



OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL DE UNA PRESA A GRAVEDAD CON ELEMENTOS FINITOS

TESIS

Para Obtener El Título Profesional De
Ingeniero Civil

AUTOR:

Yuri Alexander Bustamante Vásquez

ASESOR:

MSc. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno

DICIEMBRE 2017

Copyright © 2017 por Yuri Alexander Bustamante Vásquez. Todos los derechos reservados.

DEDICATORIA

A mis padres Osiel Bustamante Morales y Lila Magdalena Vásquez Tingal, por el deseo de superación que me formó y por el apoyo para realizar uno de mis sueños el de ser Ingeniero Civil.

A mis abuelos Adolfo Vásquez Arrobas y Rita Tingal Tapia, por cuidarme y recibido consejo para ser persona de bien.

AGRADECIMIENTOS

Gracias a mi familia por la educación que me brindó en base a la ética y la moral.

A mi Alma Mater Universidad Nacional de Cajamarca “Norte de la Universidad Peruana”, por la educación recibida durante mi formación profesional como Ingeniero Civil.

Gracias a PhD. Hidrociencias Ing. José Andrés León Mostacero, por compartir su conocimiento y orientar mi espíritu de investigación.

Gracias a MSc. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno, por las facilidades dadas para el desarrollo de esta tesis.

RESUMEN

El objetivo de la optimización estructural es obtener un conjunto de valores de las variables de diseño que haga mínima una función objetivo cumpliendo una serie de restricciones dependientes, en la actualidad el método de elementos finitos esta aceptado como una técnica eficaz para obtener soluciones estructurales complejas utilizando Software como ANSYS 18.2 que realiza una serie de ciclos de análisis, modificación y evaluación obteniendo soluciones eficientes, el cual se utilizó en este trabajo de investigación llevado a cabo en los estudios del Proyecto de Inversión Pública “Mejoramiento y Ampliación del Servicio de Agua para Riego en los Caseríos de Toledo, Bellavista, Ayambía y Los Higos – Represa Huaynamango, Distrito de Santa Cruz de Toledo – Contumazá - Cajamarca”, el cual aplicó el método de Tanteos bidimensional (coeficiente de seguridad) para el diseño de la presa. El objetivo principal de esta investigación es demostrar que la aplicación de la metodología de elementos finitos mediante simulaciones optimiza un 10% el diseño estructural de la presa investigado así el problema de diseño óptimo cuya función objetivo a minimizar es el volumen de concreto, analizando su comportamiento estático estructural y obteniendo el diseño óptimo con una parametrización de variables. Finalmente se logró minimizar en 14.75% el volumen de concreto, 13.73% el ancho de la base y 25.57% la altura de coronación siendo este dimensionamiento el adecuado en términos técnicos ya que no superan los límites de elasticidad del material, y económicos logrando reducir el presupuesto en un 7.15% representando un ahorro de inversión de S/.447,973.10.

PALABRAS CLAVE: Optimización, presa, elementos finitos, simulaciones, variables.

ABSTRACT

The objective of the structural optimization is to obtain a set of values of the design variables that minimizes an objective function fulfilling a series of dependent constraints, at present the finite element method is accepted as an effective technique to obtain complex structural solutions using Software such as ANSYS 18.2 that performs a series of analysis, modification and evaluation cycles obtaining efficient solutions, which was used in this research work carried out in the studies of the Public Investment Project "Improvement and Expansion of Water Service for Irrigation in the hamlets of Toledo, Bellavista, Ayambía and Los Higos - Represa Huaynamango, District of Santa Cruz de Toledo - Contumazá - Cajamarca ", which applied the bidimensional method of two-dimensional (safety coefficient) for the design of the dam. The main objective of this research is to demonstrate that the application of finite element methodology through simulations optimizes 10% the structural design of the dam investigated and the optimal design problem whose objective function to minimize is the volume of concrete, analyzing its behavior static structural and obtaining the optimal design with a parameterization of variables. Finally it was possible to minimize in 14.75% the volume of concrete, 13.73% the width of the base and 25.57% the height of coronation I feel this dimensioning the adapting in technical terms since they do not exceed the limits of elasticity of the material, and economic managing to reduce the budget at 7.15%, representing an investment saving of S / .447,973.10.

KEY WORDS: Optimization, dam, finite elements, simulations, variables.

ÍNDICE

ÍNDICE vii

Capítulo I INTRODUCCIÓN	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	3
1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	3
1.4. OBJETIVOS	4
1.4.1. Objetivo general	4
1.4.2. Objetivos específicos	4
1.5. HIPÓTESIS	4
1.6. ALCANCES	4
1.7. LIMITACIONES	4
Capítulo II MARCO TEÓRICO	6
2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN	6
2.1.1. Antecedentes generales	6
2.1.2. Casos de estudio en el mundo	8
2.1.3. Casos de estudio en el Perú	9
2.2. BASES TEÓRICAS	10
2.2.1. Diseño estructural de presas de tipo gravedad	10
2.2.1.1. Fuerzas actuantes	10
2.2.1.2. Combinación o solicitaciones de carga y niveles del embalse.	17
2.2.1.3. Análisis de estabilidad y predimensionamiento	18
2.2.2. El método de los elementos finitos aplicado al análisis estructural	23
2.2.2.1. Teoría de la elasticidad	26
2.2.2.2. Teorías de fallo	34
2.2.3. Optimización estructural	38
2.2.3.1. Diseño por prueba y error	38
2.2.3.2. Diseño optimizado	39

2.2.4.	Optimización estructural con el Software ANSYS.....	40
2.2.4.1.	Sistema de correlación de parámetros.....	44
Capítulo III	MATERIALES Y MÉTODOS	53
3.1.	UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL PROYECTO	53
3.1.1.	Ubicación política del área de beneficio	53
3.1.2.	Ubicación política de la presa Huaynamango.....	53
3.1.3.	Ubicación geográfica	53
3.2.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	53
3.3.	TIPO DE INVESTIGACIÓN	54
3.3.1.	Área de Investigación	54
3.3.2.	Muestra de Investigación	55
3.4.	PROCEDIMIENTO.....	55
3.4.1.	Análisis del diseño base de la Presa Huaynamango	55
3.4.1.1.	Análisis hidráulico del vaso de almacenamiento	55
3.4.1.2.	Diseño hidráulico de la obra de excedencias	58
3.4.1.3.	Altura máxima de la cortina.....	59
3.4.1.4.	Diseño hidráulico de la obra de toma	60
3.4.1.5.	Diseño cimacio tipo Creager.....	60
3.4.1.6.	Diseño del salo Ski.....	61
3.4.1.7.	Estabilidad de la presa.	62
3.4.1.8.	Cálculo del centro de gravedad y peso propio del muro.....	63
3.4.1.9.	Cálculo de empuje de tierras, sedimentos o azolves.....	64
3.4.1.10.	Cálculo de empuje de tierras, sedimentos o azolves.....	64
3.4.1.11.	Presión hidrostática y punto de aplicación.....	64
3.4.1.12.	Empuje cuando el agua esta hasta la cresta vertedora	64
3.4.1.13.	Subpresión.....	64
3.4.1.14.	Factor de seguridad al deslizamiento	65
3.4.1.15.	Costo de la presa	66
3.4.2.	Visita de campo:	70

3.4.3.	Análisis estático estructural del diseño inicial	72
3.4.3.1.	Geometría.....	72
3.4.3.2.	Ingeniería de materiales	75
3.4.3.3.	Fuerzas	80
3.4.3.4.	Restricciones, mallado y asignación de cargas	81
3.4.3.5.	Comportamiento estructural (Análisis estático estructural).....	83
3.4.4.	Optimización estructural paramétrica	92
3.4.4.1.	Parámetros de optimización	92
3.4.4.2.	Ajuste y validación del diseño	96
3.4.4.3.	Proceso de optimización	102
Capítulo IV	ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	107
4.1.	OPTIMIZACIÓN DE LA GEOMETRÍA	107
4.2.	OPTIMIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	109
4.2.1.	Deformación total	109
4.2.2.	Tensiones principales.....	109
4.2.3.	Distancia de deslizamiento	110
4.2.4.	Separación presa (concreto) – cimentación (roca).....	110
4.3.	OPTIMIZACIÓN DEL COSTO	117
4.4.	DIAGRAMA DE FLUJO DE OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL	118
Capítulo V	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	119
5.1.	CONCLUSIONES	119
5.2.	RECOMENDACIONES	120
5.3.	INVESTIGACIONES FUTURAS	121
BIBLIOGRAFÍA	122
APÉNDICE	125

LISTA DE TABLAS

Tabla 01: Prueba de hipótesis – Relevancia del valor de correlación. Recuperado de ANSYS 17.0 HELP VIEWER – Release 17.0 - © SAS IP, Inc. All rights reserved	46
Tabla 02: Capacidades de vaso de almacenamiento de la Presa Huaynamango. Recuperado de (Corporación Andina - Estudio Hidráulico, 2013, pág. 9)	55
Tabla 03: Volumen aprovechable de almacenamiento. Recuperado de (Corporación Andina - Estudio Hidráulico, 2013, pág. 11).....	57
Tabla 04: Capacidad muerta, útil y total de almacenamiento. Recuperado de (Corporación Andina - Estudio Hidráulico, 2013, pág. 12).....	58
Tabla 05: Coordenadas – Perfil tipo Creager. Recuperado de (Corporación Andina - Estudio Hidráulico, 2013, pág. 15)	61
Tabla 06: Datos de diseño – Presa Huaynamango. Recuperado de (Corporación Andina - Estudio Hidráulico, 2013, pág. 18).....	63
Tabla 07: Centro de gravedad – Presa Huaynamango. Recuperado de (Corporación Andina - Estudio Hidráulico, 2013, pág. 19).....	63
Tabla 08: Estabilidad – Presa de tipo Gravedad Huaynamango.....	66
Tabla 09: Presupuesto base – presa de concreto Huaynamango.....	68
Tabla 10: Parámetros del diseño inicial	73
Tabla 11: Parámetros del estudio.....	73
Tabla 12: Propiedades físicas del Concreto	77
Tabla 13: Propiedades físicas del material de cimentación	79
Tabla 14: Propiedades físicas del contacto concreto – roca arenisca	80
Tabla 15: Localización y valor de la deformación total máxima y mínima	86
Tabla 16: Localización u valor de las tensiones principales máximas y tensión máxima de corte	90
Tabla 17: Localización y valor de la distancia de deslizamiento máximo y mínimo	92
Tabla 18: Parámetros de optimización.....	94
Tabla 19: Parámetros de correlación – Análisis paramétrico	96
Tabla 20: Parámetros de sensibilidad – Análisis paramétrico	99
Tabla 21: Parámetros de determinación – Análisis paramétrico	100
Tabla 22: Optimización función objetivo	107

Tabla 23: Optimización de variables de entrada.....	107
Tabla 24: Optimización – Deformación total	109
Tabla 25: Optimización – Tensiones principales máximas y tensión máxima de corte	109
Tabla 26: Optimización – Distancia de deslizamiento	110
Tabla 27: Optimización – Separación de contacto	110
Tabla 28 – Optimización del costo	117

LISTA DE FIGURAS

Figura 01: Optimización natural de la estructura de un árbol, como resultado de la evolución. Concepción estructural de elementos de apoyo, de mínimo peso, inspirada en la optimización de la naturaleza. Nuevo aeropuerto Stuttgart. [Fotos R. Parra]. Recuperado de (Parra, 2013, pág. 1)	6
Figura 02: Versión original y optimizada del voladizo estudiado por Galileo 1638. Recuperado de (Parra, 2013, pág. 3).....	7
Figura 03: Distribución de la fuerza hidrostática. Recuperado de (Cánovas, 1998, pág. 52)..	11
Figura 04: Máxima altura de ola (m) en función de la velocidad del viento (Km/h), su duración (h) y la línea de apara (km), según USA Corps of Engineers. Recuperado de (Cánovas, 1998, pág. 71)	15
Figura 05: Fetch (distancia máxima F en recta desde la presa hasta la orilla más lejana. Recuperado de (Cánovas, 1998, pág. 72)	16
Figura 06: Sobreelevación de la ola. Recuperado de (Cánovas, 1998, pág. 72).....	16
Figura 07: Estabilidad al vuelco - presa de tipo gravedad. Recuperado de (Cánovas, 1998, pág. 141).....	19
Figura 08: Plano de presunto deslizamiento sub-horizontal. Recuperado de (Cánovas, 1998, pág. 143)	20
Figura 09: Fuerzas actuantes en una presa de tipo gravedad entre $h=0$ o $y=h$ por metro de ancho. Recuperado de (Marroquín, 2015, pág. 46).....	20
Figura 10: Discretización de la presa y el terreno de apoyo en los estudios previos de la presa rules (izquierda) y Casasola (Derecha). Recuperado de (Cascón & Hernández, 2001, pág. 465)	23
Figura 11: Simulación numérica, Recuperado de (Díaz García, Baldomir García, & Romera Rodríguez, 2013, pág. 12)	25
Figura 12: Tipo de Esfuerzos Limite. Recuperado de ANSYS 17.0 HELP VIEWER – Release 17.0 - © SAS IP, Inc. All rights reserved	26
Figura 13: Cuerpo sometido a sistema de fuerzas. Recuperado de (López & Vázquez, 2001, pág. 1)	27
Figura 14: Cuerpo sometido a sistema de fuerzas. Recuperado de (López & Vázquez, 2001, pág. 2)	27
Figura 15: Paralelepípedo elemental. Recuperado de (López & Vázquez, 2001, pág. 2)	28
Figura 16: Estado de deformaciones. Recuperado de (López & Vázquez, 2001, pág. 2)	29

Figura 17: Vectores de deformación. Recuperado de ANSYS 17.0 HELP VIEWER – Release 17.0 - © SAS IP, Inc. All rights reserved	32
Figura 18: Volumen infinitesimal en un punto arbitrario. Recuperado de ANSYS 17.0 HELP VIEWER – Release 17.0 - © SAS IP, Inc. All rights reserved	33
Figura 19: Tensión de corte máximo – Círculos de Mohr. Recuperado de ANSYS 17.0 HELP VIEWER – Release 17.0 - © SAS IP, Inc. All rights reserved	34
Figura 20: Diseño por prueba y error. Adaptado y recuperado de (Tomás Espín, 2007, pág. 1)	39
Figura 21: Diseño optimizado. Adaptado y recuperado de (Tomás Espín, 2007, pág. 1)	40
Figura 22: Diseño óptimo con Software ANSYS 18.2. Recuperado de Recuperado de ANSYS 17.0 HELP VIEWER – Release 17.0 - © SAS IP, Inc. All rights reserved	42
Figura 23: Relevancia de coeficiente correlación – p valor de coeficiente de correlación. Recuperado de ANSYS 17.0 HELP VIEWER – Release 17.0 - © SAS IP, Inc. All rights reserved.....	46
Figura 24: Relevancia de R^2 – contribución. Recuperado de ANSYS 17.0 HELP VIEWER – Release 17.0 - © SAS IP, Inc. All rights reserved.....	49
Figura 25: Matriz de correlación (Ejemplo) – contribución. Recuperado de ANSYS 17.0 HELP VIEWER – Release 17.0 - © SAS IP, Inc. All rights reserved.	50
Figura 26: Matriz de determinación (Ejemplo) – contribución. Recuperado de ANSYS 17.0 HELP VIEWER – Release 17.0 - © SAS IP, Inc. All rights reserved.	51
Figura 27: Tabla de sensibilidades (Ejemplo) – contribución. Recuperado de ANSYS 17.0 HELP VIEWER – Release 17.0 - © SAS IP, Inc. All rights reserved.	52
Figura 28: Curva de Área – Capacidades del vaso de almacenamiento. Recuperado de (Corporación Andina - Estudio Hidráulico, 2013, pág. 11)	57
Figura 29: Sección transversal de cortina – Presa Huaynamango. Recuperado de (Corporación Andina - Estudio Hidráulico, 2013, pág. 13).....	59
Figura 30: Sección del cimacio – Vertedor presa Huaynamango. Recuperado de (Corporación Andina - Estudio Hidráulico, 2013, pág. 14).....	60
Figura 31: Sección típica transversal – Salto Ski.....	61
Figura 32: Sección transversal – Distancia de lanzamiento y caída del manto	62
Figura 33: Forma de la Presa Huaynamango de concreto. Recuperado de (Corporación Andina - Estudio Hidráulico, 2013, pág. 18)	62
Figura 34: Visita de campo al lugar donde se construirá la presa Huaynamango	71
Figura 35: Geometría inicial ANSYS R.18.2. (a) Presa de tipo gravedad Huaynamango 3D. (b) Sección trasversal de parametrización.....	74

Figura 36: Efecto - Cargas sostenidas de compresión. Recuperado de (Ottazzi Pasino, 2004, pág. 21)	75
Figura 37: (a) Geometría. (b)Mallado. (c) Contacto. (d) Restricciones. (e)Peso propio de presa. (f) Carga Peatonal. (g) Carga hidrostática. (f) Subpresión	82
Figura 38: Sección típica de análisis de una presa de tipo gravedad de concreto. Recuperado de (Hazrat Ali, Rabiul Alam, Naimul Haque, & Jahangir Alam, 2012, pág. 19).....	84
Figura 39: Deformaciones Totales – Plano Isométrico.....	85
Figura 40: Deformaciones Totales – Plano XY, Z = 25.00 m	86
Figura 41: Tensión principal máxima (Tracción) – Plano Isométrico	87
Figura 42: Tensión principal máxima (Tracción) – Plano XY, Z = 25.00 m	87
Figura 43: Tensión principal mínima (Compresión) – Plano Isométrico	88
Figura 44: Tensión principal máxima (Tracción) – Plano XY, Z = 25.00 m	88
Figura 45: Tensión máxima de corte – Plano Isométrico	89
Figura 46: Tensión máxima de corte – Plano XY, Z = 25.00 m.....	89
Figura 47: Distancia de deslizamiento – Plano XY – Cara izquierda.....	91
Figura 48: Distancia de deslizamiento – Plano XY – Cara derecha	91
Figura 49: Distancia de deslizamiento – Plano XZ	92
Figura 50: Esquema de flujo final – Optimización Estructural	93
Figura 51: Diagrama de flujo final – Optimización Estructural – ANSYS 18.2.....	95
Figura 52: Matriz de correlación – Análisis paramétrico – ANSYS 18.2	96
Figura 53: Gráfico de sensibilidades – Análisis paramétrico – ANSYS 18.2	98
Figura 54: Matriz de determinación – Análisis paramétrico – ANSYS 18.2	101
Figura 55 Gráfico de dispersión de correlación – Volumen de concreto (P4) vs ancho de la base de la presa (P1) – Análisis de optimización – ANSYS 18.2	102
Figura 56: Gráfico de dispersión de correlación - Deformación total máxima (P5) vs ancho de la base de la presa (P1) – Análisis de optimización – ANSYS 18.2	103
Figura 57: Gráfico de dispersión de correlación - Deformación total máxima (P5) vs altura de coronación de la presa (P3) – Análisis de optimización – ANSYS 18.2.....	104
Figura 58: Gráfico de dispersión de correlación – Margen de seguridad mínimo (P6) vs altura de coronación de la presa (P3) – Análisis de optimización – ANSYS 18.2.....	105
Figura 59: Gráfico de dispersión de correlación – Distancia de deslizamiento máximo (P7) vs ancho de la base de la presa (P1) – Análisis de optimización – ANSYS 18.2.....	105

Figura 60: Gráfico de dispersión de correlación – Distancia de separación mínima presa y cimentación (P8) vs ancho de la base de la presa (P1) – Análisis de optimización – ANSYS 18.2	106
Figura 61: Optimización de la geometría - ANSYS R.18.2. (a), (c) Presa de tipo gravedad Huaynamango 3D. (b), (d) Sección transversal de parametrización	108
Figura 62: Optimización de la deformación total - ANSYS R.18.2. (a), (c) Isométrico. (b), (d) Plano XY, para $Z = 25.50$	111
Figura 63: Optimización tensión principal máxima - ANSYS R.18.2. (a), (c) Isométrico. (b), (d) Plano XY, para $Z = 25.50$ m.	112
Figura 64: Optimización tensión principal mínima - ANSYS R.18.2. (a), (c) Isométrico. (b), (d) Plano XY, para $Z = 25.50$ m.	113
Figura 65: Optimización tensión máxima de corte - ANSYS R.18.2. (a), (c) Isométrico. (b), (d) Plano XY, para $Z = 25.50$ m.....	114
Figura 66: Optimización distancia de deslizamiento - ANSYS R.18.2. (a), (c) Cara izquierda de la presa. (b), (d) Cara derecha de la presa.....	115
Figura 67: Separación Presa – Cimentación (roca arenisca) - ANSYS R.18.2. (a), (c) Cara izquierda de la presa. (b), (d) Plano YZ – $X = 0.00$ m.	116
Figura 68: Diagrama de flujo de optimización paramétrica	118

Capítulo I

INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El Perú tiene una disponibilidad hídrica promedio por habitante al año de 64000 metros cúbicos siendo el octavo país con la mayor cantidad de agua para consumo humano en el mundo, aunque según la Autoridad Nacional del Agua todos los años se pierden 5000 millones de metros cúbicos de los caudales de las 62 cuencas que desembocan en el Océano Pacífico debido a la carencia de adecuada infraestructura hidráulica y la falta de construcción y mantenimiento de presas, cantidad suficiente para irrigar 100.000 hectáreas de cultivos en la costa peruana.

Así mismo el Comité Nacional de Grandes Presas refiere que el país posee el cinco por ciento de la disponibilidad hídrica del mundo, aunque la mayor cantidad de esos recursos van a la vertiente del Atlántico en donde solo habita el 26 por ciento de la población y en menor cantidad (1.8 por ciento) del recurso hídrico se dirige a la vertiente del Pacífico en donde habita el 70 por ciento de la población peruana que se beneficia con solo tres meses de lluvia al año, para aprovechar el agua de forma permanente se han construido en los últimos 50 años 54 presas que permiten regular escasamente entre 2000 y 3000 millones de metros cúbicos, siendo necesario ampliar el número de presas en un futuro a un ritmo de una por año hasta el 2050 para satisfacer la demanda creciente por el recurso hídrico en el Perú y enfrentar los nuevos retos que plantea el cambio climático y el crecimiento de la población a un ritmo acelerado para una adecuada gestión de nuestro país.

En la actualidad el Perú cuenta con 743 presas de las cuales 30 se ubican en la región de Cajamarca inventariadas según el Inventario de Presas del Perú del Ministerio de Agricultura y Riego y la Autoridad Nacional del Agua, teniendo en cuenta la finalidad de uso las presas con fines de riego ocupan el primer lugar en un total de 553 y según su tipología predominan las presas de tipo gravedad. Estas presas en su mayoría

evidencian una situación de abandono por problemas estructurales, de construcción y operación.

En la región de Cajamarca se ejecutarán cinco proyectos de represas con fines de irrigación en las provincias de Hualgayoc, San Miguel, Cutervo y Cajamarca que se encuentran a nivel de perfil técnico y 2 proyectos de represas en las provincias de Chota y Contumazá a nivel de expediente técnico siendo una estas el Proyecto de Inversión Pública “Mejoramiento y Ampliación del Servicio de Agua para Riego en los Caseríos de Toledo, Bellavista, Ayambía y Los Higos – Represa Huaynamango, Distrito de Santa Cruz de Toledo – Contumazá - Cajamarca”. Esta investigación en base a los estudios preliminares del proyecto antes mencionado y al Oficio N° 0014 – 2015-MINAGRI-DVDIAR/GIAR-DG se ha previsto establecer como una alternativa de solución optimizar el diseño de la Represa Huaynamango puesto que se encuentra observado en el Marco del Fondo Mi Riego, principalmente porque la inversión por familia y hectárea supera los S/. 45,000.00 nuevos soles.

El diseño tradicional de presas de tipo gravedad se basa en un conjunto de teorías (resistencia de materiales) que permiten al proyectista establecer materiales y geometrías necesarias para soportar esfuerzos y reacciones frente a sollicitaciones de carga. Estos diseños generalmente no serán óptimos desde el punto de vista económico o de ahorro de materiales, ya que se encuentran afectados por una serie de decisiones subjetivas durante el proceso de diseño. De este modo los proyectistas tomarán decisiones a partir de modelos llevados cabo con éxito anteriormente llegando a soluciones diferentes perfectamente factibles desde el punto de vista de la resistencia estructural y estabilidad. El diseño de la presa Huaynamango no es ajena a esta problemática ya que se utilizó el método de estabilidad bidimensional por tanteos determinando únicamente su factor de seguridad, este diseño tradicional es un proceso iterativo unidireccional donde se va modificando la geometría de la sección crítica del diseño inicial de este modo en cada etapa se comprueba el cumplimiento de las restricciones de seguridad y se propone modificaciones a realizar en la geometría para la siguiente etapa siendo este proceso extremadamente costoso para un cálculo manual presentando una única solución.

En este contexto, esta investigación propone utilizar los métodos de optimización modernos basados en técnicas de programación matemática capaces de abordar soluciones diversas y dispersas a geometrías de presas complejas. Como se analizará en los presentes capítulos, ésta investigación logra un método de diseño automatizado, basado en elementos finitos que proporciona al diseñador un conjunto de soluciones estructurales óptimas, desde el punto de vista de geometría (volumen y dimensiones), comportamiento (requerimientos de resistencia y estabilidad) y costos.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿En cuánto optimiza la simulación con elementos finitos el diseño estructural de la presa Huaynamango en comparación con lo propuesto en los estudios del Proyecto de Inversión Pública “Mejoramiento y Ampliación del Servicio de Agua para Riego en los Caseríos de Toledo, Bellavista, Ayambía y Los Higos – Represa Huaynamango, Distrito de Santa Cruz de Toledo – Contumazá - Cajamarca”?

1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

Esta investigación se realiza con el propósito de aportar al conocimiento existente sobre el uso del Método de Elementos Finitos, como instrumento de análisis y diseño estructural en presas de tipo gravedad mediante modelamientos estructurales automatizados con el Software ANSYS 18.2, cuyos resultados de esta investigación será una propuesta para ser incorporado como una alternativa de diseño y análisis, ya que se estaría demostrando que el uso de nuevas tecnologías y métodos de análisis y diseño en comparación a otros métodos de diseño bidimensionales por tanteos (factores de seguridad) generan resultados óptimos en relación a su geometría, comportamiento estructural y costos. Además esta investigación se realiza porque existe la necesidad de minimizar la utilización de recursos y consecuentemente mejorar la rentabilidad de los Proyectos de Inversión Pública específicamente en proyectos donde intervienen la construcción de Presas para almacenamiento de agua, generación de energía y riego que es el caso de la Presa Huaynamango del Proyecto de Inversión Pública “Mejoramiento y Ampliación del Servicio de Agua para Riego en los Caseríos de Toledo, Bellavista, Ayambía y Los Higos – Represa Huaynamango, Distrito de Santa Cruz de Toledo – Contumazá - Cajamarca” en la región de Cajamarca y el Perú.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo general

Optimizar estructuralmente una presa de tipo gravedad con elementos finitos mediante simulaciones asistido con el software ANSYS 18.2.

1.4.2. Objetivos específicos

- Optimizar la geometría de la presa adoptada en el proyecto.
- Optimizar el comportamiento estructural de la presa.
- Optimizar el costo de la presa determinada en el proyecto.

1.5. HIPÓTESIS

La simulación con elementos finitos optimiza en un 10% el diseño estructural de la presa Huaynamango en comparación con lo propuesto en los estudios del Proyecto de Inversión Pública “Mejoramiento y Ampliación del Servicio de Agua para Riego en los Caseríos de Toledo, Bellavista, Ayambía y Los Higos – Represa Huaynamango, Distrito de Santa Cruz de Toledo – Contumazá - Cajamarca”.

1.6. ALCANCES

La siguiente investigación consiste en un Proceso de Optimización Estructural de una presa de tipo gravedad de concreto cuyo estudio de caso es la presa Huaynamango propuesta en el Proyecto de Inversión Pública “Mejoramiento y Ampliación del Servicio de Agua para Riego en los Caseríos de Toledo, Bellavista, Ayambía y Los Higos – Represa Huaynamango, Distrito de Santa Cruz de Toledo – Contumazá - Cajamarca” con la metodología de Elementos Finitos mediante simulaciones haciendo uso del Software ANSYS INC. 18.2.

1.7. LIMITACIONES

En el desarrollo de la investigación se presentaron las siguientes limitaciones:

- La presa Huaynamango no cuenta con un estudio de geología estructural para conocer las fuerzas y esfuerzos a los que está sometido el suelo que pueden

generar efectos desfavorables (fallas y fracturas), y geotécnico (caracterizar los macizos rocosos y determinar parámetros de diseño) detallado.

- El análisis estructural en los estudios de la presa Huaynamango únicamente se ha hecho por estabilidad bidimensional por tanteos calculando su coeficiente de seguridad, por lo que se plantea el análisis estructural estático con elementos finitos para determinar parámetros de resistencia y estabilidad para su posterior optimización.
- Otra limitación la constituye el tamaño de la muestra ya que es un caso típico lo que no posibilitará generalizar los resultados a obtener.

Capítulo II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN.

2.1.1. Antecedentes generales

La optimización de estructuras tiene su origen en la evolución como afirma el autor Parra, (2013) “La naturaleza ha invertido millones de años en la construcción y mejoramiento sistemático de las estructuras, desarrollando estrategias propias que le permiten adaptar sus sistemas a un ambiente en permanente evolución” (pág. 1) este desafío cumple un objetivo que es el de la optimización.

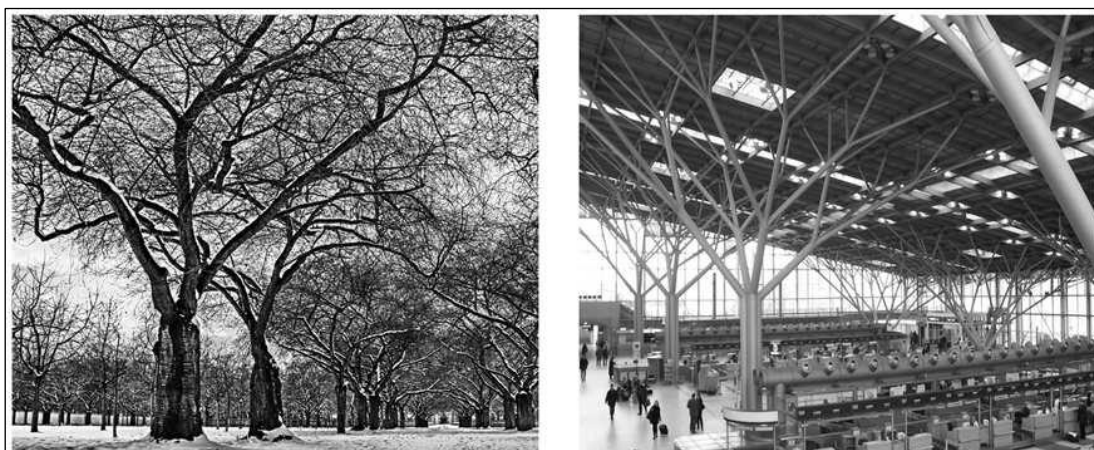


Figura 01: Optimización natural de la estructura de un árbol, como resultado de la evolución. Concepción estructural de elementos de apoyo, de mínimo peso, inspirada en la optimización de la naturaleza. Nuevo aeropuerto Stuttgart. [Fotos R. Parra]. Recuperado de (Parra, 2013, pág. 1)

Tomás, (2007), afirma que Michell en el año 1904 realizó la optimización de forma de un voladizo de estructuras articuladas una de las primeras aplicaciones de optimización estructural hasta los años 1950 que se buscó métodos de optimización en donde no tuviera que intervenir la experiencia del diseñador haciendo los cálculos más confiables, aunque el primer trabajo sobre optimización estructural se le atribuye a Galileo Galilei en su libro titulado “Discorsi e dimostrazioni matematiche

intorno a due nuove scienze attenenti alla meccanica e i movimenti locali”, obra de ciencia moderna donde se establece y se puso en práctica el método científico en la construcción moderna presentando sus observaciones sobre el flujo de esfuerzos en vigas voladizo.

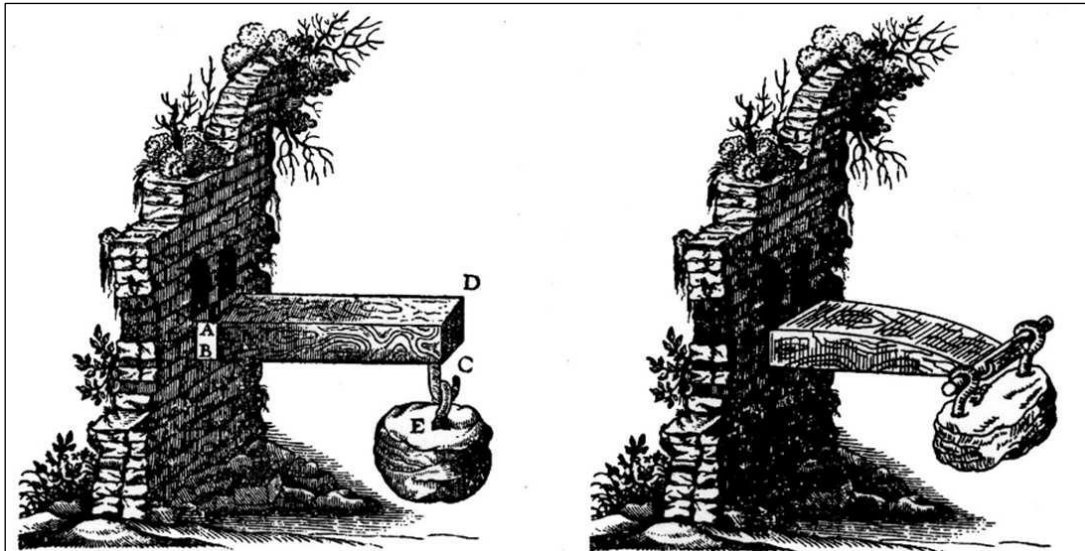


Figura 02: Versión original y optimizada del voladizo estudiado por Galileo 1638. Recuperado de (Parra, 2013, pág. 3)

Desde los principios de la década de 1960 se desarrolló la optimización estructural uniendo al método de elementos finitos y la programación matemática junto con el desarrollo de las computadoras, las cuales presentaron carencias por la gran cantidad de tiempo que requería la solución de problemas los que posteriormente se solucionaron aumentando la eficiencia de los programas de elementos finitos.

En la década de los años 1970 parte de los investigadores se dedicaron a resolver las ineficiencias de los métodos de optimización estructural:

- Cantidad de variables.
- Cantidad de restricciones de desigualdad.
- Funciones implícitas de las variables de diseño.

Posteriormente se desarrollaron programas preprocesadores que ayudaron a generar el modelo de diseño proporcionando información básica dada por el usuario, lo que minimizó el tiempo que emplea el programa en desarrollar el modelo con elementos

finitos. Es así que aparecieron los siguientes métodos de optimización los métodos clásicos como la programación lineal, lineal entera mixta, no lineal, estocástica, dinámica, y los métodos metaheurísticos los que se limitan a representar fenómenos de la naturaleza.

En los últimos años con respecto a la optimización estructural se ha implementado módulos de optimización en las herramientas computacionales, en donde de manera simultánea se realiza el proceso de análisis y diseño para optimizar los recursos. (Parra, 2013, págs. 10,11) afirma que:

La ingeniería estructural está relacionada con el aprovechamiento de los materiales con el fin de reducir los costos y hacer cada vez más competitiva, comercial y ambientalmente sostenible la labor del ingeniero estructural los que se ven en la necesidad de utilizar racional de los recursos. Para ello se expresó las teorías de análisis en los códigos y normativas de diseño que en un principio se orientó a garantizar la seguridad.

Existe un compromiso entre la optimización de recursos y la innovación en la ingeniería estructural aunque no se realice de forma consciente como las obras civiles realizadas en la edad media como las grandes cúpulas hasta llegar a la modernidad creando estructuras de bajo peso mucho tiempo antes que las teorías de optimización fueran presentadas formalmente, puesto que su compromiso y visión ya eran parte en la ingeniería estructural; un ejemplo son las estructuras de acero como resultado de una necesidad por optimizar el material fue el pasar de perfiles estructurales de forma circular y cuadrada al perfil angular y finalmente en la actualidad los perfiles de lámina delgada.

2.1.2. Casos de estudio en el mundo

Rubén, (2011), realizó la investigación: *Un Nuevo Enfoque de la Optimización de estructuras por el Método de los Elementos Finitos* de la Universidad Politécnica de Cataluña de Barcelona – 2011. De los resultados obtenidos la investigación llegó a las conclusiones:

Gracias al estudio del estado actual del arte de la optimización de estructuras, se puede afirmar que los problemas de optimización con soluciones de máxima rigidez no resuelven el problema típico en ingeniería, y por lo tanto tiene aplicaciones reducidas, ya que la ingeniería busca minimizar el coste, lo que se consigue con peso mínimo de la estructura.

La mayoría de los métodos destacan por la necesidad de tener una función objetivo buscando minimizar el peso de la estructura capaz de aguantar las cargas aplicadas. Una conclusión importante sobre la formulación matemática y el problema estructural se muestra en la potencia del Método de los Elementos Finitos capaz de dar el valor (aproximado, pero muy exacto con una buena malla) de las tensiones y de deformaciones con un coste computacional aceptable.

2.1.3. Casos de estudio en el Perú

Cancho, (2010), realizó la investigación: *Aplicación del Programa ANSYS para los Análisis de Estabilidad y Estados de Esfuerzos en Presas de Gravedad de Concreto* en la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga de Ayacucho – 2010. De los resultados obtenidos la investigación llegó a las conclusiones:

Del análisis por peso propio

- La irregularidad en la geometría de la sección transversal de la presa de tipo gravedad de material de concreto ocasiona desplazamientos en la dirección X. donde se esperaba que el desplazamiento sea nulo por la inercia actuante en la coordenada Y.
- Para evitar grietas por la contracción del fraguado del concreto los desplazamientos en la dirección Y (UY) y los esfuerzos en la dirección Y (SY) en el paramento aguas arriba (PA) superan en magnitud a los paramentos aguas abajo (PB).
- La variación de las rigideces de los elementos al pie del paramento aguas arriba PA y aguas abajo PB causa concentración de esfuerzos en la dirección X (sx) y el valor mayor se encuentra en la mayor cantidad de materiales.

Del análisis por empuje hidrostático

- En la región de la presa comprendida hasta los $\frac{2}{3}$ de su altura la presión del agua presenta valores máximos para los esfuerzos en la dirección X (sx) concordante con el punto de aplicación de la resultante de la presión hidrostática. Estos valores decrecen a medida que se alejan del paramento aguas arriba (PA).
- La distribución de esfuerzos en la dirección Y (SY) y S1 sobre una sección horizontal en la presa tiende a ser lineal y decreciente desde el paramento aguas arriba (PA).

Del análisis por temperatura

- A los 26,25 y 79 días de fraguado del concreto la temperatura en la región ancha y central de la presa presenta variaciones mínimas de 41 °C.
- La diferencia de temperatura entre ambos sectores da como resultado que se forman grietas en el paramento aguas arriba (PA) y en el paramento aguas abajo (PB).

Del análisis térmico estructural

- Se concentran esfuerzos de tensión (28 kg/cm²) en el paramento aguas arriba (PA) y en el paramento aguas abajo (PB) y de compresión (10 kg/cm²) en el núcleo. Debido a que el enfriamiento de la presa no es uniforme (paramentos y núcleo).

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. Diseño estructural de presas de tipo gravedad

2.2.1.1. Fuerzas actuantes

2.2.1.1.1. Peso propio

Cánovas, (1998), afirma que el peso propio es una fuerza pasiva fundamental y permanente para el análisis de estabilidad, depende de la forma, dimensiones y peso específico del material. En el caso de materiales como el concreto debe

tenerse en cuenta las diferencias de peso por la presencia de galerías, cámaras de válvula, compuertas, etc.

2.2.1.1.2. Empuje hidrostático

Cánovas, (1998), con respecto a la fuerza de empuje hidrostático en una presa de tipo gravedad afirma:

Es una fuerza activa fundamental desestabilizadora normal a una superficie equivalente al peso de la columna líquida de sección de dos componentes (Horizontal y Vertical) hasta el punto más bajo de la cimentación, siendo la primera preponderante en las presas de tipo gravedad, el máximo empuje hidrostático se da para el nivel máximo de embalse. Las componentes tienen siguientes ecuaciones:

$$H = \int_0^h y dy = \text{área } Obc = \frac{1}{2} h^2 \quad (2.1)$$

$$V = \int_0^h y dx = \text{área } Obc = h^2 \tan \frac{\alpha}{2} \quad (2.2)$$

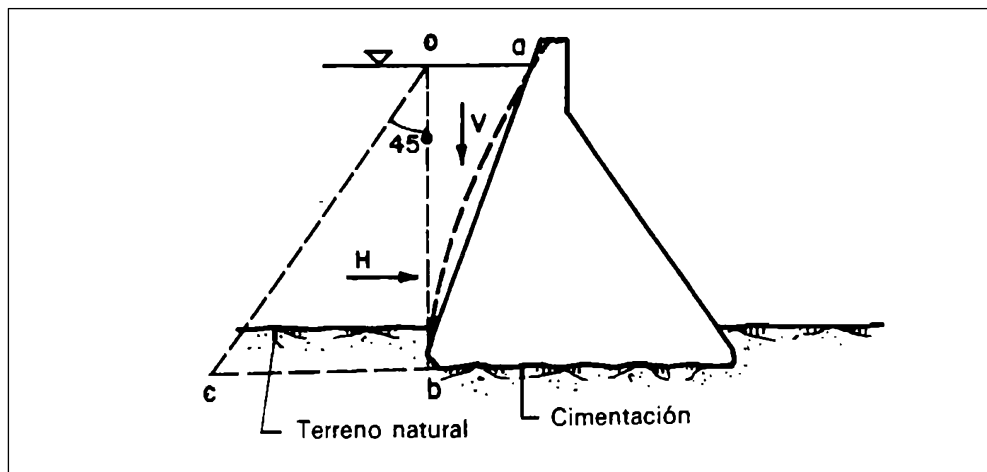


Figura 03: Distribución de la fuerza hidrostática. Recuperado de (Cánovas, 1998, pág. 52)

2.2.1.1.3. Filtración, presión intersticial.

Cánovas, (1998), con respecto a la filtración y presión intersticial en una presa de tipo gravedad afirma:

El contacto del embalse con la presa produce una pérdida de agua por infiltración, por sus poros, huecos o grietas. En presas de concreto de tipo gravedad la integral de las presiones internas a lo largo de la superficie genera una fuerza de subpresión contraria al peso que desestabiliza la presa a gravedad.

2.2.1.1.4. Efectos térmicos y de fraguado

Cánovas, (1998), sostiene con respecto a los efectos térmicos y fraguado en una presa de concreto de tipo gravedad:

Son propios de presas de material de concreto los que presentan efectos térmicos por los cambios de volúmenes y efectos de fraguado que sufre el concreto (reacción higroscópica) que producirá grietas debido a variaciones de temperatura presentes en estructuras delgadas. Este efecto de fraguado no se considera en el cálculo estructural de la presa ya que se controla con un correcto curado y el espesor de la presa hace que conserve humedad en su interior. Los efectos de las variaciones térmicas tienen dos causas, la primera que produce durante el proceso de fraguado del cemento que desprende una gran cantidad de calor y como consecuencia el incremento de la temperatura la cual se estabiliza a temperatura ambiente en mucho tiempo este efecto se mitiga para no considerarlo en el cálculo estructural con el uso de cementos de bajo calor, aditivos de moderación, enfriamiento de áridos, red de agua fría circulando en su interior, y la segunda producida por variaciones de temperatura del aire, agua del embalse y radiación solar las que se transmiten lentamente en su interior los cuales afectan a los paramentos deteriorándolos superficialmente los cuales se mitigan con una correcta ejecución o utilizando placas prefabricadas.

2.2.1.1.5. Seísmo

Cánovas, (1998), sostiene con respecto a los movimientos sísmicos:

En las presas produce los siguientes efectos: La oscilación produce tensiones suplementarias, los desplazamientos dan lugar a un empuje complementario

sobre el paramento, aumento de la presión intersticial en suelos saturados, desbordamiento, deslizamiento de estratos con mayor incidencia en zonas de alta sismicidad, en presas de tipo gravedad de altura menor a 100 m no presenta el fenómeno de resonancia dada su rigidez.

Para calcular el efecto del sismo sobre una presa se utiliza el método pseudo-estático (fuerza de masa equivalente en ambas direcciones que actúan en el centro de gravedad de la presa) la fuerza de masa con aceleración (βg , β coeficiente intensidad de sismo) más desfavorable es la vertical porque resta a la fuerza estabilizadora y horizontal porque suma a la fuerza hidrostática, el coeficiente β se aplica en su totalidad a la componente horizontal y 50% a la vertical.

Conocida la intensidad I para un periodo de retorno T (50, 100, 500, 1000 años) se tiene la aceleración βg (Formula de Murphy y O'Brien) para una presa de altura h y base th (suma de taludes t):

$$\text{Log} \beta g = 0.25I + 0.25 \quad (2.3)$$

$$H_{se} = \frac{h^2 t}{2} \beta \gamma, \text{ aplicado a } \frac{1}{3} \text{ de } h. \quad (2.4)$$

$$V_{se} = \frac{h^2 t}{2} 0.5 \beta \gamma \quad (2.5)$$

Para zonas de sismicidad baja no se realiza este análisis, para zonas de sismicidad media (0.05 – 0.10) se utiliza el método pseudo-estático, y para zonas de sismicidad alta se realizan estudios sísmicos dinámicos (interacción presa-cimentación).

Las subpresiones dinámicas se calculan con la fórmula de Westergaard para un creciente de aceleración respecto a la gravedad β , periodo de oscilación T , altura de presa h en metros, presión bajo el embalse p_w en ton/m²:

$$p_w = C_w \beta \sqrt{hy} \quad (2.6)$$

$$C_w = \frac{0.817}{\sqrt{1 - 0.72 \left(\frac{h}{304.8T}\right)^2}}, C_w = \begin{matrix} 0.984, \text{ para } h = 200 \text{ m} \\ 0.851, \text{ para } h = 100 \text{ m} \\ 0.820, \text{ para } h = 30 \text{ m} \end{matrix} \quad (2.7)$$

, su empuje total, de aplicación $2h/5$ sobre el pie de la presa es:

$$E_w = \frac{2}{3} C_w h^2 \beta \quad (2.8)$$

, y su momento respecto al pie del paramento

$$(M)E_w = \frac{4}{15} C_w h^3 \beta \quad (2.9)$$

Si el paramento es inclinado respecto a la dirección del seísmo, la subpresión se multiplicara por el coseno del ángulo de esa dirección con la normal del paramento.

2.2.1.1.6. Empuje de Sedimentos

Cánovas, (1998), con respecto al empuje de sedimentos en una presa de tipo gravedad de concreto afirma:

El empuje provocado por los sólidos en suspensión depositados en el fondo por el transcurrir del tiempo se suma al empuje hidrostático. “A falta de datos experimentales podría suponerse que los sedimentos transmiten a la presa un empuje hidrostático hasta la altura que se estime puedan alcanzar en un periodo largo” (Cánovas, 1998, pág. 70).

2.2.1.1.7. Oleaje

Cánovas, (1998), con respecto al oleaje sostiene:

El oleaje se produce por el viento (intensidad y continuidad) sobre la superficie del embalse debido a que los efectos dinámicos son menores, se suele considerar solamente el hecho de que el efecto del oleaje podría sobrepasar el nivel de coronación para lo cual se propone un nivel de resguardo o muretes en la coronación. Para el cálculo de la altura de la ola se tiene el ábaco de

Corps of Engineers de Estados Unidos, en embalses normales se utiliza el fetch (distancia máxima F en recta desde la presa a la orilla más lejana).

Formula de Stevenson para la altura de la ola:

$$a = 0.76 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \quad 2.10$$

Ábaco de Corps of Engineers de Estados Unidos:

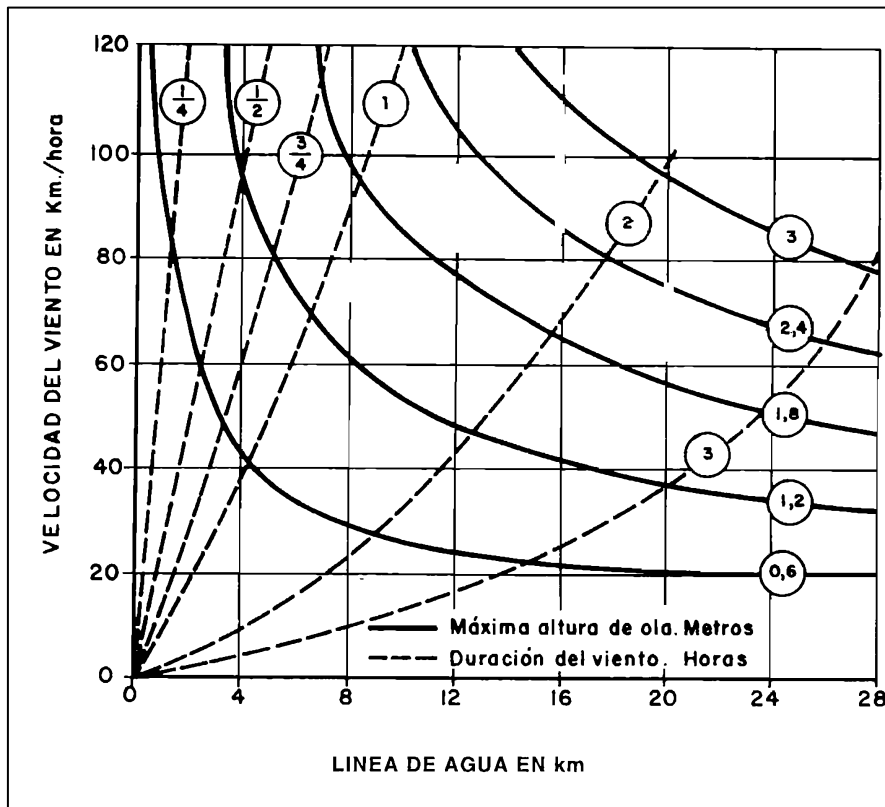


Figura 04: Máxima altura de ola (m) en función de la velocidad del viento (Km/h), su duración (h) y la línea de agua (km), según USA Corps of Engineers. Recuperado de (Cánovas, 1998, pág. 71)

Formula de Iribarren para la altura de la ola

$$a = 1.2\sqrt[4]{F} \quad 2.11$$

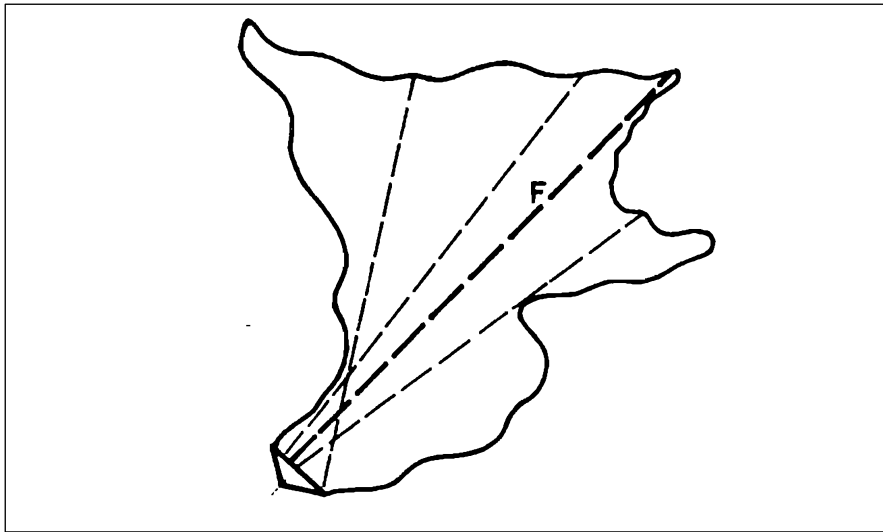


Figura 05: Fetch (distancia máxima F en recta desde la presa hasta la orilla más lejana. Recuperado de (Cánovas, 1998, pág. 72)

La altura a es la amplitud de la ola que al chocar con el paramento vertical sufre una sobreelevación

$$h = \frac{4}{3}a \quad 2.12$$

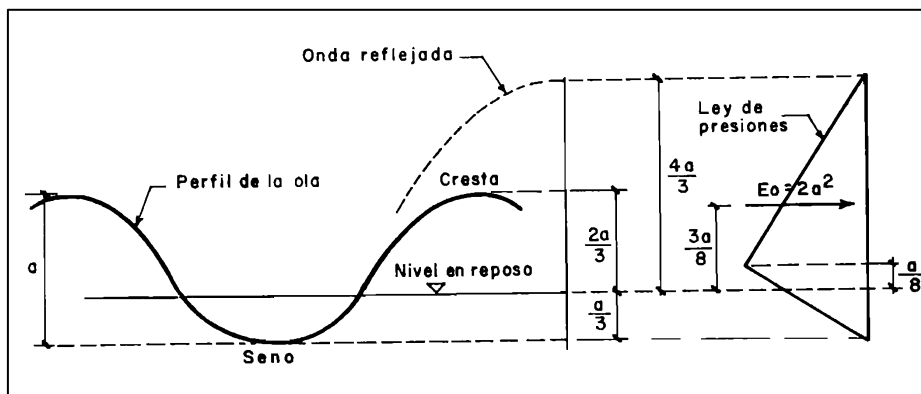


Figura 06: Sobreelevación de la ola. Recuperado de (Cánovas, 1998, pág. 72)

2.2.1.1.8. Empuje de Hielo

Cánovas, (1998), sostiene con respecto al empuje de hielo (suele ser nulo o despreciable salvo en presas ubicadas en altas montañas) las siguientes consideraciones:

Para capas de hielo con continuidad entre la presa y las orillas con espesores mayores a 0.20 m se considera un aumento de volumen en el agua del 10% y una presión horizontal equivalente a 10 ton/m² sobre la proyección vertical del área de contacto del hielo con el paramento, si el espesor es menor a 0.20 cm o no hay existencia de continuidad de la capa de hielo no se considera empuje sobre la presa.

2.2.1.1.9. Otras solicitaciones

Cánovas, (1998), con respecto a otras solicitaciones de carga presentes en una presa considera:

Se tiene que considerar otros efectos si están presentes en su diseño como efecto de frenado de vehículos si se tiene una vía sobre la coronación, viento en presas delgadas, entumecimientos tardíos del cemento por procesos químicos. Siendo los esfuerzos más importantes el empuje hidrostático, subpresión, temperatura, peso propio y sismos si lo requiera.

2.2.1.2. Combinación o solicitaciones de carga y niveles del embalse.

Cánovas, (1998), sostiene con respecto a los niveles de embalse y otras solicitaciones:

Para la carga fundamental del empuje hidrostático se consideran cuatro situaciones: Embalse vacío, (periodo de construcción) donde la carga hidrostática es nula. Puede ser simultánea con un sismo, variaciones térmicas y presiones internas, nivel máximo normal (NMN), nivel máximo de explotación en ausencia de avenidas, nivel para la avenida del proyecto (NAP), para dimensionar el aliviadero y nivel para la avenida extrema (NAE), Aunque sea remota sirve para la comprobación de la seguridad de la presa.

Según el grado de riesgo y permanencia se consideran tres tipos de combinaciones de carga:

Normales, Correspondientes al peso propio, empuje hidrostático, presiones intersticiales con el embalse a distintos niveles hasta el NMN, empuje de

sedimentos, temperatura y otros que se consideren concurrentes con apreciable persistencia.

Accidentales, controlables o no, pero de duración limitada, Empuje hidrostático hasta el NAP, Aumento anormal de las presiones hidrostáticas, acciones sísmicas, empuje de hielo, variaciones anormales de temperatura y otras acciones, si son de duración limitada.

Extremas, para situaciones límite, como crecidas extrema, avería de compuertas, sismos superiores a la región, oleaje, etc.

2.2.1.3. Análisis de estabilidad y predimensionamiento

Cánovas, (1998), sostiene con respecto al análisis de la estabilidad y predimensionamiento de una presa de tipo gravedad menor a 50 m de altura e hipótesis de estado tensional bidimensional, deformación plana y la no influencia del cimientado lo siguiente:

La presa como estructura de cumplir dos condiciones la de estabilidad para las solicitaciones de carga y resistencia del concreto para su coeficiente de seguridad.

La estabilidad del cimientado es una condición de estabilidad vertical en donde actúan fuerzas activas hacia abajo (peso propio, componente vertical de la fuerza hidrostática y eventualmente los sedimentos) y hacia arriba fuerzas activas (subpresión), pasiva (reacción vertical del cimientado) y accidentales (sísmo) para evitar su asentamiento.

La estabilidad al vuelco se garantiza con la ausencia de tracciones (R incida en el tercio central de la base) en la presa de tipo gravedad o para esto debe garantizarse que la resultante R se encuentre dentro del segmento AB (base de la presa) realizando la sumatoria de momentos M de las fuerzas activas respecto a B debe ser negativo. Para 1 m de ancho de presa, M_0 es el momento resultante de las fuerzas activas (sin la reacción del cimientado) respecto al

centro O de la base, V la suma de componentes verticales y «a» el ancho de la base; Las tensiones en los extremos de ésta son:

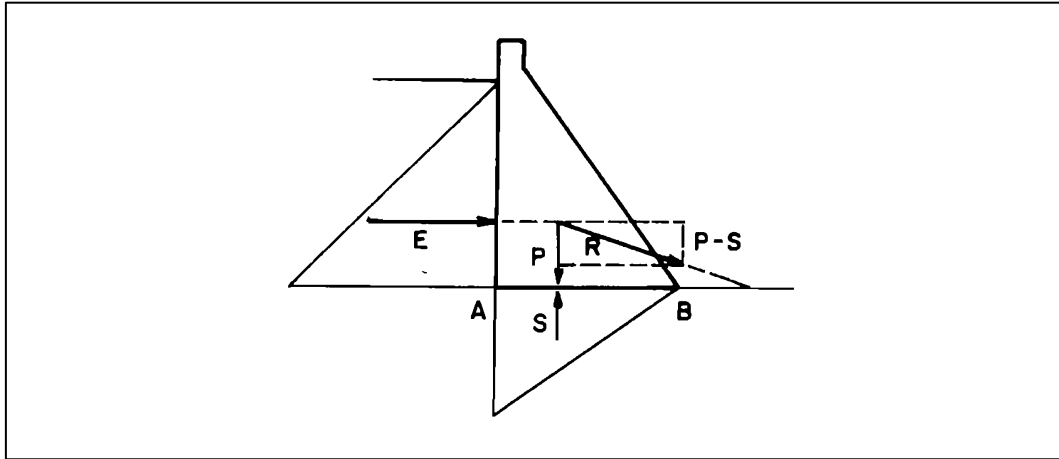


Figura 07: Estabilidad al vuelco - presa de tipo gravedad. Recuperado de (Cánovas, 1998, pág. 141)

$$\sigma = \frac{V}{a} \pm \frac{6M}{a^2} \quad 2.13$$

$$V \geq \frac{6M}{a}, \text{ condición de no tracción en A} \quad 2.14$$

La estabilidad al deslizamiento en presas de tipo gravedad es fundamentalmente estático donde actúa el empuje hidrostático, la cohesión y el rozamiento en el plano de contacto AA' entre los sólidos (1, presa de tipo gravedad) y (2, roca de fundación), siendo R (resultante de fuerzas actuantes), N y T (Componentes normal y tangencial), φ ángulo de rozamiento entre ambos sólidos, c (cohesión) fuerza/superficie y S (superficie de contacto entre roca y presa de tipo gravedad). Ante la incertidumbre de c puede prescindirse en el cálculo de la expresión (Cs/K_2) haciendo el cálculo más conservador ($Tg\varphi=0.9$, para $\varphi=42^\circ$; contacto roca-hormigón).

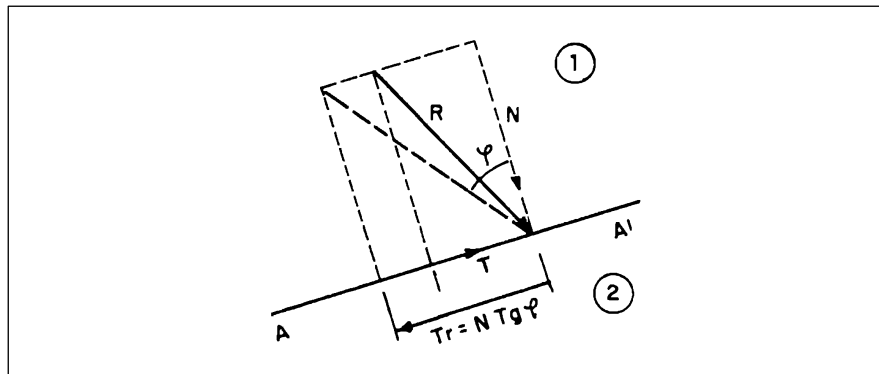


Figura 08: Plano de presunto deslizamiento sub-horizontal. Recuperado de (Cánovas, 1998, pág. 143)

$$T \leq \frac{Ntg\varphi}{K_1} + \frac{cS}{K_2} \begin{cases} \varphi = 42^\circ \text{ para el contacto roca hormigón} \\ \text{Situaciones normales } K_1 = 1.5 \text{ y } K_2 = 5 \\ \text{Situaciones accidentales } K_1 = 1.2 \text{ y } K_2 = 4 \end{cases} \quad 2.15$$

Para Marroquín, (2015), con respecto al análisis de estabilidad de presas de tipo gravedad sostiene:

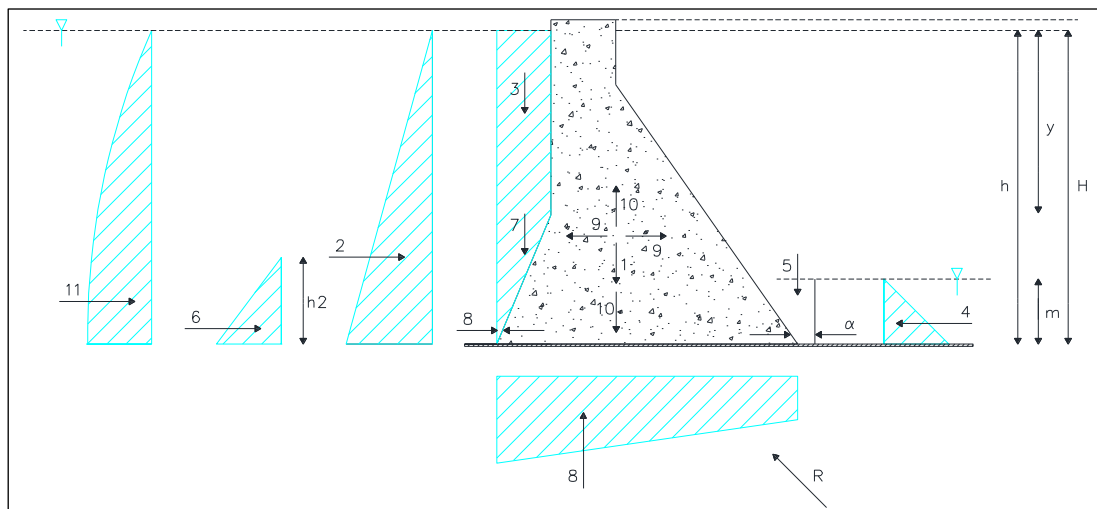


Figura 09: Fuerzas actuantes en una presa de tipo gravedad entre $h=0$ o $y=h$ por metro de ancho.

Recuperado de (Marroquín, 2015, pág. 46)

Las fuerzas actuantes en una presa para el análisis de estabilidad son (1) P peso propio, (2,3) F_o fuerzas debidas a la presión hidrostática del agua, sobre el paramento aguas arriba, (4,5) F_o similares a las anteriores sobre el paramento aguas abajo, (6,7) F_o fuerzas debidas a los depósitos de sedimentos, (8) U fuerza debida a supresiones, (9,10) F_2 fuerzas debidas a la acción del sismo sobre el cuerpo de la presa, (11) fuerza de sobrepresión debida a la acción del

sismo sobre el agua, (12) R fuerza resultante o equilibrante (reacción de la fundación).

El deslizamiento se calcula de acuerdo a la fórmula concordante (menor o igual) con el caso de carga analizada.

$$FSD = \frac{c \cdot b + [\sum F_V - U] + \tan \phi}{\sum F_H} \quad 2.16$$

Dónde:

- Fv : Suma de fuerzas verticales
- FH : Suma de fuerzas horizontales
- (U) : Fuerza total de subpresiones
- b : Ancho de la sección de la base
- c : Unidad de ancho sentido longitudinal
- f : Ángulo de fricción interna del concreto

Para condiciones normales a lo largo del concreto de la presa y la roca de fundación:

CASO DE CARGA	FSD
Operación Normal	3
Nivel Máximo	2
Condición extrema	1
Embalse Vacío	

En caso existiera algún plano de falla o debilidad en la fundación:

CASO DE CARGA	FSD
Operación Normal	4

Nivel Máximo	2.7
Condición extrema	1.3
Embalse Vacío	1.3

Una presa de tipo gravedad es estable al volcamiento.

Hazrat Ali, Rabiul Alam, Naimul Haque, & Jahangir Alam, (2012), sostiene que los modos de falla y estabilidad presentes en el diseño de una presa de tipo gravedad son:

Rotación, la presa volcará alrededor del dedo del pie cuando la resultante de las fuerzas actuantes este fuera de la presa.

Compresión, esta falla afecta directamente al material de construcción de la presa que al exceder sus tensiones permitidas este puede ser aplastado. La excentricidad de la fuerza resultante desde el centro de la base tiene valores permitidos entre $(-B/6, +B//6)$ y la distribución vertical de tensiones en la base se expresa como:

$$\rho_{\frac{max}{min}} = \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad 3.17$$

Tensión, las presas de tipo gravedad de concreto se diseñan para que no desarrollen ninguna tensión en toda su geometría ya que este material no soporta estos efectos para condiciones de carga severas se puede tomar como un valor máximo 500 KN/m².

Deslizamiento, ocurre cuando la fuerza horizontal neta sobre cualquier plano de la presa o en la base de la presa exceda la fricción desarrollada entre estas dos superficies el F.S.S. se determina por la expresión:

$$F.S.S. = \frac{\mu \sum V}{\sum H}, 0.65 < 0.75 \quad 2.18$$

2.2.2. El método de los elementos finitos aplicado al análisis estructural

Cascón y Bueno, (2001), con respecto al método de elementos finitos y las presas afirman:

Zienkiewicz en su libro “The Finite Elements Method in Structural and Continuum Mechanics” aplicó por primera vez este método en una presa a contrafuertes cimentada en una litoclasa, poco después se aplicaron en presas de tipo gravedad con modelos elásticos bidimensionales. Con el desarrollo de modelos tridimensionales se analizaron presas arco y otras de geometrías complejas. Siendo una de las primeras preocupaciones la validación del método dando lugar a Simposiums y Congresos (Southampton en 1964 y Londres 1968) los que realizaron comparaciones entre resultados de diferentes especialistas de distintos países con diferentes programas y métodos.

El método de elementos finitos permite realizar el análisis estructural de presas de diferentes materiales (plásticos, elasto-plásticos, elasto-visco-plásticos frente a cargas estáticas y dinámicas representados en las teorías de daño y en los modelos de fractura o fisuración. También se han estudiado el comportamiento tenso-deformacional (galerías, posos, etc.), el estudio de componentes hidráulicos (desagües de fondo, compuertas de aliviaderos, etc.), disminución de la rigidez en la coronación. Así como formulaciones acopladas sólido - fluido, presa - terreno de apoyo.

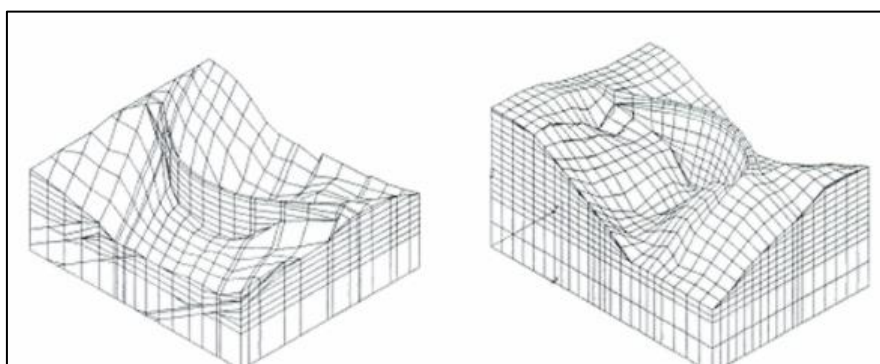


Figura 10: Discretización de la presa y el terreno de apoyo en los estudios previos de la presa rules (izquierda) y Casasola (Derecha). Recuperado de (Cascón & Hernández, 2001, pág. 465)

El objetivo de todo modelo numérico es garantizar la bondad de su diseño y su seguridad (conseguir simular el comportamiento a lo largo de su vida útil), por lo que se simulan los procesos (llenado, desembalse, excitaciones de carácter sísmico, etc.), sus patologías (daño, fisuración, licuación, desplazamiento, subpresión, filtraciones, etc.) garantizando los coeficientes de seguridad, así como los modelos elásticos y plásticos y mecánica de fractura elástica lineal.

Cánovas, (1998), con respecto al empleo del método de elementos finitos en el cálculo de tensiones en presas de tipo gravedad afirma:

Debido a la consideración más amplia de formas resistentes, acciones e influencias variadas y la deformabilidad del cimiento diferente al de la estructura se han desarrollado modelos matemáticos como el de los elementos finitos (económicos, flexibles, sencillos y rápidos) complementados con la mecánica para posterior rectificación del predimensionamiento. Para lo cual se siguen la siguiente secuencia de pasos:

- El continuo se divide, mediante líneas o superficies imaginarias, en una serie de subconjuntos llamados elementos finitos. Esta malla debe adecuarse en lo posible al contorno de la estructura
- Estos elementos están unidos entre sí mediante puntos llamados nodos. Siendo los desplazamientos de estos las incógnitas, dos elementos que no tengan nodos comunes son disjuntos.
- Se elige un conjunto de funciones que definan de forma unívoca el campo de desplazamientos nodales de dicho elemento junto con las ecuaciones constitutivas del material, definen el estado de tensiones en todo el elemento y por tanto en su contorno.
- Se determina un sistema de fuerzas concentradas en los nodos que equilibre las acciones sobre la estructura.
- Se resuelve el sistema de ecuaciones originado en el paso anterior obteniendo los movimientos en los nodos.

El proyectista puede emplear dos tipos de modelos para realizar el cálculo de una presa de tipo gravedad en función a grandes asimetrías en la cerrada, o

estratificación de la cimentación compleja para ello existen estudios paramétricos que nos permitirán un abanico de posibilidades de diseño y características de los materiales.

Díaz, Baldomir, & Romera, (2013), define a una estructura como “conjunto de elementos conectados de forma que cumplan una función resistente, soportando un estado de cargas en unas condiciones aceptables”; donde su diseño y análisis se puede realizar mediante simulaciones numéricas (Método de Elementos Finitos).



Figura 11: Simulación numérica, Recuperado de (Díaz García, Baldomir García, & Romera Rodríguez, 2013, pág. 12)

De las reflexiones anteriores (López & Vázquez, 2001), (Zienkiewicz & Taylor, 1994) y (Manual de uso de ANSYS, 2017) definen:

2.2.2.1. Teoría de la elasticidad

Una de las tantas aplicaciones de la Teoría de la Elasticidad es determinar el comportamiento de una estructura ante aplicaciones de cargas mediante la aplicación y resolución de sistemas de ecuaciones diferenciales (ecuaciones de campo o también llamados ecuaciones de gobierno) se complementan con las condiciones de contorno. Cuando una estructura es compleja y continua o se garantiza la continuidad de la estructura es necesario aplicar métodos aproximados modernos como el Método de los elementos finitos en la actualidad va teniendo mayor relevancia.

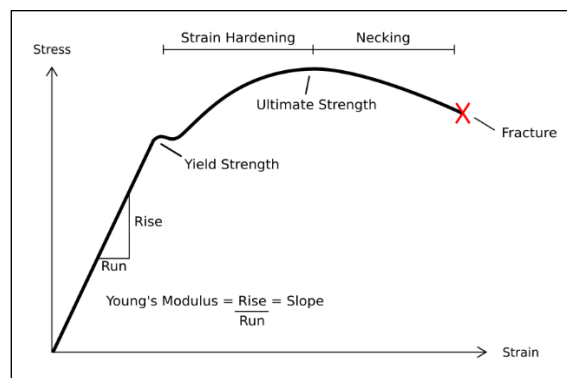


Figura 12: Tipo de Esfuerzos Limite. Recuperado de ANSYS 17.0 HELP VIEWER – Release 17.0 - ©

SAS IP, Inc. All rights reserved

La estructura se divide en partes llamados elementos finitos, interconectadas entre sí por puntos llamados nodos, el método de los elementos finitos reduce el problema elástico (análisis lineal y no lineal) a la resolución de un sistema de ecuaciones algebraicas.

2.2.2.1.1. Ecuaciones de Equilibrio

Un cuerpo sometido a un sistema de fuerzas aplicadas en cualquier parte del cuerpo que se muestra en la figura 13 y O el punto cualquiera del cuerpo donde se consideran que por acción de las cargas se producen esfuerzos y deformaciones. Para establecer y definir el origen del triedro se vincula al

punto O de coordenadas x, y, z, En el punto O está definido por el vector de esfuerzos $\{\sigma\} = \{\sigma_x \ \sigma_y \ \sigma_z \ \tau_{xy} \ \tau_{yz} \ \tau_{zx}\}^T$

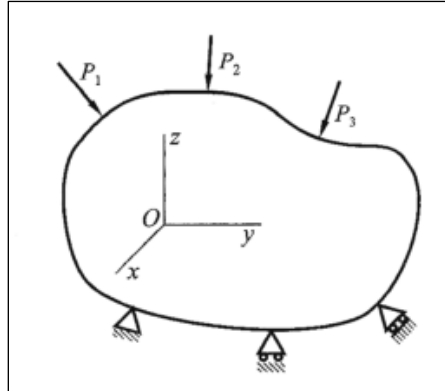


Figura 13: Cuerpo sometido a sistema de fuerzas. Recuperado de (López & Vázquez, 2001, pág. 1)

Este vector de esfuerzos está formado por los esfuerzos normales $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ y los esfuerzos cortantes $\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ para un punto cualesquiera en el cuerpo

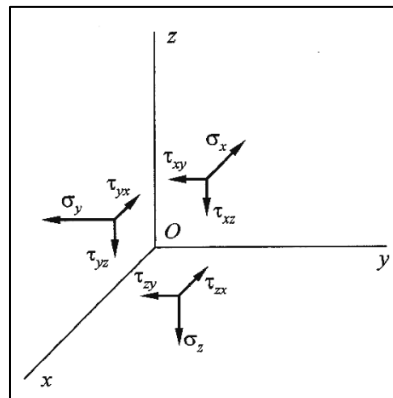


Figura 14: Cuerpo sometido a sistema de fuerzas. Recuperado de (López & Vázquez, 2001, pág. 2)

Posteriormente se aísla el cuerpo un un elemento diferencial tridimensional en forma de paralelepípedo elemental recto con vértice en en el punto O (origen del sistema de coordenadas) haciendo coincidir las aristas tal como se muestra en la figura 15. Estará en equilibrio bajo acción de las fuerzas que actúan sobre la cara y de las fuerzas de volumen $\mathbf{q} \ dx \ dy \ dz$, tal como el aprecia en el paralelepípedo. Aplicando las ecuaciones de la estática en los ejes coordenados se obtienen de las ecuaciones de equilibrio:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + q_x = 0 \quad 2.19$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} + q_y = 0 \quad 2.20$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + q_z = 0 \quad 2.21$$

$$\tau_{yz} = \tau_{zy}, \tau_{zx} = \tau_{xz}, \tau_{xy} = \tau_{yx} \text{ (Expresión analítica de Cauchy)} \quad 2.22$$

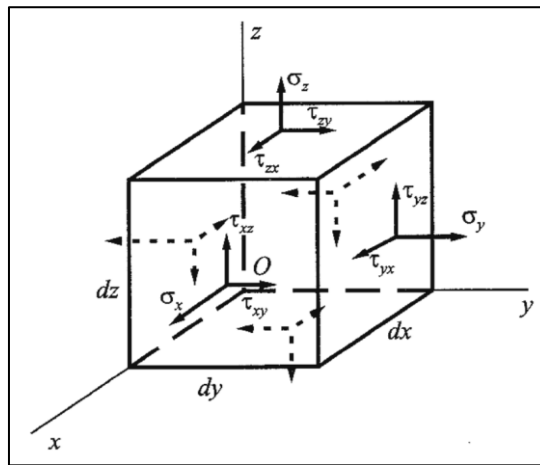


Figura 15: Paralelepípedo elemental. Recuperado de (López & Vázquez, 2001, pág. 2)

2.2.2.1.2. Relaciones esfuerzos - deformaciones

Del estado de deformaciones en el punto O como se muestra en la figura 16 se define el vector de deformaciones $\{\varepsilon\} = \{\varepsilon_x \ \varepsilon_y \ \varepsilon_z \ \gamma_{xy} \ \gamma_{yz} \ \gamma_{zx}\}^T$, formado por las deformaciones lineales ε_x , ε_y , ε_z y las deformaciones angulares γ_{xy} , γ_{yz} , γ_{zx} , que ambos constituyen las componentes del estado de deformaciones. Para aplicar la Teoría de la Elasticidad el cuerpo del material tiene que ser isótropo y linealmente elástico (satisface la ley de Hooke generalizada) que determina las componentes del estado de deformaciones en función de las componentes del estado de esfuerzos.

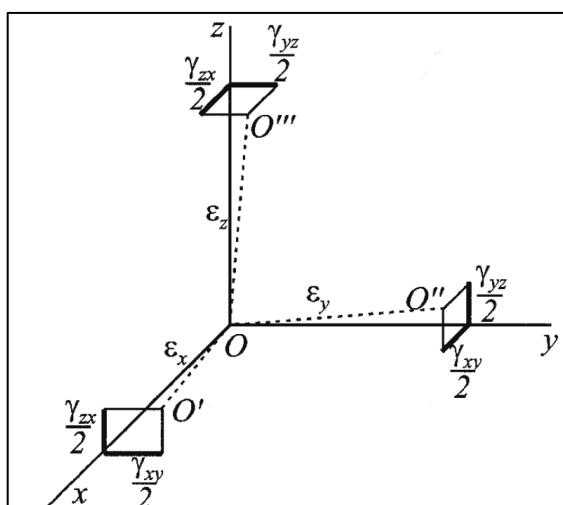


Figura 16: Estado de deformaciones. Recuperado de (López & Vázquez, 2001, pág. 2)

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_y - \sigma_z) \quad 2.23$$

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_z - \sigma_x) \quad 2.24$$

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_x - \sigma_y) \quad 2.25$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad 2.26$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G} \quad 2.27$$

$$\gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G} \quad 2.28$$

Al ser $E/G = 2(1 + \nu)$, las ecuaciones anteriores se deducen las ecuaciones de Lamé que determinan las componentes del estado de esfuerzos en función de las componentes del estado de deformaciones:

$$\sigma_x = \lambda(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) + 2\mu\varepsilon_x \quad 2.29$$

$$\sigma_y = \lambda(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) + 2\mu\varepsilon_y \quad 2.30$$

$$\sigma_z = \lambda(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) + 2\mu\varepsilon_z \quad 2.31$$

$$\tau_{xy} = G\gamma_{xy} \quad 2.32$$

$$\tau_{yz} = G\gamma_{yz} \quad 2.33$$

$$\tau_{zx} = G\gamma_{zx} \quad 2.34$$

λ y μ se definen como coeficientes de Lamé

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}, \mu = \frac{E}{2(1 - \nu)} = G \quad 2.35$$

Las expresiones anteriores se pueden expresar de forma matricial como se muestra en la expresión 3.36:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad 3.36$$

Donde $[D]$ se define como matriz constitutiva (esfuerzo - deformaciones):

$$[D] = \frac{E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} (1 - \nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1 - \nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1 - \nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1 - 2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1 - 2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1 - 2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad 2.37$$

Que es una matriz simétrica en función al módulo de elasticidad E y su coeficiente de Poisson ν del material.

Cuando en un cuerpo existen esfuerzos iniciales $\{\sigma_0\}$ y deformaciones iniciales $\{\varepsilon_0\}$ anteriores a la aplicación de las cargas, la ecuación (3.36) se puede expresar como:

$$\{\sigma\} = [D](\{\varepsilon\} - \{\varepsilon_0\}) + \{\sigma_0\} \quad 2.38$$

Para variaciones uniformes de temperatura Δt en materiales isótropos (igual propiedad en cualquier dirección) origina deformaciones iniciales, siendo α el coeficiente de dilatación lineal del material:

$$\{\varepsilon_0\} = [\alpha\Delta t \quad \alpha\Delta t \quad \alpha\Delta t \quad 0 \quad 0 \quad 0] \quad 2.39$$

2.2.2.1.3. Relaciones deformaciones - desplazamientos

Se tiene las componentes del estado de deformaciones en un punto y las componentes del desplazamiento en un punto $u(x, y, z)$, $v(x, y, z)$, $w(x, y, z)$, existen las relaciones de compatibilidad de deformaciones

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}, \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}, \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad 2.40$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}, \gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} = \gamma_z = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \quad 2.41$$

Las relaciones anteriores se expresan de forma matricial como se muestra en la ecuación 2.42 y la ecuación 2.43

$$\{\boldsymbol{\varepsilon}\} = [\boldsymbol{\vartheta}]\{\mathbf{u}\} \quad 2.42$$

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} \quad 2.43$$

Siendo $[\boldsymbol{\vartheta}]$ el operador matricial formado por operadores en derivadas parciales

$$|\vartheta| = \begin{vmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \end{vmatrix} \quad 2.44$$

Y $\{\mathbf{u}\}$ vector de deformaciones

$$\{\mathbf{u}\} = \begin{vmatrix} u \\ v \\ w \end{vmatrix} \quad 2.45$$

2.2.2.1.4. Deformación total

Las deformaciones se pueden calcular sobre o dentro de una parte o conjunto de una estructura. Los soportes fijos evitan la deformación y en el caso de otros soportes se presentan deformaciones en relación con el sistema de coordenadas cartesiano global fijo (X, Y, Z) definido por el sistema CAD.

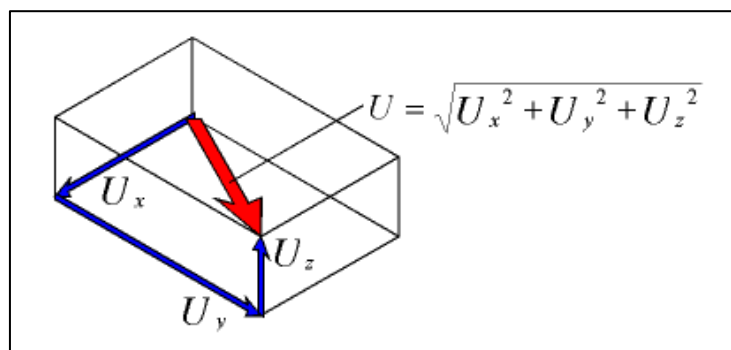


Figura 17: Vectores de deformación. Recuperado de ANSYS 17.0 HELP VIEWER – Release 17.0 - ©

SAS IP, Inc. All rights reserved

* Deformación direccional

* Vector deformación total

Las tres deformaciones en las direcciones X, Y y Z (U_x , U_y y U_z), y la deformación total (U) están disponibles como resultados.

2.2.2.1.5. Tensión principal máximo, medio y mínimo

En función a la Teoría de la elasticidad se puede girar un volumen infinitesimal de material en un punto arbitrario dentro de la estructura de manera que sólo queden tensiones normales y todas las tensiones de corte sean cero, siendo estas las tensiones principales (normales).

$$\text{Las tensiones principales se ordenan } \sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 \quad 2.46$$

$$\sigma_1 = \text{Máximo} \quad 2.47$$

$$\sigma_2 = \text{Medio} \quad 2.48$$

$$\sigma_3 = \text{Mínimo} \quad 2.49$$

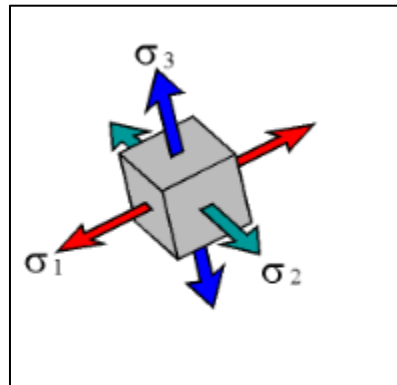


Figura 18: Volumen infinitesimal en un punto arbitrario. Recuperado de ANSYS 17.0 HELP VIEWER

– Release 17.0 - © SAS IP, Inc. All rights reserved

2.2.2.1.6. Corte máximo

La tensión tangencial máxima $\tau_{m\acute{a}x}$, se encuentra trazando los círculos de Mohr usando las tensiones principales o matemática mente con la siguiente expresión:

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad 2.50$$

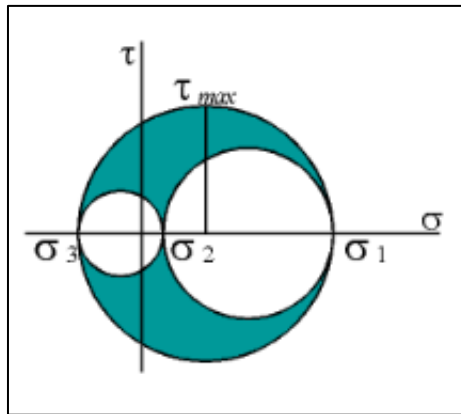


Figura 19: Tensión de corte máximo – Círculos de Mohr. Recuperado de ANSYS 17.0 HELP VIEWER

– Release 17.0 - © SAS IP, Inc. All rights reserved

Para la deformación unitaria máxima de cizallamiento γ_{\max} se encuentra a través de la siguiente expresión:

$$\gamma_{\max} = \varepsilon_1 - \varepsilon_3 \quad 2.51$$

2.2.2.2. Teorías de fallo

Se conocen como teorías de fallo (o falla) elástico o criterios de fallo (o falla) elástico a los criterios usados para determinar tensiones estáticas permisibles en estructuras dependiendo del tipo de material que se utiliza.

Los criterios de fallo elástico establecen diferentes aproximaciones para diferentes materiales que permiten realizar el diseño de manera correcta. Para materiales frágiles cuando es muy poca la deformación que presentan antes de romperse este tipo de materiales existen dos teorías, la teoría de falla de tensión máxima y el criterio de falla de Mohr.

Las herramientas de tensiones utilizan las siguientes propiedades del material:

- Resistencia a la tracción
- Resistencia a la compresión
- Resistencia a la tracción máxima
- Resistencia a la compresión máxima

El software ANSYS utiliza herramientas de seguridad que se basan en cuatro diferentes cantidades de tensiones:

- Tensión equivalente (Equivalent Stress) - σ_e
- Tensión máximo de Tracción (Maximum Tensile Stress) – σ_1
- Tensión tangencial máximo (Maximum shear stress) – τ_{\max} utilizando el círculo de Mohr's donde σ_1 y σ_3 tensiones principales
- Tensión Mohr – Coulomb (Mohr Coulomb Stress) $\frac{\sigma_1}{\sigma_t^f} + \frac{\sigma_1}{\sigma_c^f}$ donde σ_t^f límite de tensión de tracción de entrada y σ_c^f límite de tensión de compresión de entrada

2.2.2.2.1. Teoría de falla de Tensión Máxima de tracción (Theory Maximum Tensile Stress Safety Tool)

Para materiales frágiles la teoría establece que el fallo ocurre cuando la tensión principal máxima es igual o superior a un límite de la tensión en tracción como se aprecia en la expresión 2.52:

$$\frac{\sigma_1}{S_{limit}} < 1 \quad 2.52$$

Esta teoría se utiliza típicamente para predecir la fractura en materiales frágiles con cargas estáticas. Los materiales frágiles incluyen vidrio, hierro fundido, concreto, porcelana y ciertos aceros endurecidos.

El objetivo del diseño es limitar la mayor tensión principal para que sea menor que la resistencia final del material en tensión (expresión 2.53):

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ul}} < 1 \quad 2.53$$

Una definición alternativa compara el mayor estrés principal con el límite elástico del material (expresión 2.54):

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{yt}} < 1 \quad 2.54$$

Para materiales frágiles, la resistencia a la compresión es generalmente mucho mayor que la resistencia a la tracción. Por lo que la teoría de Mohr-Coulomb se considera más fiable para una gama más amplia de materiales quebradizos. Sin embargo, como señaló RC Juvinall (McGraw-Hill, 1967), "Hay algunas pruebas que apoyan su uso con porcelana y hormigón, ya que algunos resultados de pruebas tienden a estar de acuerdo con esta teoría". A continuación se tienen los parámetros que se pueden calcular con el software ANSYS 18.2 y sus respectivas expresiones matemáticas:

- **Factor de seguridad**

$$F_s = \frac{S_{limit}}{\sigma_1} \quad 2.55$$

- **Margen de seguridad**

$$M_s = F_s - 1 = \frac{S_{limit}}{\sigma_1} - 1 \quad 2.56$$

- **Relación de tensiones**

$$\sigma_1^* = \frac{\sigma_1}{\sigma_{limit}} \quad 2.57$$

2.2.2.2.2. Criterio de falla de Mohr (Mohr-Coulomb Stress Safety Tool)

La teoría compara la tensión de tracción máxima con el límite de tracción del material y la tensión de compresión máxima con el límite de compresión del material. La teoría como un objetivo de diseño se expresa como:

$$\frac{\sigma_1}{S_{tensile\ limit}} + \frac{\sigma_3}{S_{compressive\ limit}} < 1 \quad 2.58$$

Donde $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ son las deformaciones principales normales máximas; σ_3 es la resistencia a la compresión que asume valores negativos aunque realmente se debe introducir valores positivos y σ_1 es la resistencia a la tracción de un material frente a solicitaciones de carga. Además, un término

dado sólo se utiliza si incluye el signo correcto. Por ejemplo, σ_1 debe ser positivo y σ_3 debe ser negativo de lo contrario se supone que el término no válido es insignificante.

Para materiales frágiles comunes tales como vidrio, hierro fundido y concreto la resistencia a la compresión es generalmente mucho mayor que la resistencia a la tracción, de la cual esta teoría toma en cuenta directamente.

El objetivo del diseño es limitar las tensiones principales máximas y mínimas a sus valores de resistencia última por medio de la relación de falla frágil (expresión 2.59):

$$\frac{\sigma_1}{S_{ut}} + \frac{\sigma_3}{S_{uc}} < 1 \quad 2.59$$

Una definición alternativa, pero menos común, compara las principales tensiones principales con las resistencias a la deformación del material (expresión 2.60):

$$\frac{\sigma_1}{S_{yt}} + \frac{\sigma_3}{S_{yc}} < 1 \quad 2.60$$

Se sabe que la teoría es más precisa que la teoría de falla de tensión de tracción máxima utilizada en la herramienta de seguridad de tensión máxima traccional y cuando se aplica correctamente con un factor razonable de seguridad, la teoría se considera a menudo como conservadora. A continuación se tienen los parámetros que se pueden calcular con el software ANSYS 18.2:

- **Factor de seguridad**

$$F_s = \left[\frac{\sigma_1}{S_{tensile\ limit}} + \frac{\sigma_3}{S_{compressive\ limit}} \right]^{-1} \quad 2.61$$

- **Margen de seguridad**

$$M_s = F_s - 1 = \left[\frac{\sigma_1}{S_{tensile\ limit}} + \frac{\sigma_3}{S_{compressive\ limit}} \right]^{-1} - 1 \quad 2.62$$

- Relación de tensiones

$$\sigma^* = \frac{\sigma_1}{S_{tensile\ limit}} + \frac{\sigma_3}{S_{compressive\ limit}} \quad 2.63$$

No se recomienda el uso de esta teoría con materiales quebradizos ya que la mayoría de los materiales quebradizos no presentan un límite de elasticidad bien definido.

Para los materiales dúctiles y algunos otros tipos de materiales, los experimentos han demostrado que las teorías de falla frágil pueden ser inexactas e inseguras de usar y las teorías de fallas quebradizas también pueden ser inexactas para ciertos materiales quebradizos siendo las imprecisiones potenciales de especial preocupación si la exactitud de las respuestas calculadas es sospechosa.

La fiabilidad de este criterio de falla está directamente relacionada con el tratamiento de los elevadores de tensión (picos de tensión). Cuando los calculados son sospechosos se considera las tensiones calculadas como tensiones nominales y simplifica las tensiones nominales mediante un factor de concentración de tensiones K_t apropiado disponibles en muchos manuales de fuerza de materiales.

Si una parte o estructura es conocida o se sospecha que contiene grietas, defectos o está diseñada con muescas afiladas o esquinas reentrantes, puede ser necesario un análisis más avanzado para confirmar su integridad estructural llegando a calcular tensiones elásticas infinitas.

2.2.3. Optimización estructural

De las investigaciones realizadas por Tomás Espín, (2007) y Rubén, (2011), y consultando el manual de uso de ANSYS 18.2 (SAS IP, 2017) con respecto a la optimización estructural se define:

2.2.3.1. Diseño por prueba y error

Este proceso de diseño requiere de la experiencia por parte del diseñador en todas sus etapas, definiendo un diseño inicial cuyo comportamiento se analiza por ordenador en base a leyes físicas y normativas vigentes por experiencia o intuición, realizando mejoras en el proyecto inicial si se requiere. El proceso

finaliza cuando se considera el diseño aceptable con un alto precio en tiempo del diseñador que desde el desarrollo tecnológico de los ordenadores se han realizado esfuerzos para solucionar estos problemas tal como se aprecia en en la figura 20:

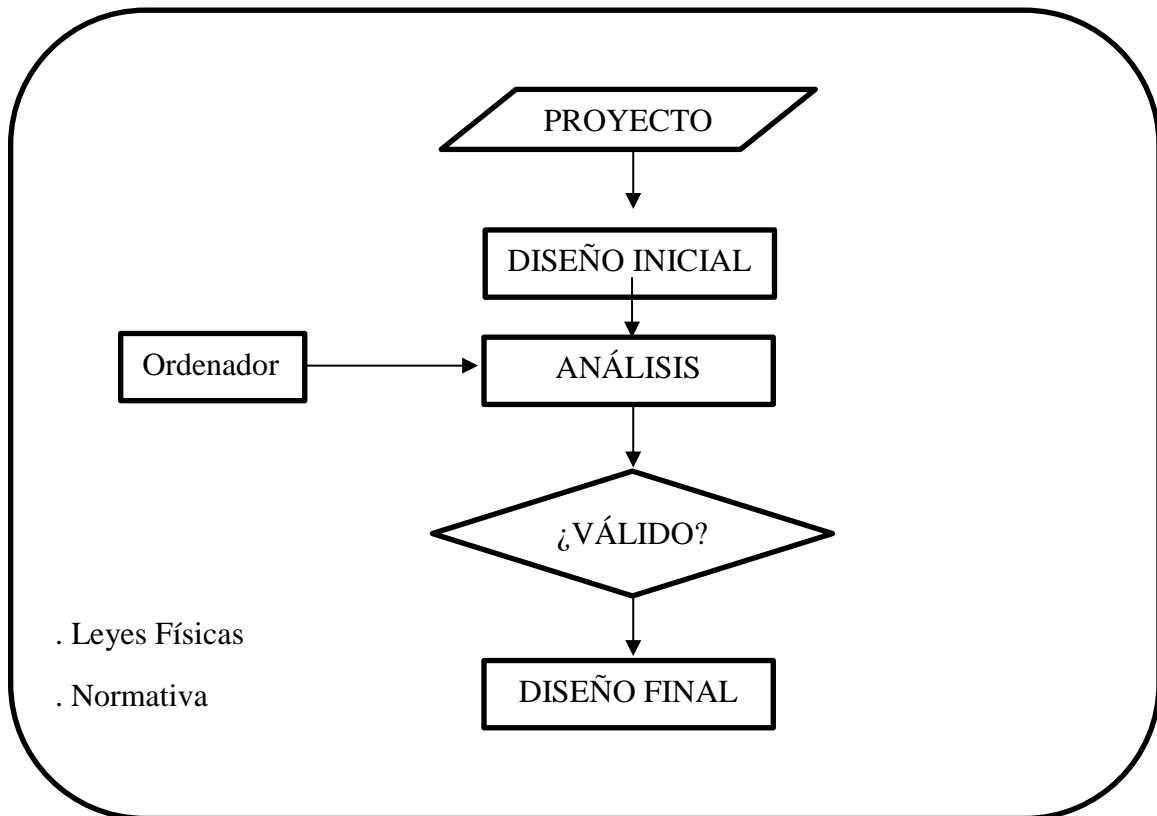


Figura 20: Diseño por prueba y error. Adaptado y recuperado de (Tomás Espín, 2007, pág. 1)

2.2.3.2. Diseño optimizado

Para resolver las deficiencias del proceso de diseño por prueba y error, se formula el diseño estructural de modo que fuese apto para resolverse automáticamente resultando una solución óptima o muy cercana a ella.

La presente investigación presenta el análisis de una presa de tipo gravedad con el esquema de optimización del diseño estructural con modelos tridimensionales de elementos finitos desarrollando un proceso de simulación del comportamiento estructural frente a las diversas solicitaciones de carga que se plantean a través de la minimización de una función objetivo la que se define en términos de variables de diseño y se restringe con variables de estado obtenidas del modelo de elementos finitos desarrollado en ANSYS.

Adicionalmente se ha automatizado la fase de modificación del diseño a partir de la información del análisis, mediante el empleo del método de elementos finitos para mejorar el diseño y sus ventajas son: la reducción de costes, ahorro de tiempo de los diseñadores, posibilidad de considerar las especificaciones de diseño, cada vez más numerosas y difíciles de cumplir en las estructuras actuales.

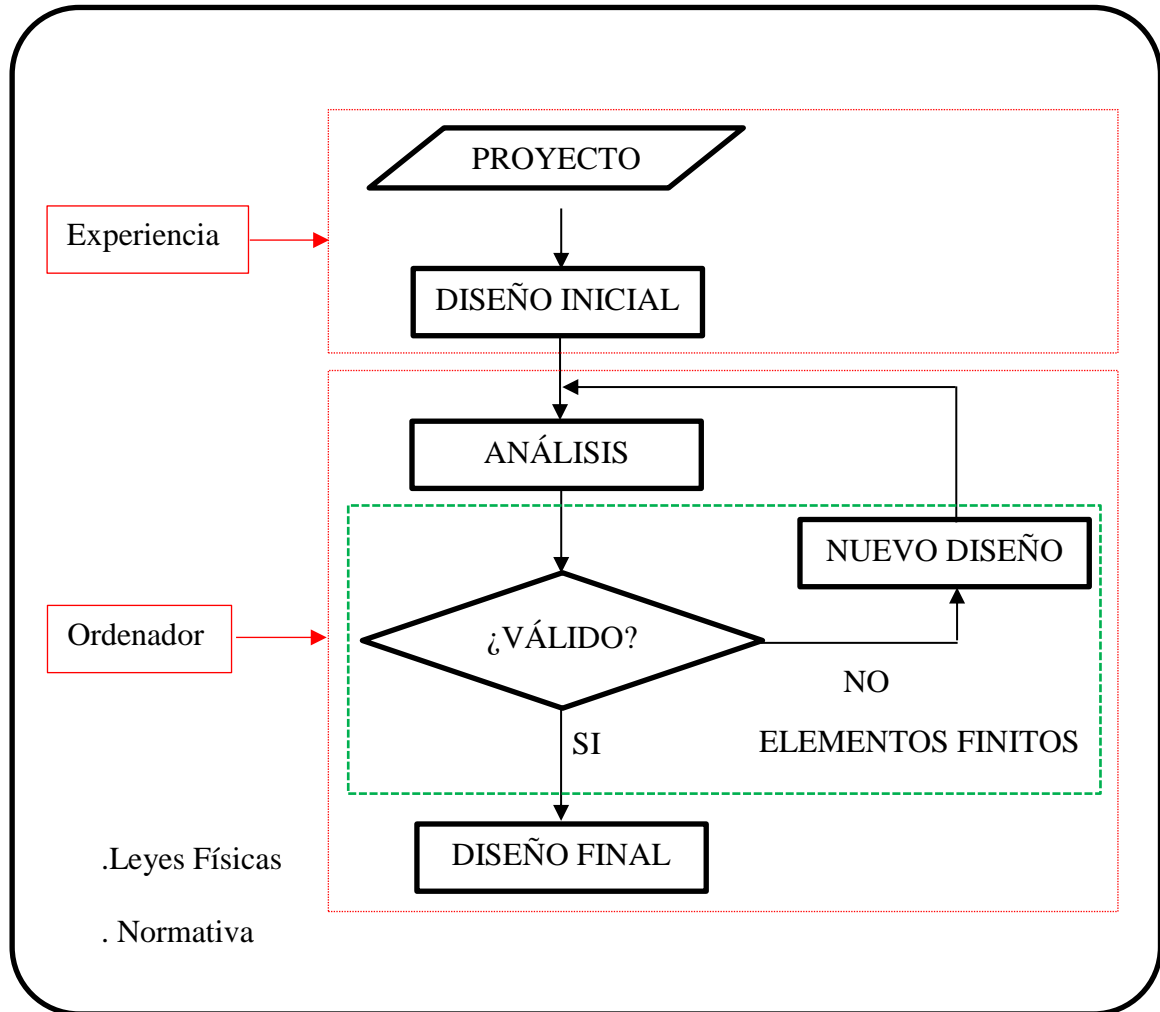


Figura 21: Diseño optimizado. Adaptado y recuperado de (Tomás Espín, 2007, pág. 1)

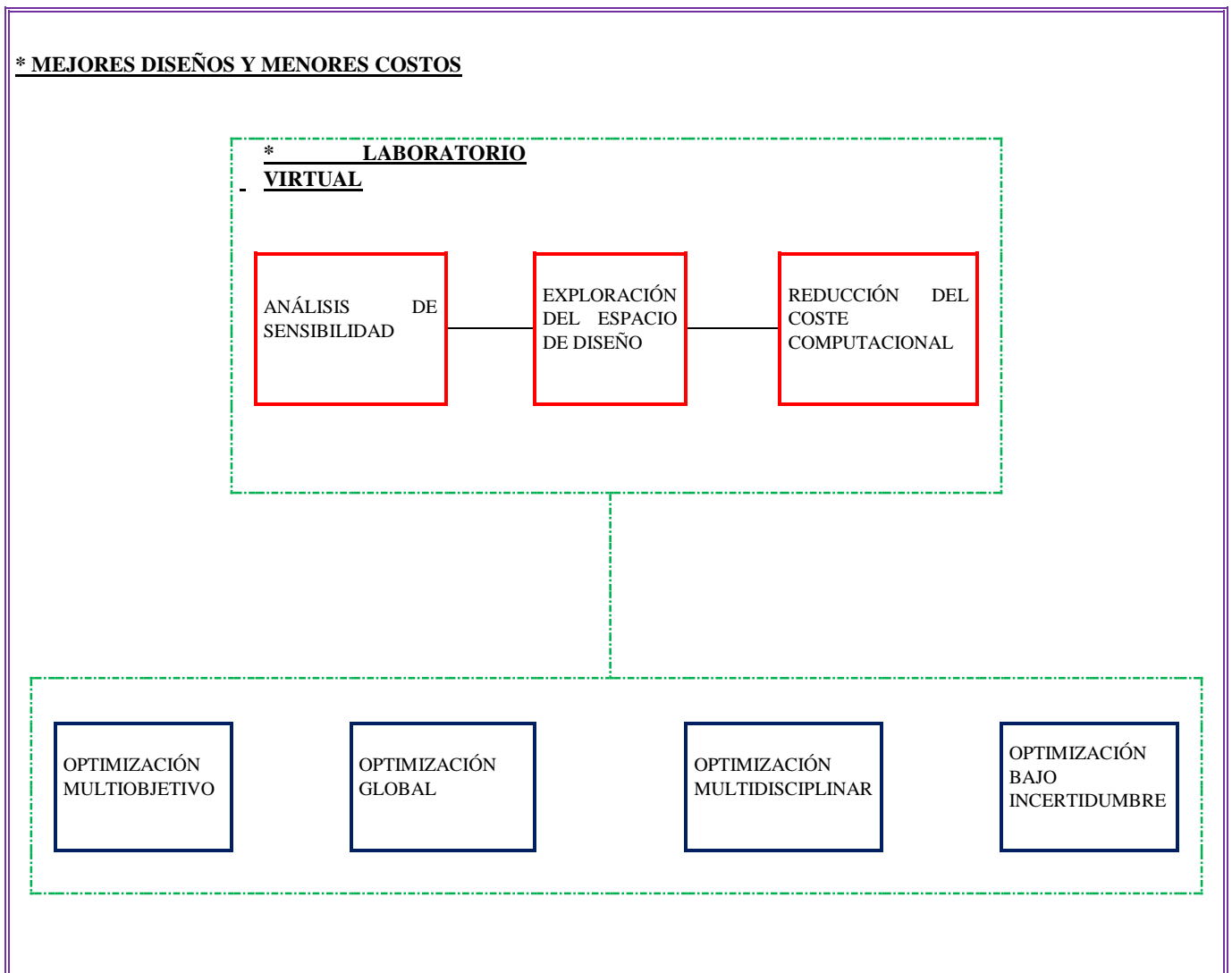
2.2.4. Optimización estructural con el Software ANSYS

El objetivo del diseño de la optimización estructural es obtener un conjunto de valores de las variables de diseño que haga mínima una función objetivo, y que cumpla una serie de restricciones que dependen de las variables de diseño. En la actualidad el método de elementos finitos está aceptado ampliamente como una

técnica eficaz para obtener soluciones numéricas a problemas estructurales cuyas ventajas aplicando programas computacionales como ANSYS son:

- Determinar su comportamiento estructural.
- Evitar la necesidad de ensayos estructurales.
- Generar estudios paramétricos
- Posibilitar el estudio de efectos locales difícil de determinar experimentalmente con suficiente precisión.

Metodología para la explotación de modelos de simulación de alto coste computacional:



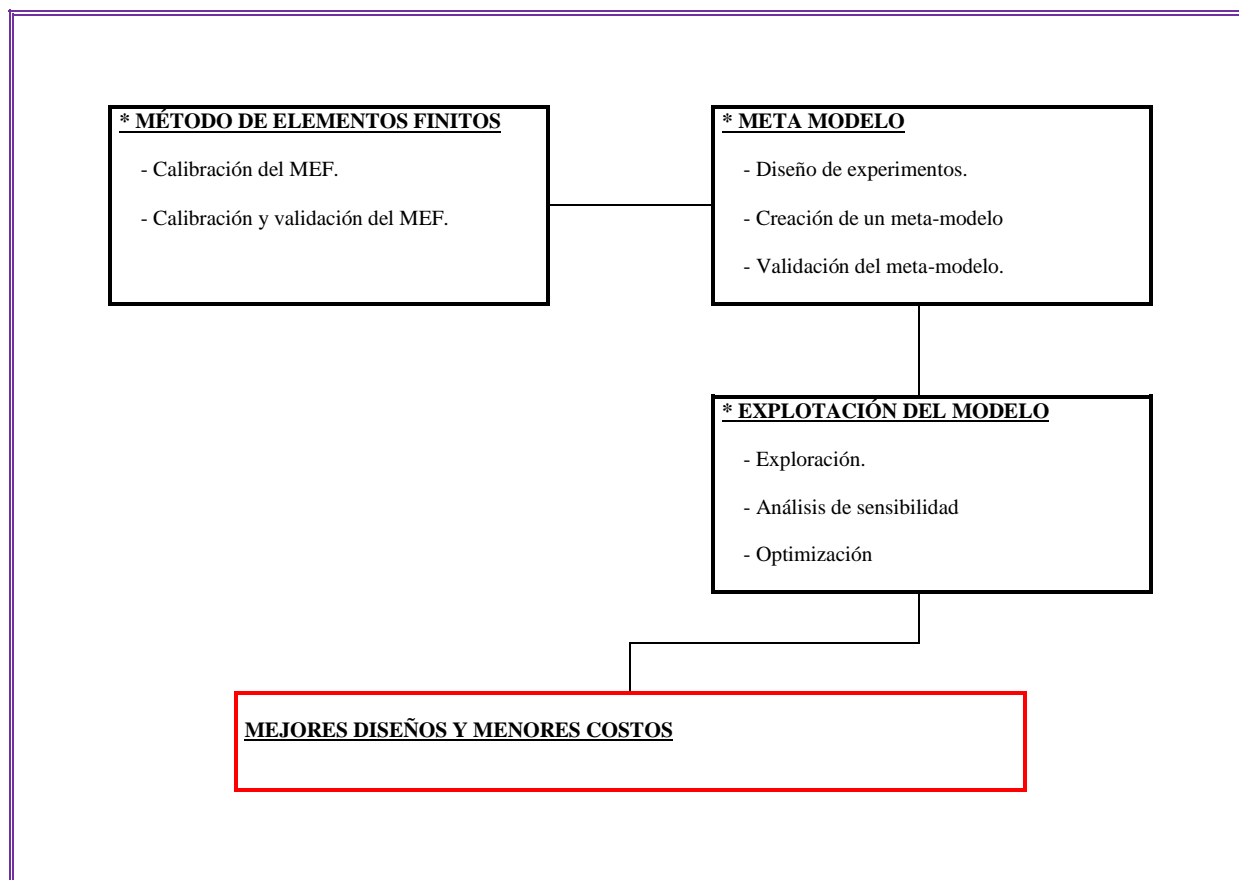


Figura 22: Diseño óptimo con Software ANSYS 18.2. Recuperado de Recuperado de ANSYS 17.0

HELP VIEWER – Release 17.0 - © SAS IP, Inc. All rights reserved

Se dispone de dos métodos de optimización:

- El método de primer orden que emplea las primeras derivadas de la función objetivo y de las restricciones utilizando métodos indirectos para resolver el problema, convirtiéndolo en un problema sin restricciones añadiendo funciones de penalización a la función objetivo, obteniéndose en cada iteración mediante un método de gradiente una primera dirección. Este proceso debe de alcanzar alguna convergencia o cuando se supere el número de iteraciones indicado.
- El método de aproximación por subproblemas se requiere solamente los valores de las variables independientes y dependientes y no sus derivadas. Se analiza la función objetivo mediante aproximaciones por medio de

simulaciones para después realizar un análisis paramétrico de las variables convirtiéndolo en problema sin restricciones utilizando únicamente análisis correlación y sensibilidad para cada parámetro. La minimización se realiza en cada iteración hasta lograr establecer la solución óptima.

El Software ANSYS realiza una serie de ciclos de análisis, de modificación y evaluación, llevando a cabo un diseño geométrico y análisis estructural cuyos resultados se evalúan con base en los criterios del diseño especificado de acuerdo a las necesidades, repitiéndose este proceso hasta que se cumplan ciertos criterios y una serie de restricciones que dependen de las variables de diseño de una estructura, estas variables son las siguientes:

- Propiedades de sección transversal de la estructura como áreas, momentos de inercia, etc.
- Parámetros de geometría de la estructura como dimensiones, contornos, etc.
- Parámetros de topología de la estructura como densidad del material, etc.
- Propiedades del material o materiales que constituyen las estructuras.

En términos matemáticos la optimización del diseño estructural se puede formular como el vector de la de variables de diseño x :

$$\begin{cases} f(x) \\ h_j(x) = 0 & j = 1, 2, \dots, m_i \\ g_k(x) \geq 0 & k = 1, 2, \dots, m_d \\ x_i^I \leq x_i \leq x_i^S & i = 1, 2, \dots, n \end{cases} \quad 2.64$$

Siendo:

$$\begin{cases} x & \text{Vector } n - \text{dimensional de variables de diseño} \\ f(x) & \text{Función objetivo} \\ h_j(x) & \text{Restricción de diseño de igualdad } j. \\ g_k(x) & \text{Restricción de diseño de desigualdad } k \\ m_i & \text{Número de restricciones de igualdad} \\ m_d & \text{Número de restricciones de desigualdad} \\ n & \text{Numero de variables} \\ x_i^I(X_i^S) & \text{Limite inferior (superior) de la variable } i. \end{cases} \quad 2.65$$

2.2.4.1.Sistema de correlación de parámetros

La correlación de parámetros es una de las herramientas informáticas del programa ANSYS 18.2 que sirve para el análisis y cálculo de elementos estructurales como parte de ingeniería asistida por ordenador. Está basada en técnicas matemáticas y/o computacionales que permiten obtener el valor de distintos parámetros de un modelo y según un criterio predefinido, en función a unas restricciones dadas y un comportamiento conocido en un diseño preestablecido.

Un sistema de correlación de parámetros se utiliza para identificar parámetros de entrada significativos. Esto se logra analizando la correlación y el peso relativo de los parámetros de entrada para cada parámetro de salida. Una de las deficiencias de este tipo de análisis se presenta cuando un proyecto tiene muchos parámetros de entrada (más de 15), la construcción respuesta precisa se convierte en un proceso costoso, para ello mediante este análisis se puede identificar los parámetros de entrada más significativos y, a continuación, deshabilitar aquellos que no lo son.

Una asociación lineal entre los parámetros se evalúa utilizando Spearman o el coeficiente producto-momento de Pearson generando gráficos de matriz y sensibilidad de correlación para demostrar la correlación entre los parámetros de entrada y salida así como su sensibilidad. Existen dos métodos para la asociación entre parámetros de entrada y salida. Una de ellas es la asociación no lineal (cuadrática) entre los parámetros se evalúa utilizando el coeficiente de determinación de la regresión cuadrática entre los parámetros. Se genera una matriz de determinación entre los parámetros para transmitir información de correlación cuadrática si la hay sino con el coeficiente de correlación lineal de Spearman o de Pearson.

2.2.4.1.1. Post-procesamiento estadístico

Para la comprensión del impacto de las incertidumbres asociadas con el parámetro de entrada de su diseño. Este objetivo se logra utilizando una

variedad de medidas estadísticas y herramientas que se expone a continuación para la convención del conjunto de datos x_i :

Para filtrar los parámetros de entrada mayor y menor, se toma en cuenta tres criterios: la relevancia del valor de correlación entre los parámetros de entrada y salida, la contribución de los parámetros de entrada en la predicción de los valores de los parámetros de salida (ganancia en la predicción), y el número máximo de entradas principales:

- **Relevancia del valor de correlación**, Para cada par de parámetros de entrada y salida, se calcula diferentes tipos de correlación con la Correlación de Pearson (relación lineal), Correlación de Spearman (relación monotónica) o Correlación Cuadrática (relación cuadrática) Para cada valor de correlación, se calcula el valor p de esta correlación que permite cuantificar la relevancia de la correlación. La siguiente notación se utiliza en las ecuaciones:

n , el número de puntos de muestreo

r_{XY} , la correlación observada entre X (un parámetro de entrada) e Y (un parámetro de salida)

p_{XY} , el valor de correlación real entre X e Y

H_0 , la hipótesis nula para r_{XY} : $p_{XY} = 0$

La prueba de la hipótesis nula es:

$$t = \frac{r_{XY}\sqrt{n-2}}{\sqrt{1-r_{XY}^2}} \quad 2.66$$

La variable t está aproximadamente distribuida como una Distribución de Student A (t , df) donde $df = n-2$ grados de libertad.

El valor p corresponde a la probabilidad de obtener la misma r_{XY} suponiendo que la hipótesis nula es verdadera. El valor p está dado por $1-$

$A(t, df)$. Al tratar de encontrar una relación entre X e Y , dos tipos de errores son posibles:

Tipo I Error (falso positivo): Usted piensa que hay una relación entre X e Y , cuando en realidad no hay relación entre X e Y .

Tipo II Error (falso negativo): Usted piensa que no hay relación entre X e Y , cuando hay de hecho una relación entre X e Y .

Tabla 01: Prueba de hipótesis – Relevancia del valor de correlación. Recuperado de ANSYS 17.0 HELP VIEWER – Release 17.0 - © SAS IP, Inc. All rights reserved

H0: There is no relationship between X & Y		Reality	
		H0 True Y does not depend on X	H0 False Y depends on X
Decision	H0 True Y does not depend on X	RIGHT DECISION	Error β = H0 is accepted when H0 is false (false negative)
	H0 False Y depends on X	Error α = H0 is rejected when H0 is true (false positive)	RIGHT DECISION

El valor p corresponde al valor α . Cuanto mayor sea el valor de correlación r_{XY} , menor es la probabilidad de que la hipótesis nula sea verdadera.

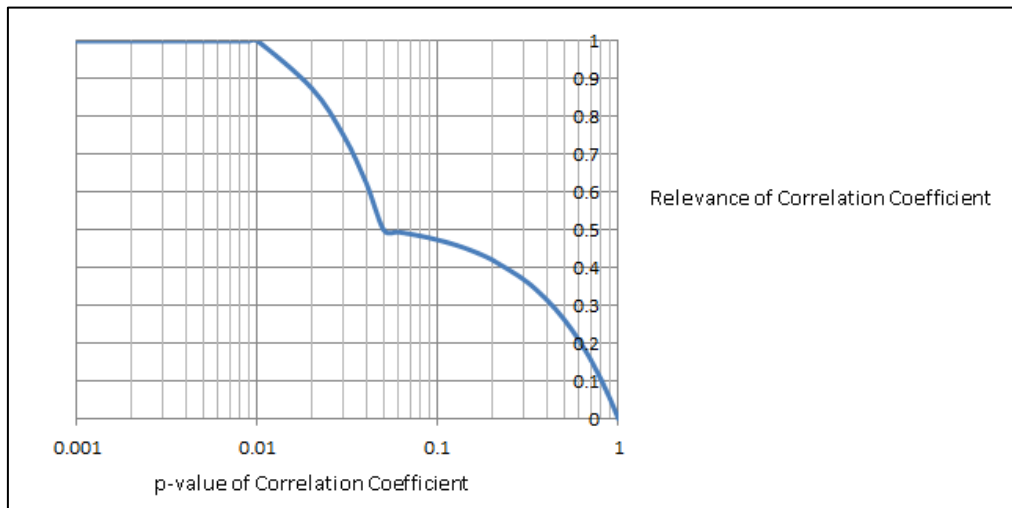


Figura 23: Relevancia de coeficiente correlación – p valor de coeficiente de correlación. Recuperado de ANSYS 17.0 HELP VIEWER – Release 17.0 - © SAS IP, Inc. All rights reserved

Cuando se ejecuta un método de filtrado con un umbral de relevancia igual a 0,5 en el valor de correlación solamente, los principales parámetros de

entrada seleccionados deben ser al menos un valor p del coeficiente de correlación con cualquier parámetro de salida de filtrado igual o inferior a 0,05.

- **R² Contribución**, Para cada parámetro de salida de filtrado, se construye un meta-modelo interno basado en los puntos de muestra generados durante la actualización de correlación.

Se construye una primera superficie de respuesta basada en el parámetro de entrada principal devuelto por el filtrado usando los valores de correlación.

Una vez que se ha construido una primera superficie de respuesta, se prueba la contribución de cada parámetro de entrada en la predicción del parámetro de salida y refina la superficie de respuesta eliminando los parámetros de entrada insignificantes y añadiendo nuevos parámetros de entrada significativos. Matemáticamente se utiliza en las ecuaciones:

n , el número de puntos de muestreo.

R^2 , el cuadrado R de la superficie M de respuesta basado en los principales parámetros de entrada actuales.

R^2_{-i} , el cuadrado R de la superficie M_{-i} de respuesta basado en los principales parámetros de entrada actuales i -th sin el parámetro de entrada principal.

R^2_{+i} , el cuadrado R de la superficie M_{+i} de respuesta basado en los principales parámetros de entrada actuales y i -th el parámetro de entrada menor.

k , el número de términos utilizados en la regresión de la superficie de respuesta M

k_{-i} , el número de términos utilizados en la regresión de la superficie de respuesta M_{-i}

k_{+i} , el número de términos utilizados en la regresión de la superficie de respuesta M_{+i}

Se calcula la prueba de Fisher para probar la importancia del parámetro de entrada principal y la ganancia en la predicción:

$$F = \frac{R^2 - R_{-i}^2}{1 - R^2} \times \frac{n - k}{k - k_{-i}} \quad 2.67$$

Bajo la hipótesis nula de que la superficie de respuesta M no proporciona un R-cuadrado significativamente mejor que la superficie de respuesta M_{-i} , F tiene una F distribución, con $(k - k_{-i}, n - k)$ grados de libertad.

La hipótesis nula se rechaza si el F calculado a partir de los datos es mayor que el valor crítico de la distribución F para la probabilidad de rechazo falso igual a 0,05. Esto significa que si el valor p de la prueba de Fisher es mayor que 0,05, el parámetro de entrada principal se convierte en un parámetro de entrada menor. No selecciona todos los parámetros de entrada principales cuando $R^2 - R_{-i}^2 < 0.01$. Para ello se calcula la prueba de Fisher para probar la importancia del parámetro de entrada principal y la ganancia en la predicción:

$$F = \frac{R_{+i}^2 - R^2}{1 + R_{+i}^2} \times \frac{n - k_{+i}}{k_{+i} - k} \quad 2.68$$

Bajo la hipótesis nula de que la superficie de respuesta M_{+i} no proporciona un R-cuadrado significativamente mejor que la superficie de respuesta M , F tiene una distribución de F , con $(k_{+i} - k, n - k_{+i})$ grados de libertad. Se promueve un parámetro de entrada menor como parámetro de entrada mayor cuando $R_{+i}^2 - R^2 > 0,01$ (1%) y cuando el valor p del Test de Fisher es menor que 0,05 (5%).

Para cada parámetro de salida se calcula la contribución R2 de cada parámetro de entrada (R_{-i}^2 o R_{+i}^2).

Y finalmente para una salida dada, para calcular la relevancia de la contribución R^2 , se escala la contribución R^2 por la contribución R^2 más conocida para esta salida y transforma este valor con la siguiente función:

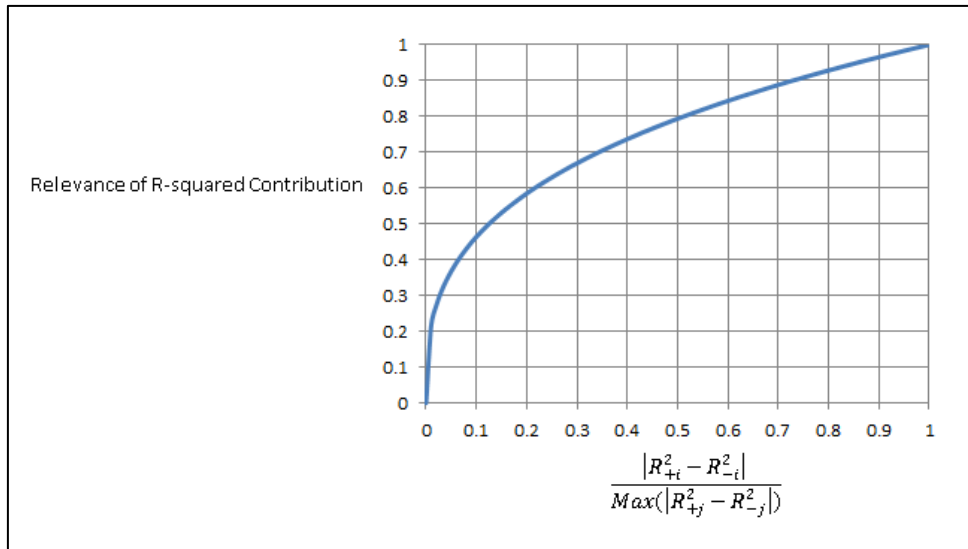


Figura 24: Relevancia de R^2 – contribución. Recuperado de ANSYS 17.0 HELP VIEWER – Release 17.0 - © SAS IP, Inc. All rights reserved

- **Número máximo de entradas principales**, Si el tamaño de la lista excede N los parámetros de entrada selecciona sólo los parámetros de entrada N con la mejor relevancia y cuando se seleccionan varios parámetros de salida de filtrado, la lista de parámetros de entrada mayor y menor para cada salida de filtrado puede ser diferente controlado el número máximo de entradas principales se utiliza en las ecuaciones:

$Rel_{i,j}$ la relevancia del parámetro de entrada i -th en el parámetro de salida j -th de filtrado.

$Rel_i = \max_j(Rel_{i,j})$ la mejor relevancia del parámetro de entrada i -th para cualquier parámetro de salida de filtrado

N el número máximo de entradas principales

Las entradas principales corresponde a los parámetros de entrada con su relevancia $Rel_i > \text{Relevance Threshold}$.

- **Matriz de correlación**, El diagrama de matriz de correlación es una representación visual de la información de la tabla de correlación de

parámetros entre los parámetros de entrada y salida de un problema estructural. Cada celda de la matriz indica un coeficiente de correlación indicando la relación entre dos variables y si la relación entre parámetros es positivo o negativo. El código de colores indica la fuerza de correlación entre parámetros, cuando el valor de la correlación absoluta es cercana a 1 más fuerte será la relación. Si indica una correlación positiva (+1) significa que cuando aumenta el parámetro de entrada también aumenta el parámetro de salida y un valor de (-1) indica una correlación negativa lo que indica que cuando el primer parámetro aumenta, el segundo disminuye. A continuación se presenta un ejemplo de matriz de correlación.

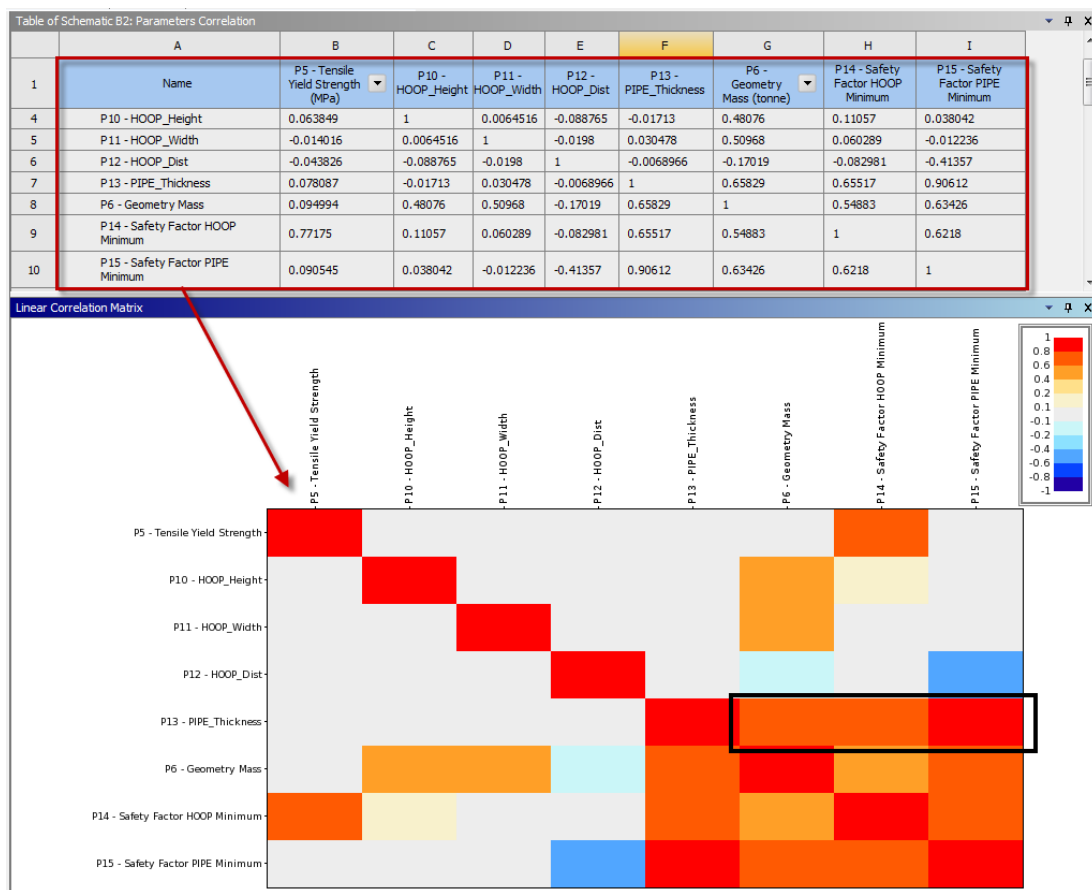


Figura 25: Matriz de correlación (Ejemplo) – contribución. Recuperado de ANSYS 17.0 HELP VIEWER – Release 17.0 - © SAS IP, Inc. All rights reserved.

De la matriz puede uno concluir que el parámetro 13 tiene una relación mayor con el parámetro 15 que con el resto de parámetros y por el valor positivo (+0.906) se puede concluir que cuando aumenta el parámetro 13 el parámetro 15 también aumenta.

Cuando ejecuta una correlación de Pearson, el cuadrado del valor de correlación corresponde al R2 del ajuste lineal entre el par de parámetros. Cuando ejecuta una correlación de Spearman, el valor de correlación corresponde al R2 del ajuste lineal entre los valores de rango del par de parámetros.

- **Matriz de determinación**, Es una representación visual de la información no lineal (cuadrática) en la matriz de determinación que no es simétrica y muestra el coeficiente de determinación (R2).



Figura 26: Matriz de determinación (Ejemplo) – contribución. Recuperado de ANSYS 17.0 HELP VIEWER – Release 17.0 - © SAS IP, Inc. All rights reserved.

El código de colores de cada celda indica la fuerza de correlación mientras el calor de R2 se aproxima a 1.

De la figura 26 podemos concluir y dar un ejemplo que para el parámetro P15 el parámetro P5 es una entrada importante.

- **Tabla de sensibilidades**, Muestra las sensibilidades globales de los parámetros de salida con respecto a los parámetros de entrada. La sensibilidad positiva ocurre cuando al aumentar el parámetro de entrada aumenta el parámetro de salida y la sensibilidad negativa ocurre cuando al aumentar el parámetro de entrada disminuye el parámetro de salida y se basa en dos conceptos: La cantidad por la cual el parámetro de salida varía a través del rango de variación de un parámetro de entrada y El rango de variación de un parámetro de entrada. Típicamente, cuanto más amplio es el rango de variación, mayor es el impacto del parámetro de entrada que se basan en los coeficientes de correlación Spearman – Rank Order que toman en cuenta ambos aspectos simultáneamente.

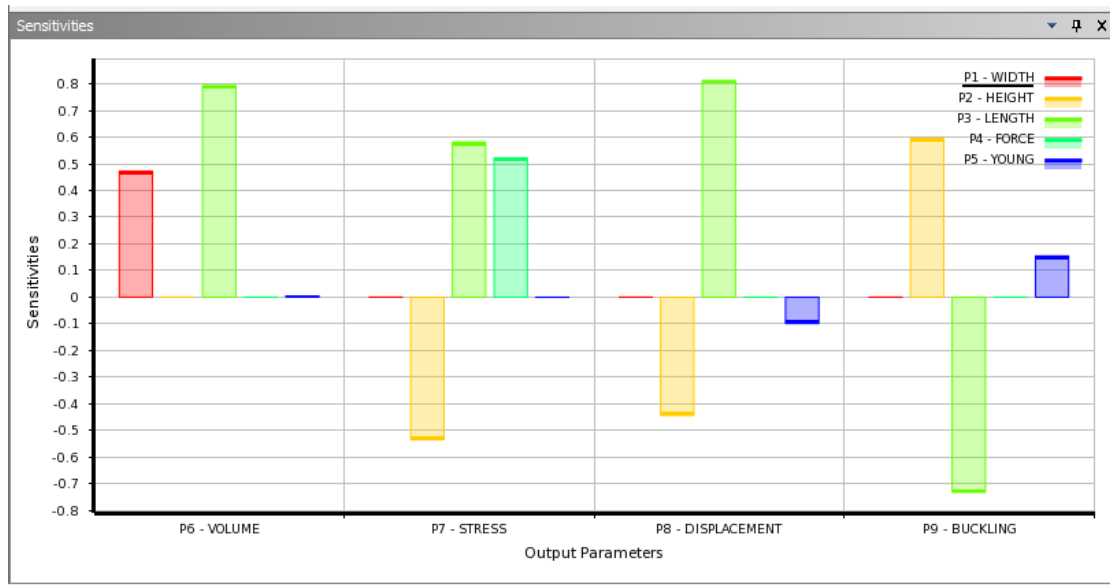


Figura 27: Tabla de sensibilidades (Ejemplo) – contribución. Recuperado de ANSYS 17.0 HELP VIEWER – Release 17.0 - © SAS IP, Inc. All rights reserved.

Como se muestra en la figura 27 se observa que para el parámetro de salida P6 el parámetro de entrada P3 es el más relevante.

Capítulo III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL PROYECTO

3.1.1. Ubicación política del área de beneficio

Región	:	Cajamarca
Provincia	:	Contumazá
Distrito	:	Santa Cruz de Toledo
Caseríos	:	Toledo, Ayambía y Los Higos

3.1.2. Ubicación política de la presa Huaynamango

Región	:	Cajamarca
Provincia	:	Contumazá
Distrito	:	Santa Cruz de Toledo

3.1.3. Ubicación geográfica

La ubicación exacta de la cota mínima de la presa de concreto, se ubica en la zona 17 sur (de acuerdo a la proyección Universal Transverse Mercator - UTM), en las coordenadas: 9187294.95 N y 739643.17 E a 2407.50 m de altitud, mientras que las coordenadas del área de beneficio (riego agrícola) está dentro 9187156.37, 9189632.18 N y 735296.44, 739550.12 E, de 2210 a 2405 m de altitud, tal como se muestra en el Anexo Plano 01 de Ubicación.

3.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Inicialmente se tiene una necesidad hídrica de 56.68 ha que tiene el área de riego, gracias a la línea de conducción se tiene 114.25 ha adicionales de incorporación de

nuevas áreas se tiene una necesidad de 204,304.00 m³ en el mes de mayor demanda (agosto), los que se justifican plenamente la construcción de un almacenamiento con capacidad total de 246,475.20 m³.

Tras buscar las condiciones naturales favorables de la ubicación de la presa de concreto, estructura rígida capaz de cerrar la garganta natural del río Contumazá esta se encuentra sobre roca del tipo sedimentaria (arenisca) según el estudio geológico. Además posee una cuenca aportante de 33.74 km² con precipitación media de 641 mm y un riesgo medio.

El estudio hidráulico del vaso de almacenamiento de la represa Huaynamango, es muy importante para definir los parámetros de resistencia y estabilidad frente a máximas avenidas.

3.3.TIPO DE INVESTIGACIÓN

Finalidad	: Aplicativa
Estrategia o enfoque metodológico	: Cuantitativa.
Objetivos	: Descriptiva.
Fuente de datos	: Primaria.
Diseño de prueba de hipótesis	: No experimental - simulación.
Temporalidad	: Transversal (sincrónica)
Contexto donde se desarrolla	: Gabinete, campo.
Intervención disciplinaria	: Multidisciplinaria.

3.3.1. Área de Investigación

El campo de acción de la muestra de investigación es el Proyecto de Inversión Pública “Mejoramiento y Ampliación del Servicio de Agua para Riego en los Caseríos de Toledo, Bellavista, Ayambía y Los Higos – Represa Huaynamango, Distrito de Santa Cruz de Toledo – Contumazá - Cajamarca”

3.3.2. Muestra de Investigación

Se realiza el estudio en el Proyecto de Inversión Pública “Mejoramiento y Ampliación del Servicio de Agua para Riego en los Caseríos de Toledo, Bellavista, Ayambía y Los Higos – Represa Huaynamango, Distrito de Santa Cruz de Toledo – Contumazá - Cajamarca”, específicamente en el diseño estructural de la Represa de Huaynamango.

3.4.PROCEDIMIENTO

3.4.1. Análisis del diseño base de la Presa Huaynamango

3.4.1.1. Análisis hidráulico del vaso de almacenamiento

Se determinó la ubicación de la línea límite de emplazamiento de la presa para obtener la sección transversal, luego del levantamiento topográfico se ubica el dique y finalmente se realiza un levantamiento topográfico del vaso de almacenamiento con secciones trasversales perpendiculares al cauce del río cada 20 m. permitiendo obtener curvas de nivel con una equidistancia de 0.50 m. Las capacidades se muestran en la tabla 02.

Tabla 02: Capacidades de vaso de almacenamiento de la Presa Huaynamango.

Recuperado de (Corporación Andina - Estudio Hidráulico, 2013, pág. 9)

Elevación m	Área m ²	Área Media m ²	Área ha	Intervalo vertical (h) m	Volumen parcial m ³	Volumen acumulado m ³
2407.50	0		0			0
2408.00	167.09	83.55	0.02	0.5	41.77	41.77
2408.50	234.16	200.63	0.02	0.5	100.31	142.09
2409.00	301.30	267.73	0.03	0.5	133.87	275.95
2409.50	413.52	357.41	0.04	0.5	178.70	454.66
2410.00	530.84	472.18	0.05	0.5	236.09	690.74
2410.50	631.11	580.97	0.06	0.5	290.49	981.23
2411.00	798.65	714.88	0.08	0.5	357.44	1,338.67
2411.50	969.48	884.06	0.10	0.5	442.03	1,780.70
2412.00	1158.20	1,063.84	0.12	0.5	531.92	2,312.62
2412.50	1312.42	1,235.31	0.13	0.5	617.66	2,930.28
2413.00	1480.20	1,396.31	0.15	0.5	698.15	3,628.43
2413.50	1657.47	1,568.83	0.17	0.5	784.42	4,412.85

2414.00	1931.95	1,794.71	0.19	0.5	897.35	5,310.20
2414.50	2171.48	2,051.72	0.22	0.5	1,025.86	6,336.06
2415.00	2407.75	2,289.62	0.24	0.5	1,144.81	7,480.87
2415.50	2621.03	2,514.39	0.26	0.5	1,257.20	8,738.07
2416.00	2832.09	2,726.56	0.28	0.5	1,363.28	10,101.35
2416.50	3240.62	3,036.35	0.32	0.5	1,518.18	11,619.52
2417.00	3551.60	3,396.11	0.36	0.5	1,698.05	13,317.58
2417.50	3841.59	3,696.59	0.38	0.5	1,848.30	15,165.87
2418.00	4123.95	3,982.77	0.41	0.5	1,991.38	17,157.26
2418.50	4387.66	4,255.81	0.44	0.5	2,127.90	19,285.16
2419.00	4638.86	4,513.26	0.46	0.5	2,256.63	21,541.79
2419.50	4884.94	4,761.90	0.49	0.5	2,380.95	23,922.74
2420.00	5129.44	5,007.19	0.51	0.5	2,503.60	26,426.34
2420.50	5377.25	5,253.34	0.54	0.5	2,626.67	29,053.01
2421.00	5827.14	5,602.19	0.58	0.5	2,801.10	31,854.10
2421.50	6346.49	6,086.82	0.63	0.5	3,043.41	34,897.51
2422.00	6825.97	6,586.23	0.68	0.5	3,293.11	38,190.63
2422.50	7249.91	7,037.94	0.72	0.5	3,518.97	41,709.60
2423.00	7661.34	7,455.63	0.77	0.5	3,727.81	45,437.41
2423.50	8072.43	7,866.89	0.81	0.5	3,933.44	49,370.86
2424.00	8494.33	8,283.38	0.85	0.5	4,141.69	53,512.55
2424.50	8938.52	8,716.42	0.89	0.5	4,358.21	57,870.76
2425.00	9431.46	9,184.99	0.94	0.5	4,592.49	62,463.25
2425.50	9918.20	9,674.83	0.99	0.5	4,837.41	67,300.67
2426.00	10689.46	10,303.83	1.07	0.5	5,151.91	72,452.58
2426.50	11284.09	10,986.78	1.13	0.5	5,493.39	77,945.97
2427.00	11868.37	11,576.23	1.19	0.5	5,788.11	83,734.08
2427.50	12631.73	12,250.05	1.26	0.5	6,125.02	89,859.11
2428.00	13325.73	12,978.73	1.33	0.5	6,489.36	96,348.47
2428.50	13990.57	13,658.15	1.40	0.5	6,829.07	103,177.54
2429.00	14669.30	14,329.93	1.47	0.5	7,164.97	110,342.51
2429.50	15350.99	15,010.15	1.54	0.5	7,505.07	117,847.58
2430.00	16022.65	15,686.82	1.60	0.5	7,843.41	125,690.99
2430.50	16690.58	16,356.62	1.67	0.5	8,178.31	133,869.30
2431.00	17381.97	17,036.28	1.74	0.5	8,518.14	142,387.44
2431.50	18098.14	17,740.06	1.81	0.5	8,870.03	151,257.47
2432.00	18779.28	18,438.71	1.88	0.5	9,219.36	160,476.83
2432.50	19457.13	19,118.20	1.95	0.5	9,559.10	170,035.93
2433.00	20123.66	19,790.39	2.01	0.5	9,895.20	179,931.12
2433.50	20793.20	20,458.43	2.08	0.5	10,229.22	190,160.34
2434.00	21468.12	21,130.66	2.15	0.5	10,565.33	200,725.67
2434.50	22152.22	21,810.17	2.22	0.5	10,905.09	211,630.76
2435.00	22854.77	22,503.50	2.29	0.5	11,251.75	222,882.51
2435.50	23590.64	23,222.71	2.36	0.5	11,611.35	234,493.86
2436.00	24334.73	23,962.68	2.43	0.5	11,981.34	246,475.20

Considerando los valores de la tabla 2 se tiene NAN con una capacidad máxima de almacenamiento de 246,475.20 m³, ocupando una superficie de 2.43 ha y se elabora la gráfica de área de capacidades que se muestra en la figura 28:

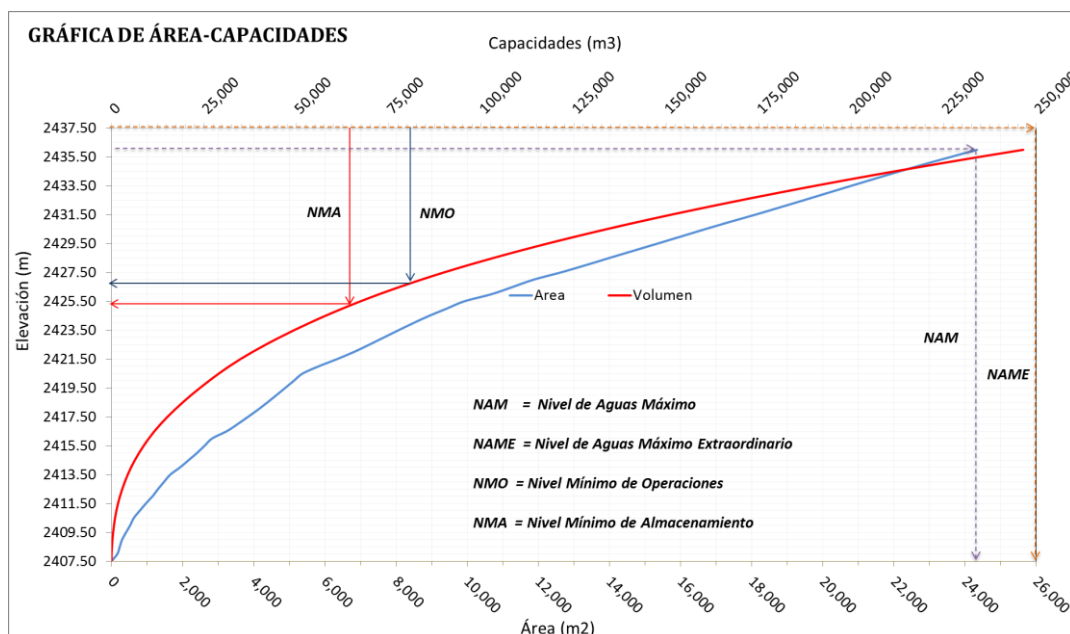


Figura 28: Curva de Área – Capacidades del vaso de almacenamiento. Recuperado de (Corporación Andina - Estudio Hidráulico, 2013, pág. 11)

En el estudio se ha considerado un área de cuenca aportante de 3,374.48 ha., un coeficiente de escurrimiento global de 0.2 y una precipitación media anual de 641 mm conteniéndose un volumen de escurrimiento efectivo de 4.33 millones de metros cúbicos.

Tabla 03: Volumen aprovechable de almacenamiento. Recuperado de (Corporación Andina - Estudio Hidráulico, 2013, pág. 11)

Área de la cuenca Ac (m ²)	Coeficiente de escurrimiento (0.1 a 0.25) Ce (adim)	Precipitación media Pm	1. Volumen medio anual escurrido Ve (m ³)	Porcentaje de aprovechamiento Kapr	Eficiencia del vaso Ev	2. Volumen aprovechable de almacenamiento Vapr (m ³)	Capacidad útil calculada actual Cuc (m ³)
33,744,821.33	0.2	0.64	4,326,086.09	0.060	1.05	259,565.2	247,204.92

Es necesario conocer el volumen muerto o nivel de almacenamiento mínimo considerando una vida útil de 10 años para el análisis es 64,891.29 m³. Esta capacidad muerta pasaría a ser ocupada por azolves depositándose en el vaso para lo cual se ha diseñado una compuerta que dentro de sus múltiples objetivos una ellas será la de evacuar los azolves año a año para continuar con su capacidad de almacenamiento. Con los valores anteriores y la capacidad total se tiene una capacidad aprovechable de 0.181 millones de metros cúbicos considerando. Para ello se tienen las siguientes consideraciones que la capacidad útil < capacidad útil actual y la capacidad total es menor que el volumen aprovechable.

Tabla 04: Capacidad muerta, útil y total de almacenamiento. Recuperado de (Corporación Andina - Estudio Hidráulico, 2013, pág. 12)

Vida útil de la presa Na (años)	Capacidad de azolves Caz (m ³)	Volumen para otros usos Votros (m ³)	3. Capacidad muerta CM (m ³)	4. Capacidad útil Cu (m ³)	5. Capacidad total de almacenamiento CTA (m ³)
10	64,891.29	0.00	64,891.29	181,583.91	246,475.20

Con la gráfica de área de capacidades y considerando el volumen muerto de 64,891.29 m³ (nivel mínimo de almacenamiento) la altura mínima de la presa es 17.80 m., mientras que el volumen total de almacenamiento de 246,475.20 m³ a una altura de 28.50 m.

3.4.1.2. Diseño hidráulico de la obra de excedencias

El gasto de 75.16 m³/s se estimó para el cálculo de parámetros hidráulicos con el método de la envolvente de Creager adoptado por Wolfgang Trau y Raúl Gutiérrez Yrigoyen de expresión matemática $Q_{m\acute{a}x} = (C_1 + C_2) * \text{Log}(T) * A^{mA^{-n}}$, donde el periodo de retorno es de T = 50 años, la cuenca aportante está en zona hidráulica 2 con sus coeficientes C1 = 0.10, C2 = 1.28, m = 1.02, n = 0.04, área de cuenca

A = 33.74 Km² y se ha considerado correr un riesgo del 5% y una seguridad del 95%.

Para el cálculo de la longitud L = 15.00 m y altura H = 3.00 m del vertedor según la fórmula $L = \frac{Q}{C \cdot H^{3/2}}$ se asumió un coeficiente C = 2 para el tipo de vertedor y la restricción hidrológica por estrechos de la boquilla que no permite un vertedor ancho obteniéndose una lámina de 1.84 m con un borde libre de 1.16 m en presencia de una avenida máxima, de lo anterior se tendrá una capacidad de máximo almacenamiento de 246,475.20 m³ y una capacidad de máximo almacenamiento extraordinario de 292,868.39 m³ a los 30.34 m de altitud de la presa. Además el área de embalse será de 2.43 ha cuando se tenga la presa llena y de 2.60 ha cuando se tenga una venida máxima y una altura de descarga sobre el vertedor tipo cimacio de 1.84 m.

3.4.1.3. Altura máxima de la cortina

Teniendo en consideración la longitud máxima de la cortina al punto más alejado del embalsamiento de 400 m menor a 1 km se propone un borde libre de 1.16 m, una elevación de corona con 31.50 m, 1.00 m de empotramiento de la presa y una altura máxima de cortina de 28.50 m.

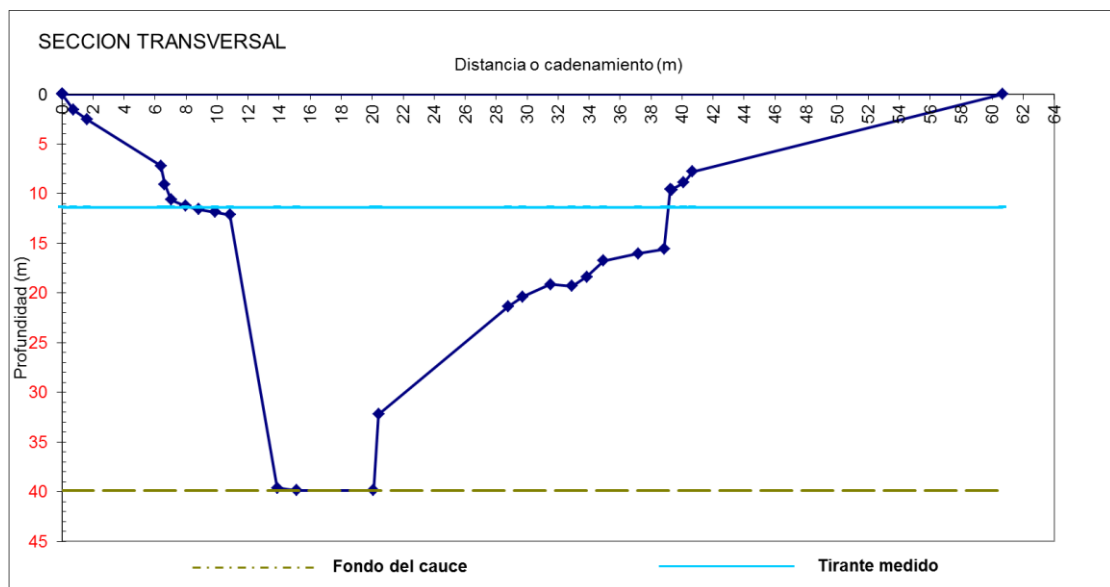


Figura 29: Sección transversal de cortina – Presa Huaynamango. Recuperado de (Corporación Andina - Estudio Hidráulico, 2013, pág. 13)

3.4.1.4. Diseño hidráulico de la obra de toma

Considerando un coeficiente unitario de riego de 1 l/s/ha y asumiendo que todo el sistema opere al mismo tiempo se estima un diámetro de tubería de gasto normal y reajustado de 8" de tubería de fierro fundido con una velocidad de salida de tubería de 2.405 m/s con un nivel mínimo de operación para la obra de toma y tubería de conducción de 20.617 m de altura del dique.

3.4.1.5. Diseño cimacio tipo Creager

Para el caudal de diseño $Q = 75.16 \text{ m}^3/\text{s}$ y una lámina inicial del vertedor $H_d = 1.84 \text{ m}$, se estimaron los siguientes valores de acuerdo a la geometría del perfil tipo Creager con un punto de tangencia aguas arriba un $X_c = 0.522 \text{ m}$ y $Y_c = 0.232 \text{ m}$ y aguas arriba un punto de tangencia de $X = 2.022 \text{ m}$ y $Y = 1.093 \text{ m}$.

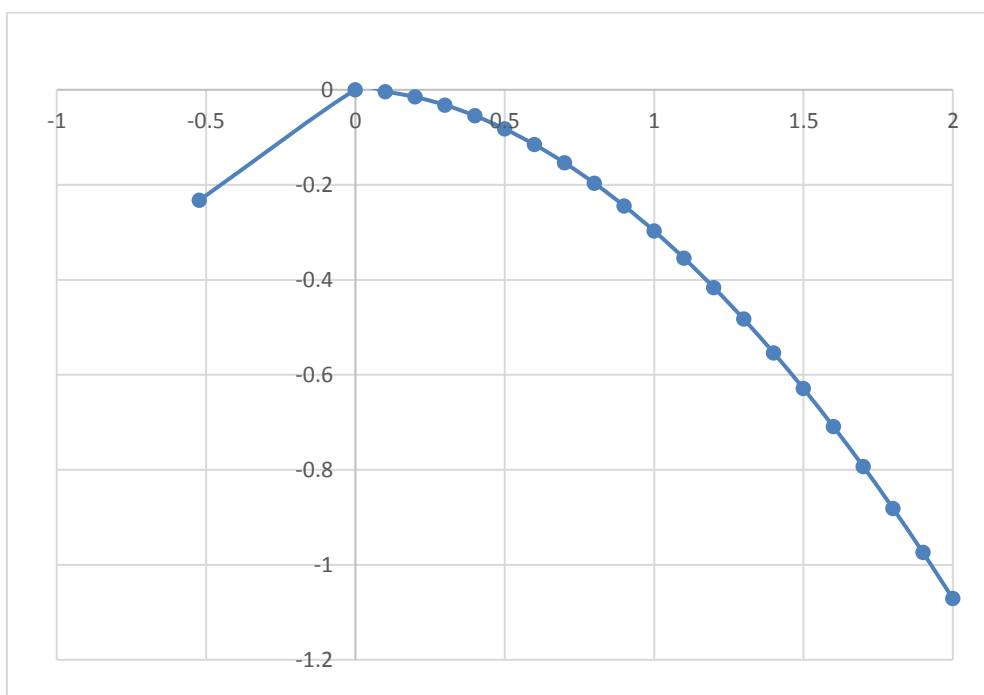


Figura 30: Sección del cimacio – Vertedor presa Huaynamango. Recuperado de (Corporación Andina - Estudio Hidráulico, 2013, pág. 14)

Para la estimación de coordenadas de la sección transversal del cimacio se hizo uso de la ecuación de Scimemi

Tabla 05: Coordenadas – Perfil tipo Creager. Recuperado de (Corporación Andina - Estudio Hidráulico, 2013, pág. 15)

X	y	x	Y
0.000	0.000	1.100	0.354
0.100	0.004	1.200	0.416
0.200	0.015	1.300	0.483
0.300	0.032	1.400	0.554
0.400	0.055	1.500	0.629
0.500	0.082	1.600	0.709
0.600	0.115	1.700	0.793
0.700	0.154	1.800	0.881
0.800	0.197	1.900	0.974
0.900	0.245	2.000	1.071
1.000	0.297	2.022	1.093

3.4.1.6. Diseño del salto Ski

Los parámetros geométricos para el diseño del salto Ski se consideró $\beta = 40^\circ$ para determinar las siguientes dimensiones $\alpha = 46.36^\circ$, $R = 3 \cdot d_1 = 1.3785$, $A-B = 0.997671$, $E-D = 0.886083$, además la distancia del lanzamiento $X = 2.25$ m del manto a partir de la nariz con un ángulo de lanzamiento de $\theta = 40^\circ$

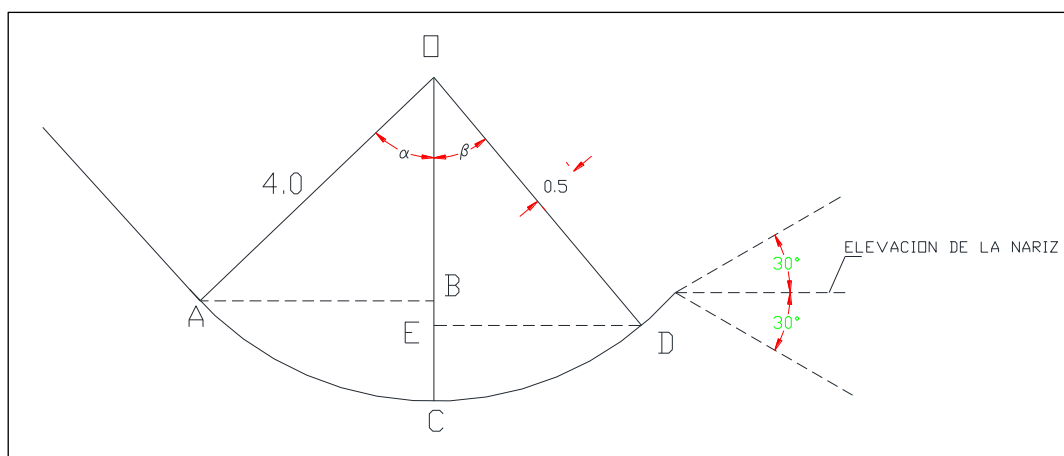


Figura 31: Sección típica transversal – Salto Ski

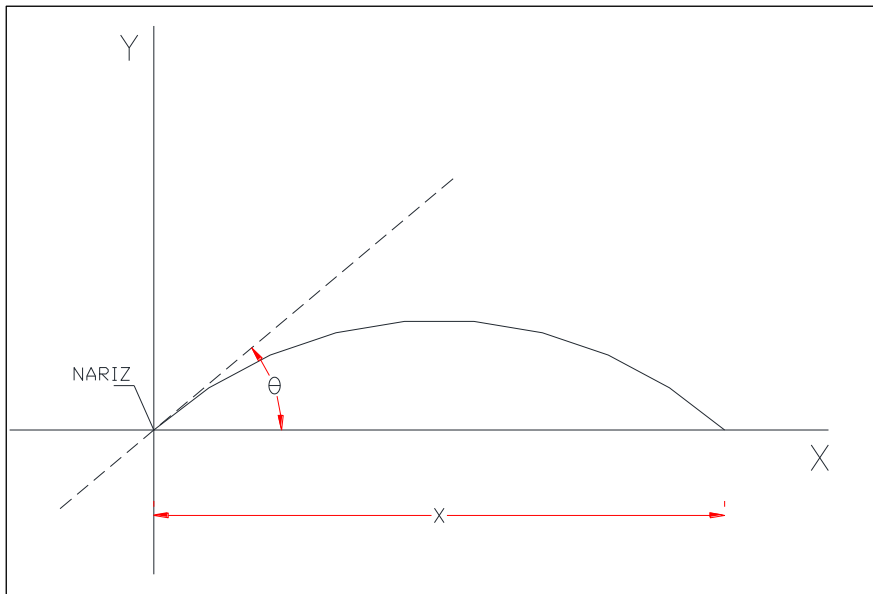


Figura 32: Sección transversal – Distancia de lanzamiento y caída del manto

3.4.1.7. Estabilidad de la presa.

De los cálculos anteriores se tiene el dimensionamiento de la presa para el análisis estructural de estabilidad respectivo.

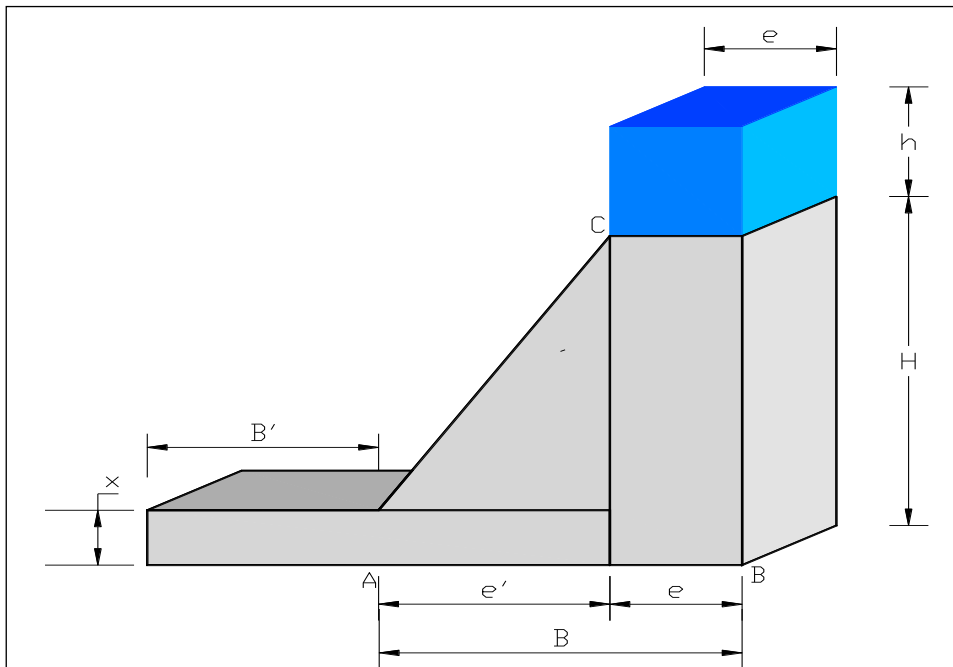


Figura 33: Forma de la Presa Huaynamango de concreto. Recuperado de (Corporación Andina - Estudio Hidráulico, 2013, pág. 18)



Tabla 06: Datos de diseño – Presa Huaynamango. Recuperado de (Corporación Andina - Estudio Hidráulico, 2013, pág. 18)

PARÁMETRO	CANTIDAD	UNIDAD
Talud aguas abajo	0.70	
Talud aguas arriba	0.05	
Ancho de la corona (e)	3.00	M
Altura efectiva (H)	28.50	M
Carga del vertedor (h)	1.84	M
Longitud del vertedor	15.00	M
Bordo libre	1.16	M
Altura de colchón hidráulico	2.00	M
Base (B)	23.65	M

3.4.1.8. Cálculo del centro de gravedad y peso propio del muro.

Con los datos de la Figura 33 y la Tabla 06 se ha calculado el centro de gravedad en coordenadas $X = \frac{\sum XA}{\sum A} = 8$ m desde la línea límite de cerramiento y el peso propio para un muro de concreto simple (densidad $\varphi_m = 2200 \text{ kg/m}^3$) es de $W = \varphi_m * \sum A = 835,477.50 \text{ Kg/m}$.

Tabla 07: Centro de gravedad – Presa Huaynamango. Recuperado de (Corporación Andina - Estudio Hidráulico, 2013, pág. 19)

Figura	Centro de gravedad (X)	Área (A)	XA
	$\frac{C}{2} = 1.50$	$CH = 85.50$	$C^2H = 128.25$
	$\frac{(B-C)}{3} + C = 9.88$	$(B - C) \frac{H}{2} = 294.26$	2908.29
		$\sum A = 379.76$	$\sum XA = 3036.54$

3.4.1.9. Cálculo de empuje de tierras, sedimentos o azolves

Considerando la presencia de sedimento gravoso ($\varphi_{az} = 1400 \text{ kg/m}^3$) se tiene un empuje de $F = \varphi_{AZ} \frac{H^2}{2} = 568,575.00 \text{ Kg/m}$ para una altura de presa de 28.50 m.

3.4.1.10. Cálculo de empuje de tierras, sedimentos o azolves

El empuje de azolves después de 25 años de funcionamiento de la presa sería $E_t = \frac{1}{2} \gamma h_t^2 \frac{1 - \text{sen} \varphi}{1 + \text{sen} \varphi} = 50,162.22 \text{ Kg/m}$ en presencia de sedimento gravoso de propiedades peso del material sumergido en agua ($\gamma = 1120 \text{ kg/m}^3$), espesor de tierras o sedimentos $h_t = 17.18 \text{ m}$, ángulo formado con la horizontal del talud natural $\varphi = 34^\circ$.

3.4.1.11. Presión hidrostática y punto de aplicación

La presión hidrostática es de $E_a = \left(\frac{P_1 + P_2}{2} \right) * (H_T - H) = 458,565.00 \text{ kg/m}$ para una presión en la parte superior $P_1 = 1,840.00 \text{ kg/m}^2$ y en la parte inferior de $P_2 = 30,340.00 \text{ kg/m}^2$ y cuyo punto de aplicación midiendo desde el punto de cerramiento es $\bar{X} = \frac{h}{3} \left(\frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \right) = 10.04 \text{ m}$ para una altura efectiva de presa $H = 28.50 \text{ m}$.

3.4.1.12. Empuje cuando el agua esta hasta la cresta vertedora

El empuje que ejerce el agua cuando se encuentra hasta la cresta vertedora es $(E_a = \frac{wh^2}{2}) = 406,125.00 \text{ kg/m}$ y su punto de aplicación esta 9.50 m de la altura efectiva de la presa.

3.4.1.13. Subpresión

De acuerdo al estudio geológico la presa en emplazará sobre una roca tipo sedimentaria ($k = 0.15$) teniendo como resultado una fuerza de supresión de $S = \frac{k\gamma_w HB}{2} = 50,551.88 \text{ kg/m}$.

3.4.1.14. Factor de seguridad al deslizamiento

El procedimiento de cálculo para el diseño de la presa utilizado es el Método por Tanteos proponiendo una base inicial y una corona hasta obtener un factor de seguridad R que se aproxime a 90% equilibrando los parámetros técnicos con los económicos.

Los parámetros para el cálculo del parámetro de seguridad R son el peso propio de la estructura $W = 835,477.50$ kg/m, tamaño de la base $B = 23.65$ m, centroide de la presa $X = 8$ m, fuerza de empuje $F = 568,575.00$ kg/m, altura de presa $H = 28.50$ m, subpresión $S = 50,551.88$ kg/m y la resultante normal $R_n = 784,925.63$ kg/m.

De los datos anteriores se determinó un espaciamiento $Z = \frac{W(B-X) - F\left(\frac{H}{3}\right) - S\left(\frac{2B}{3}\right)}{R_N} = 8.77$ m, una excentricidad de $e = \frac{B}{2} - Z = 3.06$ y finalmente el factor de seguridad $R = 600 \frac{e}{B} = 31.73\%$ como se muestra en la tabla 08.

Como el factor de seguridad R no se aproxima al 90% ($R \ll 90\%$) los parámetros técnicos y económicos no tienen un equilibrio y se debe disminuir la base para ahorrar costos. Este margen de $R = 90.00\% - 31.70\% = 58.30\%$ nos permite realizar una optimización de la estructura que es el objetivo de esta investigación. Para ello se utilizará la metodología de los elementos finitos con el objetivo de disminuir las dimensiones de la estructura o proponer otro material adecuado para las solicitaciones de carga calculadas. Con este diseño estructural inicial la Presa de Huaynamango del Proyecto de Inversión Pública “Mejoramiento y Ampliación del Servicio de Agua para Riego en los Caseríos de Toledo, Bellavista, Ayambía y Los Higos – Represa Huaynamango, Distrito de Santa Cruz de Toledo – Contumazá - Cajamarca” tiene las características geométricas y estructurales como se representa en los Planos V0, V1, V2, V3, V4, V5, V6, V7, V8, V9, V10, V11 que se muestran en el Apéndice.

Tabla 08: Estabilidad – Presa de tipo Gravedad Huaynamango

ESTABILIDAD - PRESA DE TIPO GRAVEDAD HUAYNAMANGO				
<p style="text-align: right;">Donde:</p> <ul style="list-style-type: none"> F: Fuerza de empuje H: Altura de la presa B: Base de la presa C: Ancho de la corona S: Subpresión X: Centroide W: Peso Rn: Resultante normal e: Excentricidad Z: Brazo de palanca 				
PARÁMETRO		CANTIDAD	UNIDAD	CONSIDERACIONES
Peso	: W	835.48	Tn/m	
Subpresión	: S	50.55	Tn/m	
Resultante	: R_n	784.93	Tn/m	
Base - Presa Huaynamango	: B	23.65	m	
Centroide	: X	8.00	m	
Fuerza de empuje	: F	568.58	Tn/m	
Altura - Presa Huaynamango	: H	28.50	m	
Brazo de palanca	: Z	8.77	m	
Excentricidad	: e	3.06	m	
FACTOR DE SEGURIDAD	: R	77.62	%	R < 90%
ANCHO DE CORONA	: e	1.23	m	e = 3.00 m
BASE DE PRESA	: B	25.43	m	

3.4.1.15. Costo de la presa

Se construirá una presa de concreto con capacidad total de almacenamiento de 246,475.20 m³. La construcción de la presa consta de las siguientes partidas las cuales se han optimizado en esta investigación que forman parte del presupuesto:

3.4.1.15.1. Obras Preliminares (Partida 01.02)

Como trabajos preliminares, básicamente se realizarán los trabajos de limpieza y desenraice del terreno, así como trazo y nivelación de 1,001.88 m² en el lugar de construcción de la presa.

- **Limpieza y desbroce del terreno** (Partida 01.02.01): La limpieza está basada en quitar algunas especies vegetales y suelo que pueda existir, considerando que el eje de la presa esta sobre roca arenisca.
- **Trazo y Nivelación** (Partida 01.02.02): El trazo y nivelación se constituye en el replanteo y verificación de marcas de ubicación no solo de la línea de cierre sino de toda la base del dique.

3.4.1.15.2. Movimiento de Tierras (Partida 01.03)

Los trabajos de movimiento de tierras para la construcción de la presa, se realizarán en un área de roca arenisca compacta, por lo que será necesario el uso de equipos especiales y material explosivo (dinamita), considerándose así una roca maciza o material tipo III.

3.4.1.15.3. Albañilería (Partida 01.04)

- **Muro o cuerpo de la presa** (Partida 01.04.02): Se trata de una estructura rígida que permitirá el embalse, por medio del cierre y obstrucción del lecho del río Contumazá, provocando así la acumulación de agua. Esta estructura tendrá una altura total de 32.50 m considerando 1.00 m de empotramiento en roca maciza del tipo arenisca, 3.00 m de corona y tendrá un talud aguas arriba de 0.05: 1.00 y 0.70: 1.00 aguas abajo, su base final es de 21.13 m y está construido con concreto armado de $f'c = 230 \text{ kg/cm}^2$.
- **Corona** (Partida 01.04.08): Se trata de los muros ambos lados del vertedor los mismos que tienen una longitud total de 21.72 m y su sección será de 3.00*3.00 m, estará construido de concreto armado de $f'c = 230 \text{ kg/cm}^2$, su altura es de 3.00 m con 1.84 m de carga de agua en una avenida máxima y 1.16 m de bordo libre.

Tabla 09: Presupuesto base – presa de concreto Huaynamango

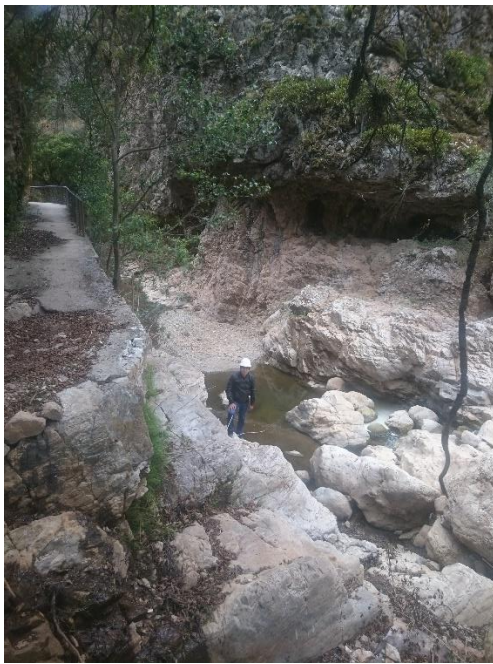
PRESUPUESTO - DISEÑO BASE

Presupuesto	0301001				
	"MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE AGUA PARA RIEGO EN LOS CASERÍOS DE TOLEDO, AYAMBÍA Y LOS HIGOS - REPRESA HUAYNAMANGO - DISTRITO DE SANTA CRUZ DE TOLEDO - PROVINCIA DE CONTUMAZÁ , DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA"				
Subpresupuesto	001				
Cliente	MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SANTA CRUZ DE TOLEDO				
Lugar	CAJAMARCA - CONTUMAZÁ - SANTA CRUZ DE TOLEDO				
Ítem	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	PRESA DE CONCRETO HUAYNAMANGO				4,526,909.60
01.01	OBRAS PROVISIONALES				25,954.81
01.01.01	CARTEL DE OBRA 4.80*2.40	und	1.00	704.81	704.81
01.01.02	INSTALACIONES SANITARIAS PROVISIONALES	glb	1.00	100.00	100.00
01.01.03	ALQUILER DE CASETA PARA GUARDIANÍA Y ALMACÉN	glb	1.00	150.00	150.00
01.01.04	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPOS Y MAQUINARIAS	glb	1.00	5,000.00	5,000.00
01.01.05	TRANSPORTE DE MATERIALES A OBRA	glb	1.00	20,000.00	20,000.00
01.02	OBRAS PRELIMINARES				911.71
01.02.01	LIMPIEZA Y DESENRAICE DEL TERRENO	m2	1,001.88	0.71	711.33
01.02.02	TRAZO Y NIVELACIÓN	m2	1,001.88	0.20	200.38
01.03	MOVIMIENTO DE TIERRAS				33,284.31
01.03.01	EXCAVACIÓN EN ROCA MACIZA CON EQUIPO Y EXPLOSIVOS	m3	1,115.80	29.83	33,284.31
01.04	ALBAÑILERÍA				3,561,502.46
01.04.01	COLCHÓN HIDRÁULICO				270,331.16
01.04.01.01	CONCRETO F°C = 230 KG/CM2 PARA COLCHÓN HIDRÁULICO	m3	596.60	447.91	267,223.11
01.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE COLCHÓN HIDRÁULICO	m2	85.48	36.36	3,108.05
01.04.02	CUERPO DEL MURO				2,847,386.63
01.04.02.01	CONCRETO F°C = 230 KG/CM2 PARA CUERPO DE PRESA	m3	6,120.38	447.91	2,741,379.41
01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE CUERPO DE MURO DE PRESA	m2	2,591.23	40.91	106,007.22
01.04.03	COMPUERTA DESLIZABLE GRANDE				187,053.39
01.04.03.01	CONCRETO F°C = 230 KG/CM2 PARA TÚNEL DE COMPUERTA GRANDE	m3	157.50	447.91	70,545.83
01.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE TÚNEL DE COMPT. GRANDE	m2	180.00	40.91	7,363.80
01.04.03.03	ACERO DE REFUERZO EN TÚNEL DE COMPT. GRANDE	kg	14,504.45	4.41	63,964.62
01.04.03.04	CONCRETO F°C = 230 KG/CM2 EN MURO DE APOYO DE COMPT. GRANDE	m3	62.58	447.91	28,030.21
01.04.03.05	ENCOFRADO Y DESENC.DE MURO DE APOYO PARA COMPT. GRANDE	m2	49.84	40.91	2,038.95
01.04.03.06	ACERO DE REFUERZO EN MURO DE APOYO PARA COMPT. GRANDE	kg	3,426.30	4.41	15,109.98
01.04.04	COMPUERTA DESLIZABLE PEQUEÑA				13,206.04
01.04.04.01	CONCRETO F°C = 230 KG/CM2 PARA TÚNEL DE COMPUERTAS	m3	12.37	447.91	5,540.65

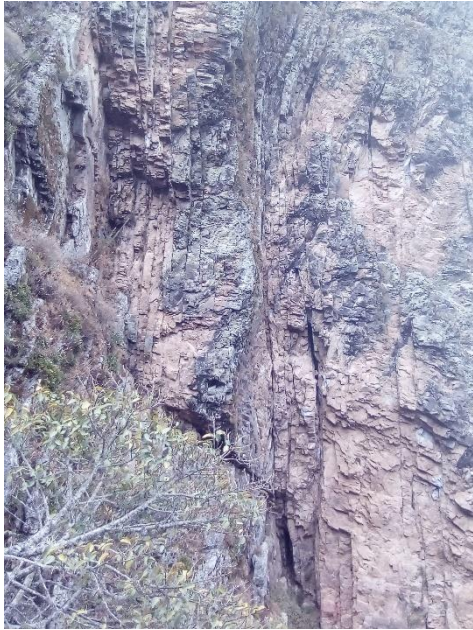
01.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE TÚNEL DE COMPUERTA	m2	29.55	40.91	1,208.89
01.04.04.03	ACERO DE REFUERZO EN TÚNEL DE COMPUERTA	kg	1,464.06	4.41	6,456.50
01.04.05	PUENTE SOBRE VERTEDOR				9,476.06
01.04.05.01	CONCRETO F'C = 230 KG/CM2 EN PUENTE SOBRE EL VERTEDOR	m3	6.75	447.91	3,023.39
01.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PUENTE SOBRE VERTEDOR	m2	50.40	39.62	1,996.85
01.04.05.03	ACERO DE REFUERZO EN PUENTE SOBRE VERTEDOR	kg	1,010.39	4.41	4,455.82
01.04.06	PILOTES SOBRE VERTEDOR				17,600.59
01.04.06.01	CONCRETO F'C = 230 KG/CM2 EN PILOTES SOBRE VERTEDOR	m3	14.13	447.91	6,328.97
01.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PILOTES SOBRE VERTEDOR	m2	74.16	39.62	2,938.22
01.04.06.03	ACERO DE REFUERZO EN PILOTES SOBRE VERTEDOR	kg	1,889.66	4.41	8,333.40
01.04.07	SARDINEL Y MURO DE BARANDA				9,491.97
01.04.07.01	CONCRETO F'C = 230 KG/CM2 EN SARDINEL Y MUROS DE LA BARANDA	m3	1.45	447.91	649.47
01.04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SARDINEL Y MURO DE BARANDA	m	145.46	18.90	2,749.19
01.04.07.03	ACERO DE REFUERZO EN SARDINEL Y MURO DE BARANDA	kg	197.68	4.41	871.77
01.04.07.04	BARANDA DE TUBO DE FIERRO PARA PROTECCIÓN	m	146.92	35.54	5,221.54
01.04.08	CORONA				93,625.22
01.04.08.01	CONCRETO F'C = 230 KG/CM2 EN LA CORONA	m3	195.48	447.91	87,557.45
01.04.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE CORONA	m2	148.32	40.91	6,067.77
01.04.09	MUROS GUÍA Y DESCARGA				113,331.41
01.04.09.01	CONCRETO F'C = 230 KG/CM2 EN MUROS GUÍA Y DE DESCARGA	m3	140.04	447.91	62,725.32
01.04.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MUROS GUÍA Y DE DESCARGA	m2	560.16	40.91	22,916.15
01.04.09.03	ACERO DE REFUERZO EN MUROS GUÍA Y SARDINEL	kg	6,278.90	4.41	27,689.95
01.05	OBRAS METÁLICAS Y DE GASFITERÍA				899,978.83
01.05.01	COMPUERTA DESLIZABLE GRANDE	und	1.00	802,650.31	802,650.31
01.05.02	COMPUERTA DESLIZABLE PEQUEÑA	und	1.00	2,093.76	2,093.76
01.05.03	OBRAS DE TOMA A BASE DE TUBO HDF DE 8"	und	1.00	95,234.76	95,234.76
01.06	ACABADOS				5,277.46
01.06.01	PINTURA ESMALTE A DOS MANOS EN MUROS	m2	708.48	6.21	4,399.66
01.06.02	ROTULADO EN MUROS CON LETRAS GRANDES	m2	60.00	14.63	877.80
02	CASETA DE VÁLVULAS				9,330.65
03	CASETA DE CONTROL Y GUARDIANÍA				11,420.09
04	CASETA DE MOTORES				11,420.09
05	LÍNEA DE CONDUCCIÓN				1,668,090.87
06	CAPACITACIONES Y ASISTENCIA TÉCNICA				32,000.00
	COSTO DIRECTO				6,259,171.30

3.4.2. Visita de campo:

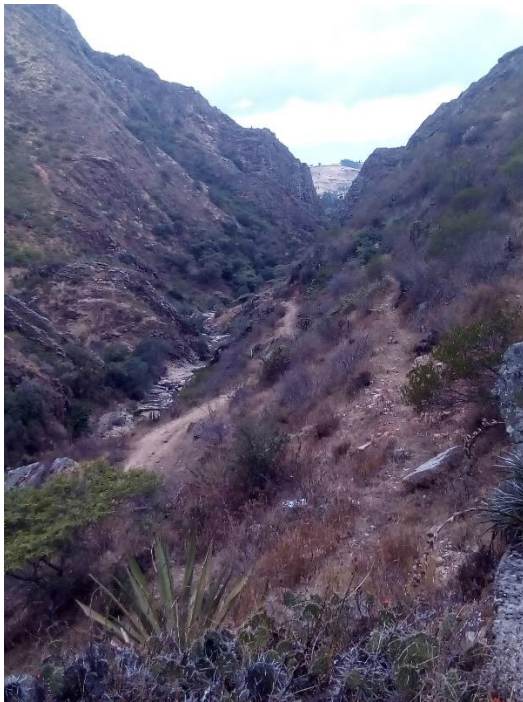
De acuerdo a la bibliografía consultada, la visita de campo y los estudios de la presa Huaynamango, se considera la hipótesis de carga más desfavorable Navarrina Martinez, (1987) en combinación del peso propio de la estructura a nivel máximo de llenado. Donde las cargas actuantes son hidrostática, subpresión y peatonal, teniendo en consideración las variables de diseño y constantes de diseño. Además se ha tenido en consideración realizar el modelamiento del muro de la presa Huaynamango y la roca de cimentación (roca sedimentaria en su totalidad) para mayor fiabilidad de los datos por la irregularidad de la cerrada



En la imagen de la izquierda se puede observar que el material donde se cimentará la presa es roca sedimentaria arenisca presente a lo largo de los 25.5 m, y en la imagen de la derecha se observa la altura de cortina de la presa aguas abajo.



En la imagen de la izquierda y derecha se observa el diaclasamiento de la roca arenisca margen izquierdo y derecho del cerramiento.



En las imágenes de la izquierda se puede observar el embalse de la presa, y en la imagen de la derecha la cerradura donde se construirá la presa.

Figura 34: Visita de campo al lugar donde se construirá la presa Huaynamango

3.4.3. Análisis estático estructural del diseño inicial

El diseño y la evaluación de presas de concreto de tipo gravedad deben basarse en criterios apropiados que reflejen tanto el nivel de seguridad deseado como la elección de los procedimientos de diseño, el objetivo principal de esta investigación es determinar de qué manera la simulación con elementos finitos nos ayuda a optimizar estructuralmente el diseño por prueba y error de una presa de tipo gravedad asistido con el software ANSYS INC. 18.2, para ello se analizará la Presa Huaynamango de concreto de alta densidad basada en la U.S.B.R sus condiciones de estabilidad y estrés utilizando métodos analíticos como Método de gravedad 2D y método de Elementos Finitos 3D determinando las tensiones principales y de corte obtenidas para realizar el procedimiento de optimización mediante el método de elementos finitos de la sección transversal de la Presa y comparar con las obtenidas utilizando el método de tanteos 2D.

Los datos de ingeniería son los materiales que constituyen la presa de tipo gravedad Huaynamango, el material de construcción de la presa es el concreto simple de parámetros físicos específicos para el caso de estudio a realizar su análisis estructural.

3.4.3.1. Geometría

Del análisis de estabilidad se ha determinado un ancho inicial de 23.65 m y posteriormente al análisis una dimensión de 25.43 m finalmente se establece como valor inicial para su análisis un longitud de 25.50 m.

Para la determinación de las cargas presentes en la Presa Huaynamango de concreto de tipo gravedad se determinan con las consideraciones de (Bureau of Reclamation, 1987), (Corporación Andina - Estudio Hidráulico, 2013) y todo lo referente a este aspecto en el marco teórico de esta investigación requerida en el análisis estructural.

La estructura está compuesta por el muro o cuerpo de la presa y la coronación cuyos parámetros de entrada se resumen a continuación:

- X1 : Ancho de base de la presa.
- X2 : Ancho de coronación de la presa.
- X3 : Ancho de talón de la presa
- Z1 : Ancho del conducto de limpia para compuerta deslizable
- Z2 : Ancho del conducto de descarga para compuerta deslizable
- Y1 : Altura de coronación
- Y2 : Altura del conducto de limpia para compuerta deslizable grande
- Y3 : Altura del conducto de descarga para compuerta deslizable
- Y4 : Altura total de presa
- Y5 : Altura de talón de la presa

Los valores definidos se asignan del diseño de Corporación Andina - Estudio Hidráulico, (2013) donde sus dimensiones se recojen en metros para mayor facilidad de manejo e interpretación de datos:

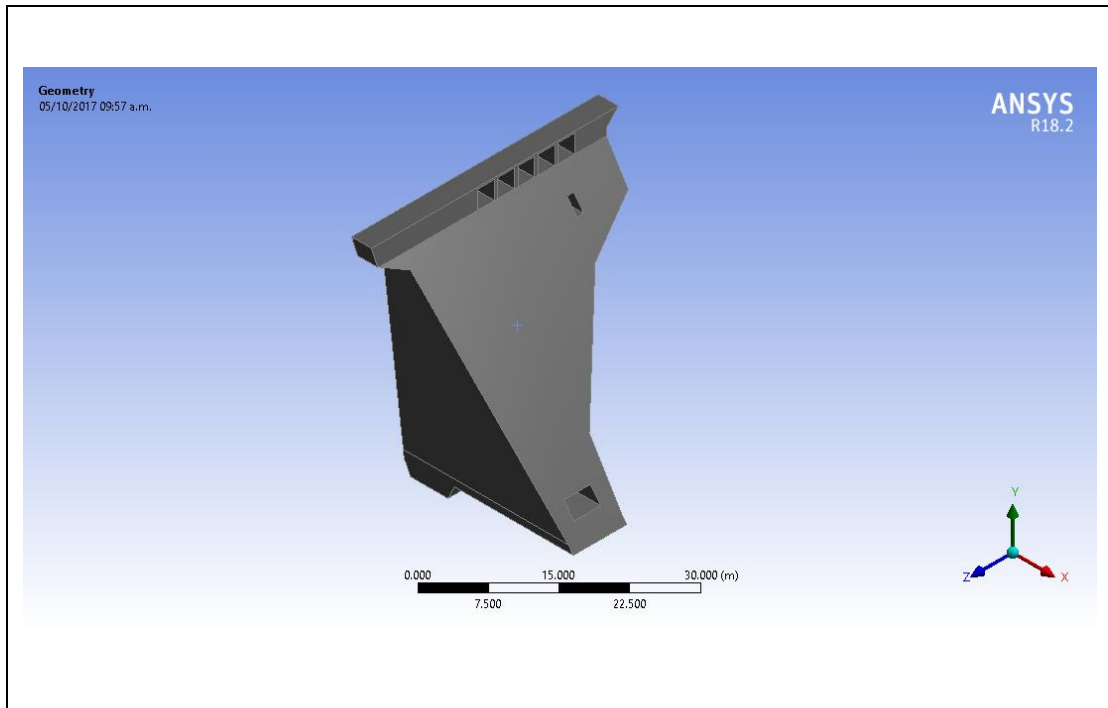
Tabla 10: Parámetros del diseño inicial

PARÁMETROS – MODELO INICIAL (m)									
X1	X2	X3	Z1	Z2	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5
25.50	3.00	6.00	4.00	1.00	3.00	2.00	2.00	32.5	3.00

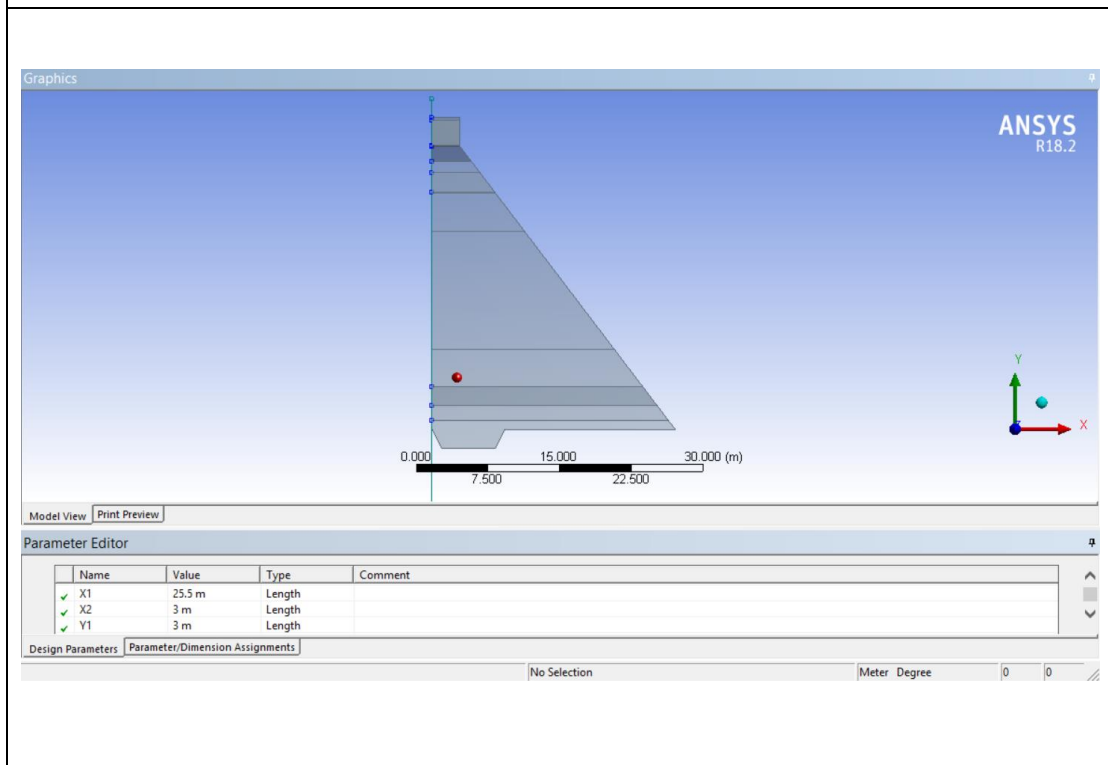
A partir de estos valores se pueden obtener los parámetros geométricos a optimizar que se emplearán para comparaciones posteriores, como son Ancho de la base de la presa (X1), ancho de la coronación (X2) y altura de coronación (Y1) las que se muestran en la tabla 11 y en la figura 35:

Tabla 11: Parámetros del estudio

PARÁMETROS DE ESTUDIO		
X1 (m)	X2 (M)	Y1 (M)
25.50	3.00	3.00



(a)



(b)

Figura 35: Geometría inicial ANSYS R.18.2. (a) Presa de tipo gravedad Huaynamango 3D. (b) Sección trasversal de parametrización.

3.4.3.2. Ingeniería de materiales

3.4.3.2.1. Concreto

El material de construcción de la presa es concreto simple con el fin de controlar la fuerza hidrostática que ejerce el embalse del agua y sus propiedades se han determinado según la bibliografía consultada en esta investigación. Se detalla a continuación los valores de las mismas:

3.4.3.2.1.1. Módulo de elasticidad del concreto simple

Para concretos de Peso Normal (aproximadamente 2300 Kg/m³) la norma peruana Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado, (2009) y la norma Comité ACI 318, (2005) se puede estimar el módulo de elasticidad mediante:

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} \quad 3.1$$

Ya que estas ecuaciones ignoran el tipo de agregado utilizado, su dispersión es amplia, los valores medidos en ensayos varían entre 0.8 y 1.2 del predicho por las ecuaciones. Cuando sea necesario una mejor estimación del módulo de elasticidad para cargas de corta duración, por ejemplo para el caso en que las deflexiones o vibraciones sean determinantes en el diseño, se recomienda obtener mediante ensayos el módulo de elasticidad del concreto a utilizarse.

3.4.3.2.1.2. Resistencia a la compresión

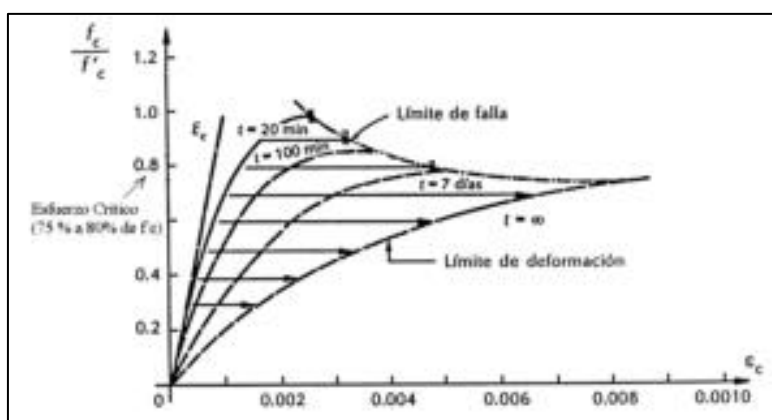


Figura 36: Efecto - Cargas sostenidas de compresión. Recuperado de (Ottazzi Pasino, 2004, pág. 21)

En la figura 36 se muestra el efecto de las las cargas sostenidas de compresión en un elemento de concreto sin armadura de refuerzo, Además muestra las deformaciones máximas tras aplicar indefinidamente esfuerzos de compresión menores al esfuerzo crítico. Cabe resaltar que bajo cargas constantes las deformaciones aumentan con el tiempo por el efecto del flujo plástico del material de concreto. La curva superior, denominada límite de falla, indica las deformaciones a la falla correspondientes a las cargas superiores al valor crítico.

En teoría, un elemento de concreto sin armar según Ottazzi Pasino, (2004) considera que puede soportar cargas indefinidamente sin fallar, hasta para un esfuerzo en el orden del 60% de su resistencia. Cargas mayores, aplicadas de modo permanente, que produzcan esfuerzos mayores al 70% – 80% de su capacidad, provocarán la falla del elemento.

$$f'c_{CYS} = 0.60 * f'c \quad 3.2$$

3.4.3.2.1.3.Resistencia a tracción

El (Comite ACI 318, 2005) para elementos de concreto simple (sin armadura) sometidos a flexión específica que la resistencia a tracción está dado por la ecuación:

$$f't_{TYS} = 1.30 * \sqrt{f'c} \quad 3.3$$

3.4.3.2.1.4.Resistencia al corte

Sosa Caiza, (2011), considera la siguiente expresión para el cálculo del esfuerzo máximo al corte del concreto simple:

$$G_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * 1.5 \quad 3.4$$

3.4.3.2.1.5. Deformación máxima

Según Ottazzi Pasino, (2004), para un concreto simple en compresión entre 210 Kg/cm² y 350 Kg/cm² la deformación máxima es de 0.002 m.

Tabla 12: Propiedades físicas del Concreto

MATERIAL:	CONCRETO	
Propiedades	Valor	Unidad
Resistencia (Resistance)	230	Kg cm ⁻²
Densidad (Density)	2200	Kg m ⁻³
Coefficiente Secante Isotrópico de Expansión Térmica (Isotropic Secant coefficient of thermal Expansion)		
Coefficiente de Expansión Térmica (Coefficient of Thermal Expansion)	0.000011	°C ⁻¹
Temperatura de Referencia de la Tensión Térmica Cero (Zero-Thermal-Strain Reference Temperature)	22	°C
Elasticidad Isotrópica (Isotropic Elasticity)		
Módulo de Young (Young's Modulus)	2.23E+10	Pa
Coefficiente de Poisson (Poisson's Ratio)	0.15	-
Módulo de Compresibilidad (Bulk Modulus)	1.56E+10	Pa
Módulo de Corte (Shear Modulus)	1.27E+10	Pa
Resistencia a la Tracción (Tensile Yield Strength)	1.93E+06	Pa
Resistencia a la Compresión (Compressiv Yield Strength)	1.35E+07	Pa
Resistencia a la Tracción Máxima (Tensile Ultimate Strength)	5.00E+06	Pa
Resistencia a la Compresión Máxima (Compressiv Ultimate Strength)	4.10E+07	Pa
Resistencia al Esfuerzo Cortante (Shear Strength modulus)	1.79E+07	
Datos editables		
Datos no editables		

3.4.3.2.2. Cimentación

Para determinar las propiedades físicas de la cimentación para el modelamiento en ANSYS 18.2 se ha considerado los estudios del proyecto de inversión pública, así como el Estudio de Geología de la región de Cajamarca de (Cruzado Vásquez & Crisólogo Rodríguez , (2009) y la librería de materiales de ANSYS 18.2.

3.4.3.2.2.1. Características geomorfológicas

Según la geomorfología regional, este sector corresponde a la unidad geomorfológica del tipo valle y a la unidad cordillera, su relieve es amplio y abrupto por ambos flancos, donde las laderas ofrecen taludes fuertes a moderadas (50° - 30°). El sistema de drenaje superficial es del tipo dendrítico. Tiene régimen torrencioso y se desplaza en cauce angosto, encañonado, con fuerte pendiente y escalonado. Su origen se relaciona con acciones erosivas en rocas volcánicas favoreciendo en cierta medida la colmatación de elementos proluvio-fluviales y desarrollando caracteres propios de un cauce torrencioso como son los procesos de socavamientos marginales y de fondo del cauce, aunque de bajas magnitudes.

3.4.3.2.2.2. Características geológicas y geotécnicas

A lo largo de la zona del proyecto se encuentran las siguientes formaciones: Volcánico Chilete (Ti-vch) conformado por tobas, andesitas, areniscas y conglomerados que se encuentran con buen dureza, densas y resistentes; Volcánico San Pablo (Ti-vsp): conformado por andesitas, dacitas, piroclásticos, lutitas y brechas; Intrusivo Diorítico – Tonalítico (Ti-di/to): constituido por rocas diorítica y tonalíticas que se encuentran con buen dureza, densas y resistentes; Intrusivo Granodioríticos (Ti-gra): se trata de 2 afloramientos pequeños localizados sobre la margen izquierda del río Contumazá. Son rocas tipo granodioritas, cristalinas, densas, duras y resistentes; Cuaternario (Qr – prol/fl), representado por material proluvio-fluvial, que se encuentra temporalmente colmatado en el último tramo de 3 km del cauce del río Contumazá.

Su granulometría estimada en el río Contumazá es de: bloques (2 – 5 m) en un 10%, boletos (5” – 12”) en un 40%, cantos (3” – 5”) en un 30%, gravas y arenas en un 10% y finos (<3”) en un 10%.

El comportamiento geotécnico de los materiales es aceptable y por su naturaleza litológica muestran bajas condiciones de fragilidad para meteorizarse. Así como la geodinámica es baja, los procesos no son frecuentes y los existentes no representando riesgos geodinámicos. Los procesos erosivos, es igualmente de magnitudes bajas a moderadas; de esta manera han resultado que las cumbres o elevaciones prominentes se encuentren denudadas y los productos erosivos han sido transportados a lugares de baja pendiente y/o en taludes de escombros. En cuanto al potencial erosivo, es relativamente bajo a regular, por cuanto en las laderas hay escasa cobertura que viene siendo afectada por procesos geodinámicos poco frecuentes y de magnitudes que no significan altos riesgos.

Tabla 13: Propiedades físicas del material de cimentación

MATERIAL:	ARENISCA	
Propiedades	Valor	Unidad
Densidad <i>(Density)</i>	2300	Kg m ⁻³
Elasticidad Isotrópica <i>(Isotropic Elasticity)</i>		
Módulo de Young <i>(Young's Modulus)</i>	3.40E+10	Pa
Coefficiente de Poisson <i>(Poisson's Ratio)</i>	0.234	-
Ángulo de fricción interna inicial <i>(Initial Inner Friction Angle (radian))</i>	0.0104	Rad
Cohesión inicial <i>(Initial Cohesion)</i>	4.2E+07	Pa
Datos editables		
Datos no editables		

Y las propiedades mecánicas para la interacción Presa – Material de Cimentación (Contacto):

Tabla 14: Propiedades físicas del contacto concreto – roca arenisca

MATERIAL:	CONCRETO - ARENISCA	
Propiedades	Valor	Unidad
Coefficiente de Fricción <i>(Friction Coefficient)</i>	0.9	Kg m ⁻³
Angulo de contacto Roca - Concreto Angle of contact Roca - Concrete	42	°

3.4.3.3. Fuerzas

3.4.3.3.1. Fuerza hidrostática

Se presenta por el peso del agua almacenada que representa la mayor fuerza horizontal externa actuante sobre la superficie de contacto aguas arriba o aguas abajo de la presa de tipo gravedad donde H es la profundidad del agua y γ_w es el peso unitario del agua. La profundidad del agua es $H = H' + h = 28.50 + 1.84 = 30.34 \text{ m}$, donde H' es la altura efectiva cuando la altura del agua esta hasta la cresta vertedora y h la carga de agua sobre el vertedor y $\gamma_w = 1000.00 \text{ Kg/m}^3$. Con estos valores el valor de la fuerza hidrostática es:

Fuerza hidrostática en el fondo de la presa:

$$F_{H1} = \gamma_w * H = 1000 * 30.34 * 9.81 = 297635.4 \text{ Pa}$$

Fuerza hidrostática a la altura de la cresta:

$$F_{H2} = \gamma_w * H = 1000 * 1.84 * 9.81 = 18050.4 \text{ Pa}$$

3.4.3.3.2. Fuerza peatonal,

Esta sobrecarga en concordancia con (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Reglamento Nacional de Edificaciones: "Cargas" - E. 020, 2006) tiene un valor de $500 \text{ Kg/m} = 4905 \text{ Pa}$ actuante a lo largo de la corona de ancho 3.00 m.

3.4.3.3. Fuerza de subpresión,

Considerando un $k = 0.15$ típico para una roca sedimentaria arenisca en concordancia con el estudio geológico y un peso específico del agua de $\gamma_w = 1000 \text{ Kg/m}^3$ se tiene una fuerza de subpresión:

Fuerza de subpresión para una altura de presa de 30.34 m:

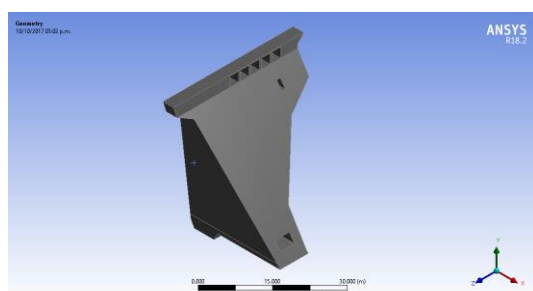
$$F_{S1} = k\gamma_w H = 0.15 * 1000 * 9.81 * 30.34 = 44645.31 \text{ Pa}$$

Fuerza de subpresión para una altura de agua de 3.41 m:

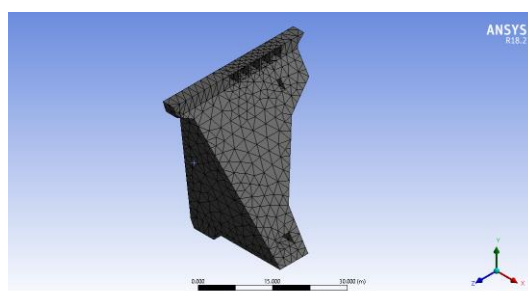
$$F_{S2} = k\gamma_w H = 0.15 * 1000 * 9.81 * 3.41 = 5017.815 \text{ Pa}$$

3.4.3.4. Restricciones, mallado y asignación de cargas

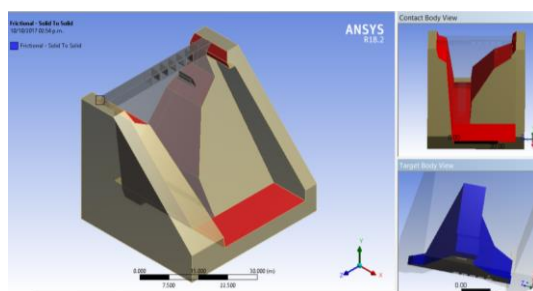
El modelo para realizar la optimización de la Represa Huaynamango de tipo gravedad es maciza y de concreto simple, cuya sección transversal se esquematiza en la Figura 37 y la sección 3D de la presa en su caso más desfavorable de carga.



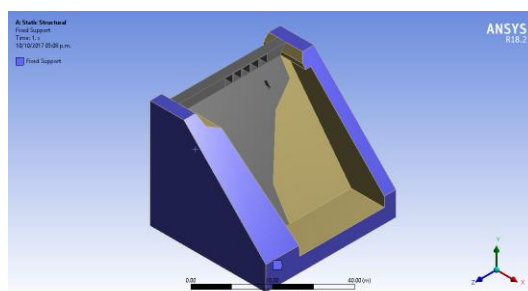
(a)



(b)



(c)



(d)

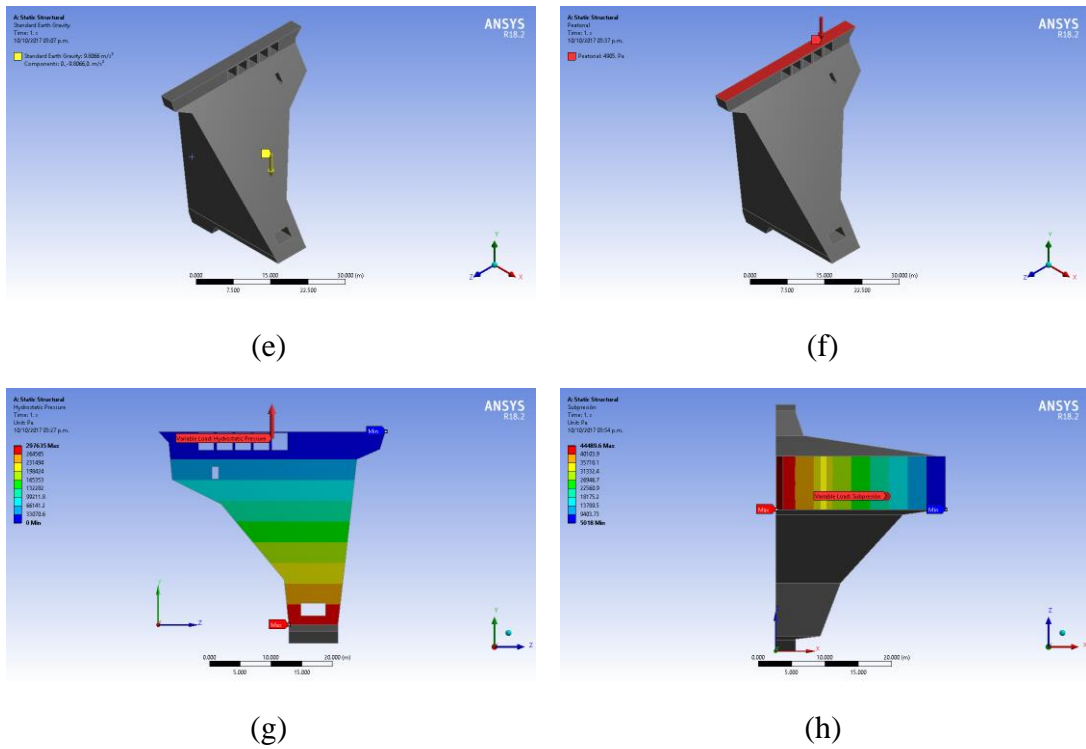


Figura 37: (a) Geometría. (b)Mallado. (c) Contacto. (d) Restricciones. (e)Peso propio de presa. (f) Carga Peatonal. (g) Carga hidrostática. (f) Subpresión

Determinado los datos de ingeniería del material se vinculan, definen y asignan a la geometría base de la presa.

Se realiza el mallado (mesh) configurando las preferencias físicas especificando el tipo de simulación mecánica que es la que mejor se adapta para tensiones y deformaciones, luego se establece la relevancia a 100 para hacer un proceso refinado (-100 a 100) asegurando la representación correcta y mejor calidad de la geometría se configura el uso de funciones de tamaño avanzada basado en (Adaptative) generando un mallado refinado y exacto sobre todo en las uniones de los bordes y curvaturas de la geometría de la presa para lograr su convergencia aunque con un mayor gasto computacional.

Luego se restringe el modelo de tal manera que no se mueva infinitamente, para ellos se utilizaran soportes fijos en las caras exteriores del sólido que representa la roca sedimentaria arenisca donde se cimentará la presa. Se establece un

contacto friccionante con coeficiente de fricción de 0.9 entre las superficies de contacto de los sólidos que representa la presa y la roca de cimentación.

La asignación de la carga que interactúa en la geometría, en este caso de investigación se tiene la carga hidrostática se ha considerado como hipótesis de carga, la combinación del peso propio de la estructura y la carga hidrostática distribuida con una altura $H = 30.34$ m y con un valor de 297635.4 Pa para H igual a 0.00 m y de 0 Pa a una altura de $H = 30.34$ m, fuerza peatonal de 4905 Pa en la cara superior del sólido que representa la coronación Figura 37 (f) y la subpresión en la cara inferior de la presa como se muestra en l Figura 37 (h)

3.4.3.5.Comportamiento estructural (Análisis estático estructural)

El diseño y evaluación de Presa Huaynamango como estructura hidráulica para la carga hidrostática sobre la cresta se basa en la metodología de los elementos finitos desarrollada en el capítulo anterior teniendo en cuenta las consecuencias del fallo y su función operacional. Los resultados obtenidos se han avaluado teniendo en consideración limitaciones, suposiciones e incertidumbres del análisis propuesto en esta investigación.

El análisis de una presa de tipo gravedad mediante el método analítico de gravedad bidimensional considera una longitud unitaria de la presa para determinar, fuerzas verticales y horizontales, el brazo momento de todas estas fuerzas sobre el dedo, los momentos de todos estos sobre el dedo y la localización de la fuerza resultante determinando su distancia desde el dedo; además averigua la excentricidad de la resultante, determina las tensiones verticales y normales en el dedo del pie y el talón para finalmente determinar el factor de seguridad contra el vuelco y deslizamiento

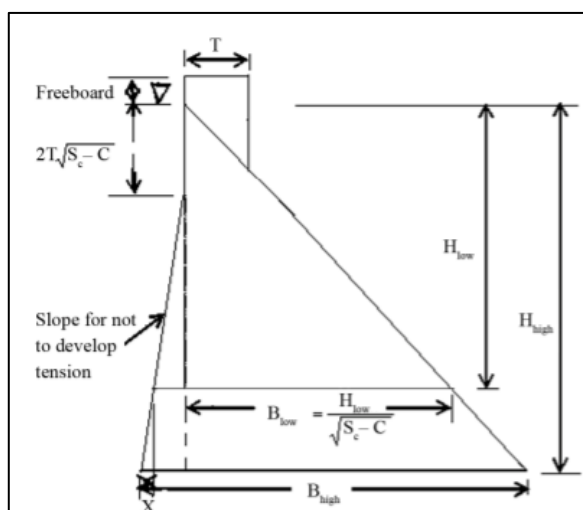


Figura 38: Sección típica de análisis de una presa de tipo gravedad de concreto. Recuperado de

(Hazrat Ali, Rabiul Alam, Naimul Haque, & Jahangir Alam, 2012, pág. 19)

El análisis estructural estático determina las deformaciones, tensiones y fuerzas en estructuras o componentes causados por cargas que no inducen inercia significativa. Se asume condiciones de carga y respuestas estables; es decir, se supone que las cargas y la respuesta de la estructura. Se utiliza un Sistema de análisis agregando una plantilla de análisis estructural estático arrastrando la plantilla del Cuadro de herramientas al Esquema del proyecto.

Las ventajas de usar una plantilla de análisis estructural estático es que es integrado y modular lo que permite asociar los datos de ingeniería, geometría. Mallado, análisis y resultado, además de ser extensible con otras plantillas de análisis de parametrización, etc.

Las desventajas de utilizar esta plantilla de análisis estructural estático es que los resultados dependen del número de elementos utilizados en el mallado afectado la convergencia del sistema. El proceso típico de cálculo para usar las plantillas, sub programas o sistemas de análisis en este caso el “Static Structural” es:

- **Pre- Proceso**, Se establece el modelo, se constituye la geometría del problema (Sección crítica de la presa volumen de concreto), se definen los datos de ingeniería (propiedades del concreto f_c 230 Kg/cm²) y finalmente se genera la malla de elementos finitos para realizar una

aproximación discreto del problema sobre la base de los nodos los que se conectan para formar los elementos finitos

- **Proceso**, Condiciones de borde de los nodos y elementos (vértices, aristas, planos), aplicación de cargas (carga hidrostática) y la obtención de la solución
- **Post – Proceso**, Visualización de los resultados (deformaciones, tensiones máximas principales, intermedias y mínimas, etc.) y finalmente la aplicación de las teorías de falla adecuada para materiales frágiles (concreto $f'c$ 230 kg/cm²).

3.4.3.5.1. Deformaciones

En la figura 39 se presenta la distribución de las deformaciones totales. La deformación máxima se produce en la parte central del bloque de concreto que representa la coronación y tiene un valor de $e = 0.00042853$ m. El sólido trapezoidal que representa la presa presenta deformaciones cuyos valores se incrementan de $e = 0.00$ m en el talón de la presa (Plano XZ, para $Y = -3.00$ m) hasta $e = 0.00042853$ m en la parte superior donde inicia la coronación (Plano XZ para $Y = 31.50$ m).

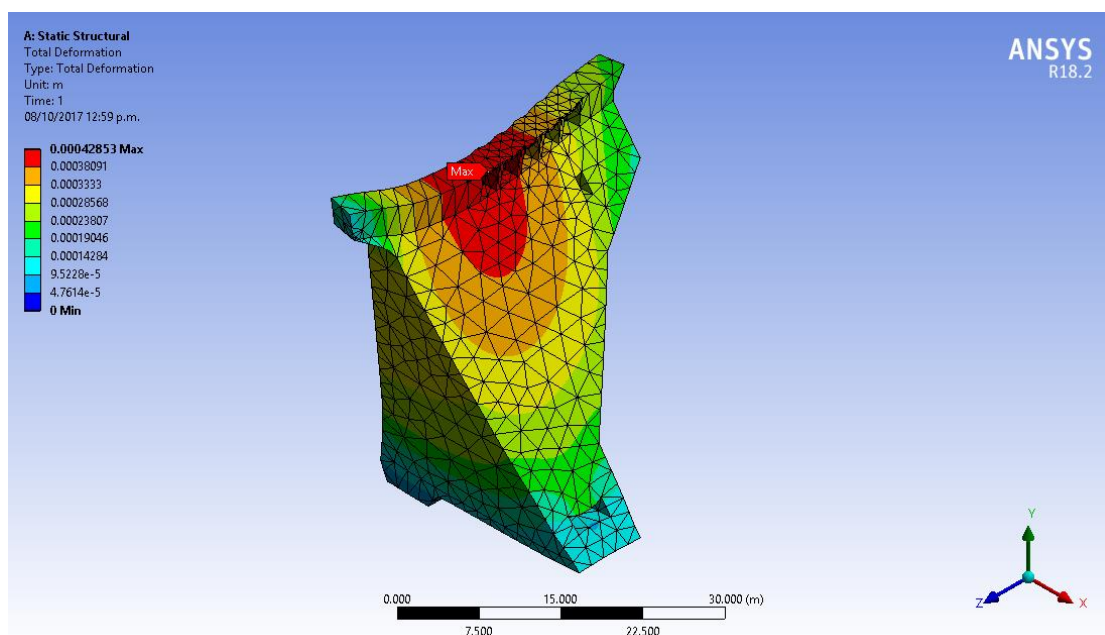


Figura 39: Deformaciones Totales – Plano Isométrico

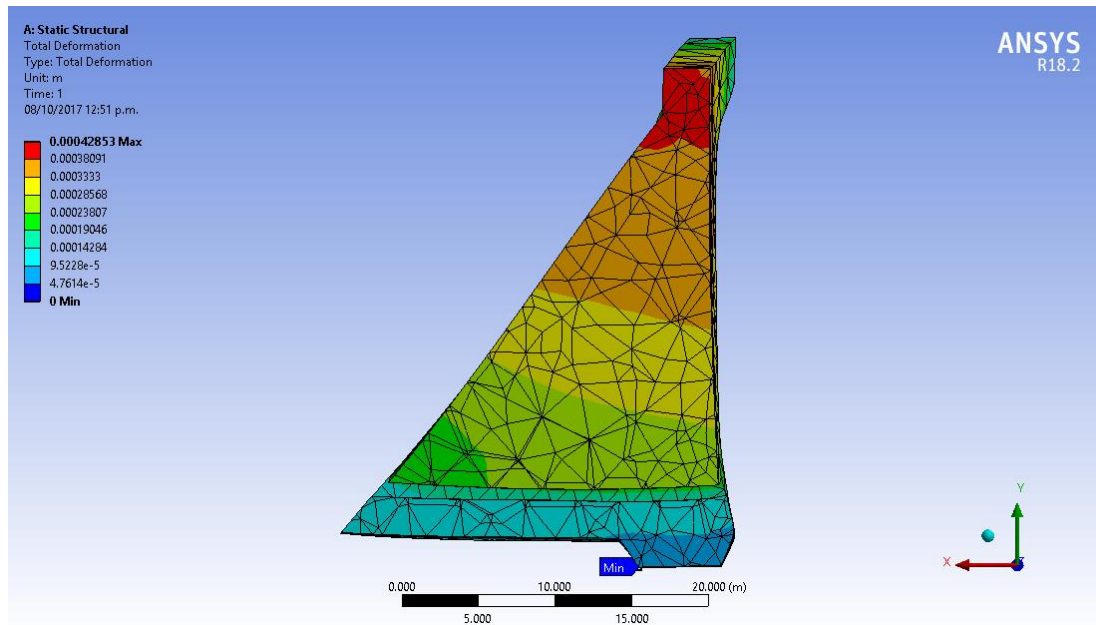


Figura 40: Deformaciones Totales – Plano XY, Z = 25.00 m

Tabla 15: Localización y valor de la deformación total máxima y mínima

Figura	Nodo	Coordenadas (m)			Total	Deformación (m)		
		x	y	z		ϵ_x	ϵ_y	ϵ_z
1 – a	487	3.00	31.50	20.30	0.00042853	0.000293	-0.00031	-0.0000069
1 – a	2035	6.70	-3.00	25.20	0.00005854	0.000034	-0.00004	0.0000015
Deformación total					:(Máximo)	■		
Deformación total					:(Mínimo)	■		

3.4.3.5.2. Tensiones principales máximas y tensión máxima de corte

En la figura 41 se muestra el mapa de tensiones principales máximas σ_1 . La máxima tensión de tracción se produce en la la parte izquierda, en un sector localizado en la cara aguas debajo de la presa cerca de la coronación, de valor $6.98E+05$ Pa menor a la resistencia de cálculo de tracción del concreto de $1.98E+06$ Pa determinada en la expresión (3.3) evitando así la aparición de fisuras. De la figura 42 se puede concluir que la presa trabaja a compresión en su totalidad.

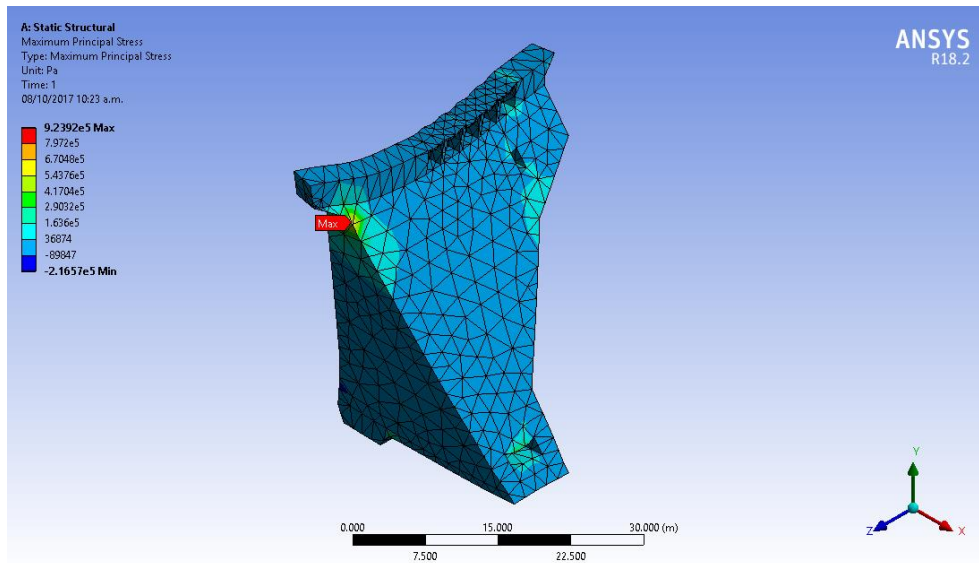


Figura 41: Tensión principal máxima (Tracción) – Plano Isométrico

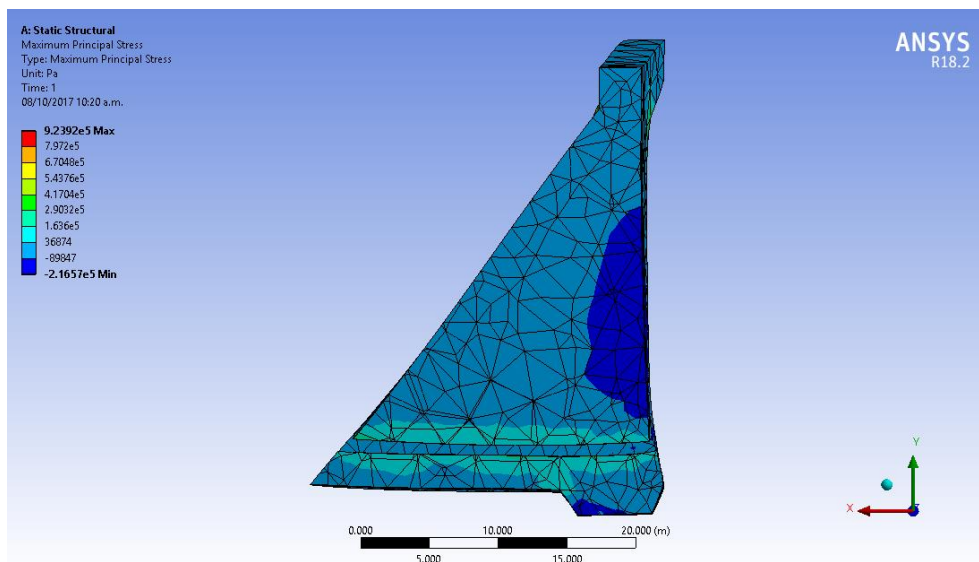


Figura 42: Tensión principal máxima (Tracción) – Plano XY, Z = 25.00 m

En la figura 43 se presentan los mapas de tensiones principales mínimas σ_3 . Observándose que la presa trabaja predominantemente en su estado de tensiones a compresión. El valor máximo es $7.623E+05$ Pa y se produce en los vértices superiores del conducto de sedimentos en la cara de la presa aguas arriba (Plano YZ para $X = 0.00$) valor que no supera la resistencia a la compresión del concreto $1.35E+07$ Pa evitando que la presa falle por

aplastamiento. Además cabe resaltar que el ducto está reforzado con acero en todo su perímetro ya lo largo del ancho (25.50 m) de la presa

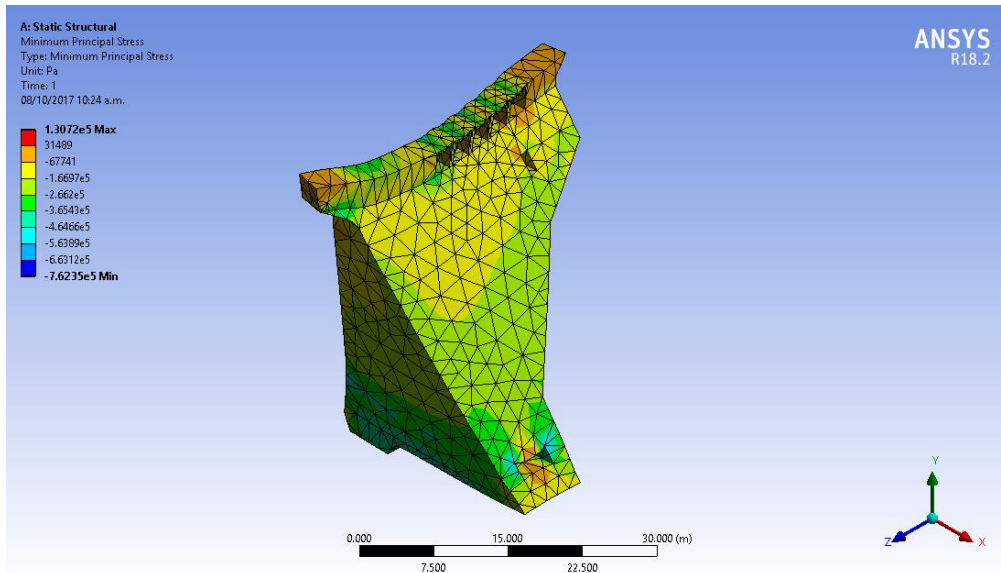


Figura 43: Tensión principal mínima (Compresión) – Plano Isométrico

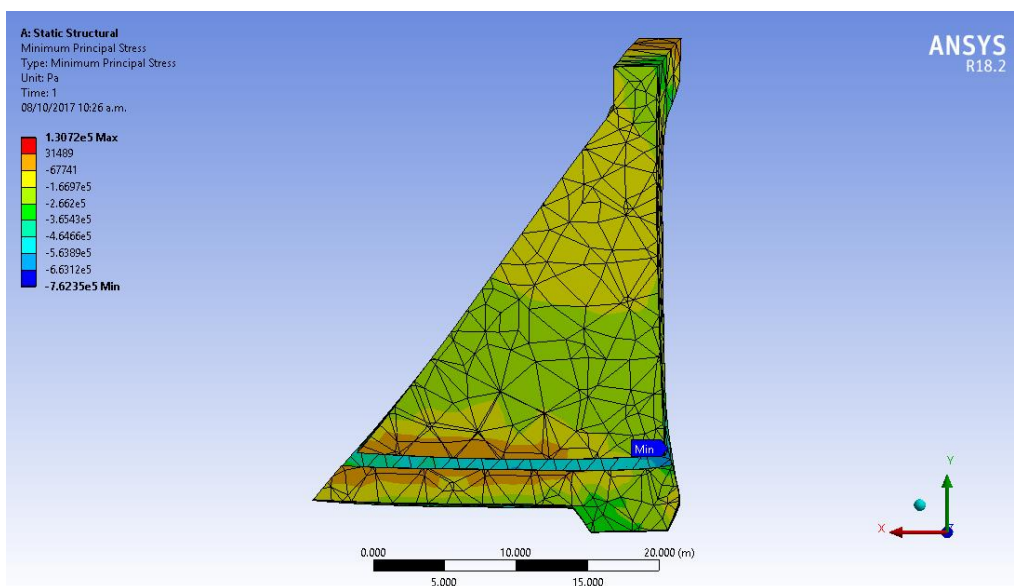


Figura 44: Tensión principal máxima (Tracción) – Plano XY, Z = 25.00 m

En la figura 45 se presentan los de tensiones máximas de corte $\tau_{\text{Máx}}$. La máxima tensión al corte se presenta en un punto del talón de presa que evita el deslizamiento de valor $4.449\text{E}+07$ Pa y la mayor concentración de tensiones máximas de corte se presentan en los muros laterales de 2 m de altura por 2.50 m

de espesor promedio que conforman el ducto de salida de sedimentos como se muestran en la figura 46 presentan tensiones de corte de $1.9775\text{E}+05$ Pa hasta $3.955\text{E}+05$ Pa menores a la resistencia de corte del concreto de $1.79\text{E}+07$ Pa determinada en la expresión (3.4).

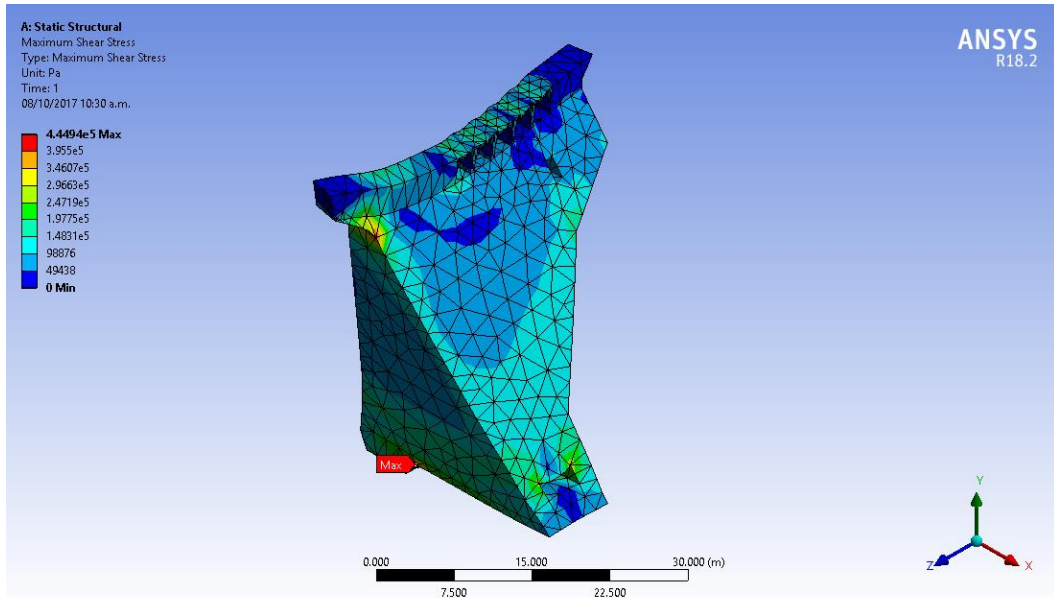


Figura 45: Tensión máxima de corte – Plano Isométrico

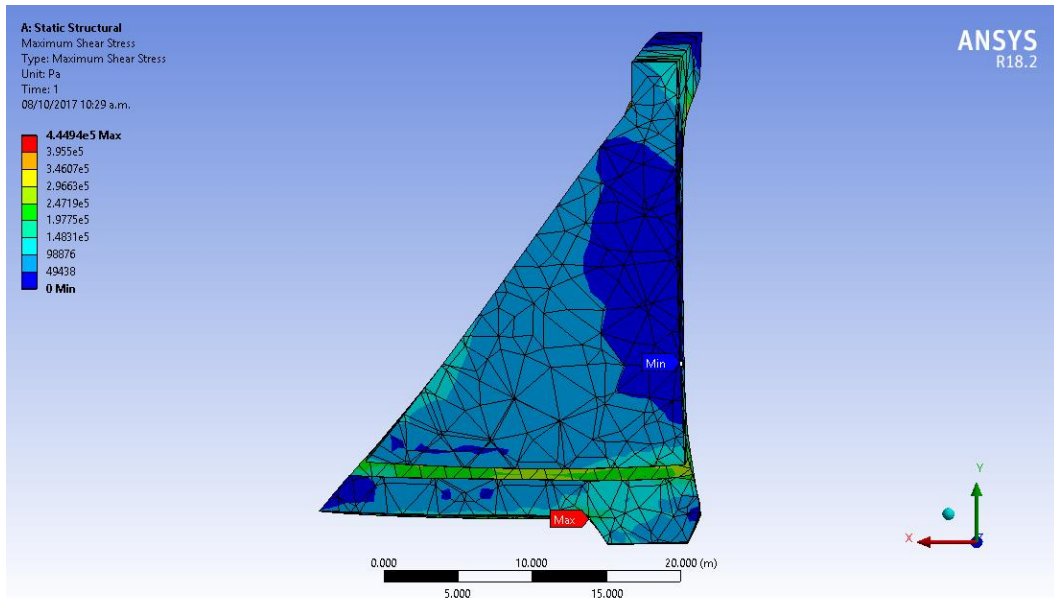


Figura 46: Tensión máxima de corte – Plano XY, Z = 25.00 m

Los resultados de las tensiones principales intermedias σ_2 no se muestran porque permanecen siempre entre las tensiones principales máximas y mínimas (σ_1 y σ_3) no aportando información relevante. En la tabla 16 se indican los nodos en los que se producen las tensiones máximas y sus coordenadas geométricas. Los resultados obtenidos en el software ANSYS 18.2 muestran las tensiones a tracción con signo positivo y las tensiones a compresión con signo negativo.

Tabla 16: Localización u valor de las tensiones principales máximas y tensión máxima de corte

Figura	Nodo	Coordenadas (m)			Tensiones (Pa)			
		x	y	z	σ_1	σ_2	σ_3	τ Máx.
1 – a	68	4.18	27.00	32.40	6.98E+05	13821	-1.56E+05	4.27E+05
1 – a	258	0.00	3.50	23.30	-1.23E+05	-2.86E+05	-7.62E+05	3.20E+05
1 – a	123	7.70	-1.00	29.30	4.17E+05	34330	-4.73E+05	4.45E+05
Tensión principal tracción					: (Máxima)		■	
Tensión principal compresión					: (Máxima)		■	
Tensión máxima de corte					: (Máxima)		■	

3.4.3.5.3. Distancia de deslizamiento

Los resultados de distancia de deslizamiento frente a las cargas aplicadas en la presa para un factor de fricción de 0.90 (contacto concreto - roca), su valor máximo se muestran en la figura 47 es de 0.0002 m al lado izquierdo de la presa mirando aguas arriba a una altura de $Y = 21.10$ m y su valor mínimo es de 0.00 m en el talón de la presa como se muestra en la figura 48 y 49 asegurándose que la presa no falla por desplazamiento ni por volteo.

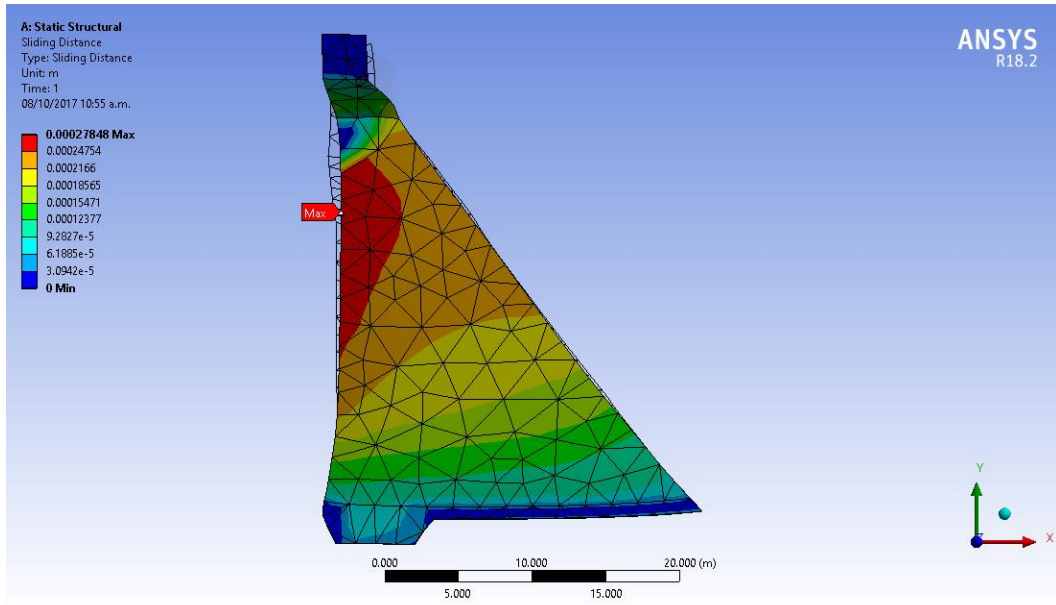


Figura 47: Distancia de deslizamiento – Plano XY – Cara izquierda

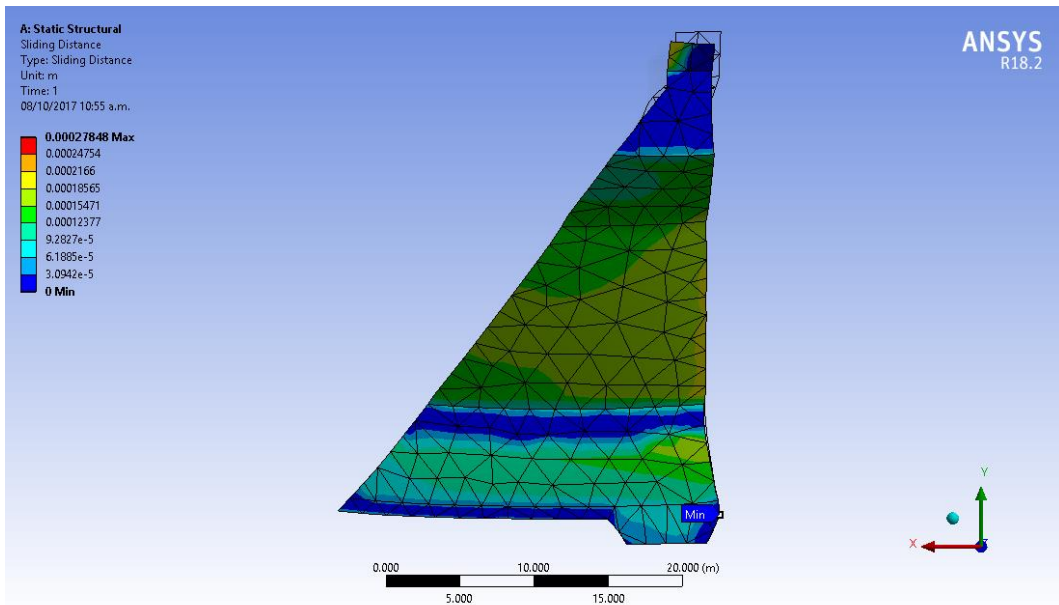


Figura 48: Distancia de deslizamiento – Plano XY – Cara derecha

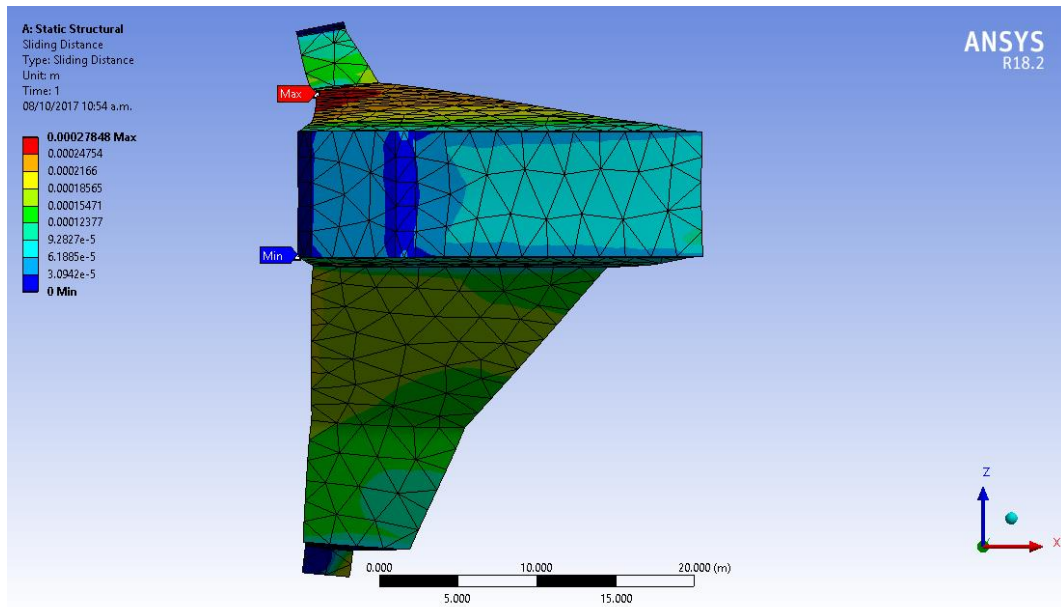


Figura 49: Distancia de deslizamiento – Plano XZ

Tabla 17: Localización y valor de la distancia de deslizamiento máximo y mínimo

Figura	Nodo	Coordenadas (m)			Distancia de deslizamiento (m)
		x	y	z	e d
1 – a	2354	0.00	21.10	31.70	0.00027848
1 – a	1	0.10	-1.00	21.30	0.00000000
Distancia de deslizamiento : (Máxima)					■
Distancia de deslizamiento : (Mínimo)					■

3.4.4. Optimización estructural paramétrica

3.4.4.1. Parámetros de optimización

La optimización paramétrica permite obtener la combinación de parámetros de entrada o variables de diseño que maximice el rendimiento del producto utilizando herramientas como la correlación de parámetros, diseño de experimentos o superficie de respuesta.

El Software ANSYS realiza una serie de ciclos de análisis, de modificación y evaluación, llevando a cabo un diseño geométrico y análisis estructural cuyos resultados se evalúan con base en los criterios del diseño especificado estructural

inicial de acuerdo a las necesidades, repitiéndose este proceso hasta que se cumplan ciertos criterios.

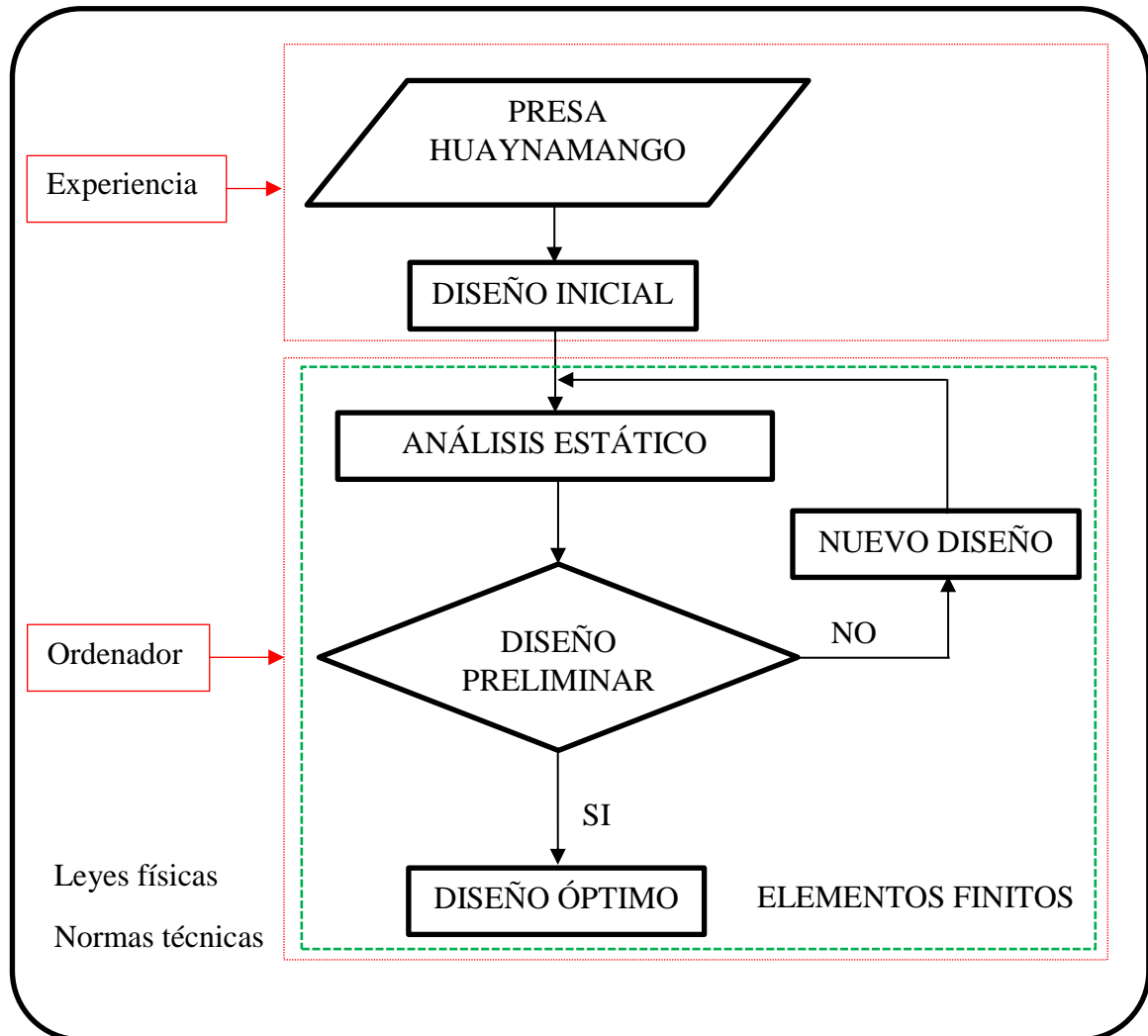


Figura 50: Esquema de flujo final – Optimización Estructural

La metodología que se va a aplicar en los dos casos parte de la formulación del problema, como se haría para cualquier análisis elástico – lineal; se define las características del material, así como el tipo de elemento para la optimización y la aplicación de cargas. Una vez se ha definido el problema estructural, se pasa a especificar las zonas o regiones que se van a optimizar, los casos de carga y definir el proceso de optimización.

Se plantan un conjunto de valores de las variables de diseño que haga mínima una función objetivo, cumpliendo restricciones que dependen de las variables de diseño de una estructura. En términos matemáticos se puede plantar inicialmente como:

Tabla 18: Parámetros de optimización

VARIABLES DE DISEÑO		
X1	:	$X1 < 25.50 \text{ m}$
X2	:	$X2 < 3.00 \text{ m}$
Y1	:	$Y1 < 3.00 \text{ m}$
Tolerancia	:	0.01 m
Tipo de análisis		
Análisis	:	Estático estructural
Función Objetivo		
Función	:	Volumen
VARIABLES DE ESTADO		
Límite elástico a compresión	:	$S_c < 1.35E+07 \text{ Pa}$
Límite elástico a tracción	:	$S_T < 1.93E+06 \text{ Pa}$
Límite elástico a corte	:	$S_C < 1.79E+07 \text{ Pa}$
Módulo de Young	:	$E < 22308781642 \text{ Pa}$
Deformación máxima	:	$e < 0.002 \text{ m}$
Método de Solución		
Número de iteraciones	:	100
Metodología de Solución	:	Métodos Iterativos (Análisis Paramétrico)

Se ha establecido las variables de entrada en función a la geometría:

- X1 : Ancho de la base en metros de la presa. : - m
- X2 : Ancho de la coronación en metros. : - m
- Y2 : Altura de la coronación sobre el máximo nivel agua en metros. : - m

Para realizar la optimización estructural se han establecido los siguientes parámetros de salida del análisis estático estructural del diseño preliminar:

P4	:	Volumen de la presa	:	-	m ³
P5	:	Deformación total (Máxima)	:	-	m
P6	:	Margen de seguridad (Mínimo)	:	-	-
P7	:	Deslizamiento (Máximo)	:	-	m
P8	:	Distancia de separación Presa-roca arenisca	:	-	m

El diseño de experimentos es una técnica utilizada para determinar la ubicación de los puntos de muestreo y se incluye como parte de los sistemas de la superficie de respuesta, optimización dirigida por objetivos nos permite obtener una vista previa (genera los puntos pero no los resuelve). Se establecer los límites de parámetros de entrada para la tabla de puntos de diseño y poder ver varios gráficos de parámetros. La validación de la Optimización se da con el siguiente diagrama de flujo:

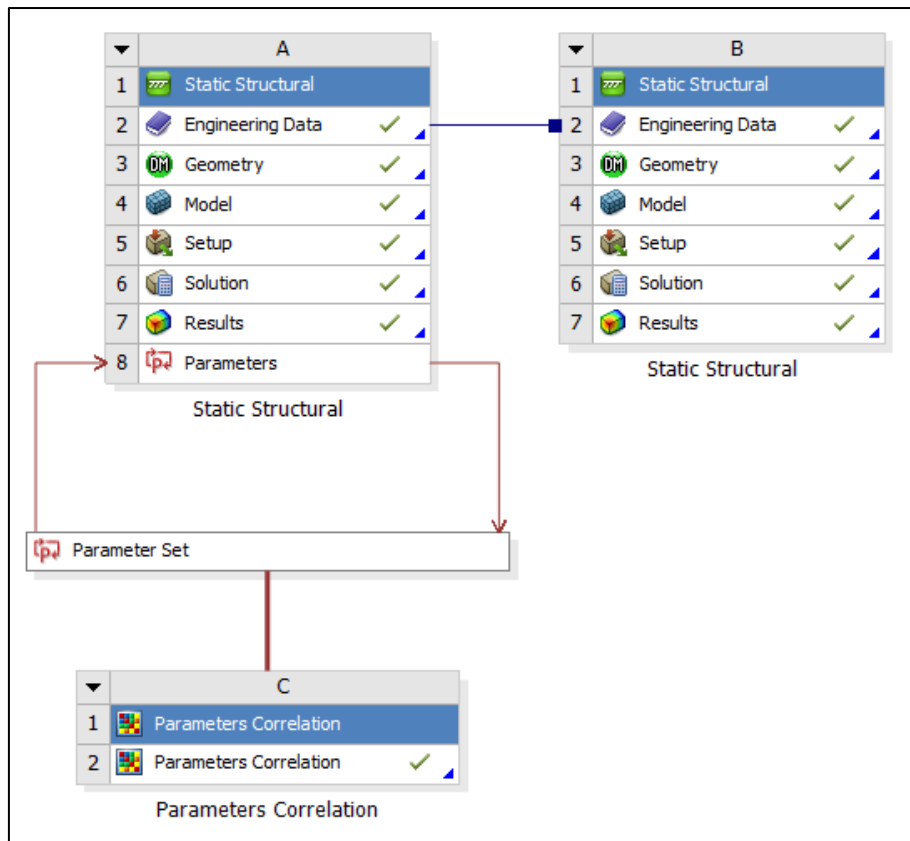


Figura 51: Diagrama de flujo final – Optimización Estructural – ANSYS 18.2

3.4.4.2. Ajuste y validación del diseño

3.4.4.2.1. Análisis de correlación

Tabla 19: Parámetros de correlación – Análisis paramétrico

Correlation Matrix (Linear)								
Name	P1 - X1	P2 - X2	P3 - Y1	P4 - Solid Volume	P5 - Total Deformation Maximum	P6 - Safety Margin Minimum	P7 - Sliding Distance Maximum	P8 – Gap minimum
P1 - X1	1	0.03	0.03	0.87	-0.70	-0.17	-0.86	0.95
P2 - X2	0.03	1	0.01	0.26	-0.31	0.08	-0.25	0.03
P3 - Y1	0.03	0.01	1	-0.37	0.61	-0.88	-0.39	0.12
P4 - Solid Volume	0.87	0.26	-0.37	1	-0.95	0.52	-0.99	0.90
P5 - Total Deformation Maximum	-0.70	-0.31	0.61	-0.95	1	-0.71	-0.96	-0.78
P6 - Safety Margin Minimum	0.17	0.08	-0.88	0.52	-0.71	1	-0.54	0.31
P7 - Sliding Distance Maximum	-0.86	-0.25	-0.39	-0.99	-0.96	-0.54	1	-0.90
P8 – Gap minimum	0.95	0.03	0.12	0.90	-0.78	0.31	-0.90	1

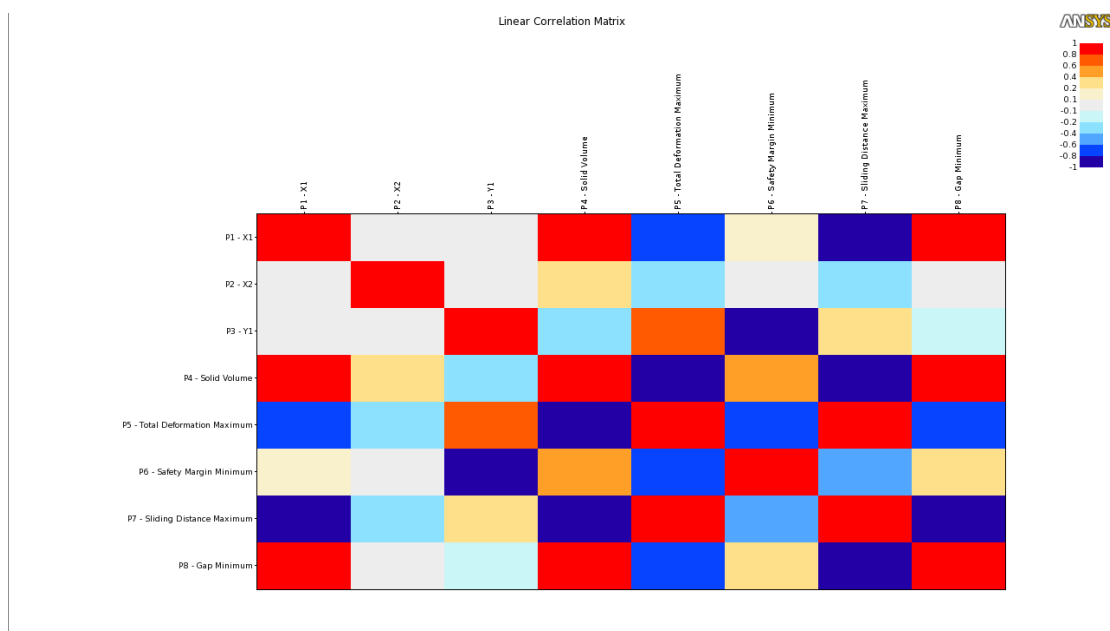


Figura 52: Matriz de correlación – Análisis paramétrico – ANSYS 18.2

Para determinar la matriz de correlación entre variables de entrada y salida se ha usado una Correlación tipo Spearman que indica la asociación o interdependencia entre variables aleatorias continuas. Sus valores oscilan entre -1 y +1 para asociaciones directas o inversas respectivamente, y 0 nos indica que no existe correlación pero no independencia entre las variables.

De este análisis podemos interpretar respecto a la optimización de la variable ancho de la base de la presa:

- Existe una asociación directa con el parámetro de salida P4 = solid volume (volumen de concreto del muro de la Presa Huaynamango en metros cúbicos) de 0.87 indicando que cuando se incrementa el ancho de la base de la presa se incrementa el volumen de concreto o cuando se disminuye el ancho de la base de la presa se disminuye el volumen de concreto de la presa.
- También hay una asociación inversa con el parámetro de salida P7 - total sliding distance maximum (distancia de deslizamiento) de -0.86 indicando que cuando aumenta el parámetro P1 = X1 la distancia máxima de deslizamiento P7 disminuye o cuando disminuye el parámetro P1 = X1 la distancia de desplazamiento máxima aumenta.
- Finalmente hay una asociación directa con el parámetro de salida P8 = gap (distancia de separación) de 0.95 indicando que cuando se incrementa el ancho de la base de la presa se incrementa el valor de la distancia de separación entre la presa y la roca de cimentación o cuando se disminuye el ancho de la base de la presa se disminuye el valor de la distancia de separación entre la presa y la roca de cimentación. Cabe resaltar de que al aumentar el valor de la distancia de separación entre la presa y la roca de sedimentación en realidad está que disminuye su valor y viceversa ya que los resultados se expresan en signo negativo y altera la interpretación respecto al resto de variables

Con respecto a la variable P2 = X2 ancho de coronación de la presa Huaynamango se deduce:

- No tiene mayor relevancia en la optimización estructural ya que no existe asociación con las variables de salida P4, P5, P6, P7, P8 son cercanas a 0, salvo cualquier aportación en los análisis siguientes.

Finalmente para la variable P3 = Y1 altura de coronación de la presa se deduce:

- Existe una asociación directa con el parámetro de salida P5 = Total deformation maximum (deformación total máxima) de 0.60 indicando que cuando aumenta el parámetro P3 = Y1 la deformación total máxima P5 aumenta o cuando disminuye el parámetro P3 = Y1 la deformación total máxima disminuye.
- Existe una asociación inversa con el parámetro de salida P6 = total safety margin minimum (margen de seguridad mínimo) de -0.88 indicando que cuando aumenta el parámetro P3 = Y1 la deformación total máxima P5 disminuye o cuando disminuye el parámetro P3 = Y1 la deformación total máxima aumenta.

3.4.4.2.2. Análisis de sensibilidad

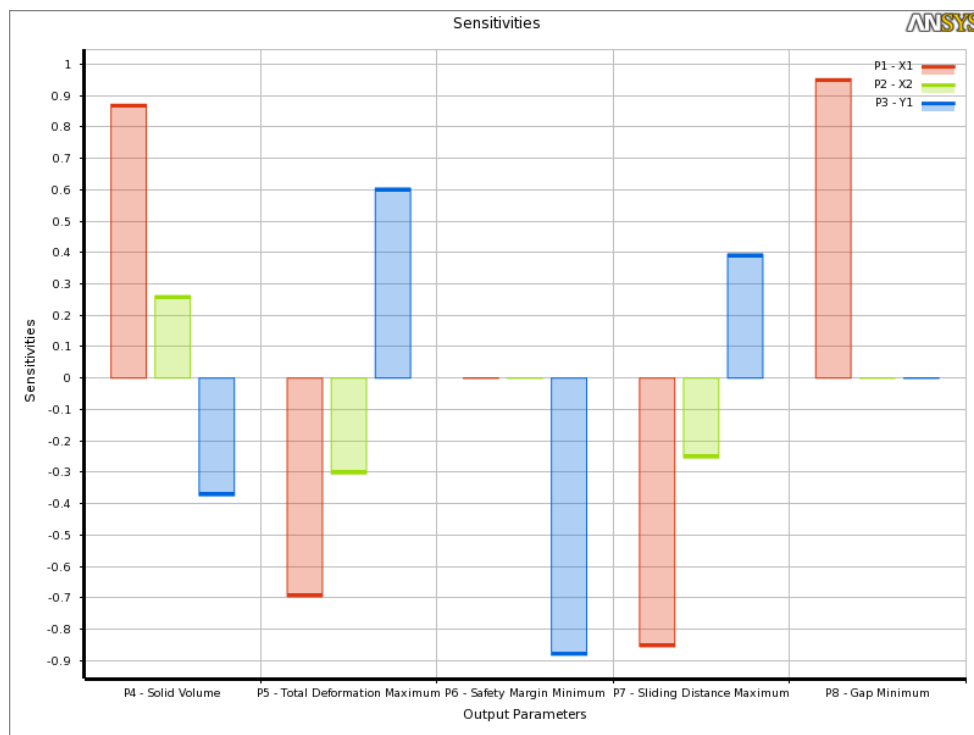


Figura 53: Gráfico de sensibilidades – Análisis paramétrico – ANSYS 18.2

Tabla 20: Parámetros de sensibilidad – Análisis paramétrico

SENSITIVITIES					
Name	Solid Volume	Total Deformation Maximum	Safety Margin Minimum	Sliding Distance Maximum	Gap minimum
	P4	P5	P6	P7	P8
P1	0.872	-0.696	0.000	-0.855	0.953
P2	0.263	-0.305	0.000	-0.254	0
P3	-0.375	0.605	-0.882	0.396	0

Del análisis de sensibilidad (coeficiente de correlación de Spearman – Rank Order) con respecto a las variables de salida y de acuerdo a la tabla 20 y la figura 53 se determina:

Para el parámetro de salida P4 (volumen de concreto de la presa):

- Para minimizar el parámetro de salida P4 que representa la función objetivo de esta investigación el parámetro que tiene más impacto es el parámetro de salida P1 = X1 que representa el ancho de la base de la presa por tener el rango de variación más amplio de 0.872 respecto a las otras dos variables de entrada.

Para el parámetro de salida P5 (deformación total máxima):

- Con respecto al parámetro de salida P5 para su análisis se tendrá en consideración los parámetros de entrada P1 = X1 y P3 = Y1 que presentan similares valores de sensibilidad de -0.696 y 0.605 respectivamente aunque tienen comportamiento diferente de acuerdo a su signo. P1 = X1 representa el ancho de la base de la presa y P3 = Y1 altura de coronación respectivamente ambos tienen un impacto moderado frente a cualquier modificación de sus dimensiones.

Para el parámetro de salida P6 (margen de seguridad mínimo):

- Solamente se considerará el parámetro de entrada $P3 = Y1$ que representa la altura de coronación por tener el rango de variación más amplio de -0.882 respecto a las otras dos variables de entrada.

Para el parámetro de salida P7 (distancia de deslizamiento de la presa):

- Solamente se tendrá en consideración el parámetro de entrada $P1 = X1$ que representa el ancho de la base de la presa con rango de variación de -0.855 y es relativamente superior frente a las demás variables.

Finalmente para el parámetro de salida P8 (distancia de separación):

- Se tendrá en consideración solamente el parámetro de entrada $P1 = X1$ que representa el ancho de la base de la presa con un rango de variación de 0.955.

3.4.4.2.3. Análisis de determinación

Tabla 21: Parámetros de determinación – Análisis paramétrico

Determination Matrix (Quadratic)								
Name	X1	X2	Y1	Solid Volume	Total Deformation Maximum	Safety Margin Minimum	Sliding Distance Maximum	Gap Minimum
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
P1 - X1	1	0.008	0.005	0.760	0.494	0.030	0.713	0.901
P2 - X2	0.001	1	0.001	0.089	0.132	0.004	0.098	0.012
P3 - Y1	0.001	0.019	1	0.149	0.317	0.785	0.158	0.031
P4 - Solid Volume	0.759	0.090	0.148	1	0.906	0.240	0.976	0.905
P5 - Total Deformation Maximum	0.489	0.132	0.364	0.906	1	0.443	0.937	0.715
P6 - Safety Margin Minimum	0.032	0.073	0.781	0.299	0.431	1	0.289	0.130
P7 - Sliding Distance Maximum	0.720	0.102	0.169	0.981	0.938	0.260	1	0.872
P8 – Gap Minimum	0.916	0.066	0.057	0.823	0.745	0.128	0.881	1

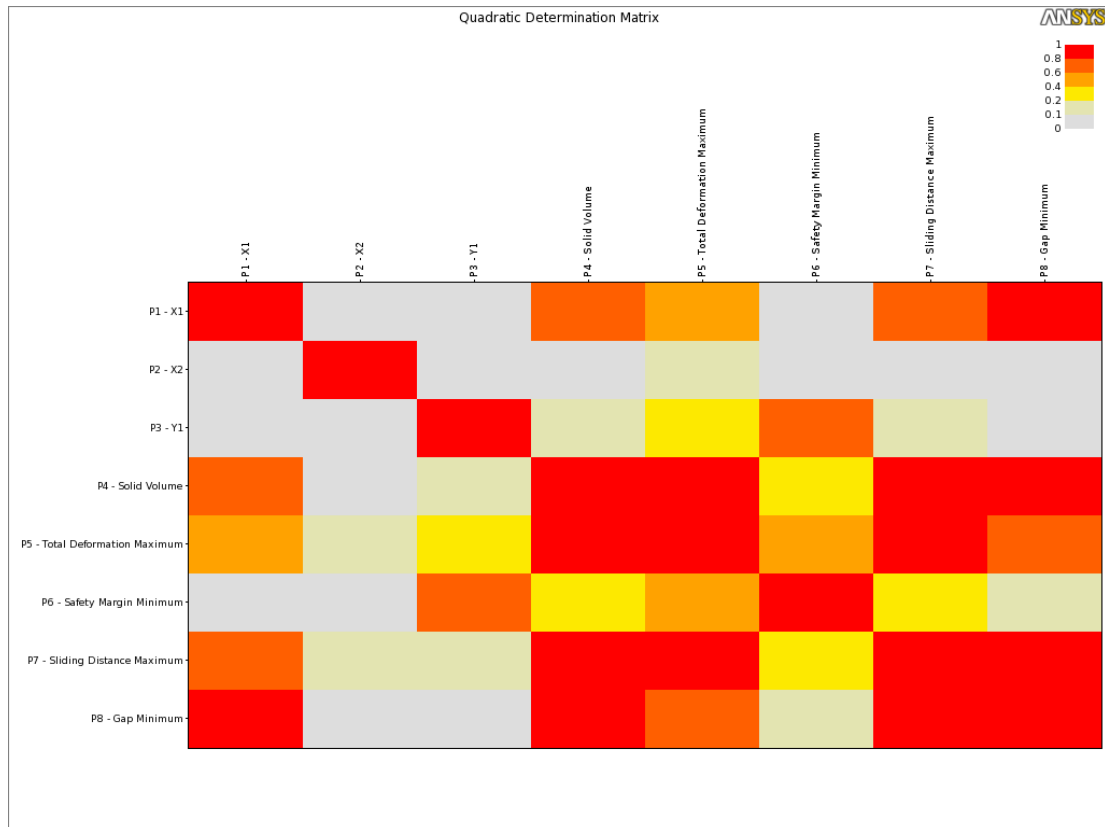


Figura 54: Matriz de determinación – Análisis paramétrico – ANSYS 18.2

De la matriz de determinación nos indica la fuerza de correlación entre variables muestras el valor de (R2) esté más cercano a 1, podemos deducir:

- El parámetro de entrada P1 = X1 (ancho de la base de la presa) es una entrada importante porque controla y predice los los resultados de los parámetros de salida P4 (volumen de concreto de la presa), P7 (deslizamiento de la presa), P8 (distancia de separación) y en menor medida P5 (deformación total máxima)
- El parámetro de entrada P3 = Y1 (altura de coronación) es una entrada importante porque controla y predice los los resultados de los los parámetros de salida P6 (margen de seguridad mínimo) y en menor medida el parámetro P5 (deformación total máxima)
- El parámetro P2 = X2 (ancho de coronación) es una entrada poco relevante ya que la fuerza de correlación con los parámetros de salida es cercana a 0.

3.4.4.3. Proceso de optimización

La función objetivo a minimizar es:

- El **volumen de concreto** de $f^c = 230 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad $\rho = 2200 \text{ Kg/m}^3$ cuyo valor inicial es 5915.8 m^3 para ello se ha tenido en cuenta el parámetro $P1 = X1$ (ancho de la base de la presa).

A las variables de geométricas se han restringido:

- Ancho de la base de la presa ($X1$), ancho de coronación ($X2$) y altura de coronación ($Y1$) en metros:

$$19.50 < X1 < 25.50 \quad 3.5$$

El valor límite inferior se determinó para una relación de esbeltez mínima de 0.60según (Guevara A., pág. 2)

$$X2 = 3.00 \quad 3.6$$

$$2.00 < Y1 < 5.00 \quad 3.7$$

El valor límite inferior para $Y1$ se determinó para una altura de descarga sobre el vertedor tipo cimacio de 1.84 m.

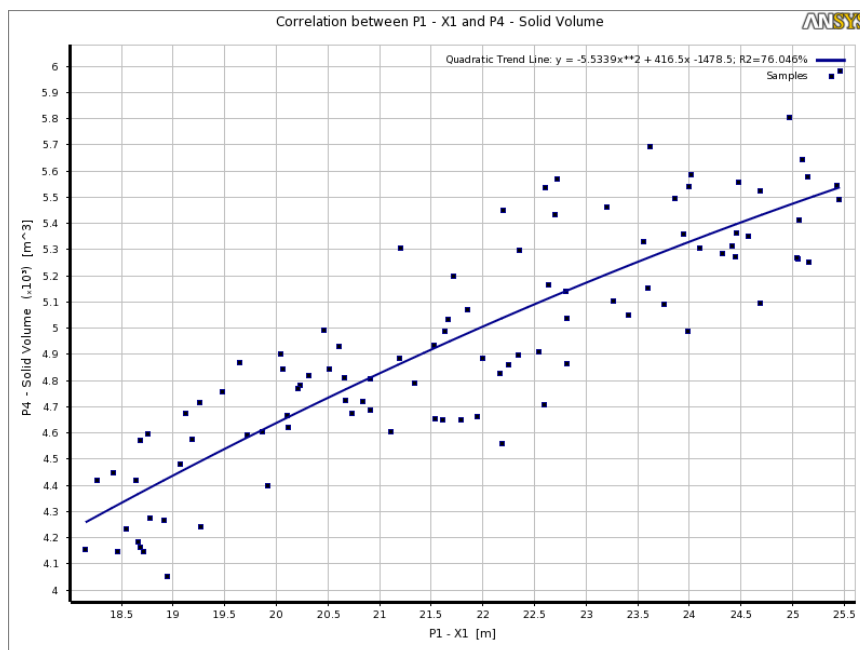


Figura 55 Gráfico de dispersión de correlación – Volumen de concreto (P4) vs ancho de la base de la presa (P1) – Análisis de optimización – ANSYS 18.2

Para obtener un mejor comportamiento estructural se ha minimizado las variables de estado tratando de reducir las variables geométricas y así minimizar la función objetivo. Obteniéndose los siguientes resultados:

- **Deformación total máxima (P5)**, El material por lo que está constituido la presa es un concreto que permite una deformación de 0.002 m y del análisis estructural del diseño base se tiene una deformación máxima de 0.00042 m muy por debajo de la deformación permitida. Para efectos de la optimización de la deformación máxima podemos encontrar valores cercanos o menores a 0.0004 para parámetros de entrada hasta de P1 = X1 (ancho de la base de la presa) 22.00 m y para el parámetro P3 = Y1 (altura de coronación) hasta 2.00 m según la figura 56 y la figura 57

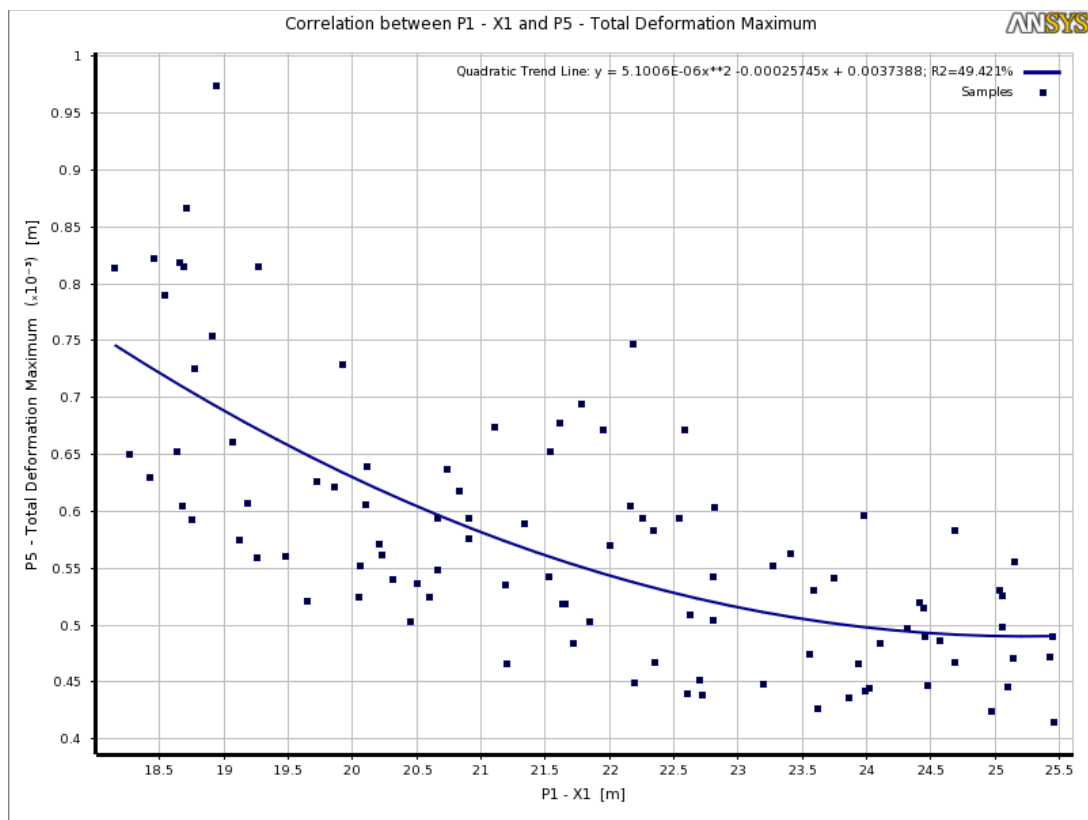


Figura 56: Gráfico de dispersión de correlación - Deformación total máxima (P5) vs ancho de la base de la presa (P1) – Análisis de optimización – ANSYS 18.2

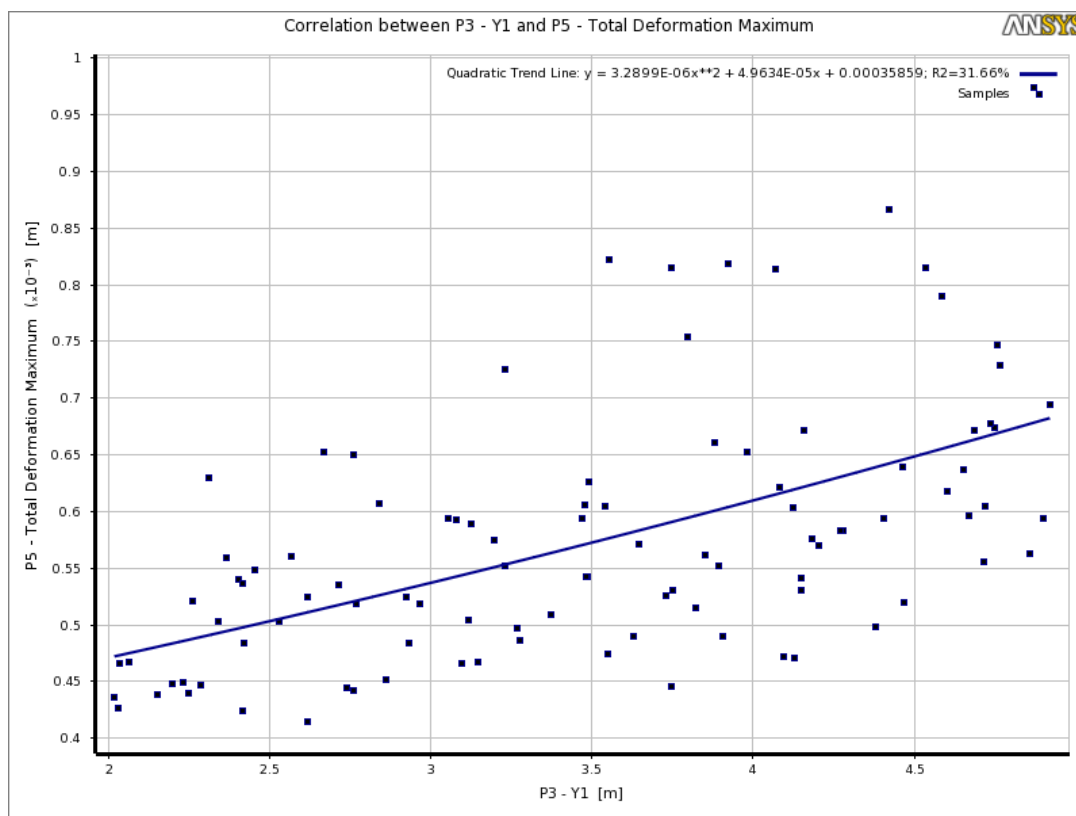


Figura 57: Gráfico de dispersión de correlación - Deformación total máxima (P5) vs altura de coronación de la presa (P3) – Análisis de optimización – ANSYS 18.2

- **Margen de seguridad mínimo (P6)**, este parámetro se calcula teniendo en cuenta las tensiones principales máximas (tracción) y las tensiones principales mínimas (compresión) además de los límites elásticos a tracción y compresión para un concreto $f'c$ 230 Kg/cm² y se calcula según las expresiones (2.61) y (262). Para el diseño preliminar base se tiene un margen de seguridad mínimo de 1.68 que puede reducirse o mantenerse para valores menores del parámetro $P3 = Y1$ (altura de coronación de coronación de la presa) de 2.00 y 2.50 m según la figura 58.

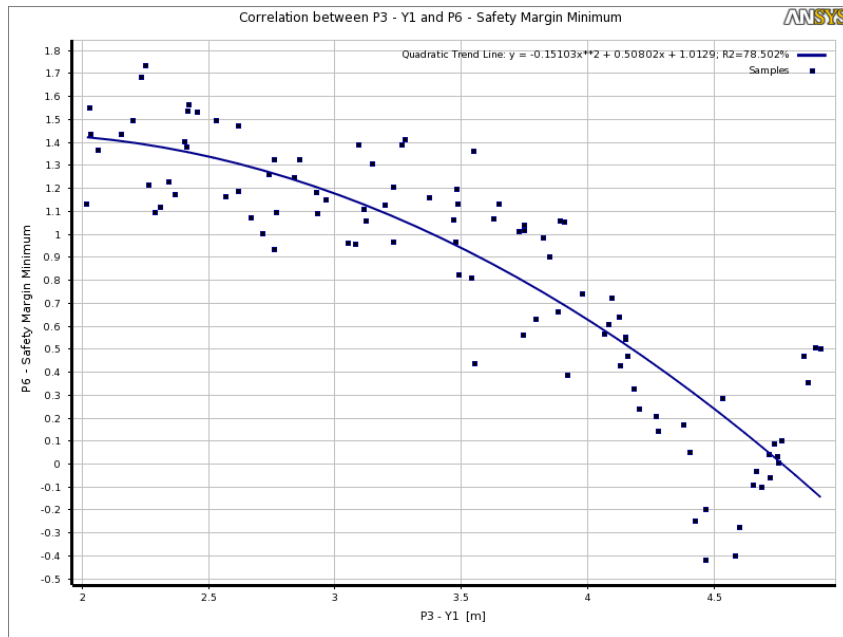


Figura 58: Gráfico de dispersión de correlación – Margen de seguridad mínimo (P6) vs altura de coronación de la presa (P3) – Análisis de optimización – ANSYS 18.2

- **Distancia máxima de deslizamiento (P7)**, Este parámetro tiene un valor máximo de 0.0003 m según el diseño base y encontramos estos valores con respecto a la optimización del parámetro P3 = Y1 (altura de coronación) para un valor mínimo de 22.50 m como se muestra en la figura 59.

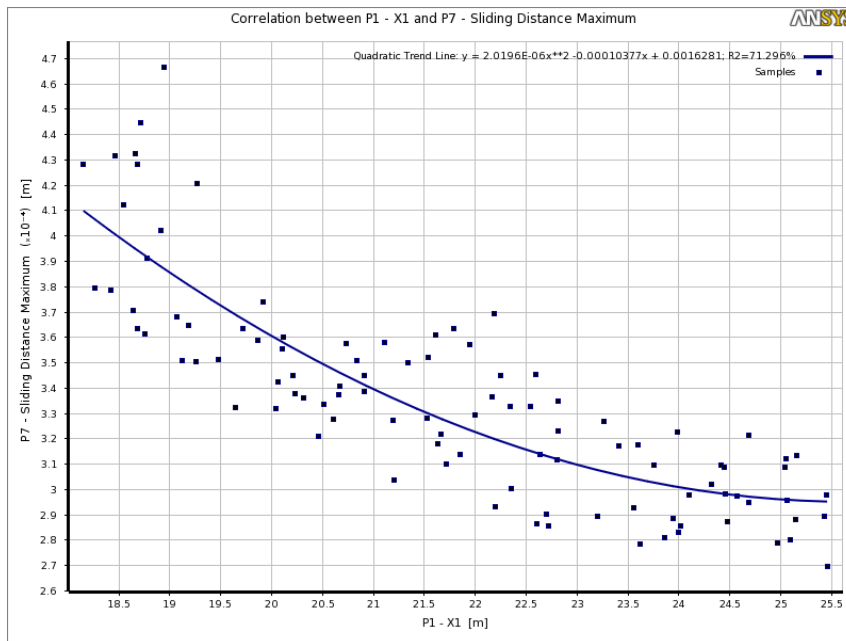


Figura 59: Gráfico de dispersión de correlación – Distancia de deslizamiento máximo (P7) vs ancho de la base de la presa (P1) – Análisis de optimización – ANSYS 18.2

- **Distancia de separación mínima entre la presa (concreto) y cimentación (roca arenisca) (P8)**, Este parámetro tiene un valor según el diseño estructural del diseño base de -0.000126 m, mientras más cerca este de 0 el diseño será más óptimo, según la figura 60 encontramos valores cercanos o menores para un ancho de base de presa de $P1=X1$ de 22.50 m.

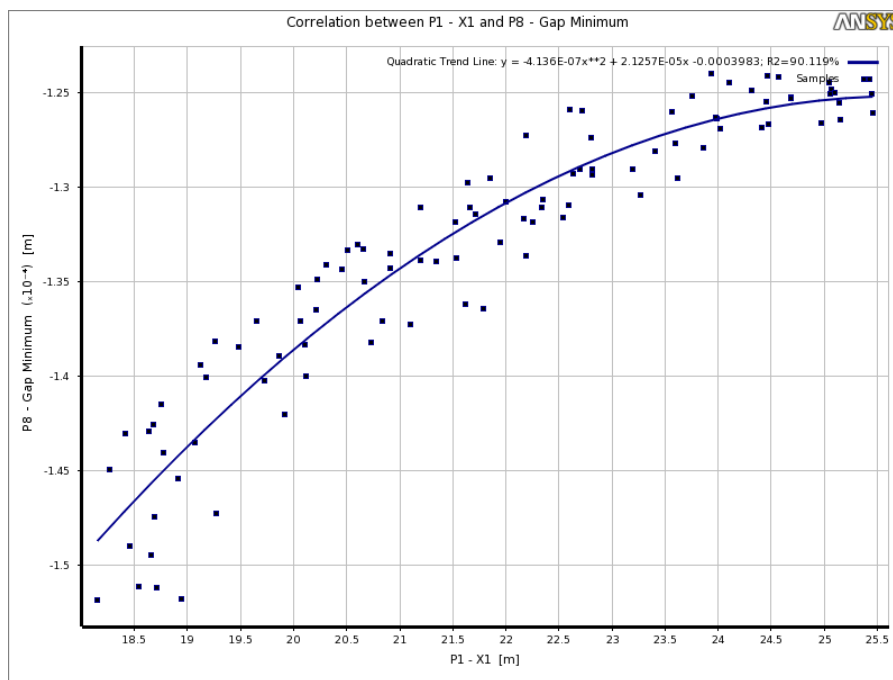


Figura 60: Gráfico de dispersión de correlación – Distancia de separación mínima presa y cimentación (P8) vs ancho de la base de la presa (P1) – Análisis de optimización – ANSYS 18.2

Finalmente podemos concluir que se puede reducir el valor de la función objetivo ($P4 =$ Volumen de concreto del muro y coronación de la presa) manteniendo el comportamiento estructural ($P5 =$ Deformación total máxima, $P6 =$ Margen de seguridad mínimo, $P7 =$ Deslizamiento máximo y $P8 =$ Distancia de separación estructura (Presa) – Roca de cimentación (Arenisca)) disminuyendo los parámetros geométricos significativamente durante el proceso de optimización estableciéndose que los parámetros geométricos finales son:

X1	:	Ancho de la base en metros de la presa.	:	22.00	m
X2	:	Ancho de la coronación en metros.	:	3.00	m
Y2	:	Altura de la coronación sobre el máximo nivel agua en metros.	:	2.50	m

Capítulo IV

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. OPTIMIZACIÓN DE LA GEOMETRÍA

La optimización de la geometría se ha utilizado para encontrar la solución óptima del objetivo de diseño o función objetivo en el caso de esta investigación se ha logrado minimizar el volumen de la presa de concreto. Después de haber realizado las simulaciones del análisis estructural y paramétrico para ajustar las variables de diseño geométricas (parámetros de entrada P1, P2, P3) con las variables del comportamiento estructural (P5, P6, P7, P8) que satisfacen todas las restricciones especificadas en la tabla 18 se ha logrado obtener los siguientes resultados óptimos como se muestran en las tablas 22, 23 y las figura 61:

Tabla 22: Optimización función objetivo

FUNCIÓN OBJETIVO	PARÁMETRO	VOLUMEN INICIAL (m ³)	VOLUMEN ÓPTIMO (m ³)	AHORRO (%)
Volumen de concreto	P4	6315.86	5384.00	14.75 %

Tabla 23: Optimización de variables de entrada

VARIABLE	PARÁMETRO	GEOMETRÍA INICIAL (m)	GEOMETRÍA ÓPTIMA (m)	AHORRO (%)
Ancho de la base de la presa (X1)	P1	25.50	22.00	13.73 %
Ancho de coronación (X2)	P2	3.00	3.00	0.00 %
Altura de coronación (Y1)	P3	3.50	2.50	28.57 %

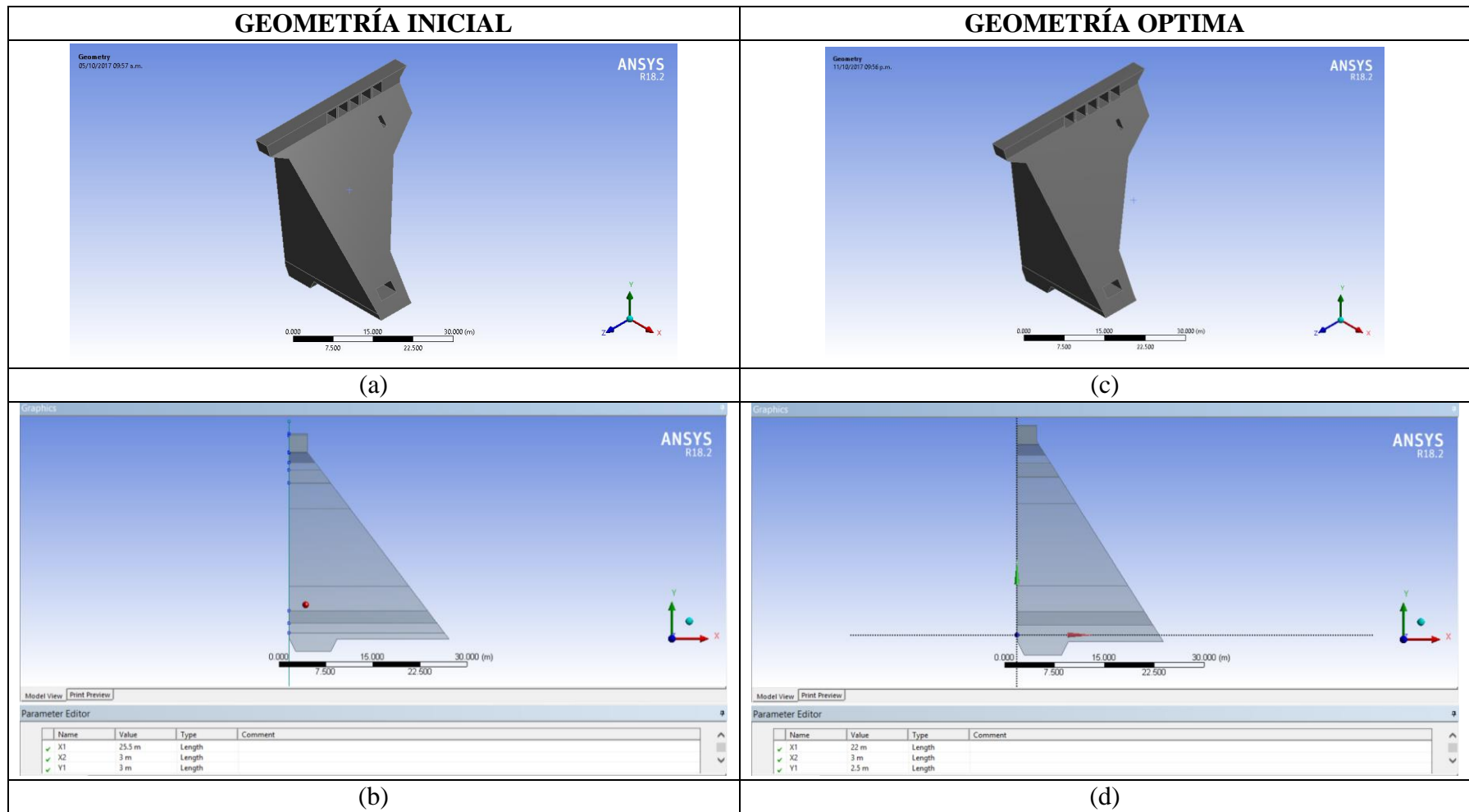


Figura 61: Optimización de la geometría - ANSYS R.18.2. (a), (c) Presa de tipo gravedad Huaynamango 3D. (b), (d) Sección transversal de parametrización

4.2. OPTIMIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

4.2.1. Deformación total

Tabla 24: Optimización – Deformación total

Resultados	Deformación total (m)		
	Diseño Inicial	Diseño Optimo	% Variación
Máximo	0.00043	0.00045	+ 4.65 %

El valor de la deformación total máxima del diseño inicial se presenta en la zona intermedia a la altura de la coronación como se muestra en la figura 62 – (a), (b) y del diseño optimizado en la figura 62 – (c), (d) y de valores como se muestra en la tabla 24.

La deformación total máxima se incrementa en 4.65% (0.00002 m) que es insignificante e inferior frente a la deformación máxima permitida con un concreto que es 0.002 m.

4.2.2. Tensiones principales.

Tabla 25: Optimización – Tensiones principales máximas y tensión máxima de corte

Resultados	Tensiones principales (Pa)		
	Diseño Inicial	Diseño Optimo	% Variación
Tensión principal máxima (Tracción)	9.2392E+05	9.1546E+05	- 0.916 %
Tensión principal mínima (Compresión)	7.6235E+05	7.8585E+05	+ 3.083 %
Tensión máxima de corte	4.4494E+05	4.5481E+05	+ 2.218 %

Como se puede observar en la tabla 25 la tensión principal máxima (tracción) disminuye en un 0.916% (9.2392E+05 Pa) y es menor al límite elástico de tracción del concreto que tiene un valor de 1.93E+06 Pa, la tensión principal mínima (compresión) aumenta en un 3.088% (7.8585e+05 Pa) y es menor al límite elástico de compresión de valor 1.35E+07 Pa y la tensión máxima de corte aumenta en 2.218 % (4.548E+05 Pa) y es menor al límite elástico de corte 1.79E+07 Pa.

Como se muestra en la figura 63 la tensión principal máxima (tracción) para 25.5 m y 22.00 m máxima y mínima se encuentra en la misma zona de la presa y la tensión principal mínima (compresión) también se encuentra en el mismo nodo según la figura 64, aunque la tensión máxima de corte del talón de la presa ahora se encuentra en en la parte izquierdo de la presa a la altura de la coronación como se muestra en la figura 65. En términos generales con respecto a las tensiones podemos concluir que se mantiene el comportamiento estructural con una mínima optimización.

4.2.3. Distancia de deslizamiento

Tabla 26: Optimización – Distancia de deslizamiento

Resultados	Distancia de deslizamiento (m)		
	Diseño Inicial	Diseño Optimo	% Variación
Máximo	0.00028	0.00029	+ 3.57 %

Este parámetro mide la distancia de deslizamiento de la presa con respecto a la cimentación (roca arenisca) desde un estado donde no hay aplicación de cargas hasta el estado más crítico donde se aplican las cargas. Según la figura 66 la máxima distancia de desplazamiento se produce en la cara izquierda de la presa en un sector a una altura de 21.10 m aproximadamente tanto para el diseño optimizado como para el diseño base.

El porcentaje de variación es de 3.57% por lo que se considera que con respecto a este parámetro el comportamiento de la estructura es similar.

4.3.4. Separación presa (concreto) – cimentación (roca)

La máxima separación del contacto se da en en los extremos de la coronación y en el talón de la presa tanto para el diseño opimo como para el diseño inicial (figura 67) ya que su variación es del 4.80% según la tabla 27

Tabla 27: Optimización – Separación de contacto

Resultados	Separación presa (concreto) – cimentación (arenisca) (m)		
	Diseño Inicial	Diseño Optimo	% Variación
Mínimo	-0.000125	-0.000131	+ 4.80 %

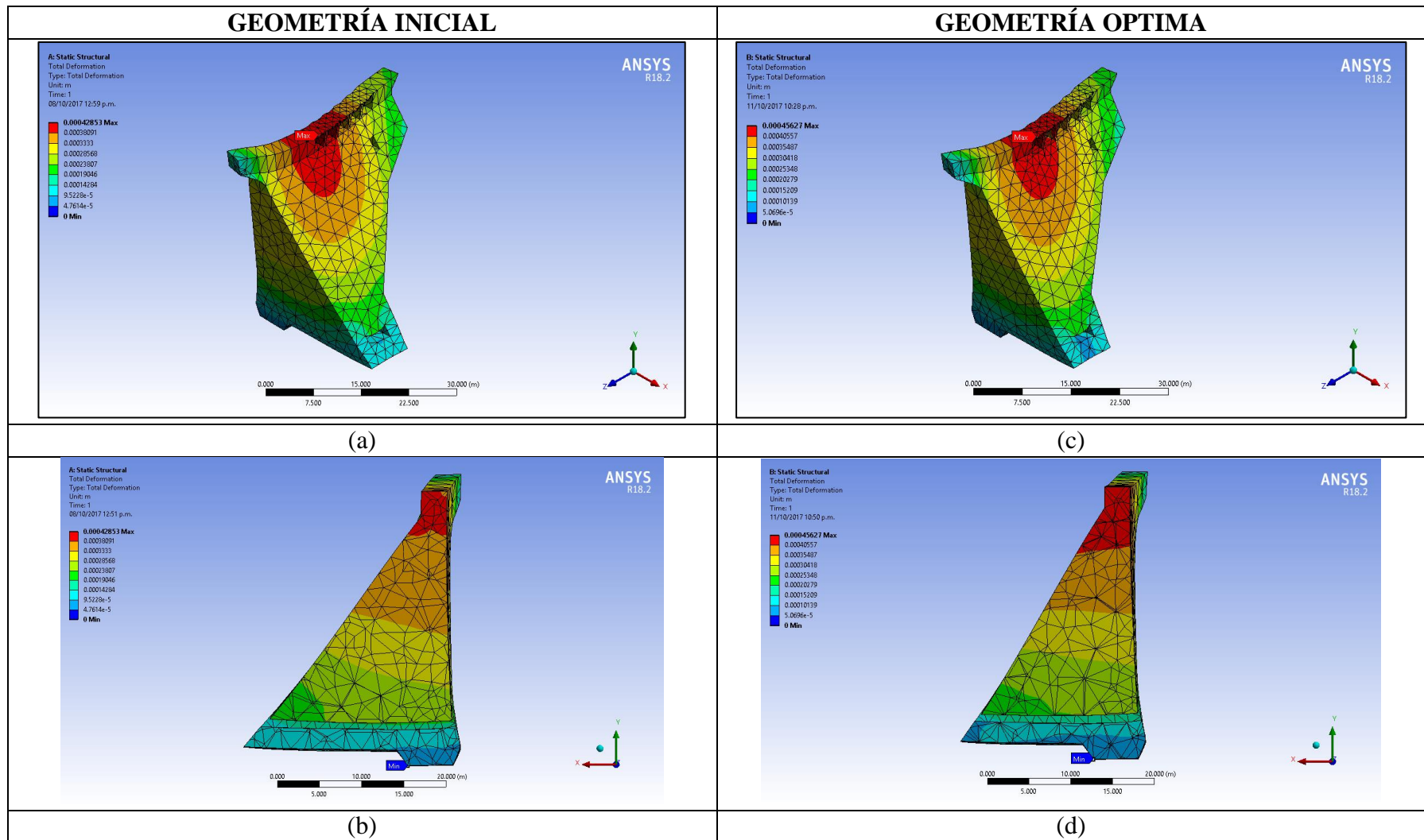


Figura 62: Optimización de la deformación total - ANSYS R.18.2. (a), (c) Isométrico. (b), (d) Plano XY, para Z = 25.50.

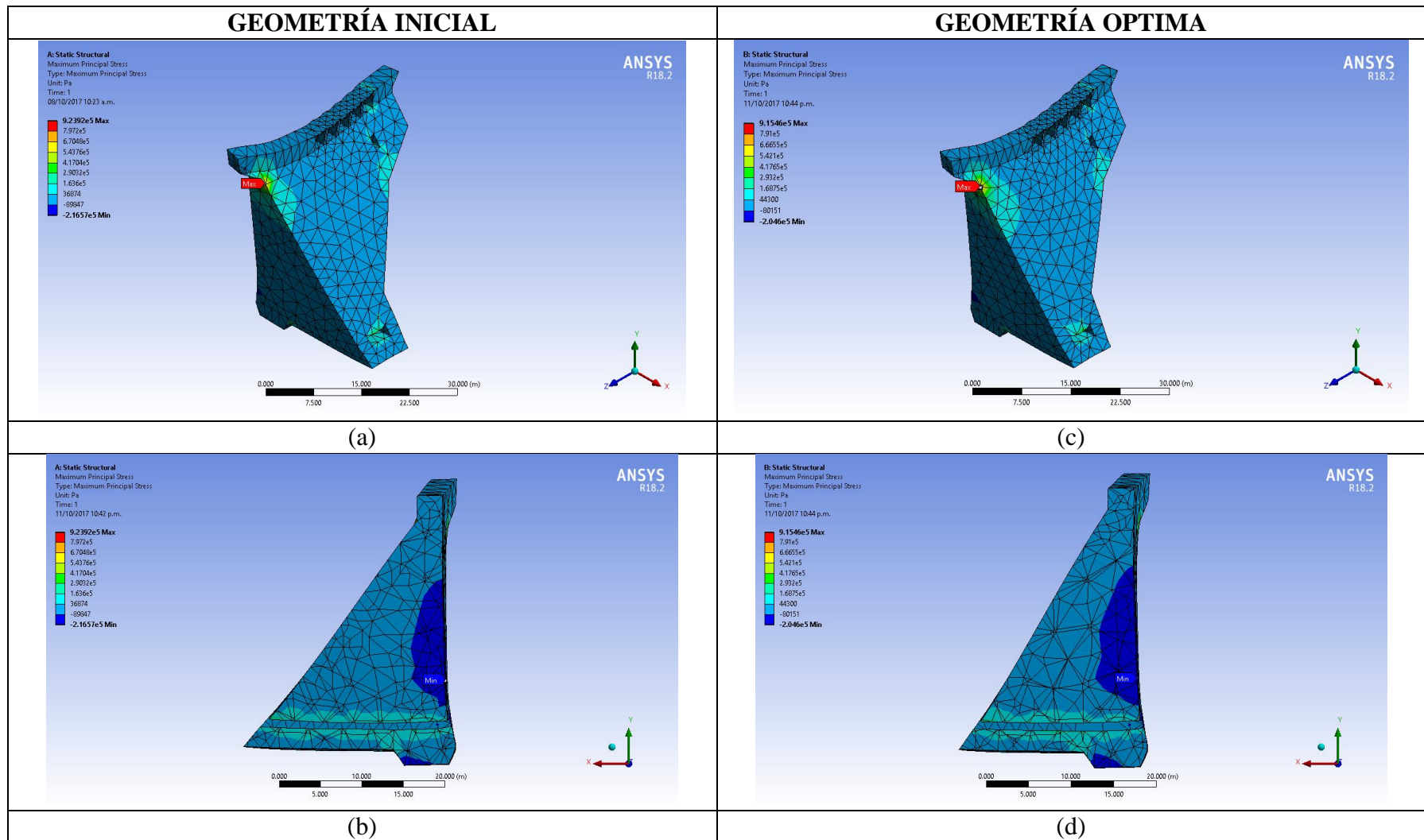


Figura 63: Optimización tensión principal máxima - ANSYS R.18.2. (a), (c) Isométrico. (b), (d) Plano XY, para Z = 25.50 m.

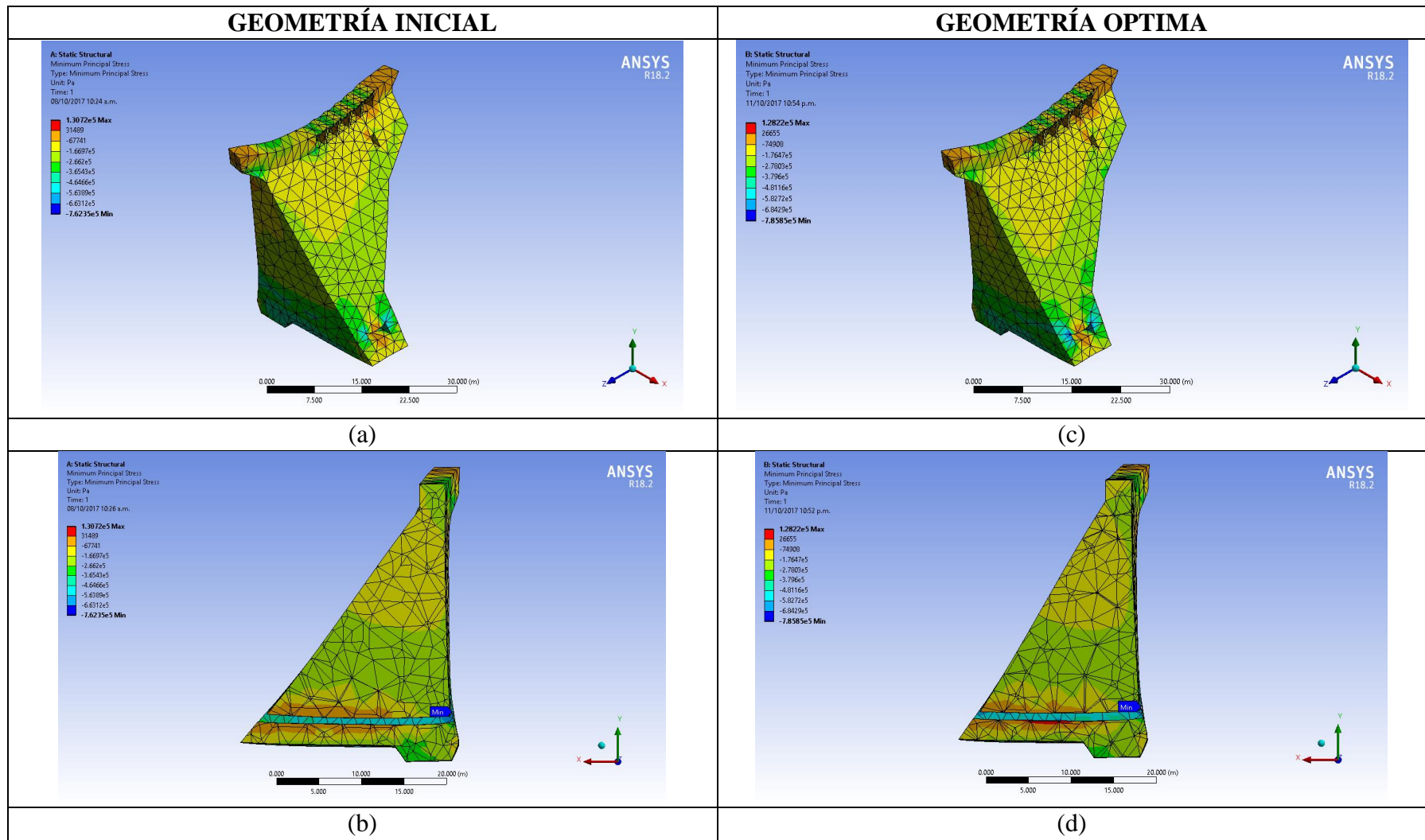


Figura 64: Optimización tensión principal mínima - ANSYS R.18.2. (a), (c) Isométrico. (b), (d) Plano XY, para Z = 25.50 m.

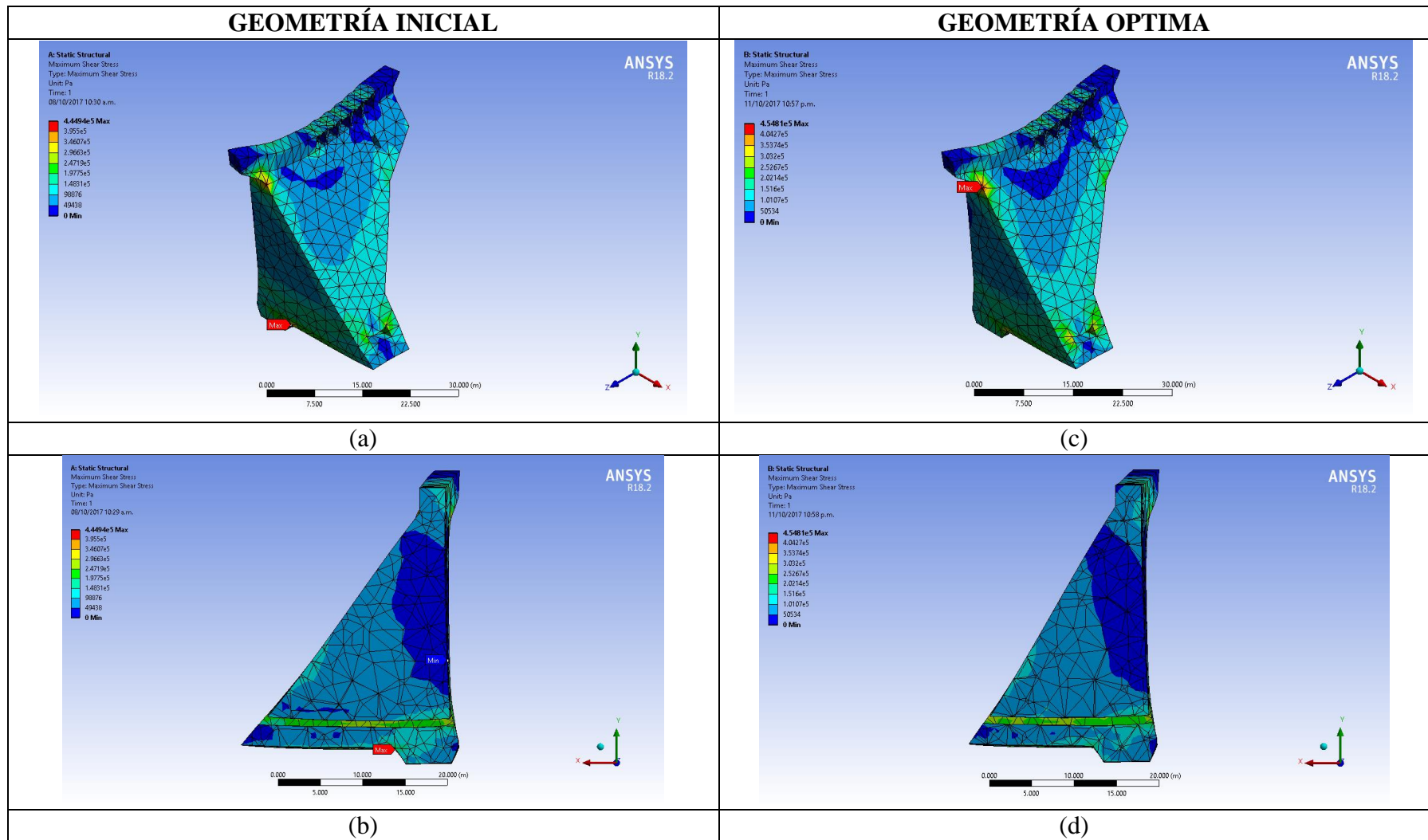


Figura 65: Optimización tensión máxima de corte - ANSYS R.18.2. (a), (c) Isométrico. (b), (d) Plano XY, para Z = 25.50 m.

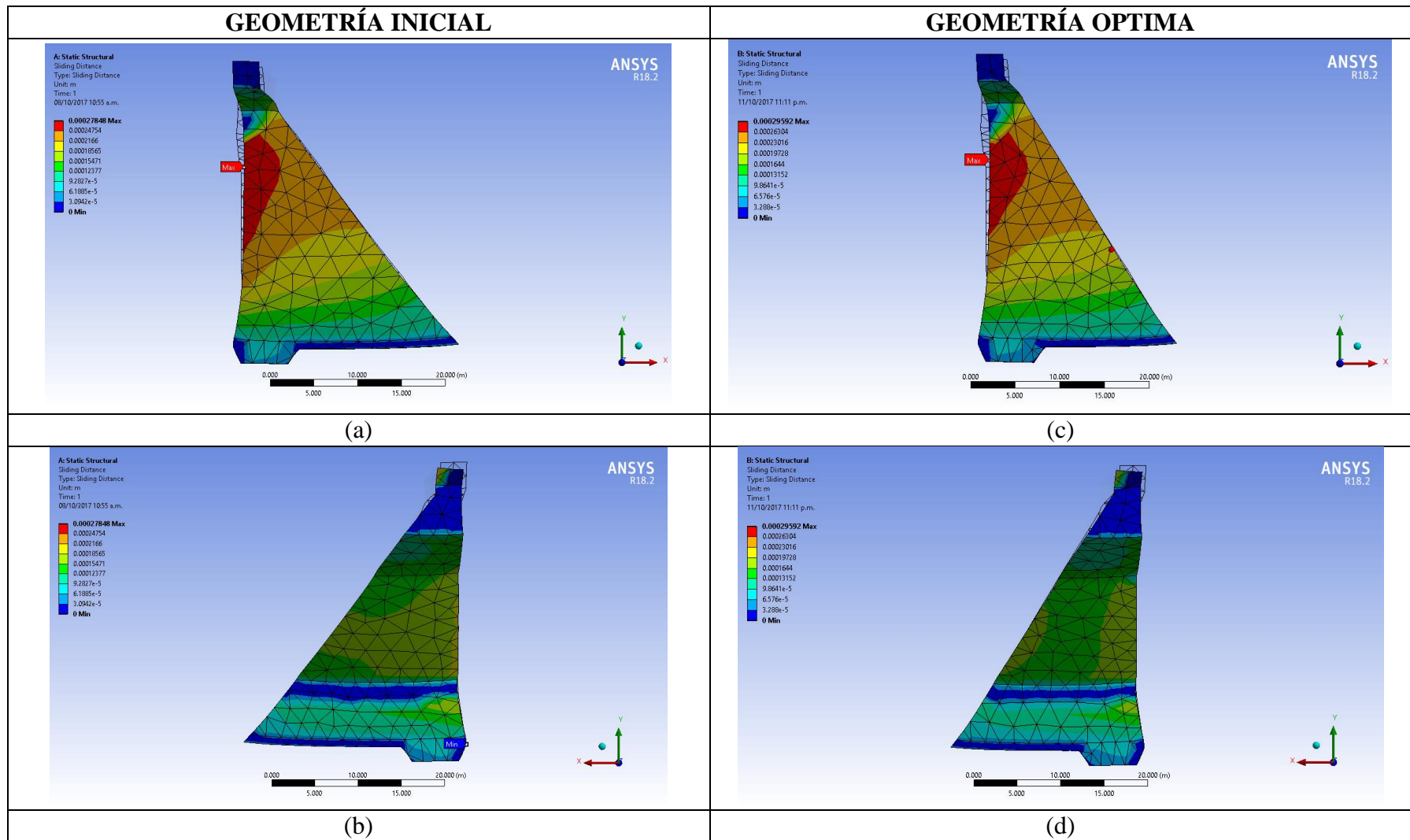


Figura 66: Optimización distancia de deslizamiento - ANSYS R.18.2. (a), (c) Cara izquierda de la presa. (b), (d) Cara derecha de la presa.

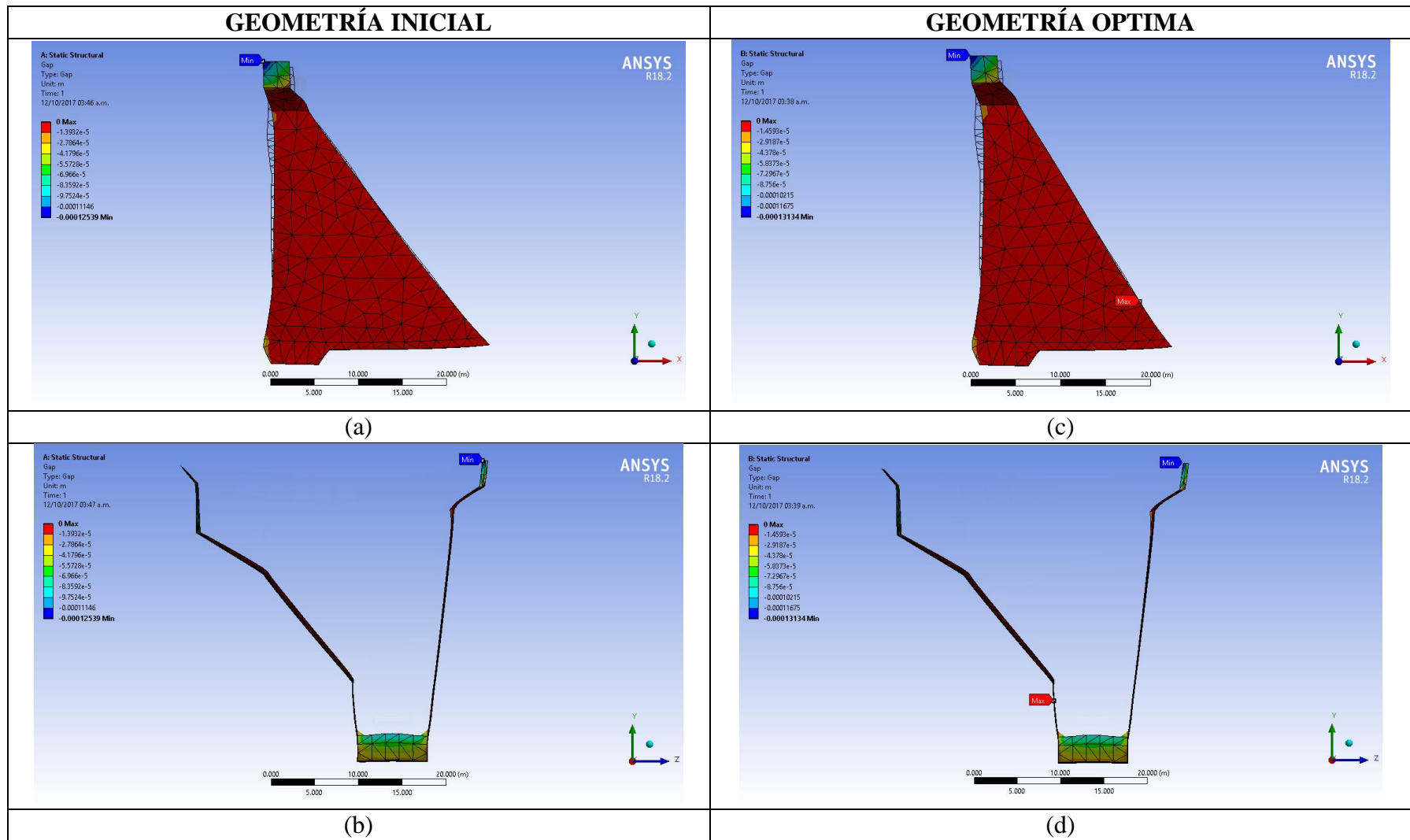


Figura 67: Separación Presa – Cimentación (roca arenisca) - ANSYS R.18.2. (a), (c) Cara izquierda de la presa. (b), (d) Plano YZ – $X = 0.00$ m.

4.3. OPTIMIZACIÓN DEL COSTO

Como parte de la ingeniería tecnológica en lo que corresponde a la revolución de tecnologías más modernas y eficaces con softwares de simulación computacional incluyendo más de una física en una única interface. Al prever, corregir y solucionar fallas en las estructuras nos permite optimizar el uso de materia primo sin perder rigidez y calidad, y por ende reducir costos de insumos y construcción. Después de la simulación con ANSYS 18.2 se logró optimizar el volumen de concreto de la Presa Huaynamango y por ende en función de costos se ha logrado optimizar en:

Tabla 28 – Optimización del costo

PRESUPUESTO - OPTIMIZADO						
Ítem	Descripción	Und.	PRECIO BASE	PRECIO OPTIMIZADO		
			Parcial S/.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	PRESA DE CONCRETO HUAYNAMANGO		4,526,909.60			4,526,909.60
01.01	OBRAS PROVISIONALES		25,954.81			25,954.81
01.02	OBRAS PRELIMINARES		911.71			779.50
01.02.01	LIMPIEZA Y DESENRAICE DEL TERRENO	m2	711.33	856.60	0.71	608.18
01.02.02	TRAZO Y NIVELACIÓN	m2	200.38	856.60	0.20	171.32
01.03	MOVIMIENTO DE TIERRAS		33,284.31			30,301.31
01.03.01	EXCAVACIÓN EN ROCA MACIZA CON EQUIPO Y EXPLOSIVOS	m3	33,284.31	1015.80	29.83	30,301.31
01.04	ALBAÑILERÍA		3,561,502.46			3,142,599.38
01.04.01	COLCHÓN HIDRÁULICO		270,331.16			270,331.16
01.04.02	CUERPO DEL MURO		2,847,386.63			2,444,778.24
01.04.02.01	CONCRETO F' C = 230 KG/CM2 PARA CUERPO DE PRESA	m3	2,741,379.41	5221.52	447.91	2,338,771.02
01.04.03	COMPUERTA DESLIZABLE GRANDE		187,053.39			187,053.39
01.04.04	COMPUERTA DESLIZABLE PEQUEÑA		13,206.04			13,206.04
01.04.05	PUENTE SOBRE VERTEDOR		9,476.06			9,476.06
01.04.06	PILOTES SOBRE VERTEDOR		17,600.59			17,600.59
01.04.07	SARDINEL Y MURO DE BARANDA		9,491.97			9,491.97
01.04.08	CORONA		93,625.22			77,330.52
01.04.08.01	CONCRETO F' C = 230 KG/CM2 EN LA CORONA	m3	87,557.45	162.48	447.91	72,776.42
01.04.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE CORONA	m2	6,067.77	111.32	40.91	4,554.10
01.04.09	MUROS GUÍA Y DESCARGA		113,331.41			113,331.41
01.05	OBRAS METÁLICAS Y DE GASFITERÍA		899,978.83			899,978.83
01.06	ACABADOS		5,277.46			5,277.46
02	CASETA DE VÁLVULAS		9,330.65			9,330.65
03	CASETA DE CONTROL Y GUARDIANÍA		11,420.09			11,420.09
04	CASETA DE MOTORES		11,420.09			11,420.09
05	LÍNEA DE CONDUCCIÓN		1,668,090.87			1,668,090.87
06	CAPACITACIONES Y ASISTENCIA TÉCNICA		32,000.00			32,000.00
	COSTO DIRECTO		6,259,171.30			5,811,198.20

Del cálculo del presupuesto con las dimensiones optimizadas ($X1 = 22$ m, $X2 = 3.00$ m y $Y1 = 2.50$ m) y el volumen de concreto óptimo (5384 m³) de ha determinado las partidas involucradas (01.02.01, 01.02.02, 01.04.02.01, 01.04.08.01 y 01.04.8.02) y se tiene un costo directo optimizado de S/. 5, 811,198.20 que con respecto al presupuesto base (tabla 09) se tiene una diferencia de S/. 447,973.10.

El proceso de optimización permitió obtener los mejores valores en las dimensiones de la presa, minimizando el volumen de concreto y sin exceder los esfuerzos permisibles. El éxito de estos tipos de análisis, radica en la comprensión que se tengan de los métodos y herramientas utilizados.

4.4. DIAGRAMA DE FLUJO DE OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL

El diagrama de flujo que se presenta en la figura 68 representa todos los procesos a seguir en un proceso de optimización mediante simulaciones con elementos finitos. Al cual se le puede incluir otros análisis físicos de acuerdo al requerimiento de diseño:

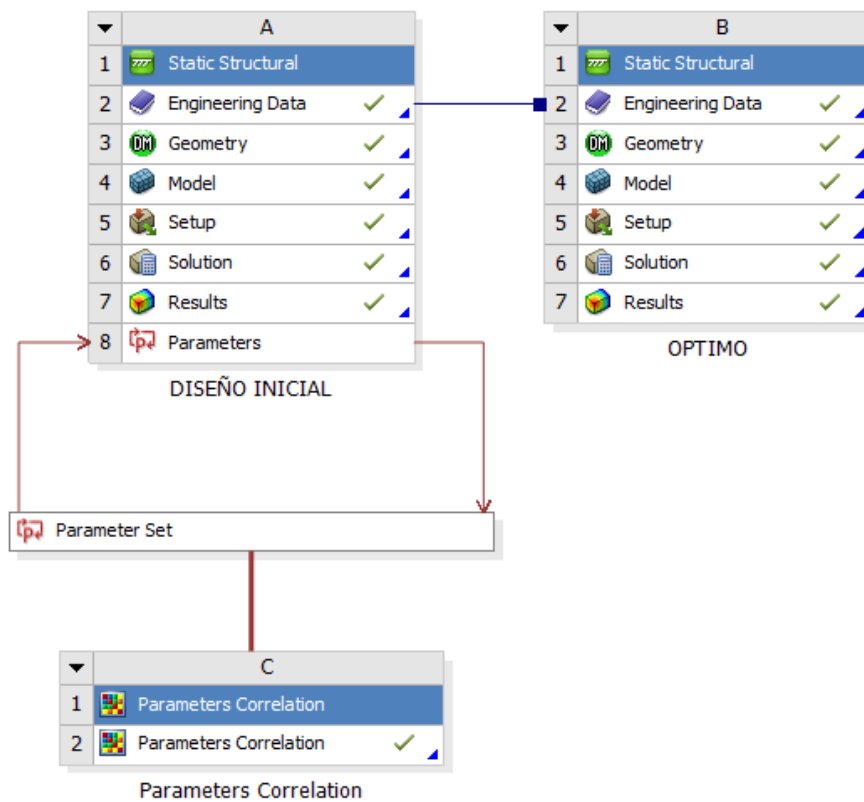


Figura 68: Diagrama de flujo de optimización paramétrica

Capítulo V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.CONCLUSIONES

Al término del presente trabajo de investigación se ha llegado a la siguiente conclusión:

- Se ha conseguido optimizar el diseño estructural de la presa de tipo gravedad Huaynamango de 31.50 m de altura en un 14.75% con respecto a la función objetivo de optimización (volumen de concreto $f'_c=230 \text{ Kg/cm}^2$) utilizando simulaciones con elementos finitos con el Software ANSYS 18.2 en comparación con los estudios propuestos del proyecto “Mejoramiento y Ampliación del Servicio de Agua para Riego en los Caseríos de Toledo, Bellavista, Ayambía y Los Higos – Represa Huaynamango, Distrito de Santa Cruz de Toledo – Contumazá - Cajamarca” superando lo planteado en la hipótesis planteada en el primer capítulo en 5.04%. Para ello se logró reducir el volumen de concreto de la presa de 6.336.74 m³ a 5384.00 m³ tanto del muro que conforma el cuerpo de la presa y la coronación.

De acuerdo con los objetivos establecidos en el primer capítulo y las variables de diseño analizadas en el tercer capítulo, la investigación llevada a cabo y el posterior análisis de resultados se concluye:

- Se ha logrado optimizar la geometría de la presa en un 13.73% el ancho de la base de la presa ($X1 = P1$) de valor inicial $X1_i = 25.50 \text{ m}$ hasta $X1_f = 22.00 \text{ m}$, 0.00% el ancho de coronación ($X2 = P2$) de valor inicial $X2_i = 3.00 \text{ m}$ hasta $X2_f = 3.00 \text{ m}$ y en 28.57% altura de coronación ($Y1 = P3$) de valor inicial $Y1_i = 3.00 \text{ m}$ hasta $Y1_f = 2.50 \text{ m}$.
- Para los parámetros geométricos finales se ha logrado optimizar el comportamiento estructural de la presa de gravedad. Para ello con respecto a la resistencia del concreto de $f'_c 230 \text{ Kg/cm}^2$ y densidad 2200 Kg/m^3 se ha reducido en un -0.916% la tensión principal máxima (tracción); aunque se ha

incrementado los valores en un +3.083% la tensión principal mínima (compresión) y en un 2.218% la tensión máxima de corte, estos parámetros se han evaluado con la Teoría de Falla de Mohr teniendo en cuenta los límites elásticos del material, llegando a obtener un margen de seguridad mínimo (P6) de 1.69 tanto para el diseño inicial como para el diseño optimizado; Y con respecto a la estabilidad se ha incrementado la distancia de deslizamiento máximo (P7) en 3.57% y en un 4.80% la separación entre la estructura (presa concreto) y la cimentación (roca sedimentaria arenisca).

- Finalmente, técnicamente este dimensionamiento geométrico es el más adecuado en términos técnicos, ya que se tiene una geometría y un comportamiento estructural optimizado al no superar los límites de elasticidad ni restricciones propuestas en los parámetros de estado de la optimización; y económicos, ya que el presupuesto se logró optimizar en un 7.15% que representa un ahorro de inversión de S/. 447,973.10.

5.2.RECOMENDACIONES

La U.S.B.R. recomienda que la sección de presa más grande está diseñada para aumentar los momentos de estabilización y para que sea segura contra fallas aunque, aplicando el método por tantos (coeficiente de Seguridad al deslizamiento) se puede reducir la base de la presa hasta $X1 = 21.00$ m, esta no cumple usando el método de elementos finitos puesto que no sería posible lograr los factores de seguridad en la base requeridos ni las deformaciones máximas del concreto en la coronación llegando a obtener para este valor límite factores de seguridad de falla por resistencia hasta por $FS = -0.56$ considerando las tensiones principales máximas y mínimas.

Se recomienda aplicar este proceso de análisis para presas de tipo gravedad de concreto donde se garantice que no existen cimentaciones heterogéneas ya que el diseño necesitaría más contactos friccionantes entre los sólidos que representan los diferentes tipos de materiales presentes en la cimentación, y la presa con dichos sólidos.

5.3.INVESTIGACIONES FUTURAS

Como continuación de la investigación desarrollada en esta tesis, se proponen las siguientes líneas de investigación futuras:

- Incluir variables de las propiedades del concreto como parámetros de entrada para el proceso de optimización.
- Considerar múltiples estados de carga y efectos de otras fuerzas.
- Incluir análisis de temperatura, análisis modal, análisis de infiltración, etc.
- Implementar el diseño de experimentos disponible en el programa ANSYS 18.2 para calibrar el modelo numérico desarrollado con un modelo experimental.

BIBLIOGRAFÍA

- Baecher, G. B., Gregory, M. E., & de Neufville, R. (1980). Risk of Dam Failure in Benefit-Cost Analysis. *Water Resources Research*, 16(3), 449-456. Obtenido de http://oldpm.umd.edu/files/public/water_library/1980/Risk%20of%20Dam%20Failure%20in%20Benefit-Cost%20Analysis_1980_Baecher.pdf
- Bureau of Reclamation. (1987). *Design Of Small Dams* (3 ed.). Washington: Department of the Interior. Obtenido de <https://www.usbr.gov/tsc/techreferences/mands/mands-pdfs/SmallDams.pdf>.
- Cancho, J. I. (2010). *Aplicación del Programa ANSYS para el Análisis de Estabilidad y Estados de Esfuerzos en Presas de Gravedad de Concreto*. Ayacucho. Obtenido de <https://cgedmundo.wordpress.com/2012/05/02/tesis-universidad-nacional-san-cristobal-de-huamanga-unsch-ingenieria-civil/>
- Cánovas Del Castillo, E. V. (1998). *Tratado de Presas*. Madrid. Obtenido de <https://es.scribd.com/document/95545899/Tomo-I-Tratado-Basico-de-Presas-Eugenio-Villarino>
- Cascón Sagrado, J., & Bueno Hernández, F. (2001). *Ingeniería de Presas: Presas de Fabrica* (Vol. Tomo I). Santander, España: Universidad de Cantabria. Obtenido de https://books.google.com.pe/books?id=I4ucSGLyfkGC&printsec=frontcover&source=gbs_ge_summary_r&cad=0#v=onepage&q&f=false
- Comite ACI 318. (2005). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S - 05) y Comentario (ACI 318 SR - 05)*. Michigan: FARMINTON HILLS.
- Corporación Andina - Estudio Hidráulico. (2013). *Diseño Hidraulico del Vaso y Línea de Conducción "Mejoramiento del Servicio de Agua para Riego en los Caseríos de Toledo, Ayambía y Los Higos - Represa Huaynamango - Distrito de Contumazá, Departamento de Cajamarca"*. Contumazá.
- Cruzado Vásquez, G., & Crisólogo Rodríguez, M. E. (2009). *Estudio de Geología*. Cajamarca: ZEE - OT - Cajamarca. Obtenido de <http://zeeot.regioncajamarca.gob.pe/sites/default/files/GEOLOGIA.pdf>
- Díaz García, J., Baldomir García, A., & Romera Rodríguez, L. E. (13-28 de Noviembre de 2013). *Estructuras III*. Obtenido de ftp://ceres.udc.es/ITS_Caminos/Optativas/Estructuras_III/Teoria/
- Garg, S. K. (2002). *Engineering and Hydraulic Structures*. Delhi: Khanna Publishers. Obtenido de <https://www.iamcivilengineer.com/2016/01/download-irrigation-engineering-and.html>

- Guevara A., M. E. (s.f.). PRESAS. Obtenido de <https://es.slideshare.net/cesararruevines/presas-36912333>
- Hazrat Ali, Rabiul Alam, Naimul Haque, & Jahangir Alam, M. (28 de 03 de 2012). Comparison of Design and Analysis of Concrete Gravity Dam. *Natural Resources*, 3(1), 18. Obtenido de https://file.scirp.org/pdf/NR20120100003_97391033.pdf
- López, E., & Vázquez, M. (2001). *El Método de los Elementos Finitos Aplicado al Análisis Estructural*. Madrid: Novela - Madrid.
- M. Acosta, L. (2011). Ejemplos de Aplicación de la Optimización Estructural mediante Elementos Finitos. *Tendencias en la Ingeniería*, 52-55. Obtenido de <http://csifsvr.uan.edu.co/index.php/ingean/article/view/20/14>.
- Marroquín, C. (2015). *Hidráulica* (3 ed.). Lima: Fondo Editorial ICG.
- Ministerio de Agricultura y Riego, & Autoridad Nacional del Agua. (Marzo de 2015). Inventario de Presas del Perú. *Primera parte*. Lima, Perú. Obtenido de http://www.ana.gob.pe/sites/default/files/publication/files/inventario_de_presas_0.pdf
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (09 de Junio de 2006). Reglamento Nacional de Edificaciones: "Cargas" - E. 020. 8. Lima, Perú. Obtenido de <http://www.construccion.org/normas/rne2012/rne2006.htm>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú: El Peruano. Obtenido de <http://www.construccion.org/normas/rne2012/rne2006.htm>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (24 de Enero de 2016). Reglamento Nacional de Edificaciones: "Diseño Sismoresistente". *Decreto Supremo que Modifica la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismoresistente" del Reglamento Nacional de Edificaciones, aprobada por el Decreto Supremo N° 011-2016-Vivienda, modificada con Decreto Supremo N° 002-2014-Vivienda*. Perú: El Peruano. Obtenido de http://cdn-web.construccion.org/normas/files/tecnicas/RNE_E-030.pdf
- Navarrina Martinez, F. (Marzo de 1987). *Una Metodología General para Optimización Estructural en Diseño Asistido por Ordenador*. Barcelona.
- Ottazzi Pasino, G. (2004). *Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado*. Lima.
- Parra Arango, R. L. (2013). *Optimización Topológica Aplicada a Problemas de Elasticidad Bidimensional Usando Elementos Finitos*. Bogotá. Obtenido de <http://www.bdigital.unal.edu.co/44836/>

- Rubén, J. F. (2011). *Un nuevo Enfoque de Optimización de Estructuras por el Método de los Elementos Finitos*. Barcelona. Obtenido de <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/14979/memoria.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- SAS IP. (2017). *ANSYS (R) HELP VIEWER*. Pensilvania, Estados Unidos. Obtenido de <http://www.ansys.com/es-es/Resource-Library>
- Sosa Caiza, D. A. (2011). *Análisis Sísmico de Presas y Cálculo de la Presión Hidrodinámica Aplicado a la Presa Minas - San Francisco y Presa Tierras Blancas*. Sangolquí.
- Tomás Espín, A. (2007). *Diseño Óptimo de Forma y Armado de Láminas de Hormigón*. Obtenido de <http://repositorio.upct.es/bitstream/handle/10317/970/Ate.pdf?sequence=1>
- Zienkiewicz, O. C., & Taylor, R. L. (1994). *El método de los Elementos Finitos - Formulación Básica* (4 ed., Vol. 1). (M. Cervera Ruíz, & E. O. Ivañez de Navarra, Trads.) Barcelona: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.

APÉNDICE

1. PLANOS

- 1.1. Mapa de ubicación
- 1.2. Levantamiento topográfico (V-0)
- 1.3. Vaso de almacenamiento (V-1)
- 1.4. Vista frontal de la sección natural – diseño inicial (V-2 - A)
- 1.5. Vista frontal de la sección natural – diseño optimizado (V-2 - B)
- 1.6. Vista frontal de la sección máxima – diseño inicial (V-3)
- 1.7. Vista frontal de la sección máxima – diseño optimizado (V-3)
- 1.8. Vista frontal del vertedor – diseño inicial (V-4)
- 1.9. Vista frontal del vertedor – diseño optimizado (V-4)
- 1.10. Vista frontal de las compuertas – diseño inicial (V-5)
- 1.11. Vista frontal de las compuertas – diseño optimizado (V-5)
- 1.12. Vista en planta – diseño inicial (V-6)
- 1.13. Vista en planta – diseño optimizado (V-6)
- 1.14. Vista en planta y compuerta – diseño inicial (V-7)
- 1.15. Vista en planta y compuerta – diseño optimizado (V-7)
- 1.16. Vista en perfil del dique – diseño inicial (V-8)
- 1.17. Vista en perfil del dique – diseño optimizado (V-8)
- 1.18. Vista en perfil del vertedor – diseño inicial (V-9)
- 1.19. Vista en perfil del vertedor – diseño optimizado (V-9)
- 1.20. Vista en perfil de obra de toma – diseño inicial (V-10)
- 1.21. Vista en perfil de obra de toma – diseño optimizado (V-10)
- 1.22. Vista en perfil de compuertas – diseño inicial (V – 11)
- 1.23. Vista en perfil de compuertas – diseño optimizado (V – 11)