, se ha asumido un comportamiento drenado con parámetros de resistencia en término de esfuerzos efectivos. Y el material del relave en pulpa producido por la unidad minera, el cual genera el recrecimiento.

Se acepta la primera hipótesis específica, ya que se realizó la caracterización geotécnica que conforma la presa y sus respectivas propiedades físico-mecánicas en base a la recopilación de datos y fuente bibliográfica proveniente de fuentes fidedignas para garantizar su correcta interpretación y uso de las mismas para las evaluaciones que se realizaron al depósito de relaves propuesta. Verificándose así que la información obtenida se encuentra en rangos adecuados para los posteriores análisis. De los cuales se tomarán los datos como base a una de las fuentes confiables.

A continuación, se muestra los parámetros geotécnicos utilizados en la investigación:

Tabla 34*Parámetros Geotécnicos totales*

Material	Peso unitario (KN/m ³)	Cohesión (Kpa)	Ángulo de Fricción (°)	K (cm/seg.)	Módulo de Young (MN/m ²)	Poisson (V)	Razón de amortiguamiento
Basamento Rocoso	23	80	33	2.5×10^{-5}	1000	0.10	0.10
Relave en pulpa	16	5	10	1.00×10^{-7}	60	0.35	0.10
Dique (GC – GM)	20	5	37	1.00×10^{-5}	500	0.30	0.10

Fuente: Propia

5.2.3. Segunda hipótesis específica

Se menciona al inicio: El análisis de la estabilidad física en el terreno para la relavera tipo pulpa por los métodos aguas abajo y línea central, se obtuvieron que los valores de los factores de seguridad se encuentran dentro del margen permitido para la sección estudiada.

La segunda hipótesis específica indica que el análisis de estabilidad física in situ de la presa de relaves tipo pulpa se realiza por los métodos aguas abajo y línea central, el valor del factor de seguridad se ha obtenido dentro del rango permisible del tramo estudiado. De hecho, porque en este capítulo se describe un análisis realizado para evaluar la estabilidad física de los depósitos de relaves en la pulpa. En el análisis se consideró el cálculo del coeficiente sísmico del método de equilibrio límite de Bishop, Morgenstern-Price y Spencer y el análisis de estabilidad física del comportamiento estático y pseudoestático, y se obtuvo el factor de seguridad para cada método y se verificó por normativa. USACE para obtener resultados por encima del mínimo. De la misma manera las deformaciones, fueron realizadas a través del software Plaxis 2D para la evaluación de las deformaciones sin la intervención de un sismo, donde se evaluó para cada etapa de construcción del dique hasta su etapa final de recrecimiento.

Debido a que ambos análisis dieron valores aceptables; es decir que cumplen con la normativa y los parámetros previamente establecidos, se afirma la segunda hipótesis.

5.2.4. Tercera hipótesis

Se menciona en un inicio: El método aguas abajo resultó con los mejores parámetros en los análisis de deformaciones en la presa de relaves, con una amplia diferencia sobre el método de línea central.

La tercera hipótesis se define sobre la comparación en el análisis de dinámico de las deformaciones en la presa de relaves. Luego de realizado el análisis dinámico con sismo inducido, realizado con el software Quake/W 2018, los mejores resultados se dieron en el Método de Línea central, con deformaciones más bajas tanto en relativas, absolutas y las

producidas en la corona, obteniendo una variación máxima de 2.40% en las deformaciones relativas. Siendo este método el que obtuvo mejores resultados para este análisis. Donde se mencionó que el método de Aguas abajo tendría un mejor comportamiento en estos análisis; sin embargo, se rechaza esta hipótesis debido a que los resultados obtenidos indican lo contrario.

5.2.5. Cuarta hipótesis

Se menciona en un inicio: El método que posee menor gradiente hidráulico es el de aguas abajo presentado menores filtraciones mediante una impermeabilización con geomembrana de polietileno (HDPE).

Se afirma la hipótesis, debido a que después de modelar y analizar las filtraciones, teniendo en cuenta el coeficiente de permeabilidad de los materiales que conforman la presa de relaves en pulpa, se pudo evaluar la eficacia que la capa de material impermeabilizante, es decir la geomembrana. Dando como resultado que el gradiente hidráulico del método aguas abajo es menor al gradiente que tiene el método de línea central, con valores de 0.200 y 0.499 respectivamente.

CONCLUSIONES

Al realizar el diseño y el Análisis Comparativo entre el Método de Aguas abajo y Línea central para el Recrecimiento de la Presa de Relaves en Cajamarca las conclusiones son las siguientes:

1. Al realizad la comparativa general para los métodos de recrecimiento en una presa de relaves en Cajamarca con un rango del 0 al 15% en variación, se direccionó en el análisis de estabilidad física, el cual abarcó el análisis estático donde se obtuvo variaciones bajas dentro del rango siendo del 3.38%; para el análisis pseudoestático, un 2.81%. En cuanto a los análisis dinámicos para las deformaciones se evaluaron tres puntos específicos; las deformaciones reformaciones relativas donde se encontró una variación del 2.40%; en segundo lugar, se evaluaron las deformaciones absolutas, presentado una diferenciación del 1.89% y finalmente se estudió las deformaciones generadas en la corona de la presa, donde la variación resulto ser del 1.89%. A su vez, para el análisis de filtraciones, se obtuvo una variación porcentual fuera del rango establecido, siendo esta del 59.92% en la comparativa del gradiente hidráulico con el uso de geomembrana tipo HDPE.
2. Las propiedades geotécnicas de los materiales que conforman la presa de relaves fueron caracterizadas y determinadas en base a la recopilación de bibliografía y fuentes confiables para la verificación de los mismos encontrándose en un rango aceptable. Siendo los parámetros más importantes el peso específico, la cohesión, el ángulo de fricción y el coeficiente de permeabilidad. A su vez, para los parámetros dinámicos se precisaron el módulo de Young, la razón de Poisson y la razón de amortiguamiento. Los cuales fueron usados posteriormente para los análisis de estabilidad física, análisis dinámico y de filtraciones.
3. Al realizar el análisis de estabilidad estático y pseudoestático entre el método de aguas abajo y el método de línea central, obtuvimos resultados que en ambos casos son mayores a valores mínimos, dándonos a conocer la estabilidad favorable para cada caso. Los factores de seguridad de los métodos comparados tienen una diferencia de 3.38 % en el análisis estático y un 2.81% en el análisis Pseudoestático.

A su vez en el análisis de deformaciones sin sismo inducido, el método de aguas abajo es el de mejores resultados con deformaciones menores a comparación del método de línea central, siendo la cuarta etapa (conformación del dique con recrecimiento y un primer llenado de relaves) la que presenta una mayor variación, con un valor aproximado del 5.59% sobre el método de línea central. Cabe recalcar que para la Quinta Etapa se obtuvieron valores de deformaciones para cada método siendo el de aguas abajo de 2.26 cm y el de línea central de 8.99 cm, debido a que en su modelamiento se tomaron valores diferenciados en los parámetros para el segundo llenado de relaves para una mayor validez.

4. Para la comparativa sobre los análisis dinámicos entre los métodos de recrecimiento de Aguas abajo y Línea central, se utilizó el software Quake/W 2018, donde se desarrolló a través del análisis lineal Dinámico equivalente; a su vez, se utilizó un análisis de sismo determinístico para un espectro inducido que simula las condiciones de la zona de estudio. El fin de este análisis fue evaluar las deformaciones que se generan debido a un evento sísmico, donde se obtuvieron deformaciones relativas, absolutas y las generadas en la corona de la presa de relaves.

En los resultados obtenidos luego del sismo inducido, se determinó que el método de línea central presenta los mejores resultados en los tres puntos analizados, ya que las deformaciones fueron menores en comparación al método de Aguas Arriba. Siendo las variaciones para las deformaciones relativas de 2.40%, siendo para el de línea central 1.911 cm en comparación de los 1.958 cm de aguas abajo, en cuanto a las deformaciones absolutas del 1.89%, siendo para el de línea central 23.77 cm en comparación a los 24.23 cm de aguas abajo, y finalmente en la variación en la deformación de la corona resulto ser del 1.89%. Se hace énfasis en la corona ya que es donde se presentan las mayores aceleraciones y las mayores deformaciones absolutas y/o desplazamientos.

5. El análisis de filtración en ambos métodos constructivos comprende el flujo de agua y la dirección a la ubicación de la salida. El sistema de drenaje del embalse de la presa es muy importante para reducir la penetración de agua en la base de la presa, el cuerpo principal y evitar el daño de la presa. En ambos casos el gradiente cumple con el parámetro establecido, debido a que son menores a 0.7 por lo tanto el método

de impermeabilización propuesto es correcto y difícilmente ocurrirán problemas relacionados a la filtración de agua, ya sean por tubificación u erosión dentro de la presa de relaves. Al realizar la comparativa entre ambos métodos, se determinó una variación porcentual aproximada del 59.92 % con; a su vez, el método aguas abajo tiene una gradiente menor con respecto al método línea central.

Se planteó un sistema de impermeabilización con geomembrana HDPE; debido a que es el sistema más usado en minería, además de la investigación teórica que se hizo resulta el método más conveniente por la resistencia al punzonamiento que ofrece ante cargas impuestas por el peso propio del relave y el texturado debido al mejoramiento del ángulo de fricción de interface.

6. Se considera el diseño de un canal de coronación, un sistema de drenaje con espina de pescado y dren faja. Debido a que después de modelar y analizar las filtraciones, teniendo en cuenta el coeficiente de permeabilidad de los materiales que conforman la presa de relaves en pulpa, se pudo evaluar la eficacia que tienen los filtros, drenes y la capa de material impermeabilizante. Finalmente, se diseñó un canal de coronación y un sistema de drenaje para optimizar la presa, contener agua producida por precipitaciones y evitar posibles fallas.

RECOMENDACIONES

1. Hacer énfasis en la interpretación de los resultados de los ensayos de laboratorio para la obtención de los parámetros y/o propiedades dinámicas de suelo, ya sean columna resonante, ensayo de corte simple cíclico, ensayo de Cross – Hole, etc. en la zona para obtener resultados con mayor precisión.
2. Realizar investigaciones para comprender el peligro sísmico en el área del proyecto, a fin de conocer el comportamiento más probable del fenómeno. Una forma de conocer el comportamiento sísmico que puede ocurrir en un lugar es evaluar el peligro sísmico en forma probabilística, es decir, predecir la aceleración que puede ocurrir en un lugar determinado. Los estándares de diseño especifican información sísmica, por lo que es necesario realizar investigaciones detalladas de la actividad sísmica en el área donde se construirán los depósitos de relaves.
3. Para la obtención más amplia de resultados comparativos, se debería realizar un análisis más a detalle utilizando modelos aproximados para la evaluación dinámica, ya sean los de Makdisi Seed y Bray Travarasrou, los cuales podrían aportar información complementaria para dicho estudio.
4. Realizar una comparación más enfocada en el tema de análisis de filtraciones en la presa de relaves, utilizando otros softwares tales como el MODFLOW para evaluar en medios saturados, HYDRUS Y SEEP/W para analizar con un modelo mediante elementos finitos y así obtener una comparativa de resultados más amplia.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Aguirre Ramos, R.E. (2017). *Análisis de la Estabilidad Física del Depósito de Relaves N°5 de la Concesión de Beneficio Belén de Minera Titán del Perú S.R.L.* [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa]. Repositorio Institucional - Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa.
- Alva, J. (3 y 4 de febrero de 2006). Diseño y Construcción de Presas de Relave [Diapositiva de PowerPoint]. SlideShare.
<https://www.slideshare.net/anderssonlujanojeda/sistemas-de-drenaje-en-presas-de-relaves>
- Apaza Quispe, S.C. (2019). *Diseño de Recrecimiento de la Presa de Relaves de la Unidad de Producción Untuca – Minera Cori Puno SAC* [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional del Altiplano]. Repositorio Institucional - Universidad Nacional del Altiplano.
- Arellano Mendoza, J.C. (2014). *Estudio Geotécnico para la Construcción de la Presa Tinkicchocha - Apurímac* [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional del Altiplano]. Repositorio Institucional - Universidad Nacional del Altiplano.
- Beltrán-Rodríguez, Lorena N., & Larrahondo, Joan M., & Cobos, Diego (2018). Tecnologías emergentes para disposición de relaves: oportunidades en Colombia. *Boletín de Ciencias de la Tierra*, (44),5-20.
<https://doi.org/10.1109/5.771073>
- Bernal Borlone, M.A. (2012). Estabilidad Sísmica en Presa de Relave Construida por el Método de Eje Central [Tesis de Pregrado, Universidad de Chile]. Repositorio Académico - Universidad de Chile
- Braja M., D. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Cengage Learning Editores, S.A De C.V.
- Burt G., L. (2007). *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables*. CRC Press,
https://books.google.com.pe/books/about/Handbook_of_Geotechnical_Investigation_a.html?id=tCbsrqlv43kC&redir_esc=y

- Caballero, C. (2010) Verificación a la estabilidad dinámica de la presa las Tunas. Neuquén: Comité Argentino de Presas.
- Cabrera Boñón, R.I. (2018). Análisis del sistema de monitoreo para el control de estabilidad de la presa de relaves , U.M. Yauricocha [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de Cajamarca]. Repositorio Institucional Digital - Universidad Nacional de Cajamarca.
- Cárdenas Guillen, J.L. (2001). Plan de Abandono de Depósitos de Relave en la Zona de Casapalca [Tesis de Pregrado]. Repositorio Institucional - Universidad Nacional de Ingeniería.
- Carvajal Arroyo, M.I. (2018). Desarrollo de una Metodología para Análisis de Estabilidad Física de Depósitos de Relaves [Tesis de Pregrado, Universidad de Chile]. Repositorio Académico - Universidad de Chile.
- Carrillo Elizalde, R.P. (2015). Evaluación de zonas susceptibles a movimientos en masa del tipo deslizamiento en el centro poblado de Carampa, distrito de Pazos, provincia de Tayacaja, región Huancavelica, aplicando el protocolo de Cenepred [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de Piura]. Repositorio Institucional Digital - Universidad Nacional de Piura.
- Centro de Conservación de Energía y del Ambiente. (s.f.). Estudio Evaluaciones Ambientales Complementarias del Proyecto Agroenergético Central Hidroeléctrica Pucará. Ministerio de Energía y Minas
<http://www.minem.gob.pe/minem/archivos/file/DGGAE/ARCHIVOS/estudios/EIAS%20-%20electricidad/EIA/EIA%20C.H.%20PUCARA%20ACTUALIZADO/CAPITULO%20V.pdf>
- Chapilliquen Celis, V.R. (2017). Caracterización del suelo y roca para el diseño de pozas sedimentadoras en la zona de Ciénega Norte – Tantahuatay, Cajamarca [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de Cajamarca]. Repositorio Institucional Digital - Universidad Nacional de Cajamarca.
- De la Cruz Fernández, S.E. (2017). Evaluación del Fallo de Presas de Relaves con el Método del Árbol de Fallos [Tesis de Maestría, Universidad Politécnica de Madrid]. <http://oa.upm.es/46944/>

- Dirección General de Asuntos Ambientales Mineros. (30 de agosto de 2009). Guía Ambiental para el Manejo de Relaves Mineros. Ministerio de Energía y Minas
<http://www.minem.gob.pe/minem/archivos/file/DGAAM/guias/relaveminero.pdf>
- Dirección General de Asuntos Ambientales Mineros. (junio del 2009). Diseño a Nivel de Factibilidad de la Presa de Relaves, Estudio de Factibilidad del Proyecto de Sulfuros Primarios de Cerro Verde. Ministerio de Energía y Minas
[http://www.minem.gob.pe/minem/archivos/file/DGAAM/estudios/cerroverde/Cerro%20Verde/anexos/Anexo%20N%20FINAL%20\(Espa%F1ol\).pdf](http://www.minem.gob.pe/minem/archivos/file/DGAAM/estudios/cerroverde/Cerro%20Verde/anexos/Anexo%20N%20FINAL%20(Espa%F1ol).pdf)
- Doorenbos, J. and Pruitt, W.O. (1975) Guidelines for Predicting Crop Water Requirements. FAO Irrigation and Drainage Paper No. 24, FAO, Rome. Pag 99
- Fernández Gálvez, R.A. (2015). *Capacidad Portante con Fines de Cimentación Mediante los Ensayos SPT y Corte Directo en el Distrito de Aguas Verdes – Tumbes* [Tesis de Maestría, Universidad Nacional de Cajamarca]. Repositorio Institucional Digital - Universidad Nacional de Cajamarca.
- Fernández, C. y Baptista, A. (2014). *Metodología de la Investigación Modelos de Análisis de Estabilidad*. En J. Suárez (Ed.), *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales* (págs. 117-150). Ingeniería de Suelos Ltda.
<http://www.erosion.com.co/deslizamientos-y-estabilidad-de-taludes-en-zonas-tropicales.html>
- Glez Haramboure, Y., Guedes Sosa, O & Rodríguez Díaz, S. (2017). *Las Fallas en Presa de Tierra. Caso de Estudio: Falla por Estabilidad de Taludes en Función de las Condiciones de Drenaje*.
https://www.researchgate.net/publication/321587038_Las_fallas_en_presas_de_tierra_Caso_de_Estudio_falla_por_estabilidad_de_taludes_en_funcion_de_las_condiciones_de_drenaje
- Gutiérrez Sepúlveda, F.A. (2017). *Evaluación de Herramientas para la Estabilidad Física de una Presa de Relaves Espesados* [Tesis de Pregrado, Universidad de Chile]. Repositorio Académico - Universidad de Chile.

- Instituto Nacional de Estadística e Informática. (2019). *Ubicación del Perú en el Ranking Mundial de Producción Minera* [Archivo Excel]. Presidencia del Consejo de Ministros. <http://m.inei.gob.pe/estadisticas/indice-tematico/mining1/>
- León Antúnez, J.R. (2009). *Recrecimiento del Dique de Relaves Chuspic Cia. Minera Santa Luisa – UEA Huanzala*. Repositorio Institucional - Universidad Ricardo Palma.
- Makdisi F. & Seed H. (1978). *Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake induced deformations*. Journal of Geotechnical Engineering.
- Mendoza Loayza, J.A. (2016). *Análisis de Estabilidad de Taludes de Suelos de gran Altura en la Mina Antapaccay* [Tesis de Pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio Digital de Tesis - Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Ministerio de Energía y Minas. (s.f.). *Guía Ambiental para el Manejo de Relaves Mineros*.
<http://www.minem.gob.pe/minem/archivos/file/DGAAM/guias/relaveminero.pdf>
- Montero Maté, M. (1996). Estimación de la Precipitación Máxima Probable en una Cuenca Hidrográfica como Parámetro de Riesgo. *Revista Gerencia de Riesgos y Seguros*, (53). 15-25.
https://app.mapfre.com/documentacion/publico/pt/catalogo_imagenes/grupo.do?path=1018121#:~:text=La%20%3C%3CPrecipitaci%C3%B3n%20M%C3%A1xima%20Probable.,%C3%A9poca%20del%20a%C3%B1o%20de%20%20terminada
- Olaya Rubio, E.A., & Sevillano Celis, B.J. (2019). *Análisis Comparativo de entre el Método Aguas abajo y Suelo Reforzado para el Recrecimiento de la Presa* [Tesis de Pregrado, Universidad Ricardo Palma]. Repositorio Institucional - Universidad Ricardo Palma.
- Osorio Mogollón, R.E., & Navarro Zavala, A.J. (2018). *Análisis Comparativo de Deformaciones por Sismo en la Presa de Relave en Abandono Yauliyacu*

- Nuevo* [Tesis de Pregrado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas].
Repositorio Académico UPC - Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.
- Ortiz Sánchez, O., Canchari Silverio, G., & Giraldo Paredez, E. (2011). Diseño de disposición conjunta de relaves y desmonte en la mina Yauricocha. *Revista Del Instituto De Investigación De La Facultad De Ingeniería Geológica, Minera, Metalúrgica Y Geográfica*, 14(27). 37-46.
<https://doi.org/10.15381/iigeo.v14i27.763>
- Peña Banda, L.R. (2008). *Análisis Sísmico de Presas de Arena de Relave* [Tesis de Maestría, Pontificia Universidad Católica de Chile]. Repositorio Académico - Pontificia Universidad Católica de Chile.
- Ramos, A. (2009). *Muestreo no Probabilístico* [Diapositiva de PowerPoint]. SlideShare. <https://es.slideshare.net/anthonymaule/muestreo-no-probabilistico>
- Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma Técnica de Edificación E-020 ‘Cargas’, 2006.
- Rennat, E.A. (1997). *Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Depósitos de Desechos Sólidos de Mina*. Ministerio de Energía y Minas.
<http://www.minem.gob.pe/minem/archivos/file/DGAAM/guias/guiaestabilid.pdf>
- Resolución 255 de 2013 [Organismo de Evaluación y Fiscalización Ambiental (OEFA)]. Requerimiento N°2 Borde libre mínimo. 29 de noviembre del 2013
- Rosales Bermúdez, R. (2007). *Variación de la Cohesión y el Ángulo de Fricción Interna Obtenidos por los Ensayos de Corte Directo y Triaxial con Materiales Granulares y Arcillosos* [Tesis de Pregrado, Universidad de San Carlos de Guatemala]. http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_2749_C.pdf
- Servicio Nacional de Geología y Minería. (s.f.). *Depósito de Relaves*. Ministerio de Minería. <https://www.sernageomin.cl/preguntas-frecuentes-sobre-relaves/>
- Servicio Nacional de Geología y Minería - Departamento de Seguridad y Minería. (31 de diciembre de 2007). SERNAGEOMIN. Obtenido de SERNAGEOMIN Referencia de:
<https://www.sernageomin.cl/wpcontent/uploads/2018/12/GuiaTecOperacionDepRelaves.pdf>

- Sepúlveda Barraza, A. (2011). *Comportamiento Sísmico de Taludes de Roca: Aplicación del Método de Newmark* [Tesis de Maestría, Universidad Politécnica de Madrid]. Archivo Digital UPM - Universidad Politécnica de Madrid.
- Suarez Palacios, M.E. (2019). *Diseño de Dique Modelando la Estabilidad del Talud con Tratamiento de Relave en la Unidad Minera Mahr Túnel N°6 Volcán S.A.A, Yauli – La Oroya, 2018* [Tesis de Pregrado, Universidad Continental]. Repositorio Institucional Continental Digital - Universidad Continental.
- Suárez Díaz, J. (1998). Modelos de Análisis de Estabilidad. En J. Suárez (Ed.), *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales* (págs. 117-150). Ingeniería de Suelos Ltda. <http://www.erosion.com.co/deslizamientos-y-estabilidad-de-taludes-en-zonas-tropicales.html>
- Suárez Díaz, J. (2009). Análisis de Estabilidad. En J. Suárez (Ed.), *Deslizamientos* (Vol. 1, págs. 128-172). Universidad Industrial de Santander. <http://www.erosion.com.co/deslizamientos-tomo-i-analisis-geotecnico.html>
- Sulca Chate, J. (2016). *Estabilidad de Taludes para Determinar Fallas en la Presa de Tantar, Distrito de Concepción – Vilcashuaman - Ayacucho* [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga]. Repositorio Institucional - Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga.
- The Mining Association of Canada. (Febrero del 2019). *Guía para el Manejo de Depósitos de Relaves*. https://mining.ca/wp-content/uploads/2020/01/MAC-AMC_Gu%C3%ADa_de_relaves_2019.pdf
- Velásquez Tolentino, M.F. (2018). *Elevación del Eje de Corona de la Presa de Depósito de Relave – Etapa I, Suyckuyambo - Cuzco* [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional Mayor de San Marcos]. Repositorio de Tesis Digitales - Universidad Nacional Mayor de San Marcos.
- Vilca Vasquez, C.E. (2019). *Respuesta de la Estabilidad Física del Confinamiento de Relaves de Cobre con la Innovación de la Deposición de Relaves Espesados o en Pasta* [Tesis de Maestría, Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa]. Repositorio Institucional - Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa.

ANEXOS

ANEXO I: MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPOTESIS GENERAL	VARIABLE INDEPENDIENTE	DIMENSION	INDICADOR	TECNICAS E INSTRUMENTOS
¿Cómo realizar el análisis comparativo entre los métodos de recrecimiento en un depósito de relaves tipo pulpa en Cajamarca?	Realizar el análisis comparativo entre los métodos de recrecimiento en un depósito de relaves tipo pulpa en Cajamarca	Al realizar el análisis comparativo se obtuvo una diferencia cuantificada en un rango del 0 - 15 % entre métodos de aguas abajo y eje central	Método Aguas abajo	Parámetros Geotécnicos	Cohesión	Datos obtenidos teóricamente de bibliografía e informes relacionados al tema de estudio
					Angulo de Fricción	
					Coefficiente de Permeabilidad	
					Angulo Phi	
					Caracterización Geológica de la Zona	
			Método de Línea central	Análisis de Equilibrio Limite	Método modificado de Bishop	SLIDE V6.0
					Método simplificado de Janbu	
					Procedimiento generalizado de Janbu	
					Método de Spencer	
PROBLEMA ESPECIFICOS	OBJETIVOS ESPECIFICOS	HIPOTESIS ESPECIFICOS	VARIABLE DEPENDIENTE	DIMENSION	INDICADOR	TECNICAS E INSTRUMENTOS
¿Cuál es la caracterización geotécnica de los materiales que conforman la presa y sus propiedades físico-mecánicas necesarias para el análisis del depósito de relave?	Determinar la caracterización geotécnica que conforman la presa y que propiedades físico-mecánicas que se necesitan para los análisis del depósito de relaves.	Al determinar la caracterización geotécnica que conforma la presa y las propiedades físico-mecánicas se verificó que los valores se encuentran en los rangos adecuados para los análisis del depósito de relaves.		Factor de Seguridad	Análisis Pseudoestático	SLIDE V6.0 PLAXIS 2D
¿Cómo analizar la estabilidad física del depósito de relaves tipo pulpa por los métodos aguas abajo y línea central?	Analizar la estabilidad física del depósito de relaves tipo pulpa por los métodos aguas abajo y línea central	El análisis de la estabilidad física en el terreno para la relavera tipo pulpa por los métodos aguas abajo y línea central, se obtuvieron que los valores de los factores de seguridad se encuentran dentro del margen permitido para la sección estudiada.		Análisis Dinámico	Deformaciones	QUAKE/W
Depósito de Relaves						
¿Al realizar una comparación entre los métodos, los resultados presentarán una amplia diferencia porcentual para los análisis de deformaciones en la presa de relaves?	Comparar los métodos para verificar si existe una amplia diferencia porcentual entre los análisis de deformaciones en la presa de relaves.	El método aguas abajo resultó con los mejores parámetros en los análisis dinámicos al evaluar las deformaciones en la presa de relaves, con una amplia diferencia sobre el método de línea central.			Análisis de Infiltraciones	
				Filtraciones		SLIDE / USACE
¿Con que método constructivo se obtendrá menor gradiente hidráulico, reduciendo las filtraciones en la presa de relaves?	Verificar el método constructivo más eficiente para reducir las filtraciones en la presa de relaves.	El método que posee menor gradiente hidráulico es el de aguas abajo presentado menores filtraciones mediante una impermeabilización con geomembrana de polietileno (HDPE).			Drenaje	

ANEXO II: CÁLCULO DEL CANAL DE CORONACIÓN

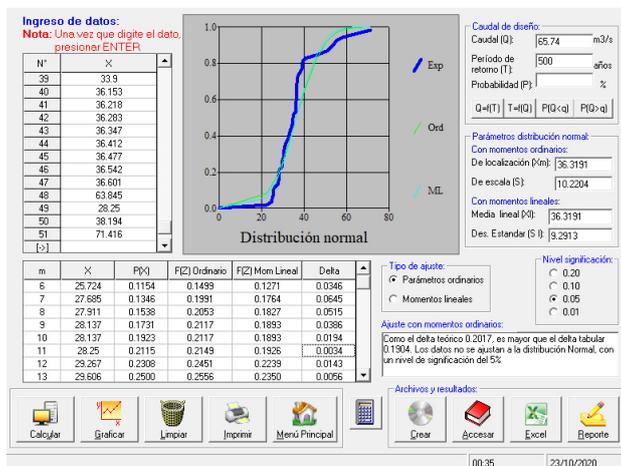
REGISTRO DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS DE LA ESTACIÓN METEOROLÓGICA BAMBAMARCA

BAMBAMARCA		
AÑO	Pmax24h (mm)	P corregido (k=1.13)
1962	20	22.6
1963	38.9	43.957
1964	23	25.99
1965	22	24.86
1966	39.6	44.748
1967	31.1	35.143
1968	33.3	37.629
1969	28.2	31.866
1970	19.5	22.035
1971	27.2	30.736
1972	34.8	39.324
1973	22.8	25.764
1974	22.8	25.764
1975	34.6	39.098
1976	28.9	32.657
1977	46.4	52.432
1978	35.8	40.454
1979	26.4	29.832
1980	30.7	34.691
1981	24.7	27.911
1982	26.2	29.606
1983	44.9	50.737
1984	31.1	35.143
1985	22	24.86
1986	34.4	38.872
1987	27	30.51
1988	48.8	55.144
1989	27.3	30.849
1990	22	24.86
1991	29.5	33.335
1992	24.9	28.137
1993	28.7	32.431
1994	47.7	53.901
1995	24.5	27.685
1996	27	30.51

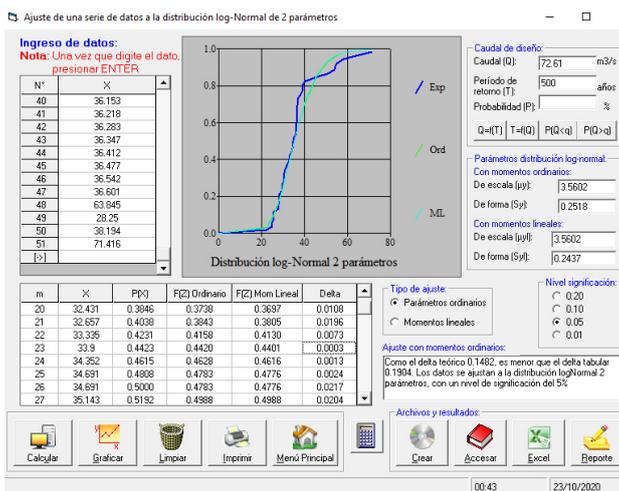
1997	30.7	34.691
1998	51.5	58.195
1999	32.3	36.499
2000	30.4	34.352
2001	25.9	29.267
2002	40.5	45.765
2003	32.8	37.064
2004	32.8	37.064
2005	24.9	28.137
2006	22.7	25.651
2007	28.1	31.753
2008	30	33.9
2009	31.994	36.153
2010	32.051	36.218
2011	32.109	36.283
2012	32.166	36.347
2013	32.223	36.412
2014	32.280	36.477
2015	32.338	36.542
2016	32.390	36.601
2017	56.5	63.845
2018	25	28.25
2019	33.8	38.194

CÁLCULO CAUDAL MÁXIMO PARA EL DISEÑO DEL DEPÓSITO DE RELAVES ESTIMACIONES DE P_{MAX} EN 24 H PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO (HIDROESTA) ESTACIÓN BAMBAMARCA

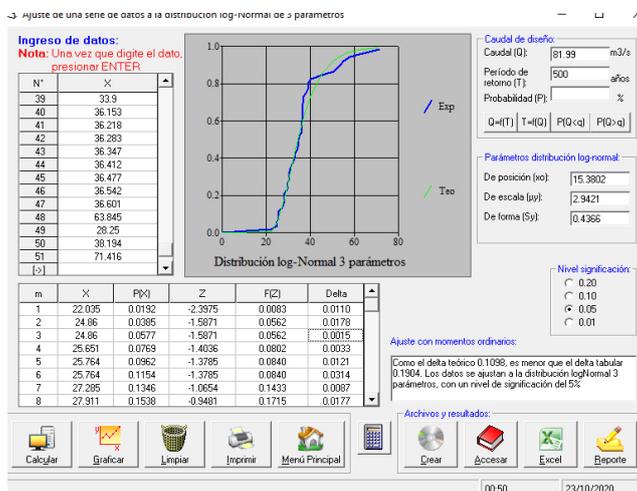
DISTRIBUCIÓN NORMAL	
T AÑOS	P _{max} 24h (mm)
10	49.42
25	54.22
50	57.31
100	60.1
200	62.65
500	65.74
DELTA	0.2017



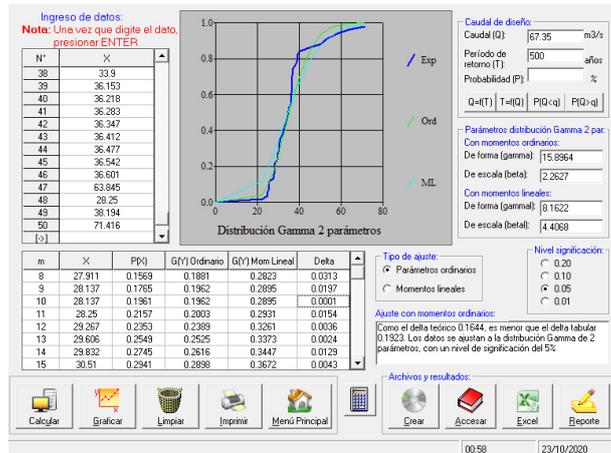
DISTRIBUCIÓN LN2P	
T AÑOS	P _{max} 24h (mm)
10	48.57
25	54.66
50	59
100	63.19
200	67.29
500	72.61
DELTA	0.1482



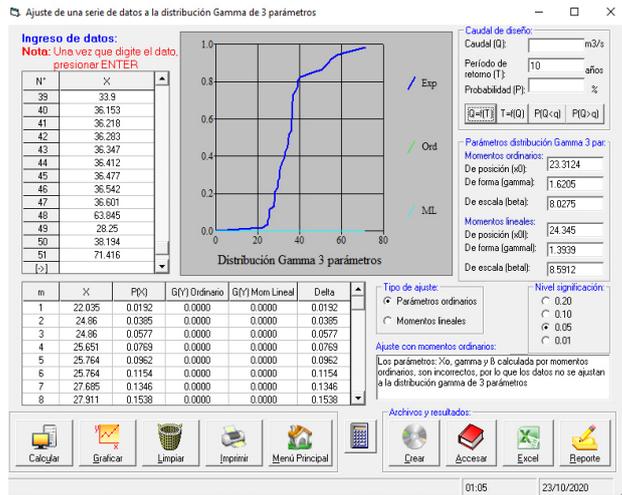
DISTRIBUCIÓN LN3P	
T AÑOS	P _{max} 24h (mm)
10	48.55
25	56.1
50	61.86
100	67.73
200	73.76
500	81.99
DELTA	0.1098



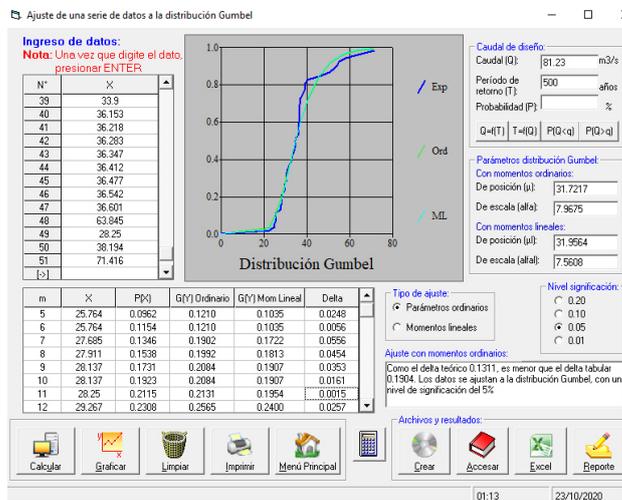
DISTRIBUCIÓN GAMMA 2P	
T AÑOS	Pmax24h (mm)
10	47.9
25	53.2
50	56.81
100	60.19
200	63.37
500	67.35
DELTA	0.1644



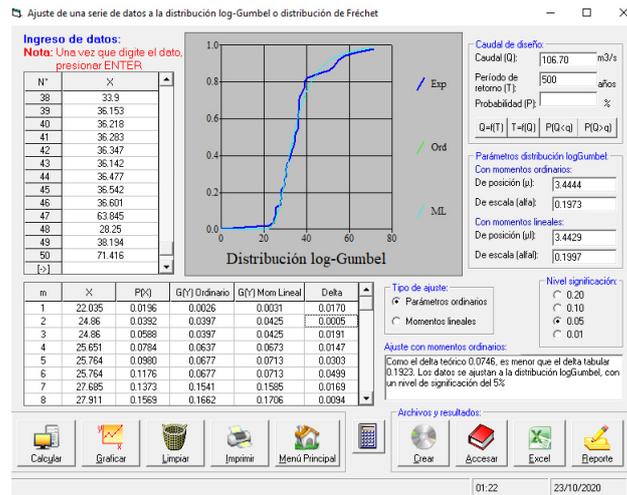
DISTRIBUCIÓN GAMMA 3P	
T AÑOS	Pmax24h (mm)
10	0
25	0
50	0
100	0
200	0
500	0
DELTA	0



DISTRIBUCIÓN GUMBEL	
T AÑOS	Pmax24h (mm)
10	49.65
25	57.21
50	62.81
100	68.37
200	73.92
500	81.23
DELTA	0.1311



DISTRIBUCIÓN LOG GUMBEL	
T AÑOS	Pmax24h (mm)
10	48.83
25	58.87
50	67.63
100	77.62
200	89.03
500	106.7
DELTA	0.0746



RESUMEN DE Pmax EN 24 HRS (mm) EN EL ÁMBITO DEL PROYECTO							
T (años)	NORMAL	Log Normal 2P	Log Normal 3P	Gamma 2P	Gamma 3P	Gumbel	Log Gumbel
10	49.42	48.57	No se ajusta	47.9	No se ajusta	49.65	48.83
25	54.22	54.66	No se ajusta	53.2	No se ajusta	57.21	58.87
50	57.31	59	No se ajusta	56.81	No se ajusta	62.81	67.63
100	60.1	63.19	No se ajusta	60.19	No se ajusta	68.37	77.62
200	62.65	67.29	No se ajusta	63.37	No se ajusta	73.92	89.03
500	65.74	72.61	No se ajusta	67.35	No se ajusta	81.23	106.7

CÁLCULO CAUDAL MÁXIMO CANAL DE CORONACIÓN

Área Aportante	Longitud del Afluente (m)	Cota Máxima (m.s.n.m.)	Cota Mínima (m.s.n.m.)	Desnivel máximo (m)	Pendiente (m/m)	Pendiente (%)	Área (Km2)	Perímetro (Km.)
Cuenca Aguas Arriba	702	3645	3500	145	0.207	20.7	0.17	1.78

CALCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Fórmula de Kirpich:

$$T_c = 0.06628 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Dónde

:

T_c *Tiempo de concentración* (horas)
Longitud de
 L *cuenca* (km)
Pendiente
 S *nte* (m/m)

Fórmula de Temez:

$$T_c = 0.3L^{0.76}S^{-0.19}$$

Dónde

:

T_c *Tiempo de concentración* (horas)
Longitud de
 L *cuenca* (km)
Pendiente
 S *nte* (m/m)

Fórmula de California Culverts Practice:

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Dónde

:

<i>t_c</i>	<i>Tiempo de concentración</i>	<i>(min)</i>
<i>L</i>	<i>Longitud de cuenca</i>	<i>(m)</i>
<i>S</i>	<i>Pendiente</i>	<i>(m/m)</i>

Fórmula de Bransby-Williams:

$$T = \frac{L}{1,5 D} \sqrt{\frac{M^2}{F}}$$

Dónde

:

<i>T</i>	<i>Tiempo de concentración</i>	<i>(horas)</i>
<i>L</i>	<i>Longitud de cuenca</i>	<i>(km)</i>
<i>D</i>	<i>Diametro del círculo de área equivalente al área de la cuenca</i>	<i>(km²)</i>
<i>M</i>	<i>Área de la cuenca</i>	<i>(km²)</i>
<i>S</i>	<i>Pendiente</i>	<i>(m/m)</i>

Fórmula de Hathaway:

$$T_c = 0.606 \frac{(Ln)^{0.467}}{S^{0.234}}$$

Dónde

:

<i>T_c</i>	<i>Tiempo de concentración</i>	<i>(horas)</i>
<i>L</i>	<i>Longitud de cuenca</i>	<i>(km)</i>
<i>S</i>	<i>Pendiente</i>	<i>(m/m)</i>
<i>n</i>	<i>coeficiente de rugosidad</i>	

COEFICIENTES DE RUGOSIDAD RECOMENDADOS

Tipo de superficie	Valor de n
Suelo liso impermeable	0,02
Suelo desnudo	0,10
Pastos pobres, cultivos en hileras o suelo desnudo algo rugoso	0,20
Pastizales	0,40
Bosques de frondosas	0,60
Bosque de coníferas, o de frondosas con una capa densa de residuos orgánicos o de césped.	0,80

Determinación del tiempo de concentración

Fórmula	Tc (hr)
Kirpic	
h	0.0005
Temez	0.3094
Califo	
rnia	0.0931
Brans	
by-	
William	
s	0.280
Hatha	
way	0.2535
Promedio	0.2187

Por lo tanto, Tc
= 0.2187 hr
13.12 min

Los resultados de la estimación del tiempo de concentración son diferentes debido que cada autor estima su ecuación para una cuenca con características muy particulares. Es por ello que hay que tener mucho cuidado al momento de la elección de fórmulas para el promedio del tiempo de concentración.

- Kirpich fue realizado en cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes entre el 3 y el 10%
- Temez aplica a pequeñas cuencas rurales de area hasta 200 Km²
- California utiliza la ecuacion de Kirpich desarrollada para cuencas pequeñas.
- Bransby - Williams es aplicable a cuencas menores a 50 millas cuadradas (129.5 Km²)
- Hathaway es aplicable para cuencas menores a 0.1 Km²

Por lo anterior mencionado, se estan considerando las ecuaciones de Temez, California y Hathaway

Método del HU Triangular

T	Pmax 24h
10.00	49.42
20.00	54.22
50.00	57.31
100.00	60.10
200.00	62.65
500.00	65.74

Cálculo de la duración de la lluvia efectiva:

Considerando la cuenca como cuenca pequeña:
 $d_e = T_c = 0.219 \text{ hrs}$

Cálculo de la lámina de lluvia neta y de la intensidad de lluvia

Se hace uso de la fórmula de Dyck y Peschke (1978)

$D = d_e = 0.219 \text{ hrs}$
 $D = 13.12 \text{ min}$

Según las condiciones de la norma colombiana y paraguaya, el tiempo mínimo de concentración es de 10 minutos.

$D = 10.00 \text{ min}$
 $D = d_e = 0.167 \text{ hrs}$

$$P = P_{24h} \left(\frac{D}{1440} \right)^{0.25}$$

T	Pmax 24h	P (durac)	i (mm/h)
10.00	49.42	14.27	85.60
20.00	54.22	15.65	93.91
50.00	57.31	16.54	99.26
100.00	60.10	17.35	104.10
200.00	62.65	18.09	108.51
500.00	65.74	18.98	113.87

Cálculo del tiempo para alcanzar el pico del hidrograma:

$$t_p = \frac{de}{2} + t_r$$

$$\begin{aligned} de / 2 &= 0.109 \text{ hr} \\ t_r &= \\ 0.6T_c &= 0.131 \text{ hr} \\ t_p &= 0.241 \text{ hr} \\ t_p &= 14.432 \text{ min} \end{aligned}$$

Cálculo del caudal pico:

$$A = 0.17 \text{ km}^2$$

PE: según SCS

$$CN = 86$$

$$S = 1.628$$

$$Q_{max} = 0.208 \frac{A \cdot Pe}{T_p}$$

$$Pe = \frac{(P - I_a)^2}{P + 0.80 S} = \frac{(P - 0.20 S)^2}{P + 0.80 S}$$

T	Pmax 24h	P (durac)	P (pulg)	PE (Pulg)	PE (mm)	Qmax (m3/s)
					0.75	
10.00	49.42	14.27	0.562	0.030	9	0.111
					1.11	
20.00	54.22	15.65	0.616	0.044	8	0.163
					1.38	
50.00	57.31	16.54	0.651	0.054	0	0.201
					1.63	
100.00	60.10	17.35	0.683	0.064	5	0.238
					1.88	
200.00	62.65	18.09	0.712	0.074	3	0.274
					2.20	
500.00	65.74	18.98	0.747	0.087	3	0.321

Método Racional

T	C	i (mm/h)	A (Ha)	Q (m ³ /s)
10.00	0.50	85.60	16.84	2.00
20.00	0.50	93.91	16.84	2.20
50.00	0.50	99.26	16.84	2.32
100.00	0.50	104.10	16.84	2.43
200.00	0.50	108.51	16.84	2.54
500.00	0.50	113.87	16.84	2.66

$$Q = \frac{CiA}{360}$$

Q: caudal de diseño, correspondiente al periodo de retorno seleccionado, en m³/s

C: coeficiente de escorrentía

i: intensidad de la lluvia de diseño, en mm/h

A: área de la cuenca, en Ha

Resumen de resultados para diferentes valores de T (Q_{max}, en m³/s)

Método	T = 25	T = 50	T = 100	T = 200	T = 500
H. Triangular:	0.16	0.201	0.24	0.27	0.32
Racional	2.20	2.32	2.43	2.54	2.66
Sist. Dipeo:	0.90	0.96	1.00	1.05	1.10
Onda Cinemática:			0.20		
PROMEDIO:			1.72		

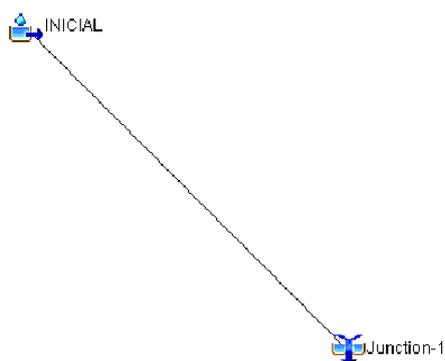
CARACTERIZACION DE CUENCA:

Nombre de Sub-Cuenca	CUENCA				
	Área (km ²)	Longitud (m)	Pendiente (m/m)	Coef. De Escorrentía	% Área
A1	0.168	702	0.21	0.50	100

CARACTERIZACION DE CANAL PRINCIPAL

Sub Cuenca	Método	Longitud (m)	Pendiente (m/m)	MANNING	FORMA	ANCHO (m)
1	SCS	280.00	0.010	0.020	Rectangular	0

ESQUEMA HIDROLOGICO (FORMATO HMS)



Nombre de Sub Cuenca	SCS Numero de la Curva	Abstracción Inicial Ia (mm)	Tipo de Cobertura
1	86	8.3	Áreas abiertas, cubiertas de pasto entre 50 al 75%

LLUVIA DE DISEÑO

Precipitación Máxima en 24 horas de la tormenta de 500 años
de periodo de retorno:

65.7 mm

T=500

RESULTADO años

Project: CUENCA BAMBAMARCA Simulation Run: Run 9

Start of Run: 23oct.2020, 02:00 Basin Model: CUENCA 1
End of Run: 23oct.2020, 08:00 Meteorologic Model: Met 1
Compute Time:24oct.2020, 00:32:36 Control Specifications:Control 1

Show Elements: All Eleme... v Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrolo... v

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
INICIAL	0.168	0.2	23oct.2020, 03:30	6.02
Junction-1	0.168	0.2	23oct.2020, 03:30	6.02

Caudal Total:	0.20000 m3/s
---------------	--------------

DISEÑO DE CANAL DE CORONACIÓN

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL CANAL

Temperatura (°C) : 12

====>

n= 1.3E-06 m²/s

n= 1.306E-06 m²/s

Q (m ³ /s)	d (m)	S (m/m)	n	z	b (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	v (m/s)	Q' (m ³ /s)	Fr
1.719	0.751	0.010	0.020	0.00	0.80	0.601	2.301	0.261	2.042	1.23	0.75

BORDE LIBRE DEL CANAL

Radio (m)	Borde Libre (m)	Subelevation por Curvas (m)	Borde Libre Total (m)
10000	0.30	0.00	0.20

Revestimiento de Enrocado con Concreto	T (mm)	D (cm)	B (cm)	H (cm)
Terreno Natural	800.00	80	80	100

Cálculo de tirante normal secciones: trapezoidal, rectangular, triangular

Lugar:

Tramo:

Proyecto:

Revestimiento:

Datos:

Caudal (Q): m³/s

Ancho de solera (b): m

Talud (Z):

Rugosidad (n):

Pendiente (S): m/m



Resultados:

Tirante normal (y): m

Área hidráulica (A): m²

Espejo de agua (T): m

Número de Froude (F):

Tipo de flujo:

Perímetro (p): m

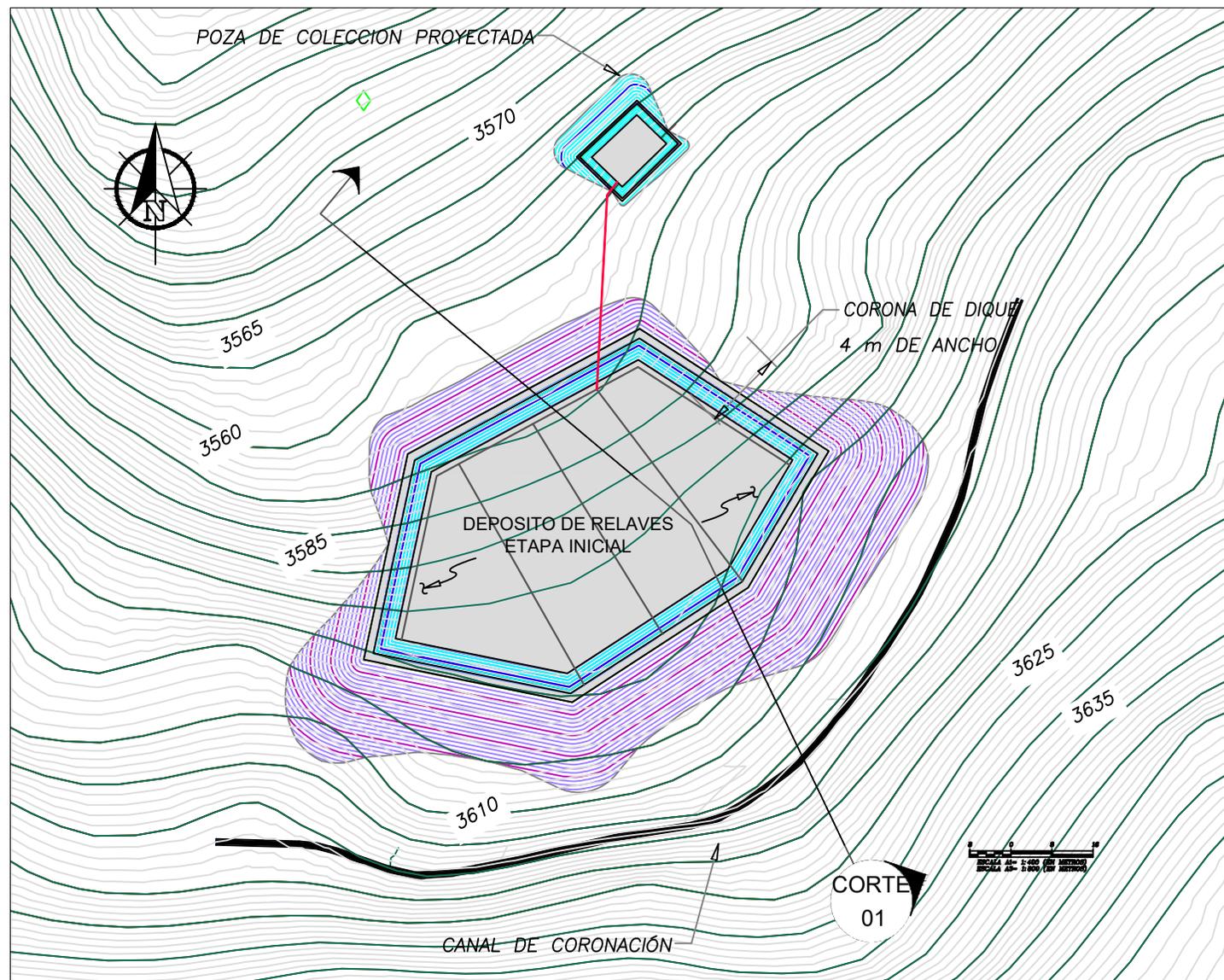
Radio hidráulico (R): m

Velocidad (v): m/s

Energía específica (E): m-Kg/Kg

Calcular
Limpiar Pantalla
Imprimir
Menú Principal
Calculadora

**ANEXO III: PLANO I CONFIGURACIÓN GENERAL DEL DEPÓSITO DE
RELAVES**



LEYENDA	
	CURVAS DE NIVEL Y ELEVACION EN METROS DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO EXISTENTE
	CURVAS DE NIVEL Y ELEVACION EN METROS DE LA SUPERFICIE DEL DISEÑO DEL DEPOSITO DE RELAVES ETAPA INICIAL
	CURVAS DE NIVEL Y ELEVACION EN METROS DEL DISEÑO DEL TALUD DEL DEPOSITO DE RELAVES
	LIMITE DE CONSTRUCCION (CORTE/RELLENO)
	CURVAS DE NIVEL Y ELEVACION EN METROS DE LA SUPERFICIE DEL DISEÑO DE LA POZA DE COLECCION
	TUBERIA DE DESFOGUE
	TUBERIA ESPINA DE PESCADO

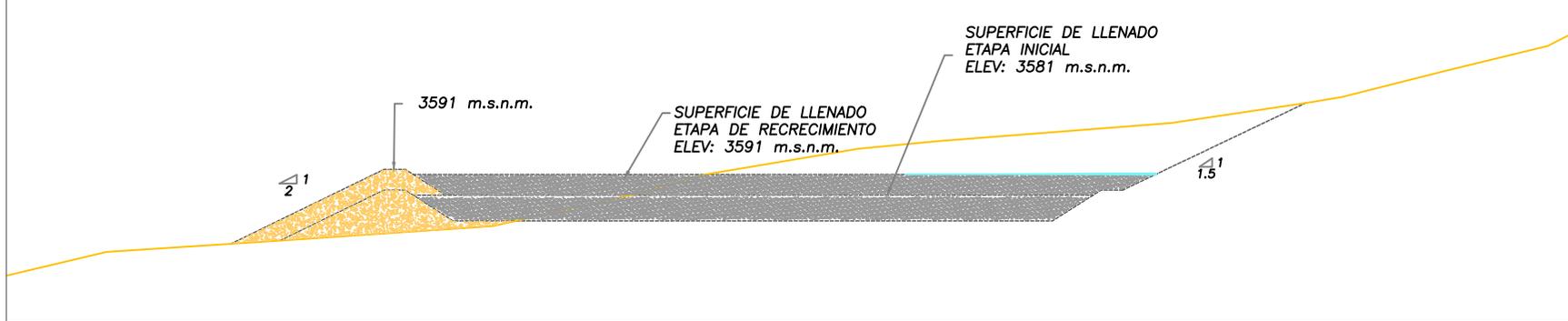
NOTAS:

1. LAS UNIDADES DE LOS PLANOS ESTAN EN EL SISTEMA INTERNACIONAL.
2. TODOS LOS MATERIALES DEBEN DE CUMPLIR LAS ESPECIFICACIONES TECNICAS.

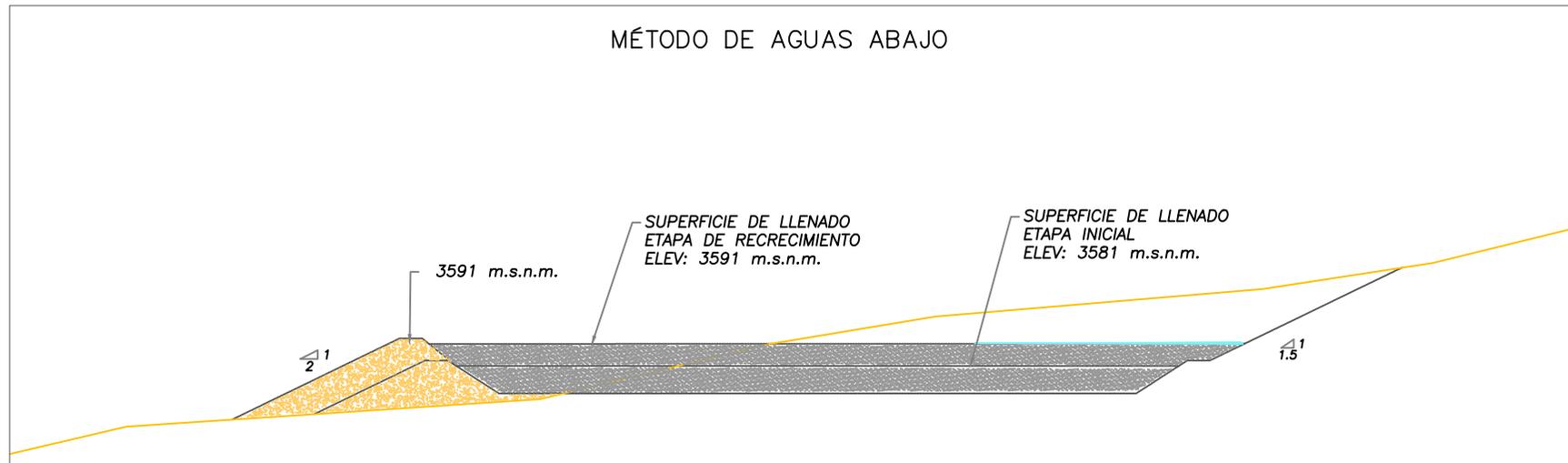
TITULO:	CONFIGURACIÓN GENERAL DEL DEPOSITO DE RELAVES		
PROYECTO:	ANÁLISIS COMPARATIVOS ENTRE LOS MÉTODOS DE RECRECIMIENTO EN UN DEPOSITO DE RELAVES TIPO PULPA EN CAJAMARCA		
ESCALA:	INDICADA	FECHA:	03/12/2020
		DISÑO/CAD:	MTHM/SJMC

ANEXO IV: PLANO II RECRECIMIENTO DEL DEPOSITO DE RELAVES

MÉTODO DE LÍNEA CENTRAL



MÉTODO DE AGUAS ABAJO



NOTAS:

1. LAS UNIDADES DE LOS PLANOS ESTAN EN EL SISTEMA INTERNACIONAL.
2. TODOS LOS MATERIALES DEBEN DE CUMPLIR LAS ESPECIFICACIONES TECNICAS.

TITULO:	RECRECIMIENTO DEL DEPÓSITO DE RELAVES		
PROYECTO:	ANÁLISIS COMPARATIVOS ENTRE LOS MÉTODOS DE RECRECIMIENTO EN UN DEPOSITO DE RELAVES TIPO PULPA EN CAJAMARCA		
ESCALA:	INDICADA	FECHA:	03/12/2020
		DISERO/GAD:	MTHM/SJMC