

**ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS SÍSMICO DE PRESAS  
ENROCADAS CON PANTALLA DE  
HORMIGÓN – CASO PRESA MAZAR**

**PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR:**

**CÉSAR AUGUSTO MEDINA GALARZA**

**SANGOLQUÍ, ENERO DE 2012**

## **RESUMEN**

En el presente proyecto de tesis se realiza el análisis sísmico de la presa Mazar, para lo cual previamente se la describe y se detallan aspectos de otras presas CFRD construidas en el mundo. Entonces se resuelve el problema de la dinámica de estructuras empleando el método de superposición modal, para el sismo OBE (Operating Basis Earthquake) de un proyecto hidroeléctrico cercano a Mazar, utilizando dos tipos de elementos finitos: el Tipo Membrana y el Q4, suavizado por flexión sólo para el hormigón. Los resultados son comparados en términos de fuerzas, desplazamientos y esfuerzos. Finalmente se determinan las presiones hidrostáticas y de sedimentos, así como las presiones hidrodinámicas mediante la modelación del embalse con elementos finitos, para realizar el análisis sísmico total de la presa y definir su comportamiento ante todas estas solicitaciones, tanto al inicio como al final de su vida útil.

## **ABSTRACT**

In this thesis, the seismic analysis is performed for Mazar Dam, for which previously described and detailed aspects of other CFRD's built in the world. Then the problem of structural dynamics is solved using the modal superposition method, for the OBE (Operating Basis Earthquake) of a Hydroelectric Project that is near Mazar, using two types of finite elements: Shell Type and Q4 element, softened by flexion for concrete only. The results are compared in terms of forces, displacements and stresses. Finally, the hydrostatics and silts pressures are determinate, as well as hydrodynamics pressures by modeling the reservoir with finite elements, to carry out the total seismic analysis and define their behavior under all these loads, at the beginning and end of their useful life.

## CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el Sr. **CÉSAR AUGUSTO MEDINA GALARZA** como requerimiento parcial a la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**.

Sangolquí, 20 de enero del 2012

---

Dr. Ing. Roberto Aguiar

Director de Tesis

---

Ing. Milton Silva

Codirector de Tesis

REVISADO POR

---

Ing. Jorge Zúñiga

Director de la Carrera de Ingeniería Civil

## **DEDICATORIA**

Este trabajo está dedicado a mi mami Normita, por siempre apoyarme con amor y paciencia, y por esforzarse día a día para que yo pudiera alcanzar esta meta.

A mamá Blanquita, quien tristemente tuvo que partir de este mundo, por su confianza y apoyo a lo largo de toda mi vida, y sobre todo por su amor incondicional.

A papá Tarquino, quien partió de este mundo hace mucho tiempo, por ser mi guía y mi ejemplo de esfuerzo y amor.

**César Augusto Medina Galarza**

## **AGRADECIMIENTO**

Quiero agradecer de manera especial al director de este proyecto Dr. Ing. Roberto Aguiar Falconí, por permitirme realizar este trabajo de investigación, y sobre todo por su entereza y valiosa asistencia, fomentando siempre el espíritu de esfuerzo y dedicación.

De igual manera, quiero expresar un cordial agradecimiento al codirector Ing. Milton Silva, por la predisposición para formar parte de este trabajo, su paciencia y enorme colaboración han permitido culminar con éxito este proyecto.

Asimismo, mi gratitud a la Escuela Politécnica del Ejército – Carrera de Ingeniería Civil, donde he adquirido todos los conocimientos que me serán útiles a lo largo de mi vida profesional, y donde además he conocido grandes amigos.

Finalmente quiero mencionar a mi familia, en especial a los más cercanos, y a mi novia Gaby quienes supieron apoyarme de distintas maneras en diferentes momentos de carrera universitaria. Sin ellos esto hubiese sido mucho más difícil y por eso les estoy eternamente agradecido.

**César Augusto Medina Galarza**

# ÍNDICE DE CONTENIDOS

## CAPITULO I: PRESAS ENROCADAS CONSTRUIDAS EN EL MUNDO

1.1.	Descripción de una Presa Enrocada con Pantalla de Hormigón .....	1
1.1.1.	Introducción .....	1
1.1.2.	Historia de las Presas de Enrocado con Pantalla de Hormigón.....	2
1.1.3.	Definición de Presas de Enrocado con Pantalla de Hormigón.....	6
1.1.4.	Condiciones para la aplicación de Presas de Enrocado con Pantalla de Hormigón .....	7
1.1.5.	Sección Tipo de una Presa de Enrocado con Pantalla de Hormigón.....	9
1.2.	Descripción de Presas Enrocadas con Pantalla de Hormigón construidas .....	17
1.2.1.	Presa de Aguamilpa.....	19
1.2.2.	Presa de Relaves de Antamina.....	20
1.2.3.	Presa Porce III .....	22
1.2.4.	Presa Alto Anchicayá.....	24
1.2.5.	Presa Itá .....	25
1.2.6.	Presa Kárahnjúkar .....	27
1.2.7.	Presa Shuibuya .....	29
1.3.	Relación L/H.....	32
1.4.	Relación A/H <sup>2</sup> .....	35
1.5.	Fallas observadas en Presas Enrocadas con Pantalla de Hormigón .....	38
1.5.1.	Presa Campos Novos .....	38
1.5.2.	Presa Antamina .....	40
1.5.3.	Presa Barra Grande.....	41
1.5.4.	Presa Mohale.....	42
1.5.5.	Presa Gouhou.....	43

## CAPITULO II: PRESA MAZAR

2.1.	Antecedentes .....	48
2.2.	Descripción de la Presa Mazar.....	50
2.2.1.	Ubicación del Proyecto Mazar.....	52
2.2.2.	Características Técnicas de los Componentes del Proyecto Mazar .....	53
2.2.2.1.	Embalse .....	54

2.2.2.2.	Presa.....	55
2.2.2.3.	Vertedero de Excesos .....	57
2.2.2.4.	Túnel de Desvío .....	58
2.2.2.5.	Desagüe de Fondo.....	58
2.2.2.6.	Túnel de Carga.....	58
2.2.2.7.	Tubería de Presión Forzada.....	59
2.2.2.8.	Túnel de Equilibrio Inferior.....	59
2.2.2.9.	Túnel de Descarga .....	60
2.2.2.10.	Pozo de Transporte, Cables y Ascensor.....	60
2.2.2.11.	Casa de Máquinas .....	60
2.2.2.12.	Transformadores .....	63
2.2.2.13.	Subestación .....	64
2.2.2.14.	Túneles Viales.....	65
2.3.	Simulaciones Realizadas para Calibrar Modelos .....	65
2.3.1.	Presa Antamina .....	65
2.3.2.	Presa Golillas.....	73
2.3.3.	Presa Cethana.....	76
2.3.4.	Presa Campos Novos .....	79
2.3.5.	Presa Cajón.....	82
2.3.6.	Casos teóricos .....	85
2.4.	Descripción del Cálculo y el Proceso Constructivo .....	87
2.4.1.	Descripción del Cálculo de la Presa Mazar .....	87
2.4.1.1.	Descripción del Modelo de Elementos Finitos .....	87
2.4.1.2.	Secuencia Constructiva – Condiciones de Carga .....	90
2.4.1.3.	Modelos Constitutivos .....	90
2.4.1.4.	Interfaces .....	95
2.4.1.5.	Predicción del Comportamiento de la Presa Mazar .....	97
2.4.2.	Proceso Constructivo.....	107

### **CAPITULO III: ANÁLISIS SÍSMICO DE LA PRESA MAZAR SIN EMBALSE**

3.1.	Elementos Finitos.....	124
3.2.	Matriz de Rigidez.....	124
3.2.1.	Efecto de Membrana.....	125
3.2.2.	Elemento Finito Q4 .....	126

3.2.2.1.	Funciones de Forma para el Elemento Finito .....	127
3.2.2.2.	Sistemas de Coordenadas .....	130
3.2.2.3.	Matriz de Compatibilidad B.....	131
3.2.2.4.	Matriz Jacobiana .....	133
3.2.2.5.	Cálculo de la Matriz de Rigidez .....	135
3.3.	Matriz de Masas .....	136
3.4.	Método de Superposición Modal .....	138
3.4.1.	Modos de Vibración, Períodos y Aceleración Espectrales.....	140
3.4.2.	Matriz de Incidencia .....	142
3.4.3.	Factores de Participación Modal .....	142
3.4.4.	Desplazamientos Máximos Modales.....	143
3.4.5.	Fuerzas Máximas Modales .....	143
3.4.6.	Criterio de Combinación Modal .....	144
3.5.	Esfuerzos Resultantes.....	144
3.5.1.	Relación Esfuerzo - Deformación.....	145
3.6.	Análisis de la Presa Mazar con CEINCI-LAB.....	147
3.6.1.	Definición de la Geometría de la Presa .....	148
3.6.2.	Propiedades Mecánicas de los Materiales de la Presa .....	149
3.6.3.	División de la Presa en Elementos Finitos .....	150
3.6.4.	Grados de Libertad .....	151
3.6.5.	Vectores de Colocación .....	152
3.6.6.	Coordenadas X-Y de los Elementos Finitos que componen la Presa .....	154
3.6.7.	Cálculo de la Matriz de Masas .....	155
3.6.8.	Cálculo de la Matriz de Rigidez.....	157
3.6.9.	Cálculo de Modos de Vibración, Períodos y Frecuencias de la Presa .....	159
3.6.10.	Cálculo de los Factores de Participación Modal .....	159
3.6.11.	Espectro de Análisis .....	160
3.6.12.	Cálculo de Fuerzas Resultantes .....	161
3.6.13.	Coeficiente Sísmico .....	163
3.6.14.	Cálculo de Desplazamientos Resultantes .....	163
3.6.15.	Respuestas Máximas.....	165
3.6.16.	Cálculo de Esfuerzos .....	165
3.7.	Resultados Gráficos del Análisis con GID .....	166
3.7.1.	Archivo flavia.msh.....	167
3.7.2.	Archivo flavia.res.....	168
3.7.3.	Interfaz Programa GID .....	171



3.7.4.	Geometría de Análisis.....	176
3.7.5.	Nodos .....	176
3.7.6.	Peso Propio .....	176
3.7.7.	Modos de Vibración .....	177
3.7.8.	Fuerzas Máximas Resultantes .....	180
3.7.9.	Desplazamiento Máximos Resultantes .....	181
3.7.10.	Esfuerzos Resultantes – Horizontales, Verticales y de Corte .....	182

## **CAPITULO IV: ANÁLISIS SÍSMICO DE LA PRESA MAZAR CON EMBALSE**

4.1.	Cálculo de la Presión Hidrostática.....	185
4.1.1.	Consideraciones para la Presa Mazar .....	187
4.2.	Cálculo de la Presión de Sedimentos.....	187
4.2.1.	Consideraciones para la Presa Mazar .....	188
4.3.	Cálculo de la Presión Hidrodinámica.....	189
4.3.1.	Consideraciones para la Presa Mazar .....	190
4.3.2.	Elemento Finito y Matriz de Rigidez para el Agua .....	190
4.3.2.1.	Matriz de Rigidez.....	194
4.3.2.2.	Funciones de Forma para el Elemento Finito del Agua .....	195
4.3.2.3.	Matriz Jacobiana .....	197
4.3.2.4.	Gradiente de las Funciones de Forma.....	197
4.4.	Análisis con CEINCI-LAB.....	198
4.4.1.	Definición de la Geometría del Embalse .....	199
4.4.2.	Cálculo de la Presión Hidrostática .....	200
4.4.3.	Cálculo de la Presión de Sedimentos.....	202
4.4.4.	División del Embalse en Elementos Finitos para el Cálculo de la Presión Hidrodinámica .....	203
4.4.5.	Grados de Libertad de los Elementos Finitos del Embalse para el Cálculo de la Presión Hidrodinámica.....	205
4.4.6.	Vectores de Colocación para el Cálculo de la Presión Hidrodinámica.....	206
4.4.7.	Coordenadas X–Y de los Elementos Finitos del Embalse para el Cálculo de la Presión Hidrodinámica.....	207
4.4.8.	Cálculo de la Matriz de Rigidez para el Cálculo de la Presión Hidrodinámica.....	208
4.4.9.	Cálculo del Vector de Cargas en la Cara de la Presa para el Cálculo de la Presión Hidrodinámica .....	209
4.4.9.1.	Vector de Cargas a partir del Coeficiente Sísmico.....	209

4.4.9.2.	Vector de Cargas a partir de los Desplazamientos en la Cara .....	210
4.4.10.	Cálculo de la Presión Hidrodinámica.....	211
4.4.11.	Cálculos Finales.....	212
4.5.	Resultados Gráficos del Análisis con GID .....	215
4.5.1.	Fuerzas Hidrostáticas .....	215
4.5.2.	Fuerzas de Sedimentos .....	216
4.5.3.	Fuerzas Hidrodinámicas .....	217
4.5.4.	Fuerzas Totales .....	219
4.5.5.	Desplazamientos Totales.....	220
4.5.6.	Esfuerzos Totales .....	222

## **CAPITULO V: COMENTARIOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

5.1.	Comentarios.....	225
5.2.	Conclusiones.....	226
5.3.	Recomendaciones.....	229

<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>231</b>
-------------------------	------------

<b>ARTÍCULO PUBLICADO .....</b>	<b>236</b>
---------------------------------	------------

# LISTADO DE TABLAS

## CAPITULO I

Tabla 1.1:	Criterios de diseño de espesores de pantallas de hormigón de diferentes presas construidas en el mundo .....	13
Tabla 1.2:	Presas tipo CFRD más altas de China (Fuente: chincold.org.cn) .....	32
Tabla 1.3:	Tipos de cañones, factores de forma y sus valores recíprocos (Fuente: ZNAMENSKY D., 2009) .....	33

## CAPITULO II

Tabla 2.1:	Características de los casos teóricos desarrollados (Fuente: Ingetec, 2007) .....	86
------------	---	----

## CAPITULO III

Tabla 3.1:	Valores del módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson y peso específico de los materiales que componen la presa Mazar (Fuente: Ingetec, 2007) .....	149
Tabla 3.2:	Vectores de colocación de la primera fila de elementos finitos que componen el talón de la presa Mazar .....	153
Tabla 3.3:	Coordenadas X-Y de la primera fila de elementos finitos que componen el talón de la presa Mazar .....	154
Tabla 3.4:	Proceso de cálculo de las masas puntuales de la primera fila de elementos finitos que componen el talón de la presa Mazar .....	156
Tabla 3.5:	Períodos de Vibración en los 5 primeros modos – Modelo 1: Teoría de Efecto de Membrana, Modelo 2: Teoría del Elemento Finito Q4 .....	159
Tabla 3.6:	Aceleraciones espectrales para los períodos de vibración en los 5 primeros modos – Modelo 1: Teoría de Efecto de Membrana, Modelo 2: Teoría del Elemento Finito Q4 .....	161

Tabla 3.7:	Fuerzas máximas modales en los nodos de la primera fila de elementos finitos que componen el talón de la presa Mazar – Modelo 1: Teoría de Efecto de Membrana .....	162
Tabla 3.8:	Fuerzas máximas modales en los nodos de la primera fila de elementos finitos que componen el talón de la presa Mazar – Modelo 2: Teoría del Elemento Finito Q4 .....	162
Tabla 3.9:	Coeficiente sísmico – Modelo 1: Teoría de Efecto de Membrana, Modelo 2: Teoría del Elemento Finito Q4 .....	163
Tabla 3.10:	Desplazamientos máximos en los nodos de la primera fila de elementos finitos que componen el talón de Mazar – Modelo 1: Teoría de Efecto de Membrana .....	164
Tabla 3.11:	Desplazamientos máximos en los nodos de la primera fila de elementos finitos que componen el talón de Mazar – Modelo 2: Teoría del Elemento Finito Q4 .....	164
Tabla 3.12:	Respuestas Máximas – Modelo 1: Teoría de Efecto de Membrana, Modelo 2: Teoría del Elemento Finito Q4 .....	165

#### **CAPITULO IV**

Tabla 4.1:	Presión hidrostática en las caras aguas arriba y aguas abajo de la presa .....	201
Tabla 4.2:	Presión de Sedimentos en las caras aguas arriba de la presa Mazar .....	203
Tabla 4.3:	Vectores de colocación de los 5 primeros elementos finitos que se encuentran en contacto con la pantalla de hormigón de la presa – Inicio de la vida útil .....	206
Tabla 4.4:	Vectores de colocación de los 5 primeros elementos finitos que se encuentran en contacto con la pantalla de hormigón de la presa – Final de la vida útil .....	207
Tabla 4.5:	Coordenadas X-Y de los 5 primeros elementos finitos que se encuentran en contacto con la pantalla de hormigón de la presa Mazar – Inicio de la vida útil .....	207
Tabla 4.6:	Coordenadas X-Y de los 5 primeros elementos finitos que se encuentran en contacto con la pantalla de hormigón de la presa Mazar – Final de la vida útil .....	208

# LISTADO DE CUADROS

## CAPITULO I

Cuadro 1.1:	Presas CFRD finalizadas en el mundo (Fuente: Navarro O., 2010) .....	18
Cuadro 1.2:	Distribución de presas finalizadas en el mundo entre 2000 y 2010 (Fuente: NAVARRO O., 2010) .....	18
Cuadro 1.3:	Diferentes configuraciones de cañones (Fuente: Znamensky D., 2009) .....	34
Cuadro 1.4:	Asentamientos en función del factor de forma (Fuente: Ingetec, 2007) .....	36
Cuadro 1.5:	Módulos alcanzados contra factor de forma (Fuente: Ingetec, 2007) .....	37
Cuadro 1.6:	Deflexión de la cara de hormigón en función del factor de forma (Fuente: Ingetec, 2007) .....	38

## CAPITULO II

Cuadro 2.1:	Deflexión de la cara de hormigón en función del factor de forma, con énfasis en los casos donde se han registrado fisuramientos (Fuente: Ingetec, 2007) .....	86
Cuadro 2.2:	Relación entre modulo transversal y vertical para varias presas en función del factor de forma $A/H^2$ (Pinto y Filho, 1998) (Fuente: Ingetec, 2007) .....	94

## CAPITULO III

Cuadro 3.1:	Espectro de análisis para la presa Mazar .....	161
-------------	--	-----

# LISTADO DE FIGURAS

## CAPITULO I

Figura 1.1:	Esquema del funcionamiento de una presa (Fuente: educ.ar) ...	1
Figura 1.2:	Presa Redridge – EE.UU (1978) (Fuente: new.wikipedia.org) ...	2
Figura 1.3:	Esquema de la Presa Chatsworth Park – EE.UU (Fuente: Rogers D., 2002) .....	3
Figura 1.4:	Construcción de la presa Salt Springs – EE.UU (1929) (Fuente: liveauctioneers.com) .....	3
Figura 1.5:	Presa Paradela – Portugal (Fuente: cnpqb.inag.pt) .....	4
Figura 1.6:	Construcción de la presa Ambuklao – Filipinas (1955) (Fuente: i63.photobucket.com) .....	5
Figura 1.7:	Presa Foz do Areira – Brasil (Fuente: chincold.org.cn) .....	6
Figura 1.8:	Esquema tipo de una presa CFRD .....	7
Figura 1.9:	Sección de una presa CFRD sobre una cimentación de roca firme (adaptado de Cooke, 1991,1997) (Fuente: CIGB-ICOLD, 2010) .....	9
Figura 1.10:	Construcción de losas de hormigón en la cara aguas arriba de presas CFRD (Fuente: flickr.com) .....	14
Figura 1.11:	Ejemplos de juntas (Fuente: Koljensic N., 2009) .....	15
Figura 1.12:	Esquema de un plinto (Fuente: Chapple P., 2010) .....	16
Figura 1.13:	Construcción del parapeto (Fuente: Badenhorst D., 2005) .....	17
Figura 1.14:	Presa Aguamilpa (Fuente: comunicacion.promexico.gob.mx) ...	20
Figura 1.15:	Presa de relaves de Antamina (Fuente: golder.com) .....	21
Figura 1.16:	Presa Porce III (Fuente: panoramio.com) .....	23
Figura 1.17:	Presa Alto Anchicayá (Fuente: infraestructura.ingenet.com.mx) .....	24
Figura 1.18:	Presa Itá (Fuente: en.wikipedia.org) .....	26
Figura 1.19:	Construcción de bordillos - Presa Itá (Fuente: Marengo H., 2010) .....	27
Figura 1.20:	Presa Kárahnjúkar (Fuente: Bjarnason B., 2009) .....	28
Figura 1.21:	Presa Shuibuya (Fuente: hydropower.org) .....	30
Figura 1.22:	Diseño de Proyecto Shuibuya (Fuente: chincold.org.cn) .....	31
Figura 1.23:	Sección Transversal de la Presa Shuibuya (Fuente: chincold.org.cn) .....	31

Figura 1.24:	Fallas de la presa Campos Novos (Fuente: Hermann, Grossi & Balaguer et al, 2008) .....	39
Figura 1.25:	Fallas de la presa Campos Novos (Fuente: Hermann, Grossi & Balaguer et al, 2008) .....	40
Figura 1.26:	Falla del bordillo de la presa Antamina (Fuente: Ingetec, 2007) .	41
Figura 1.27:	Falla de la presa Barra Grande (Fuente: waterpowermagazine.com) .....	42
Figura 1.28:	Falla de la presa Mohale (Fuente: waterpowermagazine.com) ..	42
Figura 1.29:	Falla de la presa Mohale (Fuente: lhwp.org.ls) .....	43
Figura 1.30:	Sección transversal Presa Gouhou (Fuente: Alonso, Peuser, Bertoni & Menajovsky, 2011) .....	43
Figura 1.31:	Foto desde aguas abajo del estado remanente de la presa Gouhou luego del desastre (Fuente: Alonso, Peuser, Bertoni & Menajovsky, 2011) .....	47
Figura 1.32:	Foto de la zona de contacto entre el muro parapeto y la pantalla de hormigón de la presa Gouhou (Fuente: Alonso, Peuser, Bertoni & Menajovsky, 2011) .....	47

## **CAPITULO II**

Figura 2.1:	Aprovechamientos del río Paute (Fuente: Caminosca, 2011) .....	48
Figura 2.2:	Empresas involucradas en la construcción de la presa Mazar (Fuente: Caminosca, 2011) .....	49
Figura 2.3:	Esquema de implantación de la presa Mazar (Fuente: Caminosca, 2011) .....	50
Figura 2.4:	Infografía No.1 Proyecto Mazar (Fuente: Diario El Comercio, 06/06/2010) .....	51
Figura 2.5:	Infografía No.2 Proyecto Mazar (Fuente: Diario El Comercio, 06/06/2010) .....	52
Figura 2.6:	Ubicación del proyecto Mazar (Fuente: eltiempo.com.ec, 06/11/2011) .....	53
Figura 2.7:	Vista aérea del proyecto Mazar (Fuente: Diario El Comercio, 06/06/2010) .....	53
Figura 2.8:	Vista general de las obras del proyecto Mazar (Fuente: Caminosca, 2011) .....	54
Figura 2.9:	Sección transversal de la presa Mazar (Fuente: Caminosca, 2011) .....	55
Figura 2.10:	Cara de hormigón de la presa Mazar (Fuente: Caminosca, 2011) ....	56

Figura 2.11:	Perfil longitudinal del vertedero de la presa Mazar (Fuente: Caminosca, 2011) .....	57
Figura 2.12:	Obras subterráneas de Mazar (Fuente: Caminosca, 2011) .....	59
Figura 2.13:	Esquema de la casa de máquinas de Mazar (Fuente: celec.com.ec) .....	60
Figura 2.14:	Niveles de la casa de máquinas (Fuente: Diario El Comercio, 06/06/2010) .....	61
Figura 2.15:	Generador de Mazar (Fuente: celec.com.ec) .....	62
Figura 2.16:	Rotor de Mazar (Fuente: celec.com.ec) .....	62
Figura 2.17:	Turbina de Mazar (Fuente: celec.com.ec) .....	63
Figura 2.18:	Salida del transformador (Fuente: Diario El Comercio, 06/06/2010) .....	64
Figura 2.19:	Patio de maniobras - subestación SF6 (Fuente: Caminosca, 2011) .....	64
Figura 2.20:	Comparación de asentamientos (09/2000) (Fuente: Ingetec, 2007) .....	66
Figura 2.21:	Comparación de asentamientos (02/2001) (Fuente: Ingetec, 2007) .....	66
Figura 2.22:	Comparación de asentamientos (06/2001) (Fuente: Ingetec, 2007) .....	66
Figura 2.23:	Comparación de asentamientos (02/2002) (Fuente: Ingetec, 2007) .....	67
Figura 2.24:	Comparación de asentamientos (04/2003) (Fuente: Ingetec, 2007) .....	67
Figura 2.25:	Comparación de asentamientos (02/2004) (Fuente: Ingetec, 2007) .....	67
Figura 2.26:	Comparación de asentamientos (06/2006) (Fuente: Ingetec, 2007) .....	68
Figura 2.27:	Modelación de la secuencia constructiva - (I) Modelación apropiada (II) Modelación errónea (Fuente: Ingetec, 2007) ...	69
Figura 2.28:	Asentamientos verticales calculados - Nivel cresta 3985 m.s.n.m. (Septiembre 2000) (Fuente: Ingetec, 2007) .....	69
Figura 2.29:	Asentamientos verticales calculados - Nivel cresta 4015 m.s.n.m. (Febrero 2001) (Fuente: Ingetec, 2007) .....	70
Figura 2.30:	Asentamientos verticales calculados - Niveles cresta 4015, embalse 4015, relaves 3955 m.s.n.m. (Junio 2001) (Fuente: Ingetec, 2007) .....	70
Figura 2.31:	Asentamientos verticales calculados - Niveles cresta 4015, embalse 4015, relaves 3985 m.s.n.m. (Febrero 2002) (Fuente: Ingetec, 2007) .....	70
Figura 2.32:	Asentamientos verticales calculados - Niveles cresta etapa 1 4045, relaves 4015 m.s.n.m. (Abril 2003) (Fuente: Ingetec, 2007) .....	71



Figura 2.33:	Asentamientos verticales calculados - Niveles cresta etapa 2 3985, relaves 4045 m.s.n.m. (Febrero 2004) (Fuente: Ingetec, 2007) .....	71
Figura 2.34:	Asentamientos verticales calculados - Niveles cresta etapa 2 4075, relaves 4045 m.s.n.m. (Junio 2006) (Fuente: Ingetec, 2007) .....	71
Figura 2.35:	Deformaciones horizontales al final del llenado del embalse (Fuente: Ingetec, 2007) .....	72
Figura 2.36:	Geometría y malla de elementos finitos de la cara de hormigón de la presa Antamina (Fuente: Ingetec, 2007) .....	72
Figura 2.37:	Modelo de la presa Golillas (Fuente: Ingetec, 2007) .....	74
Figura 2.38:	Contorno esfuerzo horizontal - Llenado. (Fuente: Ingetec, 2007) ....	74
Figura 2.39:	Contorno esfuerzo dirección del talud - Llenado (Fuente: Ingetec, 2007) .....	75
Figura 2.40:	Contorno de desplazamientos perpendiculares a la cara de la presa Golillas (Fuente: Ingetec, 2007) .....	75
Figura 2.41:	Deformación unitaria y esfuerzos en dirección horizontal y del talud en la cara de hormigón (Fuente: Ingetec, 2007) .....	76
Figura 2.42:	Deformación en el enrocado medida en campo y deformación calibrada en el modelo (Fuente: Ingetec, 2007) .....	77
Figura 2.43:	Esfuerzos horizontales calculados comparados con el medido en campo (Fuente: Ingetec, 2007) .....	77
Figura 2.44:	Esfuerzos en dirección de talud calculados comparados con el medido en campo (Fuente: Ingetec, 2007) .....	78
Figura 2.45:	Deformaciones unitarias en dirección del talud calculadas comparados con el medido en campo (Fuente: Ingetec, 2007) ....	78
Figura 2.46:	Contorno deformación unitaria horizontal calculado comparados con el medido en campo (Fuente: Ingetec, 2007) .....	79
Figura 2.47:	Deformaciones en el enrocado medida en campo y calibrada en el modelo (Fuente: Ingetec, 2007) .....	80
Figura 2.48:	Esfuerzos horizontales - Sin relleno (Fuente: Ingetec, 2007) .....	80
Figura 2.49:	Esfuerzos en dirección del talud - Sin relleno (Fuente: Ingetec, 2007) .....	80
Figura 2.50:	Esfuerzos horizontales - Más relleno (Fuente: Ingetec, 2007) .....	81
Figura 2.51:	Esfuerzos en dirección del talud - Más relleno (Fuente: Ingetec, 2007) .....	81
Figura 2.52:	Esfuerzo horizontales - Llenado (Fuente: Ingetec, 2007) .....	81
Figura 2.53:	Esfuerzos en dirección del talud - Llenado (Fuente: Ingetec, 2007) .....	82
Figura 2.54:	Modelo de la Presa Cajón (Fuente: Ingetec, 2007) .....	83
Figura 2.55:	Distribución de las cuatro juntas en madera (Fuente: Ingetec, 2007) .....	84
Figura 2.56:	Asentamientos medidos y calculados (Fuente: Ingetec, 2007) ....	84

Figura 2.57:	Esfuerzos horizontales - Llenado (Fuente: Ingetec, 2007) .....	84
Figura 2.58:	Esfuerzos en dirección del talud - Llenado (Fuente: Ingetec, 2007) .....	85
Figura 2.59:	Topografía del sitio de la presa (Fuente: Ingetec, 2007) .....	87
Figura 2.60:	Geometría final de la presa Mazar (Fuente: Ingetec, 2007) .....	88
Figura 2.61:	Malla de elementos finitos - Cara de hormigón (Fuente: Ingetec, 2007) .....	88
Figura 2.62:	Malla de elementos finitos - Presa Mazar (Fuente: Ingetec, 2007) .....	89
Figura 2.63:	Dimensiones y condiciones de frontera (Fuente: Ingetec, 2007) ..	89
Figura 2.64:	Secuencia constructiva de la presa de Mazar (Fuente: Ingetec, 2007) .....	90
Figura 2.65:	Zonificación del enrocado de la Presa Mazar (Fuente: Ingetec, 2007) .....	90
Figura 2.66:	Superficie de fluencia exponencial $F = aq^b - p - p_t = 0$ . Regla de flujo no asociada para $\psi \neq \beta$ (Fuente: Ingetec, 2007) .....	91
Figura 2.67:	Resultados de laboratorio y numéricos en la calibración para modelo Drucker-Prager usando datos de Marsal (1973) (Fuente: Ingetec, 2007) .....	92
Figura 2.68:	Variación del ángulo de fricción para varios enrocados con diferentes presiones de confinamiento. (Leps 1970) (Fuente: Ingetec, 2007) .....	93
Figura 2.69:	Variación del ángulo con diferentes presiones de confinamiento (Fuente: Ingetec, 2007) .....	93
Figura 2.70:	Experimento para encontrar la relación de fricción entre un material granular y hormigón. (J.Gómez, 2000) (Fuente: Ingetec, 2007) .....	95
Figura 2.71:	Desplazamientos verticales del enrocado. Análisis con diferentes módulos de enrocado (Fuente: Ingetec, 2007) .....	98
Figura 2.72:	Desplazamientos perpendiculares a la cara. Análisis con diferentes módulos de enrocado y juntas compresibles (Fuente: Ingetec, 2007) .....	99
Figura 2.73:	Esfuerzo horizontales. Análisis con diferentes módulos del enrocado y juntas compresibles (Fuente: Ingetec, 2007) ..	100
Figura 2.74:	Esfuerzos en dirección del talud. Análisis con diferentes módulos .....	101
Figura 2.75:	Desplazamientos y esfuerzos. Análisis con diferentes módulos del enrocado y juntas compresibles (Fuente: Ingetec, 2007) .....	102
Figura 2.76:	Esfuerzos en dirección horizontal y del talud. Análisis con varios módulos del enrocado, sin juntas compresibles (Fuente: Ingetec, 2007) .....	103
Figura 2.77:	Esfuerzos horizontales para un módulo del enrocado de 90 MPa. Análisis con juntas compresibles. Comparación entre losa de diseño y configuración de losas tradicional (Fuente: Ingetec, 2007) .....	105

Figura 2.78:	Esfuerzos en dirección del talud para un módulo del enrocado de 90 MPa. Análisis con juntas compresibles. Comparación entre losa de diseño y configuración losas tradicionales (Fuente: Ingetec, 2007) .....	106
Figura 2.79:	Implantación de túnel de desvío (Fuente: Caminosca, 2011) .....	108
Figura 2.80:	a) Ventana de construcción del túnel de desvío, b) Encauce del río Mazar y salida túnel de desvío (Fuente: Caminosca, 2011) ... ..	108
Figura 2.81:	a) Estructura de entrada al túnel de desvío, b) Zona revestida del túnel de desvío (Fuente: Caminosca, 2011) .....	109
Figura 2.82:	a) Creación pre-ataguía aguas arriba de la Presa Mazar, b) Construcción ataguía definitiva aguas arriba de la Presa Mazar (Fuente: Caminosca, 2011) .....	109
Figura 2.83:	Prueba de permeabilidad (Fuente: Caminosca, 2011) .....	110
Figura 2.84:	a) Equipo para prueba de placa, b) Canteras La Bola e Ingapata (Fuente: Caminosca, 2011) .....	110
Figura 2.85:	a) Cantera de Río Negro, b) Planta de hormigones (Fuente: Caminosca, 2011) .....	111
Figura 2.86:	a) Excavación del plinto del margen izquierdo, b) Construcción del plinto del margen izquierdo (Fuente: Caminosca, 2011) .....	111
Figura 2.87:	a) Excavación del plinto del margen derecho y de los túneles de carga y de desagüe de fondo, b) Destrucción de una parte de la obra de desagüe de la quebrada de Ingapata durante un deslave en invierno (Fuente: Caminosca, 2011) .....	112
Figura 2.88:	Paralización de los trabajos debido al deslave durante invierno (Fuente: Caminosca, 2011) .....	113
Figura 2.89:	a) Colocación de material 3C y protección, b) Excavación del lecho aguas arriba de la presa (Fuente: Caminosca, 2011) .....	114
Figura 2.90:	a) Fundición del bordillo, b) Construcción de la Presa Mazar (Fuente: Caminosca, 2011) .....	115
Figura 2.91:	a) Construcción losas de arranque, b) Casetas de instrumentación y mojones topográficos (Fuente: Caminosca, 2011) .....	115
Figura 2.92:	Ubicación de las juntas (Fuente: Caminosca, 2011) .....	116
Figura 2.93:	Tipos de juntas (Fuente: Caminosca, 2011) .....	117
Figura 2.94:	a) Armadura de la losa, encofrado deslizante y tubería de alimentación del hormigón, b) Excavación y estabilización de los taludes en la zona donde fue construido el vertedero (Fuente: Caminosca, 2011) .....	118
Figura 2.95:	Revestimiento de hormigón armado del vertedero y el cuenco amortiguador (Fuente: Caminosca, 2011) .....	119
Figura 2.96:	Bocatoma túnel de carga y desagüe de fondo (Fuente: Caminosca, 2011) .....	119
Figura 2.97:	a) Revestimiento de hormigón armado del túnel de carga, b) Bifurcación de la tubería de presión (Fuente: Caminosca, 2011) . . .	120

Figura 2.98:	a) Excavación casa de máquinas, b) Viga para cerchas de la casa de máquinas (Fuente: Caminosca, 2011) .....	120
Figura 2.99:	a) Puente grúa instalado en casa de máquinas, b) Excavación y hormigonado del área de los difusores (Fuente: Caminosca, 2011) .....	121
Figura 2.100:	a) Colocación del difusor No.1, b) Montaje de la caja espiral in situ (Fuente: Caminosca, 2011) .....	121
Figura 2.101:	a) Colocación de la caja espiral, b) Fundición de la base del generador (Fuente: Caminosca, 2011) .....	122
Figura 2.102:	a) Bajada del estator de la unidad No.1, b) Bajada del rotor de la unidad No.1 (Fuente: Caminosca, 2011) .....	122
Figura 2.103:	a) Vista panorámica de casa de máquinas, b) Revestimiento de hormigón armado del túnel de descarga (Fuente: Caminosca, 2011) .....	122
Figura 2.104:	Vista general de la presa Mazar (Fuente: Caminosca, 2011) .....	123

### CAPITULO III

Figura 3.1:	Grados de libertad del elemento finito considerado (Fuente: Aguiar, apuntes 2011) .....	124
Figura 3.2:	Grados de libertad del elemento finito Q4 suavizado por el efecto de flexión (Fuente: Aguiar, apuntes 2011) .....	126
Figura 3.3:	Ordenadas de la elástica del elemento finito Q4 suavizado por el efecto de flexión (Fuente: Aguiar, apuntes 2011) .....	127
Figura 3.4:	Función de forma - Primer nodo (Fuente: Aguiar, apuntes 2011) ..	128
Figura 3.5:	Función de forma - Segundo nodo (Fuente: Aguiar, apuntes 2011) .....	128
Figura 3.6:	Función de forma - Tercer nodo (Fuente: Aguiar, apuntes 2011) ..	129
Figura 3.7:	Función de forma - Cuarto nodo (Fuente: Aguiar, apuntes 2011) ..	129
Figura 3.8:	Función de forma - Nodo central (Fuente: Aguiar, apuntes 2011) ..	130
Figura 3.9:	Función de forma - Nodo central (Fuente: Aguiar, apuntes 2011) ..	130
Figura 3.10:	Sistemas coordenadas reales y naturales (Fuente: Aguiar, apuntes 2011) .....	131
Figura 3.11:	Puntos de integración de Gauss (Fuente: Aguiar, apuntes 2011) ..	145
Figura 3.12:	Geometrías real y simplificada de la presa Mazar .....	149
Figura 3.13:	Discretización de la presa Mazar .....	150
Figura 3.14:	Ejemplificación de la numeración de los grados de libertad .....	151
Figura 3.15:	Numeración de los grados de libertad del talón de la presa Mazar .....	152
Figura 3.16:	Ejemplificación de la forma de agrupar los grados de libertad .....	152

Figura 3.17:	Numeración de elementos finitos, nodos y grados de libertad del talón .....	153
Figura 3.18:	Centro del eje de coordenadas X-Y para la presa Mazar .....	154
Figura 3.19:	Ejemplificación de las masas puntuales y su ancho cooperante .. ..	155
Figura 3.20:	Distribución de masas puntuales .....	155
Figura 3.21:	Distribución de masas en el talón de la presa Mazar .....	157
Figura 3.22:	Esquema de fuerzas máximas en el talón de la presa Mazar .....	162
Figura 3.23:	Esquema de desplazamientos máximos en el talón de la presa Mazar .....	164
Figura 3.24:	Logotipo del programa GID .....	166
Figura 3.25:	Líneas de comando a considerar en la subrutina GID_RESULT .	170
Figura 3.26:	Líneas de comando a considerar en la subrutina GID_RESULT .	171
Figura 3.27:	Interfaz pre procesamiento .....	172
Figura 3.28:	Interfaz post procesamiento .....	172
Figura 3.29:	Acceso a archivos generados .....	173
Figura 3.30:	Archivos flavia.msh o flavia.res .....	173
Figura 3.31:	Estilos de visualización .....	174
Figura 3.32:	Etiquetas de nodos y elementos finitos .....	174
Figura 3.33:	Etiquetas - Numeración de nodos .....	174
Figura 3.34:	Etiquetas - Numeración de elementos finitos .....	175
Figura 3.35:	Acceso a resultados .....	175
Figura 3.36:	Visualización de la geometría y discretización .....	176
Figura 3.37:	Visualización de los nodos .....	176
Figura 3.38:	Peso Propio (Tn) .....	176
Figura 3.39:	Modos de Vibración No. 1 – Modelo No.1 .....	177
Figura 3.40:	Modos de Vibración No. 2 – Modelo No.1 .....	177
Figura 3.41:	Modos de Vibración No. 3 – Modelo No.1 .....	177
Figura 3.42:	Modos de Vibración No. 4 – Modelo No.1 .....	178
Figura 3.43:	Modos de Vibración No. 5 – Modelo No.1 .....	178
Figura 3.44:	Modos de Vibración No. 1 – Modelo No.2 .....	178
Figura 3.45:	Modos de Vibración No. 2 – Modelo No.2 .....	179
Figura 3.46:	Modos de Vibración No. 3 – Modelo No.2 .....	179
Figura 3.47:	Modos de Vibración No. 4 – Modelo No.2 .....	179
Figura 3.48:	Modos de Vibración No. 5 – Modelo No.2 .....	180
Figura 3.49:	Fuerzas Sísmicas (Tn) – Modelo No.1 .....	180

Figura 3.50:	Fuerzas Sísmicas (Tn) – Modelo No.2 .....	180
Figura 3.51:	Desplazamientos Horizontales (m) – Modelo No.1 .....	181
Figura 3.52:	Desplazamientos Verticales (m) – Modelo No.1 .....	181
Figura 3.53:	Desplazamientos Horizontales (m) – Modelo No.2 .....	181
Figura 3.54:	Desplazamientos Verticales (m) – Modelo No.2 .....	182
Figura 3.55:	Esfuerzos Resultantes $\sigma_x$ (T/m <sup>2</sup> ) – Modelo No.1 .....	182
Figura 3.56:	Esfuerzos Resultantes $\sigma_y$ (T/m <sup>2</sup> ) – Modelo No.1 .....	182
Figura 3.57:	Esfuerzos Resultantes $\tau_{xy}$ (T/m <sup>2</sup> ) – Modelo No.1 .....	183
Figura 3.58:	Esfuerzos Resultantes $\sigma_x$ (T/m <sup>2</sup> ) – Modelo No.2 .....	183
Figura 3.59:	Esfuerzos Resultantes $\sigma_y$ (T/m <sup>2</sup> ) – Modelo No.2 .....	183
Figura 3.60:	Esfuerzos Resultantes $\tau_{xy}$ (T/m <sup>2</sup> ) – Modelo No.2 .....	184

## CAPITULO IV

Figura 4.1:	Esquema explicativo de la presión hidrostática .....	185
Figura 4.2:	Nomenclatura utilizada para el análisis hidrodinámico (Fuente: Aguiar-Sosa-Mroginski, 2011) .....	190
Figura 4.3:	Elemento finito considerado para la modelar el agua (Fuente: Aguiar-Sosa-Mroginski, 2011) .....	195
Figura 4.4:	Función de forma asociada a la presión No.1 (P1) (Fuente: Aguiar-Sosa-Mroginski, 2011) .....	196
Figura 4.5:	Función de forma asociada a la presión No.2 (P2) (Fuente: Aguiar-Sosa-Mroginski, 2011) .....	196
Figura 4.6:	Función de forma asociada a la presión No.3 (P3) (Fuente: Aguiar-Sosa-Mroginski, 2011) .....	196
Figura 4.7:	Función de forma asociada a la presión No.4 (P4) (Fuente: Aguiar-Sosa-Mroginski, 2011) .....	197
Figura 4.8:	Longitud del embalse considerado .....	199
Figura 4.9:	Presión Hidrostática .....	201
Figura 4.10:	Presión de Sedimentos .....	202
Figura 4.11:	Discretización del embalse – Inicio de la vida útil .....	204
Figura 4.12:	Discretización del embalse – Fin de la vida útil .....	204
Figura 4.13:	Ejemplificación de la discretización tipo de un embalse .....	205
Figura 4.14:	Ejemplificación de los grados de libertad tipo de un embalse .....	206
Figura 4.15:	Aceleraciones en la pantalla – a) Altura para el inicio de la vida útil, b) Altura para el final de la vida útil .....	211
Figura 4.16:	Presiones hidrodinámicas al inicio de la vida útil - a) a partir del coeficiente sísmico, b) a partir de las aceleraciones variables en la cara de la presa .....	212

Figura 4.17:	Presiones hidrodinámicas al final de la vida útil – a) A partir del coeficiente sísmico, b) a partir de las aceleraciones variables en la cara de la presa ..	212
Figura 4.18:	Combinación de cargas al inicio de la vida útil de la presa Mazar ..	213
Figura 4.19:	Combinación de cargas al final de la vida útil de la presa Mazar . ..	214
Figura 4.20:	Fuerzas hidrostáticas aguas arriba (Tn) ..	216
Figura 4.21:	Fuerzas hidrostáticas aguas abajo (Tn) ..	216
Figura 4.22:	Fuerzas de sedimentos (Tn) ..	217
Figura 4.23:	Fuerzas hidrodinámicas a partir del coeficiente sísmico (Tn) – Inicio de la vida útil ..	217
Figura 4.24:	Fuerzas hidrodinámicas a partir del coeficiente sísmico (Tn) – Final de la vida útil ..	218
Figura 4.25:	Fuerzas hidrodinámicas a partir de las aceleraciones variables (Tn) – Inicio de la vida útil ..	218
Figura 4.26:	Fuerzas hidrodinámicas a partir de las aceleraciones variables (Tn) – Final de la vida útil ..	218
Figura 4.27:	Fuerzas totales en el sentido X (Tn) – Inicio de la vida útil ..	219
Figura 4.28:	Fuerzas totales en el sentido Y (Tn) – Inicio de la vida útil ..	219
Figura 4.29:	Fuerzas totales en el sentido X (Tn) – Final de la vida útil ..	220
Figura 4.30:	Fuerzas totales en el sentido Y (Tn) – Final de la vida útil ..	220
Figura 4.31:	Desplazamientos horizontales (m) – Inicio de la vida útil ..	220
Figura 4.32:	Desplazamientos verticales (m) – Inicio de la vida útil ..	221
Figura 4.33:	Desplazamientos horizontales (m) – Final de la vida útil ..	221
Figura 4.34:	Desplazamientos verticales (m) – Final de la vida útil ..	221
Figura 4.35:	Esfuerzos Resultantes $\sigma_x$ (T/m <sup>2</sup> ) – Inicio de la vida útil ..	222
Figura 4.36:	Esfuerzos Resultantes $\sigma_y$ (T/m <sup>2</sup> ) – Inicio de la vida útil ..	222
Figura 4.37:	Esfuerzos Resultantes $\tau_{xy}$ (T/m <sup>2</sup> ) – Inicio de la vida útil ..	223
Figura 4.38:	Esfuerzos Resultantes $\sigma_x$ (T/m <sup>2</sup> ) – Final de la vida útil ..	223
Figura 4.39:	Esfuerzos Resultantes $\sigma_y$ (T/m <sup>2</sup> ) – Final de la vida útil ..	223
Figura 4.40:	Esfuerzos Resultantes $\tau_{xy}$ (T/m <sup>2</sup> ) – Final de la vida útil ..	224

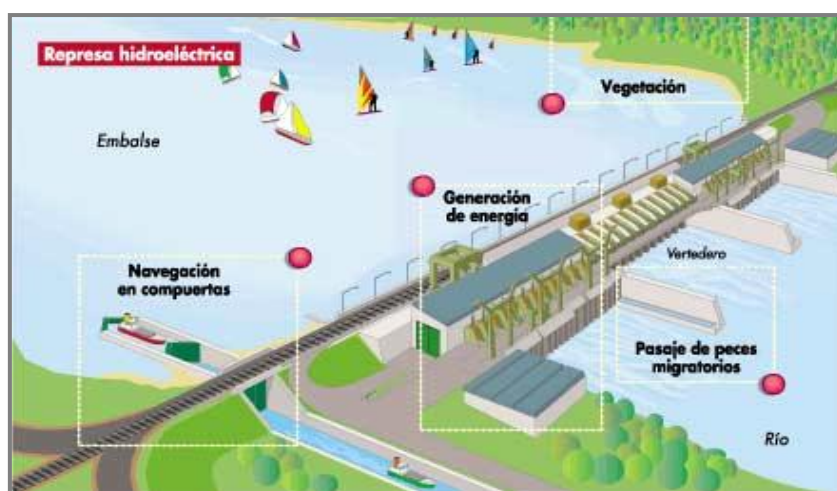
# CAPITULO I

## PRESAS ENROCADAS CONSTRUIDAS EN EL MUNDO

### 1.1. Descripción de una Presa Enrocada con Pantalla de Hormigón

#### 1.1.1. Introducción

En ingeniería se denomina presa a una barrera fabricada con piedra, hormigón o materiales sueltos, construida habitualmente a través de un río o un lago con la finalidad de embalsar el agua en el cauce fluvial para su posterior aprovechamiento ya sea en el suministro de agua, la producción de energía hidroeléctrica, el control de inundaciones y/o la nueva atracción turística.



**Figura 1.1:** Esquema del funcionamiento de una presa (Fuente: educ.ar)

Las características del terreno de emplazamiento de la obra, la disponibilidad de los materiales y los usos que se le quiera dar al agua, condicionan la elección del tipo de presa. Una vez solucionado esto, existen tres exigencias a



cumplir: 1) producir una estructura impermeable para regular y almacenar el agua, 2) soportar el empuje del agua y evacuarla cuando sea preciso, y 3) resistir la acción de las fuerzas que se generan durante un sismo.

### **1.1.2. Historia de las Presas de Enrocado con Pantalla de Hormigón**

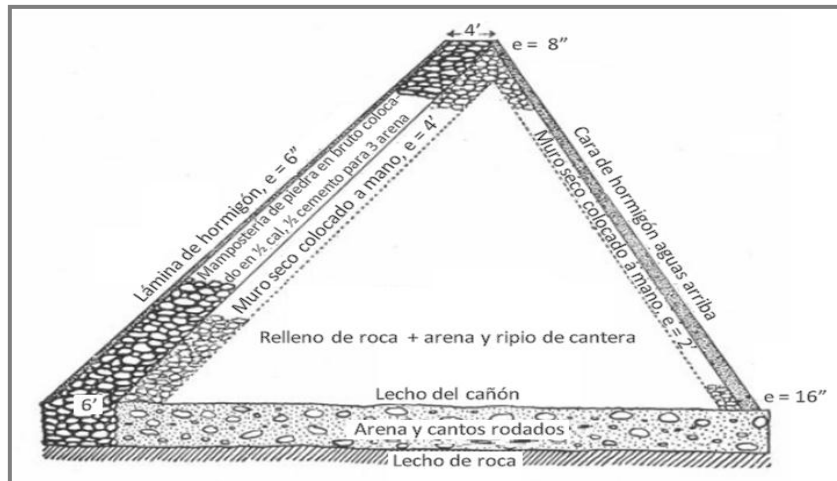
La utilización de presas de enrocado con impermeabilización en la cara aguas arriba mediante una losa de hormigón (Presas CFRD), tuvo su origen en la región minera de la Sierra Nevada en California en la década de 1850. De acuerdo con Cooke, la evolución de las presas de enrocado se ha desarrollado en tres períodos conocidos como temprano (1850 a 1940), de transición (1940 a 1965) y moderno (1965 en adelante).

El primer período de este tipo de presas se remonta a la fiebre del oro de California. Los mineros de las sierras de este estado, construyeron presas de enrocado vertido. Estas presas tenían una cara de madera (Figura 1.2), con alturas de hasta 25 m, con pendientes de los terraplenes muy pronunciadas del orden de 0.5:1 a 0.75:1 (H:V).



**Figura 1.2:** Presa Redridge – EE.UU (1978) (Fuente: new.wikipedia.org)

La primera presa de hormigón conocida donde se usó hormigón en la cara aguas arriba, según la recopilación bibliográfica, fue la presa Chatsworth Park (Figura 1.3), que fue construida en California, en 1895.



**Figura 1.3:** Esquema de la Presa Chatsworth Park – EE.UU (Fuente: Rogers D., 2002)

El grupo de las primeras presas construidas con una cara de hormigón lo forman las presas Dix River en Kentucky y Salt Springs en California (Figura 1.4), con 84 y 101 metros de altura, respectivamente. Pese a la existencia de problemas de fugas, la presa Salt Springs ha estado operando desde 1931.



**Figura 1.4:** Construcción de la presa Salt Springs – EE.UU (1929)

(Fuente: liveauctioneers.com)

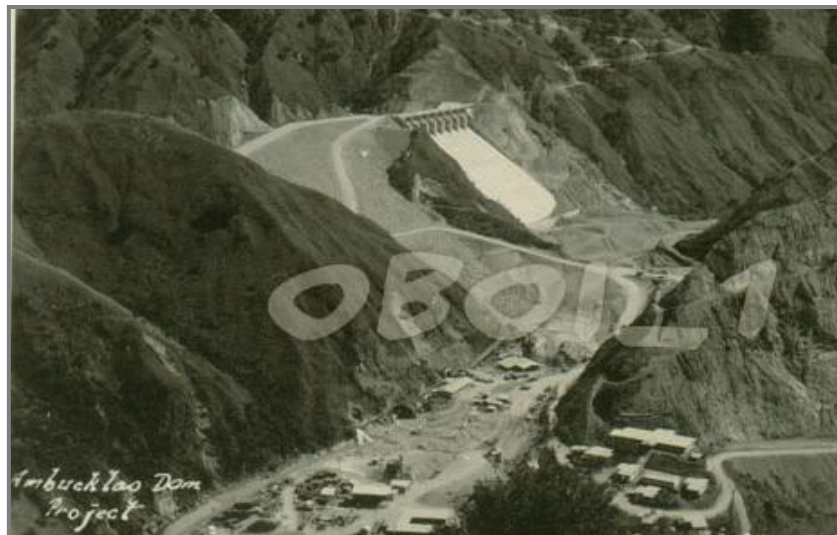
Las presas de enrocado eran construidas con una membrana impermeable como pantalla, hasta que los diseños con núcleo de tierra comenzaron a desarrollarse alrededor de 1940 (Cooke, 1984).

Posteriormente, en el período de transición empezaron a aparecer problemas con las presas CFRD con alturas superiores a los 90 m. La disponibilidad del material adecuado era una de las limitaciones, y esto fue acompañado por los problemas de compresibilidad, puesto que el enrocado era colocado en capas de entre 18 y 60 metros, lo cual ocasionó serios problemas de filtraciones frecuentes debido a los altos asentamientos del terraplén en el periodo de llenado del embalse. En este período, las presas de este tipo más relevantes fueron la presa Paradela (Figura 1.5) con 110 metros de altura, y las presas Lower Bear River No.1 y No.2 con 75 y 46 metros de alto, respectivamente. La presa New Exchequer ubicada en California, con sus 150 de altura, es el último ejemplo de este período, la cual fue construida en 1958 con un enrocado parcialmente compactado en capas de 1.20 a 3 metros y con enrocado vertido en capas de 18 metros (Cooke, 1984).



**Figura 1.5:** Presa Paradela – Portugal (Fuente: cnpgb.inag.pt)

En el período comprendido entre 1955 y 1965, la transición del enrocado vertido al enrocado compactado se ve obligada por la necesidad de presas más grandes, la falta de disponibilidad de roca de alta calidad, y el desarrollo de rodillos vibratorios con tambores pesados y lisos. Es así que, las capas de 18 a 60 metros se cambiaron a otras de 3 metros en algunas presas. Por ejemplo en la presa Ambuklao (Figura 1.6) en 1955, la mayor parte del enrocado vertido se cambió a capas de 0.60 metros de enrocado debido a la baja resistencia y pequeños tamaños de algunas rocas disponibles (Cooke, 1984).



**Figura 1.6:** Construcción de la presa Ambuklao – Filipinas (1955)

(Fuente: i63.photobucket.com)

Seguidamente, en el período moderno aparece un mayor desarrollo de rodillos vibratorios, con lo cual el uso de partículas de roca relativamente débil fue posible con la compactación en capas delgadas, logrando así una transición del enrocado vertido al enrocado compactado más rápida.

La presa Cethana con 110 metros de altura localizada en Australia y la presa Foz do Areia (Figura 1.7) con 160 metros situada en Brasil son presas tipo

CFRD que contribuyeron a la situación actual de la técnica de diseño de la presas de enrocado.



**Figura 1.7:** Presa Foz do Areira – Brasil (Fuente: chincold.org.cn)

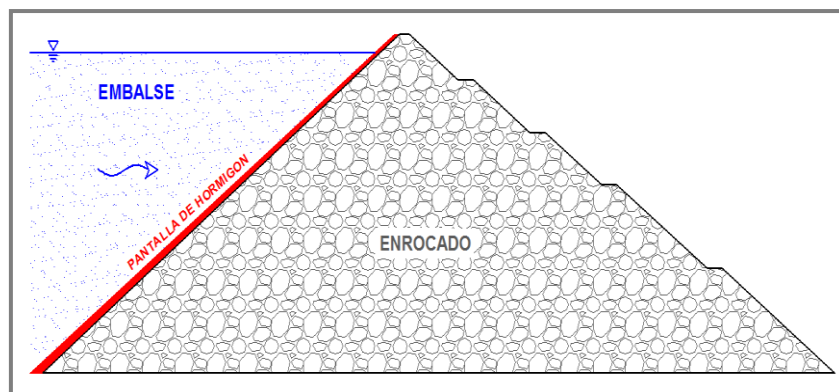
Las presas del tipo CFRD están siendo consideradas como una alternativa debido a la comparación que se realiza en cuanto al costo y el tiempo de construcción respecto a otro tipo de presas, y que además en todos estos años que tienen estas presas, una sola presa ha fallado totalmente en el mundo (presa Gouhou en China, 1993). Es así que actualmente varias presas de enrocado con pantalla de hormigón se encuentran en construcción en todo el mundo y su popularidad va en aumento cada día.

### **1.1.3. Definición de Presas de Enrocado con Pantalla de Hormigón**

La Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD), define a las presas de enrocado como aquellas conformadas por un terraplenado cuya estabilidad depende principalmente de la roca. Estas a su vez deben contener una zona

impermeable, que usualmente es obtenida mediante una membrana el talud aguas arriba, o a través de un núcleo.

En el primer caso, el tipo de presa generalmente utilizado es la denominada CFRD (Concrete Faced Rockfill Dam) que se define como una “obra ingenieril donde su cuerpo es llenado con enrocado o grava, compactada en capas, y su losa en la cara aguas arriba posee un sistema anti-infiltración de hormigón”, la cual es tratada en el presente proyecto de tesis.



**Figura 1.8:** Esquema tipo de una presa CFRD

#### **1.1.4. Condiciones para la aplicación de Presas de Enrocado con Pantalla de Hormigón**

Cada tipo de presa tiene sus particularidades las cuales se convierten en ventajas y desventajas. En el caso de las presas de enrocado con pantalla de hormigón, existen condicionamientos que hacen viable o no su construcción. Dentro de estos, los que favorecen a la selección de presas enrocadas con pantalla de hormigón se mencionan a las siguientes:

- No existe la problemática de supresión ni de presión de poros.

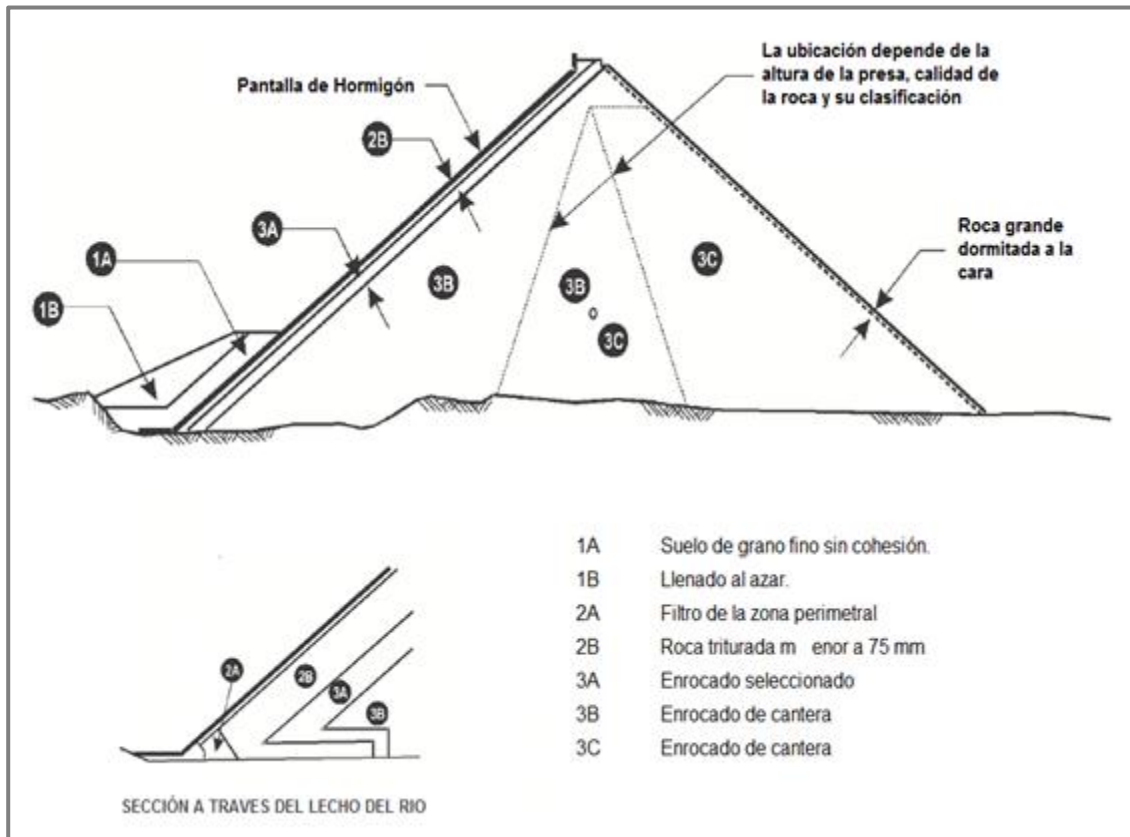
- El enrocado no está en contacto con el agua.
- Alta resistencia a la fricción del enrocado y de la grava.
- Alta resistencia del enrocado a cargas sísmicas, ya que al constituir una estructura flexible puede absorber con mayor facilidad los movimientos que se producen durante un sismo.
- Estabilidad del enrocado ante grandes flujos de agua.
- La pantalla de hormigón armado puede ser completamente revisada cuando se realiza el vaciado de la presa durante la operación y puede definirse cuando sea necesario hacer reparaciones.
- No es necesaria una cimentación de roca. Pueden apoyarse sobre aluvión, aunque requieren inyecciones de impermeabilización.
- Puede ser construida en temporadas húmedas y en corto tiempo.
- Altamente competitiva en términos económicos.

Sin embargo, por otro lado se encuentran las condiciones adversas al uso de este tipo, las cuales son:

- Distancia de transporte para el material de relleno (cuando no exista material rocoso adecuado en canteras adyacentes al sitio de presa, y bancos de material en las laderas próximas a la presa, en cantidades suficientes de piedra y/o de cantos rodados que tengan tamaños apropiados para la estructura seleccionada).
- Volumen de relleno muy reducido para justificar equipo pesado de alto rendimiento.
- Requerimiento de experiencia del contratista o de la fiscalización para la realización de los trabajos que forman parte del proyecto.

### 1.1.5. Sección Tipo de una Presa de Enrocado con Pantalla de Hormigón

La Figura 1.9 muestra una sección esquemática de una presa tipo CFRD que consta de una pantalla de hormigón, apoyada sobre un enrocado compactado el cual se asienta sobre una cimentación de roca firme.



**Figura 1.9:** Sección de una presa CFRD sobre una cimentación de roca firme

(adaptado de Cooke, 1991,1997) (Fuente: CIGB-ICOLD, 2010)

a) Enrocado:

Las designaciones de las zonas 1, 2 y 3 vienen estandarizadas de la siguiente manera (Cooke, 1991,1997):

- Zonas 1A, 1B: Zonas de protección de la pantalla de hormigón, con un tamaño máximo de partículas en orden ascendente.



- Zonas 2A, 2B: Zonas de apoyo de la pantalla de hormigón, con un tamaño máximo de partículas en orden ascendente, utilizando un material granular tratado.
- Zonas 3A, 3B, 3C: Zonas de enrocado, con un tamaño máximo de partículas en orden ascendente.

La zona 1B ofrece apoyo para la zona 1A, y en algunos casos también impide el levantamiento de la losa de hormigón de la cara aguas arriba antes de llenar el reservorio. La zona 1A, un limo no cohesivo o arena fina, se extiende a una elevación más alta en grandes presas para que pueda actuar como sello de juntas o grietas sobre la junta perimetral y la parte inferior de la losa hormigón. La compactación de las zonas 1A y 1B (esta última de forma aleatoria) es por equipos de acarreo y esparcimiento. Además esta zona 1 puede actuar como contrapeso antes del llenado.

La zona 2A es un filtro fino tratado con una granulometría específica, inferior a 20 o a 12 milímetros. Se utiliza para minimizar las fugas en el caso de que el waterstop falle y permitir la introducción bajo el agua de limo o arena fina limosa. La zona 2B, donde se apoya la pantalla, a menudo se hace con una roca triturada competente, de una granulometría inferior a 75 milímetros, compactado con vibrocompactador en capas de 40 centímetros. Las zonas 2A y 2B, su granulometría, su colocación y protección durante la construcción, han recibido considerable atención recientemente.

La zona 3 es un enrocado extraído de una cantera sin ser clasificado.

Las diferencias entre A, B y C están principalmente en el espesor de las capas y en el tamaño y tipo de roca. La zona 3A proporciona compatibilidad y limita el tamaño de los vacíos vecinos de la zona 2B, y esta zona de transición tiene material menor a 40 centímetros, compactado con vibrocompactador en capas de 40 centímetros. La zona 3B proporciona resistencia a la carga de agua y limita la flexión de la pantalla, y cuya granulometría es menor a 1.00 metros, compactado con vibrocompactador en capas de 1.00 metros. La zona 3C es poco expuesta a la carga de agua, y los asentamientos ocurren esencialmente durante la construcción. La capa más gruesa en la zona 3C incluye rocas más grandes, lo cual abarata costos de colocación, y su baja densidad (alrededor de un 5% menos que la densidad de la Zona 3B) ahorra volumen de enrocado. En esta zona el enrocado tiene una granulometría inferior a 2 metros, compactado con vibrocompactador en capas de 2 metros. Cabe destacar que, para la colocación del material en la zona 3C, se promueve la segregación del material, empujando el material de tal manera que los gruesos queden en el fondo de la capa y los más finos en la parte superior. Las rocas grandes a menudo se colocan en la punta de la cara aguas abajo para ofrecer resistencia a la socavación y a la acción de las olas.

Si bien la Figura 1.9 muestra la sección típica de un enrocado, sin embargo la grava, cuando esté disponible en cantidades adecuadas, puede ser más económica, incluso si se requieren pendientes más suaves. El espesor de las capas para las zonas 3B y 3C de grava son más delgados, del orden de 0.60 y 1.20 metros, respectivamente.

Además es importante garantizar que cualquier infiltración a través de la losa o estribos no llegue a saturar el espaldón aguas abajo, para ello, y según la composición de las gravas que conforman la sección, se coloca una zona de dren.

b) Pantalla de hormigón:

Por otro lado, la pantalla de hormigón es un elemento crítico en este tipo de presas. Los problemas que ocurren están relacionados con asentamientos en el enrocado, lo cual ocasionaría la aparición de fisuras, grietas y filtraciones. Entonces, es primordial dimensionar adecuadamente el espesor de la pantalla, ya que las losas se contraen bajo la carga de agua, siguiendo las deformaciones del enrocado producidas por asentamientos. Durante el llenado del embalse, la mayor parte de la pantalla se pone en compresión, pero existen algunas zonas próximas al perímetro donde se producen deformaciones por tracción.

El diseño de una cara de hormigón debería considerar todos los mecanismos que contribuyen al desarrollo de esfuerzos en la cara, los cuales incluyen el desarrollo de fricción entre el enrocado y la cara de hormigón, la deformación que la cara de hormigón sufre durante construcción y durante el llenado del embalse.

El criterio para diseñar el espesor de la membrana impermeable ha sido muy variable y con la experiencia el espesor ha ido disminuyendo. El espesor de las primeras presas de enrocado fue calculado con la ecuación:  $e = 0.30 + 0.0067(H)$ , donde  $e$  es el espesor de las losas, perpendicular al talud de la presa, y  $H$  es la altura de la presa, desde la

base hasta la cresta. Hoy en día el valor de incremento se reduce a:  $e = 0.30 + 0.003(H)$ . En algunas presas de este mismo tipo se utilizan incrementos como:  $e = 0.30 + 0.002(H)$  e incluso se han diseñado presas de alturas menores a 120 metros con la fórmula:  $e = 0.30 + 0.001(H)$ . Estas pantallas han dado resultados satisfactorios y se observa una tendencia general hacia losas delgadas (Cooke et al., 1987).

A continuación se presentan algunos de los criterios usados para definir el espesor de membranas de hormigón armado:

**Tabla 1.1:** Criterios de diseño de espesores de pantallas de hormigón de diferentes presas construidas en el mundo.

No.	Criterio de Diseño del Espesor (m)	Presa	Altura (m)	País	Año
1	$e = 0.30 + 0.005(H)$	Lemolo – 1	36	EE.UU	1954
2	$e = 0.30 + 0.00735(H)$	Paradela	110	Portugal	1958
3	$e = 0.30 + 0.002(H)$	Cethana	110	Australia	1971
4	$e = 0.30 + 0.003(H)$	Foz do Areira	160	Brazil	1980
5	$e = 0.30 + 0.003(H)$	Mazar	166	Ecuador	2010

Además, hay algunas presas CFRD que tienen un espesor constante de la losa, como por ejemplo la presa de Murchison (Australia), donde se utiliza un espesor constante de la losa de 0.30 m.

El hormigón armado, al ser el tipo más común de pantalla impermeable utilizado como paramento de las presas de enrocado, debe ser denso y durable para evitar filtraciones y daños debidos a la presión del agua, el oleaje e intemperismo. Es así que el acero de refuerzo de la armadura

normalmente debe alcanzar alrededor del 0.5% del área del hormigón, vertical y horizontalmente, lo que equivale a unos 60 kg/m<sup>3</sup> de hormigón.

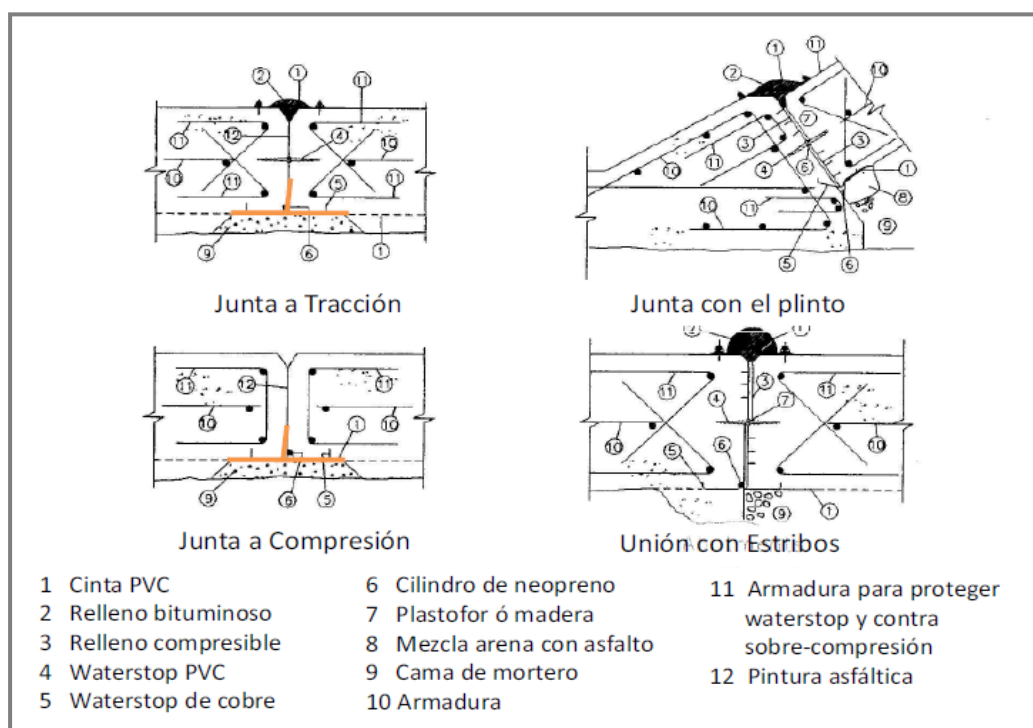
Esta armadura constructiva tiene propósitos tales como limitar grietas y en caso de cargas dinámicas (tracción), evitar la rotura. Además distribuir las temperaturas adecuada y uniformemente a lo largo de las losas de hormigón que la conforman. La resistencia a la compresión de los hormigones de una membrana impermeable deben ser al menos de 210 Kg/cm<sup>2</sup> y preferentemente deben utilizarse encofrados deslizantes para el vaciado.



**Figura 1.10:** Construcción de losas de hormigón en la cara aguas arriba de presas CFRD (Fuente: flickr.com)

Puesto que los esfuerzos y las deformaciones de la membrana impermeable no pueden ser determinados con precisión, se controla los agrietamientos mediante la división de dicha membrana en varios segmentos, introduciendo juntas a lo largo de líneas horizontales y de líneas verticales en la misma dirección del talud. La impermeabilidad de estas juntas se consigue mediante medios apropiados como por ejemplo

planchas de cobre incrustadas en el hormigón, cartón asfáltico, gomas, plásticos, etc. La tecnología moderna permite además la utilización de juntas waterstop. En las construcciones modernas de presas de enrocado, se ha optado por utilizar sobretodo juntas verticales, eliminando casi completamente las juntas horizontales, que son remplazadas por juntas de construcción programadas en función de los vaciados del hormigón.

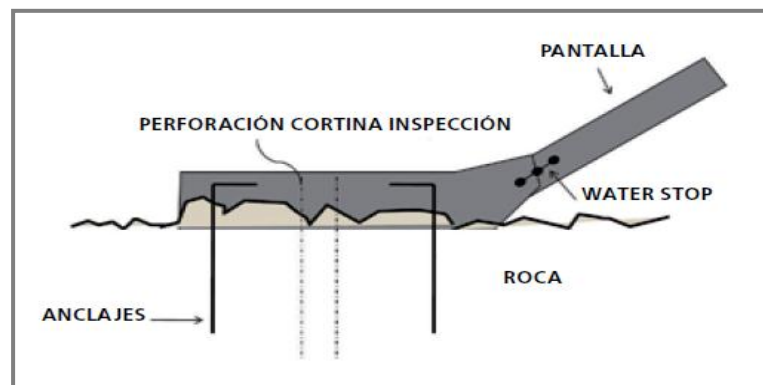


**Figura 1.11:** Ejemplos de juntas (Fuente: Koljensic N., 2009)

Conjuntamente en el empalme de la pantalla con la cimentación se construye una losa de hormigón armado (plinto) incrustada o anclada en la roca, a lo largo de todo el pie de talud aguas arriba, de manera coincidente con el eje de aplicación de las inyecciones en la roca de fundación, uniendo las perforaciones de las inyecciones y dando así continuidad al eje impermeable.

c) Plinto:

El plinto tiene la función de trabajar como cierre hermético en el pie de talud aguas arriba, a lo largo del empalme de la membrana impermeable con la cimentación (inyecciones) y con los estribos, para evitar las filtraciones por debajo de la presa.



**Figura 1.12:** Esquema de un plinto (Fuente: Chapple P., 2010)

d) Parapeto:

Por otro lado tenemos al parapeto, el cual es un muro de hormigón, ubicado en el lado de la cresta aguas arriba, que se conecta la losa de la pantalla de hormigón con la cresta. Sirve como rompeolas, para de esta manera proveer seguridad en la cresta para el acceso durante la construcción y posterior a ella.

Hasta el momento los parapetos construidos con alturas sobre los 8.50 metros han tenido éxito. La estabilidad respecto al corte y al volcamiento es importante. Es importante tener en cuenta que las cargas sísmicas deben ser consideradas, ya que la cresta de una presa de enrocado está en movimiento máximo durante la ocurrencia de un sismo.



**Figura 1.13:** Construcción del parapeto (Fuente: Badenhorst D., 2005)

Finalmente, para examinar el comportamiento de la presa, una vez terminada su construcción, se utilizarán hitos los cuales se instalarán en la membrana de hormigón armado y en el coronamiento, registrando sus coordenadas y cotas, de modo que puedan realizarse nivelaciones de control periódicamente. Además, las filtraciones a través del cuerpo de la presa, deberán medirse efectuando aforos periódicos en las cámaras de control a instalarse aguas abajo, en los puntos de salida del drenaje colector.

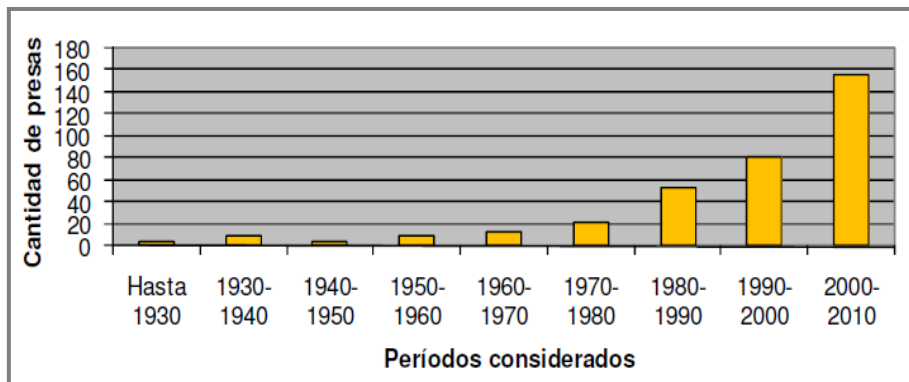
## **1.2. Descripción de Presas Enrocadas con Pantalla de Hormigón construidas**

Actualmente se considera normal la ejecución de las presas CFRD del orden de 150 a 200 metros en zonas de muy alta sismicidad, e incluso se encuentra en planificación y construcción presas que llegarán a alturas prácticamente de 280 metros. Algunos números, de acuerdo a la experiencia mundial, muestran que en el período que va desde 1980 al año 2010, se produjo el mayor



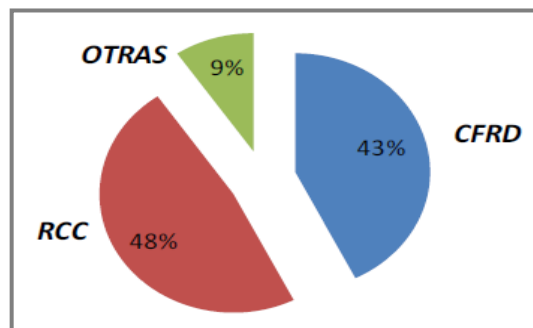
desarrollo de presas enrocadas con pantalla de hormigón en todo el mundo, donde la cantidad de proyectos finalizados supera los 300, de los cuales aproximadamente un 50% están exclusivamente en China, y el resto distribuido alrededor del mundo. Un detalle de la cantidad de proyectos finalizados a lo largo del tiempo, se muestra en el siguiente cuadro:

**Cuadro 1.1:** Presas CFRD finalizadas en el mundo (Fuente: Navarro O., 2010)



Por otra parte, el porcentaje de presas habilitadas en el mundo durante el mismo período se presenta enseguida, donde se aprecia que la porción de este tipo de presas ya finalizadas es realmente importante:

**Cuadro 1.2:** Distribución de presas finalizadas en el mundo entre 2000 y 2010 (Fuente: NAVARRO O., 2010)



A continuación se presentan algunos ejemplos importantes de presas enrocadas con pantalla de hormigón, construidas alrededor del mundo.

### **1.2.1. Presa de Aguamilpa**

La presa de Aguamilpa ubicada en el estado mexicano de Nayarit, a 38 kilómetros al noreste de Tepic, está conformada por una enorme cortina de hormigón y rocas, y el agua de su embalse tiene un volumen de 6950 millones de metros cúbicos a lo largo de 50 kilómetros sobre el río Santiago y 20 kilómetros sobre el río Huaynamota, creando una fuerza hidráulica de 960 MW. La construcción de la presa comenzó en 1989 y fue terminada en 1993, mientras que la central entró en funcionamiento en 1994.

La financiación del proyecto fue proporcionada por el Gobierno de México, el Banco Mundial y por varios gobiernos extranjeros. También se incluye en el proyecto de la presa Aguamilpa la planta de energía, subestaciones y la presa San Rafael, río abajo. La presa fue construida por un consorcio de empresas de ingeniería que incluye Hydroenergo, Siemens, Voest, ANDRITZ y Technit. La presa fue inaugurada el 21 de julio de 1993 y su costo total fue de 967 millones de dólares.

La presa de Aguamilpa tiene una altura de 187 metros y 660 metros de longitud que contiene 14 millones de metros cúbicos de relleno. La presa crea un embalse con una superficie de 127 kilómetros cuadrados. El control del vertedero de la presa es mediante seis compuertas radiales de 19 metros de alto y 12 de ancho, y el agua que se libera a las tuberías de carga de la central es a través de tres compuertas de rodillos.

La central posee tres turbinas generadoras tipo Francis de 320 MW con una capacidad total instalada de 960 MW. Aguas abajo de la presa de Aguamilpa está la presa de San Rafael, que tiene una capacidad de almacenamiento de

54 millones de metros cúbicos y sirve como un dique de regulación para controlar el agua liberada por la presa Aguamilpa.



**Figura 1.14:** Presa Aguamilpa (Fuente: comunicacion.promexico.gob.mx)

Como aspectos importantes de su construcción se encuentran la colocación de gravas aguas arriba, mediante bandas transportadoras, y enrocado aguas abajo, con camiones, y que la losa fue construida en tres etapas.

### **1.2.2. Presa de Relaves de Antamina**

La presa de relaves de Antamina se encuentra situada en la quebrada de Huincush, a 55 kilómetros al este de Huaraz, en la región peruana de Ancash. Esta gigantesca presa, la más alta del mundo en su tipo, tendrá capacidad para almacenar 570 millones de toneladas de material estéril durante los 23 años de su vida útil.

La presa fue diseñada por Golder Associates, Burnaby, BC e Ingetec S.A. entre 1998 y 1999. En enero del 2003 la empresa Consultora Golder Associates Ltd. ganó el premio al mérito “2002 Canadian Consulting Engineering Awards”, en la

categoría minería e industria, por sus servicios de diseño e ingeniería para la construcción de la presa de relaves de Antamina. El premio fue otorgado por la Asociación de Ingenieros Consultores de Canadá.

La construcción de la presa de arranque de enrocado con pantalla de hormigón de 135 metros de altura y 1050 de longitud, comenzó en el año 2000 y se completó en abril del 2001. En el 2003 la presa empezó su incremento de altura con material de la mina que no produce lixiviación de metales. Se espera que su altura final alcance los 240 metros de altura con 1300 metros de largo en su cresta final para el 2015. Actualmente la presa de relaves se encuentra en su cuarto incremento para alcanzar los 215 metros de altura.



**Figura 1.15:** Presa de relaves de Antamina (Fuente: golder.com)

Su resistencia sísmica es de 0.48g, equivalente a un terremoto mayor a escala 8 Richter con epicentro debajo de la presa a 65 kilómetros de profundidad. Está diseñada para aguantar la inundación máxima probable de la zona, aun cuando todos los canales de derivación de la presa fallen. Esto equivale a un volumen de 28 millones de metros cúbicos en 96 horas.

Además la presa de relaves no solo es empleada en la disposición de las fracciones no comerciales de lo procesado en la molienda, sino también para recircular entre el 93 y el 97% del agua empleada por la Concentradora. De esta manera, la empresa minera no afecta a gran escala las masas de agua de los parajes andinos, sino que minimiza el empleo de éstas en su funcionamiento.

Las descargas que se realizan desde la presa de relaves hacia el valle de Ayash alcanzan un grado de cumplimiento superior al 99%, de acuerdo a las frecuentes observaciones registradas desde el año 2004, lo que asegura la libre disponibilidad de este recurso en el valle como un flujo ecológico durante todo el año de, al menos, un caudal de 150 litros por segundo.

### **1.2.3. Presa Porce III**

La presa de Porce III se encuentra localizada en el río Porce, 90 kilómetros al noreste de Medellín en el departamento de Antioquia, Colombia. La presa fue construida entre 2004 y 2011 con el objetivo principal de generar energía hidroeléctrica. Entre 1974 y 1976, los estudios hidrológicos se llevaron a cabo en el río Porce, y entre 1982 y 1983, los estudios sobre el desarrollo hidroeléctrico del río se completaron. El estudio recomendó cinco proyectos: Porce I, Porce II, Porce III, Porce IV y el Ermitaño. En diciembre de 1984, el informe de viabilidad para Porce III fue presentado y los estudios complementarios se realizaron entre 1986 y 1996. En el 2002, los contratos de diseño y consultoría fueron premiados junto con la licencia ambiental emitida. En el 2004, la construcción de la presa comenzó y el río fue desviado

en el año 2007. En el año 2010 el embalse fue llenado, y entre el 2010 y el 2011, los cuatro generadores entraron en funcionamiento.



**Figura 1.16:** Presa Porce III (Fuente: panoramio.com)

La presa de Porce III es del tipo enrocado con pantalla de hormigón, de 151 metros de altura y 426 de largo. El ancho de la base es de 400 metros y ocupa un volumen de 4.155 millones de metros cúbicos. Tiene un vertedero tipo canal abierto localizado en la margen izquierda, con capacidad de 10850 metros cúbicos por segundo, controlado por cuatro compuertas radiales y con un deflector para la disipación de energía. El embalse tiene una capacidad de 170 millones de metros cúbicos, de los cuales 127 tienen una capacidad útil. El embalse tiene una superficie de 4.6 kilómetros cuadrados.

Una toma sumergida en la orilla izquierda del embalse conduce el agua a la estación de energía inicialmente a través de un túnel de aducción superior de 12 metros de largo y 10.20 de diámetro. Al término de este corto túnel, el agua cae 149 metros verticalmente al túnel de aducción siguiente, que tiene el mismo diámetro, pero es de 304 metros de largo. Al final de la aducción

inferior, este caudal se divide en cuatro para suministrar 172 MW a cada turbina tipo Francis de la central eléctrica subterránea. Una vez que sale de la central, el agua ingresa en un túnel de descarga para devolverla al río Porce aguas abajo.

#### **1.2.4. Presa Alto Anchicayá**

Esta presa se ubica en el departamento del Valle del Cauca, 85 kilómetros al oeste de Cali en los límites de los municipios de Buenaventura y Dagua, en Colombia, reteniendo las aguas de los ríos Anchicayá y Verde. Dichas aguas luego de ser turbinadas surten la hidroeléctrica Bajo Anchicayá. Su construcción estuvo a cargo de Ingenieros Civiles Asociados (ICA) en asociación con la empresa colombiana Cuéllar, Serrano, Gómez y Salazar.



**Figura 1.17:** Presa Alto Anchicayá (Fuente: [infraestructura.ingenet.com.mx](http://infraestructura.ingenet.com.mx))

Esta presa de enrocado con pantalla de hormigón cuenta con una altura de 140 metros y 300 de longitud en la cresta que, en su momento, fue la más alta de su tipo en el mundo (1974 - 1980). Su construcción se completó en 1974, y el

proyecto hidroeléctrico inició operaciones con dos grupos de 125 MW y un grupo de 115 MW, lo cual hace referencia a su capacidad instalada de 365 MW. La capacidad del embalse total es de 45 millones de metros cúbicos, sin embargo la capacidad útil comprende los 30 millones de metros cúbicos. El aliviadero consta de tres compuertas radiales y un dissipador de salto de esquí.

Dentro de los aspectos constructivos que se resaltan están el requerimiento de varias líneas de protección en la junta perimetral fueron requeridas (por ejemplo utilización de cloruro de polivinilo) para distribuir el movimiento potencial debido a la pendiente de los estribos. Además, filtraciones del orden de los 1800 litros por segundo se observaron durante el llenado del embalse, particularmente en puntos concentrados cerca de los estribos. Hubo mayor intensidad a la derecha debido al desprendimiento de waterstop. Después del tratamiento, con la colocación de la masilla, la fuga se ha reducido a 180 litros por segundo, y se ha mantenido casi constante a lo largo de su vida.

Otro aspecto importante es fue la primera presa en construir la losa en dos etapas, con 4 cimbras deslizantes simultáneas. La deformación máxima después de llenar el depósito era de 12 centímetros. La losa mostró sólo pequeñas grietas en la parte central. Una inspección realizada después de que el depósito se redujo mostró un comportamiento excelente losa.

#### **1.2.5. Presa Itá**

Itá es un proyecto hidroeléctrico cuya presa es de tipo CFRD ubicada a través del Río Uruguay, en la frontera de Santa Catarina y Rio Grande do Sul, Brasil.



La central tiene una capacidad de 1450 MW y desde 1997 su construcción y operación está bajo la concesión de la empresa Tractebel Energia S.A. Produce el equivalente al 60% de la energía que se consume en Santa Catarina. Su construcción inició en 1980, y su inauguración fue en el 2000, cuyo costo está sobre los 1400 millones de dólares.



**Figura 1.18:** Presa Itá (Fuente: en.wikipedia.org)

Esta presa tiene una longitud en su cresta de 880 metros y 125 de alto. En su construcción se utilizaron 0.5 millones de metros cúbicos de hormigón y 3.20 millones de relleno aproximadamente. El embalse de la presa tiene una capacidad de 5100 millones de metros cúbicos, una superficie de 141 kilómetros cuadrados. Existen dos aliviaderos, uno de estos se encuentra en el estribo derecho con seis compuertas, y otro se ubica al oeste de la presa sobre la estribación montañosa, al sur de la planta de energía, el cual tiene 4 compuertas. Cada compuerta mide 21.80 metros de ancho y 18 de alto y en total, los dos vertederos tienen una capacidad máxima de 49940 metros cúbicos por segundo. También en la estribación está la toma de la central y tres diques para soportar el nivel del embalse. La toma de la central de energía es

de 84.50 metros de ancho y consta de cinco compuertas que permiten que el agua entre las cinco tuberías de carga que son de 8 metros de diámetro y de 197 de longitud promedio, para terminar en las cinco generadores de 290 MW impulsados por turbinas tipo Francis.



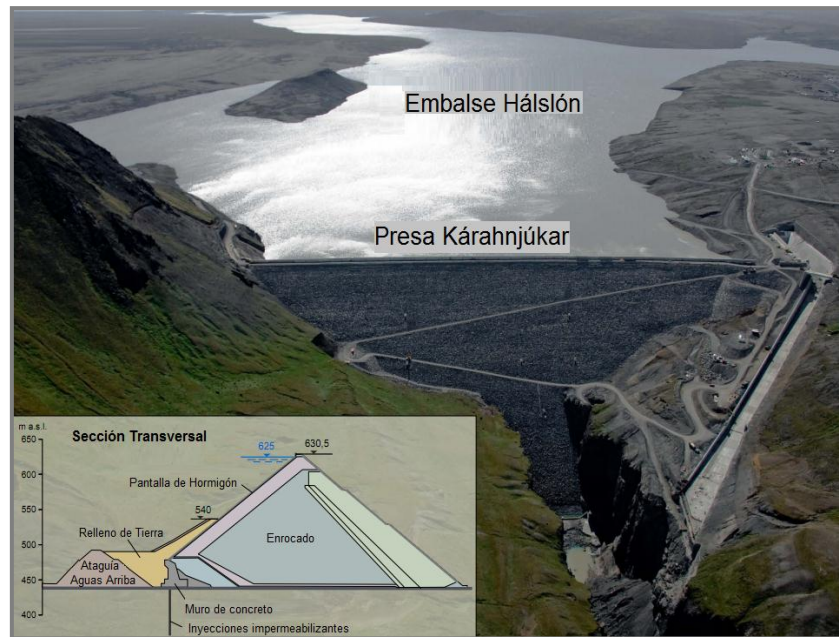
**Figura 1.19:** Construcción de bordillos - Presa Itá (Fuente: Marengo H., 2010)

Entre las particularidades de esta presa están el desarrollo por primera vez del sistema constructivo de bordillos (Figura 1.20), además de tener movimientos del enrocado con saturación por filtraciones y un tratamiento efectivo con finos.

#### **1.2.6. Presa Kárahnjúkar**

El proyecto hidroeléctrico Kárahnjúkar se encuentra ubicado aproximadamente a 90 kilómetros al suroeste de la ciudad de Egilsstadir, en la parte este de Islandia. Este proyecto fue diseñado para producir 4600 GWh anuales para la más grande planta de fundición de aluminio Alcoa, ubicada 75 kilómetros al este en Reyðarfjörður. El proyecto, llamado así por el cercano monte Kárahnjúkur, consiste en represar el río Jökulsá á Dal y el río Jökulsá Fljótssdal

mediante cinco presas, creando así tres embalses. El agua de los embalses es entonces desviada a través de 73 kilómetros de túneles de agua subterránea y por una tubería de carga vertical de 420 metros hacia una única central subterránea. La planta de fundición empezó a funcionar plenamente en 2008 y el proyecto de energía hidroeléctrica inició en el 2003 y se completó en el 2009.



**Figura 1.20:** Presa Kárahnjúkar (Fuente: Bjarnason B., 2009)

El proyecto está financiado por Landsvirkjun, que opera las presas y la central de Fljotsdalur. La empresa italiana Impregilo es el mayor contratista de trabajo en las presas. El costo total del proyecto hidroeléctrico es de 1300 millones de dólares.

La presa de Kárahnjúkar es la pieza central de las cinco presas y la más grande de su tipo en Europa, con 193 metros de altura y 730 de longitud, que comprende 8.5 millones de metros cúbicos de material. La presa creará un embalse de 2100 millones de metros cúbicos y será la presa más grande jamás construida en Islandia y una de las mayores de su tipo en el mundo.

Las obras de desvío del río constan de dos túneles con una longitud de 764 y 845 metros, respectivamente, excavados con técnicas tradicionales. El desagüe de fondo tiene una altura de 60 metros, 5 metros de diámetro de la chimenea de equilibrio, descargando en uno de los túneles de desvío. Un vertedero lateral, con capacidad de descarga de 2.300 metros cúbicos por segundo, se encuentra en el estribo izquierdo.

El diseño y construcción de esta presa con relleno de basalto se considera que ha tenido bastante éxito, ya que tres presas altas del tipo CFRD construidas con basalto durante el período 1998 - 2004 sufrieron daños en las losas de la cara de hormigón durante el llenado inicial de sus embalses. Kárahnjúkar se diferencia principalmente en dos aspectos importantes de estas tres presas que fueron dañadas, los cuales consisten en una distribución granular y una buena compactación del material de relleno, lo que reduce los asentamientos, y en el material flexible de relleno de las juntas colocados entre las losas. Algunas de sus características de diseño y experiencias se han aplicado en otras presas alrededor del mundo que están en etapas de diseño o construcción. Sin embargo, el proyecto ha sido criticado por su impacto ambiental y el uso de trabajadores extranjeros.

### **1.2.7. Presa Shuibuya**

Shuibuya es una presa de enrocado con cara de hormigón localizada en el río Qingjiang en el Condado Badong, provincia de Hubei, China. El propósito de la presa es principalmente hidroeléctrico, pero también promueve el control de inundaciones, navegación, turismo y pesca.

La construcción de la presa de Shuibuya fue autorizada en enero del 2002 y se inició poco después. Para octubre del 2002, el río Qingjiang río había sido desviado. El 12 de agosto del 2006, la presa alcanzó su altura máxima de 233 metros y en julio del 2007, el primer generador de energía hidroeléctrica estaba en funcionamiento. En marzo del 2008, el tercer generador estaba en funcionamiento y la presa junto con su central se completó a finales del 2008. Un total de 13967 personas fueron reubicadas durante la construcción.

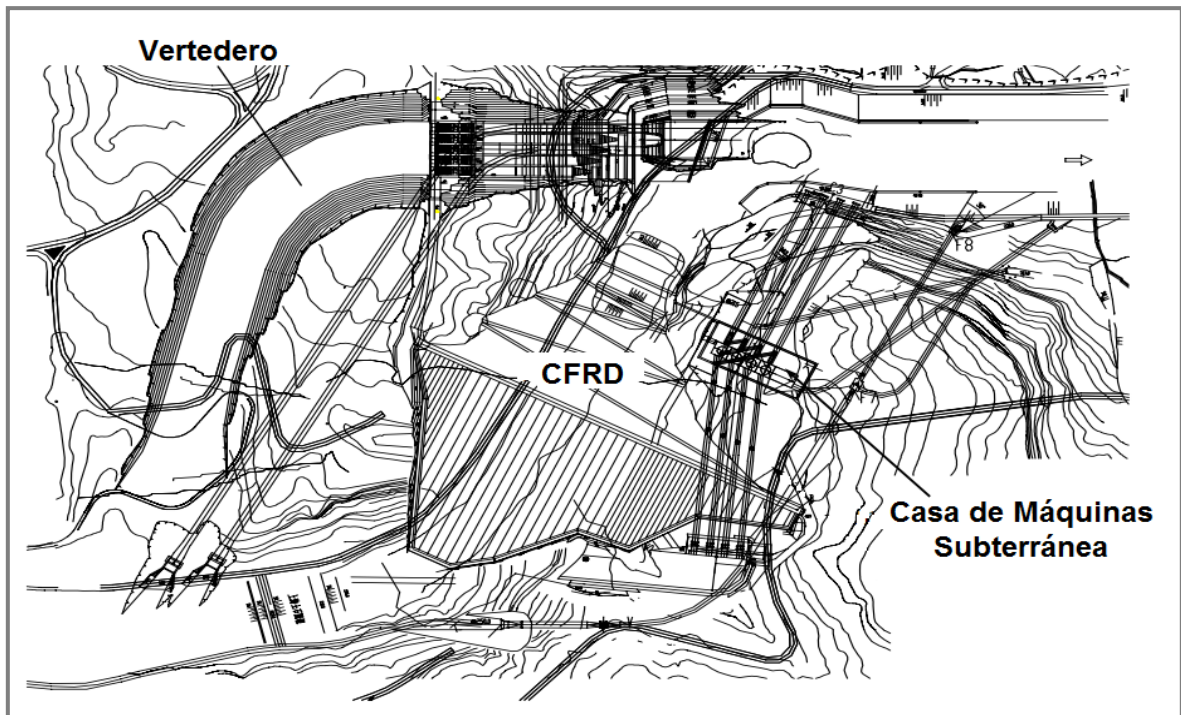


**Figura 1.21:** Presa Shuibuya (Fuente: hydropower.org)

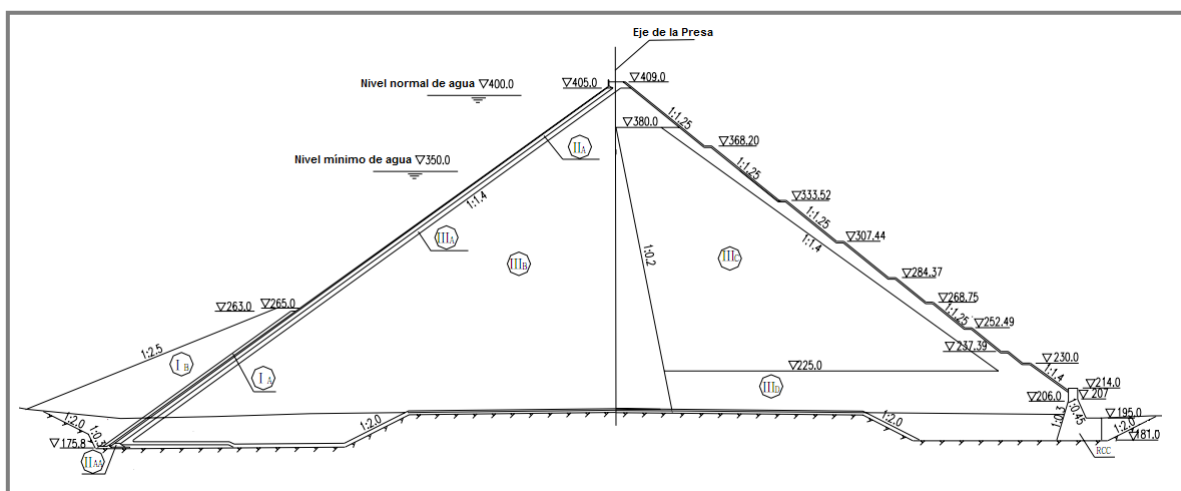
La presa fue diseñada por CWRC y construida por Hubei Qingjiang Shuibuya Project Construction Company junto a Gezhouba Group Company, Jiangnan Water Resource & Hydropower Engineering Co. and China Water Resource & Hydropower No. 14 Bureau. La construcción fue supervisada por Huadong Hydropower Engineering Consultancy Co., Zhongnan Co. and China Water Resource & Hydropower Engineering Consultancy.

Como se mencionó anteriormente, la presa Shuibuya alcanza los 233 metros de altura con una longitud de 675, lo que la hace la presa tipo CFRD más alta

en el mundo. Está constituida por 15.64 millones de metros cúbicos de material. La presa incluye un aliviadero, controlado por cinco compuertas de 14 por 21.80 metros, que puede descargar 16300 metros cúbicos. La central consta de cuatro unidades de 460 MW de turbinas que se encuentran en una casa de máquinas subterránea.



**Figura 1.22:** Diseño de Proyecto Shuibuya (Fuente: chincol.org.cn)



**Figura 1.23:** Sección Transversal de la Presa Shuibuya (Fuente: chincol.org.cn)

En la siguiente tabla se presentan algunos datos de las presas más altas construidas en China, país que lleva el liderazgo en el desarrollo de este tipo de presas.

**Tabla 1.2:** Presas tipo CFRD más altas de China (Fuente: chincold.org.cn)

No.	Presa	Año de Construcción		Altura (m)	Long. Cresta (m)	Volum. Presa (km <sup>3</sup> )	Capacid. Embalse (km <sup>3</sup> )	Capacid. Instalada (MW)
		Inicio	Fin					
1	Shuibuya	2000	2009	233	675	15640	4580000	1840
2	Jiangpinghe	2005	2010	221	414	7180	1366000	500
3	Sanbanxi	2001	2006	185.5	423.75	8280	4094000	1000
4	Hongjiadu	2000	2005	179.5	427.79	9060	4947000	600
5	Tianshengqiao I	1991	2000	178	1104	18000	10257000	1200
7	Tankeng	2003	2008	162	507	9702	4190000	600
9	Jilintai I	2001	2005	157	445	8360	2440000	460
10	Zipingpu	2000	2006	156	663.8	11670	1112000	760
11	Malutang	2004	2009	156	493	8000	546000	400
12	Bashan	2005	2009	155	477	-----	320000	140
13	Dongjing	2007	2011	149.5	678.6	9500	955000	880
15	Longshou II	2002	2004	146.5	191	2530	86200	157
16	Sujiahe	2005	2010	145	444	6400	-----	315
17	Wawushan	2003	2007	138.76	277	3500	545000	260
18	Wuluwati	1995	2001	138	365	6770	347000	60
19	Jiudianxia	2005	2008	136.5	-----	2800	943000	300
20	Longma	2005	2007	135	315	3670	590000	280

### 1.3. Relación L/H

La geometría o la forma de los valles se evalúa, en una primera aproximación, como una relación de la longitud de la cresta de la presa entre los estribos del cañón o la pendiente de la ladera ( $L_{L \rightarrow R}$ ) y la altura de la presa ( $h_o$ ).

(1.1)

$$F = \frac{L_{L \rightarrow R}}{h_o}$$

Esta relación es la que se denomina factor de forma simplificada del cañón, la cual ha sido utilizada tradicionalmente por diseñadores de presas, como un criterio de comparación para la selección de sitios, adecuación y elección. La Tabla 1.3 contiene la clasificación de los cañones y los respectivos factores de forma calculados como se recomienda en la ecuación (1), con sus valores recíprocos.

**Tabla 1.3:** Tipos de cañones, factores de forma y sus valores recíprocos (Fuente: ZNAMENSKY D., 2009)

Tipo de Cañón	Factor de Forma	Recíproco del Factor de Forma
Muy estrechos	$\frac{L_{L \rightarrow R}}{h_o} \leq 3$	$\frac{h_o}{L_{L \rightarrow R}} \leq 0.333$
Cerrados o Estrechos	$6 < \frac{L_{L \rightarrow R}}{h_o} < 3$	$0.167 < \frac{h_o}{L_{L \rightarrow R}} < 0.333$
Abiertos o Amplios	$\frac{L_{L \rightarrow R}}{h_o} \geq 6$	$\frac{h_o}{L_{L \rightarrow R}} \geq 0,167$

Asumiendo una sección transversal del cañón de un río, con un curso de agua en su parte inferior y las pendientes de las laderas naturales adyacentes representadas por líneas rectas y/o por curvas cóncavas y convexas, varias gráficas de la forma simplificada de dicho cañón son obtenidas. Las formas del cañón definidas de esta manera son las tipo "V", "U" y "Y". Algunas expresiones analíticas simples están asociadas con las formas señaladas lo que permite la realización de operaciones algebraicas fáciles y sencillas (Navarro y Segura, 1958), las cuales se presentan a continuación:



- Forma “V”:

$$y = \left(\frac{2h}{L}\right)x \quad (1.2)$$

- Forma “U”:

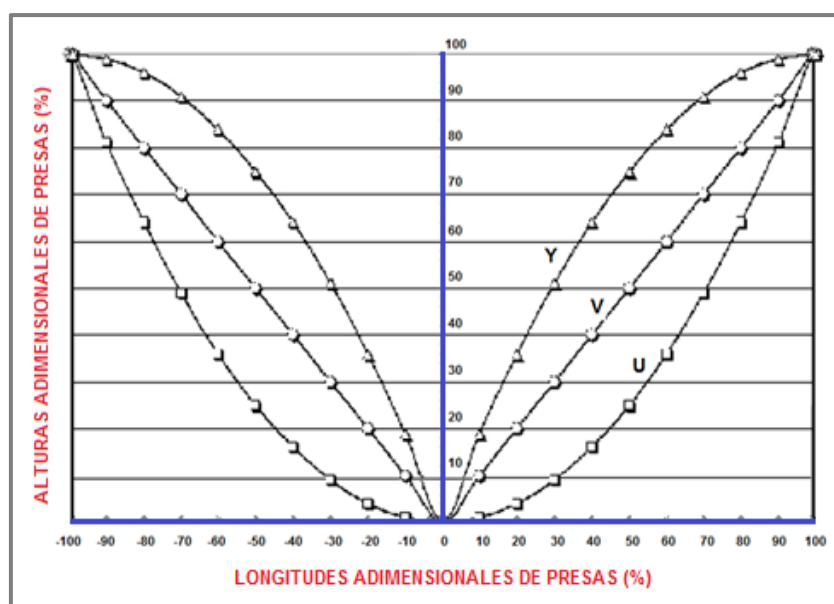
$$y = \left(\frac{4h}{L^2}\right)x^2 \quad (1.3)$$

- Forma “Y”:

$$y = \left[\left(\frac{4h}{L^2}\right)(Lx - x^2)\right] \quad (1.4)$$

Si la configuración de las pendientes de las laderas es similar en ambas riberas y los anchos de fondo de los cañones son iguales en ambos márgenes ( $L_{L \rightarrow 0} = L_{0 \rightarrow R}$ ), la sección transversal de los cañones es, evidentemente, una figura geométrica simétrica tal como se presenta a continuación:

**Cuadro 1.3:** Diferentes configuraciones de cañones (Fuente: Znamensky D., 2009)



Un aspecto a resaltar es cuando el cañón determina una relación para la presa menor a un número del orden de 4, ya que ahí la influencia de los estribos aumenta y la presión vertical en el centro de la presa es menor a la que correspondería a una presa ancha.

#### 1.4. Relación $A/H^2$

Con el fin de realizar una caracterización más detallada de la forma del cañón, se ha empleado un factor de forma adimensional igual a  $A/H^2$ , donde  $A$  es el área de la cara de hormigón y  $H$  es la altura de la presa. A medida que se tiene un cañón más estrecho, el factor  $A/H^2$  disminuye.

Respecto a las presas tipo CFRD, este factor presenta una notación alternativa también muy utilizada, que como se mencionó anteriormente, se calcula como el cociente entre la proyección vertical de la cara de hormigón y la altura de la presa al cuadrado.

$$F = \frac{L_{L \rightarrow R} * h_o}{h_o^2} = k \frac{A}{h_o^2} \quad (1.5)$$

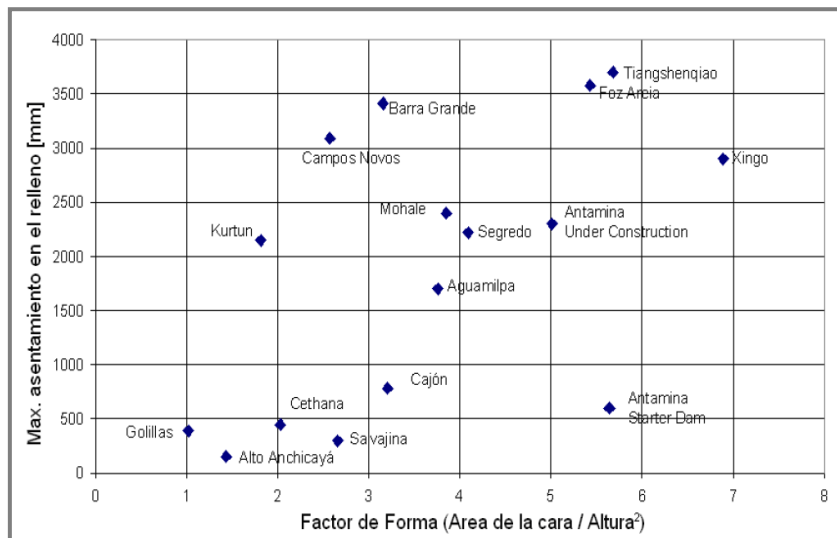
La proyección  $A$  mencionada anteriormente, puede ser asumida en función de un factor  $k$ ; es decir, como una sección rectangular ( $k = 1$ ), o como una sección, física y geomorfológica, más real ( $k < 1$ ).

Existen tres variables principales a considerar en la evaluación del desarrollo de esfuerzos considerables en las caras de hormigón, las cuales son el factor de forma del cañón, la altura de la presa y la compresibilidad del enrocado.

Esta aseveración se basa en los estudios realizados por Ingetec S.A en el Análisis Numérico de la Presa Mazar en el 2007.

En dichos análisis se menciona que un factor  $A/H^2$  en el rango de 3.5 se puede considerar como un cañón estrecho (Campos Novos y Barra Grande). El Cuadro 1.4 presenta los asentamientos en función del factor de forma  $A/H^2$ , donde las presas construidas con enrocados muy compresibles tienen asentamientos considerables.

**Cuadro 1.4:** Asentamientos en función del factor de forma (Fuente: Ingetec, 2007)



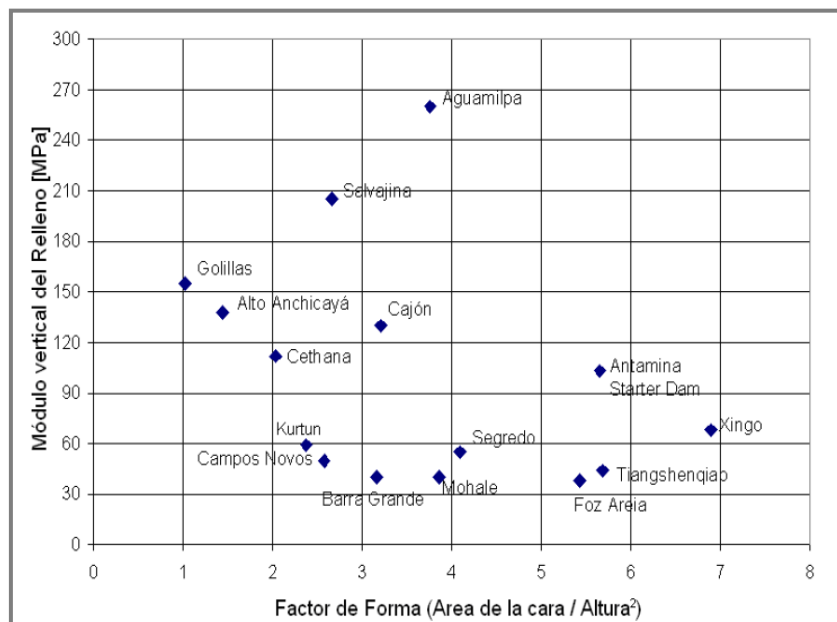
Por otro lado, en el Cuadro 1.5 se pueden observar las comparaciones de los módulos alcanzados en diferentes presas de enrocado. Adicionalmente, en el Cuadro 1.6 se evaluó el comportamiento de las deformaciones normales a la losa contra el factor de forma antes mencionado. Sin embargo, en este cuadro no se puede deducir un rango de deformaciones que permita prever algún tipo de problemas en la cara de hormigón, ya que el asentamiento máximo del relleno no está directamente relacionado con el comportamiento de la cara.

Teniendo en cuenta el fisuramiento observado en las presas brasileñas, y posteriormente en la parte superior de la presa de Mohale en Lesotho, se trató de establecer la tendencia observada mediante la separación de zonas. Las zonas se separaron de acuerdo con el comportamiento de las presas, donde ha sido favorable y donde han ocurrido fisuramientos.

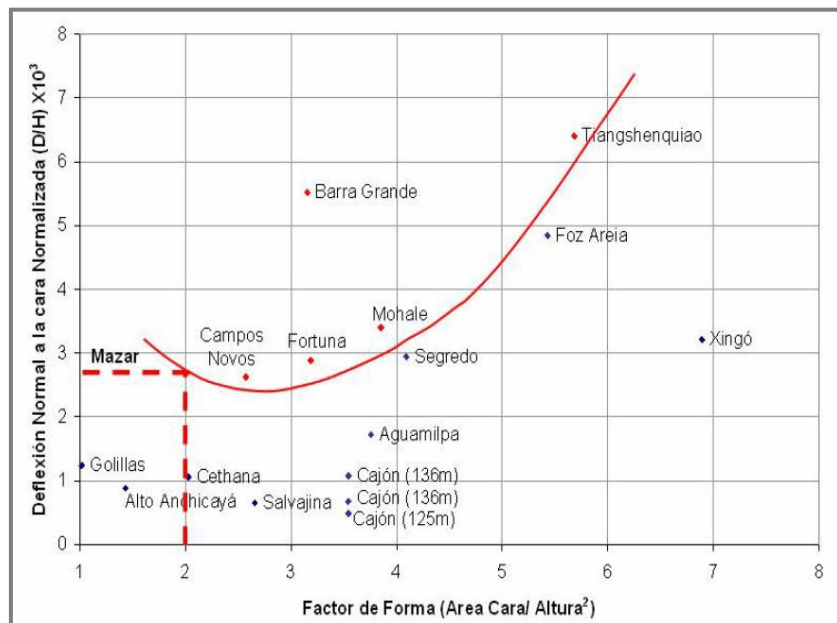
La línea roja en el Cuadro 1.6 es un primer estimativo de esta tendencia basado en el comportamiento de las presas que han sufrido agrietamiento. Se debe señalar que se conoció que la presa de Tiangshenguiiao en China presentó fisuramiento vertical similar al ocurrido en Campos Novos y Barra Grande, después de más de tres años de operación, en los cuales los asentamientos han continuado hasta valores recientes de 3.75 metros.

Teniendo en cuenta este comportamiento, se ha podido establecer el límite propuesto para presas con un factor de forma superior a 5.

**Cuadro 1.5:** Módulos alcanzados contra factor de forma (Fuente: Ingetec, 2007)



**Cuadro 1.6:** Deflexión de la cara de hormigón en función del factor de forma (Fuente: Ingetec, 2007)



## 1.5. Fallas observadas en Presas Enrocadas con Pantalla de Hormigón

El único caso bien documentado de rotura de presas que pudo encontrarse fue la emblemática presa de Gouhou, en China. Sin embargo, también han existido incidentes en otras presas las cuales se describen a continuación.

### 1.5.1. Presa Campos Novos

Campos Novos (Brasil) es una de las presas más altas de su tipo (202 metros de altura), y no estuvo exenta de daños generados en la cara de hormigón. Si bien no se produjeron desplazamientos mayores a los esperados durante el llenado del embalse, cuando este alcanzó el 80% del empuje final total se produjo una repentina rotura de una junta vertical central de la cara.

En el momento que se registró un aumento considerable en las filtraciones en la presa de Campos Novos se identificó únicamente un agrietamiento vertical el cual estaba relacionado con esfuerzos de compresión horizontales. Sin embargo en junio del 2006 ocurrió un desembalse completo de la presa debido a problemas presentados en uno de los túneles de desviación. Al quedar al descubierto la totalidad de la cara de hormigón se pudo observar la extensión del agrietamiento vertical a compresión en las juntas centrales. No obstante, el aspecto más importante que se observó después del desembalse fue una fisura semi-horizontal de más de 300 metros de extensión.

Las Figuras 1.24 y 1.25 muestran la extensión de estos daños. En la falla horizontal se aprecia una fuerte zona de falla del hormigón por aplastamiento debido a un esfuerzo compresivo que excedió la capacidad del hormigón. Esto indicó, en su momento, que los esfuerzos verticales en las losas de esta zona de la cara eran importantes y comparables a los horizontales que produjeron la falla en las juntas verticales.



**Figura 1.24:** Fallas de la presa Campos Novos (Fuente: Hermann, Grossi & Balaguer et al, 2008)

Luego del vaciado, se procedió a efectuar la reparación de la cara. La misma consistió en rellenar de hormigón las fisuras producidas en las losas en general y en ensanchar las juntas verticales entre las losas 16 y 20 a un total de 5 centímetros para permitir el acercamiento relativo entre dos losas contiguas durante el segundo llenado del embalse. Las juntas abiertas fueron rellenadas con membrana asfáltica y madera, y cubiertas con una membrana de EPDM de 8 milímetros de espesor. Se efectuó además un incremento en el nivel del material de relleno fino sobre la cara de hormigón a fin de obtener una mejor segunda línea de defensa en la parte inferior de la cara.



**Figura 1.25:** Fallas de la presa Campos Novos (Fuente: Hermann, Grossi & Balaguer et al, 2008)

### **1.5.2. Presa Antamina**

En el período en el cual se estaba construyendo el bordillo de la presa Antamina (Perú) con el contenido alto de cemento, ocurrió un agrietamiento considerable en el bordillo como se ilustra en la Figura 1.26. Cuando este agrietamiento ocurrió la cresta de la presa se encontraba en la elevación 4045

m.s.n.m. y los relaves a la elevación de 4035 m.s.n.m. Con el análisis numérico fue posible estimar una distribución de esfuerzos en el bordillo durante la secuencia constructiva.



**Figura 1.26:** Falla del bordillo de la presa Antamina (Fuente: Ingetec, 2007)

### **1.5.3. Presa Barra Grande**

La presa Barra Grande (Brasil), de 185 metros de altura, experimentó una rotura de la cara de hormigón producido por las fuerzas de compresión generadas por el acercamiento relativo de las losas, tal cual se muestra en la Figura 1.27. La misma fue detectada gracias a la medición de filtraciones, que fueron aumentando progresivamente hacia el final del llenado del embalse.

Para solucionar este problema se optó por reparar la cara de hormigón por encima del nivel del agua y rellenar las grietas con material fino arrojado por debajo del mismo, lo que generó importantes costos adicionales y lucro cesante debido a la disminución de la generación eléctrica causada por la detención del llenado del embalse.





**Figura 1.27:** Falla de la presa Barra Grande (Fuente: waterpowermagazine.com)

#### **1.5.4. Presa Mohale**

Las roturas en la cara de hormigón de la presa Mohale (Lesoto), de 145 metros de altura, tuvieron que ver con una elevada velocidad de llenado del embalse producto de fuertes lluvias en la región.



**Figura 1.28:** Falla de la presa Mohale (Fuente: waterpowermagazine.com)

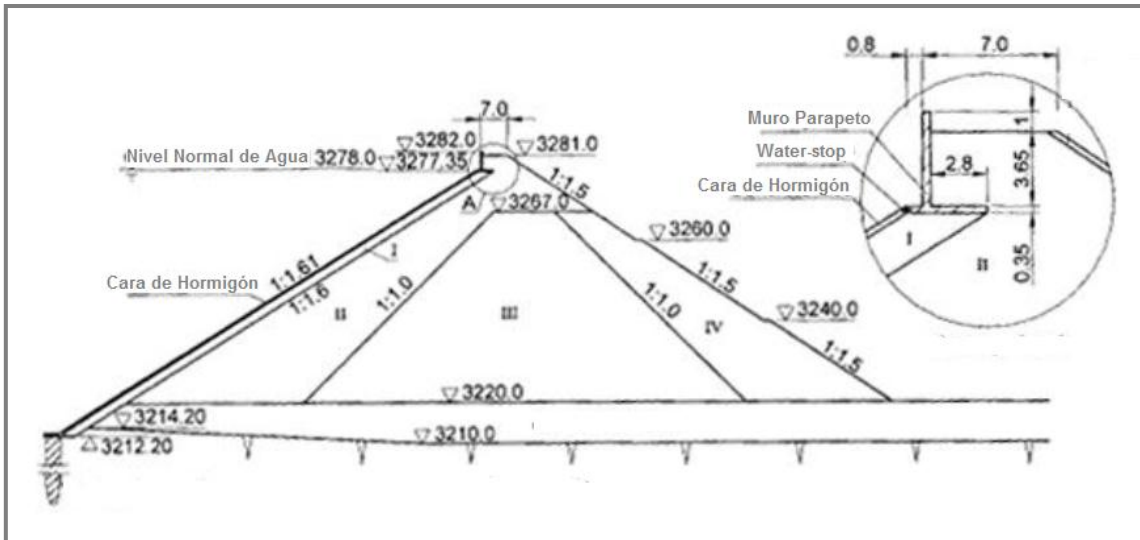
Las velocidades altas de llenado impactaron directamente en la deformación de la presa (asentamientos y desplazamientos horizontales) ocasionando incrementos de los esfuerzos de compresión horizontales en la cara de hormigón hasta alcanzar su rotura.



**Figura 1.29:** Falla de la presa Mohale (Fuente: lhwp.org.ls)

#### **1.5.5. Presa Gouhou**

Como fue mencionado previamente, la presa de Gouhou (China) constituye el único antecedente registrado y documentado de rotura de presa del tipo CFRD de características catastróficas. En Zhang and Chen (2006) se presenta un corte transversal de la presa de Gouhou (Figura 1.30). En el detalle se destaca el muro de parapeto superior, y su unión mediante un sistema de tipo waterstop, con la pantalla de hormigón sobre el paramento aguas arriba de la presa. Estos elementos desempeñan un rol protagónico en el proceso de falla de la misma. Conforme se describe en Zhang y Chen (2006), la presa tenía 71 metros de altura, directamente cimentada sobre una capa de grava arenosa del orden de los 10 metros de espesor.



**Figura 1.30:** Sección transversal Presa Gouhou (Fuente: Alonso, Peuser, Bertoni & Menajovsky, 2011)

Entre algunos datos geométricos de esta presa se encuentran:

- Longitud de la cresta de la presa: 265 metros
- Ancho en el coronamiento: 7 metros
- Nivel del coronamiento: 3281 metros
- Nivel de operación normal: 3278 metros
- Volumen al nivel de operación normal: 3.1 millones de metros cúbicos
- Pendiente del talud aguas arriba: 1:1.61
- Pendiente del talud aguas abajo: 1:1.50

A continuación se describe la secuencia de los hechos más destacados durante este evento histórico:

- Comienzo de llenado del embalse: Septiembre de 1989, antes de concluir con la construcción de la presa.
- Conclusión de la construcción de la presa: Octubre de 1990.

- Nivel del embalse en el momento de concluir la presa: 3274.10 msnm (3.90 metros debajo del nivel de operación normal).
- Se observaron en el momento de conclusión de la presa filtraciones que emergieron por el talud aguas abajo a 3223 msnm y sobre el lecho del río.
- Entre 1991 y 1992 desaparecieron las filtraciones, época en que el nivel del agua estaba entre 3260.70 y 3262.60 msnm, lo cual indicó que habían filtraciones de agua por encima de los 3262.60 msnm, pero no por debajo de este nivel.
- El nivel del agua creció gradualmente desde los 3261 msnm el 14 de Julio de 1993, hasta los 3277 msnm la noche del 27 de agosto de 1993.
- De acuerdo a las mediciones, el máximo nivel de agua fue de 3277.30 msnm, o sea 0.70 metros debajo del nivel de operación normal.
- Investigaciones posteriores a la falla revelaron que el agua había fluido dentro de la presa por las uniones entre la plataforma del parapeto y la pantalla de hormigón, la noche del 27 de agosto.
- El nivel de la plataforma del parapeto estaba en 3277 msnm, es decir 0.30 metros debajo de lo que fue diseñado, debido a los asentamientos.
- Cerca de las 20 horas del mismo día, dos chicos de la vecina villa de Gouhou observaron agua aflorando del talud aguas debajo de la presa, a una elevación de 3260 msnm. A las 21 horas, el equipo de manejo del embalse escuchó ruidos ensordecedores, y vio el material de protección rodando hacia abajo desde la porción superior mezclada con el flujo de agua. Es decir, el desastre se había desenlazado.
- A las 22:40 horas la brecha se desarrolló en la parte media de la brecha.

- La brecha quedó de tipo trapezoidal con ancho superior de 138 metros, e inferior de 28, con una elevación del ancho inferior de 3250 msnm.

Se han desarrollado varios estudios posteriores al desastre con el propósito de encontrar las causas de la falla. El equipo de investigación de la falla de la presa Gouhou (1996) identificaron los siguientes posibles problemas estructurales:

1. Los mecanismos de estanqueidad “waterstop” en las juntas del hormigón, no funcionaron correctamente, fundamentalmente en la zona superior de la pantalla de hormigón.
2. La conexión entre el muro parapeto de hormigón, y la pantalla de hormigón, no fue mantenida correctamente en un segmento a lo largo del eje de la presa, lo que permitió canalizar el agua hacia el cuerpo del enrocado.
3. La pantalla de hormigón estaba demasiado separada de la zona de transición.
4. El material de la escollera estaba notablemente estratificado permitiendo de ese modo, la segregación de las partículas de escollera durante la construcción, especialmente próximo a la cresta de la presa.

Estas deficiencias estructurales crearon canales de filtración. Las erosiones internas resultantes por filtración fueron consideradas como las causas directas que desencadenaron la falla de la presa. En la Figura 1.31, se observa el estado de la presa remanente luego del desastre. En la Figura 1.32 se observa una foto de la conexión efectiva entre el muro del parapeto y la pantalla de hormigón.



**Figura 1.31:** Foto desde aguas abajo del estado remanente de la presa Gouhou luego del desastre (Fuente: Alonso, Peuser, Bertoni & Menajovsky, 2011)



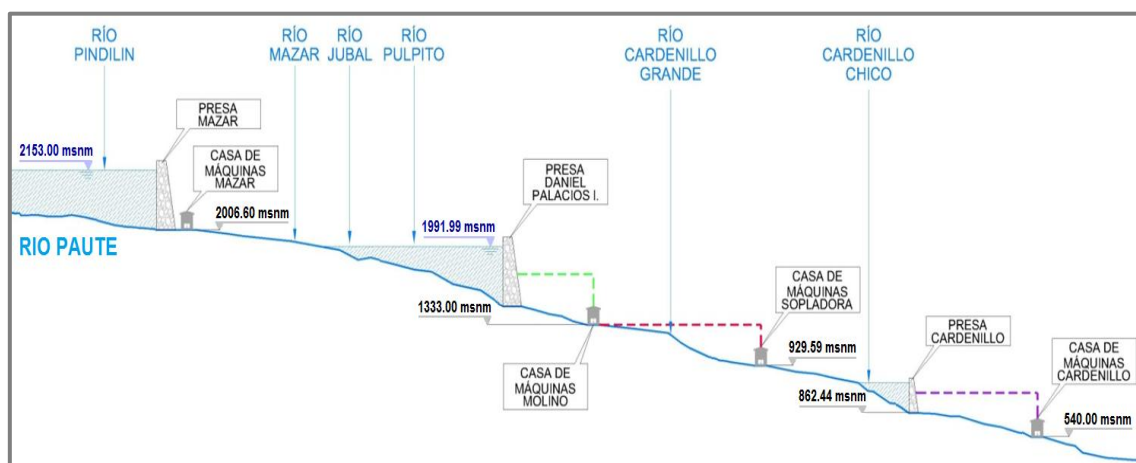
**Figura 1.32:** Foto de la zona de contacto entre el muro parapeto y la pantalla de hormigón de la presa Gouhou (Fuente: Alonso, Peuser, Bertoni & Menajovsky, 2011)

## CAPITULO II

### PRESA MAZAR

#### 2.1. Antecedentes

La construcción de la presa Mazar constituye el primer aprovechamiento aguas arriba de la cuenca del río Paute. Mazar fue concebido en el Plan Nacional de Electrificación como una etapa del desarrollo del proyecto Paute Integral, ideado en 1961 por el Ingeniero Daniel Palacios, quien durante sus recorridos descubrió el accidente geográfico que por sus características consistía en un recurso aprovechable para la generación hidroeléctrica. Este proyecto incluye la presa de Mazar y la central Molino, y los proyectos Sopladora y Cardenillo.



**Figura 2.1:** Aprovechamientos del río Paute (Fuente: Caminosca, 2011)

El Contrato de Concesión para la Construcción y Operación de Paute Integral, fue otorgado por el Conelec a favor de Hidropaute S.A., el 14 de mayo del 2003, el mismo que permitió a la Empresa licitar la construcción y

gerenciamiento del Proyecto Hidroeléctrico Mazar, por separado. El plazo de concesión estipulado en el Contrato de Concesión es de 50 años.

El 23 de diciembre de 2004, se contrató el Gerenciamiento con el Consorcio Gerencia Mazar conformado por las consultoras Leme Engenharia (Brasil), Coyné Et Bellier (Francia), M & N Ingenieros (Chile) y Caminosca (Ecuador). Posteriormente, el 10 de marzo de 2005, luego de promover un concurso de firmas internacionales, la compañía Hidropaute contrató la construcción de Mazar con el Consorcio integrado por las firmas Impregilo S.p.A (Italia), y Herdoíza Crespo (Ecuador). El 30 de noviembre de 2006 se contrató con el Consorcio Internacional Mazar conformado por las empresas Alstom Hydroenergía Brasil Ltda., Voith Siemens, Siemens y Santos CMI, la fabricación, suministro, transporte, montaje, pruebas y puesta en operación del equipamiento electromecánico, mecánico y eléctrico para la Central Hidroeléctrica Paute Mazar.



**Figura 2.2:** Empresas involucradas en la construcción de la presa Mazar

(Fuente: Caminosca, 2011)



Finalmente, el 31 de mayo del 2010 entró en operación la Unidad N° 1, y actualmente funciona en su totalidad.

Cabe señalar que la obra se financió con fondos propios y un crédito por 165 millones de dólares a través del FEISEH (Fondo Ecuatoriano de Inversión de los Sectores Energético e Hidrocarburífero). El costo total del proyecto ascendió a la suma de 470'595,509 dólares.

## 2.2. Descripción de la Presa Mazar.

El proyecto hidroeléctrico Mazar constituye la segunda etapa de desarrollo del potencial hidroenergético del Río Paute.



**Figura 2.3:** Esquema de implantación de la presa Mazar (Fuente: Caminosca, 2011)

La presa Mazar está diseñada para aumentar la capacidad de generación hidroeléctrica del Ecuador, a través de la regulación del flujo de agua y la retención de sedimentos del río Paute, lo que hará más eficiente la central

Molino de 1075 MW. A continuación se presentan algunos de los beneficios más importantes que trae consigo Mazar para el país:

- Reducir la importación de derivados del petróleo para la operación de las plantas termoeléctricas.
- Ahorrar al año 105 millones de galones de diesel lo cual contribuirá a disminuir las emanaciones de Co2 producidas por la quema de este combustible (más de un millón de toneladas cada año).
- Reducir los racionamientos de energía.
- Disminuir el costo de la energía eléctrica.
- Incrementar la energía media de Molino y la futura central Sopladora en más del 12%.
- Generación anual promedio de 800 GWH.

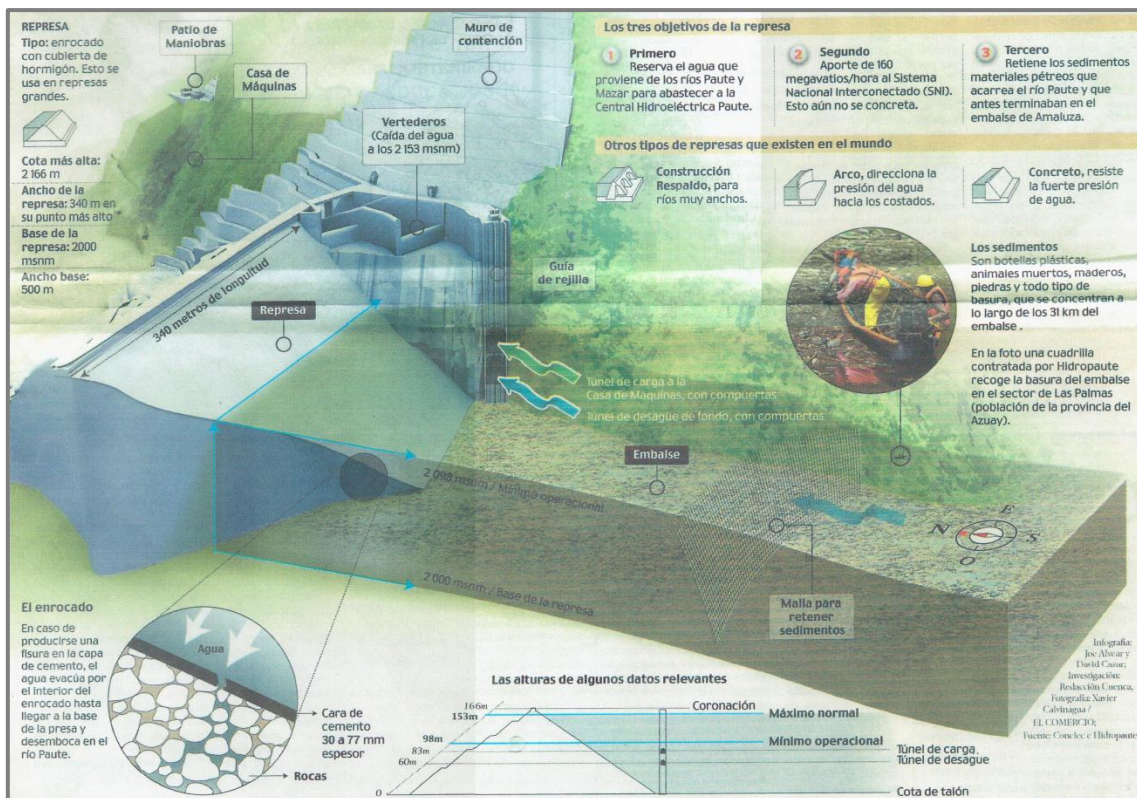
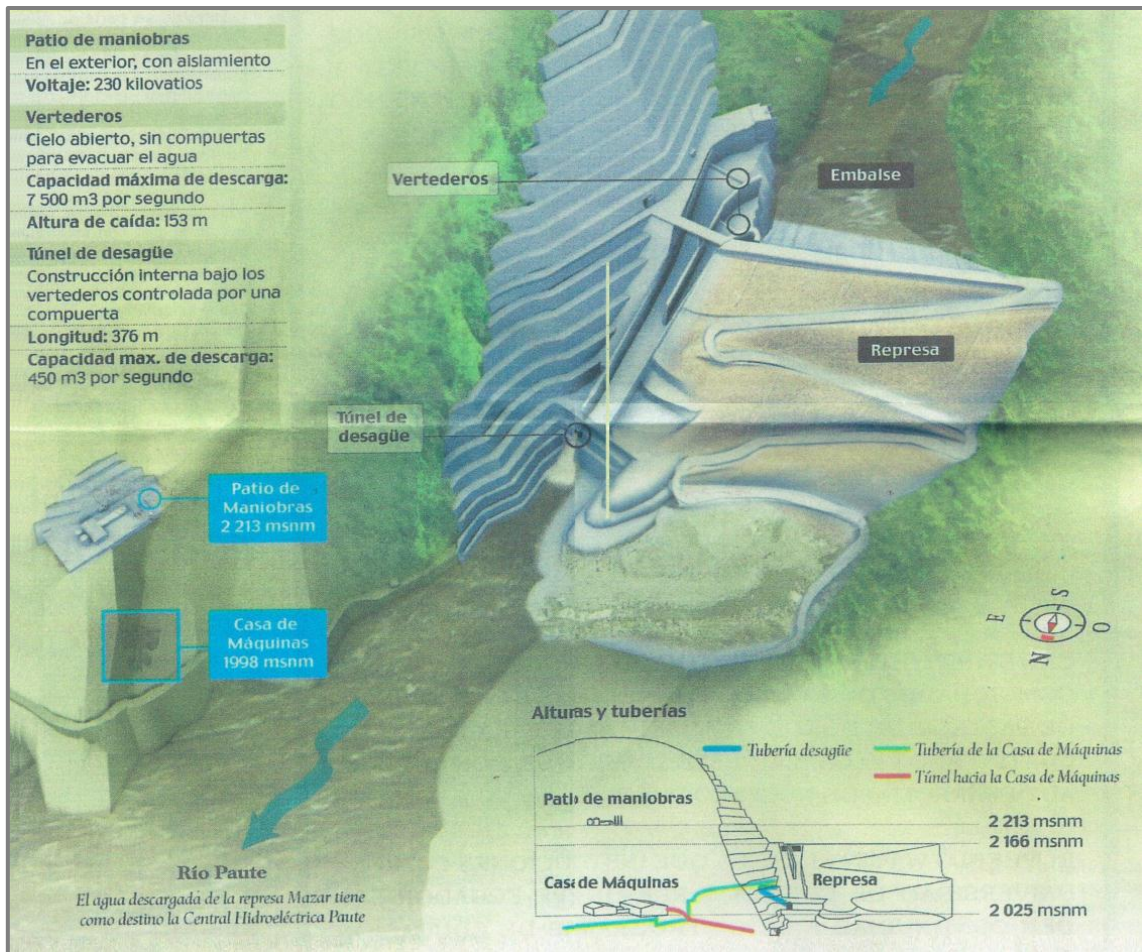


Figura 2.4: Infografía No.1 Proyecto Mazar (Fuente: Diario El Comercio, 06/06/2010)



**Figura 2.5:** Infografía No.2 Proyecto Mazar (Fuente: Diario El Comercio, 06/06/2010)

### 2.2.1. Ubicación del Proyecto Mazar

Este proyecto, inaugurado el 29 de diciembre del 2010, está ubicado en la región sur oriental del Ecuador, sobre los límites de las provincias de Cañar y Azuay, en el kilómetro 105 de la vía Cuenca-Paute-Guarumales-Méndez, en las inmediaciones de la desembocadura del río Mazar, en el sector de la Cola de San Pablo, aguas arriba del embalse Amaluza en la cuenca del río Paute.

Administrativamente, Mazar está bajo la jurisdicción de las provincias de Azuay y Cañar, en los cantones Azogues, Paute, Guachapala, El Pan y Sevilla de Oro



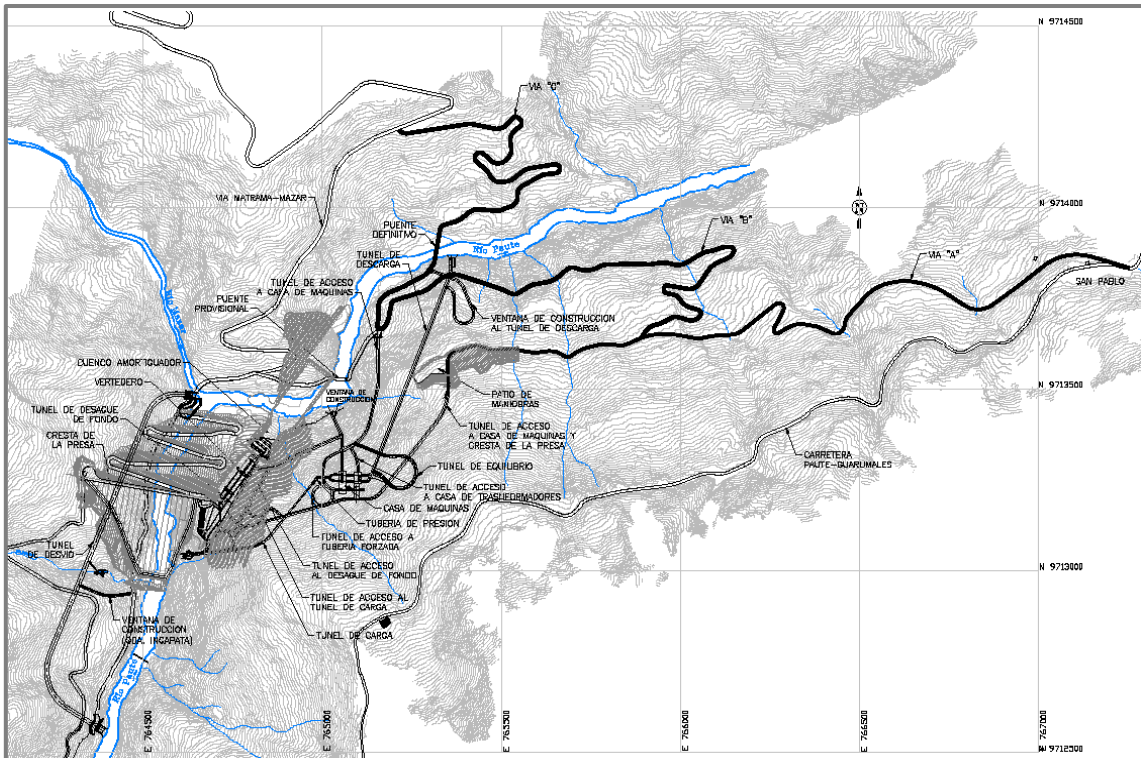
Figura 2.6: Ubicación del proyecto Mazar (Fuente: eltiempo.com.ec, 06/11/2011)

### 2.2.2. Características Técnicas de los Componentes del Proyecto Mazar

El proyecto Mazar cuenta con varios componentes tales como una presa de enrocado con pantalla de hormigón la cual forma un embalse, un vertedero de excesos, un túnel de desvío del río Paute, una central subterránea, un sistema hidráulico subterráneo de carga y descarga con una cámara de transformadores subterránea, una línea de transmisión, una subestación exterior y una red de accesos que incluyen túneles. En seguida se detallan las características técnicas de cada una de las obras que forman parte de Mazar.



Figura 2.7: Vista aérea del proyecto Mazar (Fuente: Diario El Comercio, 06/06/2010)



**Figura 2.8:** Vista general de las obras del proyecto Mazar (Fuente: Caminosca, 2011)

### 2.2.2.1. Embalse

Aguas arriba de presa Mazar se forma un embalse de 410 millones de metros cúbicos de volumen total, a lo largo de 31 kilómetros aproximadamente, con un área de cuenca de 4338 kilómetros cuadrados. Los niveles de operación son los siguientes:

- Nivel máximo normal: 2153 m.s.n.m.
- Nivel correspondiente a la crecida máxima probable: 2165.50 m.s.n.m.
- Nivel mínimo de operación de la central: 2098 m.s.n.m.

El volumen útil inicial son 309 millones de metros cúbicos, el cual corresponde al existente entre las cotas 2153 y 2098 m.s.n.m.

### 2.2.2.2. Presa

La presa Mazar está conformada por enrocado impermeabilizado a través de una pantalla de hormigón (presa CFRD), con una altura de 166 metros. Cuenta con una longitud y ancho de cresta de 340 y 10.20 metros, respectivamente. Su relación  $A/H^2$  es igual a 1.89.

El espesor de la cara de hormigón fue determinado con la ecuación  $e = 0.30 + 0.003(H)$ , la cual determinó un espesor en la parte superior de la presa de 0.30 metros, el mismo que se incrementó a medida que descendía al pie de la presa hasta llegar a los 0.77 metros. Los anchos máximo y mínimo de la pantalla de hormigón son 303 y 80 metros, respectivamente.

Además está conformada por 5.483 millones metros cúbicos de relleno, con taludes de 1.405:1.0 (H:V) en la cara de aguas arriba y taludes de 1.25H:1.0V en la cara de aguas abajo, debido a la existencia de una vía de 9 m de ancho que une la cresta con el fondo de la descarga. El tipo de material utilizado y las zonas donde se colocaron cada uno de ellos se presenta en la siguiente figura:

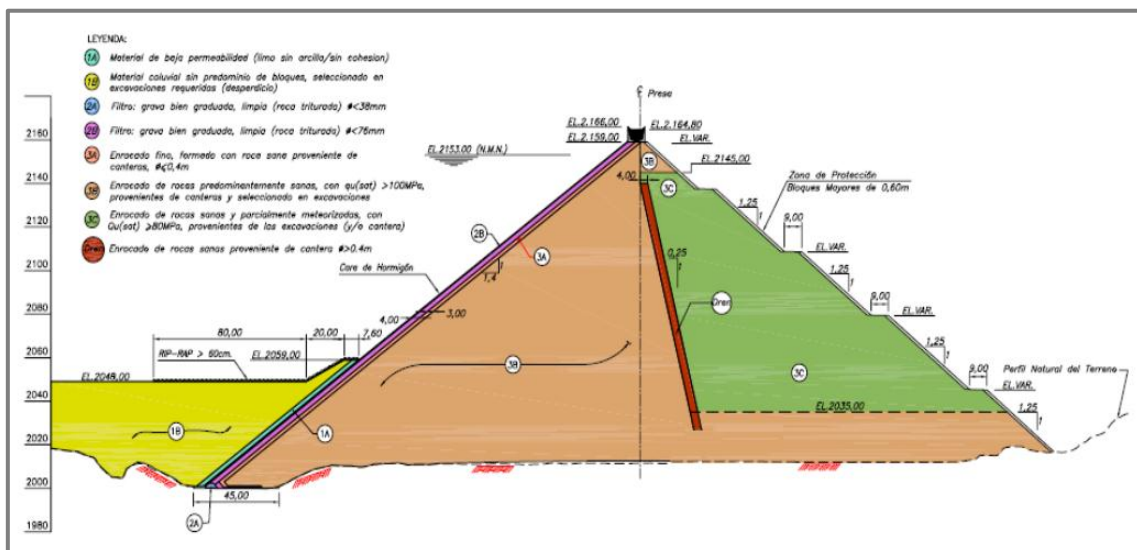


Figura 2.9: Sección transversal de la presa Mazar (Fuente: Caminosca, 2011)

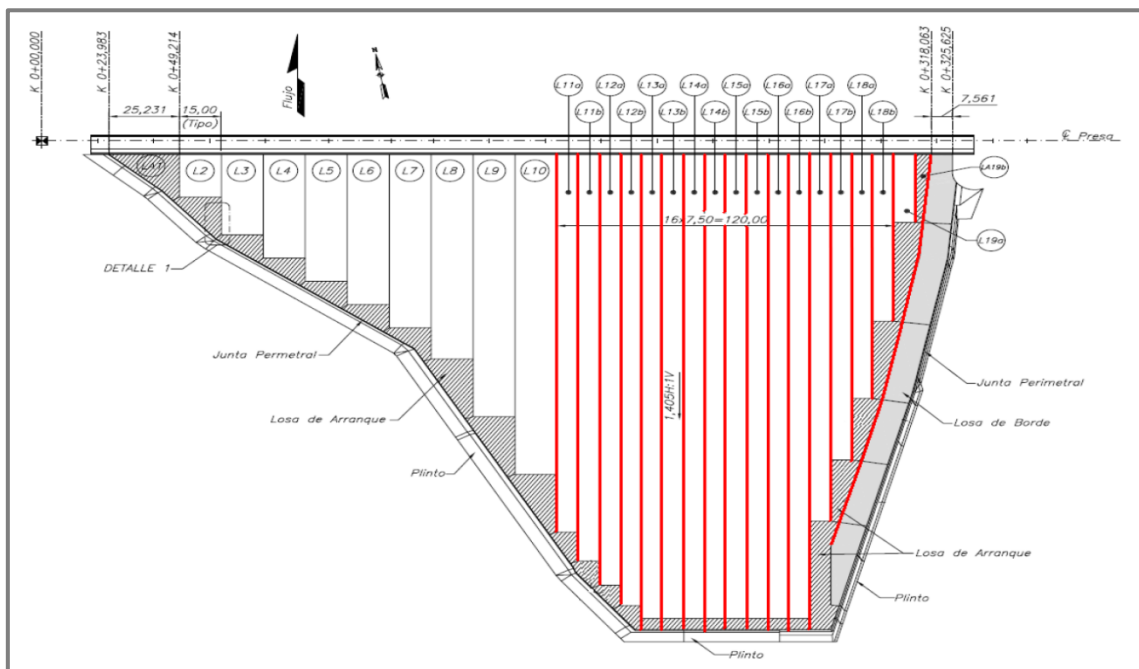
El plinto izquierdo tiene un ancho de 10.50 metros, mientras que el plinto derecho tiene un ancho máximo de 9 metros y un ancho mínimo de 7. Los espesores de los plintos varían entre 0.50 y 0.90 metros.

El volumen de hormigón empleado fue de 36130 metros cúbicos, y el refuerzo de las losas, con base en una cuantía convencional, fue del 0.5% en ambas direcciones.

A continuación se presentan las cotas más representativas de la presa:

- Cota de coronación con parapeto: 2166 m.s.n.m.
- Cota de la cresta (sin tomar en cuenta el parapeto): 2159 m.s.n.m.
- Cota talón: 2000 m.s.n.m.

En la siguiente figura se puede apreciar los plintos y losas de arranque para la pantalla de la presa Mazar, así como también la ubicación de las juntas de compresión utilizadas en su construcción:



**Figura 2.10:** Cara de hormigón de la presa Mazar (Fuente: Caminosca, 2011)

### 2.2.2.3. Vertedero de Excesos

El vertedero de excesos es a cielo abierto, rectangular y sin compuertas, implantado en la margen derecha del cauce sobre una excavación de 2.508 millones de metros cúbicos, y 0.82 millones de metros cúbicos de excavación del cuenco. La altura de caída es de 153 metros, y tiene una capacidad máxima de descarga de 7500 metros cúbicos por segundo. La cantidad de hormigón empleado para su construcción fue de 55870 metros cúbicos.

A continuación se presentan las cotas más representativas del vertedero:

- Cota estructural de control: 2153 m.s.n.m.
- Cota salto esquí: 2060 m.s.n.m.
- Cota del cuenco: 2000 m.s.n.m.

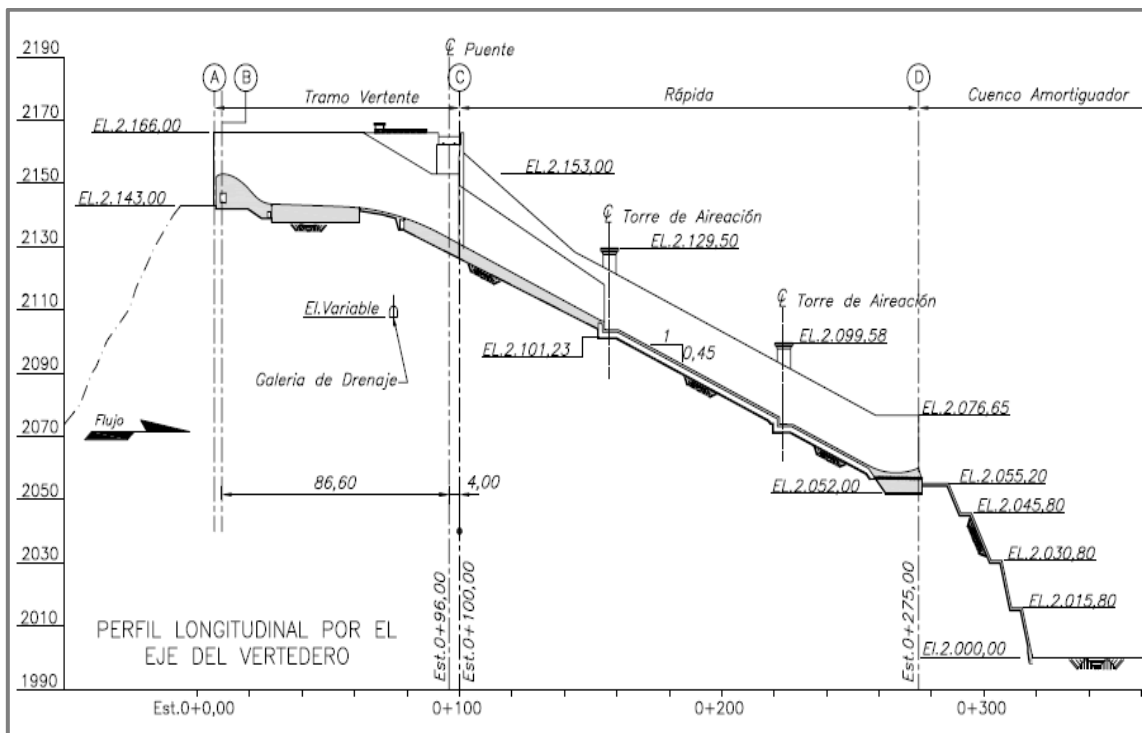


Figura 2.11: Perfil longitudinal del vertedero de la presa Mazar

(Fuente: Caminosca, 2011)



#### **2.2.2.4. Túnel de Desvío**

El túnel de desvío ubicado en la margen izquierda del río Paute, tiene una sección tipo baúl de 12.70 metros de ancho y 12.00 de alto, de 1.202 kilómetros de longitud. Posee 2 compuertas planas de 5.75 por 12.00 metros. Fue diseñado para un caudal de 1500 metros cúbicos por segundo y un período de recurrencia de 50 años. El volumen de hormigón convencional utilizado fue de 22127 metros cúbicos, y el volumen de hormigón lanzado de 11133 metros cúbicos.

#### **2.2.2.5. Desagüe de Fondo**

El desagüe de fondo es un túnel con cámara de compuertas. Tiene una sección tipo baúl de 6.30 metros de ancho y 6.15 de alto, de 376 metros de longitud. Su capacidad máxima de descarga es de 450 metros cúbicos por segundo. La cota de la solera se encuentra en los 2060 m.s.n.m.

#### **2.2.2.6. Túnel de Carga**

Obra de toma del túnel de carga es abocinada elípticamente. Tiene una sección tipo herradura de 6.30 metros de ancho y 6.10 de alto, de 433 metros de longitud. Fue diseñado para un caudal de 141.10 metros cúbicos por segundo, con una pendiente variable de 0.48% y 5.80%. Se encuentra revestido de hormigón armado.

A continuación se presentan las cotas más representativas del túnel de carga:

- Cota de la solera en la toma: 2083 m.s.n.m.
- Cota máxima de operación: 2153 m.s.n.m.
- Cota mínima de operación: 2098 m.s.n.m.

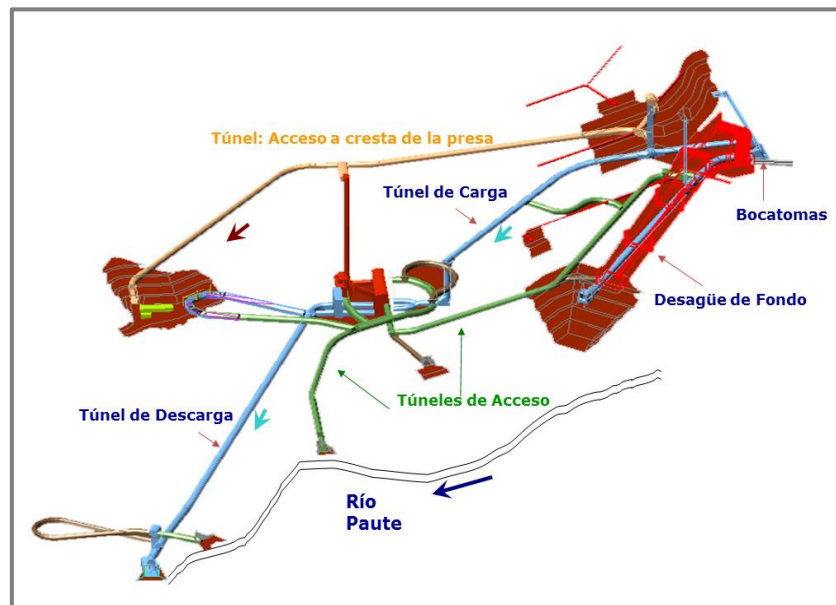


Figura 2.12: Obras subterráneas de Mazar (Fuente: Caminosca, 2011)

### 2.2.2.7. Tubería de Presión Forzada

La tubería de presión forzada es un pozo vertical, con revestimiento de hormigón y parcialmente blindado. Tiene un diámetro de 6.10 metros y una longitud del tramo horizontal de 25. La altura de caída es de 68 metros. La cota superior se encuentra en los 2039 m.s.n.m.

### 2.2.2.8. Túnel de Equilibrio Inferior

El túnel de equilibrio inferior tiene una sección de 8.00 por 7.75 metros. Su longitud es de 366.70 metros y su pendiente es 12.50%.

### 2.2.2.9. Túnel de Descarga

El túnel de descarga tiene una sección tipo herradura de 8.00 metros de ancho y 7.75 de alto, de 732 metros de longitud. Posee una pendiente de 0.50%. Además, se encuentra revestido de hormigón.

### 2.2.2.10. Pozo de Transporte, Cables y Ascensor

El pozo de transporte se encuentra revestido de hormigón y hormigón lanzado. Su altura es de 205 metros con un diámetro de 10.

### 2.2.2.11. Casa de Máquinas

La casa de máquinas es subterránea. Tiene 21.00 metros de base, 41.00 de altura y 62.50 de longitud. Fueron empleados 13160 metros cúbicos de hormigón convencional para su construcción.

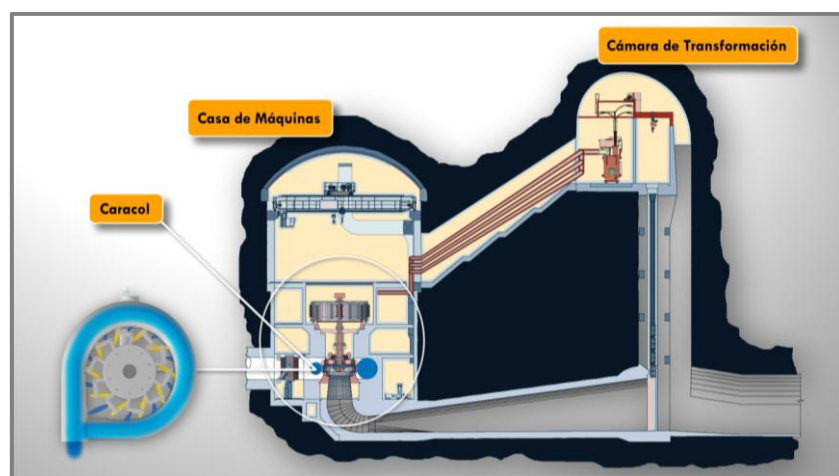


Figura 2.13: Esquema de la casa de máquinas de Mazar (Fuente: celec.com.ec)



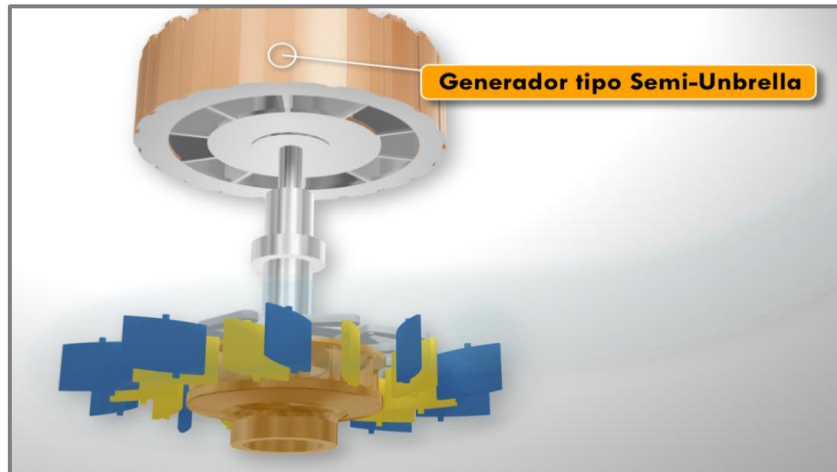
**Figura 2.14:** Niveles de la casa de máquinas (Fuente: Diario El Comercio, 06/06/2010)

Por otra parte, se presentan las características de elementos que se encuentran en la casa de máquinas:

a) Generador

- Número: 2 de eje vertical, sincrónico, tipo semiumbrella, trifásicos, enfriados por aire.
- Capacidad por unidad: 100 MVA.

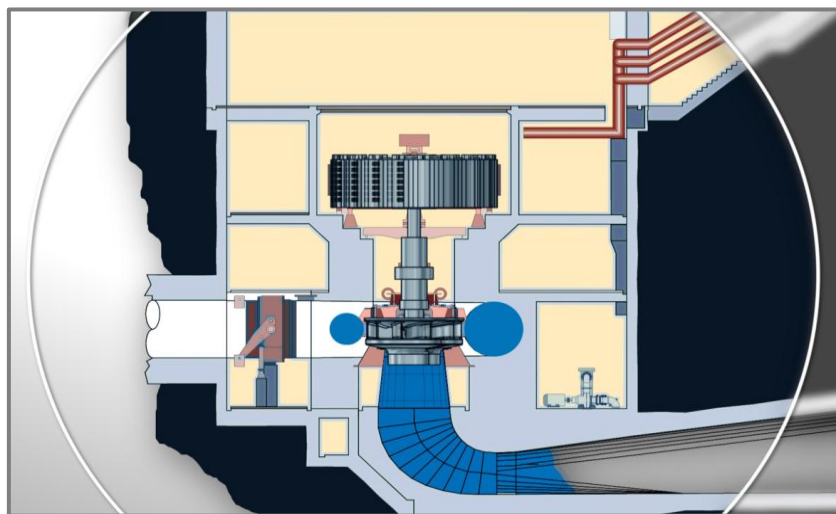
- Velocidad: 257 rpm.
- Factor de potencia: 0.85 (inductivo).
- Voltaje de generación: 13.80 kV.



**Figura 2.15:** Generador de Mazar (Fuente: celec.com.ec)

b) Rotor

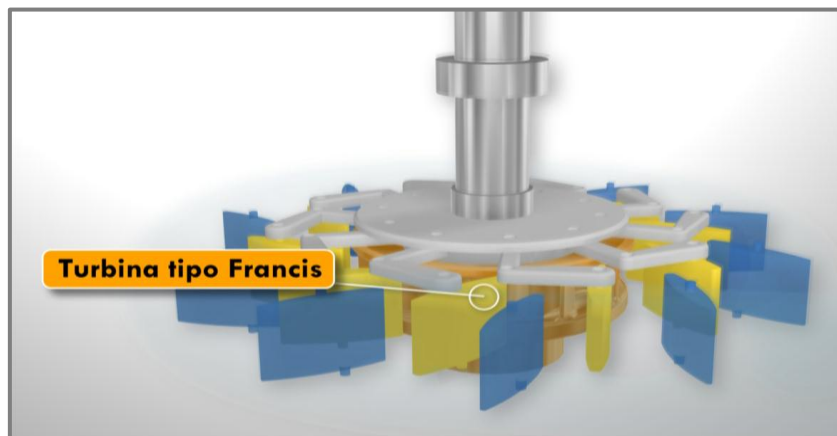
- Número de polos: 28.
- Sentido de rotación, visto desde encima: horario.



**Figura 2.16:** Rotor de Mazar (Fuente: celec.com.ec)

### c) Turbinas

- Número: 2.
- Tipo: Francis, de eje vertical.
- Caudal máximo por unidad: 70.55 metros cúbicos por segundo.
- Capacidad por unidad: 81.63 MW.
- Velocidad: 257.14 rpm.
- Potencia máxima: 91.83 MW.
- Caudal nominal por unidad: 67 metros cúbicos por segundo.
- Peso: 19800 kilogramos.



**Figura 2.17:** Turbina de Mazar (Fuente: celec.com.ec)

#### 2.2.2.12. Transformadores

Existen 2 transformadores trifásicos de circulación forzada de aceite (OF - WF). Igual que la casa de máquinas es subterránea (Figura 2.13 - Cámara de Transformación), y tiene una capacidad de 100 MVA y aumenta el voltaje de 13.80 a 230 kV. Los cables principales de 230 kV tienen aislamiento sólido (XLPE), con una longitud aproximada de recorrido de 700 metros.



**Figura 2.18:** Salida del transformador (Fuente: Diario El Comercio, 06/06/2010)

### 2.2.2.13. Subestación

La subestación SF6 se ubica en la cota 2213 m.s.n.m. junto al túnel de acceso a la cresta de la presa y sus dimensiones son 66.00 por 23.00 metros.



**Figura 2.19:** Patio de maniobras - subestación SF6 (Fuente: Caminosca, 2011)

Posee dos módulos con interruptores, seccionadoras y transformadores de corriente, dos entradas de transformador y dos salidas de líneas.

#### **2.2.2.14. Túneles Viales**

La longitud total de los túneles viales llega a 6.1 kilómetros, con un diámetro interno promedio de 10 metros.

### **2.3. Simulaciones Realizadas para Calibrar Modelos**

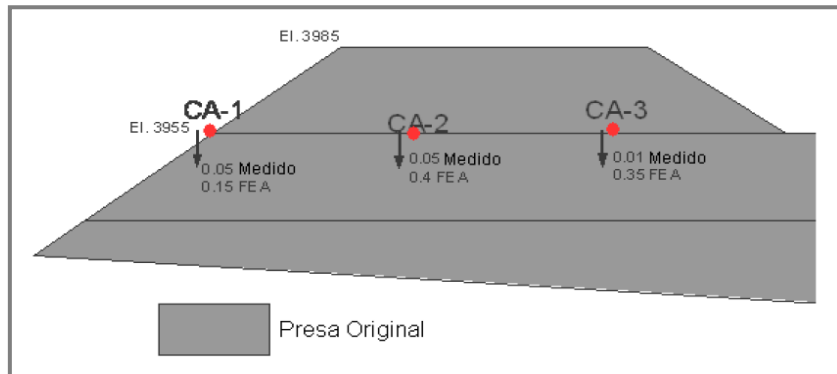
La validación del proceso de simulación, realizado por la empresa de ingeniería de consultoría colombiana Ingetec S.A., y que se presenta a continuación, consistió en el análisis de presas existentes, de cuyos comportamientos durante su construcción y llenado se tienen registros. El proceso de calibración del modelo consistió en comparar deformaciones medidas en el laboratorio con las calculadas, seguido por ajustes de los parámetros relevantes bajo fundamentos teóricos para reducir las discrepancias entre los dos valores.

#### **2.3.1. Presa Antamina**

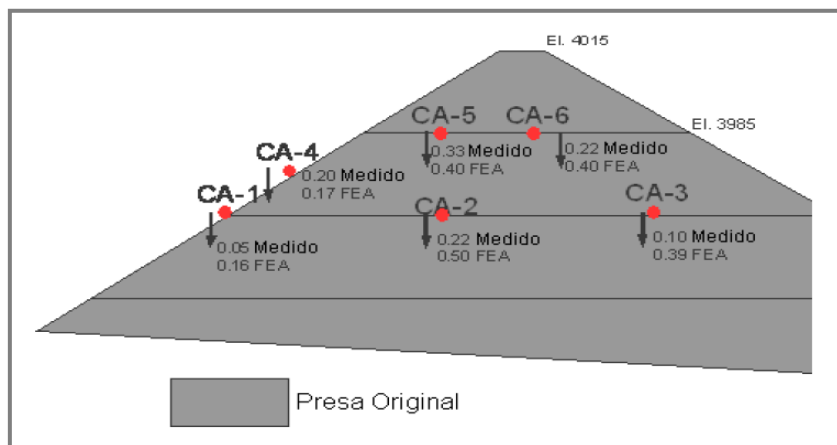
El desarrollo del modelo en tres dimensiones de la presa fue basado en la topografía detallada del sitio de la presa. De la Figura 2.20 a la 2.26 se ilustra una sección de la presa donde se comparan las mediciones de asentamientos en diferentes celdas y en diferentes etapas de construcción con asentamientos obtenidos del análisis numérico (Método de Elementos Finitos - FEA). En



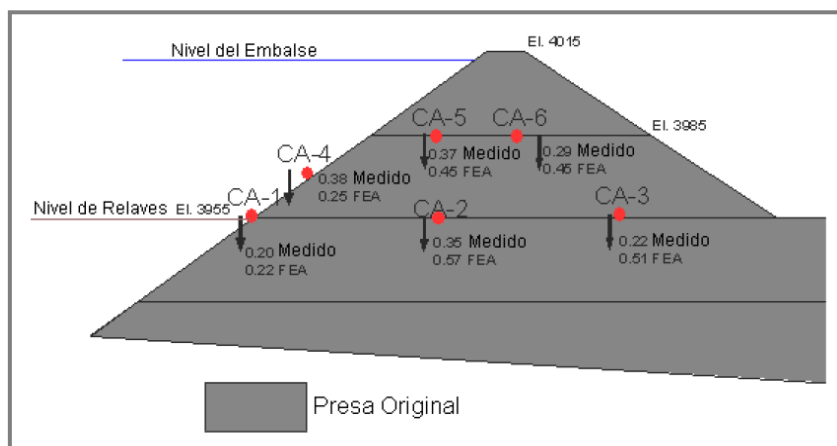
general las diferencias entre las deformaciones medidas y las calculadas fueron bajas.



**Figura 2.20:** Comparación de asentamientos (09/2000) (Fuente: Ingetec, 2007)



**Figura 2.21:** Comparación de asentamientos (02/2001) (Fuente: Ingetec, 2007)



**Figura 2.22:** Comparación de asentamientos (06/2001) (Fuente: Ingetec, 2007)

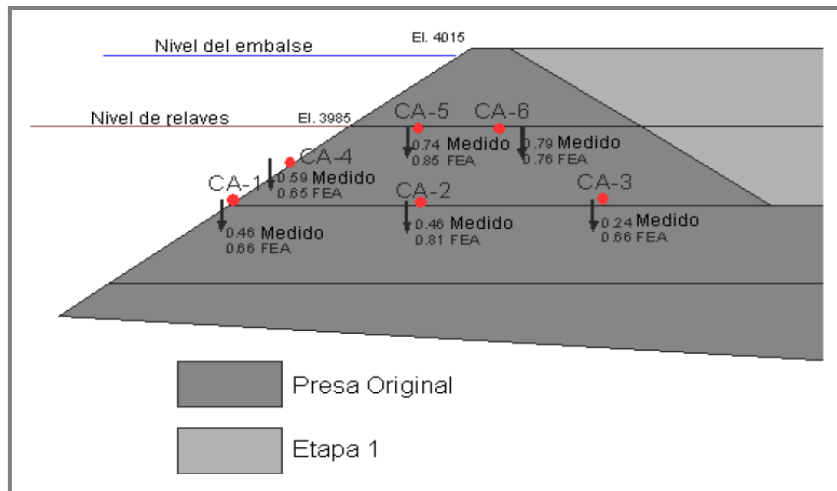


Figura 2.23: Comparación de asentamientos (02/2002) (Fuente: Ingetec, 2007)

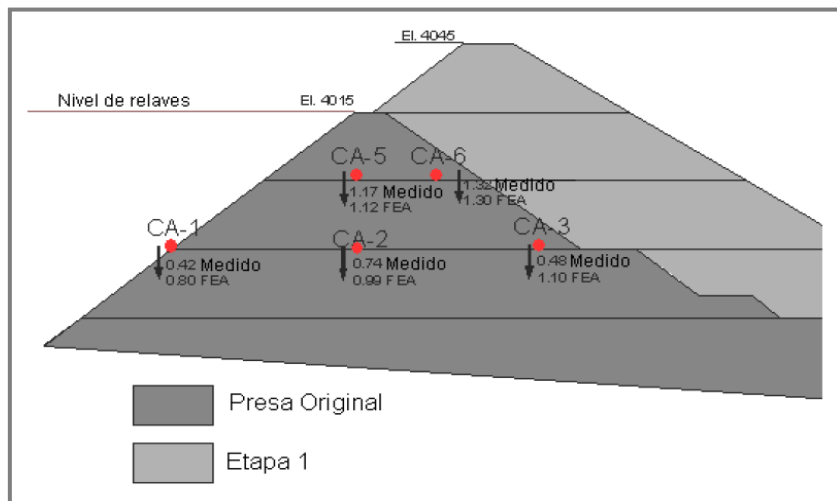


Figura 2.24: Comparación de asentamientos (04/2003) (Fuente: Ingetec, 2007)

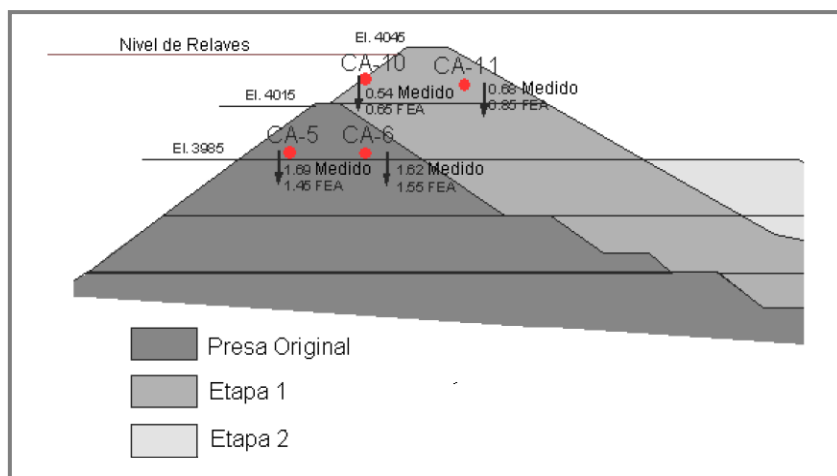
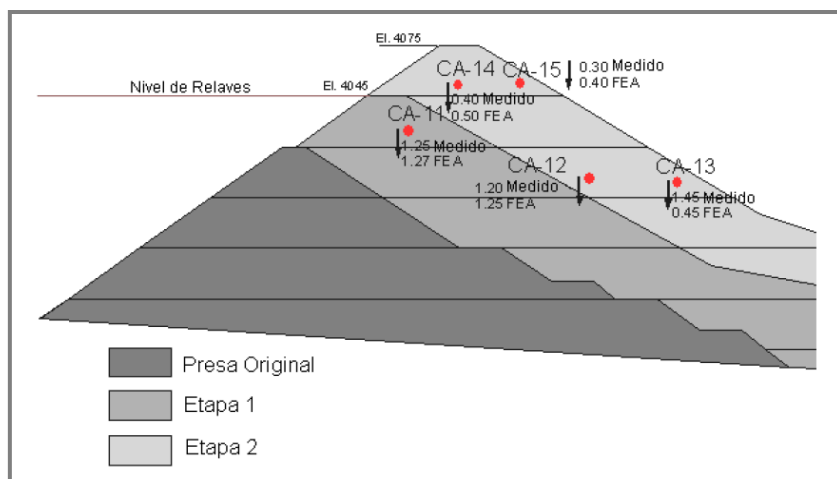


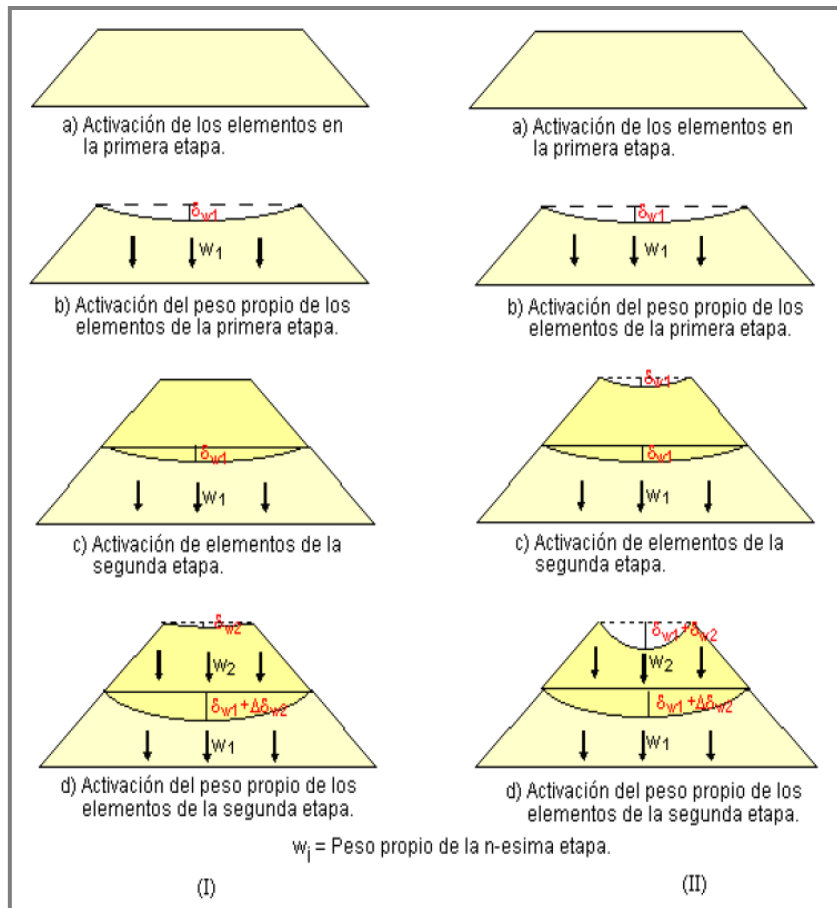
Figura 2.25: Comparación de asentamientos (02/2004) (Fuente: Ingetec, 2007)



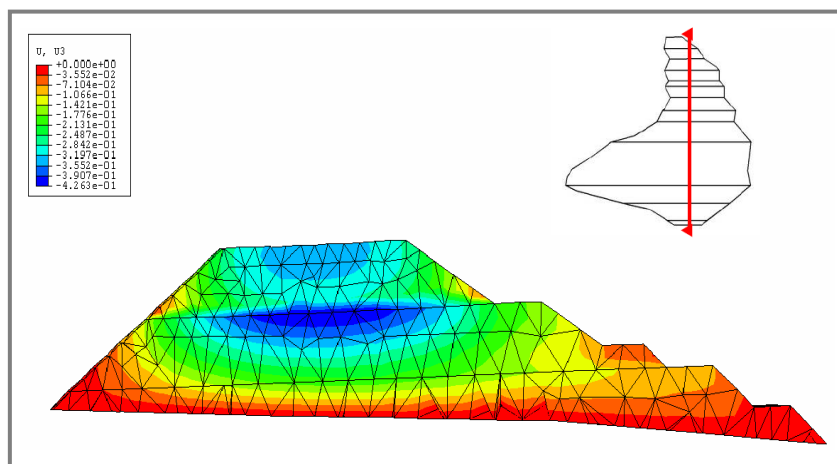
**Figura 2.26:** Comparación de asentamientos (06/2006) (Fuente: Ingetec, 2007)

Como se mencionó anteriormente, una simulación adecuada de la secuencia constructiva de la presa tiene que considerar la desactivación inicial de los elementos a construir. A medida que la presa es construida y los correspondientes elementos son actividades con su correspondiente peso propio, las etapas anteriores se asientan más debido al peso del nuevo material colocado. En este proceso, es importante que los elementos adicionales no reflejen las deformaciones de la geometría existente para evitar la acumulación de deformaciones irreales. La Figura 2.27 ilustra este concepto el cual es una deficiencia en varios códigos de elementos finitos.

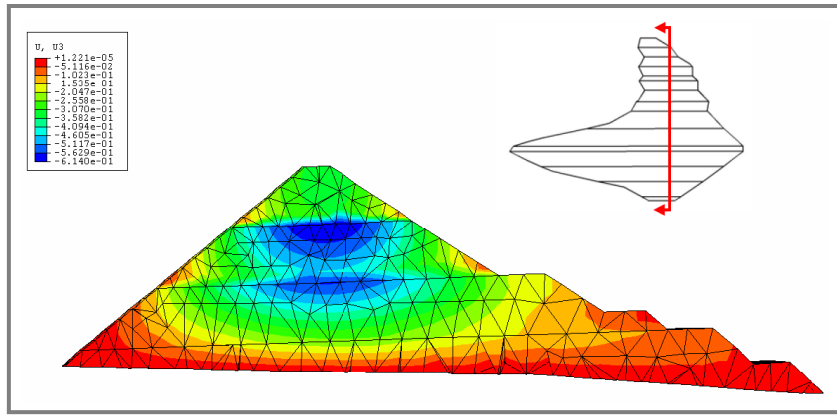
De la Figura 2.28 a la 2.34 se muestran los asentamientos para las diferentes etapas de calibración. Se puede observar la localización del máximo asentamiento y el patrón de desplazamientos verticales acumulados a medida que la presa es construida. La Figura 2.35 muestra las deformaciones horizontales al final del llenado del embalse, donde se puede observar que la mayor deformación ocurre alrededor del área central de la cara de hormigón.



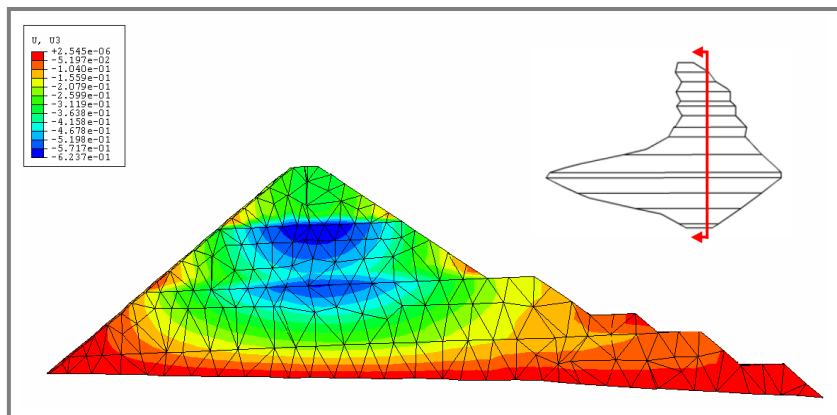
**Figura 2.27:** Modelación de la secuencia constructiva - (I) Modelación apropiada  
 (II) Modelación errónea (Fuente: Ingetec, 2007)



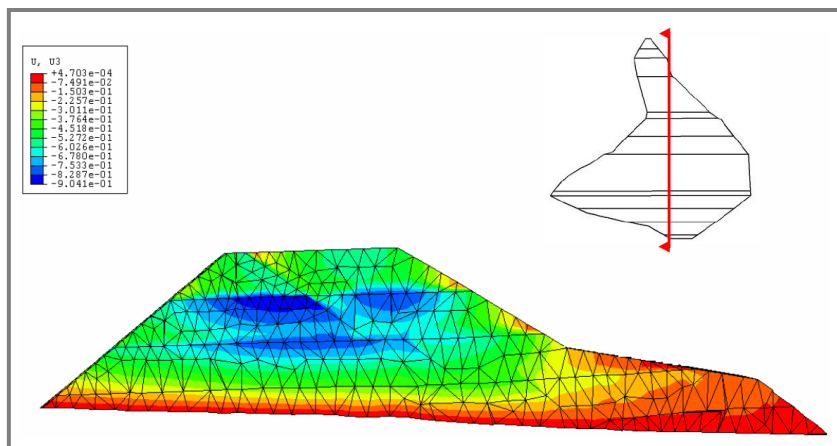
**Figura 2.28:** Asentamientos verticales calculados - Nivel cresta 3985 m.s.n.m.  
 (Septiembre 2000) (Fuente: Ingetec, 2007)



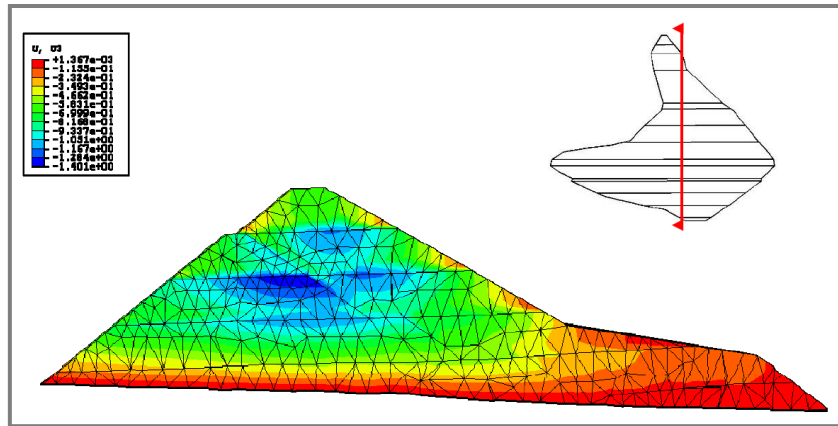
**Figura 2.29:** Asentamientos verticales calculados - Nivel cresta 4015 m.s.n.m.  
(Febrero 2001) (Fuente: Ingetec, 2007)



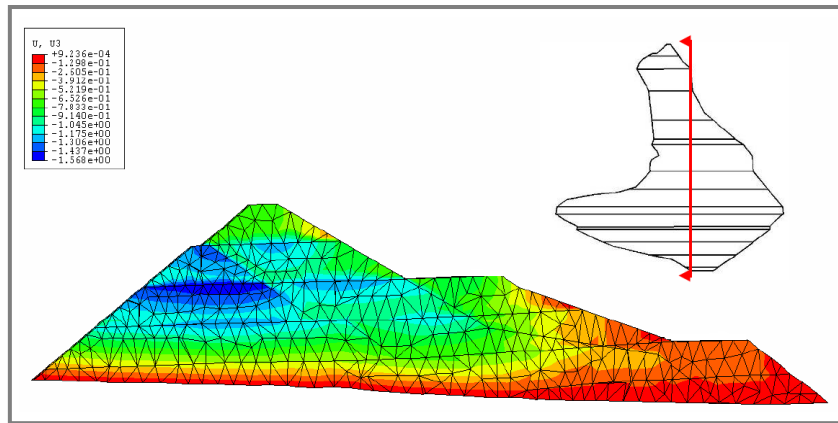
**Figura 2.30:** Asentamientos verticales calculados - Niveles cresta 4015, embalse  
4015, relaves 3955 m.s.n.m. (Junio 2001) (Fuente: Ingetec, 2007)



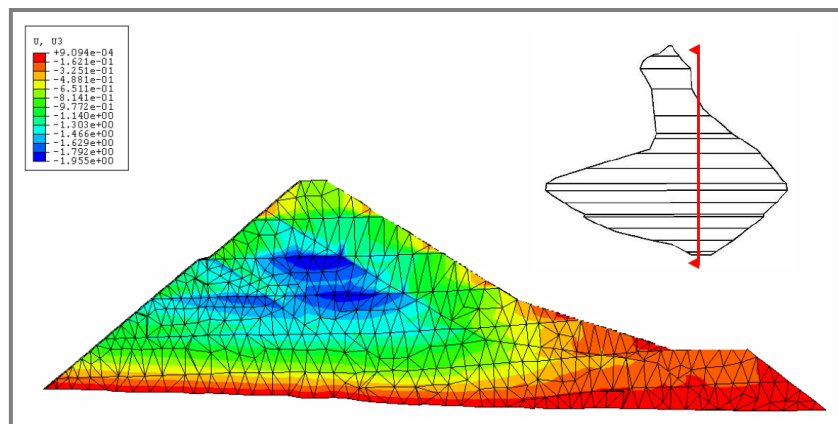
**Figura 2.31:** Asentamientos verticales calculados - Niveles cresta 4015, embalse  
4015, relaves 3985 m.s.n.m. (Febrero 2002) (Fuente: Ingetec, 2007)



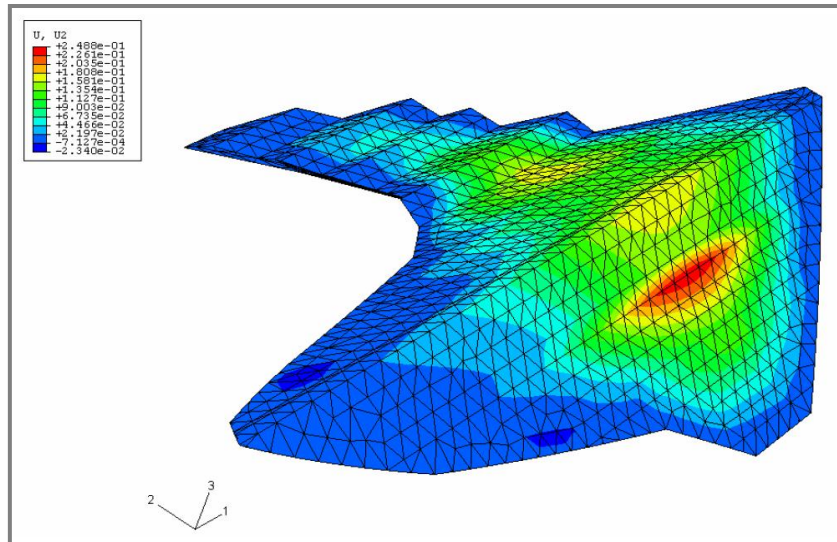
**Figura 2.32:** Asentamientos verticales calculados - Niveles cresta etapa 1  
4045, relaves 4015 m.s.n.m. (Abril 2003) (Fuente: Ingetec, 2007)



**Figura 2.33:** Asentamientos verticales calculados - Niveles cresta etapa 2  
3985, relaves 4045 m.s.n.m. (Febrero 2004) (Fuente: Ingetec, 2007)



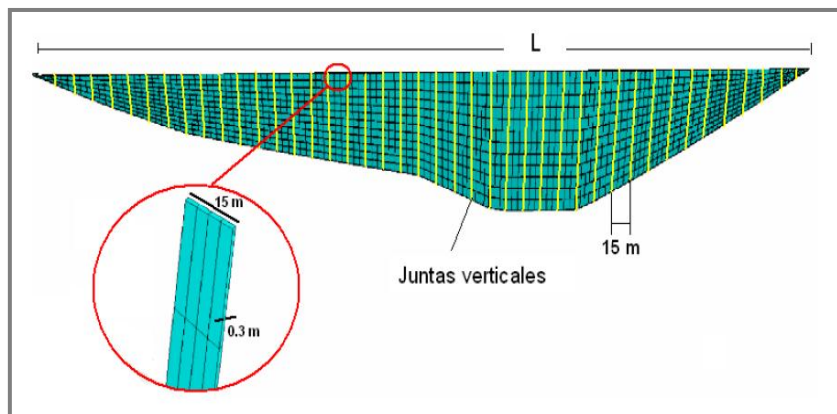
**Figura 2.34:** Asentamientos verticales calculados - Niveles cresta etapa 2  
4075, relaves 4045 m.s.n.m. (Junio 2006) (Fuente: Ingetec, 2007)



**Figura 2.35:** Deformaciones horizontales al final del llenado del embalse

(Fuente: Ingetec, 2007)

Por otro lado, la cara de hormigón fue modelada con losas independientes de 15 metros de ancho distribuidas a lo ancho de la cara de hormigón, tal como se presenta a continuación:



**Figura 2.36:** Geometría y malla de elementos finitos de la cara de hormigón

de la presa Antamina (Fuente: Ingetec, 2007)

Para las juntas verticales, se definió una interfase que permite el desplazamiento relativo de las losas y la apertura de las juntas. En este modelo fue necesario incluir una interfase adicional para modelar la interacción de los

relaves sobre la cara de hormigón. Esta interfase la cara de hormigón y los relaves fue modelada con elementos especiales de contacto con un coeficiente de fricción de 0.45. La incorporación de este tipo de elementos fue importante para estimar los esfuerzos transferidos a la cara de hormigón por el asentamiento de los relaves sobre la cara de hormigón.

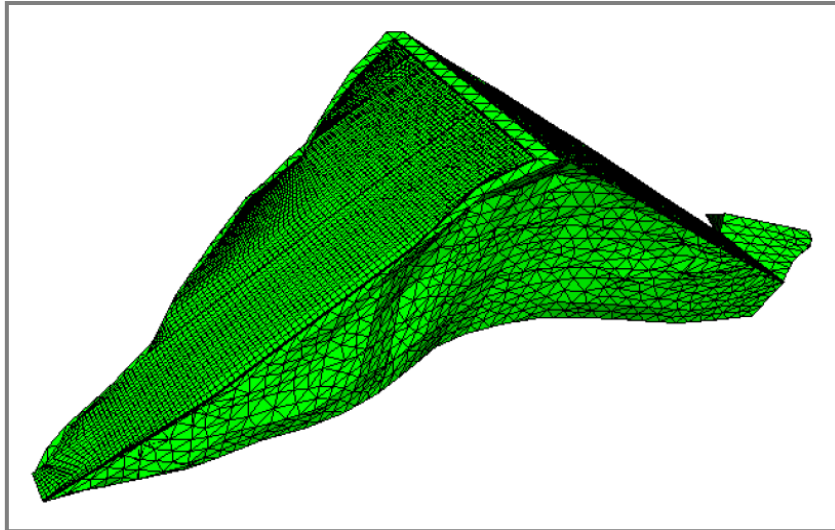
Con los análisis numéricos de la presa Antamina fue posible reproducir adecuadamente las deformaciones medidas en la presa y estimar una distribución de esfuerzos a través de la secuencia constructiva que reprodujera el comportamiento observado en campo. Esto representó la primera validación del proceso de modelación utilizado.

### **2.3.2. Presa Golillas**

La presa Golillas (Colombia), es una presa de gravas con cara de hormigón de 125 metros de altura. Esta presa tiene un factor de forma  $A/H^2$  cercano a 1.00 y los estribos tienen inclinaciones superiores a  $60^\circ$ .

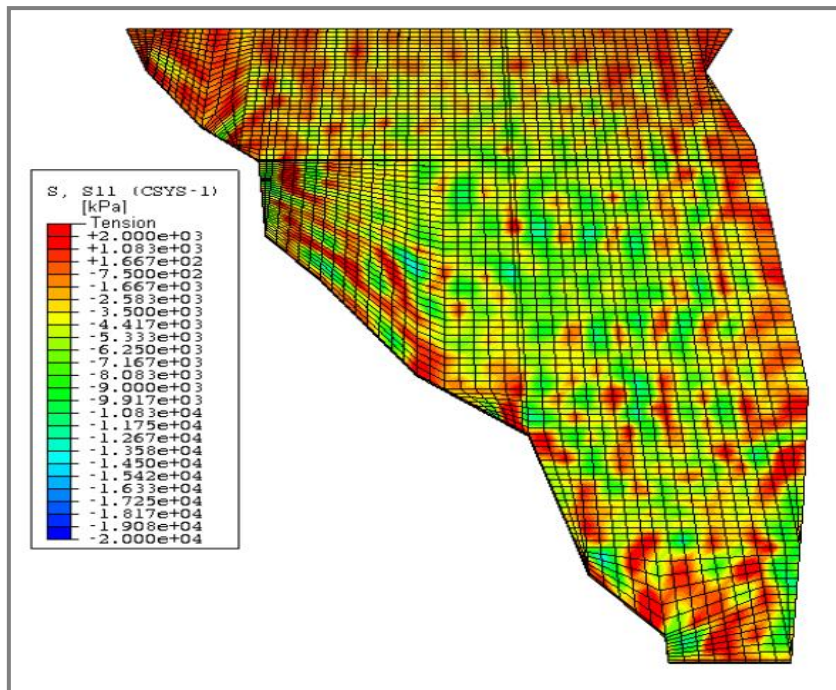
El desarrollo del modelo en tres dimensiones de la presa Golillas se basó en la topografía detallada del sitio de la presa y en registros detallados de la secuencia constructiva e instrumentación. La Figura 2.37 se muestra el modelo de la presa. El comportamiento singular de la presa radica en las características de las deformaciones ocurridas en dirección normal al eje de la cara de hormigón. En esta presa se obtuvieron movimientos relativamente uniformes en toda la cara, destacando que la cara de hormigón se desplazó considerablemente en los estribos.



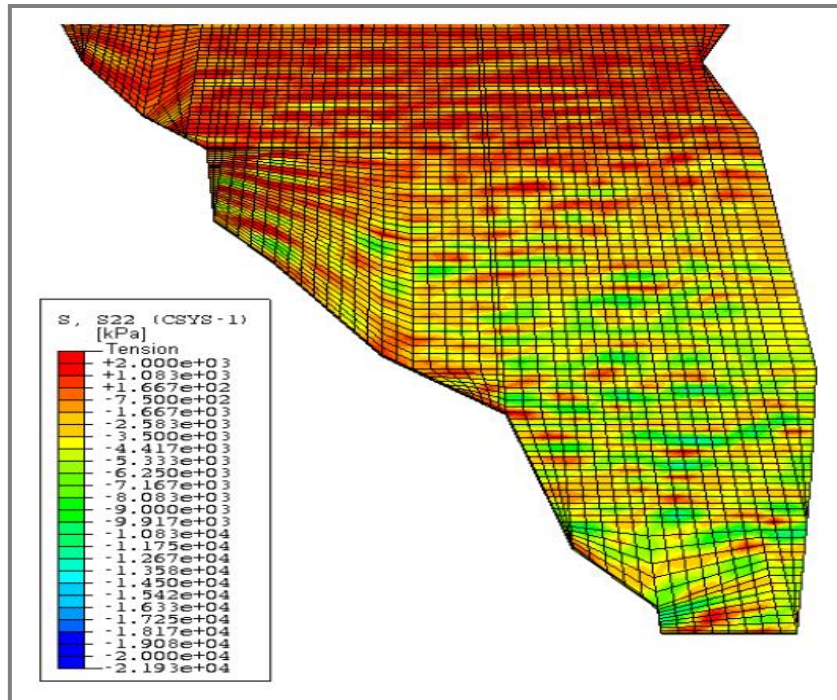


**Figura 2.37:** Modelo de la presa Golillas (Fuente: Ingetec, 2007)

La Figura 2.38 y la Figura 2.39 presentan esfuerzos en ambas direcciones (horizontales y en dirección del talud). Se observa que en ambos casos el nivel de esfuerzos en la cara es menor a 10 MPa, y en su mayoría cercanos a los 6 MPa.

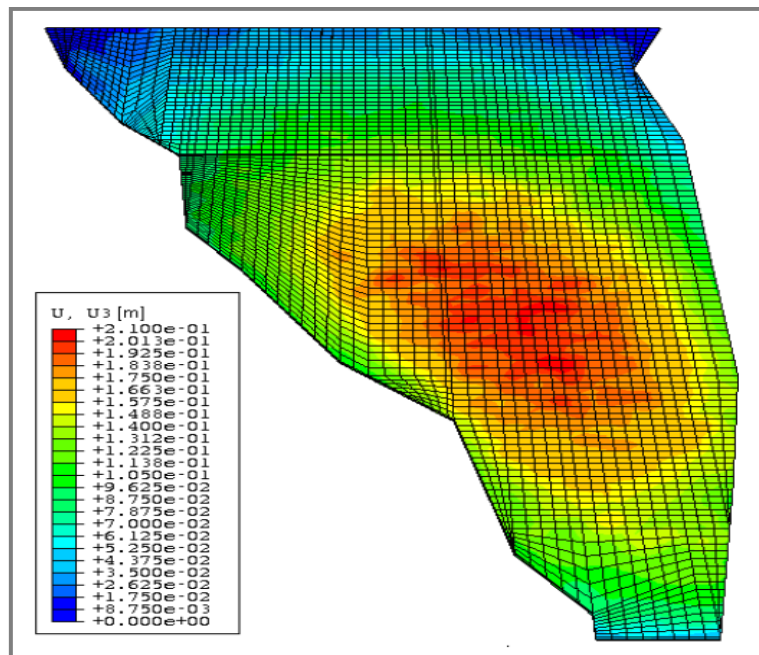


**Figura 2.38:** Contorno esfuerzo horizontal - Llenado. (Fuente: Ingetec, 2007)



**Figura 2.39:** Contorno esfuerzo dirección del talud - Llenado (Fuente: Ingetec, 2007)

La Figura 2.40 se ilustran los desplazamientos en dirección perpendicular a la cara.

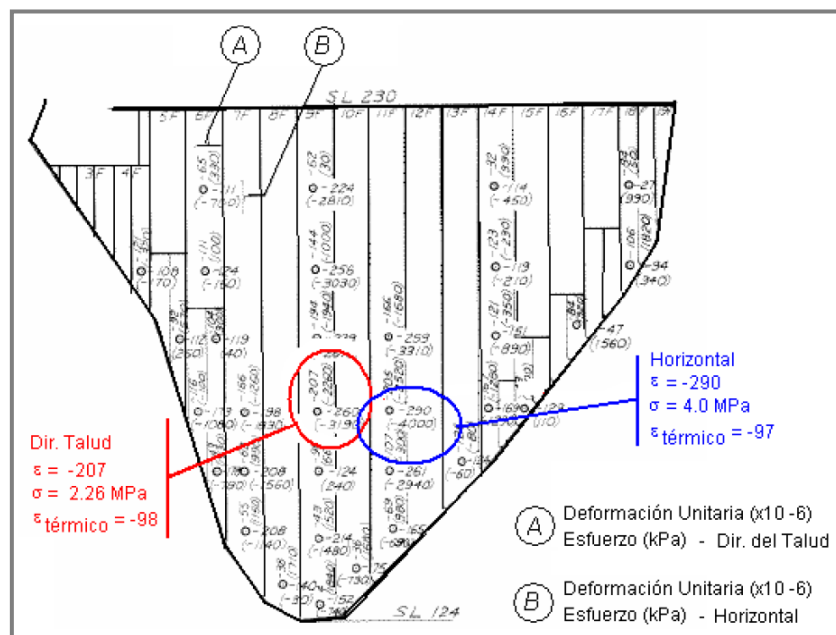


**Figura 2.40:** Contorno de desplazamientos perpendiculares a la cara de la presa Golillas (Fuente: Ingetec, 2007)

Se observa en la Figura 2.40 que el desplazamiento en los estribos es del orden de 15 centímetros y es un movimiento bastante uniforme a lo largo de los dos estribos. Esto concuerda con lo ocurrido en la realidad, donde después del primer llenado de la presa, tanto el enrocado como la cara de hormigón se movieron relativamente uniforme debido a la aplicación de la carga hidrostática.

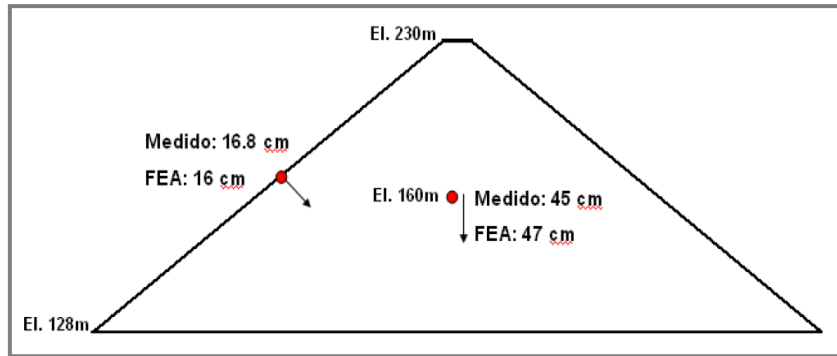
### 2.3.3. Presa Cethana

Otro caso de validación y calibración del proceso de modelación fue con la presa Cethana (Australia) de 110 metros de altura, la cual fue instrumentada extensamente (Fitzpatrick et. al 1973). La Figura 2.41 muestra las deformaciones unitarias en dirección horizontal y en la dirección paralela al talud medidas en la cara de hormigón y los correspondientes cálculos de esfuerzos.



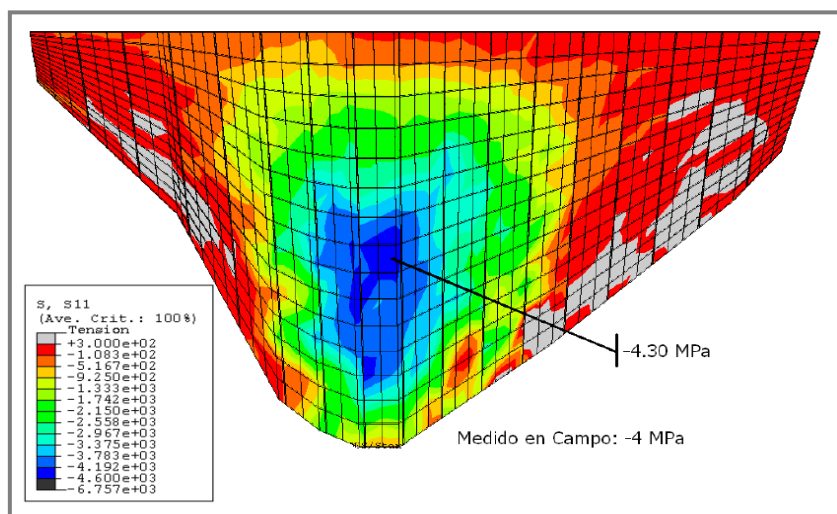
**Figura 2.41:** Deformación unitaria y esfuerzos en dirección horizontal y del talud en la cara de hormigón (Fuente: Ingetec, 2007)

En la Figura 2.42 se comparan las deformaciones medidas durante construcción y primer llenado con las obtenidas después de calibrar el modelo. Con los registros de instrumentación presentados por Fitzpatric et. al (1973), fue posible comparar no solamente deformaciones del relleno sino las deformaciones unitarias y esfuerzos.

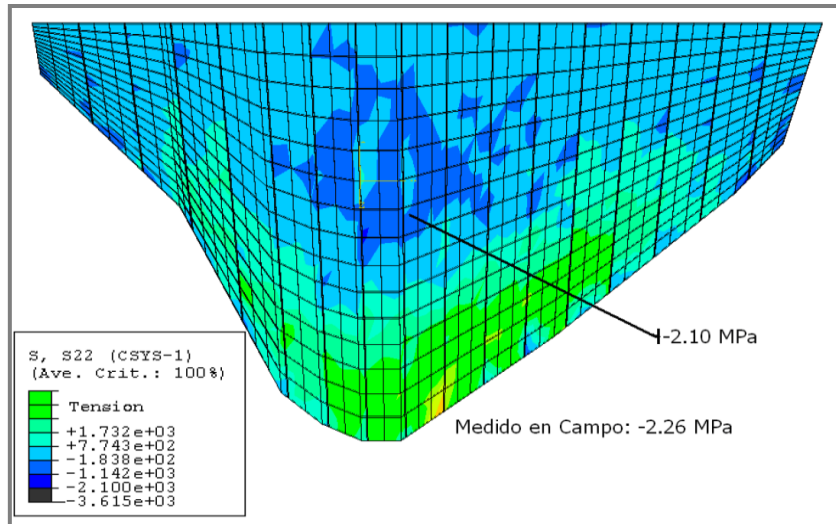


**Figura 2.42:** Deformación en el enrocado medida en campo y deformación calibrada en el modelo (Fuente: Ingetec, 2007)

Las Figuras 2.43 y 2.44 comparan los esfuerzos a compresión en dirección del talud y horizontales con los valores máximos registrados.

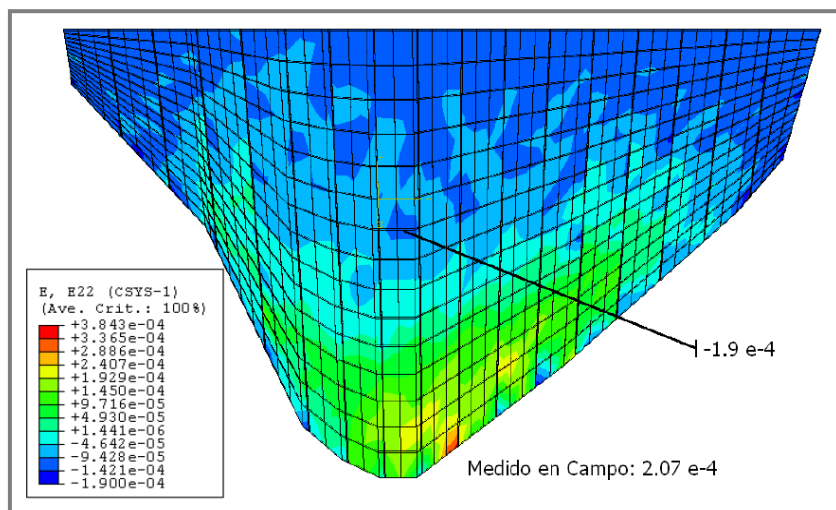


**Figura 2.43:** Esfuerzos horizontales calculados comparados con el medido en campo (Fuente: Ingetec, 2007)

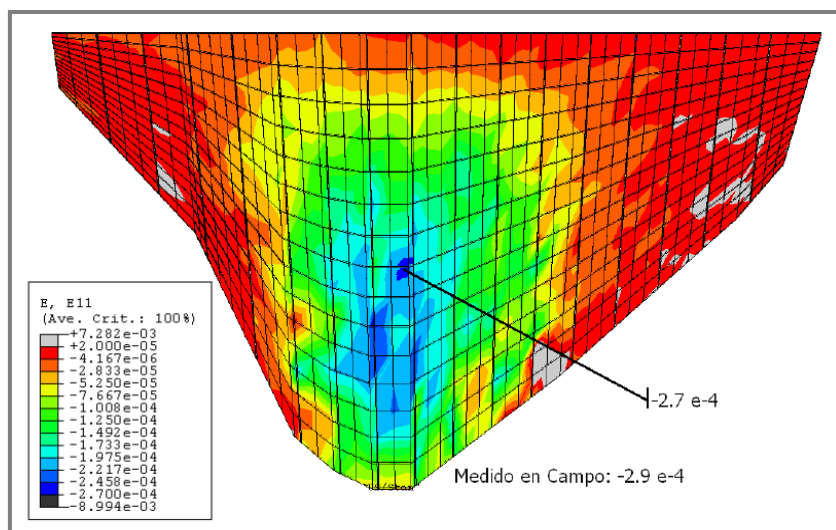


**Figura 2.44:** Esfuerzos en dirección de talud calculados comparados con el medido en campo (Fuente: Ingetec, 2007)

Las Figuras 2.45 y 2.46 comparan las deformaciones unitarias medidas y calculadas. Como se puede observar en los resultados, fue posible obtener por medio de la modelación en tres dimensiones de la presa Cethana valores que se comparan apropiadamente con los registrados en campo. Esto valida nuevamente el proceso de modelación desarrollado.



**Figura 2.45:** Deformaciones unitarias en dirección del talud calculadas comparados con el medido en campo (Fuente: Ingetec, 2007)

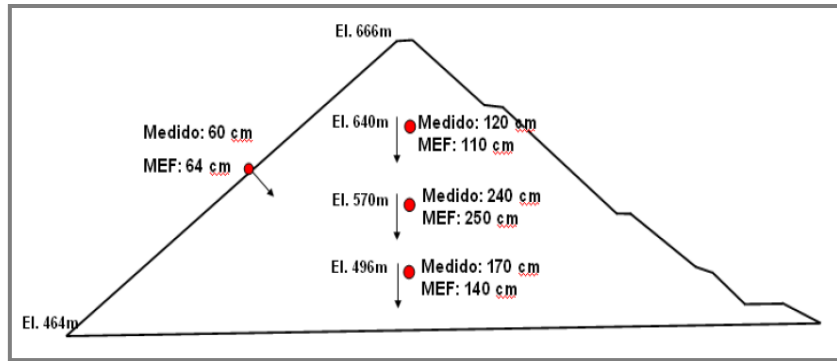


**Figura 2.46:** Contorno deformación unitaria horizontal calculado comparados con el medido en campo (Fuente: Ingetec, 2007)

#### 2.3.4. Presa Campos Novos

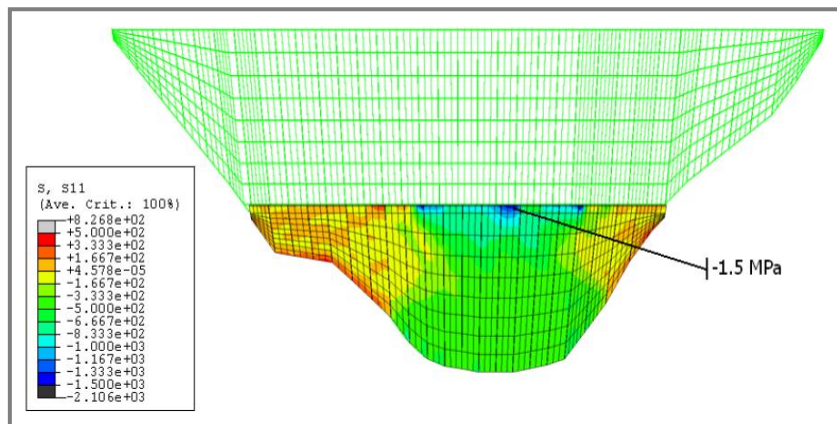
El relleno de Campos Novos (Brasil) es un basalto altamente compresible en donde se obtuvieron módulos entre 40 y 60 MPa. Adicionalmente, en el diseño de esta presa se consideró que debido a su ubicación en zona de baja sismicidad, el talud aguas arriba de la presa sea 1.3:1.0 mientras el talud aguas abajo 1.4:1.0.

El desarrollo del modelo en tres dimensiones se realizó igual que para el caso de la presa de Cethana, a partir de la sección transversal de la cara de hormigón y teniendo en cuenta los taludes externos del relleno. Esto fue necesario, debido a que no se tiene una topografía detallada del sitio de la presa. La Figura 2.47 compara las deformaciones registradas por la instrumentación y las calculadas.

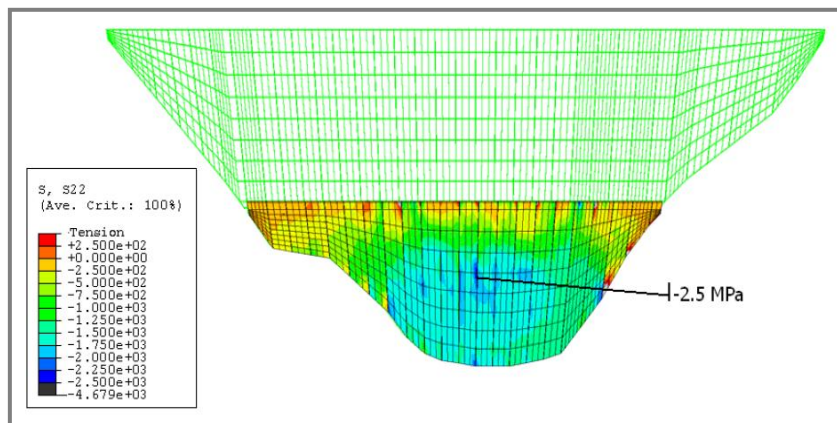


**Figura 2.47:** Deformaciones en el enrocado medida en campo y calibrada en el modelo (Fuente: Ingetec, 2007)

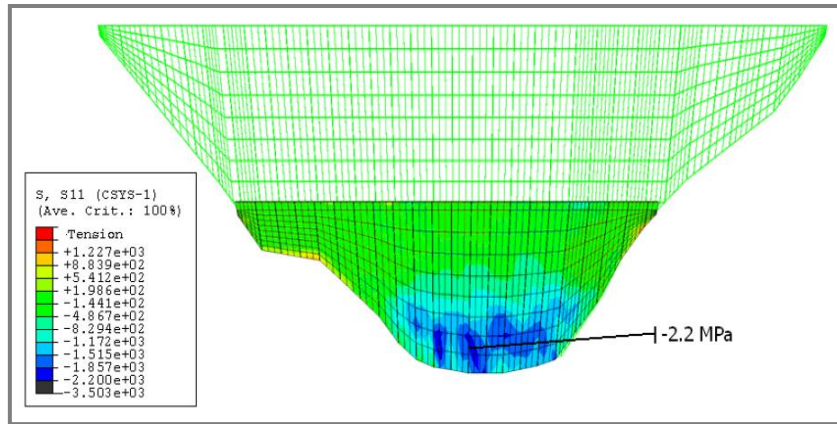
De la Figura 2.48 a la 2.53 se muestra el desarrollo del esfuerzo en las direcciones horizontal y del talud, a través de la secuencia constructiva.



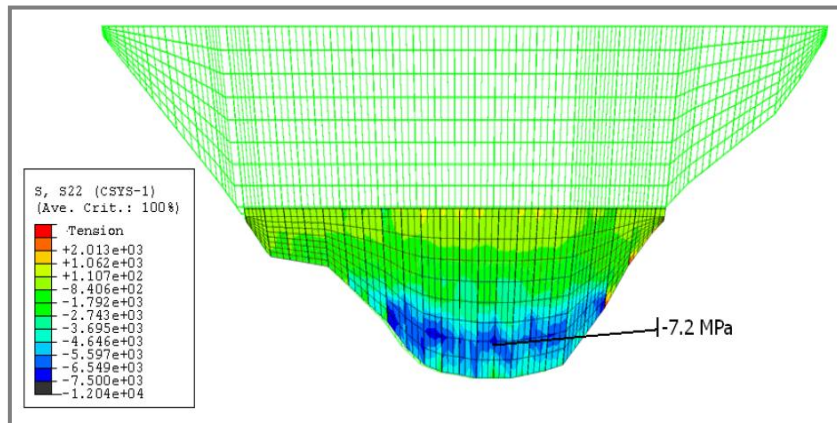
**Figura 2.48:** Esfuerzos horizontales - Sin relleno (Fuente: Ingetec, 2007)



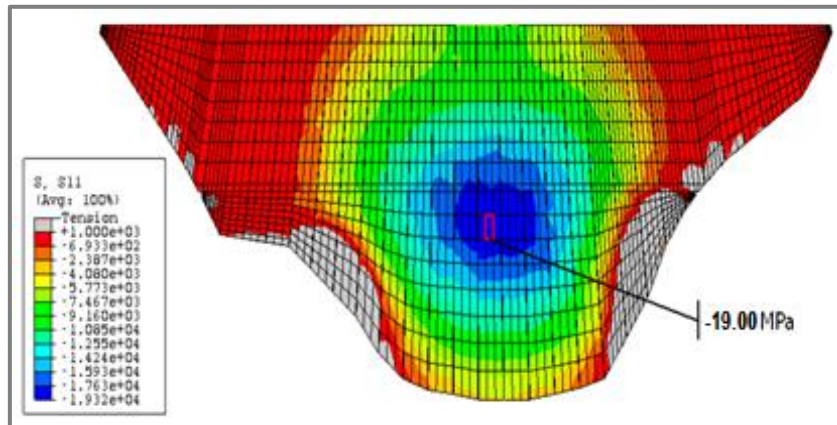
**Figura 2.49:** Esfuerzos en dirección del talud - Sin relleno (Fuente: Ingetec, 2007)



**Figura 2.50:** Esfuerzos horizontales - Más relleno (Fuente: Ingetec, 2007)

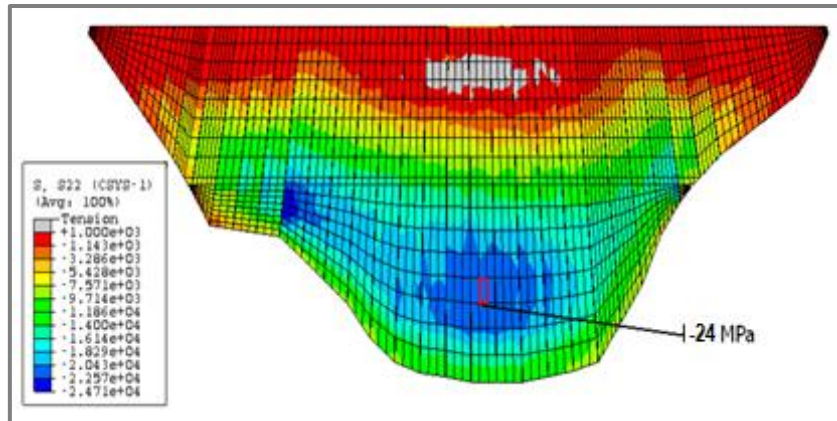


**Figura 2.51:** Esfuerzos en dirección del talud - Más relleno (Fuente: Ingetec, 2007)



**Figura 2.52:** Esfuerzo horizontales - Llenado (Fuente: Ingetec, 2007)





**Figura 2.53:** Esfuerzos en dirección del talud - Llenado (Fuente: Ingetec, 2007)

En el conjunto de figuras anteriores, se puede observar que la predicción de los esfuerzos en la dirección del talud que se estimaron durante la construcción de la presa y bajo la carga del primer embalse está alrededor de 24 MPa lo cual supera la resistencia del hormigón (21 MPa). Adicionalmente, estos esfuerzos a compresión en la dirección del talud siguen aproximadamente una dirección paralela al estribo que se compara con lo observado en campo. Los esfuerzos horizontales, aunque levemente menores a los desarrollados en la dirección del talud, alcanzan valores cercanos a los 21 MPa.

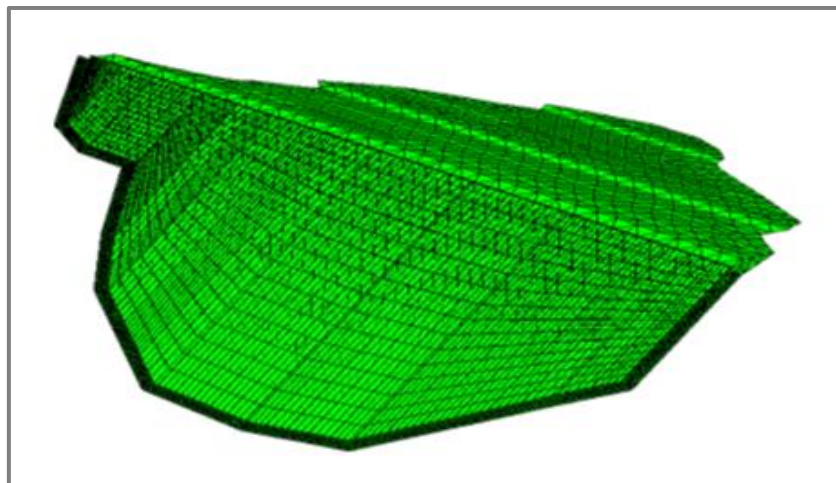
Estos resultados demuestran que con la capacidad computacional disponible actualmente y por medio de un análisis numérico detallado se pueden estimar los niveles de esfuerzos que se generan en una cara de hormigón bajo unas condiciones de deformabilidad y compresibilidad del enrocado.

### 2.3.5. Presa Cajón

La presa Cajón (México) tiene una altura de 190 metros y un factor de forma del cañón  $A/H^2$  igual a 3.1, y en términos de geometría es comparable a las

presas Campos Novos y Barra Grande. Sin embargo los módulos alcanzados durante construcción fueron superiores, alrededor de 145 MPa, y hasta la fecha ha presentado un comportamiento excelente con filtraciones inferiores a 140 litros por segundo.

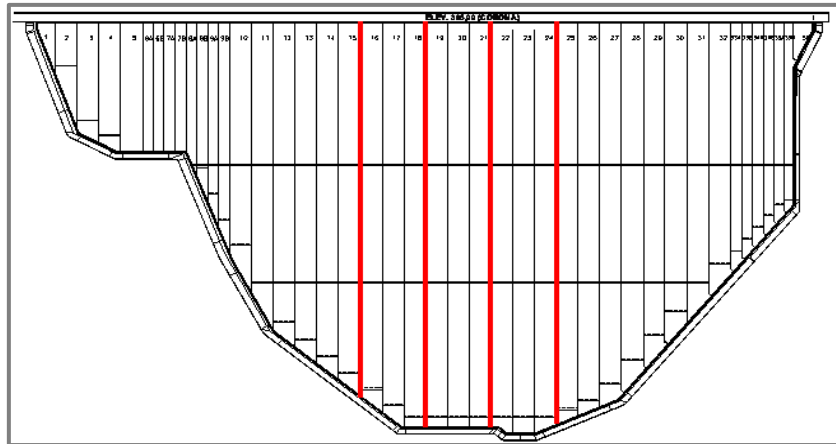
El desarrollo del modelo en tres dimensiones de la presa se basó en la topografía detallada del sitio y en registros detallados de la secuencia constructiva. La Figura 2.54 muestra el modelo de la presa. La cara de hormigón tiene cuatro juntas en la sección central a las cuales se les colocó madera con un módulo de 11.7 GPa (Figura 2.55). Adicionalmente se instalaron medidores de juntas los que sirvieron para la calibración del modelo.



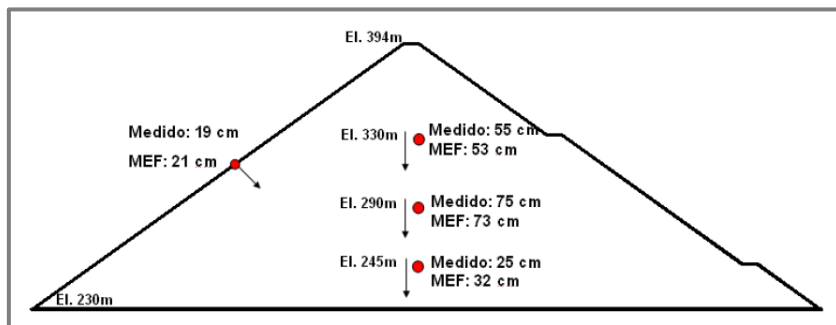
**Figura 2.54:** Modelo de la Presa Cajón (Fuente: Ingetec, 2007)

La Figura 2.56 compara las deformaciones registradas por la instrumentación con las calculadas en los análisis. Las Figuras 2.57 y 2.58 presentan los contornos de esfuerzos en las direcciones horizontales y del talud. Los resultados determinan que con las deformaciones que se han registrado hasta la fecha en la presa Cajón no se debe esperar ningún tipo de problemas significativos asociados con el desarrollo de esfuerzos a compresión mayores a

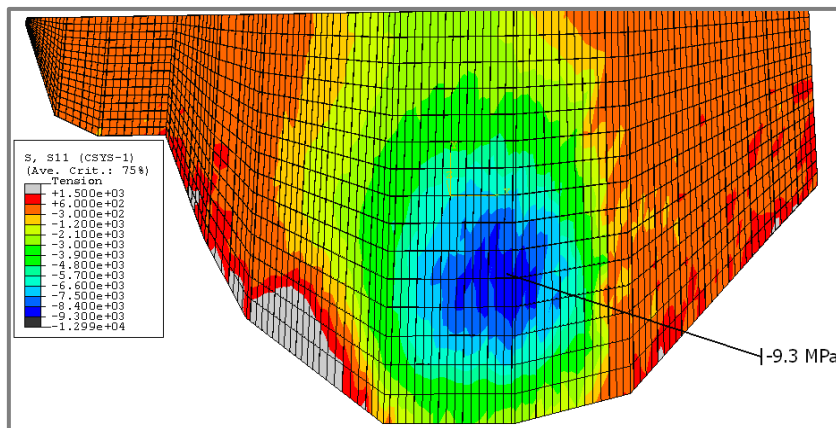
la resistencia del hormigón. Esto concuerda con los datos de la instrumentación que registran hasta la fecha un excelente comportamiento de la cara de hormigón y en general de la presa.



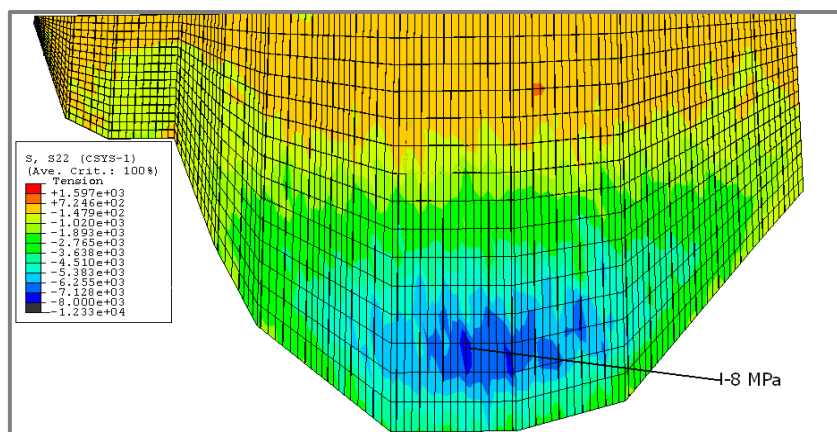
**Figura 2.55:** Distribución de las cuatro juntas en madera (Fuente: Ingetec, 2007)



**Figura 2.56:** Asentamientos medidos y calculados (Fuente: Ingetec, 2007)



**Figura 2.57:** Esfuerzos horizontales - Llenado (Fuente: Ingetec, 2007)



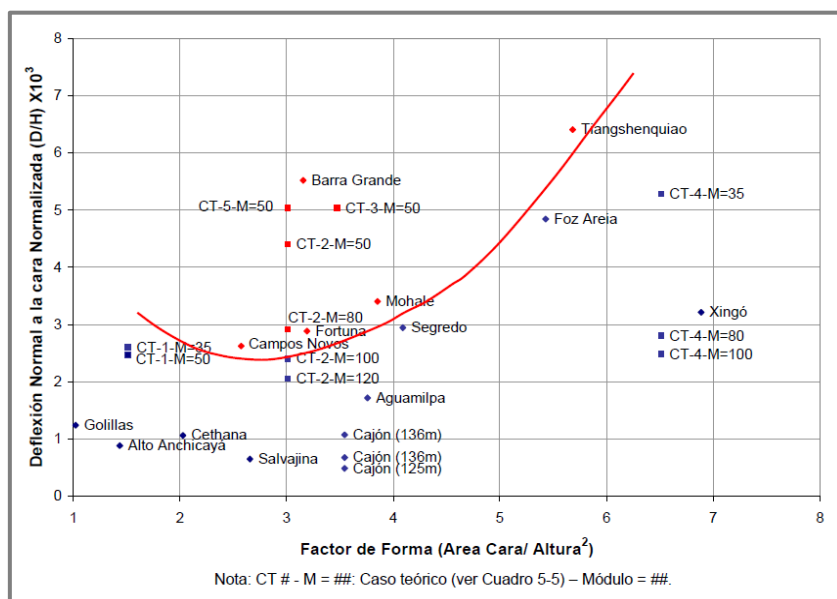
**Figura 2.58:** Esfuerzos en dirección del talud - Llenado (Fuente: Ingetec, 2007)

### 2.3.6. Casos teóricos

En el Cuadro 2.1, se presenta una curva empírica que describe el comportamiento de las presas de enrocado con cara de hormigón en términos de deformaciones normales a la losa normalizada con la altura de la presa versus el factor de forma  $A/H^2$ , donde se establece la tendencia observada, mediante la separación de zonas donde el comportamiento de las presas ha sido favorable y una zona en donde han observado agrietamientos. Esta curva está basada en los pocos casos donde se han registrado fisuramientos en las caras de hormigón debido a esfuerzos a compresión horizontales, los cuales se ha identificado que los factores que controlan este comportamiento son la forma del cañón y la deformación normal a la losa.

Con la capacidad computacional demostrada con los casos anteriores, los análisis numéricos representan una herramienta con la cual mediante el desarrollo de casos teórico se pueden obtener datos adicionales que ayuden a refinar la localización de dicha curva.

**Cuadro 2.1:** Deflexión de la cara de hormigón en función del factor de forma, con énfasis en los casos donde se han registrado fisuramientos (Fuente: Ingetec, 2007)



En la siguiente tabla se presentan las características de los 5 casos teóricos que se han desarrollado y que han ayudado a establecer un rango más exacto de la curva. Esta curva está en un continuo proceso de actualización a medida que se analicen casos existentes donde se tiene información.

**Tabla 2.1:** Características de los casos teóricos desarrollados (Fuente: Ingetec, 2007)

		Cara de Hormigón			Enrocado		
	<b>CT</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	
<b>Cara de hormigón</b>	<b>b</b>	5	50	100	305	140	
	<b>H'</b>	243.50	284.20	284.20	203	284.20	
	<b>H</b>	150	175	175	125	175	
	<b>α<sub>1</sub></b>	61	46	46	46	57	
	<b>α<sub>2</sub></b>	61	46	46	46	57	
	<b>Base</b>	275.10	599	649	697.10	509.20	
	<b>A</b>	34122	92237	106449	101734	92264	
	<b>A/H<sup>2</sup></b>	1.52	3.01	3.48	6.51	3.01	

<b>Enrocado</b>	$\beta_1$	38	38	38	38	38
	$\beta_2$	38	38	38	38	38
	<b>d</b>	10	10	10	10	10
	<b>Base</b>	394	458	458	330	458

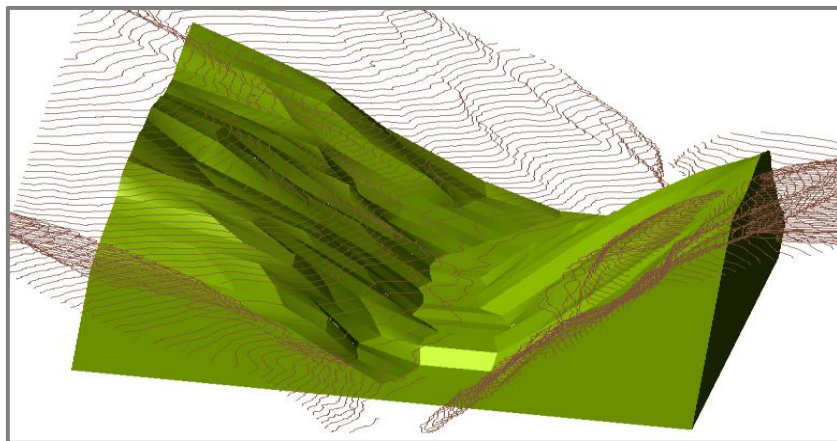
## 2.4. Descripción del Cálculo y el Proceso Constructivo

### 2.4.1. Descripción del Cálculo de la Presa Mazar

A continuación se presenta la descripción del cálculo de la presa Mazar, el cual fue realizado por la empresa Ingetec S.A., y proporcionado por Hidropaute S.A.

#### 2.4.1.1. Descripción del Modelo de Elementos Finitos

El desarrollo del modelo tridimensional de elementos finitos de la presa Mazar se basó en la topografía del terreno del sitio de implantación, y en la secuencia constructiva que se proyectó para la presa. Este modelo fue trabajado con el código multipropósito de elementos finitos ABAQUS (Hibitt, Karlsson and Sorensen 2006).

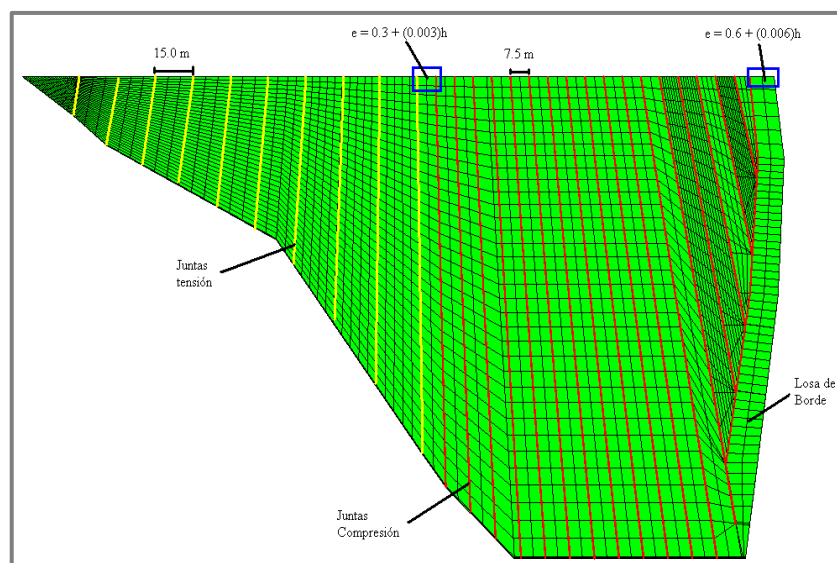


**Figura 2.59:** Topografía del sitio de la presa (Fuente: Ingetec, 2007)



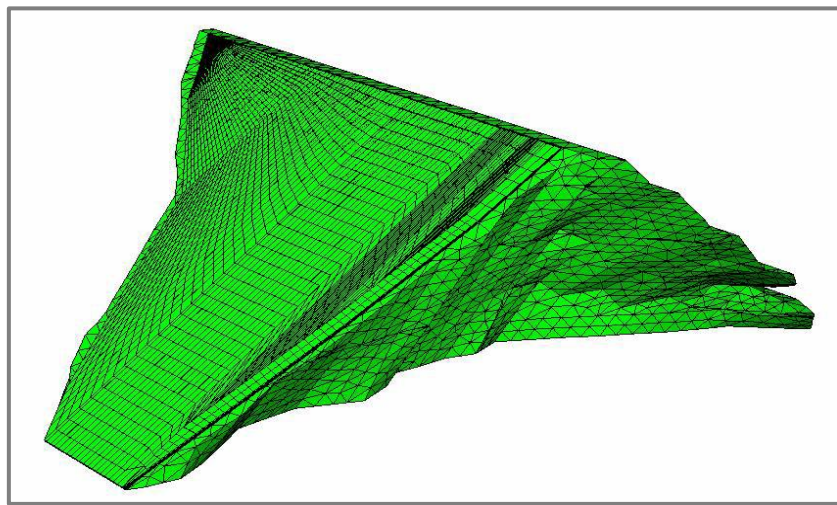
**Figura 2.60:** Geometría final de la presa Mazar (Fuente: Ingetec, 2007)

La cara de hormigón fue modelada con elementos hexaedros de espesor variable basados en la ecuación  $e = 0.30 + 0.003(H)$ . La Figura 2.61 muestra la geometría de la cara de hormigón, la distribución de las losas y la malla de elementos finitos. Cada losa fue modelada de forma independiente con elementos de interface entre las losas para modelar el comportamiento de la junta. Para modelar de manera correcta, el espesor real de las losas y el peso correspondiente al hormigón fueron incluidos en la simulación.

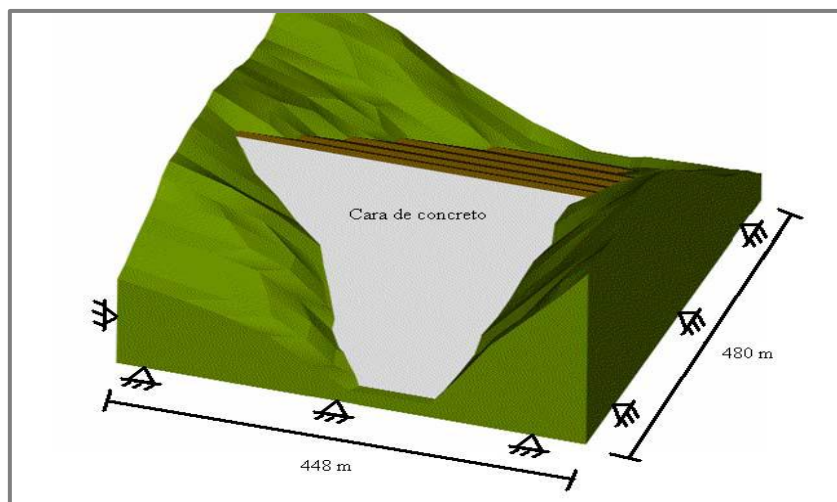


**Figura 2.61:** Malla de elementos finitos - Cara de hormigón (Fuente: Ingetec, 2007)

El enrocado fue modelado con elementos tetraedros sólidos modificados. Estos elementos incluyen una función de segundo orden de interpolación que proporciona una mayor precisión, permite el mallado de geometría irregular y es más conveniente para problemas con fuerzas de contacto. La Figura 2.62 muestra la malla de elementos finitos de la presa. Condiciones de frontera fijas fueron impuestas en el modelo como se ilustra en la Figura 2.63. La densidad de la malla de elementos finitos consta de 75121 elementos y 29342 nodos.



**Figura 2.62:** Malla de elementos finitos – Presa Mazar (Fuente: Ingetec, 2007)

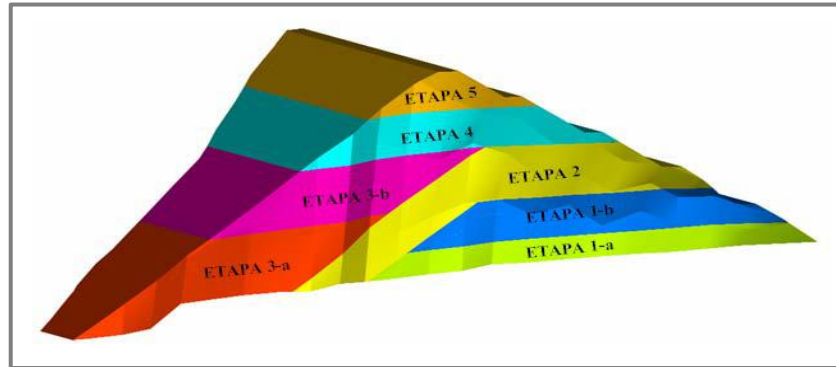


**Figura 2.63:** Dimensiones y condiciones de frontera (Fuente: Ingetec, 2007)



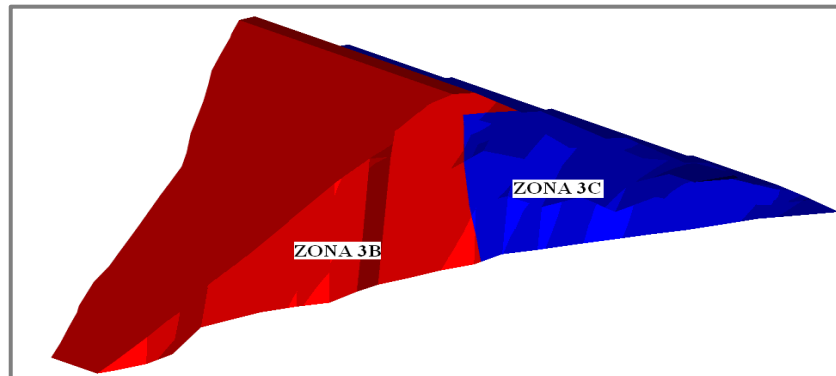
#### 2.4.1.2. Secuencia Constructiva – Condiciones de Carga

El código de elementos finitos de ABAQUS permitió incorporar la definición detallada de una secuencia constructiva. La secuencia constructiva de la presa de Mazar fue proyectada en siete etapas como se ilustran en la Figura 2.64.



**Figura 2.64:** Secuencia constructiva de la presa de Mazar (Fuente: Ingetec, 2007)

La Figura 2.65 muestra la zonificación principal del enrocado.



**Figura 2.65:** Zonificación del enrocado de la Presa Mazar (Fuente: Ingetec, 2007)

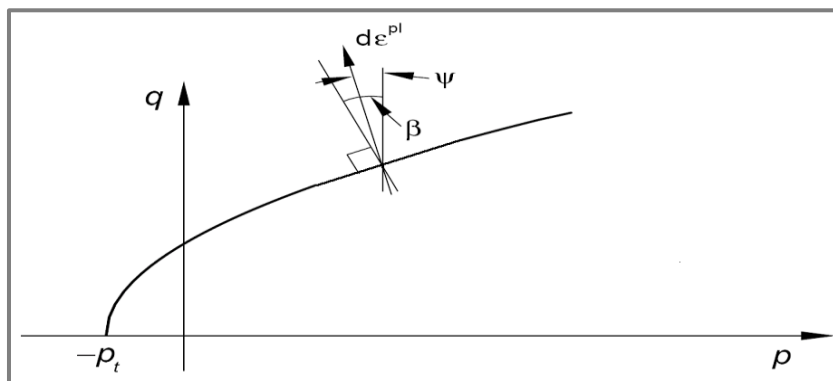
#### 2.4.1.3. Modelos Constitutivos

Los tres materiales con comportamientos distintos identificados fueron el enrocado (cuerpo de la presa), la pantalla de hormigón y el bordillo.

a) Enrocado:

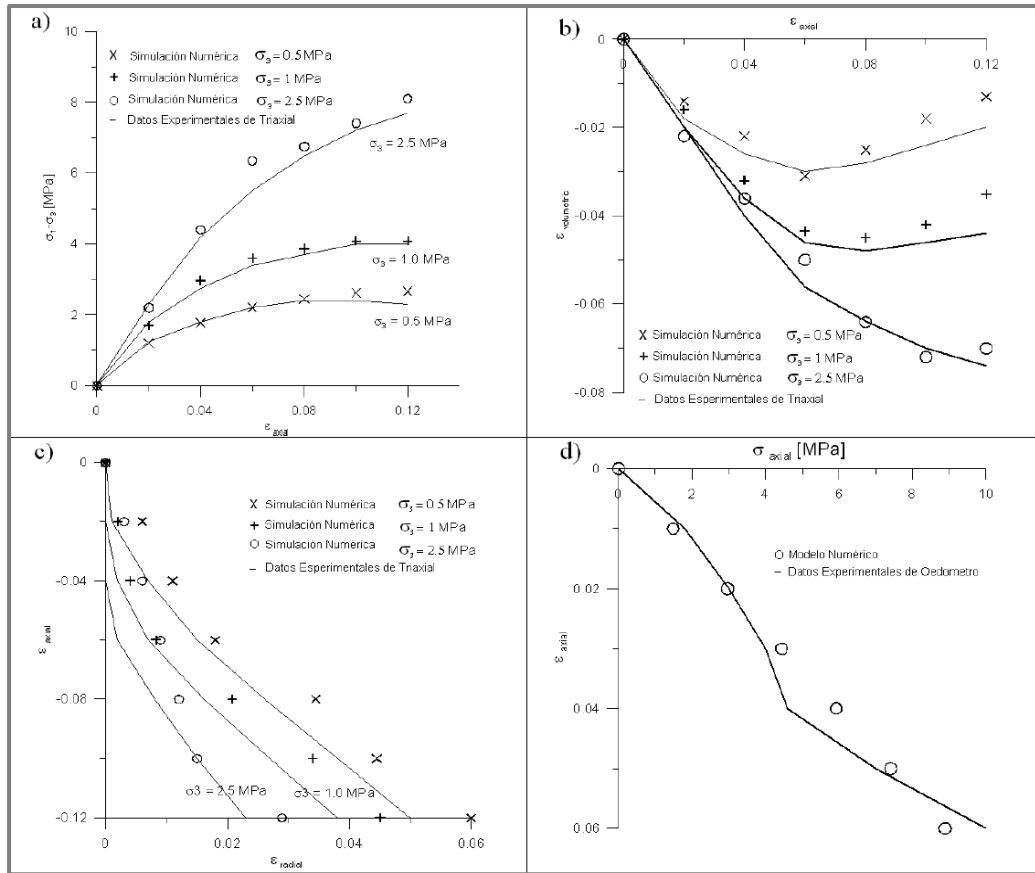
El modelo extendido de Drucker-Prager fue utilizado para representar el modelo del enrocado. El modelo permite en forma general cambios de volumen con comportamiento inelástico. La regla de flujo que define la deformación unitaria inelástica permite un aumento de volumen y cortante inelástico. El modelo puede incluir deformación a esfuerzo constante, si el material exhibe deformaciones inelásticas con el tiempo.

Este modelo constitutivo incluye el uso de una superficie curva en el plano  $p - q$  y la definición de una regla de flujo no asociada. Los parámetros  $a$  y  $b$  presentes en la expresión de la superficie de fluencia  $F = aq^b - p - p_t = 0$ , son independientes de la deformación plástica, y  $p_t$  es el parámetro de endurecimiento (resistencia a tensión del material).



**Figura 2.66:** Superficie de fluencia exponencial  $F = aq^b - p - p_t = 0$ . Regla de flujo no asociada para  $\psi \neq \beta$  (Fuente: Ingetec, 2007)

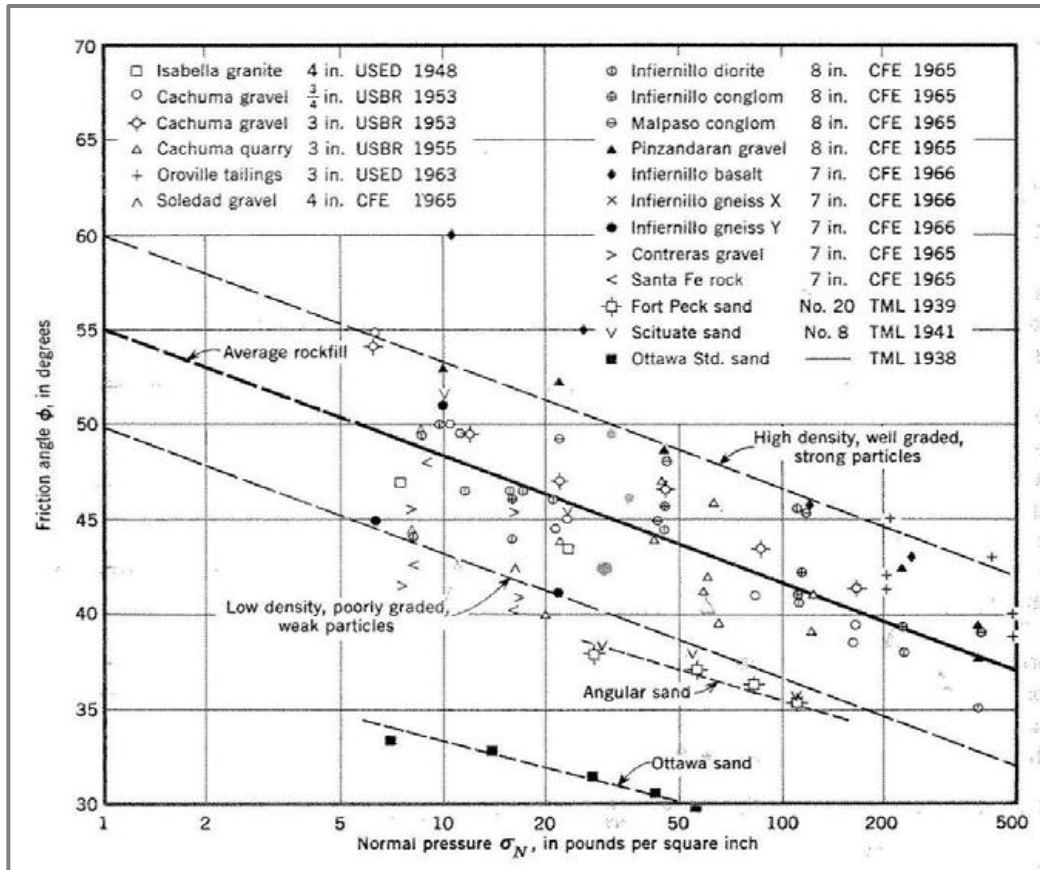
La validación y calibración del modelo Drucker-Prager se realizó simulando los ensayos triaxial y odómetros realizados por Marsal (1973) en diferentes enrocados. La Figura 2.67 muestra los resultados de los ensayos en el laboratorio y los obtenidos en la simulación.



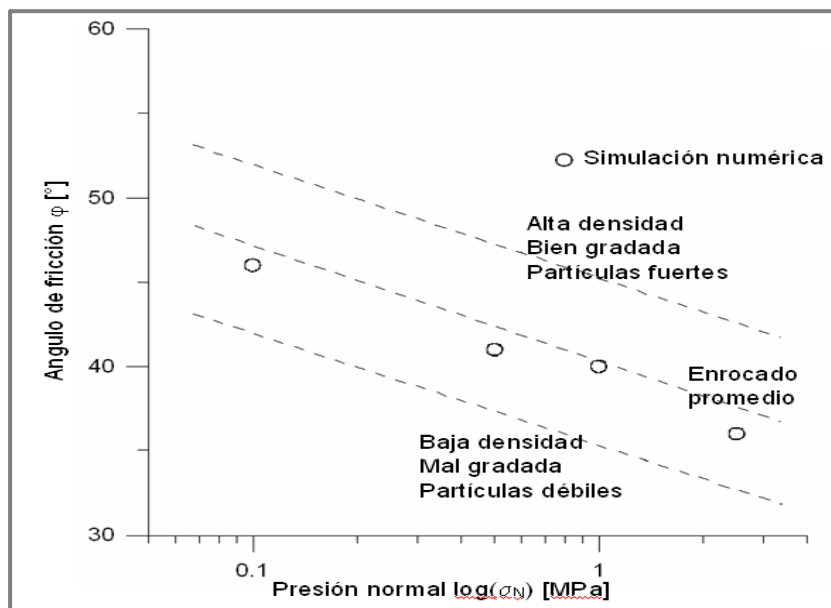
**Figura 2.67:** Resultados de laboratorio y numéricos en la calibración para modelo Drucker-Prager usando datos de Marsal (1973) (Fuente: Ingetec, 2007)

El material 3B, es un material bien gradado y con buena compactación. Se supone que el ángulo de fricción para este material varía entre 46 y 37 grados dependiendo de la presión normal. La variación del ángulo de fricción de varios enrocados bajo diferentes presiones de confinamiento se ilustra en la Figura 2.68. La Figura 2.69 incluye los rangos propuestos por Leps (1970) y la variación predicha por el modelo.

Durante la calibración de los modelos, se hizo evidente que para poder reproducir el comportamiento observado en campo, el modelo constitutivo debería incorporar anisotropía en la deformabilidad del enrocado.



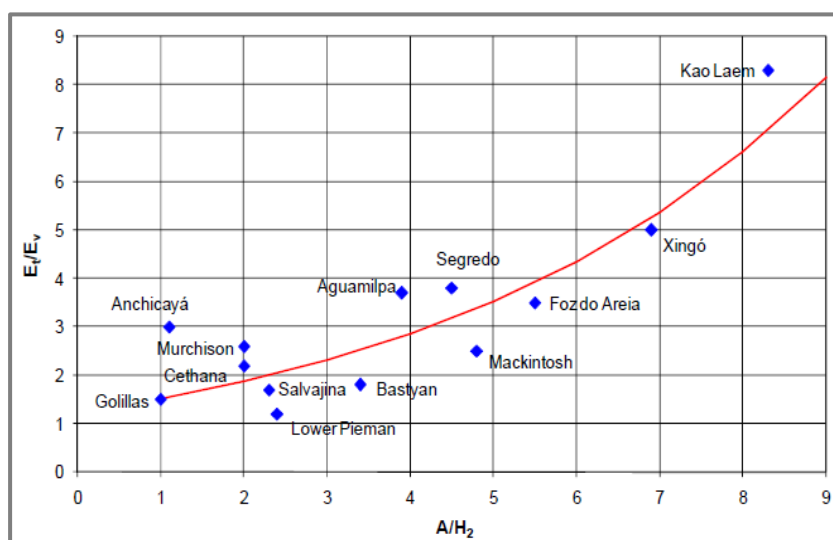
**Figura 2.68:** Variación del ángulo de fricción para varios enrocados con diferentes presiones de confinamiento. (Leps 1970) (Fuente: Ingetec, 2007)



**Figura 2.69:** Variación del ángulo con diferentes presiones de confinamiento (Fuente: Ingetec, 2007)

La anisotropía del enrocado ha sido plenamente identificada a partir de los registros de deformaciones y asentamientos en este tipo de presas. El Cuadro 2.1 (Plinto & Filho, 1998) presenta la relación encontrada en un grupo representativo de presas CFRD. En la calibración de los análisis se ha encontrado un razón entre el módulo horizontal y vertical para las diferentes presas analizadas del orden de 4.

**Cuadro 2.2:** Relación entre modulo transversal y vertical para varias presas en función del factor de forma  $A/H^2$  (Pinto y Filho, 1998) (Fuente: Ingetec, 2007)



b) Pantalla de hormigón y bordillo:

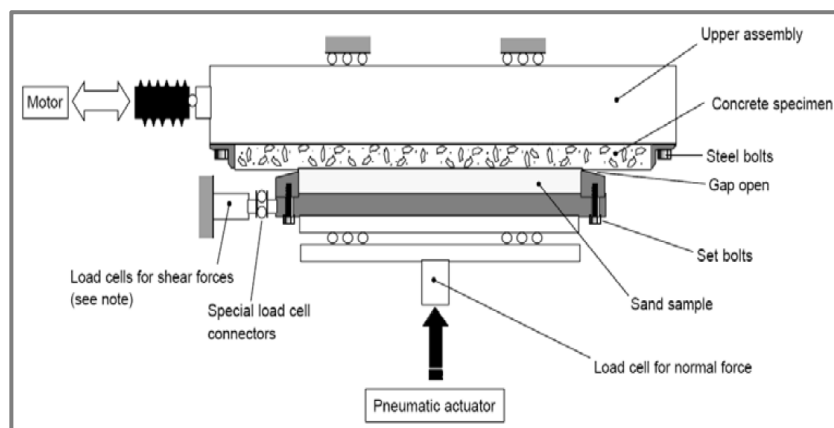
El hormigón de la pantalla ha sido inicialmente modelado con un modelo constitutivo elástico con un módulo de Young de 20 GP, una relación de Poisson de 0.30 y un peso unitario de 24 kN/m<sup>3</sup>. También se ha incursionado en la modelación del comportamiento del hormigón con un modelo constitutivo elasto-plástico.

El bordillo se ha modelado con un módulo de Young de 3 GPa, una relación de Poisson de 0.30 y un peso unitario de 21 kN/m<sup>3</sup>. El módulo

del bordillo fue estimado con ensayos a compresión realizados por Ingetec en varios proyectos. La resistencia promedio obtenida ha sido de 3.7 MPa.

#### 2.4.1.4. Interfaces

Los elementos de interface (elementos de juntas) pueden ser usados para modelar la frontera entre el suelo y la estructura, como es el caso de una pantalla de hormigón. Estas interfaces son incorporadas a los análisis para modelar el desarrollo de fricción entre los dos cuerpos. El procedimiento numérico utilizado para los análisis fue validado con base en los resultados de laboratorio realizados por Gómez (2002).



**Figura 2.70:** Experimento para encontrar la relación de fricción entre un material granular y hormigón. (J.Gómez, 2000) (Fuente: Ingetec, 2007)

#### a) Interface enrocado - cimentación:

Para determinar si existe una necesidad de incluir elementos de contacto en esta interface y cuantificar la influencia de la fricción entre en el enrocado y la cimentación en la deformación de la presa, una serie de

análisis de elementos finitos se realizaron utilizando elementos especiales de interface. Se concluyó que debido a los ángulos de los estribos del cañón de Mazar, la interface enrocado - cimentación es necesario modelarla con una interface que permita deslizamiento del enrocado sobre la roca del estribo.

b) Interface pantalla de hormigón - bordillo:

Esta interface fue modelada con elementos especiales de contacto. Debido al contacto íntimo y la rugosidad entre la pantalla de hormigón y el bordillo, se ha utilizado un valor de 0.85 para el coeficiente de fricción ( $\tan \phi$ ). Este valor está basado en recomendaciones de la ACI para el coeficiente de fricción entre hormigón y hormigón de bajo peso específico, lo cual aplica a las características el bordillo (ACI, 1989).

c) Interface juntas verticales de la pantalla de hormigón:

Las juntas verticales entre las diferentes losas de la cara de hormigón fueron también modeladas con elementos especiales de hormigón que permiten el movimiento independiente de las losas y la apertura de las juntas. Con este tipo de interface los esfuerzos a compresión entre losas son transmitidos en su totalidad cuando el contacto es establecido. Para las áreas donde las juntas se abren debido a las deformaciones de la cara de hormigón, no se transmiten esfuerzos a tensión entre las losas.

d) Interface juntas horizontales de la pantalla de hormigón:

Una posible solución que se ha investigado para disipar los esfuerzos a compresión que se generan en la dirección del talud, es la inclusión de

unas juntas compresibles horizontales. Esta interface se ha modelado con elementos sólidos utilizando el módulo del material compresible en la dirección paralela a la losa, y para desplazamientos normales al plano de la losa se ha utilizado un módulo representativo del refuerzo, el cual es el que controla estos desplazamientos.

e) Interface bordillo - enrocado:

Debido a las características de colocación del bordillo, trabado con el enrocado, esta interface se supone como rugosa. El esfuerzo cortante máximo que se puede desarrollar en esta interface está controlado por el máximo esfuerzo cortante permitido en el enrocado y no puede exceder la resistencia al corte del enrocado.

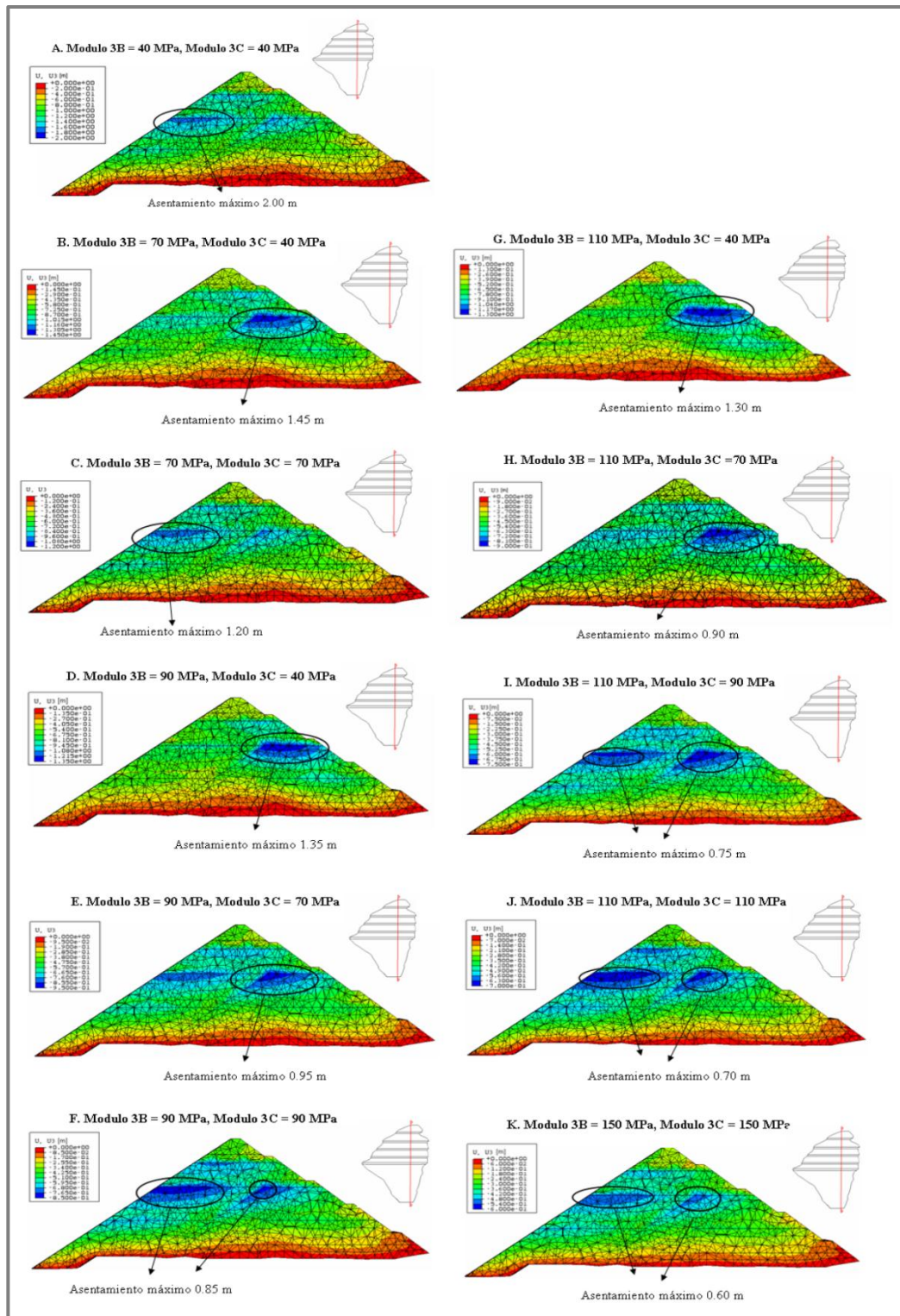
#### **2.4.1.5. Predicción del Comportamiento de la Presa Mazar**

Después de validar el procedimiento de modelación con comportamientos observados en diferentes presas, se procedió a modelar la presa Mazar para predecir su comportamiento bajo diferentes condiciones. Basado en las características del enrocado obtenidas en las pruebas de campo, se realizaron estimativos para el módulo representativo del enrocado a colocar en la presa, para de esta manera estimar el comportamiento de esfuerzos y deformaciones unitarias de la cara de hormigón y del cuerpo de la presa.

a) Deformaciones de la presa y la pantalla de hormigón:

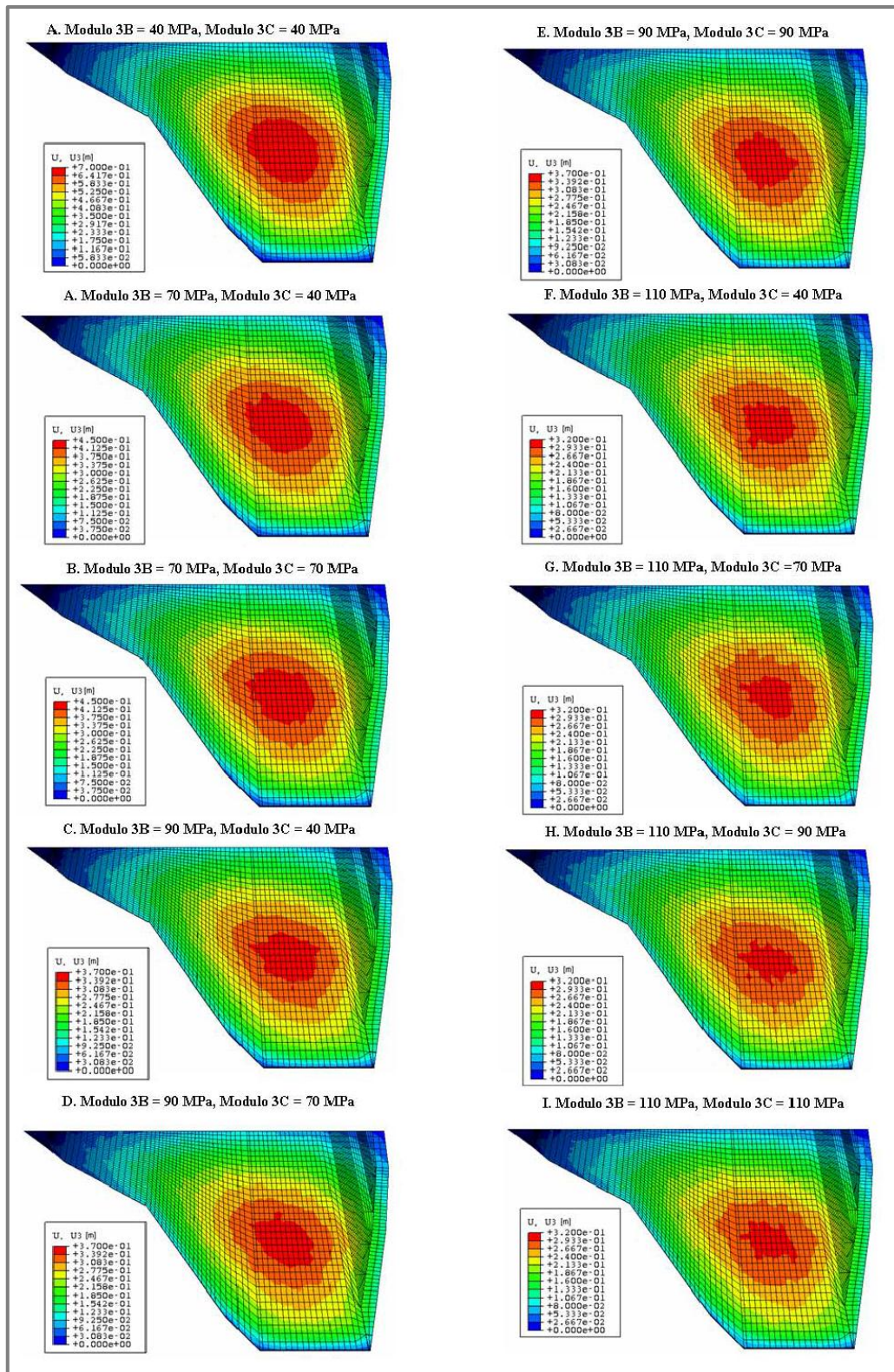
En la Figura 2.71 se ilustran los asentamientos del enrocado a través de la sección máxima longitudinal para los diferentes casos analizados.





**Figura 2.71:** Desplazamientos verticales del enrocado. Análisis con diferentes módulos de enrocado (Fuente: Ingetec, 2007)

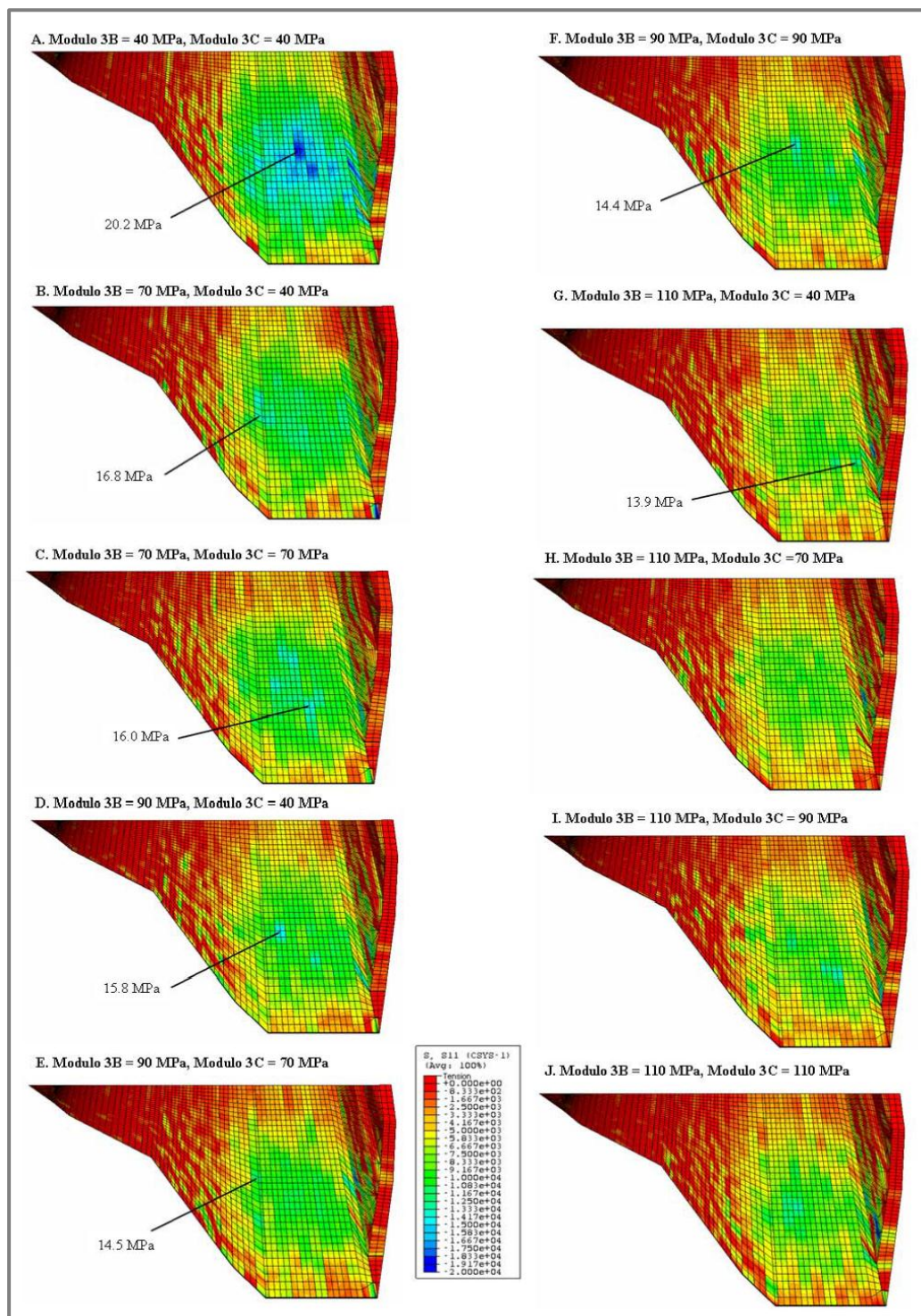
En las Figuras 2.72 y 2.75 se muestran las deformaciones de la cara de hormigón normal al plano de esta.



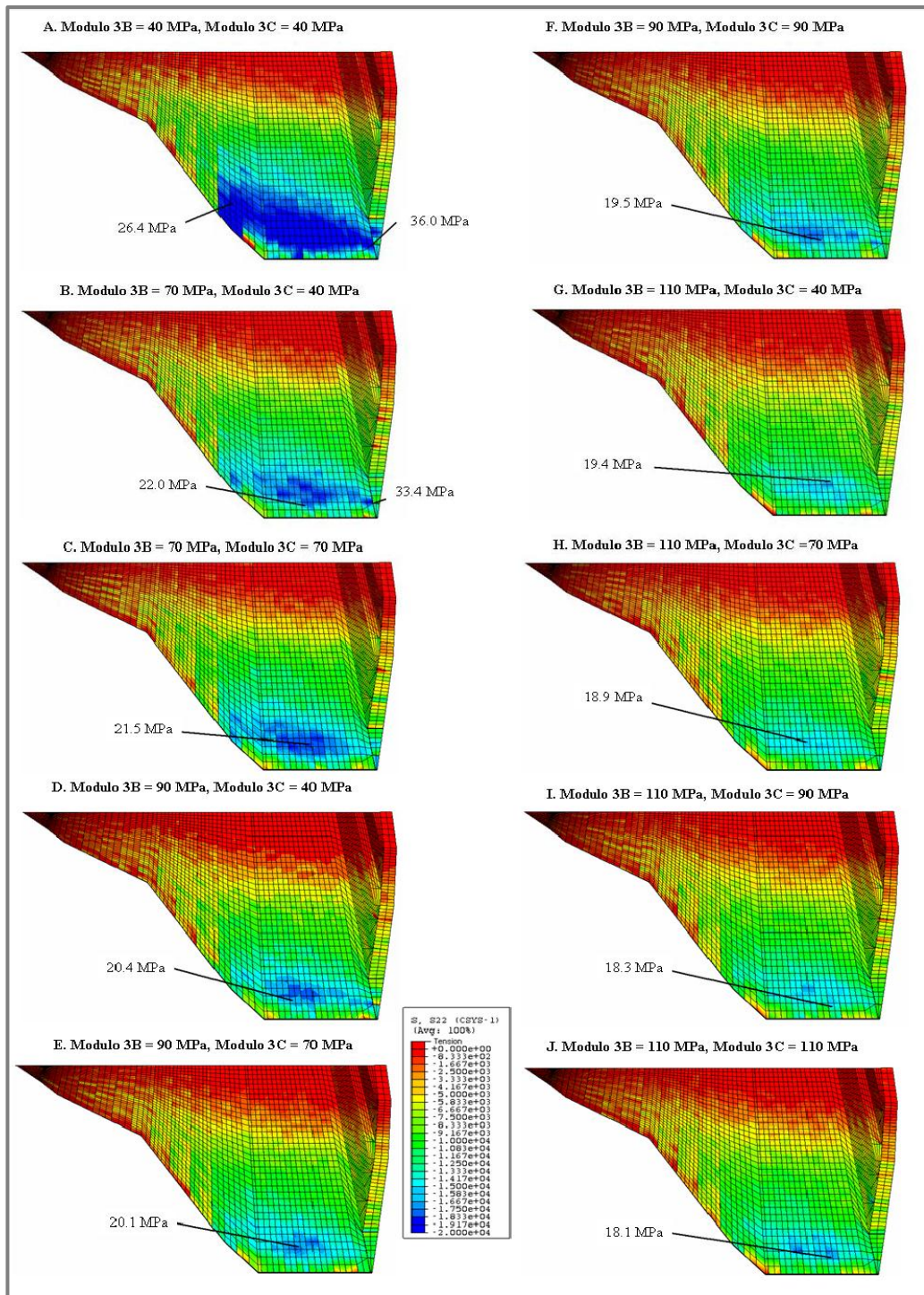
**Figura 2.72:** Desplazamientos perpendiculares a la cara. Análisis con diferentes módulos de enrocado y juntas compresibles (Fuente: Ingetec, 2007)

b) Esfuerzos en la pantalla de hormigón:

En las Figuras 2.73, 2.74 y 2.75 se presentan los esfuerzos en las direcciones horizontal y del talud, respectivamente.

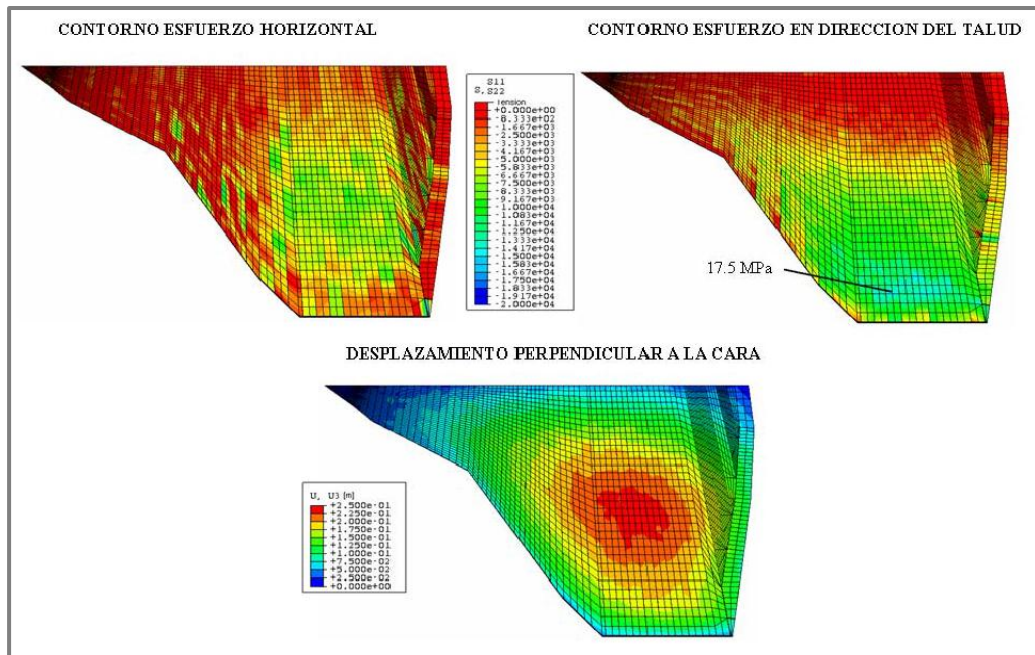


**Figura 2.73:** Esfuerzo horizontales. Análisis con diferentes módulos del enrocado y juntas compresibles (Fuente: Ingetec, 2007)



**Figura 2.74:** Esfuerzos en dirección del talud. Análisis con diferentes módulos del enrocado y juntas compresibles (Fuente: Ingetec, 2007)

La utilización de una configuración como la propuesta para Mazar se aleja de la configuración convencional de las caras de hormigón en presas de enrocado.

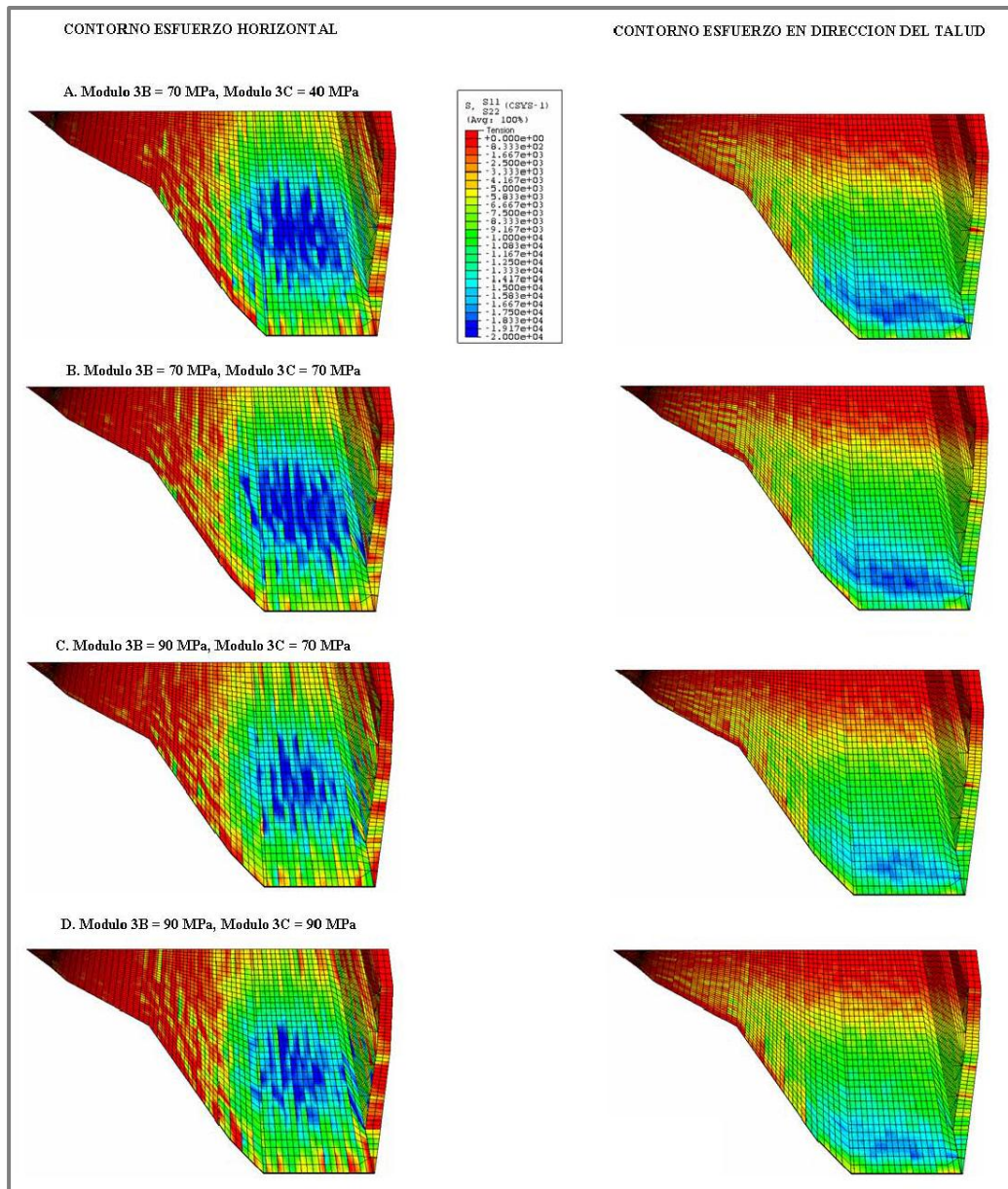


**Figura 2.75:** Desplazamientos y esfuerzos. Análisis con diferentes módulos del enrocado y juntas compresibles (Fuente: Ingetec, 2007)

c) Efecto de las juntas compresibles como medida para disipar los esfuerzos a compresión en la cara de hormigón:

Para cuantificar este efecto, se han analizado dos casos con módulos de 70 MPa y 90 MPa sin juntas compresibles, tal como se ilustra en la Figura 2.76. Es evidente, al comparar los esfuerzos de dicha figura con los de la Figura 2.73, la eficacia de la incorporación de juntas compresibles como medida de disipación de esfuerzos compresibles horizontales. Los esfuerzos máximos desarrollados tienen una reducción de aproximadamente 40%.

Con respecto a los esfuerzos en la dirección del talud, al comparar los esfuerzos de la Figura 2.76 con los de la Figura 2.74, la incorporación de juntas verticales compresibles reduce los esfuerzos tenuemente.



**Figura 2.76:** Esfuerzos en dirección horizontal y del talud. Análisis con varios módulos del enrocado, sin juntas compresibles (Fuente: Ingetec, 2007)

d) Comparación entre diferentes configuraciones de losas en la pantalla de hormigón:

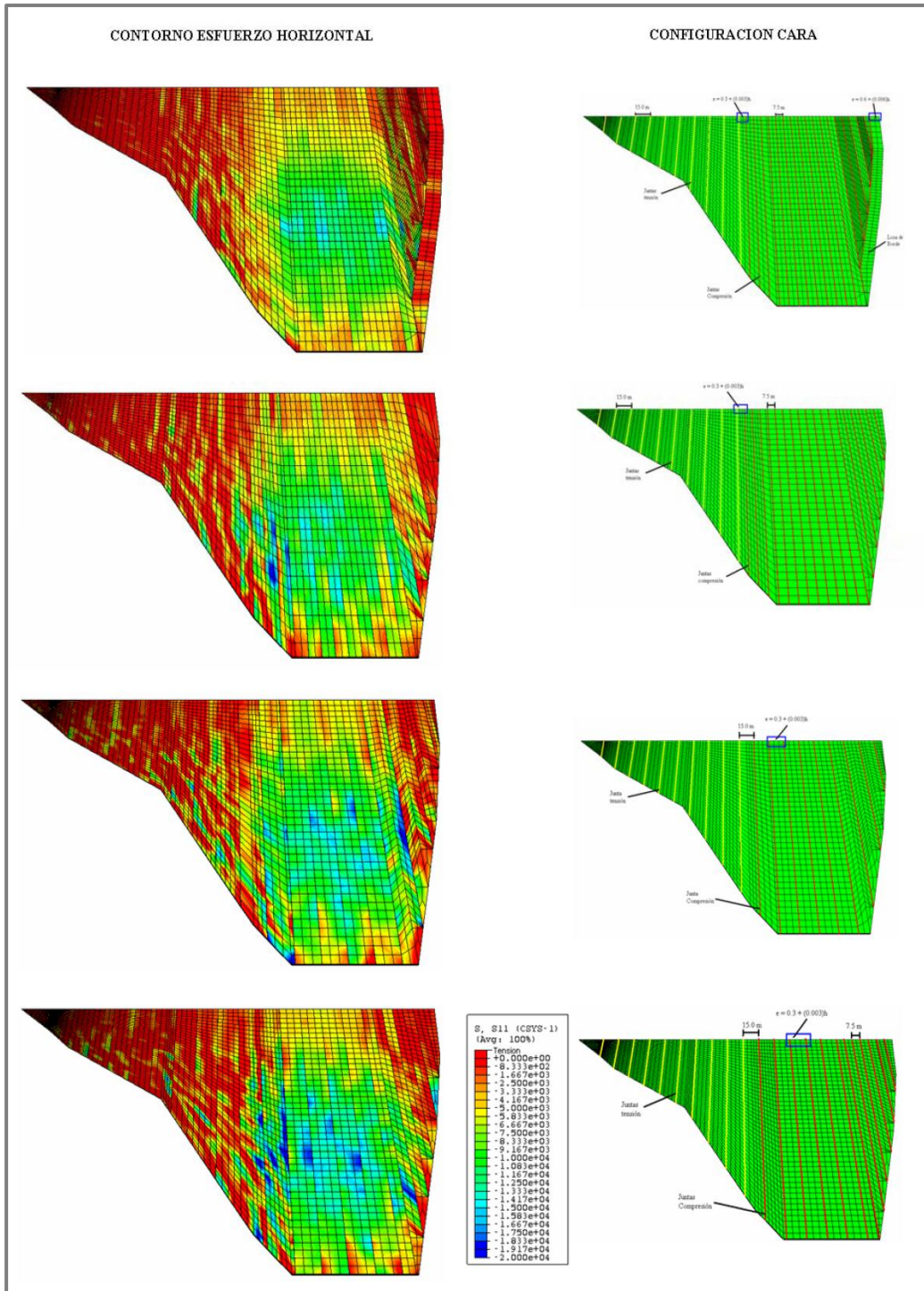
La distribución de las losas en una cara de hormigón de una presa de enrocado se ha basado primordialmente en precedente. Como se ilustró en la sección de esfuerzos en la cara de hormigón, con la incorporación

de la losa de borde en el estribo derecho, se estima el desarrollo de una concentración de esfuerzos importantes en el contacto entre la losa de borde y las losas de arranque en la parte inferior de la cara. Por consiguiente se ha estimado conveniente evaluar para la presa de Mazar el desarrollo de esfuerzos en diferentes configuraciones de caras de hormigón. Para esta evaluación se han considerado cuatro casos:

- 1) Configuración de diseño con losa de borde.
- 2) Configuración convencional con juntas verticales hasta la losa perimetral con losas de 7.50 metros de ancho en la zona central y estribo derecho.
- 3) Configuración convencional con juntas verticales hasta la losa perimetral con losas de 15 metros de ancho en la zona central y estribo derecho.
- 4) Configuración convencional con juntas verticales hasta la losa perimetral con losas de 15 metros de ancho en la zona central y losas de 7.50 en el estribo derecho.

La comparación entre las cuatro configuraciones se ha realizado para un enrocado con un módulo de deformabilidad de 90 MPa.

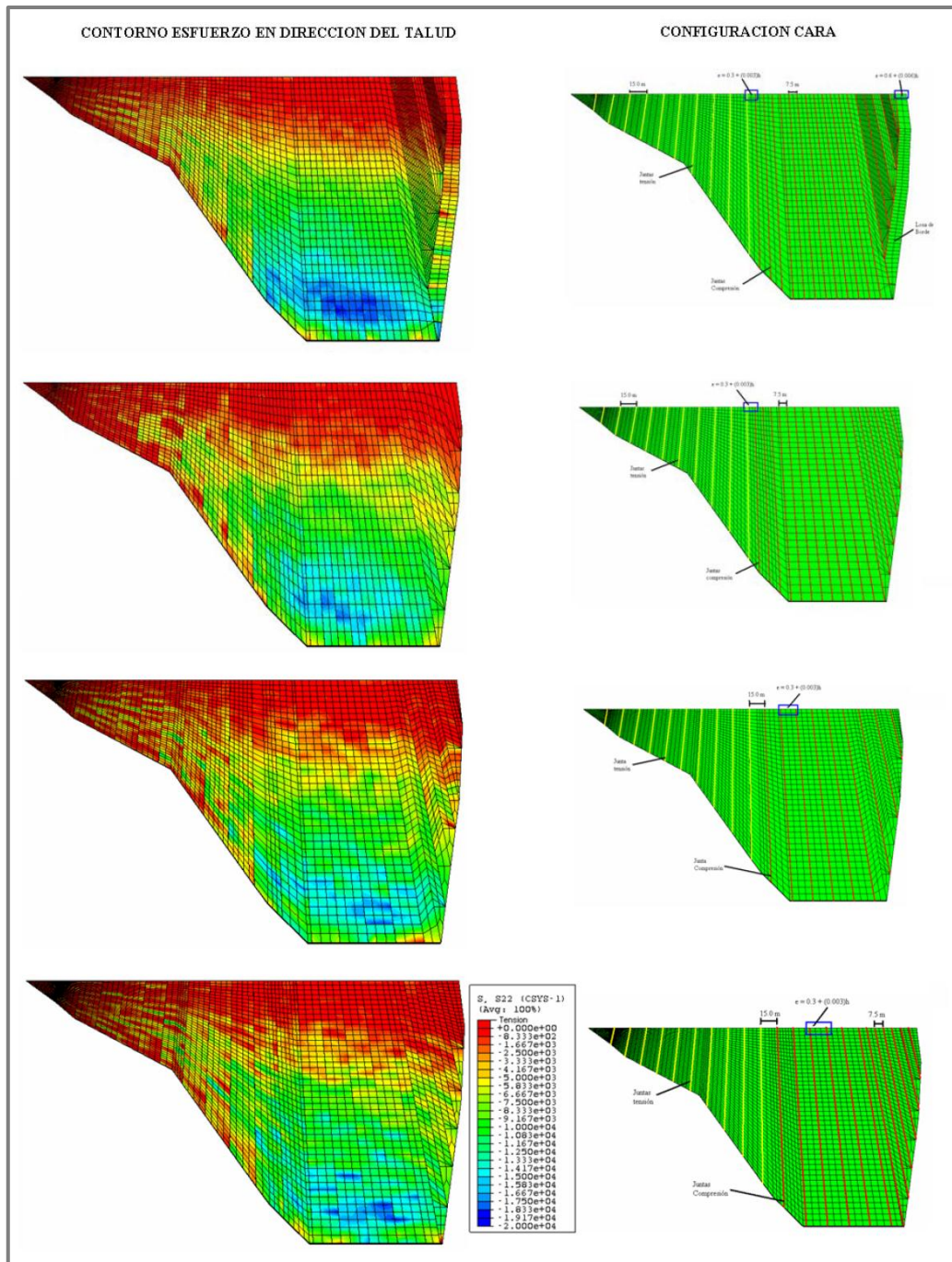
La Figura 2.77 muestra la geometría de los cuatro casos analizados y los esfuerzos horizontales. Por otro lado, para el caso de los esfuerzos en la dirección del talud, estos se presentan en Figura 2.78, con sus cuatro geometrías.



**Figura 2.77:** Esfuerzos horizontales para un módulo del enrocado de 90 MPa.

Análisis con juntas compresibles. Comparación entre losa de diseño y configuración de losas tradicional (Fuente: Ingetec, 2007)





**Figura 2.78:** Esfuerzos en dirección del talud para un módulo del enrocado de 90 MPa. Análisis con juntas compresibles. Comparación entre losa de diseño y configuración losas tradicionales (Fuente: Ingetec, 2007)

Entonces, la utilización de una configuración con una losa de borde, puede contribuir a generar concentración de esfuerzos importantes que puede conllevar a un comportamiento no deseado de la cara.

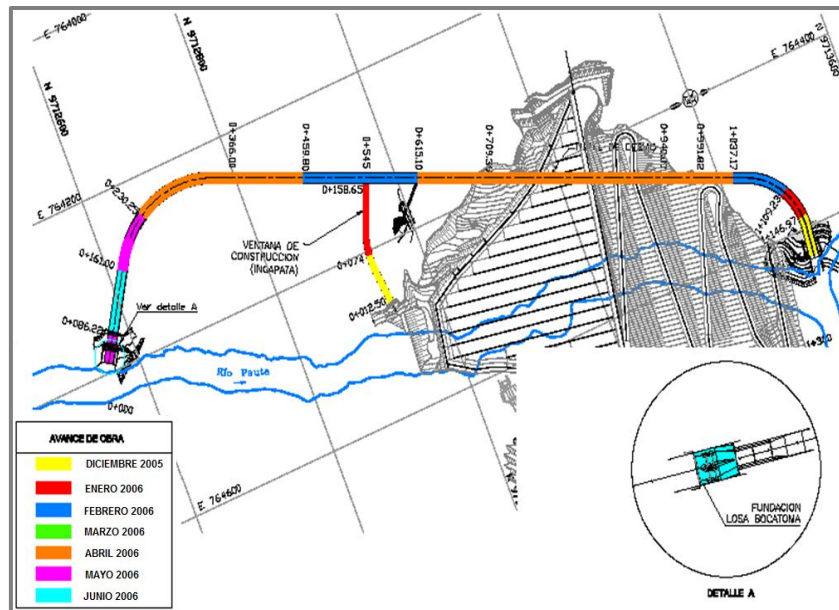
### **2.4.2. Proceso Constructivo**

La información que se presenta a continuación fue obtenida de la exposición de la empresa constructora Caminoca S.A., la cual formó parte del Consorcio Gerencia Mazar, en el “Tercer Congreso Internacional de la Construcción de Infraestructura y Vivienda” realizado en Quito en mayo del 2011.

Mazar es el proyecto más importante de la primera década del siglo XXI, y lleva su nombre debido al río que se encuentra en sus inmediaciones (aguas debajo de la presa), el cual es pequeño y cuenta con un caudal de aproximadamente 2 metros cúbicos por segundo casi de forma permanente.

Para iniciar cualquier obra es muy importante definir las vías de acceso hacia ella. Es así que varias vías internas se construyeron para la construcción del Proyecto Hidroeléctrico Mazar. Inicialmente se tenía previsto todo el acceso por la vía Matrama, que se construyó desde Azogues. Sin embargo esta vía, que debía estar operando para el inicio del proyecto, por varias razones sufrió un retraso. Debido a esto se construyó, a partir de la vía existente Paute-Guarumales, una carretera la cual presentó varias dificultades a la hora de realizarla, pero que sin embargo fue más rápida de finalizarla que la vía por la cual estaba inicialmente programado el acceso.

Luego se empezó con la construcción del túnel de desvió (Figura 2.79), el cual se localiza a 700 metros aproximadamente aguas arriba de la zona donde se iba a levantar la presa. Como se sabe, el objetivo de este túnel fue secar el lecho del río para la ejecución de las obras de la presa. Para la construcción se había previsto cuatro frentes de ataque con una ventana intermedia de construcción (Figura 2.80a).



**Figura 2.79:** Implantación de túnel de desvío (Fuente: Caminosca, 2011)

Además, al río Mazar se lo canalizó con 2 alcantarillas de 4 m de diámetro y justamente en esa zona se tuvo uno de los frentes de ataque que se mencionaron anteriormente (Figura 2.80b). La construcción de la estructura de entrada de este túnel cuenta con un pozo de compuertas (Figura 2.81a) donde, como su nombre lo indica, estarán colocadas las compuertas para su cierre y el posterior llenado del embalse.



**Figura 2.80:** a) Ventana de construcción del túnel de desvío, b) Encauce del río Mazar y salida túnel de desvío (Fuente: Caminosca, 2011)

El túnel fue construido a sección completa y revestido de hormigón armado (Figura 2.81b), ya que está atravesando la quebrada de Ingapata.



**Figura 2.81:** a) Estructura de entrada al túnel de desvío, b) Zona revestida del túnel de desvío (Fuente: Caminosca, 2011)

En noviembre del 2006 se realizó el cierre del cauce del río Paute a través de una pre-atagüía, y se abrió el paso hacia el túnel de desvío (Figura 2.82a).



**Figura 2.82:** a) Creación pre-atagüía aguas arriba de la Presa Mazar, b) Construcción atagüía definitiva aguas arriba de la Presa Mazar (Fuente: Caminosca, 2011)

Además se levantó otra atagüía aguas abajo para evitar que las aguas del río Mazar o del río Paute encauzado a través del túnel de desvío se regresen. Posteriormente, se construyó la atagüía definitiva con un núcleo de arcilla de 46 m de altura, aguas arriba del relleno (Figura 2.82b).

Por otro lado, para determinar la calidad del enrocado que iba a ser colocado en el relleno de la presa, se realizaron terraplenes de prueba. Se hacían varias pasadas del rodillo para compactar el material. De cada capa se hacían las pruebas de permeabilidad del suelo (Figura 2.83) y de placa para determinar el módulo de deformación del enrocado (Figura 2.84a). A partir de ahí se estableció la calidad de material a colocarse.



**Figura 2.83:** Prueba de permeabilidad (Fuente: Caminosca, 2011)



**Figura 2.84:** a) Equipo para prueba de placa, b) Canteras La Bola e Ingapata  
(Fuente: Caminosca, 2011)

Para la construcción del relleno de la presa se habilitaron dos canteras muy cercanas al sitio de la presa: La Bola e Ingapata (Figura 2.84b). Otra cantera, Río Negro (Figura 2.85a), se utilizó para extraer los agregados de hormigón, la cual se encuentra aguas abajo en el camino hacia Guarumales. En la obra se

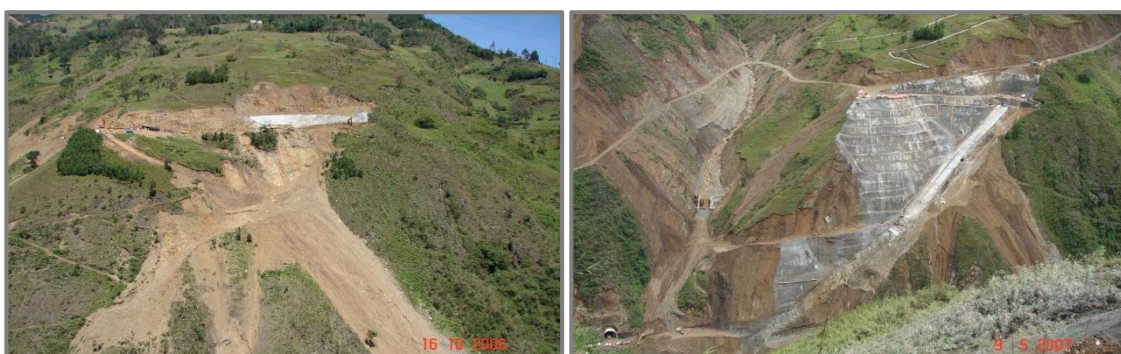
encontraba la planta de hormigones (Figura 2.85b), donde posteriormente se construyó el patio de maniobras. Aquí se construyó el túnel que lo uniría con la cresta de la presa.



**Figura 2.85:** a) Cantera de Río Negro, b) Planta de hormigones

(Fuente: Caminosca, 2011)

Continuando la secuencia de construcción de los plintos de apoyo para la cara de hormigón, el plinto izquierdo fue el primero que se construyó. El tipo de material que se encontró durante la excavación fue flojo. Este material fue removido hasta llegar a uno de buenas características (Figura 2.86a).



**Figura 2.86:** a) Excavación del plinto del margen izquierdo, b) Construcción del plinto del margen izquierdo (Fuente: Caminosca, 2011)

Una vez estabilizados los taludes se excavaron las bermas, se realizó el recubrimiento con hormigón lanzado y la construcción de la pista de apoyo del

plinto (Figura 2.86b). En su construcción se utilizó encofrado deslizante, juntas de cobre para su posterior conexión con la última losa de la cara de hormigón, y acero de refuerzo. Además, junto a la zona donde se construyó este plinto se encuentra la quebrada de Ingapata, la cual lleva máximo 100 litros por segundo y por este motivo se construyó una obra de toma para que el agua que escurre por ella no dificulte los trabajos de construcción de la presa.

Por otro lado, el plinto derecho tenía una forma casi vertical. Sin embargo se lo fue excavando y figurando, y simultáneamente se fueron excavando los túneles de carga y de desagüe de fondo (Figura 2.87a). Posteriormente se inició la construcción del plinto central.



**Figura 2.87:** a) Excavación del plinto del margen derecho y de los túneles de carga y de desagüe de fondo, b) Destrucción de una parte de la obra de desagüe de la quebrada de Ingapata durante un deslave en invierno (Fuente: Caminosca, 2011)

Un hecho importante ocurrido que se debe señalar es cuando por la quebrada de Ingapata durante un invierno fuerte ocurrió un deslave muy grande, el cual taponó y destruyó parte de la obra de desagüe que se construyó para las aguas que escurrían por dicha quebrada (Figura 2.87b), y llenó toda la zona de excavación donde se estaba construyendo el plinto central (Figura 2.88). El

volumen que se tuvo que retirar para construir nuevamente el plinto central fue de 30000 metros cúbicos de lodo y piedras.



**Figura 2.88:** Paralización de los trabajos debido al deslave durante invierno

(Fuente: Caminosca, 2011)

Una vez construidas las ataguías se inició la limpieza del lecho del río (extracción de los materiales flojos, con contenido orgánico, o simplemente no deseados). Posteriormente, comenzó la colocación del enrocado con el material 3C, aguas abajo. Esta zona tuvo una protección de enrocado, con diámetro mayor a 70 cm, en toda la cara aguas abajo (Figura 2.89a).

Durante la excavación del lecho del río donde se construiría el talón de la presa, se encontró un material flojo y fisurado. En esta área (Figura 2.89b) se encontraron dos niveles distintos hasta los cuales se podía excavar para llevar a un material de buenas características donde cimentar dicho talón: cota 2003 y cota 1994. Se pensó inicialmente excavar todo hasta la cota más baja, sin embargo se generó una solución ingenieril: rellenar esta zona con hormigón de reposición de roca hasta la cota 2000 y excavar hasta esta misma cota la otra zona. Por esta razón la presa tiene 166 m de altura, ya que en el diseño se consideraba una altura mayor.





**Figura 2.89:** a) Colocación de material 3C y protección, b) Excavación del lecho aguas arriba de la presa (Fuente: Caminosca, 2011)

Para la construcción del relleno de enrocado en la cara aguas arriba se utilizó la técnica de la construcción de bordillos, la cual se viene utilizando en las nuevas presas del tipo CFRD. Estos bordillos son de hormigón pobre (25 kg/cm<sup>2</sup> de resistencia aproximadamente) los que se fabrican con un equipo que le da la forma una vez que la concreteira o mixer coloca la mezcla (Figura 2.90a), y que son elaborados a lo largo de toda la cara donde se apoyará la pantalla de hormigón.

Una vez elaborado el bordillo de cada nivel, se continuó con la colocación del enrocado (Figura 2.90b). Cabe recordar que el material 3B es el de mejores características, el material 3C es de buenas características. Además se construyó un dren chimenea, el cual permitirá cortar las filtraciones que eventualmente se puedan producir en el cuerpo de la presa, llevándolas hacia la zona inferior del enrocado y posteriormente aguas abajo, tal como se puede ver en la Figura 2.6. Junto a los bordillos, se tendió los materiales 2B y 3A, de 3 y 4 metros de ancho, respectivamente. En la zona del bordillo se compactaba el material respectivo con rodillos de 1.0 toneladas y hacia atrás con rodillos de 10 toneladas.



**Figura 2.90:** a) Fundición del bordillo, b) Construcción de la Presa Mazar

(Fuente: Caminosca, 2011)

También se colocaron tuberías para drenar el agua, mediante bombeo, que se utilizó en la colocación del enrocado. El volumen que se empleó fue de aproximadamente 300 litros por cada metro cúbico de relleno. Una vez que el nivel de la presa había aumentado, se empezó con la fundición de las losas de arranque y la losa de borde (Figura 2.91a).

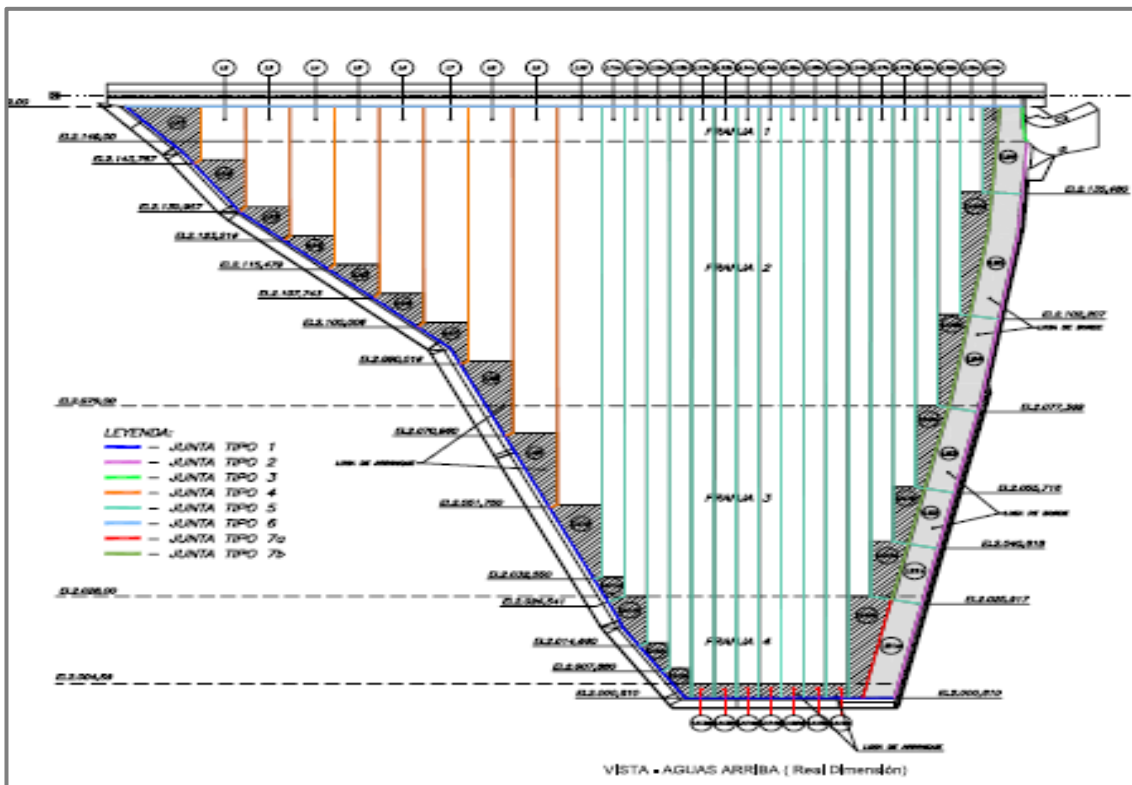


**Figura 2.91:** a) Construcción losas de arranque, b) Casetas de instrumentación y mojones topográficos (Fuente: Caminosca, 2011)

Algo importantísimo para determinar el comportamiento del relleno de la presa es la instrumentación. En la presa Mazar se iban dejando la instrumentación en todo el cuerpo de la presa con su respectiva caseta en la cara aguas abajo, y

además mojones topográficos para conocer y registrar dicho comportamiento de la presa (Figura 2.91b).

En la zona donde el diseño determinó compresiones se construyeron las losas con un ancho de 7.50 metros, mientras que en las que se presentaba tracción se construyeron de 15.00 (Figura 2.92).



**Figura 2.92:** Ubicación de las juntas (Fuente: Caminosca, 2011)

Entre las losas que se encuentran a compresión se dejaron juntas de separación de 32 milímetros. Este diseño se hizo luego de que se presentaron problemas de losas fisuradas y montadas en presas, descritas en el capítulo anterior, como Campos Novos, Mohale y Barra Grande, en las cuales no se habían previsto juntas. Entre las losas que se encuentran a tracción las juntas no se dejó separación sino que las losas se fundieron en contacto una con otra con sistema que empleó ceniza volcánica (Figura 2.93).

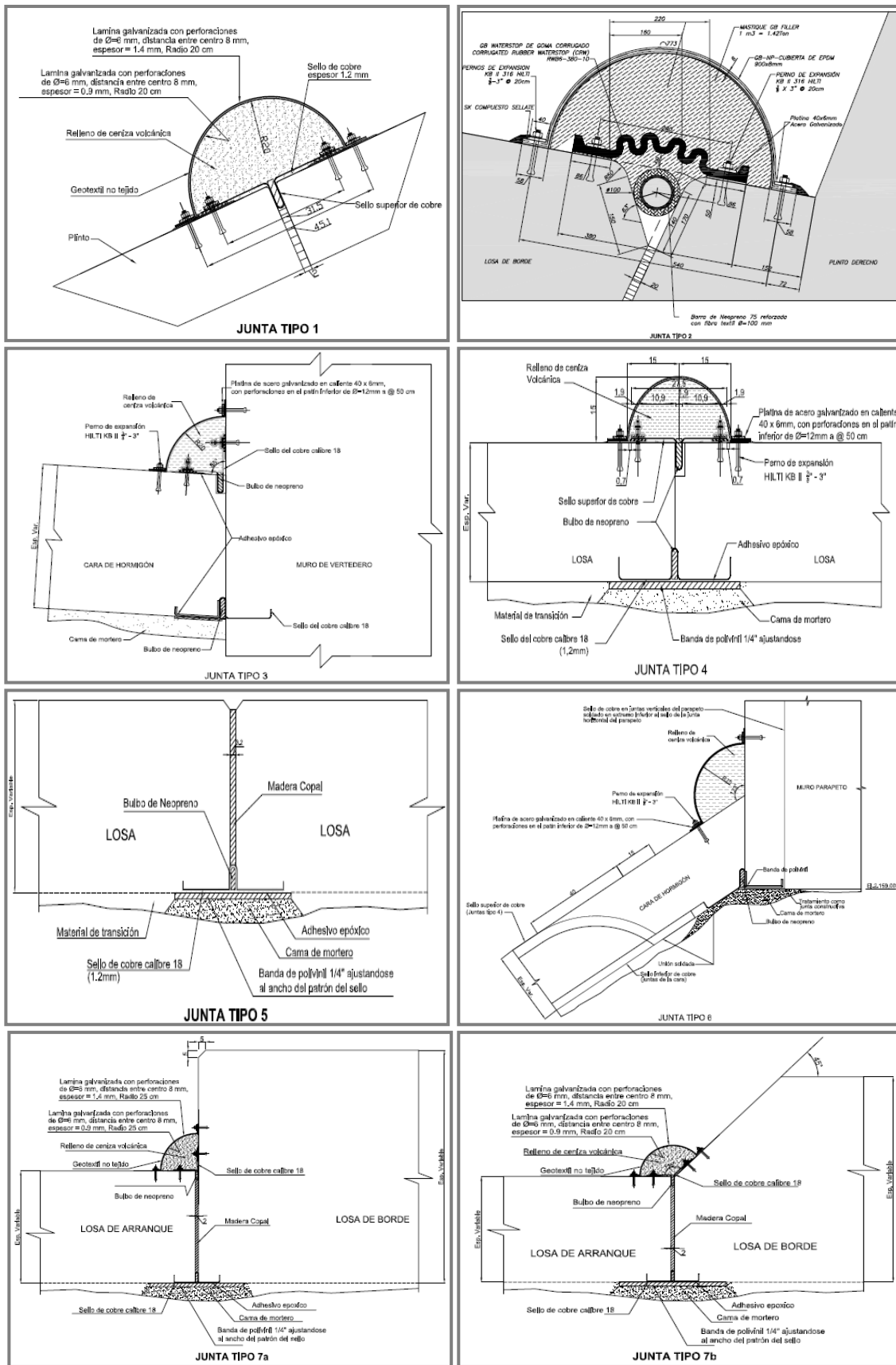


Figura 2.93: Tipos de juntas (Fuente: Caminosca, 2011)

Las juntas de cobre que unirían las losas se encontraban sobre un mortero de regularización del bordillo, ya que con el clima este tenía pequeñas deformaciones.

Las losas de la pantalla de hormigón también fueron construidas con un encofrado deslizante, el cual repartía el hormigón que viajaba entubado desde la parte superior de la presa, mediante una banda a lo largo de la losa, de forma uniforme. El encofrado a través de cables ascendía una vez colocado el hormigón. Hacia atrás del encofrado existía una zona que permitió a los obreros alisar la losa a través de lianas y corregir irregularidades. Cabe señalar que en esa misma plataforma se encontraban los vibradores (Figura 2.94a). El diámetro de las varillas que se utilizaron en la construcción de la pantalla de hormigón varió entre 32 (parte inferior) y 16 milímetros (parte superior). Además la resistencia del hormigón con el que se trabajó fue de 250 kilogramos por centímetros cuadrado, donde sí se utilizaron aditivos.

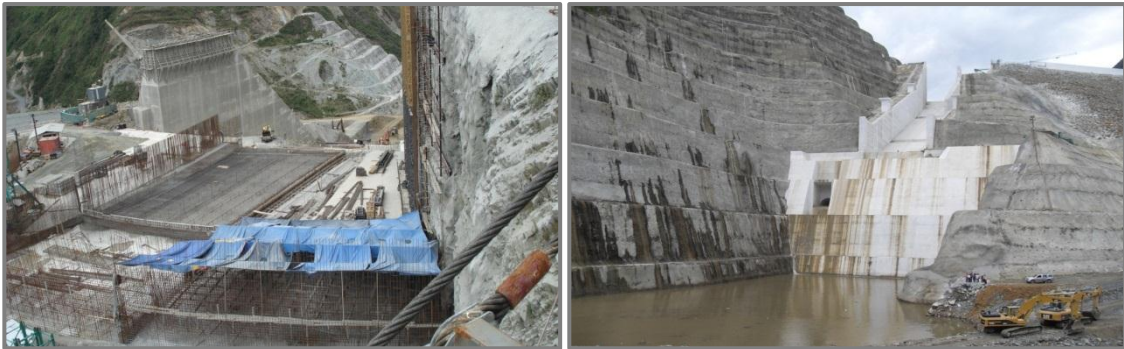


**Figura 2.94:** a) Armadura de la losa, encofrado deslizante y tubería de alimentación del hormigón, b) Excavación y estabilización de los taludes en la zona donde fue construido el vertedero (Fuente: Caminosca, 2011)

Para la construcción del vertedero también se construyeron vías de acceso para las excavaciones y para estabilizar los taludes con hormigón lanzado y

pernos de anclaje de 12 m de longitud. Ahí se construyeron las bermas de 8 m de ancho y se han hecho mediante el banqueo cada 5 m (Figura 2.94b).

Una vez completado toda la estabilización y construidas las bermas, se excavó la parte superior del vertedero y se empezó con la excavación del cuenco de disipación y las obras de hormigón armado del vertedero (muros, ojivas, la zona rápida, aireadores, zona de caída al cuenco amortiguador, salida del desagüe de fondo) (Figura 2.95).



**Figura 2.95:** Revestimiento de hormigón armado del vertedero y el cuenco amortiguador (Fuente: Caminosca, 2011)

En la estructura de la bocatoma del desagüe de fondo y del túnel de carga se construyeron contrafuertes y se colocaron rejillas (Figura 2.96).



**Figura 2.96:** Bocatoma túnel de carga y desagüe de fondo (Fuente: Caminosca, 2011)

Por otro lado dentro de los aspectos más significativos de las obras subterráneas se tiene la construcción del túnel de carga a sección completa, revestido de hormigón armado a través de encofrado deslizante (Figura 2.97a), la colocación de la tubería de presión y sus dos ramales (por cada unidad de generación), para lo cual se fabricó una bifurcación (Figura 2.97b).



**Figura 2.97:** a) Revestimiento de hormigón armado del túnel de carga, b) Bifurcación de la tubería de presión (Fuente: Caminosca, 2011)

Además se tiene que mencionar la excavación de la casa de máquinas realizada mediante un ensanchamiento lateral desde la parte central (Figura 2.98a), donde luego se fundió vigas laterales para sostener su cubierta (Figura 2.98b).



**Figura 2.98:** a) Excavación casa de máquinas, b) Viga para cerchas de la casa de máquinas (Fuente: Caminosca, 2011)

Posteriormente en la excavación de la casa de máquinas se colocaron las cerchas para finalmente, mediante la ejecución de otras obras, instalar el puente grúa de 200 toneladas de carga (Figura 2.99a).



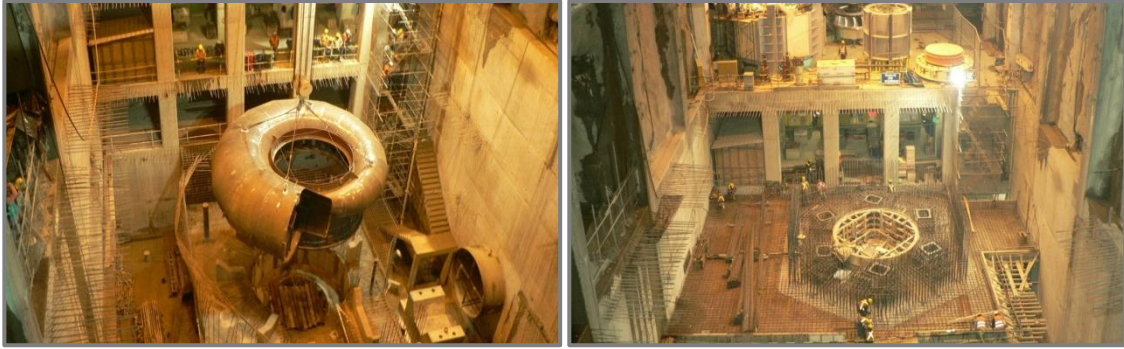
**Figura 2.99:** a) Puente grúa instalado en casa de máquinas, b) Excavación y hormigonado del área de los difusores (Fuente: Caminosca, 2011)

A más de las obras descritas anteriormente se destacan también la excavación y hormigonado del área de los difusores (Figura 2.99b), y la colocación de las unidades (Figura 2.100a). El montaje de las cajas espirales fue realizado in situ (Figura 2.100b), para luego colocarlas (Figura 2.101a). La fundición de la caja espiral y de la base del generador (Figura 2.101b) fue realizada seguidamente.



**Figura 2.100:** a) Colocación del difusor No.1, b) Montaje de la caja espiral in situ (Fuente: Caminosca, 2011)





**Figura 2.101:** a) Colocación de la caja espiral, b) Fundición de la base del generador

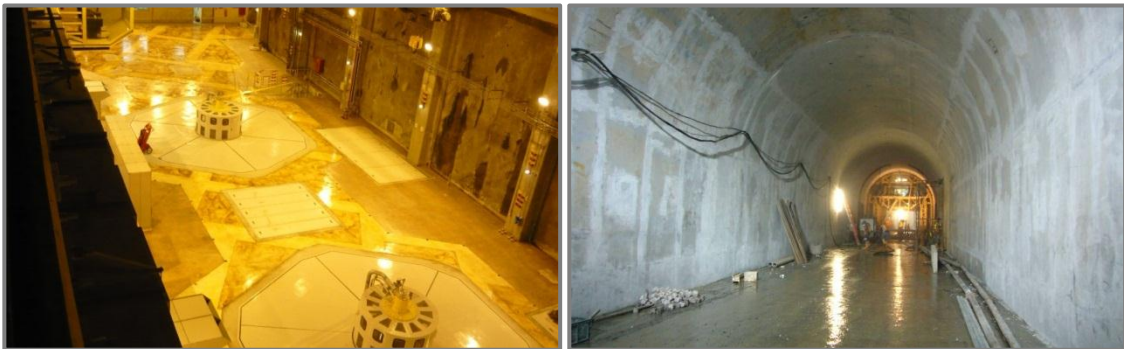
(Fuente: Caminosca, 2011)

Posteriormente se colocó el estator (Figura 2.102a) y luego el rotor (Figura 2.102b), con lo cual quedó terminada la casa de máquinas (Figura 2.103a).



**Figura 2.102:** a) Bajada del estator de la unidad No.1, b) Bajada del rotor de la unidad

No.1 (Fuente: Caminosca, 2011)



**Figura 2.103:** a) Vista panorámica de casa de máquinas, b) Revestimiento de

hormigón armado del túnel de descarga (Fuente: Caminosca, 2011)

Asimismo el túnel de descarga fue revestido de hormigón (Figura 2.103b).

Finalmente se dejó terminado el patio de maniobras de la central con su respectiva interconexión a la sub estación Shoray.

Una vez concluidas todas las obras descritas anteriormente, se cerró el túnel de desvío y empezó a llenarse el embalse, con lo cual se dio inicio a su operación (Figura 2.104).



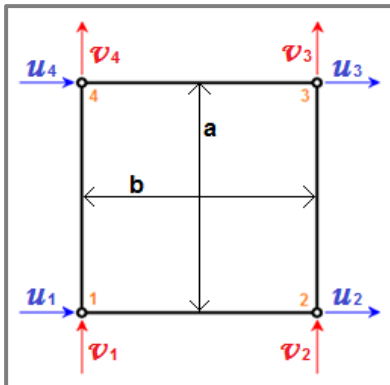
**Figura 2.104:** Vista general de la presa Mazar (Fuente: Caminosca, 2011)

## CAPITULO III

### ANÁLISIS SÍSMICO DE LA PRESA MAZAR SIN EMBALSE

#### 3.1. Elementos Finitos

Para el análisis sísmico de la Presa Mazar se ha considerado el elemento finito cuadrilátero Q4, el cual posee dos grados de libertad por nodo. En la Figura 3.1 se presenta un esquema de este elemento con sus respectivos grados de libertad, donde  $u_i$  es la componente de desplazamiento en sentido horizontal y  $v_i$  es la componente de desplazamiento en sentido vertical, del nodo  $i$ .



**Figura 3.1:** Grados de libertad del elemento finito considerado

(Fuente: Aguiar, apuntes 2011)

#### 3.2. Matriz de Rigidez.

Para determinar la matriz de rigidez se han empleado dos formulaciones, las cuales se definen a continuación.

### 3.2.1. Efecto de Membrana

La formulación del efecto de membrana fue desarrollada por Guendelman (1978) y está recogida en Campbell *et al.* (2010). La matriz para las coordenadas del elemento indicado en la Figura 3.1 es la siguiente:

$$k = \rho \begin{bmatrix} A & -C & H & D & -A/2 & C & F & -D \\ & B & -D & E_0 & C & -B/2 & D & G_0 \\ & & A & C & F & D & -A/2 & -C \\ & & & B & -D & G_0 & -C & -B/2 \\ & & & & A & -C & H & D \\ & & & & & B & -D & E_0 \\ & & & & & & A & C \\ & & & & & & & B \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

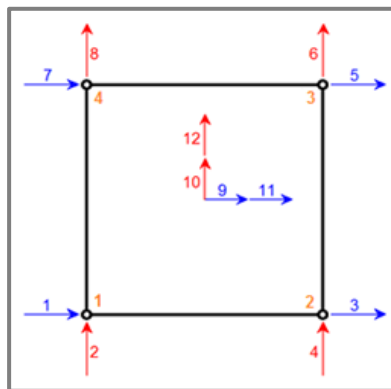
$$\begin{aligned} \rho &= \frac{E \cdot t}{12(1 - \nu^2)} & \beta &= \frac{b}{a} \\ A &= 4\beta + \frac{2(1 - \nu)}{\beta} & E_0 &= \frac{2}{\beta} - 2\beta(1 - \nu) \\ B &= \frac{4}{\beta} + 2\beta(1 - \nu) & F &= 2\beta - \frac{2(1 - \nu)}{\beta} \\ C &= \frac{3}{2}(1 + \nu) & G_0 &= -\frac{4}{\beta} + \beta(1 - \nu) \\ D &= \frac{3}{2}(1 - 3\nu) & H &= -4\beta + \frac{(1 - \nu)}{\beta} \end{aligned} \quad (3.2)$$

Donde:

- $b, a$ : Dimensiones del elemento finito en el sentido X-Y, respectivamente.
- $E$ : Módulo de elasticidad del material.
- $\nu$ : Coeficiente de Poisson.
- $t$ : Espesor del elemento.

### 3.2.2. Elemento Finito Q4

Otro método para calcular la matriz de rigidez de la presa Mazar, es por medio del elemento finito Q4 suavizado por flexión (Oñate, 1992). En la Figura 3.2 se puede observar los grados de libertad en el centro (del 9 al 12), con los cuales se genera una matriz de rigidez de 12 por 12, que posteriormente se condensará a los 8 grados de libertad del elemento Q4 original.



**Figura 3.2:** Grados de libertad del elemento finito Q4 suavizado por el efecto de flexión (Fuente: Aguiar, apuntes 2011)

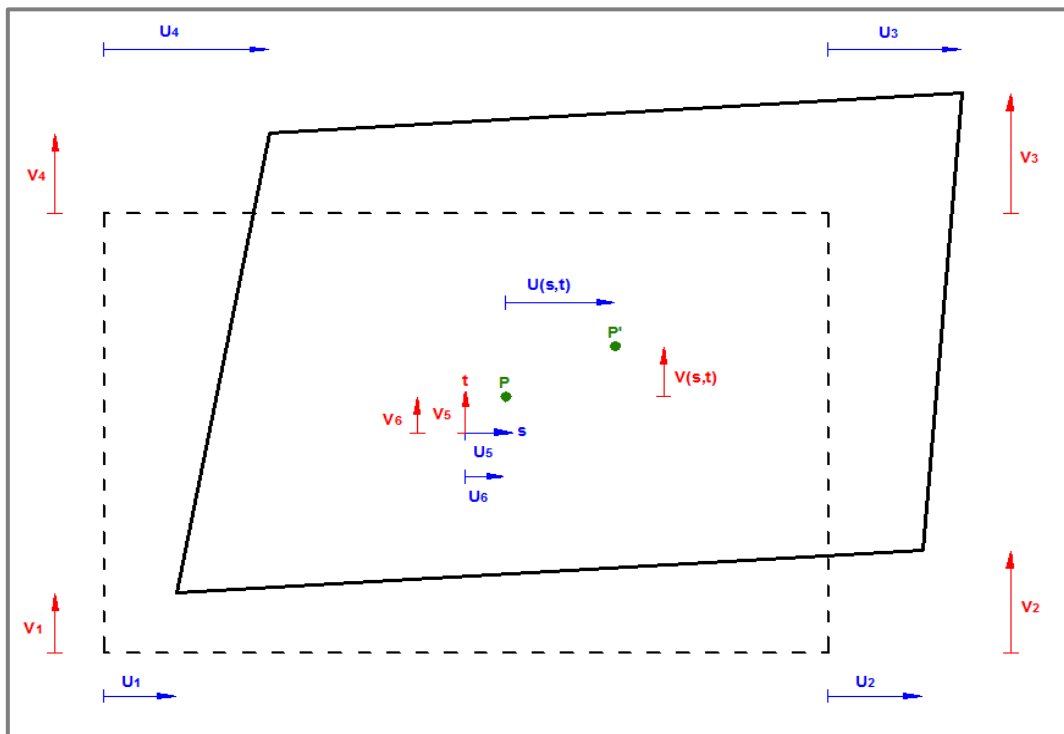
Este tipo de elemento es considerado para el hormigón (pantalla de la presa). En el caso del suelo (enrocado) no se considera la flexión y se trabaja con el elemento finito original (matriz de 8 por 8).

Para el caso del elemento finito Q4 suavizado por flexión, las ordenadas de la elástica, se encuentran definidas por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 u(s, t) &= u_1 \phi_1 + u_2 \phi_2 + u_3 \phi_3 + u_4 \phi_4 + u_5 \phi_5 + u_6 \phi_6 \\
 v(s, t) &= v_1 \phi_1 + v_2 \phi_2 + v_3 \phi_3 + v_4 \phi_4 + v_5 \phi_5 + v_6 \phi_6
 \end{aligned}
 \tag{3.3}$$

Donde:

- $u_1, u_2, u_3, u_4 - v_1, v_2, v_3, v_4$ : Deformadas elementales en los cuatro nodos esquineros.
- $u_5, u_6 - v_5, v_6$ : Deformadas elementales del centro del elemento.
- $\phi_1, \phi_2, \phi_3, \phi_4, \phi_5, \phi_6$ : Función de forma correspondiente a cada deformada elemental.



**Figura 3.3:** Ordenadas de la elástica del elemento finito Q4 suavizado por el efecto de flexión (Fuente: Aguiar, apuntes 2011)

### 3.2.2.1. Funciones de Forma para el Elemento Finito

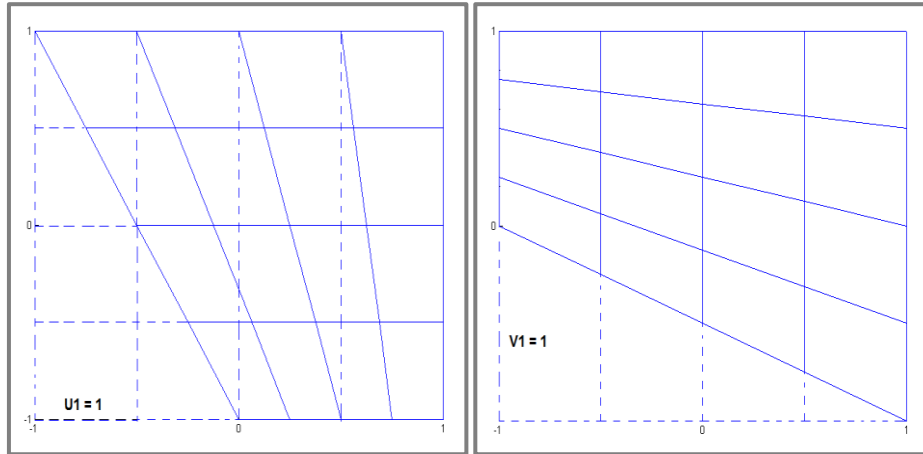
A partir de las funciones de forma se establece el comportamiento del elemento finito ante un desplazamiento unitario en los grados de libertad correspondientes al nodo considerado. Estas pueden ser obtenidas a través del

Interpolador de Lagrange (Aguiar, 2010-1). A continuación se presentan las funciones de forma asociadas a los grados de libertad del elemento:

- Función de forma asociada a los grados de libertad 1 y 2:

$$\phi_1 = 0.25(1 - s)(1 - t) \tag{3.4}$$

(3.4)

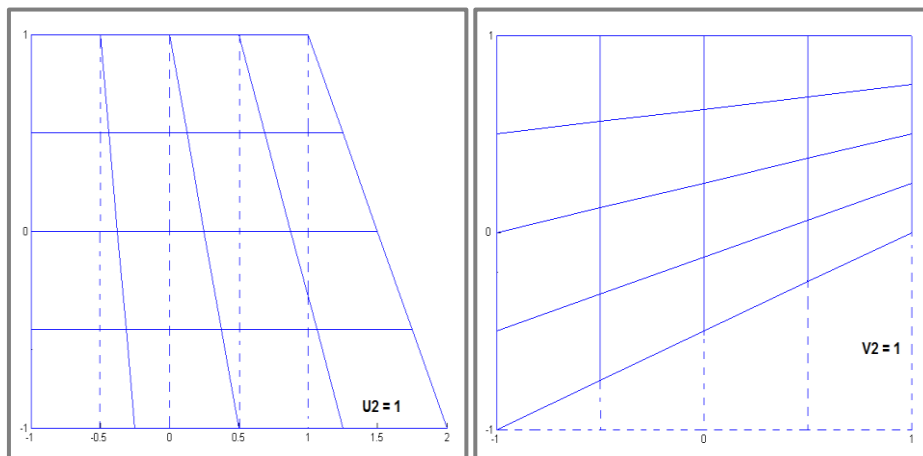


**Figura 3.4:** Función de forma - Primer nodo (Fuente: Aguilar, apuntes 2011)

- Función de forma asociada a los grados de libertad 3 y 4:

$$\phi_2 = 0.25(1 + s)(1 - t) \tag{3.5}$$

(3.5)

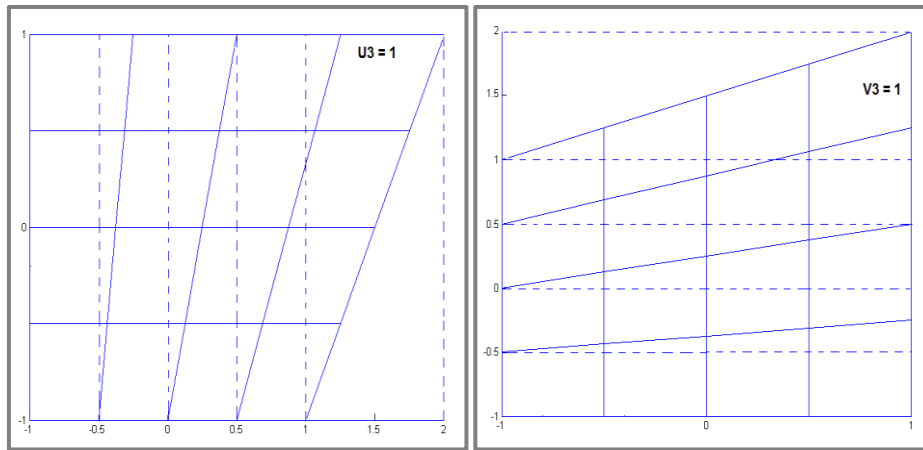


**Figura 3.5:** Función de forma - Segundo nodo (Fuente: Aguilar, apuntes 2011)

- Función de forma asociada a los grados de libertad 5 y 6:

(3.6)

$$\phi_3 = 0.25(1 + s)(1 + t)$$

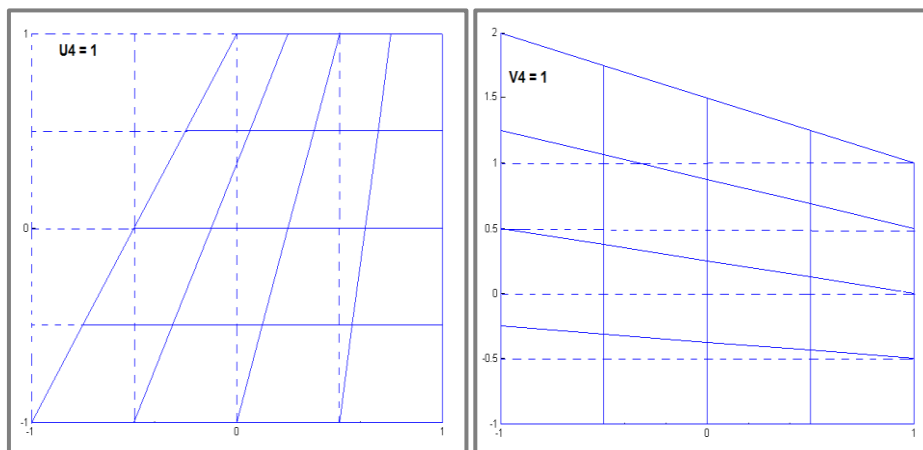


**Figura 3.6:** Función de forma - Tercer nodo (Fuente: Aguiar, apuntes 2011)

- Función de forma asociada a los grados de libertad 7 y 8:

(3.7)

$$\phi_4 = 0.25(1 - s)(1 + t)$$



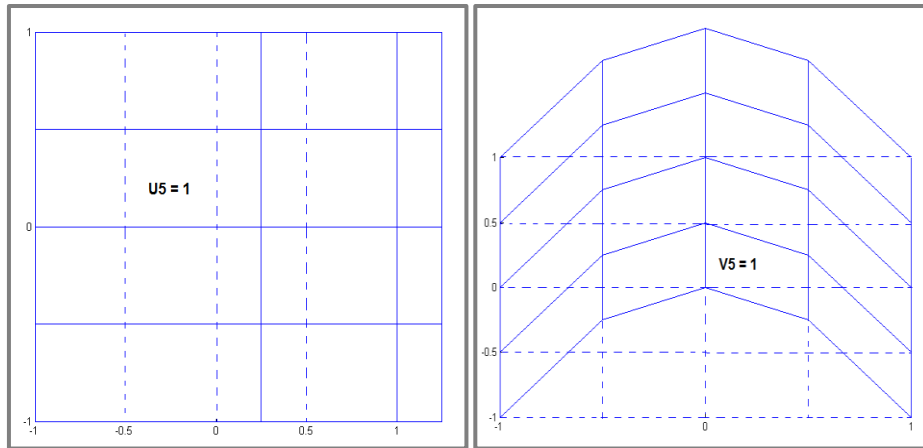
**Figura 3.7:** Función de forma - Cuarto nodo (Fuente: Aguiar, apuntes 2011)

- Función de forma asociada a los grados de libertad 9 y 10:

(3.8)

$$\phi_5 = 1 - s^2$$



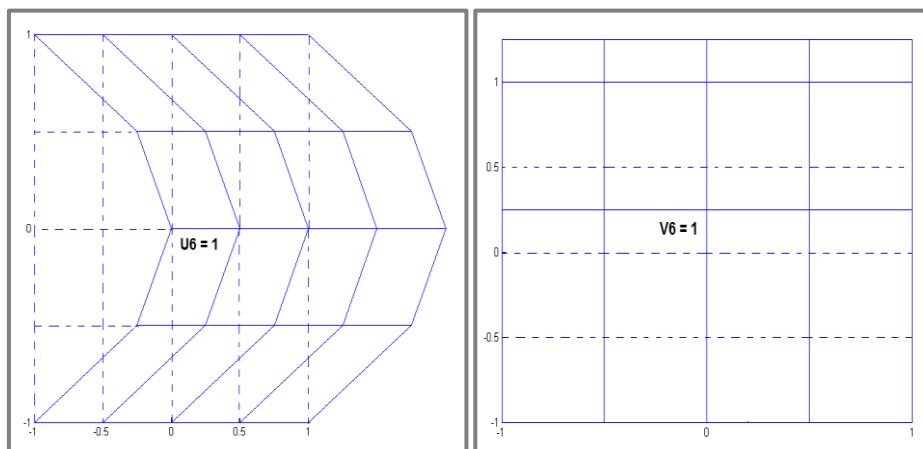


**Figura 3.8:** Función de forma - Nodo central (Fuente: Aguiar, apuntes 2011)

- Función de forma asociada a los grados de libertad 11 y 12:

$$\phi_6 = 1 - t^2$$

(3.9)

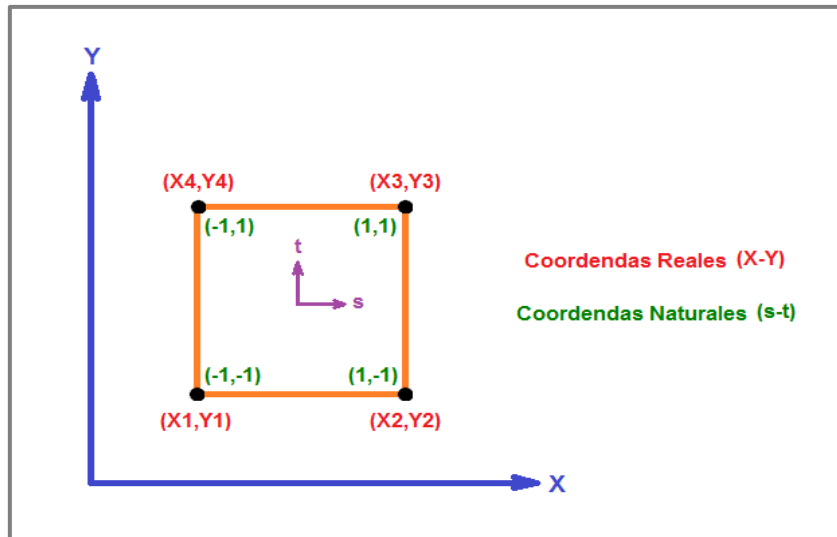


**Figura 3.9:** Función de forma - Nodo central (Fuente: Aguiar, apuntes 2011)

### 3.2.2.2. Sistemas de Coordenadas

El elemento finito que se empezó a estudiar en el presente capítulo se encuentra en un sistema coordenado cuyo origen está en el centro de dicho elemento, es decir se está trabajando en coordenadas naturales. Sin embargo,

elemento finito tiene dos sistemas de coordenadas: las reales cuyo origen coincide con el origen X-Y, y las naturales cuyo origen se mencionó anteriormente. Esto se puede evidenciar en la siguiente figura:



**Figura 3.10:** Sistemas coordenadas reales y naturales (Fuente: Aguiar, apuntes 2011)

Por lo tanto, para transformar las coordenadas naturales a reales de un punto cualquiera del elemento finito se utilizan las siguientes expresiones:

$$x = \phi_1 X_1 + \phi_2 X_2 + \phi_3 X_3 + \phi_4 X_4 \quad (3.10)$$

$$x = 0.25[(1-s)(1-t)X_1 + (1+s)(1-t)X_2 + (1+s)(1+t)X_3 + (1-s)(1+t)X_4]$$

$$(3.11)$$

$$y = \phi_1 Y_1 + \phi_2 Y_2 + \phi_3 Y_3 + \phi_4 Y_4$$

$$y = 0.25[(1-s)(1-t)y_1 + (1+s)(1-t)y_2 + (1+s)(1+t)y_3 + (1-s)(1+t)y_4]$$

### 3.2.2.3. Matriz de Compatibilidad B

La matriz de compatibilidad **B** permite relacionar los desplazamientos del elemento finito con las deformaciones.

(3.12)

$$\varepsilon = B p$$

Donde:

- $\varepsilon$ : Vector que contiene las deformaciones.
- $p$ : Vector columna que contiene los desplazamientos unitarios correspondientes a cada grado de libertad.

De la Teoría de Elasticidad se conoce que las deformaciones unitarias  $\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_y$  en sentido X-Y y la distorsión angular  $\gamma_{xy}$  se definen mediante la ecuación 3.13, mientras que el vector columna  $p$  está estructurado tal como se muestra en la ecuación 3.13.

(3.13)

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{bmatrix}$$

(3.14)

$$p^t = [u1 \ v1 \ u2 \ v2 \ u3 \ v3 \ u4 \ v4 \ u5 \ v5 \ u6 \ v6]$$

La matriz de compatibilidad, que consta de 3 filas por 12 columnas, ordena las derivadas parciales de las funciones de forma con respecto al sistema coordenado X-Y, y puede expresarse en forma simplificada como se muestra en la siguiente ecuación:

(3.15)

$$B_{(i)} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i(s, t)}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial \phi_i(s, t)}{\partial y} \\ \frac{\partial \phi_i(s, t)}{\partial y} & \frac{\partial \phi_i(s, t)}{\partial x} \end{bmatrix}$$

Donde:

- $i = 1, 2, 3, 4, 5, 6$

Por lo tanto, la matriz de compatibilidad B para todas las funciones de forma puede ser expresada también de la siguiente manera:

$$B = [B1 \quad B2 \quad B3 \quad B4 \quad B5 \quad B6] \quad (3.16)$$

Reemplazando las ecuaciones anteriores en la ecuación general 3.12 y efectuando las respectivas derivadas, se llega a lo siguiente:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= u1 \frac{\partial \phi_1}{\partial x} + u2 \frac{\partial \phi_2}{\partial x} + u3 \frac{\partial \phi_3}{\partial x} + u4 \frac{\partial \phi_4}{\partial x} + u5 \frac{\partial \phi_5}{\partial x} + u6 \frac{\partial \phi_6}{\partial x} \\ \varepsilon_y &= v1 \frac{\partial \phi_1}{\partial y} + v2 \frac{\partial \phi_2}{\partial y} + v3 \frac{\partial \phi_3}{\partial y} + v4 \frac{\partial \phi_4}{\partial y} + v5 \frac{\partial \phi_5}{\partial y} + v6 \frac{\partial \phi_6}{\partial y} \\ \gamma_{xy} &= u1 \frac{\partial \phi_1}{\partial y} + u2 \frac{\partial \phi_2}{\partial y} + u3 \frac{\partial \phi_3}{\partial y} + u4 \frac{\partial \phi_4}{\partial y} + u5 \frac{\partial \phi_5}{\partial y} + u6 \frac{\partial \phi_6}{\partial y} + \\ &\quad v1 \frac{\partial \phi_1}{\partial x} + v2 \frac{\partial \phi_2}{\partial x} + v3 \frac{\partial \phi_3}{\partial x} + v4 \frac{\partial \phi_4}{\partial x} + v5 \frac{\partial \phi_5}{\partial x} + v6 \frac{\partial \phi_6}{\partial x} \end{aligned} \quad (3.17)$$

#### 3.2.2.4. Matriz Jacobiana

La importancia de la matriz Jacobiana radica en su uso para determinar la matriz de rigidez, a partir del empleo del método de la cuadratura de Gauss, donde el determinante de dicha matriz es igual al área de influencia del punto de integración en esta cuadratura.

Esta matriz se encuentra definida de la siguiente manera:

(3.18)

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial x(s,t)}{\partial s} & \frac{\partial y(s,t)}{\partial s} \\ \frac{\partial x(s,t)}{\partial t} & \frac{\partial y(s,t)}{\partial t} \end{bmatrix}$$

De esta manera, al derivar las ecuaciones 3.10 y 3.11 con respecto a  $s$  y  $t$  se obtienen los elementos de esta la matriz Jacobiana:

(3.19)

$$\frac{\partial x(s,t)}{\partial s} = 0.25[-(1-t)X1 + (1-t)X2 + (1+t)X3 - (1+t)X4]$$

$$\frac{\partial y(s,t)}{\partial s} = 0.25[-(1-t)Y1 + (1-t)Y2 + (1+t)Y3 - (1+t)Y4]$$

$$\frac{\partial x(s,t)}{\partial t} = 0.25[-(1-s)X1 - (1+s)X2 + (1+s)X3 + (1-s)X4]$$

$$\frac{\partial y(s,t)}{\partial t} = 0.25[-(1-s)Y1 - (1+s)Y2 + (1+s)Y3 + (1-s)Y4]$$

Por otro lado, otro uso que se da a la matriz Jacobiana es para la obtención de la matriz de compatibilidad  $\mathbf{B}$ , a través de su inversa. A continuación se detalla este procedimiento:

(3.20)

$$\frac{\partial \phi_i}{\partial s} = \frac{\partial \phi_i}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial s} + \frac{\partial \phi_i}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial s}$$

$$\frac{\partial \phi_i}{\partial t} = \frac{\partial \phi_i}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial t} + \frac{\partial \phi_i}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial t}$$

Otra manera de ordenar la expresión anterior es:

(3.21)

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i}{\partial s} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial s} & \frac{\partial y}{\partial s} \\ \frac{\partial x}{\partial t} & \frac{\partial y}{\partial t} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial y} \end{bmatrix}$$

Donde se puede observar que se encuentra incluida la matriz Jacobiana. Es así que se puede representar la expresión anterior de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i}{\partial s} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial t} \end{bmatrix} = J \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial y} \end{bmatrix} \quad (3.22)$$

Partiendo de esta última expresión, se realiza el despeje necesario para finalmente obtener los componentes de la matriz de compatibilidad:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial y} \end{bmatrix} = J^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i}{\partial s} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial t} \end{bmatrix} \quad (3.23)$$

### 3.2.2.5. Cálculo de la Matriz de Rigidez

En Aguiar 2010-2 se presenta en forma muy detallada el cálculo de la matriz de rigidez del elemento finito Q4, desde la deducción de la siguiente ecuación:

$$K_e = \int_V B^t C_T B dV \quad (3.24)$$

Donde:

- $K_e$ : Matriz de rigidez del elemento finito.
- $B$ : Matriz de compatibilidad.
- $C_T$ : Matriz de elasticidad.
- $dV$ : Diferencial de volumen.

Al integrar en coordenadas naturales, la expresión 3.24 se transforma en:

$$K_e = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 B^t C_T B e dA \quad (3.25)$$

Donde:

- $e$ : Espesor del elemento finito que se considera constante.
- $dA$ : Diferencial de área.

A partir de esto se emplea la cuadratura de Gauss para los cuatro puntos de integración, con lo cual se determina la siguiente expresión:

$$K_e = \sum_{i=1}^4 B_i^t C_T B_i \det(J) e P_i \quad (3.26)$$

Donde:

- $\det(J)$ : Determinante del Jacobiano, que corresponde al área cooperante del punto que se está considerando en la cuadratura de Gauss.
- $P_i$ : Peso que se está asociando a los puntos de la cuadratura de Gauss. Para cuando se consideran dos puntos de integración (en cada dirección), el valor de  $P_i = 1$ .

### 3.3. Matriz de Masas

Existen tres modelos para concentrar las masas en una estructura con las cuales se pueden trabajar:

- 1) En las caras laterales.
- 2) En las caras laterales y al medio (sólo cuando el número de divisiones en el sentido X sean pares).
- 3) En todos los nodos (más real).

El criterio que se utiliza para encontrar la matriz de masas en este trabajo es el tercero mencionado anteriormente; es decir, la distribución del área cooperante de cada elemento finito hacia cada nodo, según la discretización que se realice a la estructura, siempre trabajando en coordenadas principales.

Se debe señalar que al considerar masas puntuales en los nodos, la matriz de masas va a ser una matriz diagonal, cuyo orden dependerá de los grados de libertad considerados como principales. Es así que las masas se ordenan en la diagonal de acuerdo al grado de libertad al que se encuentren relacionadas.

Para determinar la masa de la sección de análisis de una estructura se aplica la siguiente ecuación:

$$m_e = \frac{P_T}{g} \quad (3.27)$$

Donde:

- $m_e$ : Masa de la estructura ( $Tn \cdot seg^2/m$ ).
- $P_T$ : Peso de la estructura ( $Tn$ ).
- $g$ : aceleración de la gravedad ( $m/seg^2$ ).

El peso de la estructura viene dado por la siguiente expresión:

$$P_T = A_s \cdot e \cdot \gamma \quad (3.28)$$



Donde:

- $A_S$ : Área total de la sección considerada para el análisis.
- $e$ : Espesor considerado para el análisis (constante).
- $\gamma$ : Peso específico del material que compone la estructura.

Es así que para calcular las masas puntuales de una malla de elementos finitos, la ecuación que permite determinarlas es la siguiente:

$$m_i = \frac{A_i e \gamma}{g} \quad (3.29)$$

Donde:

- $m_i$ : Masa puntual del nodo  $i$ .
- $A_i$ : Área cooperante del elemento finito.
- $e$ : Espesor considerado para el análisis (constante).
- $\gamma$ : Peso específico del material del cual está compuesto el elemento finito.

Para el caso de una presa CFRD, se debe definir exactamente los elementos finitos que pertenecen a la pantalla de hormigón y los que corresponden al enrocado para asignarles sus verdaderos valores de peso específico.

### 3.4. Método de Superposición Modal

Al haber sido encontradas tanto la matriz de masas como la matriz de rigidez, se puede encontrar los valores y vectores propios, resolviendo el problema de vibración libre sin amortiguamiento en un sistema de  $n$  grados de libertad.

(3.30)

$$\bar{M}\ddot{q} + \bar{C}\dot{q} + \bar{K}q = \bar{Q}$$

Donde:

- $\bar{M}$ : Matriz de masas.
- $\bar{C}$ : Matriz de amortiguamiento.
- $\bar{K}$ : Matriz de rigidez.
- $\ddot{q}, \dot{q}, q$ : Vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento, respectivamente.
- $\bar{Q}$ : Vector de cargas

Pero:

- $\bar{Q} = 0$  Vibración libre.
- $\bar{C} = 0$  Sin amortiguamiento.

Entonces obtenemos una nueva expresión:

$$\bar{M}\ddot{q} + \bar{K}q = 0 \tag{3.31}$$

Derivando:

$$\begin{aligned} q(t) &= \phi f(t) \\ \dot{q}(t) &= \phi \dot{f}(t) \\ \ddot{q}(t) &= \phi \ddot{f}(t) \end{aligned} \tag{3.32}$$

Reemplazando las derivadas en la ecuación 3.31 se tiene:

$$\bar{M}[\phi \ddot{f}(t)] + \bar{K}[\phi f(t)] = 0 \tag{3.33}$$

Dividiendo la expresión anterior para  $f(t)$  se obtiene:

(3.34)

$$\left[ \bar{M} \begin{bmatrix} \ddot{f}(t) \\ f(t) \end{bmatrix} + \bar{K} \right] \phi = 0$$

Donde:

- $\ddot{f}(t)/f(t)$ : Relación que determina el valor propio  $-\lambda$ .
- $\phi$ : Vector propio.

Sin embargo se tienen ahora dos problemas a resolver:

(3.35)

$$[\bar{K} - \lambda \bar{M}] \phi = 0$$

$$\ddot{f}(t)/f(t) = 0$$

### 3.4.1. Modos de Vibración, Períodos y Aceleración Espectrales

Para determinar los valores propios se recurre al uso del determinante, ya que las matrices de masas y rigidez, de la expresión 3.35, no pueden ser cero:

(3.36)

$$\det|\bar{K} - \lambda \bar{M}| = 0$$

Resolviendo la anterior expresión se obtienen  $n$  raíces de  $\lambda$ , reales y positivas.

Se debe anotar que cuando la estructura ingresa a rango no lineal y empieza a dañarse, los valores propios ya no son reales, son imaginarios.

(3.37)

$$\lambda_1 \leq \lambda_2 \leq \lambda_3 \dots \leq \lambda_i$$

Los vectores propios calculados  $\phi^{(i)}$  constituyen los modos de vibración y con los valores propios  $\lambda_i$ , se encuentran los períodos de vibración  $T_i$  en cada modo de vibración, mediante las siguientes ecuaciones:

$$W_{ni} = \sqrt{\lambda_i} \quad (3.38)$$

$$T_i = \frac{2\pi}{W_{ni}} \quad (3.39)$$

Donde:

- $W_{ni}$ : Frecuencia natural del modo  $i$ .

Como se está resolviendo en coordenadas principales, los modos de vibración hallados son igualmente los correspondientes a los grados de libertad principales  $\phi_A$ . Para hallar los modos en coordenadas secundarias  $\phi_B$ , se utiliza la matriz de incidencia; así:

$$\phi_B = X_I \phi_A \quad (3.40)$$

Donde:

- $X_I$ : Matriz de incidencia.

De esta manera, los modos de vibración completos se presentan de la siguiente forma:

$$\phi = \begin{bmatrix} \phi_A \\ \phi_B \end{bmatrix} \quad (3.41)$$

Es necesario mencionar que los modos de vibración, los cuales son adimensionales, son importantes debido a que indican la forma como va a responder la estructura.

Finalmente, con los períodos de vibración se ingresa al espectro de diseño y se determinan las aceleraciones espectrales  $A_{di}$ .

### 3.4.2. Matriz de Incidencia

Previo a la descripción de la matriz de incidencia, se debe señalar que a partir de la condensación de la matriz de rigidez de la estructura se encuentran las submatrices  $K_{AA}$ ,  $K_{AB}$ ,  $K_{BA}$ ,  $K_{BB}$ , a través de la partición de la matriz de rigidez total. De esta manera, la matriz de incidencia se encuentra resolviendo el sistema de ecuaciones siguiente:

$$K_{BB} X_I = -K_{BA} \quad (3.42)$$

Donde:

- $K_{BB}, K_{BA}$ : Submatrices de la matriz de rigidez completa, con todos los grados de libertad.

### 3.4.3. Factores de Participación Modal

Una vez determinados los modos de vibración, empieza el Método de Superposición Modal, a través del cálculo de los factores de participación modal  $\gamma_i$ , los cuales están definidos por la siguiente ecuación:

$$\gamma_i = \frac{\phi_A^{(i)t} M b}{\phi_A^{(i)t} M \phi_A^{(i)}} \quad (3.43)$$

Donde:

- $\gamma_i$ : Factores de participación modal.
- $b$ : Vector de incidencia del movimiento del suelo en los grados de libertad (vector con tantos unos como coordenadas principales).

#### 3.4.4. Desplazamientos Máximos Modales

Los desplazamientos máximos modales se pueden obtener en base a la siguiente expresión:

$$q^{(i)} = \gamma_i \left( \frac{T_i}{2\pi} \right)^2 A_{di} \phi^{(i)} \quad (3.44)$$

Donde:

- $A_{di}$ : Aceleración espectral en el modo  $i$ .

Asimismo, los desplazamientos máximos modales encontrados son los correspondientes a los grados de libertad principales  $q_A$ . Para hallar los desplazamientos en coordenadas secundarias  $q_B$ , se recurre nuevamente a la matriz de incidencia, tal como se presenta a continuación:

$$q_B = X_I q_A \quad (3.45)$$

De esta forma, los desplazamientos máximos modales totales se presentan de la siguiente manera:

$$q = \begin{bmatrix} q_A \\ q_B \end{bmatrix} \quad (3.46)$$

#### 3.4.5. Fuerzas Máximas Modales

Las fuerzas máximas modales se determinan mediante la siguiente expresión:

$$F^{(i)} = \gamma_i A_{di} M \phi^{(i)} \quad (3.47)$$

Cabe señalar que estas fuerzas calculadas tienen concordancia con la forma del modo, ya que el mismo sentido que tenga el modo será el que asuma la fuerza.

### 3.4.6. Criterio de Combinación Modal

Para encontrar las respuestas máximas probables de fuerzas y desplazamientos, existen varios criterios de combinación modal. Sin embargo para el presente trabajo se utilizará un criterio adecuado conocido como el del Valor Máximo Probable, el cual se define a partir de la siguiente ecuación:

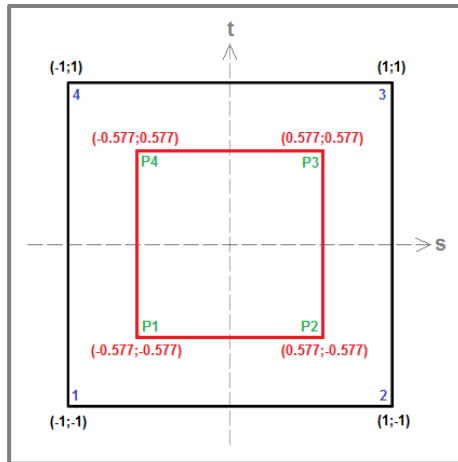
$$r = \sqrt{\sum_{i=1}^n r_i^2} \quad (3.48)$$

Donde:

- $n$ : Número total de modos.
- $r_i$ : Fuerzas o desplazamientos a combinar.

### 3.5. Esfuerzos Resultantes

Los esfuerzos a los que se ve sometida una estructura, pueden ser calculados una vez obtenidos los desplazamientos totales en los grados de libertad. Es así que, previo al cálculo de los esfuerzos, se debe encontrar las deformaciones en los puntos de integración de Gauss (Figura 3.11). Para esto se aplica la teoría descrita anteriormente en la sección de la Matriz de Compatibilidad, ya que las deformaciones vienen dadas por la ecuación 3.12.



**Figura 3.11:** Puntos de integración de Gauss (Fuente: Aguiar, apuntes 2011)

### 3.5.1. Relación Esfuerzo - Deformación

La relación entre el esfuerzo y la deformación se determina a través de la siguiente expresión:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = E \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (3.49)$$

En el caso de tensión plana, la matriz de elasticidad viene dada por:

$$E_{TP} = \frac{E}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 - \nu}{2} \end{bmatrix} \quad (3.50)$$

Donde:

- $E$ : módulo de elasticidad.
- $\nu$ : coeficiente de Poisson.

En cambio, la matriz de elasticidad para el caso de deformación plana es:



(3.51)

$$E_{DP} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix}$$

Para la pantalla de hormigón, se trabaja bajo el caso de tensión plana, mientras que para el enrocado de la presa se trabaja bajo el caso de deformación plana.

Reemplazando las expresiones anteriores en la fórmula 3.49, se tiene:

(3.52)

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix}$$

Con las expresiones anteriores se encuentran los esfuerzos en los puntos de integración  $s, t$  (Figura 3.11), para cada elemento según el tipo de material que lo componga.

Para encontrar los esfuerzos en los nodos del elemento finito se considera que la variación de los esfuerzos dentro del elemento finito es lineal. Por lo tanto:

(3.53)

$$\begin{aligned} \sigma_x(x, y) &= \sigma_{x1}\phi_1(a, b) + \sigma_{x2}\phi_2(a, b) + \sigma_{x3}\phi_3(a, b) + \sigma_{x4}\phi_4(a, b) \\ \sigma_y(x, y) &= \sigma_{y1}\phi_1(a, b) + \sigma_{y2}\phi_2(a, b) + \sigma_{y3}\phi_3(a, b) + \sigma_{y4}\phi_4(a, b) \\ \tau_{xy}(x, y) &= \tau_{xy1}\phi_1(a, b) + \tau_{xy2}\phi_2(a, b) + \tau_{xy3}\phi_3(a, b) + \tau_{xy4}\phi_4(a, b) \end{aligned}$$

Donde:

- $\sigma_x(x, y), \sigma_y(x, y), \tau_{xy}(x, y)$ : Esfuerzos donde se desean calcular.

- $\sigma_{x1}, \sigma_{x2}, \sigma_{x3}, \sigma_{x4}$ : Esfuerzos en sentido X, en los puntos de integración de la cuadratura de Gauss.
- $\sigma_{y1}, \sigma_{y2}, \sigma_{y3}, \sigma_{y4}$ : Esfuerzos en sentido Y, en los puntos de integración de la cuadratura de Gauss.
- $\tau_{xy1}, \tau_{xy2}, \tau_{xy3}, \tau_{xy4}$ : Esfuerzos de corte en los puntos de integración de la cuadratura de Gauss.
- $a, b$ : Coordenadas donde se van a evaluar las funciones de forma.

Entonces, la expresión 3.53 en forma matricial queda expresada así:

$$\sigma_{CG} = \sigma_{CL} * \phi_{CG} \tag{3.54}$$

$$\sigma_{CG} = \begin{bmatrix} \sigma_x(x, y) \\ \sigma_y(x, y) \\ \tau_{xy}(x, y) \end{bmatrix} \quad \sigma_{CL} = \begin{bmatrix} \sigma_{x1} & \sigma_{x2} & \sigma_{x3} & \sigma_{x4} \\ \sigma_{y1} & \sigma_{y2} & \sigma_{y3} & \sigma_{y4} \\ \tau_{xy1} & \tau_{xy2} & \tau_{xy3} & \tau_{xy4} \end{bmatrix} \quad \phi_{CG} = \begin{bmatrix} \phi_1(a, b) \\ \phi_2(a, b) \\ \phi_3(a, b) \\ \phi_4(a, b) \end{bmatrix}$$

Por ejemplo, para el punto P1 (-0.577;-0.577), el esfuerzo en sentido X vale  $\sigma_{xi}$ . En cambio para el punto 1 (-1,-1), para determinar el esfuerzo se aplica una simple regla de tres donde  $a = 1/s_1$  y  $b = 1/t_1$ , manteniendo de esta forma la variación lineal de los esfuerzos dentro del elemento finito.

### 3.6. Análisis de la Presa Mazar con CEINCI-LAB

Una vez revisada la teoría y las diferentes expresiones concernientes al análisis sísmico con el empleo del Método de Superposición Modal, se procede a aplicar subrutinas de CEINCI-LAB el cual es un programa que sirve para el análisis sísmico de diferentes estructuras, entre ellas las presas, y que ha sido

desarrollado en base a Matlab, bajo la autoría y dirección del Dr. Roberto Aguiar.

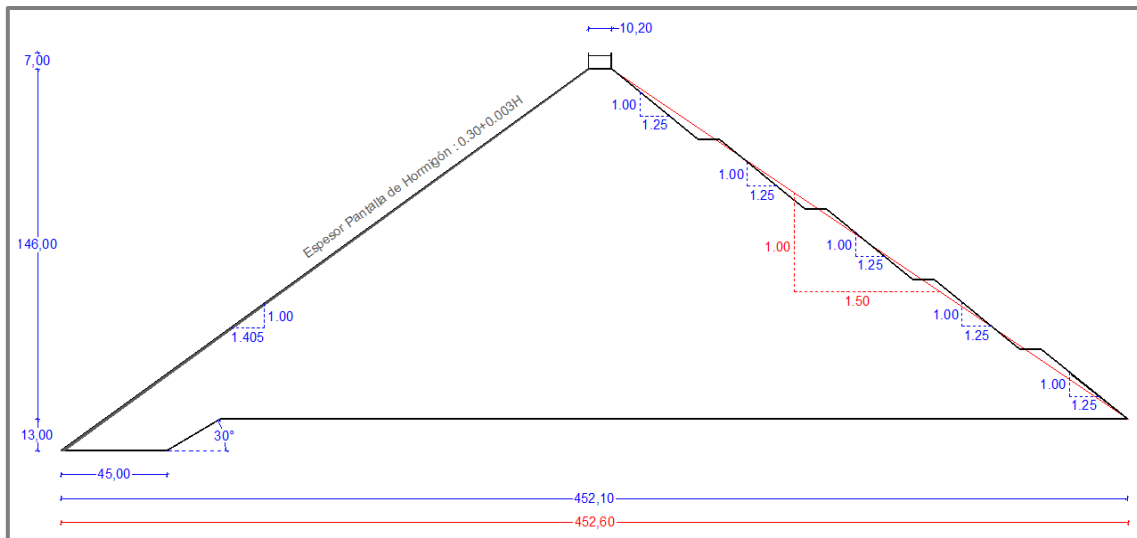
Para el análisis sísmico de la Presa Mazar, en el sentido del flujo del río, se elaboró un Programa Base denominado **ANALISIS\_PRESA\_MAZAR**, donde se ingresan todos los valores necesarios (diferenciados por secciones) para realizar los cálculos inmersos en el presente estudio, y que además se encarga de llamar a cada una de las subrutinas de CEINCI-LAB que intervienen en el análisis de presas. Cabe señalar que fue necesario complementar algunas subrutinas para aplicarlas a una presa enrocada con pantalla de hormigón que incluye un talón, como es el caso de la presa Mazar.

Además, una consideración asumida es la base fija de la presa, lo que significa que están restringidos los desplazamientos horizontales y verticales en todos los nodos que están en esta cara de contacto con la cimentación. A continuación se presenta el procedimiento seguido para el análisis y cada una de las subrutinas utilizadas.

### **3.6.1. Definición de la Geometría de la Presa**

En el capítulo anterior se mencionó que la cara aguas abajo de la presa se encuentra constituida por varios taludes de 1.25H:1.0V (Figura 2.9). Por este motivo la geometría adoptada para el análisis de la presa Mazar considera un solo talud equivalente en la cara aguas abajo de 1.5H:1.0V (Figura 3.12).

Los datos de la geometría de la presa Mazar se encuentran ingresados en el programa base, en la sección “Datos Generales del Proyecto”.



**Figura 3.12:** Geometrías real y simplificada de la presa Mazar

### 3.6.2. Propiedades Mecánicas de los Materiales de la Presa

Para el análisis sísmico de una presa de enrocado con pantalla de hormigón realizado con CEINCI-LAB, son necesarios los valores correspondientes al Módulo de Elasticidad ( $E$ ), Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) y Peso Específico ( $\gamma$ ), tanto del hormigón como del enrocado.

A continuación se presenta estos valores, los mismos que fueron obtenidos del “Análisis Numérico de la Presa Mazar”, realizado por Ingetec S.A. y proporcionados por Hidropaute.

**Tabla 3.1:** Valores del módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson y peso específico de los materiales que componen la presa Mazar (Fuente: Ingetec, 2007)

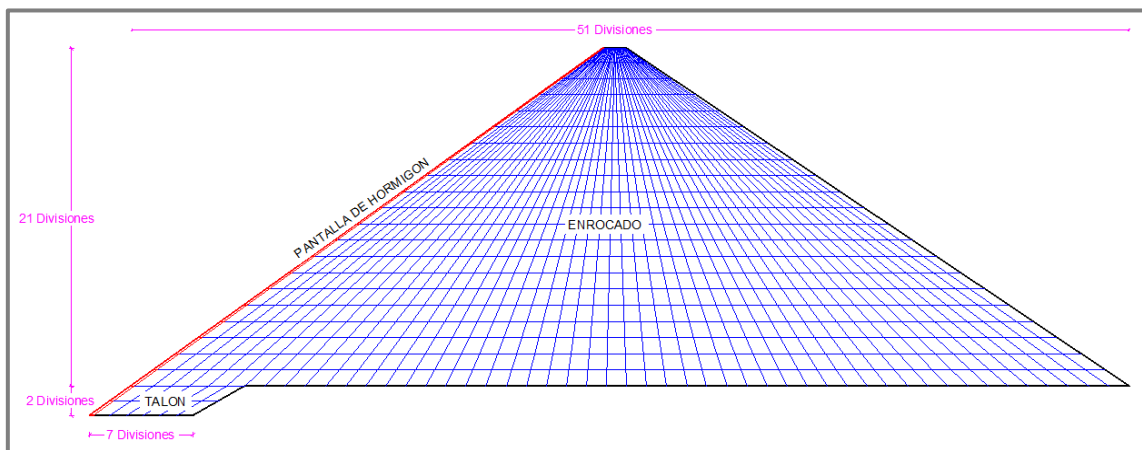
Material	Módulo de Elasticidad (T/m <sup>2</sup> )	Coeficiente de Poisson	Peso Específico (T/m <sup>3</sup> )
Hormigón	2 000 000	0.30	2.40
Enrocado	15 000	0.30	2.10

Estos valores se ingresan en el programa base, en la sección “Propiedades de los Materiales”.

### 3.6.3. División de la Presa en Elementos Finitos

La finalidad de dividir a la presa Mazar en  $n$  elementos finitos, es conocer los resultados correspondientes a desplazamientos, fuerzas, esfuerzos, entre otros, en cualquier punto de la malla formada, y por ende determinar el comportamiento global de la estructura.

Es así que la discretización realizada considera 51 divisiones en el sentido X por 21 divisiones en el sentido Y para la sección superior al talón (que para el presente trabajo se lo denominará “presa”), y 7 divisiones en el sentido X por 2 divisiones en el sentido Y únicamente para el talón, con lo cual se genera una malla total de 1085 elementos finitos y 1160 nodos, con los cuales se trabaja en el análisis. Cabe señalar que la pantalla de hormigón siempre se considera como una sola franja (única partición en X) dividida en los elementos finitos respectivos a la cantidad de divisiones en el sentido Y de la presa más el talón.



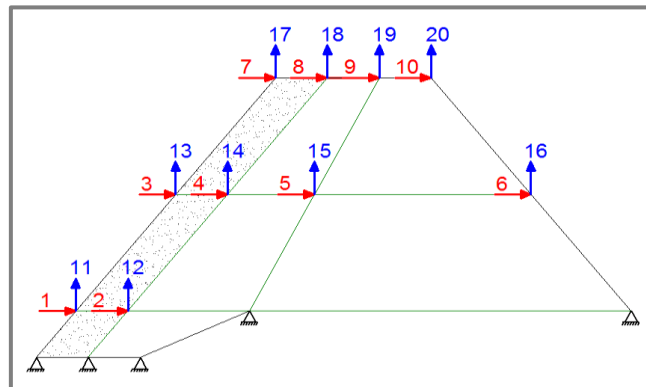
**Figura 3.13:** Discretización de la presa Mazar

Para realizar esta discretización, los valores correspondientes a las divisiones se ingresan en el programa base, en la sección “Elementos Finitos–Divisiones”.

Por otro lado, es importante mencionar que el análisis se lo realiza por metro de profundidad para toda la malla, y la aceleración de la gravedad es de 9.80 m/seg<sup>2</sup>. Estos datos se ingresan en la sección “Condiciones de Cálculo”, posterior a la discretización.

### 3.6.4. Grados de Libertad

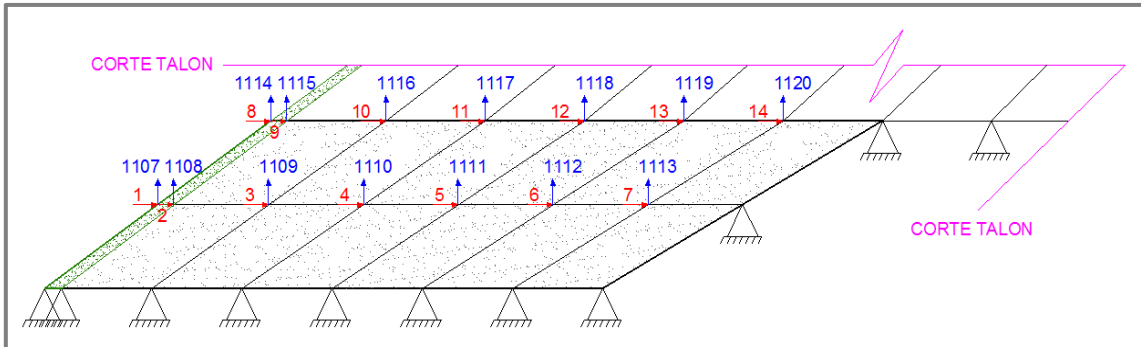
Al considerar una base fija, los nodos que se encuentran sobre ella no poseen grados de libertad y por ende no existen masas en esta posición. Es así que, en cada uno de los nodos restantes se consideran dos grados de libertad: horizontal y vertical, siendo el primero el principal.



**Figura 3.14:** Ejemplificación de la numeración de los grados de libertad

Pues bien, con la discretización realizada para la presa Mazar y tomando en cuenta los nodos fijos de la base, el número de grados de libertad que se obtienen son 2212. En la Figura 3.15 se muestra un corte de la presa Mazar correspondiente al talón donde se visualiza la numeración de los grados de

libertad, y la nulidad de los éstos en los nodos fijos de la base. Como se puede notar, los grados principales van de 1 a 1106, mientras que los grados de libertad secundarios empiezan en 1107 y van hasta 2212.

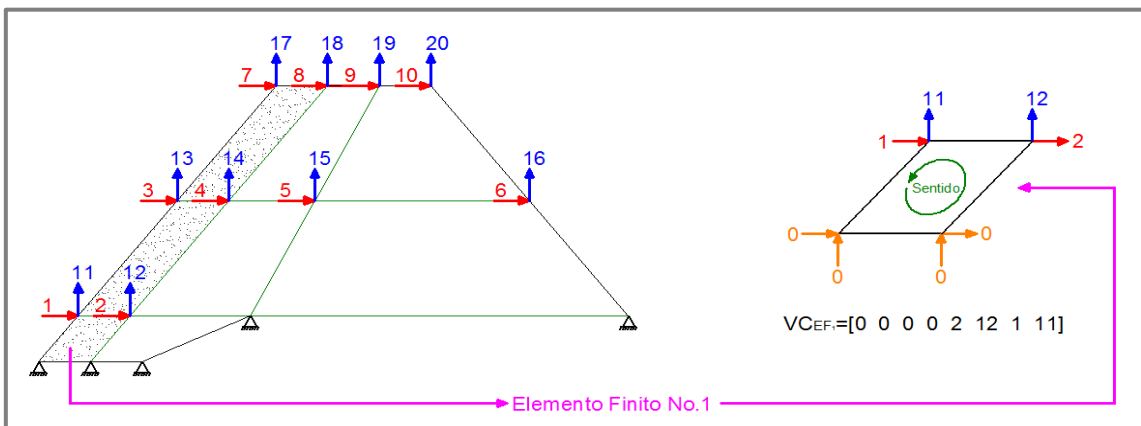


**Figura 3.15:** Numeración de los grados de libertad del talón de la presa Mazar

Para determinar los grados de libertad, se enlaza al programa base con la subrutina VC\_PRESA (sección “Coordenadas Generalizadas Totales”).

### 3.6.5. Vectores de Colocación

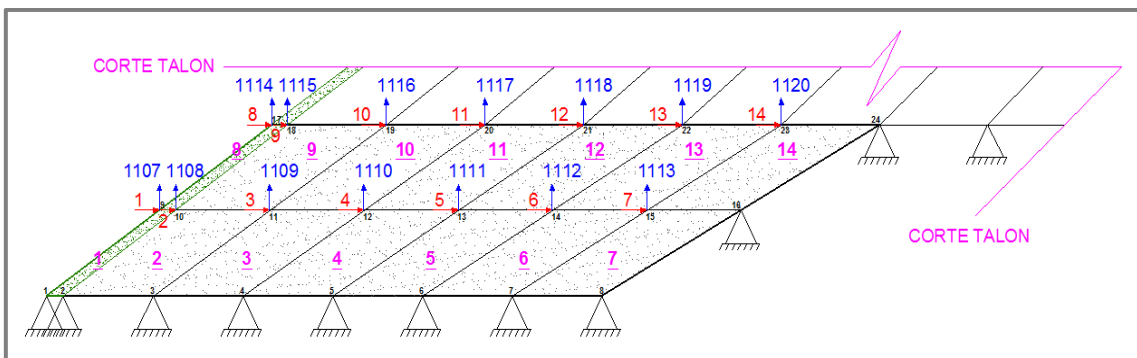
Los vectores de colocación permiten agrupar los grados de libertad de cada nodo correspondiente a cada elemento finito.



**Figura 3.16:** Ejemplificación de la forma de agrupar los grados de libertad

Para obtener cada vector, se vincula al programa base con la subrutina VC\_PRESA (sección “Vectores de Colocación”). Finalmente se los agrupa en una matriz, la cual será posteriormente utilizada dentro del proceso de cálculo de la matriz de rigidez.

Ahora por el lado de la presa Mazar, al tener 1085 vectores de colocación, se procede a presentar los vectores de colocación de la primera fila de elementos finitos del talón, al ser muy grande la cantidad de resultados. De esta manera se puede tener una idea de la forma de agrupación de los grados de libertad en los vectores de colocación de cada elemento, teniendo como base en la Figura 3.17.



**Figura 3.17:** Numeración de elementos finitos, nodos y grados de libertad del talón

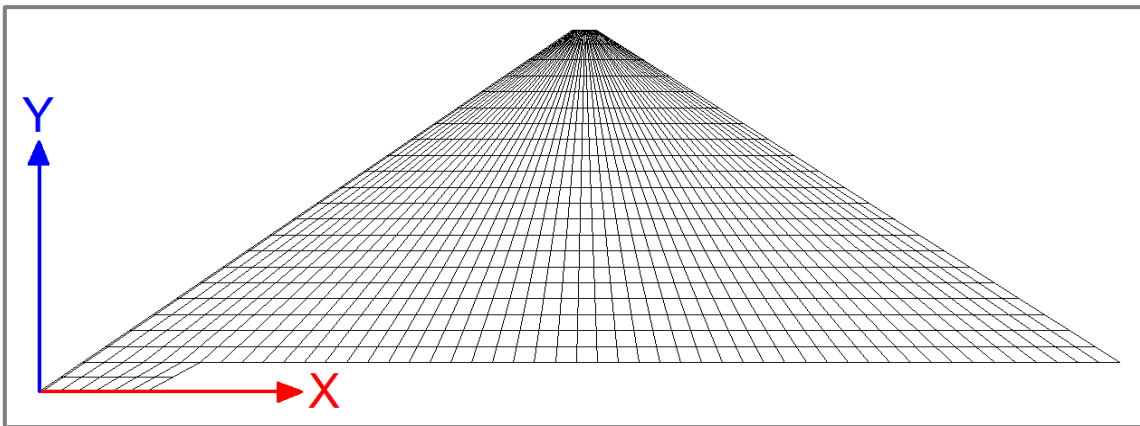
**Tabla 3.2:** Vectores de colocación de la primera fila de elementos finitos que componen el talón de la presa Mazar.

Elemento	Vectores de Colocación (VC)							
1	0	0	0	0	2	1108	1	1107
2	0	0	0	0	3	1109	2	1108
3	0	0	0	0	4	1110	3	1109
4	0	0	0	0	5	1111	4	1110
5	0	0	0	0	6	1112	5	1111
6	0	0	0	0	7	1113	6	1112
7	0	0	0	0	0	0	7	1113



### 3.6.6. Coordenadas X–Y de los Elementos Finitos que componen la Presa

La subrutina VC\_PRESA también permite obtener las coordenadas de cada uno de los elementos finitos que componen la presa Mazar, en la sección “Coordenadas X - Y”. Para esto, se toma como centro de los ejes X-Y el punto ubicado en la esquina inferior izquierda del talón.



**Figura 3.18:** Centro del eje de coordenadas X-Y para la presa Mazar

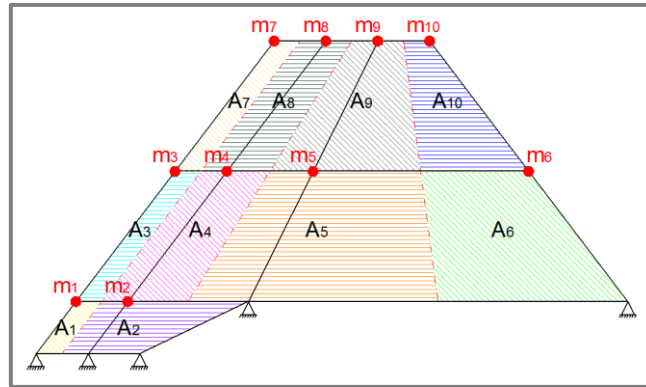
De la misma forma como se procedió con los vectores de colocación, debido a la gran cantidad de elementos finitos, a continuación se presentan las coordenadas de la primera fila de elementos finitos del talón de la presa Mazar.

**Tabla 3.3:** Coordenadas X-Y de la primera fila de elementos finitos que componen el talón de la presa Mazar.

Elemento	Coordenadas X	Coordenadas Y
1	(0.00 ; 1.33 ; 10.43 ; 9.13)	(0.00 ; 0.00 ; 6.50 ; 6.50)
2	(1.33 ; 8.61 ; 18.06 ; 10.43)	(0.00 ; 0.00 ; 6.50 ; 6.50)
3	(8.61 ; 15.88 ; 25.70 ; 18.06)	(0.00 ; 0.00 ; 6.50 ; 6.50)
4	(15.88 ; 23.16 ; 33.34 ; 25.70)	(0.00 ; 0.00 ; 6.50 ; 6.50)
5	(23.16 ; 30.44 ; 40.98 ; 33.34)	(0.00 ; 0.00 ; 6.50 ; 6.50)
6	(30.44 ; 37.72 ; 48.62 ; 40.98)	(0.00 ; 0.00 ; 6.50 ; 6.50)
7	(37.72 ; 45.00 ; 56.26 ; 48.62)	(0.00 ; 0.00 ; 6.50 ; 6.50)

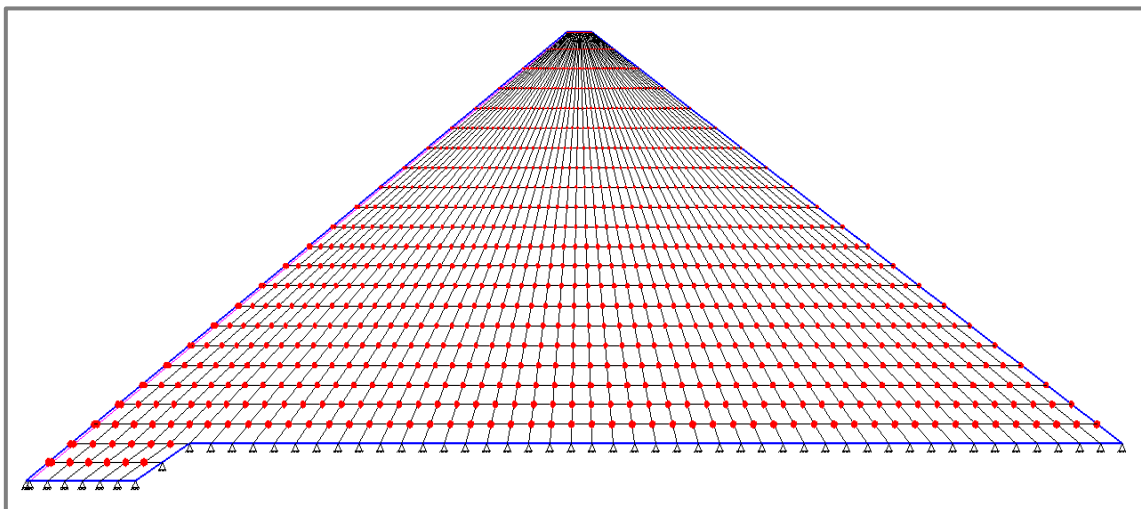
### 3.6.7. Cálculo de la Matriz de Masas

Las masas puntuales son consideradas en todos los nodos excepto los de la base de la presa por cuanto son fijos.



**Figura 3.19:** Ejemplificación de las masas puntuales y su ancho cooperante

Para el caso de la presa Mazar, el orden de la matriz de masas viene dado por el número de grados de libertad principales, es decir es de 1106 por 1106, los cuales definen el orden de las masas puntuales en la diagonal. La distribución de estas masas en toda la malla de elementos finitos se encuentra representada en la figura 3.20.



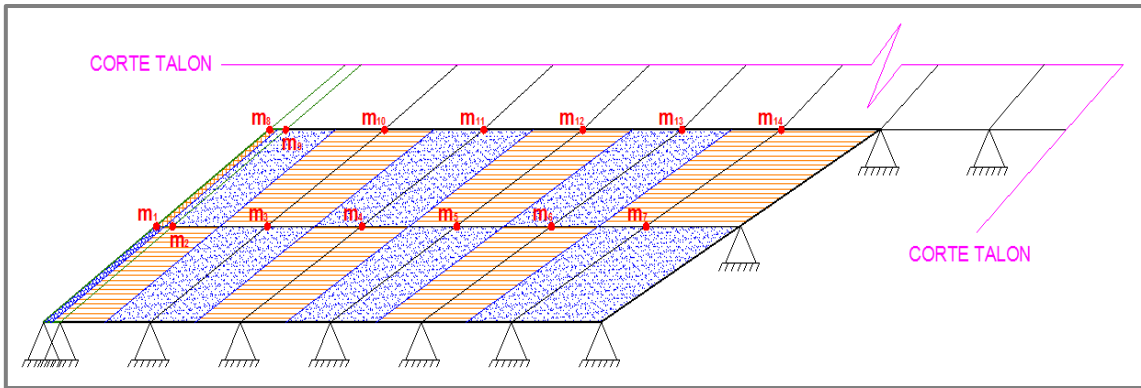
**Figura 3.20:** Distribución de masas puntuales

Por otro lado, la masa total de la presa también se puede obtener con la sumatoria de la diagonal de la matriz de masas. Entonces, una vez determinadas las masas en cada nodo se procede a calcular la masa total de la presa Mazar, dando como resultado  $7089.49 \text{ Tn} \cdot \text{seg}^2/\text{m}$ . Asimismo, para determinar el peso total de la estructura, simplemente se multiplica este valor de masa por la aceleración de la gravedad. Es así que el peso total por metro de sección analizada, es  $69476.99 \text{ Tn}$ .

Tal como se procedió con las coordenadas X-Y de la presa Mazar, a continuación se presentan los valores de las masas consideradas en los nodos de la malla de elementos finitos de la primera fila de elementos finitos del talón de la presa, tomando como guía la Figura 3.21.

**Tabla 3.4:** Proceso de cálculo de las masas puntuales de la primera fila de elementos finitos que componen el talón de la presa Mazar.

E.F.	Área Total (m <sup>2</sup> )	Área Coop. A <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	Peso Específico $\gamma$ (T/m <sup>3</sup> )	Espesor e (m)	Gravedad g (m/seg <sup>2</sup> )	Valor de la Masa Puntual $m_i = \frac{A_i e \gamma}{g}$ (Tn*seg <sup>2</sup> /m)
1	8.52	4.26	Hormigón 2.40	1.00	9.80	m1 = 1.04371
		4.26				m2 = 6.23809
2	48.48	24.24	Enrocado 2.10			m3 = 10.38876
		24.24				m4 = 10.38876
3	48.48	24.24				m5 = 10.38876
		24.24				m6 = 10.38876
4	48.48	24.24				m7 = 15.58315
		24.24				
5	48.48	24.24				
		24.24				
6	48.48	24.24				
		24.24				
7	48.48	48.48				



**Figura 3.21:** Distribución de masas en el talón de la presa Mazar

El cálculo de la matriz de masas y el peso total de la presa se lo realiza en la subrutina VC\_PRESA, en la secciones “Matriz de Masas” y “Peso Total”, respectivamente.

### 3.6.8. Cálculo de la Matriz de Rigidez

Para el cálculo de la matriz de rigidez se hace uso de la subrutina RIGIDEZ\_ESTRUCTURA\_EF\_PRESA, enlazada con el programa base.

La matriz de rigidez de la estructura SS, la cual se halla por ensamblaje directo (Aguiar, 2004), es originalmente de orden 2212 por 2212, por cuanto se trabaja con todos los grados de libertad (principales y secundarios).

A continuación se especifican las subrutinas con las cuales está vinculada RIGIDEZ\_ESTRUCTURA\_EF\_PRESA:

- RIGIDEZ\_ELEMENTO\_FINITO\_MEMBRANA: Esta subrutina aplica la teoría de Efecto de Membrana para la obtención de la rigidez de cada elemento finito. Constituye una alternativa al empleo de la teoría del Elemento Finito Q4 suavizado por flexión.

- RIGIDEZ\_ELEMENTO\_FINITO: Esta subrutina aplica la teoría del Elemento Finito Q4 suavizado por flexión, para la obtención de la rigidez de cada elemento finito de la pantalla de hormigón.
- RIGIDEZ\_ELEMENTO\_FINITO\_ENROCADO: Esta subrutina aplica la teoría del Elemento Finito Q4 original (no suavizado por flexión), para la obtención de la rigidez de cada elemento finito correspondiente al enrocado.

Es así que al tener dos modelos de cálculo para la rigidez de los elementos finitos que componen la presa, es de utilidad al momento de comparar resultados al final del análisis sísmico.

Por otro lado, la matriz de rigidez de la estructura anteriormente calculada, se condensa para obtener la matriz de rigidez asociada a los grados de libertad principales de la presa. Esta matriz, que es de orden 1106 por 1106, se determina a través de la siguiente ecuación:

$$K = K_{AA} - K_{AB} * inv(K_{BB}) * K_{BA} \quad (3.55)$$

$$\begin{aligned} K_{AA} &= SS(1 : gdl^* ; 1 : gdl^*) & K_{AB} &= SS(1 : gdl^* ; 1 + gdl^* : gdl) \\ K_{BA} &= K'_{AB} & K_{BB} &= SS(1 + gdl^* : gdl ; 1 + gdl^* : gdl) \end{aligned}$$

Donde:

- $K$ : Matriz de rigidez condensada a los grados de libertad principales.
- $K_{AA}, K_{AB}, K_{BB}, K_{BA}$ : Submatrices de la matriz de rigidez de la estructura.
- $gdl$ : Grados de libertad.
- $gdl^*$ : Grados de libertad principales.

La condensación de la matriz de rigidez de la estructura se la realiza en el programa base, en la sección “Condensación Estática de la Matriz de Rigidez”.

### 3.6.9. Cálculo de Modos de Vibración, Períodos y Frecuencias de la Presa

Vinculando al programa base con la subrutina ORDEN\_EIG se obtienen los períodos y modos de vibración, así como las frecuencias naturales mediante el ingreso de las matrices de masas y rigidez. Cabe recordar que se encuentran 1106 modos de vibración, períodos y frecuencias naturales. A continuación se presentan los cinco primeros períodos de vibración para cada uno de los dos modelos de cálculo de la matriz de rigidez:

**Tabla 3.5:** Períodos de Vibración en los 5 primeros modos – Modelo 1: Teoría de Efecto de Membrana, Modelo 2: Teoría del Elemento Finito Q4.

<b>Modo</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
Período (Modelo 1)	2.319	1.512	1.033	0.876	0.767
Período (Modelo 2)	2.794	1.422	1.295	1.018	0.893

### 3.6.10. Cálculo de los Factores de Participación Modal

Los modos de vibración sirven para calcular los factores de participación modal, en conjunto con la matriz de masas y el vector de incidencia. Se debe acotar que a cada modo de vibración le corresponde un factor de participación.

El cálculo mediante el uso de CEINCI-LAB se lo realiza en el programa base, en la sección “Factores de Participación Modal”.

### 3.6.11. Espectro de Análisis

En el diseño de presas se consideran dos sismos denominados OBE (Operating Basis Earthquake) que tienen un período de retorno de 140 años, y el sismo MCE (Maximun Credible Earthquake) con un período de retorno que está alrededor de los 970 años. USCOLD (1999). El espectro de diseño que se utilizó para el diseño de la presa Mazar lamentablemente no fue proporcionado. Sin embargo se decide trabajar con el espectro de diseño elástico OBE obtenido para una presa que se encuentra cerca de Mazar (Aguiar, 2010-1).

Se debe recordar que un sismo OBE se define como el sismo que produce el más grande nivel de movimiento del suelo que está propenso a ocurrir en el sitio durante el tiempo de vida útil de la presa. Las aceleraciones espectrales están definidas por las siguientes ecuaciones:

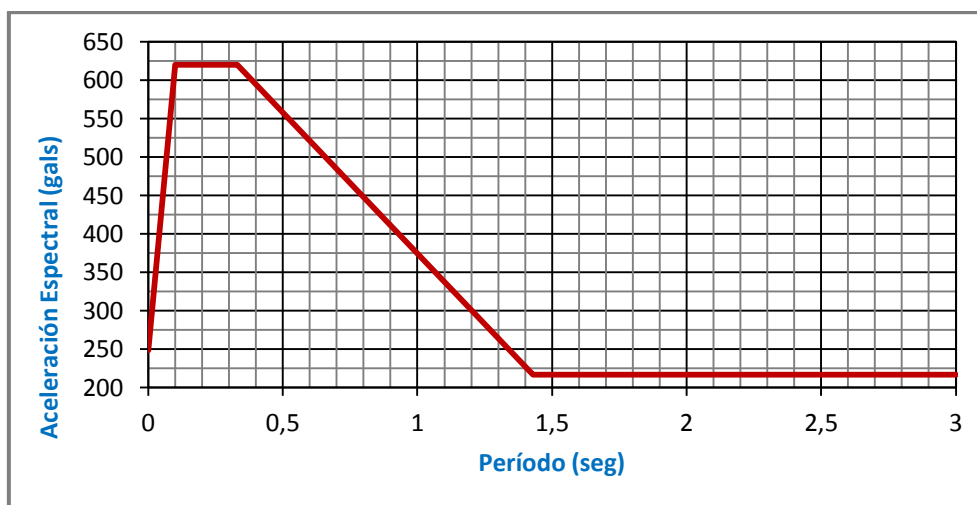
$$\begin{array}{ll} A_e = 248 + 3720 T & T < 0.10 \\ A_e = 620 & 0.10 < T < 0.33 \\ A_e = 740.96 - 366.56 T & 0.33 < T < 1.43 \\ A_e = 216.78 & T > 1.43 \end{array} \quad (3.56)$$

Donde:

- $A_e$ : Aceleración máxima espectral elástica, en gals (cm/seg<sup>2</sup>).
- $T$ : Período de la estructura.

Para el sismo OBE no se espera ningún daño en la estructura, razón por la cual se realiza un análisis sísmico elástico considerando el Método de Superposición Modal. No está por demás indicar que el factor de reducción de las fuerzas sísmicas  $R$ , para este caso, vale 1.

**Cuadro 3.1:** Espectro de análisis para la presa Mazar.



**Tabla 3.6:** Aceleraciones espectrales para los períodos de vibración en los 5 primeros modos – Modelo 1: Teoría de Efecto de Membrana, Modelo 2: Teoría del Elemento Finito Q4.

Modo	1	2	3	4	5
Aceleración (Modelo 1)	2.1678	2.1678	3.6227	4.1983	4.5996
Aceleración (Modelo 2)	2.1678	2.1957	2.6629	3.6767	4.1351

Tanto las expresiones 3.56 como  $R$ , se ingresan en el programa base, en la sección “Aceleraciones Espectrales”.

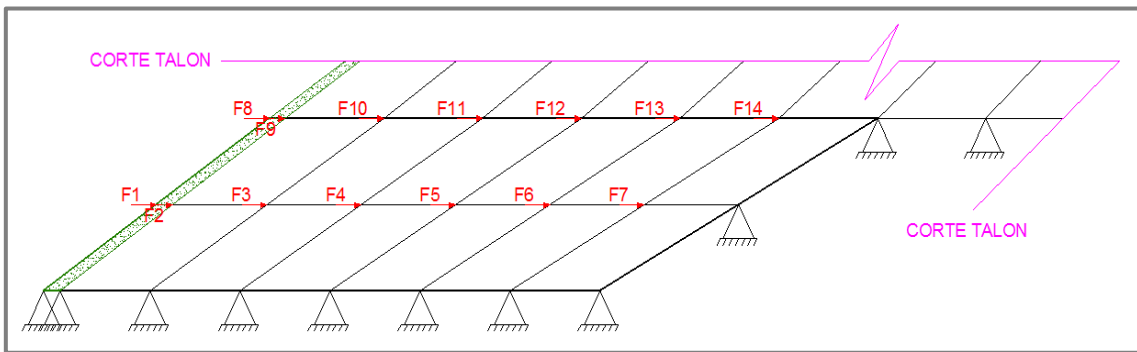
### 3.6.12. Cálculo de Fuerzas Resultantes

Las fuerzas estáticas calculadas son en sentido horizontal y se encuentran ubicadas en los mismos nodos donde se encuentran los grados de libertad principales. Determinadas las fuerzas para cada modo de vibración, se procede a utilizar el criterio de combinación modal del Valor Máximo Probable, para determinar una respuesta máxima definitiva. Entonces, con la subrutina



FUERZAS\_MODALAS enlazada al programa base, se obtienen las fuerzas máximas en el modo  $i$  incluyendo el criterio de combinación modal.

Debido a la gran cantidad de nodos de la presa Mazar, enseguida se presentan los valores de las fuerzas máximas en los nodos de los elementos finitos que forman parte de la primera fila del talón de la presa, tomando como base la Figura 3.22 y considerando los dos modelos utilizados en el proceso de cálculo de la matriz de rigidez de la estructura.



**Figura 3.22:** Esquema de fuerzas máximas en el talón de la presa Mazar

**Tabla 3.7:** Fuerzas máximas modales en los nodos de la primera fila de elementos finitos que componen el talón de la presa Mazar – Modelo 1: Teoría de Efecto de Membrana.

Fuerza	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7
Valor (Tn)	0.9316	6.0342	9.1068	12.7062	15.4542	14.0176	15.6054

**Tabla 3.8:** Fuerzas máximas modales en los nodos de la primera fila de elementos finitos que componen el talón de la presa Mazar – Modelo 2: Teoría del Elemento Finito Q4.

Fuerza	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7
Valor (Tn)	0.5137	3.3673	8.8297	11.6393	13.1835	12.9722	15.6213

### 3.6.13. Coeficiente Sísmico

Con la sumatoria de las fuerzas sísmicas resultantes se obtiene el cortante basal  $V$ , el cual junto con el peso total  $P_T$  permiten determinar el coeficiente sísmico (adimensional) aplicando la siguiente ecuación:

$$c = V/P_T \quad (3.57)$$

En la siguiente tabla se presentan los valores del coeficiente sísmico para cada uno de los modelos de cálculo de la matriz de rigidez de la estructura.

**Tabla 3.9:** Coeficiente sísmico – Modelo 1: Teoría de Efecto de Membrana, Modelo 2: Teoría del Elemento Finito Q4.

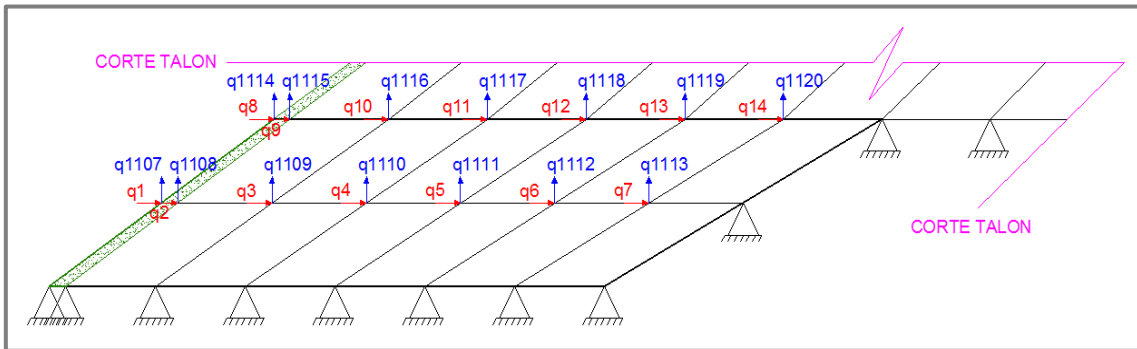
Modelo 1			Modelo 2		
V (Tn)	PT (Tn)	Coef. Sísmico (c)	V (Tn)	PT (Tn)	Coef. Sísmico (c)
21057.99	69476.99	0.3031	20372.34	69476.99	0.2932

En el programa base, en la sección “Coeficiente Sísmico”, se realiza el cálculo de este coeficiente, previamente determinado el cortante basal.

### 3.6.14. Cálculo de Desplazamientos Resultantes

En forma similar al cálculo de las fuerzas resultantes, se procede con la obtención de los desplazamientos horizontales, aplicando el criterio de combinación modal del valor máximo probable. Los desplazamientos verticales, debido a la acción sísmica en sentido X, no se obtienen directamente, sino que se deben hallar por intermedio de la matriz de incidencia.

Por la gran cantidad de nodos de la presa Mazar, se presentan a continuación los valores de los desplazamientos máximos en los nodos de los elementos finitos de la primera fila del talón, considerando los dos modelos utilizados en el de cálculo de la matriz de rigidez de la presa, a partir de la Figura 3.23.



**Figura 3.23:** Esquema de desplazamientos máximos en el talón de la presa Mazar

**Tabla 3.10:** Desplazamientos máximos en los nodos de la primera fila de elementos finitos que componen el talón de Mazar – Modelo 1: Teoría de Efecto de Membrana.

Desplazamiento (Coord. Princip.)	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7
Valor (m)	0.0009	0.0009	0.0028	0.0037	0.0038	0.0030	0.0014
Desplazamiento (Coord. Secund.)	q1107	q1108	q1109	q1110	q1111	q1112	q1113
Valor (m)	-0.0015	0.0014	-0.0011	-0.0022	-0.0027	-0.0026	-0.0012

**Tabla 3.11:** Desplazamientos máximos en los nodos de la primera fila de elementos finitos que componen el talón de Mazar – Modelo 2: Teoría del Elemento Finito Q4.

Desplazamiento (Coord. Princip.)	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7
Valor (m)	0.0139	0.0156	0.0152	0.0145	0.0134	0.0114	0.0076
Desplazamiento (Coord. Secund.)	q1263	q1264	q1265	q1266	q1267	q1268	q1269
Valor (m)	0.0028	0.0032	0.0045	0.0052	0.0056	0.0055	0.0043

Los desplazamientos máximos resultantes, se determinan enlazando el programa base con subrutina DESPLAZAMIENTOS\_MODALAS, recalcando que en esta misma subrutina se aplica el criterio de combinación modal adoptado. Una vez determinados los valores de los desplazamientos en dirección a los grados de libertad principales, en el programa base se calcula la matriz de incidencia para obtener los desplazamientos correspondientes a los grados de libertad secundarios, y así obtener los desplazamientos totales que se utilizarán en el cálculo de esfuerzos en cada elemento finito de la presa.

### 3.6.15. Respuestas Máximas

Las respuestas máximas del análisis sísmico, correspondientes a fuerzas y desplazamientos, se determinan en la sección “Respuestas Máximas” del programa base. Estas respuestas son las que se muestran a continuación.

**Tabla 3.12:** Respuestas Máximas – Modelo 1: Teoría de Efecto de Membrana, Modelo 2: Teoría del Elemento Finito Q4.

Modelo 1		Modelo 2	
F (Tn)	q (m)	F (Tn)	q (m)
50.81	0.6126	34.99	0.6497

### 3.6.16. Cálculo de Esfuerzos

El cálculo de los esfuerzos a los que se ve sometida la presa Mazar se lo realiza mediante la aplicación de la subrutina ESFUERZOS\_ESTRUCTURA,

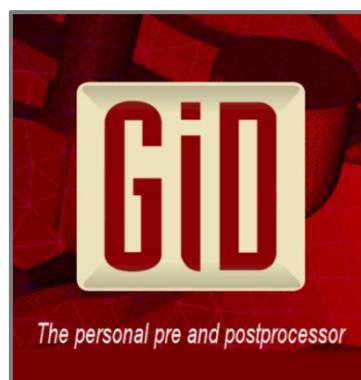
vinculada al programa base. La matriz de esfuerzos de la estructura *Str*, la cual se halla por ensamblaje directo, obtiene sus valores a partir de la subrutina `ESFUERZOS_ELEMENTO_FINITO` a la cual está enlazada, donde se extrapolan los esfuerzos a los nudos de cada elemento finito, tal como se hizo también para hallar la matriz de rigidez de dichos elementos.

Gracias a la herramienta computacional GID, se pueden visualizar los esfuerzos y entender mejor el comportamiento de la estructura.

### **3.7. Resultados Gráficos del Análisis con GID**

El programa GID es un pre y post procesador utilizado en el análisis computacional, que facilita el ingreso de datos y generación de resultados, en forma gráfica, de estructuras analizadas con elementos finitos.

Para el análisis de la presa Mazar se lo ha utilizado como post procesador para visualizar los resultados del análisis sísmico de mejor manera. A continuación se presenta un pequeño manual que describe brevemente a esta herramienta para su uso como post procesador.



**Figura 3.24:** Logotipo del programa GID

Para poder generar resultados gráficos de todos los cálculos realizados en CEINCI-LAB, primero se debe generar los archivos para el post proceso: flavia.msh y flavia.res a través de Matlab.

### 3.7.1. Archivo flavia.msh

Este archivo contiene los datos para generar la geometría de la malla, para lo cual se requiere las coordenadas (X-Y) de cada nodo, y la conectividad de cada elemento finito (nodos que lo forman). Para su generación automática se utiliza la subrutina GID\_MESH (Mrogisnki, 2010) y los datos necesarios para su uso son los que se muestran a continuación:

$$\text{GID\_MESH}(\text{problem, coord, conec, divx, divy, divxt, divyt})$$

Donde:

- **problem:** Nombre característico que se le da al archivo flavia.msh. Se lo define previo al uso en CEINCI-LAB de las subrutinas que generan los archivos de GID. En el presente trabajo se lo ha realizado al inicio del programa base, de la siguiente forma:

$$\text{problem} = \text{'ANALISIS\_PRESA\_MAZAR'}$$

Por lo tanto el archivo que se genera tiene por nombre:

$$\text{ANALISIS\_PRESA\_MAZAR.flavia.msh}$$

- **coord:** Nombre de la matriz que contiene las coordenadas de los nodos (X-Y). Determinar dichos puntos característicos se lo

realiza en el programa base, a partir de los vectores de coordenadas obtenidos en la subrutina VC\_PRESA.

- conec: Nombre de la matriz que contiene los nodos que forman a cada elemento. Esta matriz ya se la obtiene en la subrutina VC\_PRESA.
- divx,divy: Divisiones en los sentidos X – Y de la presa (sin talón).
- divxt,divyt: Divisiones en los sentidos X – Y únicamente del talón.

Cabe señalar que este archivo generado puede ser visualizado en Matlab.

### **3.7.2. Archivo flavia.res**

Este archivo contiene los resultados obtenidos con CEINCI-LAB. Sin embargo, para ser visualizados de forma correcta se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- GID muestra los resultados por nodo, por lo tanto se debe ubicar los grados de libertad en el nodo respectivo.
- En los nodos restringidos se deben rellenar con ceros los resultados del análisis.

Es así que debido a estas consideraciones se deben modificar, muy brevemente, los resultados que se obtienen con CEINCI-LAB para adaptarlos a la subrutina GID\_RESULT.

La subrutina GID\_RESULT es la encargada de generar automáticamente el archivo flavia.res, para lo cual se necesitan varios datos, entre ellos los modificados, los cuales se presentan a continuación:

GID\_result(problem,Ft\_gid,q\_gid,Peso\_gid,divx,divy,divxt,divyt)

Donde:

- problem: Nombre característico que se le da al archivo flavia.msh, aunque con la extensión .flavia.res. Por lo tanto el archivo que se genera tiene por nombre:

ANALISIS\_PRESA\_MAZAR.flavia.res

- Ft\_gid: Nombre del vector que contiene las fuerzas máximas modales obtenidas del análisis sísmico, modificado brevemente en el programa base, para su correcta correlación con todos los nodos incluidos los restringidos.
- q\_gid: Nombre de la matriz que contiene los desplazamientos totales (horizontales y verticales) máximos, modificada en el programa base, con el fin de incluir la falta de desplazamiento (ceros) en los nodos restringidos.
- Peso\_gid: Nombre del vector que contiene el peso correspondiente a cada nodo proveniente de las masas puntuales, pero modificadas brevemente en el programa base, con el fin de incluir los nodos restringidos, los cuales no tienen peso.
- divx,divy: Divisiones en los sentidos X – Y de la presa (sin talón).
- divxt,divyt: Divisiones en los sentidos X – Y únicamente del talón.

Asimismo, este archivo ANALISIS\_PRESA\_MAZAR.flavia.res puede ser visualizado en Matlab.



En la subrutina GID\_RESULT se deben considerar dos partes de la programación, las cuales se describen a continuación:

- **Parte 1:** El tercer valor que compone la fila de los cinco números de las líneas de comandos (Figura 3.25) indica el número de columnas que tiene la variable y que representará las opciones a elegir en GID. Por ejemplo, para el caso de fuerzas sísmicas existe una sola columna y por ende en GID solo se presentarán los resultados de esa opción, mientras que en el caso de desplazamientos existen dos columnas y en GID se presentarán sus resultados con dos opciones, una que corresponde a los desplazamientos principales, y la otra a los secundarios.

```
linea(1,:) = ['FUERZA_SISMICAS'      1      1      1      1      0'];  
linea(2,:) = ['DESPLAZAMIENTOS'    1      1      2      1      0'];  
linea(3,:) = ['PESO_PROPIO'        1      1      1      1      0'];
```

**Figura 3.25:** Líneas de comando a considerar en la subrutina GID\_RESULT

- **Parte 2:** Básicamente está relacionada con la forma de presentar el archivo. La expresión %5.0f está relacionada con la forma de presentar el nodo numéricamente, mientras que la expresión %23.15f está relacionada con la forma de presentar numéricamente el valor de la variable (fuerza, desplazamiento, etc.) según el nodo correspondiente. La parte entera de %5.0f determina en su parte entera, la cantidad de espacios desde la cara izquierda del Editor de Matlab hasta el último dígito del valor del nodo, mientras que la parte decimal tiene que ver con el número de decimales a presentar. Por otro lado, %23.15f determina en su parte entera, el número de espacios a partir del último dígito del

valor del nodo más uno hasta el último dígito del valor que tenga la variable. Mientras que en su parte decimal (15), el número de decimales a presentar. El motivo de repetición de %23.15f es debido al número de columnas especificadas descritas en la Parte 1. Esto le servirá a GID para posicionarse en el archivo y escoger exactamente los valores de cada vector o matriz para su visualización.

```

%FUERZAS SISMICAS
fprintf(fid, '%s\n', linea(1, :));
sismica=[ (1:npoin)' Ft_gid];
fprintf(fid, '%5.0f %23.15f\n', sismica');
%-----


%DESPLAZAMIENTOS MODALES ELASTICOS
fprintf(fid, '%s\n', linea(2, :));
desptotal=[ (1:npoin)' q_gid];
fprintf(fid, '%5.0f %23.15f %23.15f\n', desptotal');
%-----

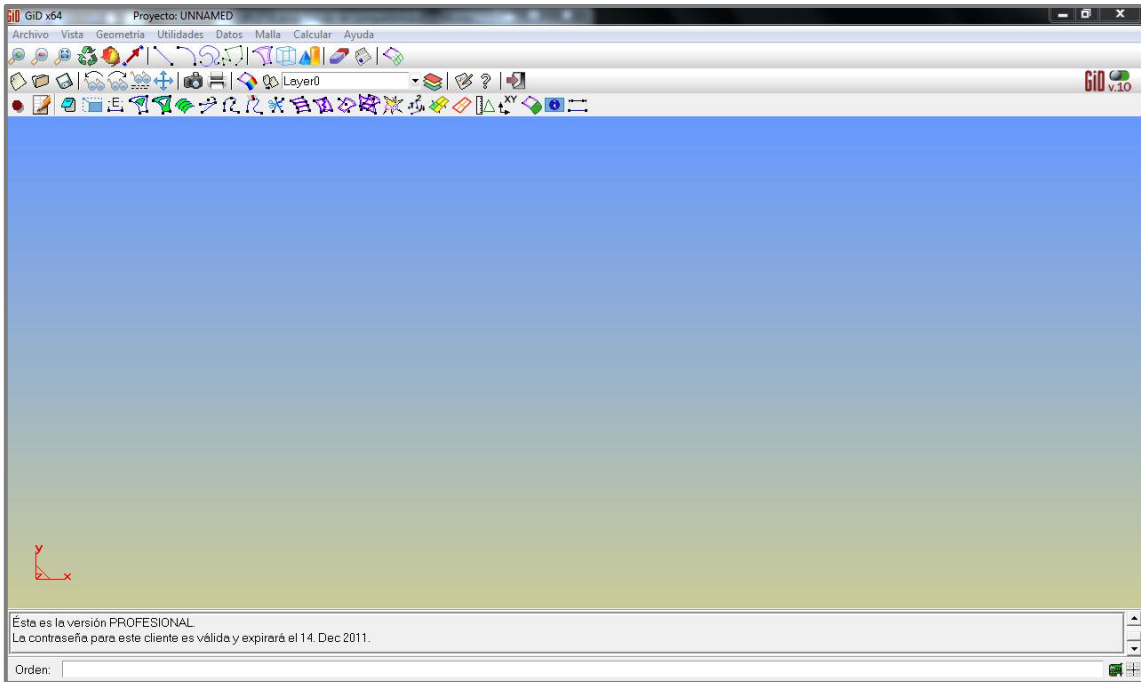
%PESO_PROPIO
fprintf(fid, '%s\n', linea(3, :));
peso=[ (1:npoin)' Peso_gid];
fprintf(fid, '%5.0f %23.15f\n', peso');

```

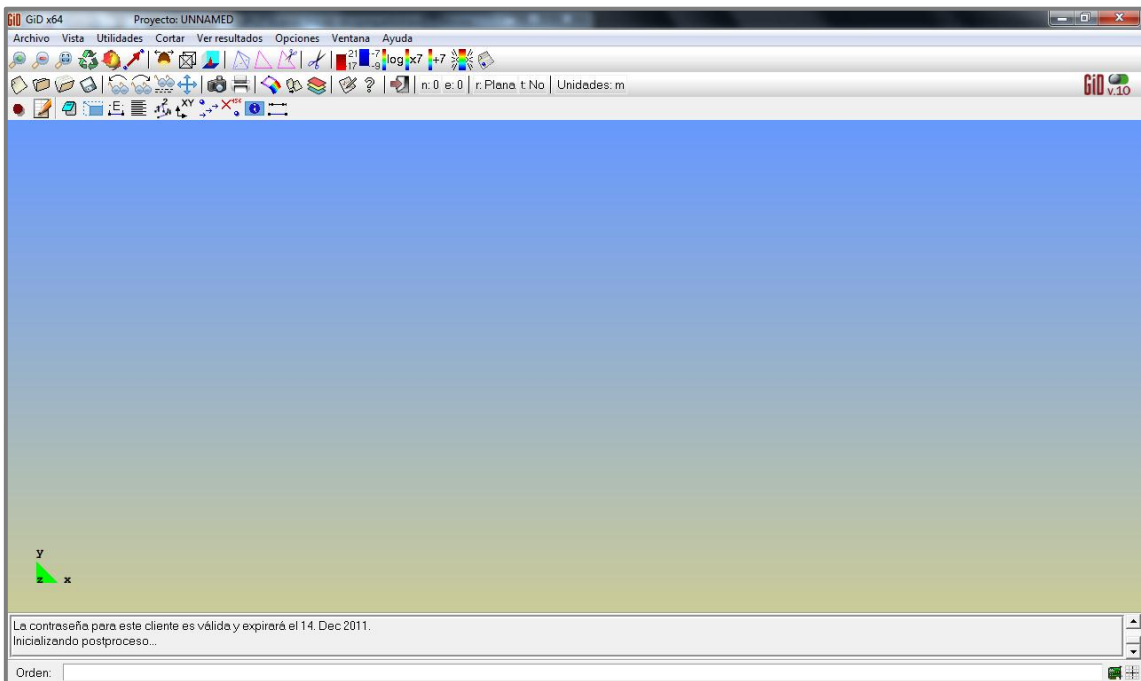
**Figura 3.26:** Líneas de comando a considerar en la subrutina GID\_RESULT

### 3.7.3. Interfaz Programa GID


La pantalla principal del programa GID se presenta en la Figura 3.27. Para acceder al post procesamiento y poder visualizar gráficamente los resultados del análisis sísmico se da un clic en el ícono  “Cambiar entre pre y post proceso”, con lo cual la pantalla principal cambia de cierta manera en relación a las opciones (Figura 3.28).

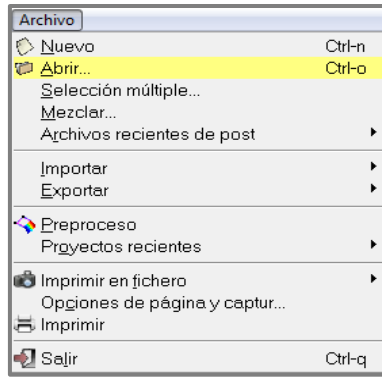


**Figura 3.27:** Interfaz pre procesamiento

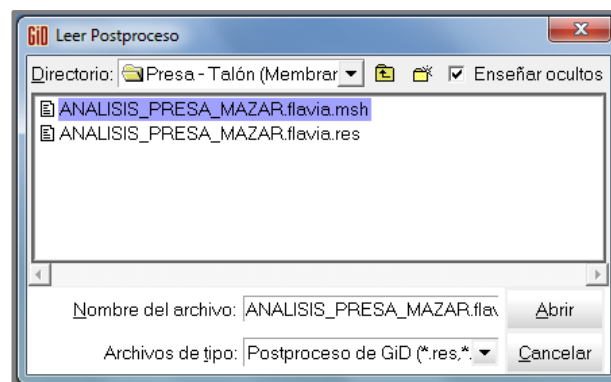


**Figura 3.28:** Interfaz post procesamiento

En esta nueva interfaz accedemos a los archivos generados en Matlab (Figura 3.30), mediante la Barra de Menús (Figura 3.29) o a través del ícono  “Abrir fichero de post proceso”.



**Figura 3.29:** Acceso a archivos generados



**Figura 3.30:** Archivos flavia.msh o flavia.res

Se puede abrir cualquiera de los dos archivos mostrados en la figura anterior, porque están vinculados y presentarán la geometría, discretización y resultados por igual.

Por otro lado, existen diferentes estilos para visualizar la estructura, entre las cuales están el mallado completo, sólo nodos, nodos más el perfil de la estructura, como un solo bloque, entre otras; los cuales pueden ser elegidos en la Barra de Geometría y Visualización (Figura 3.31).

Asimismo, se puede observar la enumeración de los nodos y de los elementos finitos, ya sea en su totalidad o seleccionándolos (según la conveniencia del usuario), a través de la Barra de Menús (Figura 3.32).

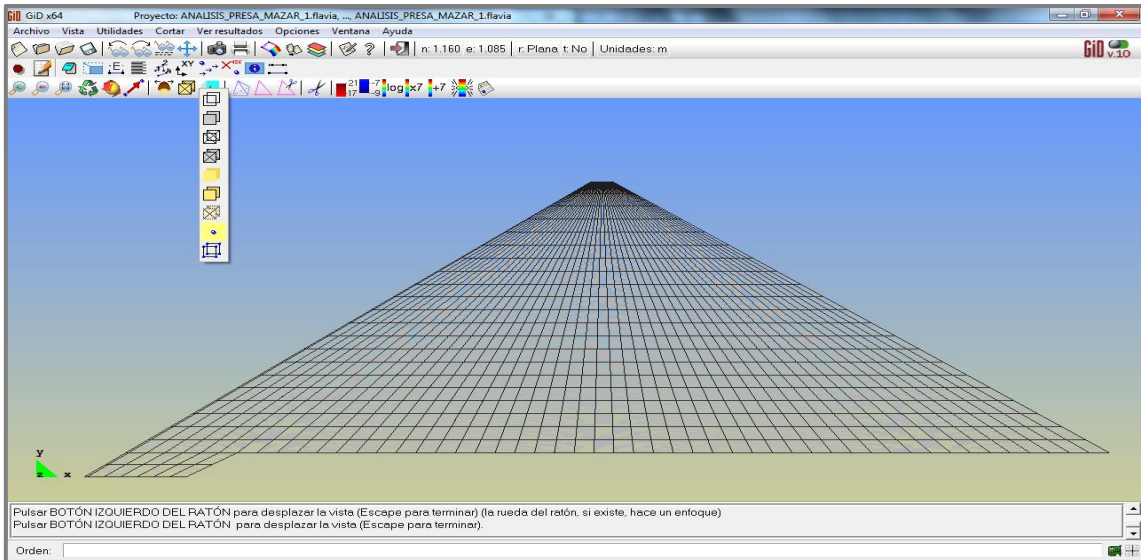


Figura 3.31: Estilos de visualización

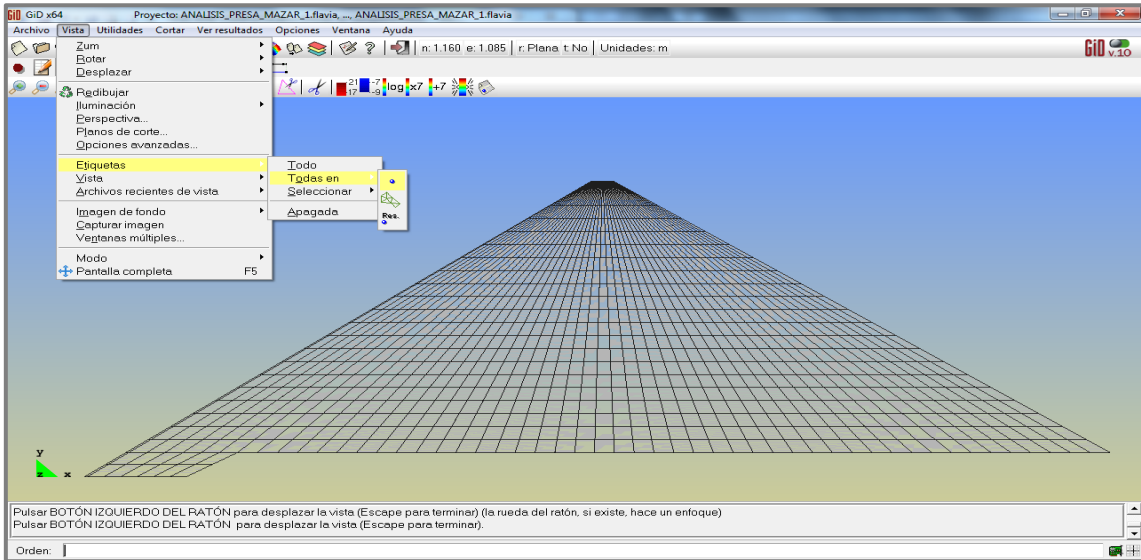


Figura 3.32: Etiquetas de nodos y elementos finitos

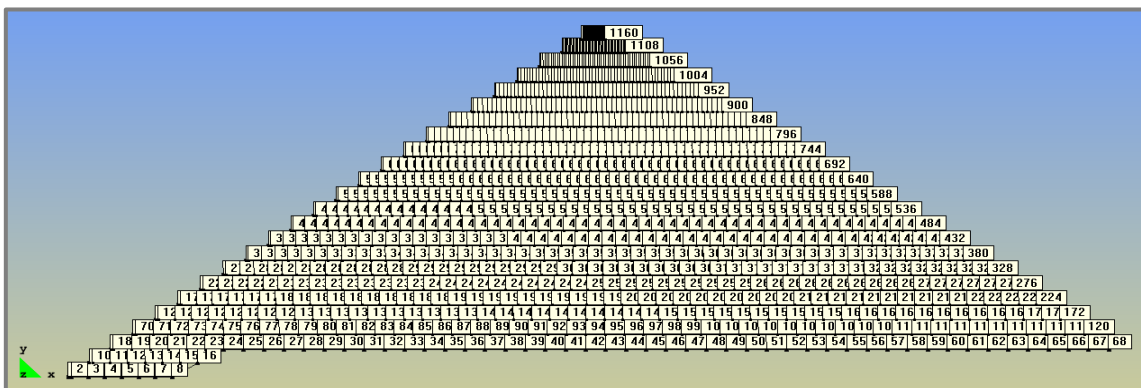
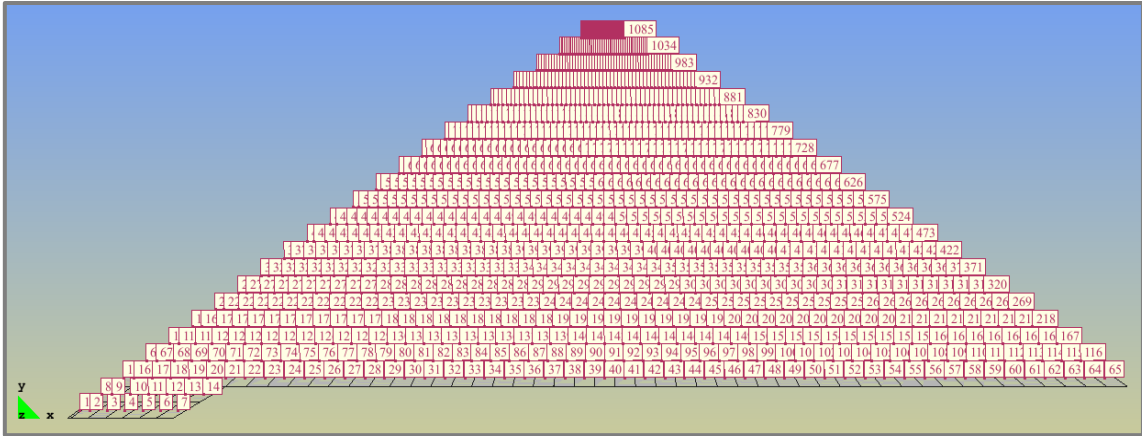
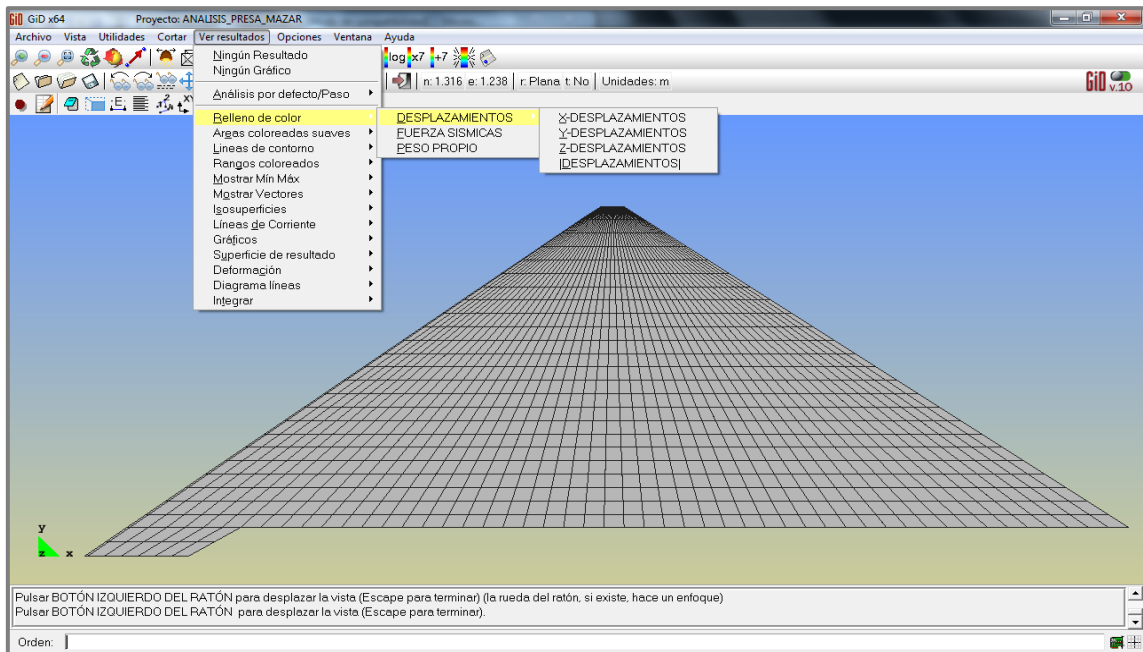


Figura 3.33: Etiquetas - Numeración de nodos



**Figura 3.34:** Etiquetas - Numeración de elementos finitos

Para visualizar los resultados se lo hace por la Barra de Menús:



**Figura 3.35:** Acceso a resultados

Una vez finalizada esta pequeña introducción al uso del programa GID como un post procesador, se procede a presentar los resultados gráficos del análisis sísmico de la presa Mazar en sentido paralelo al cauce del río Paute realizado con CEINCI-LAB.

### 3.7.4. Geometría de Análisis

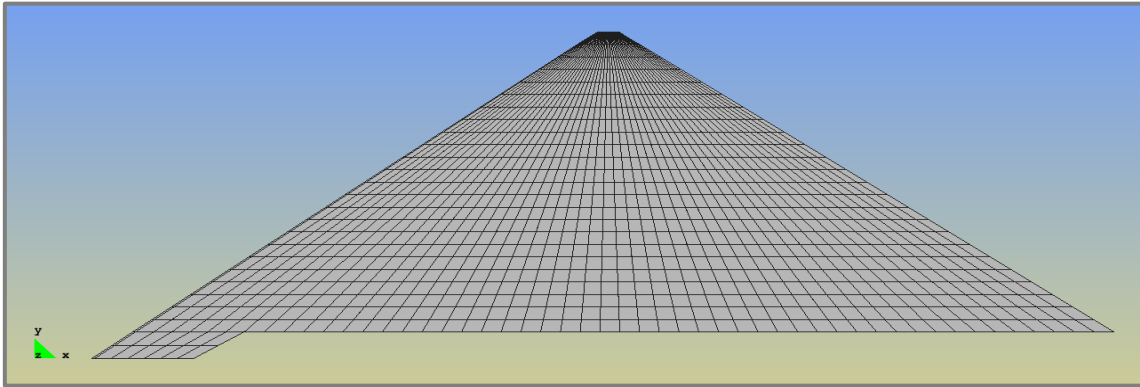


Figura 3.36: Visualización de la geometría y discretización

### 3.7.5. Nodos

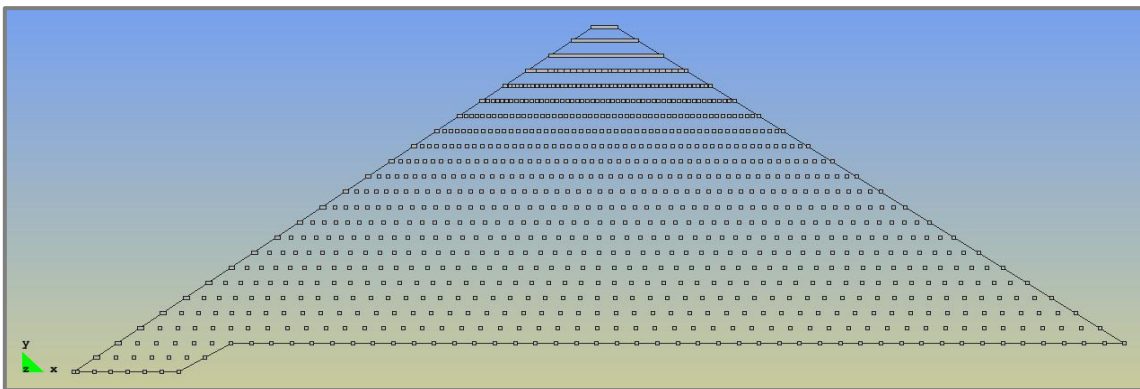


Figura 3.37: Visualización de los nodos

### 3.7.6. Peso Propio

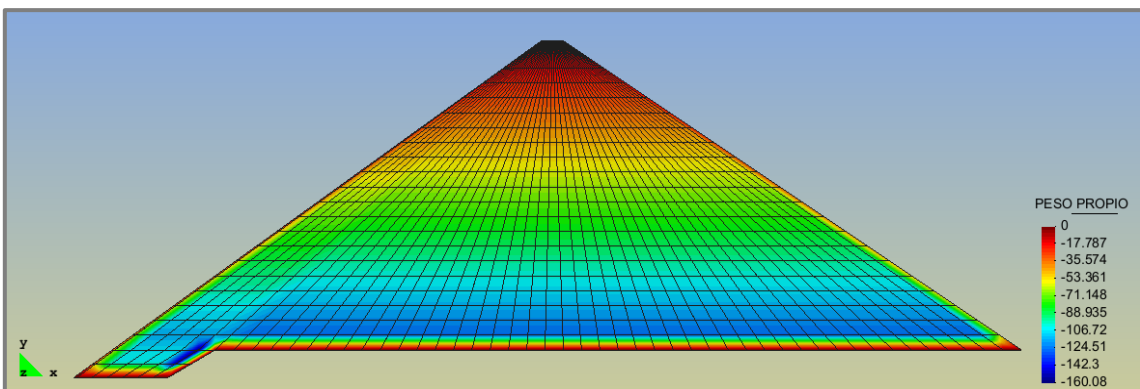
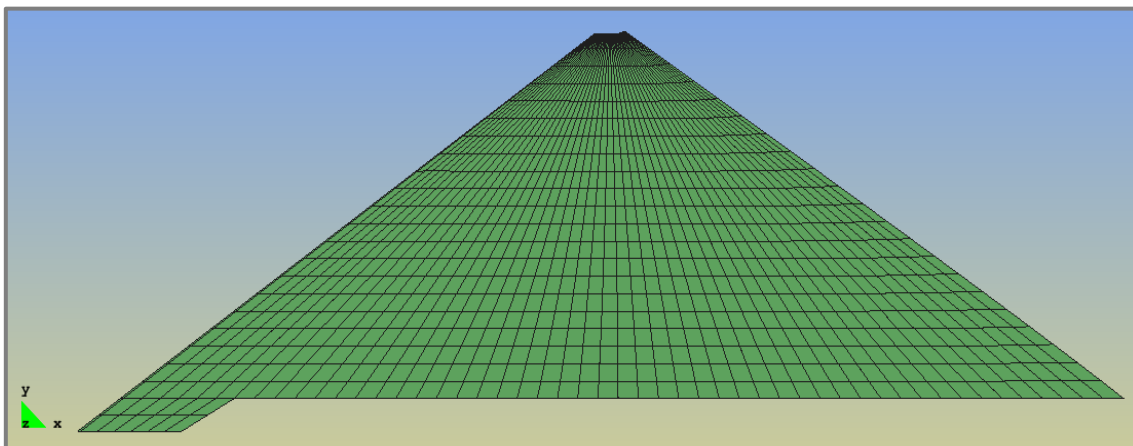
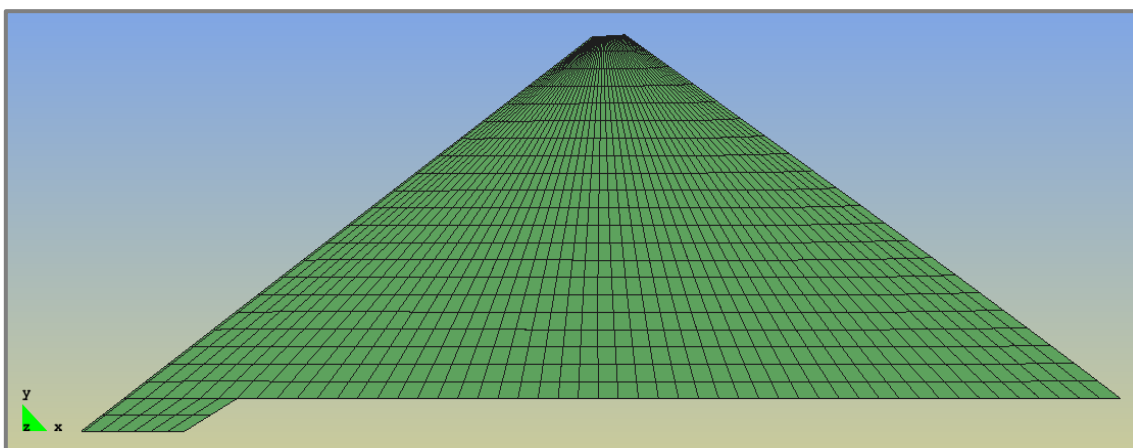


Figura 3.38: Peso Propio (Tn)

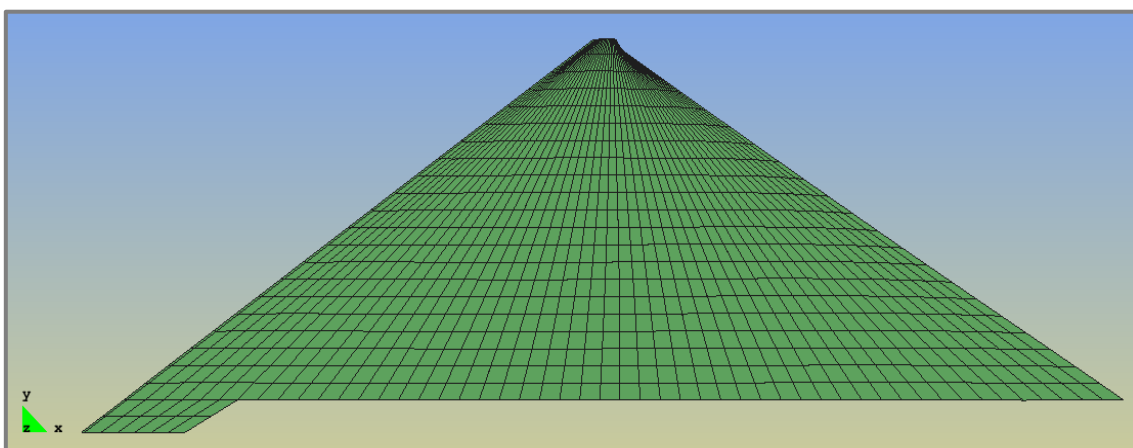
### 3.7.7. Modos de Vibración



**Figura 3.39:** Modos de Vibración No. 1 – Modelo No.1

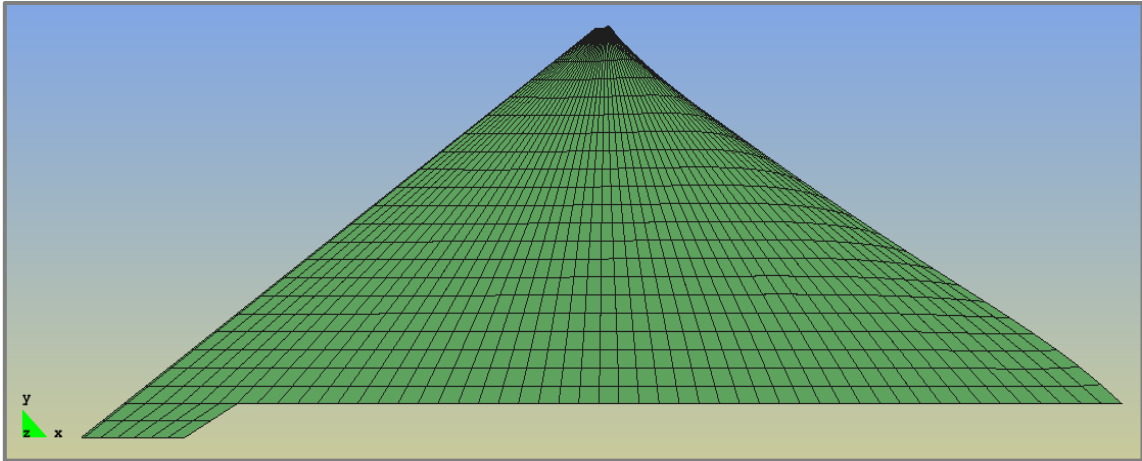


**Figura 3.40:** Modos de Vibración No. 2 – Modelo No.1

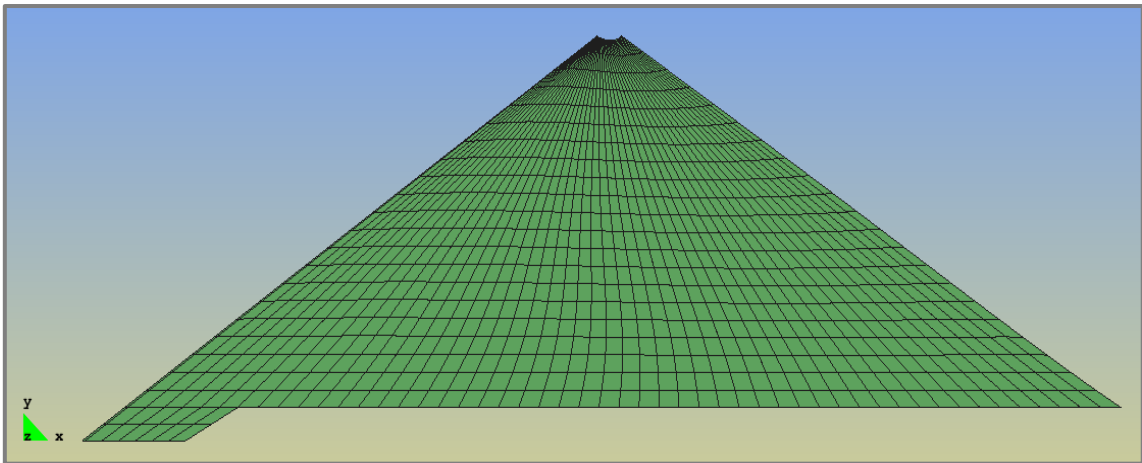


**Figura 3.41:** Modos de Vibración No. 3 – Modelo No.1

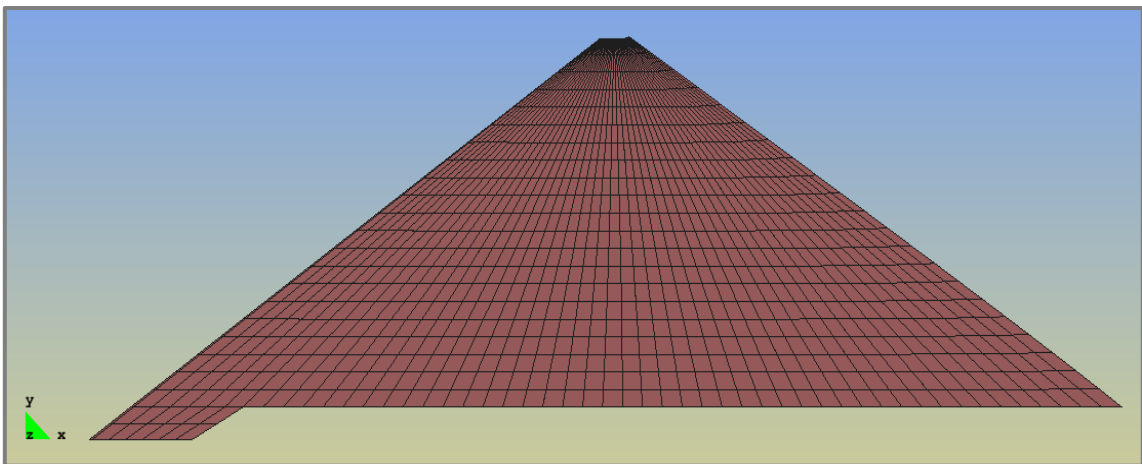




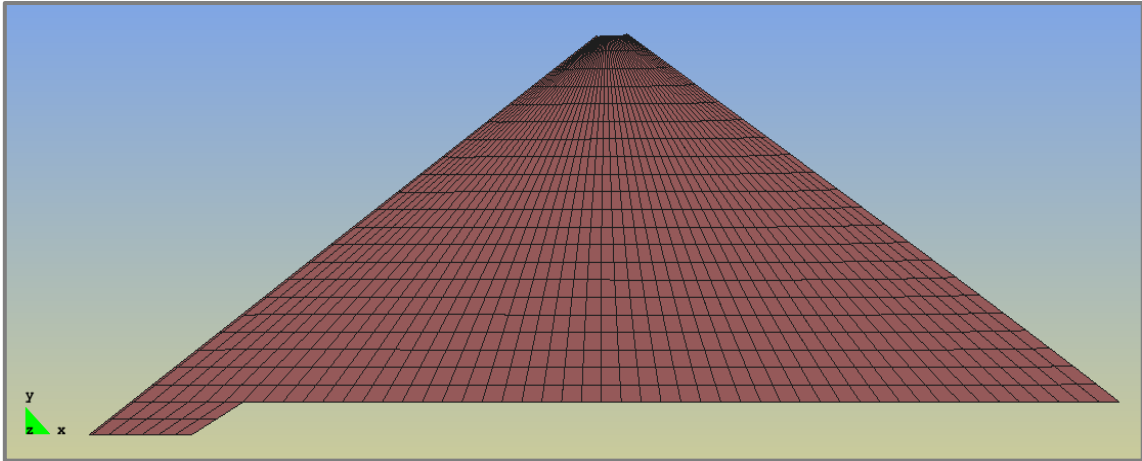
**Figura 3.42:** Modos de Vibración No. 4 – Modelo No.1



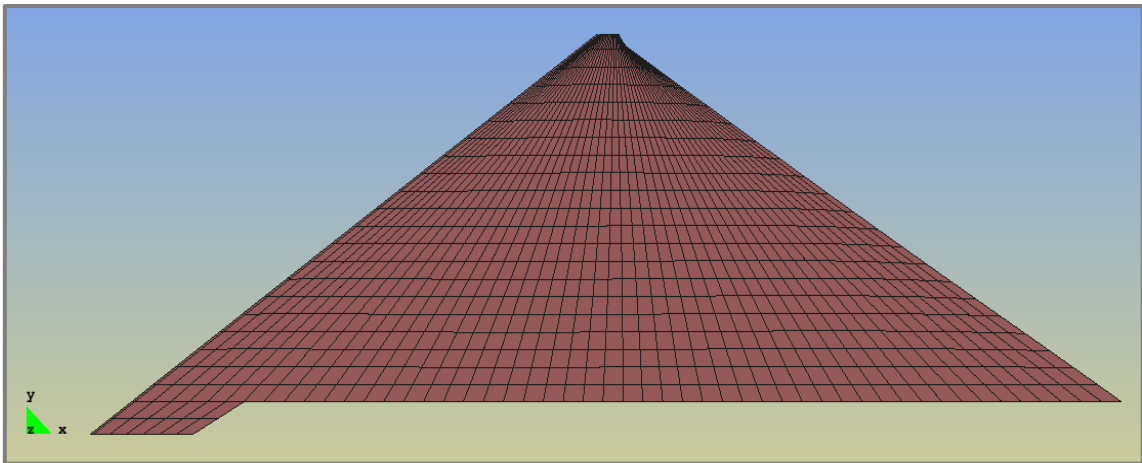
**Figura 3.43:** Modos de Vibración No. 5 – Modelo No.1



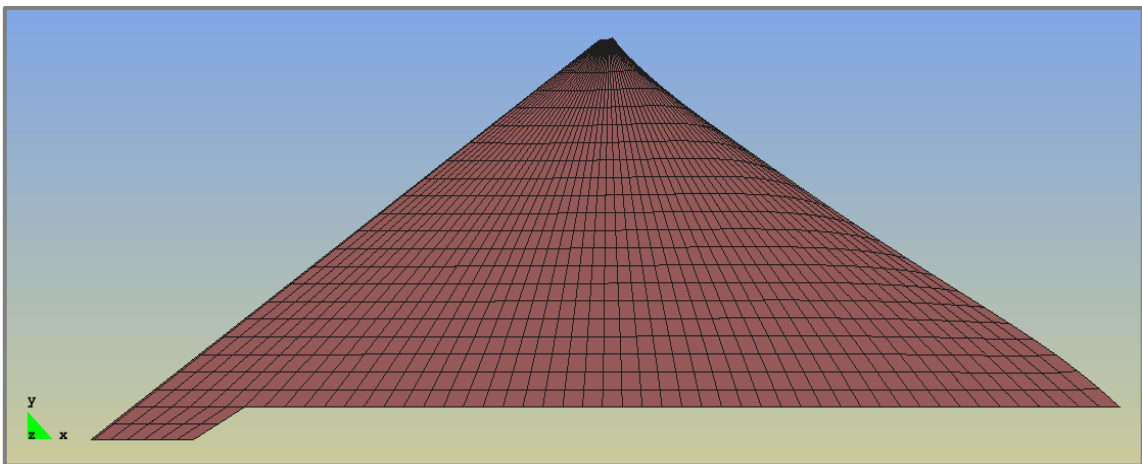
**Figura 3.44:** Modos de Vibración No. 1 – Modelo No.2



**Figura 3.45:** Modos de Vibración No. 2 – Modelo No.2



**Figura 3.46:** Modos de Vibración No. 3 – Modelo No.2



**Figura 3.47:** Modos de Vibración No. 4 – Modelo No.2

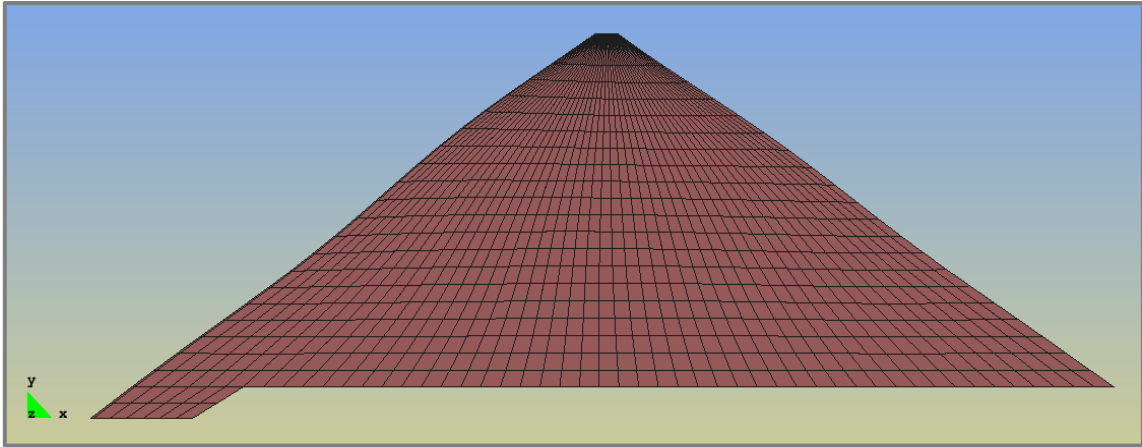


Figura 3.48: Modos de Vibración No. 5 – Modelo No.2

### 3.7.8. Fuerzas Máximas Resultantes

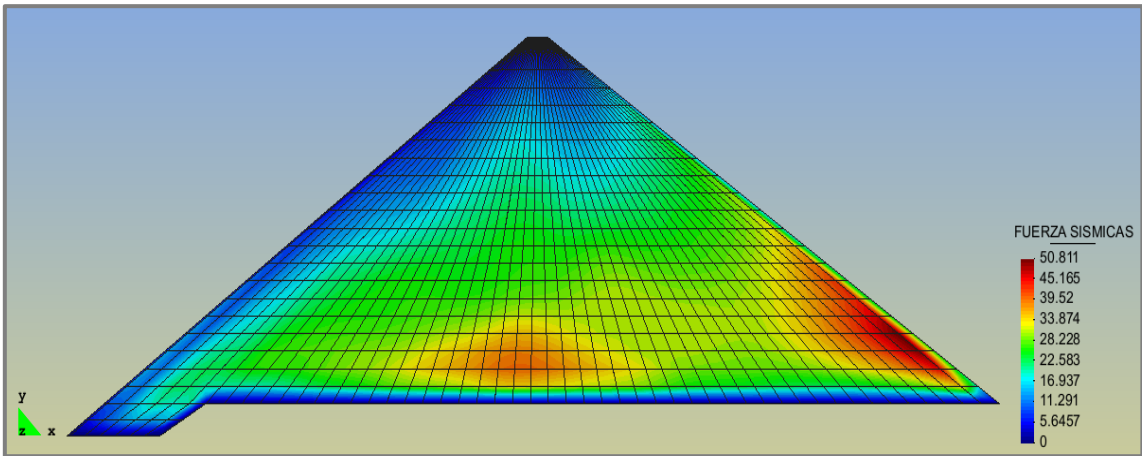


Figura 3.49: Fuerzas Sísmicas (Tn) – Modelo No.1

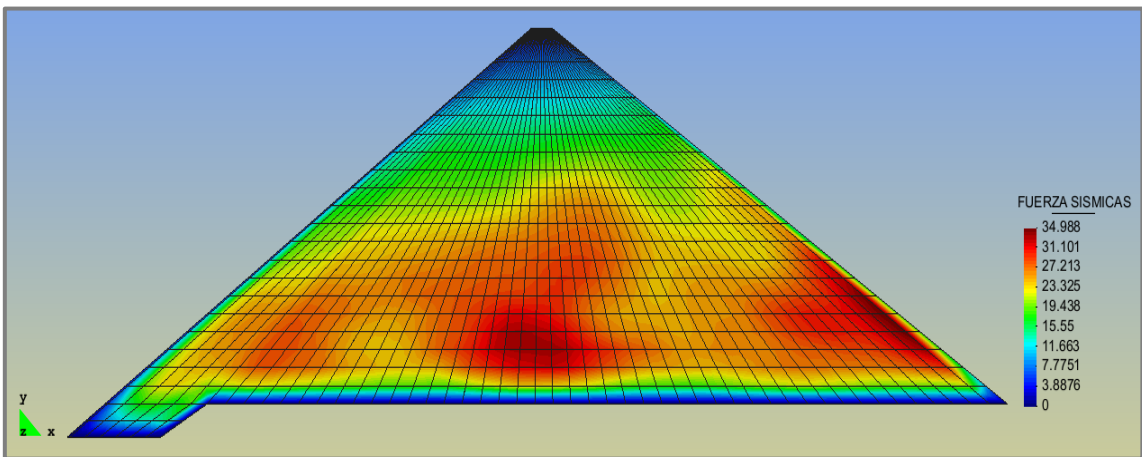


Figura 3.50: Fuerzas Sísmicas (Tn) – Modelo No.2

### 3.7.9. Desplazamiento Máximos Resultantes

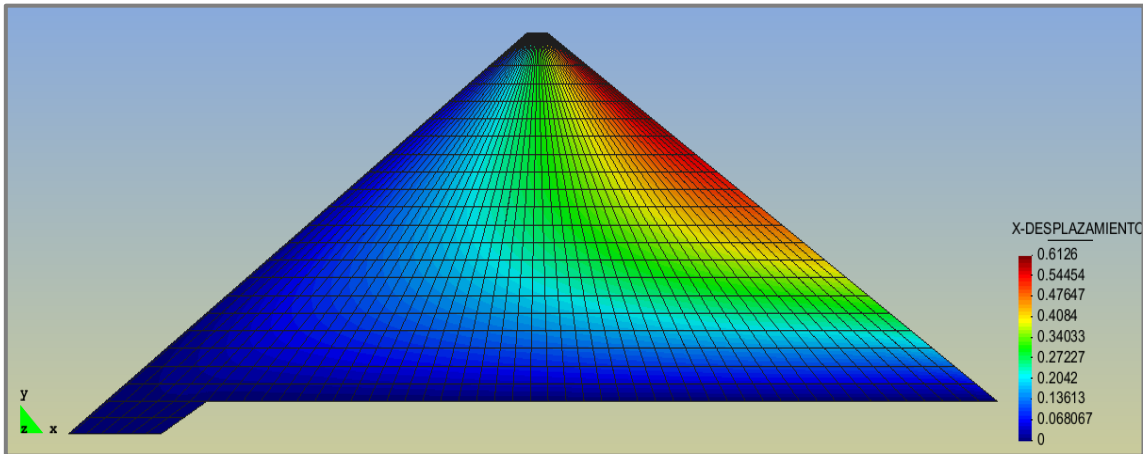


Figura 3.51: Desplazamientos Horizontales (m) – Modelo No.1

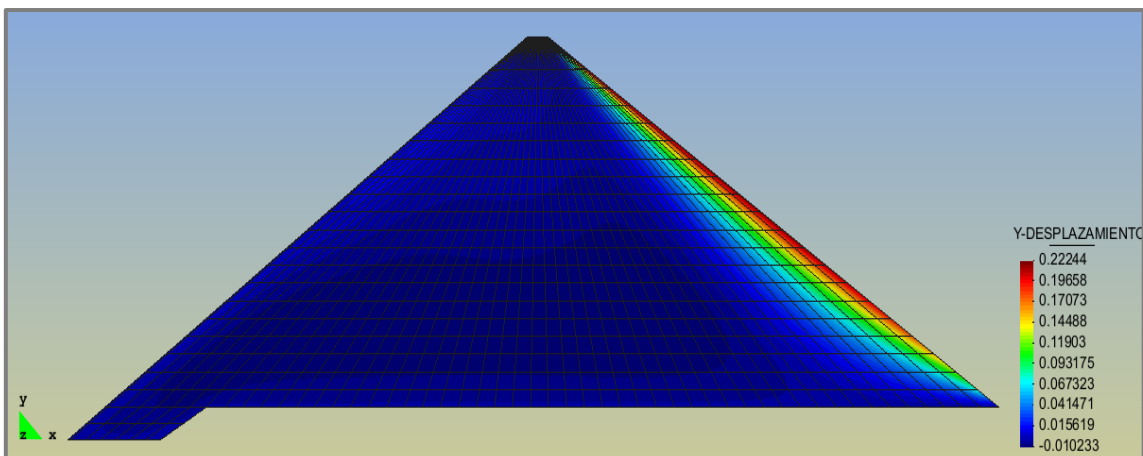


Figura 3.52: Desplazamientos Verticales (m) – Modelo No.1

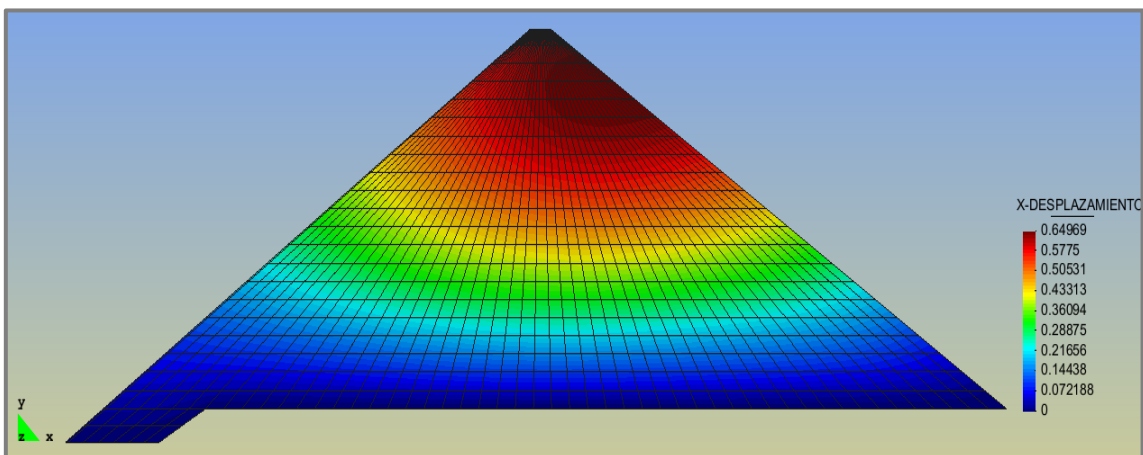


Figura 3.53: Desplazamientos Horizontales (m) – Modelo No.2

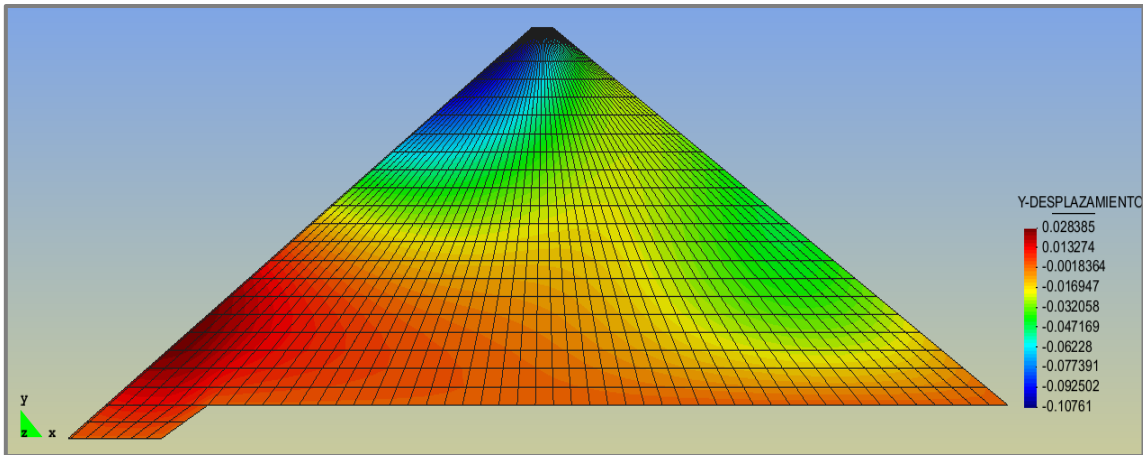


Figura 3.54: Desplazamientos Verticales (m) – Modelo No.2

### 3.7.10. Esfuerzos Resultantes – Horizontales, Verticales y de Corte

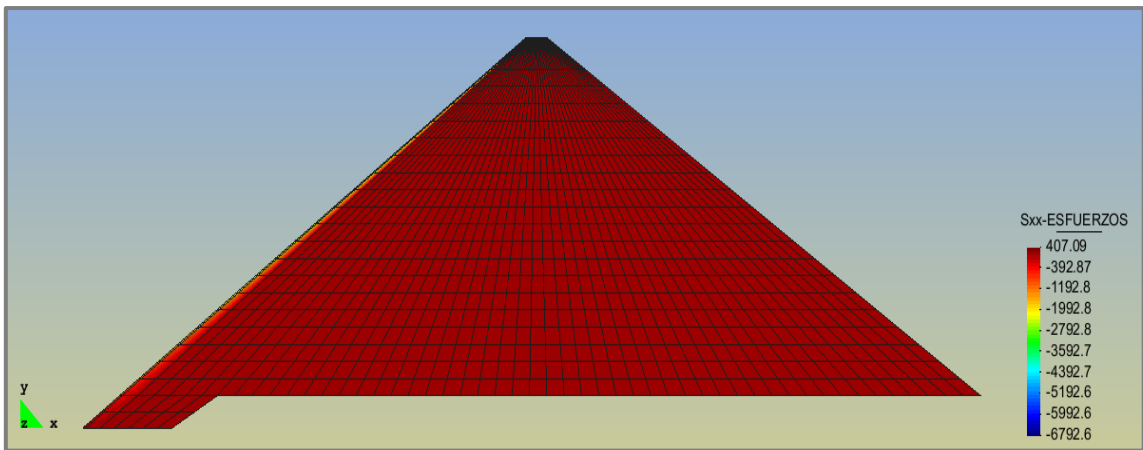


Figura 3.55: Esfuerzos Resultantes  $\sigma_x$  (T/m2) – Modelo No.1

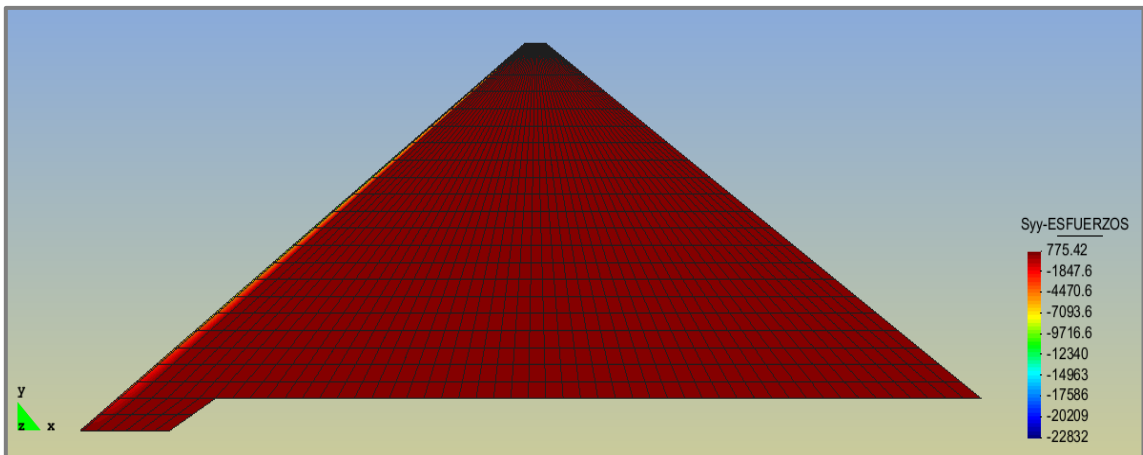


Figura 3.56: Esfuerzos Resultantes  $\sigma_y$  (T/m2) – Modelo No.1

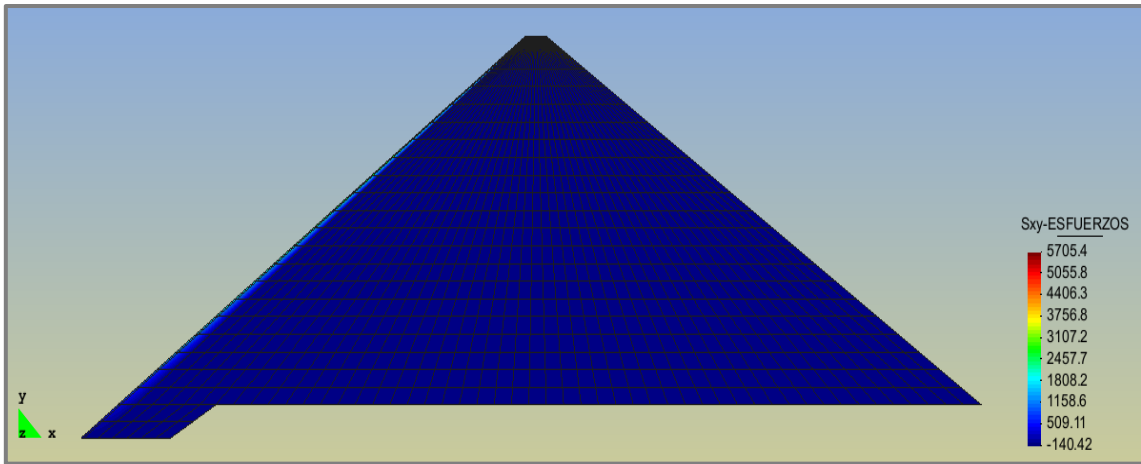


Figura 3.57: Esfuerzos Resultantes  $\tau_{xy}$  (T/m<sup>2</sup>) – Modelo No.1

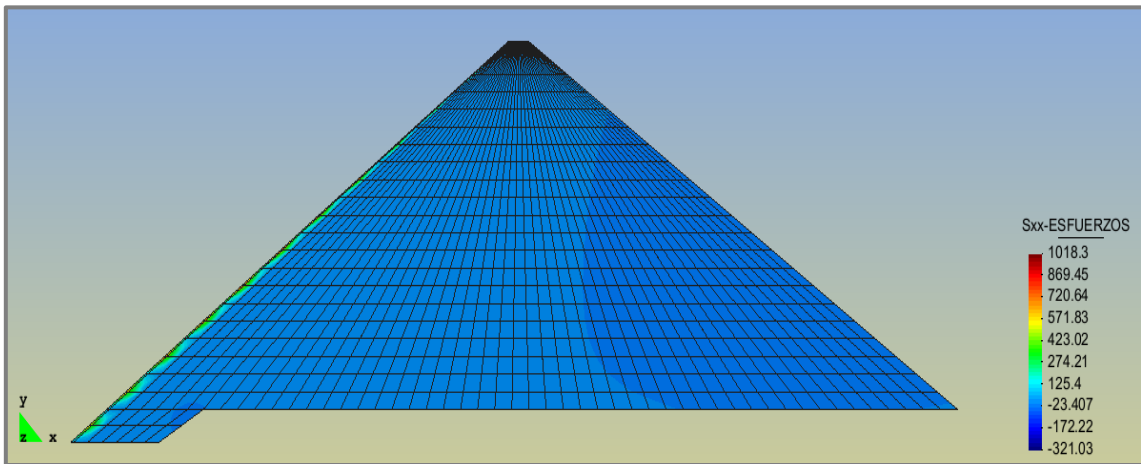


Figura 3.58: Esfuerzos Resultantes  $\sigma_x$  (T/m<sup>2</sup>) – Modelo No.2

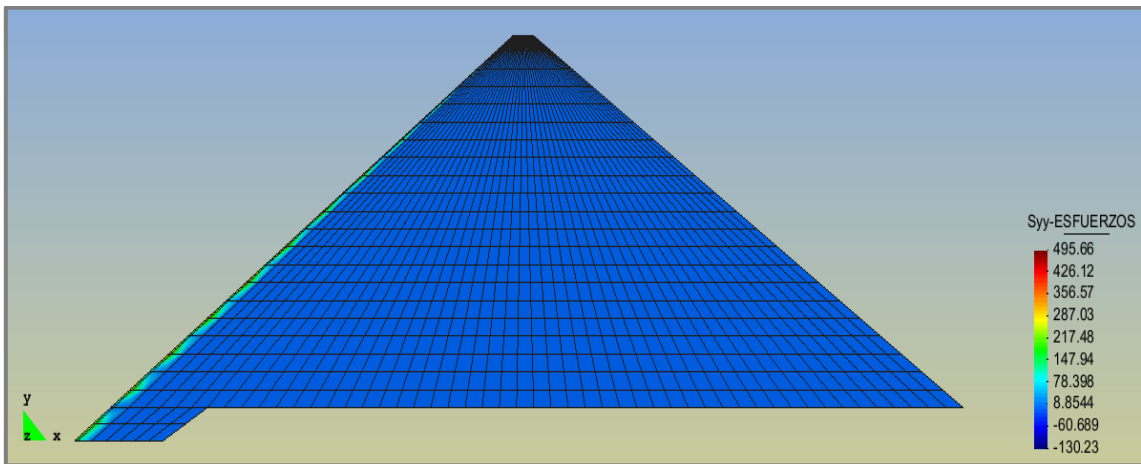
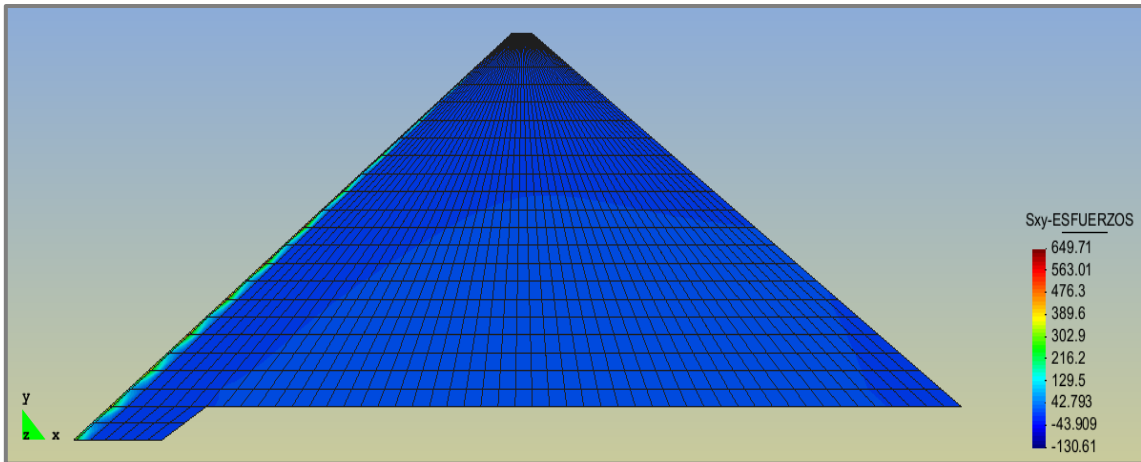


Figura 3.59: Esfuerzos Resultantes  $\sigma_y$  (T/m<sup>2</sup>) – Modelo No.2



**Figura 3.60:** Esfuerzos Resultantes  $\tau_{xy}$  (T/m<sup>2</sup>) – Modelo No.2

La preocupación de los esfuerzos radica plenamente en la pantalla de hormigón, ya que como se ve el enrocado es de buenas características y resiste tranquilamente a los esfuerzos generados. Entonces, los esfuerzos determinados por el Método 1 sobrepasan abismalmente los admisibles. Esta inconsistencia de los resultados para los esfuerzos del Método 1 hace que se descarte su uso para próximos cálculos. Sin embargo, con el Método 2 los esfuerzos horizontales y verticales para el hormigón están bajo los admisibles, aunque los esfuerzos  $\tau_{xy}$  son altos.

## CAPITULO IV

### ANÁLISIS SÍSMICO DE LA PRESA MAZAR CON EMBALSE

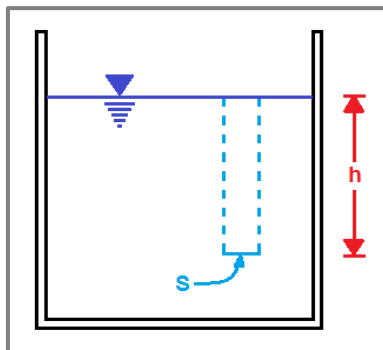
#### 4.1. Cálculo de la Presión Hidrostática.

La presión es la relación entre una fuerza y una superficie (a la cual se aplica).

Esta premisa se ve reflejada en la siguiente ecuación:

$$Presión = \frac{Fuerza}{Superficie} = \frac{F}{S} \quad (4.1)$$

El concepto de presión hidrostática nace, intuitivamente, al considerar que el agua que hay en el fondo está soportando sobre sí el peso de la que tiene encima, ya que, por falta de cohesión, el agua circundante no puede sostener por flexión ni por tensión de corte, al agua adyacente.



**Figura 4.1:** Esquema explicativo de la presión hidrostática

Al suponer una zona horizontal situada en cualquier punto del interior de un depósito con agua (Figura 4.1), la superficie de la zona es  $S$  y la profundidad a



la que se halla es  $h$ . Entonces, el volumen  $V$  de agua que está conteniendo esta zona es:

$$V = S * h \quad (4.2)$$

De la misma manera, el peso  $W$  del prisma viene expresado por:

$$W = S * h * \gamma \quad (4.3)$$

Donde:

- $\gamma$ : Peso específico del agua.

De esta manera la fuerza correspondiente que actúa es el peso, por lo tanto, la ecuación 4.1 se transforma en:

$$Presión = P = \frac{Fuerza}{Superficie} = \frac{P}{S} = \frac{S * h * \gamma}{S} = h * \gamma \quad (4.4)$$

Esta fórmula es homogénea, por lo que, según sean las unidades adoptadas para  $h$  y para  $\gamma$ , así serán las unidades de  $P$ . Además la presión hidrostática es independiente del valor considerado de  $S$ , ya que esta es, como se observa, el producto de la profundidad vertical del agua por su peso específico, y asimismo de la forma del depósito, ya que la presión actúa en todas las direcciones.

Entonces, al referirse la presión hidrostática al estudio de la acción producida por el fluido en reposo; es decir, la presión provocada sobre las paredes del recipiente que lo contiene o sobre la estructura donde ejerce contacto, como es el caso de una presa, la ecuación general que se utiliza para su cálculo queda representada de la siguiente forma:

(4.5)

$$P_{hs} = \gamma_{agua} * h$$

Donde:

- $P_{hs}$ : Presión hidrostática.
- $\gamma_{agua}$ : Peso específico del agua.
- $h$ : Altura de cálculo para la presión.

#### 4.1.1. Consideraciones para la Presa Mazar

Una de las consideraciones asumidas para la presa Mazar es el valor del peso específico del agua:

$$\gamma_{agua} = 1,00 [Ton/m^3]$$

#### 4.2. Cálculo de la Presión de Sedimentos.

Durante la vida útil de una presa, además de la presión hidrostática en la cara aguas arriba, se va a generar una presión adicional por la acumulación de sedimentos, la cual se calcula con la siguiente ecuación:

(4.6)

$$P_{sed} = \gamma_{sed} * h * \tan^2(45 - \phi/2)$$

Donde:

- $P_{sed}$ : Presión ocasionada por los sedimentos alojados.
- $\gamma_{sed}$ : Peso específico de los sedimentos alojados.
- $h$ : Altura de cálculo para la presión.

- $\phi$ : Ángulo de fricción interna de los sedimentos alojados.

El peso específico de los sedimentos se lo debe considerar en estado sumergido, para lo cual se resta el peso específico del agua; así:

$$\gamma_{sed} = \gamma_{sed_{seco}} - \gamma_{agua} \quad (4.7)$$

#### 4.2.1. Consideraciones para la Presa Mazar

Entre las consideraciones asumidas para la presa Mazar se encuentran:

- Peso específico de los sedimentos, en su mayoría limos:

$$\gamma_{sed_{sólido}} = 3.00 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

- El coeficiente de porosidad debe ser menor a 0.50. Por consiguiente, al asumir un valor de 0.30 se tiene:

$$\gamma_{sed_{seco}} = \frac{3.00}{1 + 0.30} = 2.31 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

- Finalmente, con el peso específico en estado seco se procede a calcular el real peso específico, ya que los sedimentos se encuentran sumergidos y se debe restar el peso específico del agua, tal como se explicó en la sección anterior. Por lo tanto para el caso de análisis se trabaja con:

$$\gamma_{sed} = 2.31 - 1 = 1.31 \text{ [Ton/m}^3\text{]}$$

- El ángulo de fricción interna  $\phi$  de los limos hasta la arena varía entre 24° a 30°, por lo que se asume el valor de 27°.

### **4.3. Cálculo de la Presión Hidrodinámica.**

La hidrodinámica estudia el comportamiento de los líquidos en movimiento. Esta rama de la hidráulica se caracteriza porque la mayor parte de los problemas que aparecen se resuelven acudiendo a la experimentación, o bien hay que corregir el resultado analítico obtenido, mediante la experimentación.

La presión generada en un recipiente o en una estructura por el movimiento de un líquido se conoce como presión hidrodinámica. Para el caso de análisis de una presa, esta presión generada por el embalse viene dada por una agitación originada por un evento sísmico. El planteo matemático de los efectos hidrodinámicos sobre estructuras sometidas a sismos y de los fenómenos de interacción fluido – estructura ha sido resuelto con diversos grados de complejidad en los últimos 20 años.

Un caso particular es el de estructuras cuya cara de aguas arriba presenta un cierto grado de inclinación con la vertical. Tales geometrías resultan características de las presas CFRD, como el caso de Mazar. En particular, la generación de presiones hidrodinámicas sobre la losa dispuesta en el talud de aguas arriba, resultan incorporadas dentro del ingreso de las verificaciones de estabilidad basadas a menudo en métodos pseudoestáticos.

En base a esos antecedentes es posible determinar la distribución de presiones sobre el paramento para una aceleración horizontal unitaria. Considerando que para la hipótesis de fluido incompresible las presiones se encuentran en fase con el paramento acelerado, pueden obtenerse de una manera sencilla los valores de presión, su distribución y resultante en cada instante de tiempo para un acelerograma determinado.

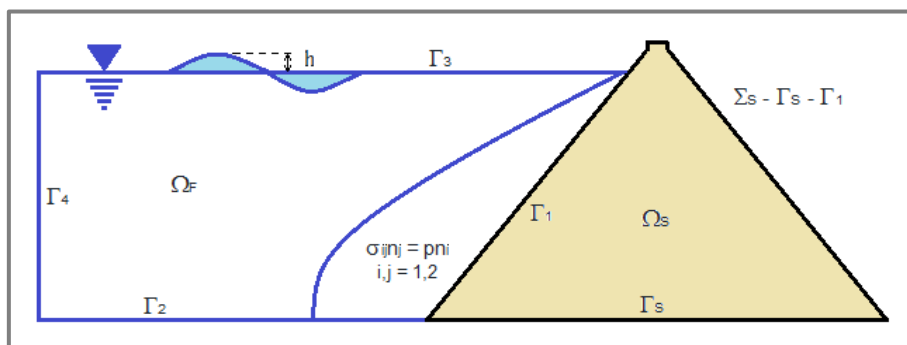
#### 4.3.1. Consideraciones para la Presa Mazar

Para el análisis hidrodinámico de la presa Mazar se han tomado varias consideraciones del agua tales como:

- Es un fluido incompresible
- La pérdida de energía por la viscosidad es despreciable, ya que el agua es un líquido que tiene una capacidad óptima de fluir y en el caso de existir esta pérdida es mucho menor comparándola con la inercia de su movimiento.
- El líquido se extiende a una determinada distancia actuante en la dirección aguas arriba de la presa.

#### 4.3.2. Elemento Finito y Matriz de Rigidez para el Agua

Para el cálculo de la presión hidrodinámica se emplean elementos finitos rectangulares de cuatro nodos para modelar el agua. En la siguiente figura se presenta la nomenclatura que se va a utilizar en el estudio con elementos finitos rectangulares para modelar el agua:



**Figura 4.2:** Nomenclatura utilizada para el análisis hidrodinámico (Fuente: Aguiar-Sosa-Mroginski, 2011)

Donde:

- $\Omega_S$ : Dominio de la presa.
- $\Omega_F$ : Dominio del reservorio.
- $\Gamma_1$ : Interfaz fluido – presa, donde se considera la continuidad de esfuerzos de la presa  $\sigma_{ij}$  con las presiones hidrodinámicas  $p$ .
- $\Gamma_5$ : Dominio de la base de la presa.
- $\Gamma_2$ : Dominio de la base del reservorio.
- $\Gamma_3$ : Dominio de la superficie en equilibrio del reservorio.
- $\Gamma_4$ : Dominio del borde del reservorio.
- $n_i$ : Unidad normal exterior.

El análisis sísmico en los dominios de la presa y el embalse, parte del siguiente sistema de ecuaciones diferenciales de segundo orden:

$$M_s \ddot{U} + C_s \dot{U} + K_s U = F_g + F_p \quad (4.8)$$

Donde:

- $M_s$ : Matriz de masas de la presa.
- $C_s$ : Matriz de amortiguamiento de la presa.
- $K_s$ : Matriz de rigidez de la presa.
- $U$ : Variable nodal básica que representa los desplazamientos relativos en los puntos nodales del modelo de elementos finitos de la presa a ser analizada, cuya derivación con respecto al tiempo se denota con el énfasis sobre ella ( $\dot{U}$ ,  $\ddot{U}$ ).
- $F_g$ : Vector de cargas generalizadas debido a la acción sísmica.

- $F_p$ : Vector de fuerzas debido a la Presión Hidrodinámica que actúa en el borde de la Presa.

Al considerar un modelo de reservorio en el cual el fluido que lo compone es incompresible y el paramento de la presa es rígido, la discretización del sistema de elementos finitos responde a la siguiente ecuación:

$$M_F \ddot{P} + K_F P = q_a \quad (4.9)$$

Donde:

- $P$ : Vector de presiones, donde su segunda derivada es  $\ddot{P}$ .
- $M_F$ : Matriz de masas del fluido, la cual se calcula así:

$$M_F = \int_{\Gamma_3} N_P^t \frac{1}{g} N_P d\Gamma \quad (4.10)$$

- $K_F$ : Matriz de rigidez del fluido, la cual se determina así:

$$K_F = \int_{\Omega_f} \nabla N_P^t N_P d\Omega \quad (4.11)$$

- $q_a$ : Vector de cargas que actúa en la pantalla de la presa que se encuentra en contacto con el agua, que viene dado por:

$$q_a = - \int_{\Gamma_1} \rho_f \ddot{U}_n^g N_P^t d\Gamma \quad (4.12)$$

Donde  $\rho_f$  representa la densidad del agua,  $\ddot{U}_n^g$  es la componente normal externa del vector de aceleración del suelo,  $N_P^t$  es el vector

transpuesto constituido por las funciones de forma definidas para el borde de la presa, de las presiones.

Pues bien, al haber sido omitida la compresibilidad del agua y dado que en general los efectos de onda superficial pueden ignorarse para propósitos prácticos, así como el considerar el paramento rígido, el vector de presiones hidrodinámicas que actúan en los puntos nodales del modelo agua embalse se puede estimar directamente a partir de:

$$P = -K_F^{-1}q \quad (4.13)$$

Entonces, una vez hallado  $P$  se encuentran las fuerzas estáticas que actúan en el borde de la Presa  $F_p$ , por intermedio de la matriz de paso  $Q$ .

$$F_p = QP \quad (4.14)$$

Siendo:

$$Q = - \int_{\Gamma_1} N_u^t n N_p d\Gamma \quad (4.15)$$

Donde:

- $Q$ : Matriz de transformación de las presiones perpendiculares a la cara de la presa en componentes en dirección de los grados de libertad de los desplazamientos de la presa.
- $N_u^t$ : Vector que contiene a las funciones de forma utilizadas en la Presa.
- $n$ : Componente normal superficial.



#### 4.3.2.1. Matriz de Rigidez

En Aguiar y Mroginski (2010) se presenta la deducción del cálculo de la matriz de rigidez de un elemento finito para el agua ( $H_{ww}$ ), la cual viene dada por la siguiente expresión:

$$H_{ww} = \int_{\Omega_f} (\nabla N_p)^T \frac{k^{rw}}{\mu^w} \nabla N_p d\Omega_f \quad (4.16)$$

Donde:

- $N_p$ : Funciones de forma del agua (modelo de fluido incompresible).
- $\nabla N_p$ : Matriz con las derivadas de las funciones de  $N_p$ , con respecto a los ejes X-Y.
- $k^{rw}$ : Permeabilidad relativa del agua.
- $\mu^w$ : Viscosidad cinemática (depende de la temperatura y la presión).

Cabe señalar que la capacidad de un material para que un fluido lo atraviese sin alterar su estructura interna viene expresada por la siguiente relación:

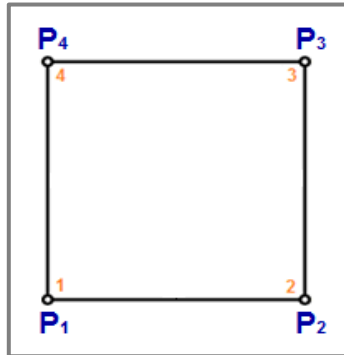
$$\frac{k^{rw}}{\mu^w} = 1.00 \quad (4.17)$$

De esta manera, la expresión 4.8 se simplifica a lo siguiente:

$$H_{ww} = \int_{\Omega_f} (\nabla N_p)^T \nabla N_p d\Omega_f \quad (4.18)$$

#### 4.3.2.2. Funciones de Forma para el Elemento Finito del Agua

Como se mencionó previamente, el elemento finito considerado para la modelación del agua (en este caso agua), es rectangular y por tanto posee cuatro grados de libertad los cuales son las presiones en los nodos.



**Figura 4.3:** Elemento finito considerado para la modelar el agua

(Fuente: Aguiar-Sosa-Mroginski, 2011)

A continuación se presentan las funciones de forma asociadas a las presiones en los nodos del elemento:

- Función de forma asociada a la presión No. 1 (Figura 4.4):

$$\phi_1^w(s, t) = \frac{1}{4}(1 - s)(1 - t) \quad (4.19)$$

- Función de forma asociada a la presión No. 2 (Figura 4.5):

$$\phi_2^w(s, t) = \frac{1}{4}(1 + s)(1 - t) \quad (4.20)$$

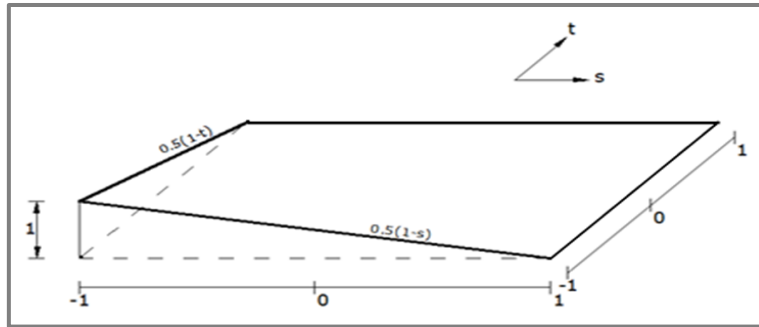
- Función de forma asociada a la presión No. 3 (Figura 4.6):

$$\phi_3^w(s, t) = \frac{1}{4}(1 + s)(1 + t) \quad (4.21)$$

- Función de forma asociada a la presión No. 4 (Figura 4.7):

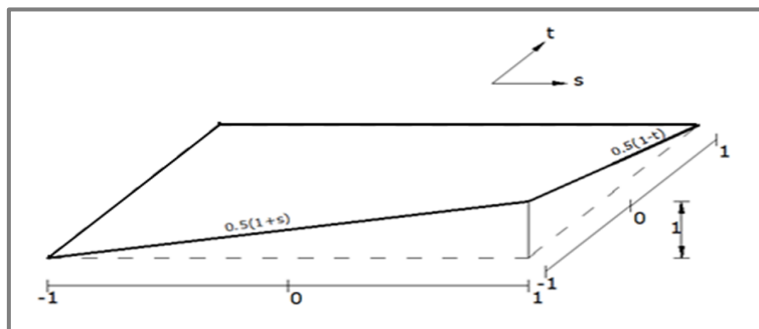
(4.22)

$$\phi_4^w(s, t) = \frac{1}{4}(1-s)(1+t)$$



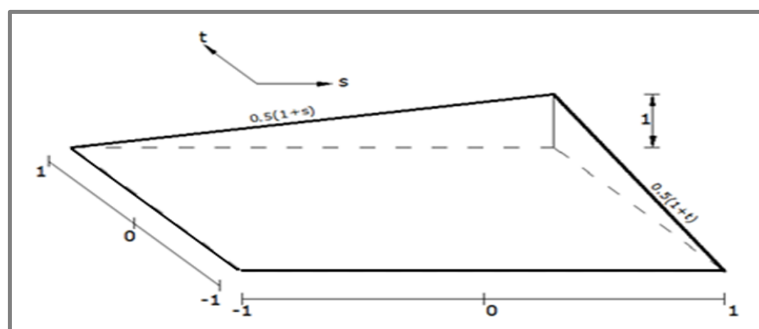
**Figura 4.4:** Función de forma asociada a la presión No.1 (P1)

(Fuente: Aguiar-Sosa-Mroginski, 2011)



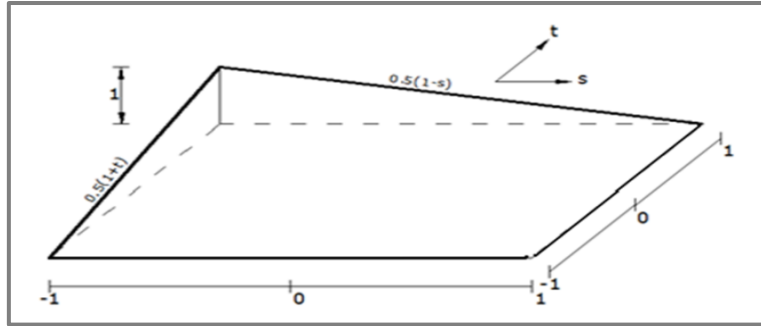
**Figura 4.5:** Función de forma asociada a la presión No.2 (P2)

(Fuente: Aguiar-Sosa-Mroginski, 2011)



**Figura 4.6:** Función de forma asociada a la presión No.3 (P3)

(Fuente: Aguiar-Sosa-Mroginski, 2011)



**Figura 4.7:** Función de forma asociada a la presión No.4 (P4)

(Fuente: Aguiar-Sosa-Mroginski, 2011)

De esta manera el vector de funciones de forma queda expresado de la siguiente manera:

$$N_P = \{\phi_1^w(s, t) \quad \phi_2^w(s, t) \quad \phi_3^w(s, t) \quad \phi_4^w(s, t)\} \quad (4.23)$$

#### 4.3.2.3. Matriz Jacobiana

Se aplica lo repasado en el capítulo anterior en lo referente a la matriz Jacobiana.

#### 4.3.2.4. Gradiente de las Funciones de Forma

El gradiente de las funciones de forma se calcula de la siguiente manera:

$$\nabla N_P = \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_1^w(s, t)}{\partial x} & \frac{\partial \phi_2^w(s, t)}{\partial x} & \frac{\partial \phi_3^w(s, t)}{\partial x} & \frac{\partial \phi_4^w(s, t)}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi_1^w(s, t)}{\partial y} & \frac{\partial \phi_2^w(s, t)}{\partial y} & \frac{\partial \phi_3^w(s, t)}{\partial y} & \frac{\partial \phi_4^w(s, t)}{\partial y} \end{bmatrix} \quad (4.24)$$

La expresión anterior puede también ser expresada de manera simplificada de la siguiente manera:

$$\nabla N_p = \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i^w(s, t)}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi_i^w(s, t)}{\partial y} \end{bmatrix} \quad (4.25)$$

Donde:

- $i = 1, 2, 3, 4$

Ahora bien, por la regla de la cadena, se tiene que:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i^w(s, t)}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi_i^w(s, t)}{\partial y} \end{bmatrix} = J^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i^w(s, t)}{\partial s} \\ \frac{\partial \phi_i^w(s, t)}{\partial t} \end{bmatrix} \quad (4.26)$$

Y es así como se evidencia la importancia de la matriz Jacobiana para determinar las derivadas de las funciones de forma en coordenadas reales.

#### 4.4. Análisis con CEINCI-LAB.

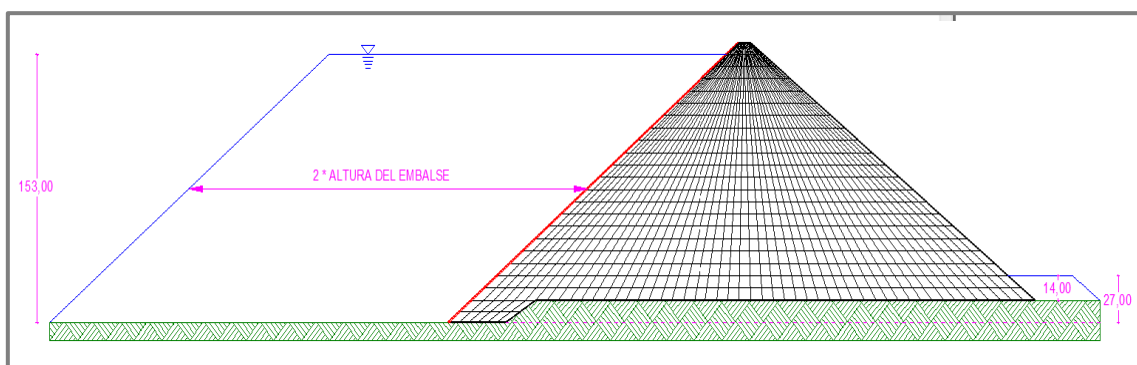
Aplicando la misma metodología del capítulo anterior, al ser revisada la teoría y las diferentes expresiones concernientes a las presiones hidrostáticas, de sedimentos e hidrodinámicas, se procede a aplicar nuevas subrutinas de CEINCI-LAB. Cabe señalar que se continúa utilizando el programa base *ANALISIS\_PRESA\_MAZAR*, para llamar a cada una de las nuevas subrutinas de CEINCI-LAB que intervienen en esta parte final del análisis de presas.

Además es importante mencionar que para el estudio de las presiones que se generan en la cara de la presa Mazar, se debe tener en cuenta el inicio y el final la vida útil de la presa, con el fin de realizar las combinaciones de carga respectivas.

A continuación se presenta el procedimiento seguido para el análisis considerando lo mencionado y cada una de las nuevas subrutinas utilizadas.

#### 4.4.1. Definición de la Geometría del Embalse

En el capítulo anterior se adoptó una geometría para la presa Mazar. Al modelar de forma simultánea la presa y el embalse, se hace coincidir las divisiones en el sentido Y de la presa con las del embalse, donde obviamente una fila de elementos de Mazar serán los únicos aislados por estar entre la altura del reservorio y la cresta.



**Figura 4.8:** Longitud del embalse considerado

La longitud total del embalse se mencionó en el Capítulo 2, la cual asciende a los 31 km aproximadamente. Esta longitud del embalse es necesaria para el cálculo de la presión hidrodinámica. Sin embargo, para dicho cálculo se asume

una longitud de dos veces la altura del embalse (Figura 4.8), o sea 306 m, ya que la presión hidrodinámica varía a partir de esta longitud de manera insignificante, utilizando elementos finitos de lados aproximadamente iguales.

Los datos correspondientes a la geometría del embalse ingresados en el programa ANALISIS\_PRESA\_MAZAR, en la sección “Datos Generales del Proyecto”.

Existen dos cotas o niveles adicionales muy importantes que serán utilizadas en el proceso de análisis de las presiones, las cuales son ingresadas en el mismo programa base, y estas son:

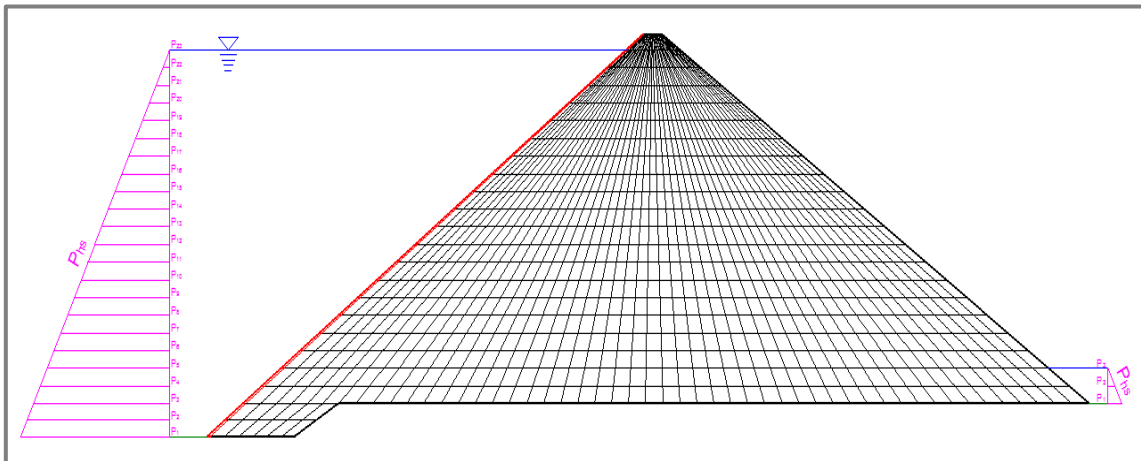
- Nivel del relleno: 48.00 m
- Nivel de la solera en la toma del túnel de carga: 83.00 m

El nivel del relleno radica su importancia en que la altura resultante entre éste y el nivel de la superficie del embalse servirá para determinar la presión hidrodinámica en el inicio de la vida útil de la presa. Por otro lado, el nivel de la solera en la toma del túnel de carga será aquel hasta el cual los sedimentos podrán llegar, representando de esta manera el final de la vida útil la presa en el presente trabajo. Además a partir de este nivel, se considerará la nueva altura para calcular la presión hidrodinámica para el fin de la vida útil. Para determinar la presión hidrostática se considera toda la altura del embalse.

#### **4.4.2. Cálculo de la Presión Hidrostática**

Como se mencionó previamente, para la obtención de la presión hidrostática se considera toda la altura del embalse, tanto al inicio como al fin de la vida útil de

la presa Mazar. Cada nodo de las caras de la presa se encuentra ubicado a cierta altura, en relación a la discretización realizada en el Capítulo anterior, determinando de esta manera la correspondiente presión, tomando en consideración la ecuación 4.5.



**Figura 4.9:** Presión Hidrostática

En seguida se presentan los resultados obtenidos con CEINCI-LAB, en el programa base, sección “Presiones Hidrostáticas”, en cada uno de los nodos tanto aguas arriba como aguas abajo.

**Tabla 4.1:** Presión hidrostática en las caras aguas arriba y aguas abajo de la presa.

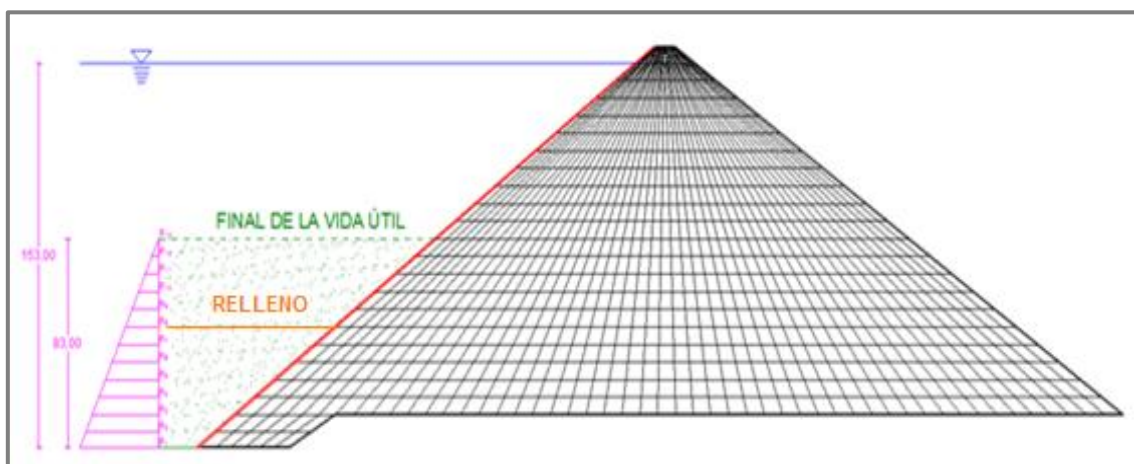
No.	Presión Aguas Arriba (T/m <sup>2</sup> )	Presión Aguas Abajo (T/m <sup>2</sup> )
1	153.00	14
2	146.50	7
3	140.00	0
4	133.00	-----
5	126.00	-----
6	119.00	-----
7	112.00	-----
8	105.00	-----
9	98.00	-----
10	91.00	-----



11	84.00	-----
12	77.00	-----
13	70.00	-----
14	63.00	-----
15	56.00	-----
16	49.00	-----
17	42.00	-----
18	35.00	-----
19	28.00	-----
20	21.00	-----
21	14.00	-----
22	7.00	-----
23	0.00	-----

#### 4.4.3. Cálculo de la Presión de Sedimentos

Anteriormente se mencionó que el nivel máximo al cual podrían llegar los sedimentos es el correspondiente al de la solera en la toma del túnel de carga, y esto a su vez evidencia el final de la vida útil la presa. Tomando en cuenta esto, el proceso de cálculo de la presión de sedimentos que se encuentra en el programa base, en la sección “Presiones de Sedimentos”, genera los siguientes resultados en cada uno de los nodos aguas arriba de la presa.



**Figura 4.10:** Presión de Sedimentos

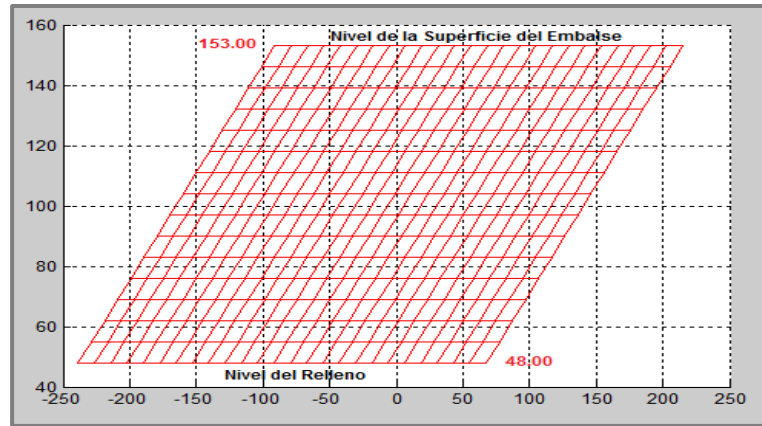
**Tabla 4.2:** Presión de Sedimentos en las caras aguas arriba de la presa Mazar.

No.	Presión Aguas Arriba (T/m <sup>2</sup> )
1	40.83
2	37.63
3	34.44
4	30.99
5	27.55
6	24.10
7	20.66
8	17.22
9	13.77
10	10.33
11	6.89
12	3.44
13	0.00

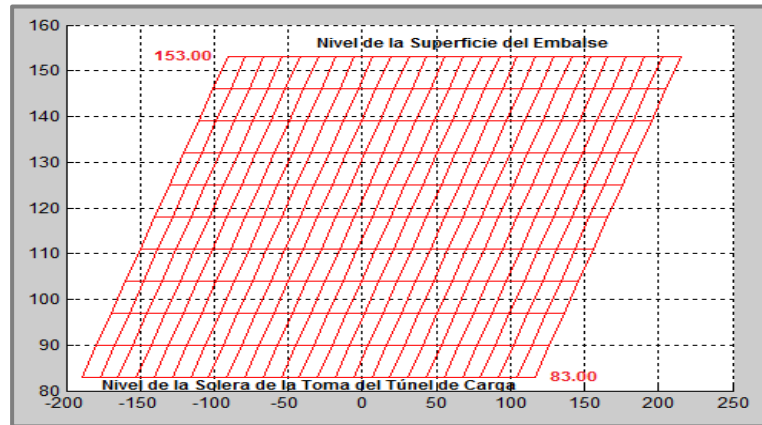
#### **4.4.4. División del Embalse en Elementos Finitos para el Cálculo de la Presión Hidrodinámica**

La discretización del embalse para obtener la presión hidrodinámica, considera diferentes divisiones debido a que la presión hidrodinámica varía al inicio como al final de la vida útil. Por tal motivo, las divisiones del embalse consideradas, tomando en cuenta los niveles de relleno y máximo para los sedimentos, son:

- Inicio de la vida útil: 25 divisiones en el sentido X por 15 divisiones en el sentido Y, lo cual genera una malla total de 375 elementos finitos y 416 nodos (Figura 4.11).
- Final de la vida útil: 25 divisiones en el sentido X por 10 divisiones en el sentido Y, lo cual genera una malla total de 250 elementos finitos y 286 nodos, con los cuales se trabaja en el análisis (Figura 4.12).



**Figura 4.11:** Discretización del embalse – Inicio de la vida útil

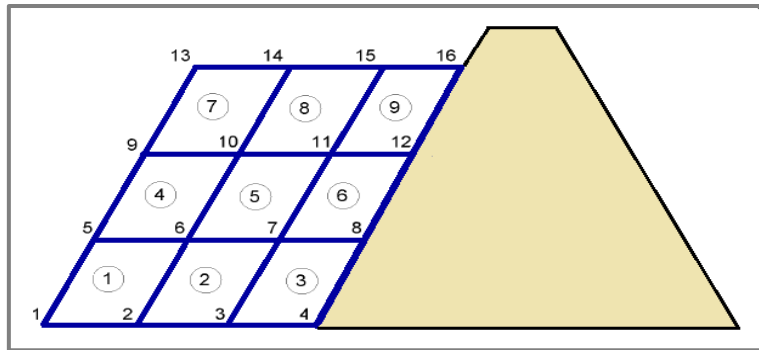


**Figura 4.12:** Discretización del embalse – Fin de la vida útil

La discretización se realiza mediante el uso de los valores correspondientes a las divisiones en el sentido Y de la presa, por cuanto están al mismo nivel la del embalse.

Por el lado de las divisiones en el sentido X, estas están calculadas para tener elementos de lados aproximadamente iguales. Todo esto se lo realiza en la sección “Elementos Finitos - Divisiones” en el programa base.

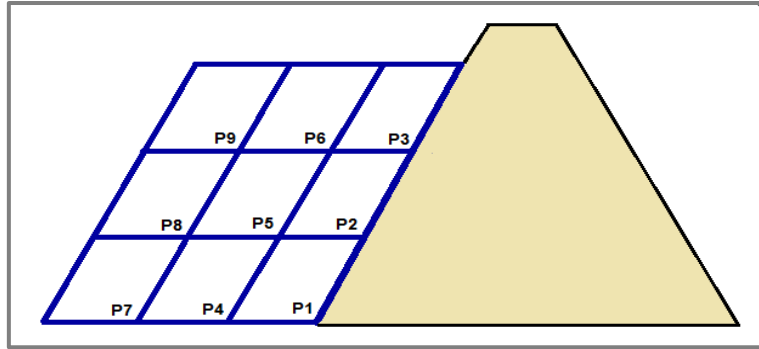
Para mejorar la comprensión de la discretización y numeración de elementos finitos y de nodos, se presenta un pequeño esquema de una presa tipo, con el cual se puede tener una pequeña idea de lo realizado con la presa Mazar.



**Figura 4.13:** Ejemplificación de la discretización tipo de un embalse

#### 4.4.5. Grados de Libertad de los Elementos Finitos del Embalse para el Cálculo de la Presión Hidrodinámica

Los grados de libertad en los nodos formados por la discretización previa, corresponden en este caso a las presiones. Al tener dominios tanto de la superficie en equilibrio del reservorio ( $\Gamma_3$ ) como del borde del reservorio ( $\Gamma_4$ ), los nodos que se encuentran sobre este dominio no poseen dichas presiones (se igualan a cero). Es así que, en cada uno de los nodos restantes se consideran las presiones, pero enumeradas de una manera diferente a la revisada en el capítulo anterior. Esta enumeración inicia en el nodo de contacto con la pantalla de hormigón inferior, y continúa a por todos los nodos restantes de contacto (de abajo hacia arriba). A partir de ahí se sigue este procedimiento con las siguientes hileras (de izquierda a derecha). De esta manera el número de grados de libertad (presiones) que se obtienen tanto para el inicio como el fin de la vida útil del son igual que el número de elementos finitos. Asimismo, en el siguiente esquema ilustrativo de una presa tipo se puede visualizar cómo es el estilo de numeración de los grados de libertad (presiones), respetando la nulidad en los dominios señalados anteriormente.



**Figura 4.14:** Ejemplificación de los grados de libertad tipo de un embalse

Determinar los grados de libertad correspondientes a las presiones, se lo realiza vinculando el programa base con la subrutina VC\_EMBALSE (sección “Arreglo CG”).

#### 4.4.6. Vectores de Colocación para el Cálculo de la Presión Hidrodinámica

Los vectores se obtienen enlazando el programa base con la subrutina VC\_EMBALSE, sección “Vectores de Colocación”. Posteriormente se agrupan en una matriz, la cual será utilizada en otros cálculos. A continuación se presentan los vectores de colocación de los cinco primeros elementos del embalse en contacto con la pantalla de hormigón, al inicio y final de la vida útil.

**Tabla 4.3:** Vectores de colocación de los 5 primeros elementos finitos que se encuentran en contacto con la pantalla de hormigón de la presa – Inicio de la vida útil

Elemento	Vector de Colocación (VC)			
1	16	1	2	17
2	17	2	3	18
3	18	3	4	19
4	19	4	5	20
5	20	5	6	21

**Tabla 4.4:** Vectores de colocación de los 5 primeros elementos finitos que se encuentran en contacto con la pantalla de hormigón de la presa – Final de la vida útil

Elemento	Vector de Colocación (VC)			
1	11	1	2	12
2	12	2	3	13
3	13	3	4	14
4	14	4	5	15
5	15	5	6	16

#### 4.4.7. Coordenadas X–Y de los Elementos Finitos del Embalse para el Cálculo de la Presión Hidrodinámica

VC\_EMBALSE una vez enlazado al programa base en su sección “Coordenadas X - Y”, permite calcular las coordenadas de cada uno de los elementos finitos que componen el subsistema de agua del embalse. El punto cero desde donde parten los ejes X-Y sigue siendo el mismo indicado en el capítulo anterior. Esto quiere decir que algunas coordenadas en el sentido X serán negativas, sin esto influir en posteriores cálculos.

**Tabla 4.5:** Coordenadas X-Y de los 5 primeros elementos finitos que se encuentran en contacto con la pantalla de hormigón de la presa Mazar – Inicio de la vida útil.

Elemento	Coordenadas X	Coordenadas Y
1	(55.00 ; 67.44 ; 77.28 ; 65.04)	(48.00 ; 48.00 ; 55.00 ; 55.00)
2	(65.04 ; 77.28 ; 87.11 ; 74.87)	(55.00 ; 55.00 ; 62.00 ; 62.00)
3	(74.87 ; 87.11 ; 96.95 ; 84.71)	(62.00 ; 62.00 ; 69.00 ; 69.00)
4	(84.71 ; 96.95 ; 106.78 ; 94.54)	(69.00 ; 69.00 ; 76.00 ; 76.00)
5	(94.54 ; 106.78 ; 116.62 ; 104.38)	(76.00 ; 76.00 ; 83.00 ; 83.00)

**Tabla 4.6:** Coordenadas X-Y de los 5 primeros elementos finitos que se encuentran en contacto con la pantalla de hormigón de la presa Mazar – Final de la vida útil.

Elemento	Coordenadas X	Coordenadas Y
1	(104.38 ; 116.62 ; 126.45 ; 114.21)	(83.00 ; 83.00 ; 90.00 ; 90.00)
2	(114.21 ; 126.45 ; 136.29 ; 124.05)	(90.00 ; 90.00 ; 97.00 ; 97.00)
3	(124.05 ; 136.29 ; 146.12 ; 133.88)	(97.00 ; 97.00 ; 104.00 ; 104.00)
4	(133.88 ; 146.12 ; 155.96 ; 143.72)	(104.00 ; 104.00 ; 111.00 ; 111.00)
5	(143.72 ; 155.96 ; 165.79 ; 153.55)	(111.00 ; 111.00 ; 118.00 ; 118.00)

#### 4.4.8. Cálculo de la Matriz de Rigidez para el Cálculo de la Presión Hidrodinámica

El cálculo de la matriz de rigidez se lo realiza mediante la aplicación de la subrutina RIGIDEZ\_REPRESA vinculada al programa base. La matriz de rigidez de la estructura  $SS_w$ , la cual se halla por ensamblaje directo, Aguiar (2004), es originalmente de orden 375 por 375 para el inicio de la vida útil y de 250 por 250 para el final. Paralelamente, la subrutina RIGIDEZ\_ELEMENTO\_FINITO\_AGUA permite obtener la matriz de cada elemento finito al estar enlazada directamente con la subrutina anterior.

Por otro lado, las matrices de rigidez de la estructura, anteriormente calculadas, se condensan para obtener la matriz de rigidez asociada a los grados de libertad del borde de la presa en contacto con el agua. Esta matriz, para el caso del inicio de la vida útil que es de orden 15 por 15, mientras que para el final es del orden de 10 por 10. La condensación de la matriz de rigidez de la estructura se realiza en el programa base, en la sección “Condensación de la Matriz de Rigidez del Embalse”.

#### 4.4.9. Cálculo del Vector de Cargas en la Cara de la Presa para el Cálculo de la Presión Hidrodinámica

El cálculo del vector de cargas  $q_a$  se los realiza de dos maneras: a partir del coeficiente sísmico, obtenido en el capítulo anterior, y a partir de los desplazamientos elásticos determinado también en el análisis sísmico. La diferencia entre ellos es la aceleración obtenida, ya que la primera es constante en todos los nodos de la cara y la segunda es variable.

##### 4.4.9.1. Vector de Cargas a partir del Coeficiente Sísmico

La aceleración es normal a la cara de la presa y se la obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$accel = \frac{\alpha * g}{\sqrt{1 + B^2}} \quad (4.27)$$

Donde:

- $\alpha$ : Coeficiente sísmico.
- $g$ : Aceleración de la gravedad.
- $B$ : Talud.

Por otro lado, la expresión mediante la cual se obtiene el valor de los componentes del vector de cargas es la siguiente:

$$qa(i) = accel * \frac{\rho}{g} * d\Gamma \quad (4.28)$$

Donde:



- $\rho$ : Peso específico.
- $d\Gamma$ : Diferencial de longitud.

Como se puede observar en la ecuación anterior, todas las cargas nodales  $qc(i)$  van a tener el mismo valor. El cálculo de  $qa(i)$  se realiza en la sección “Vector de Cargas” en el programa base.

#### 4.4.9.2. Vector de Cargas a partir de los Desplazamientos en la Cara

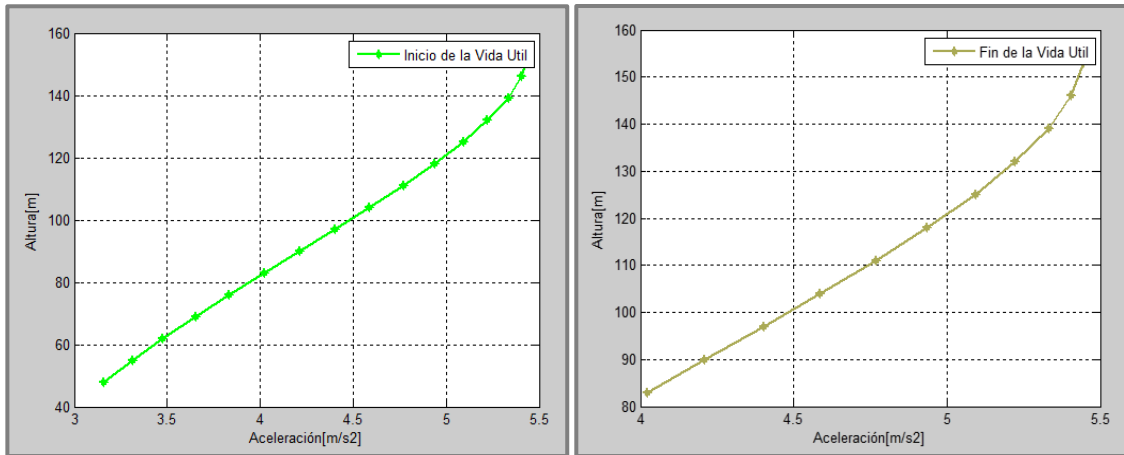
La aceleración real de cada nodo, a partir de los desplazamientos obtenidos en el análisis sísmico, es variable y aumenta desde la base de la presa hasta la cresta. La aceleración en cada nodo de la cara aguas arriba de la presa, se obtiene con la siguiente ecuación:

$$accel(i) = qelas(i) * \left(\frac{2\pi}{T(1)}\right)^2 + \frac{Ao}{R} \quad (4.29)$$

Donde:

- $accel(i)$ : Aceleración horizontal en el nodo  $i$ .
- $qelas(i)$ : Desplazamiento sísmico del nodo  $i$ .
- $T_{(1)}$ : Período fundamental de vibración del modelo.
- $Ao$ : Aceleración del suelo.
- $R$ : Factor de reducción sísmica.

El vector de aceleraciones se calcula al enlazar el programa base con la subrutina ACEL\_BORDE, de donde además se obtiene el vector de alturas de cada elemento finito en contacto con la cara de la presa Mazar.



**Figura 4.15:** Aceleraciones en la pantalla – a) Altura para el inicio de la vida útil,  
b) Altura para el final de la vida útil

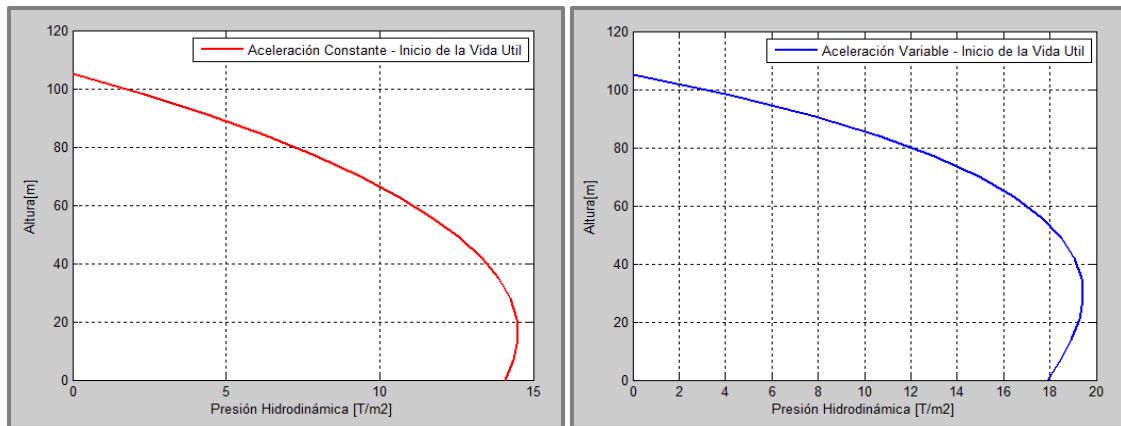
Por otro lado, la expresión mediante la cual se obtiene el valor de los componentes del vector de cargas es la siguiente:

$$qa(i) = \frac{acel(i)}{\sqrt{1 + B^2}} * \frac{\rho}{g} * d\Gamma \quad (4.30)$$

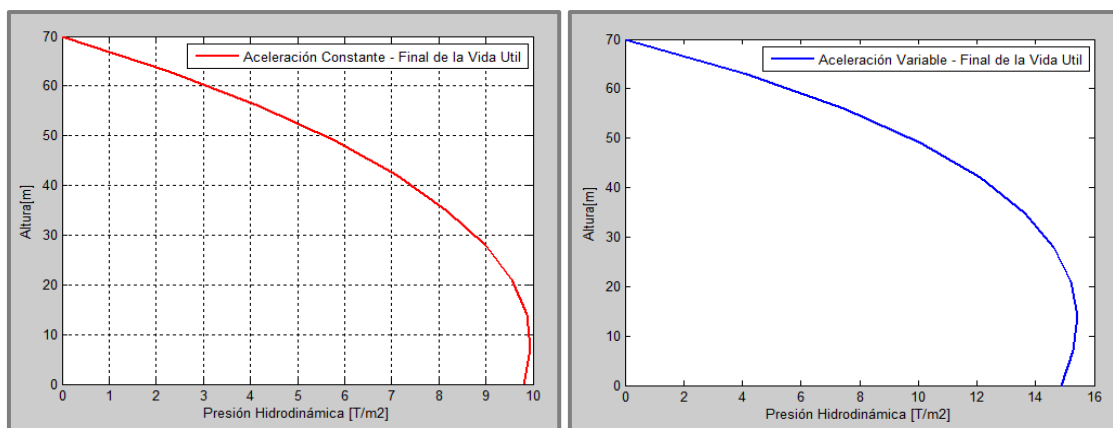
Y es así que se puede observar que en la ecuación anterior, las cargas nodales van a tener un valor diferente.

#### 4.4.10. Cálculo de la Presión Hidrodinámica

Una vez determinado el vector de cargas con cada uno de los métodos mencionados anteriormente, se procede a aplicar la teoría del cálculo de la presión hidrodinámica. Este procedimiento se lo realiza tanto para el inicio como para el final de la vida útil de la presa. Sin embargo para los cálculos finales se escoge con cuál de los dos métodos de cálculo de la presión hidrodinámica trabajar, ingresando manualmente una vez que se realice la corrida del programa base.



**Figura 4.16:** Presiones hidrodinámicas al inicio de la vida útil - a) a partir del coeficiente sísmico, b) a partir de las aceleraciones variables en la cara de la presa



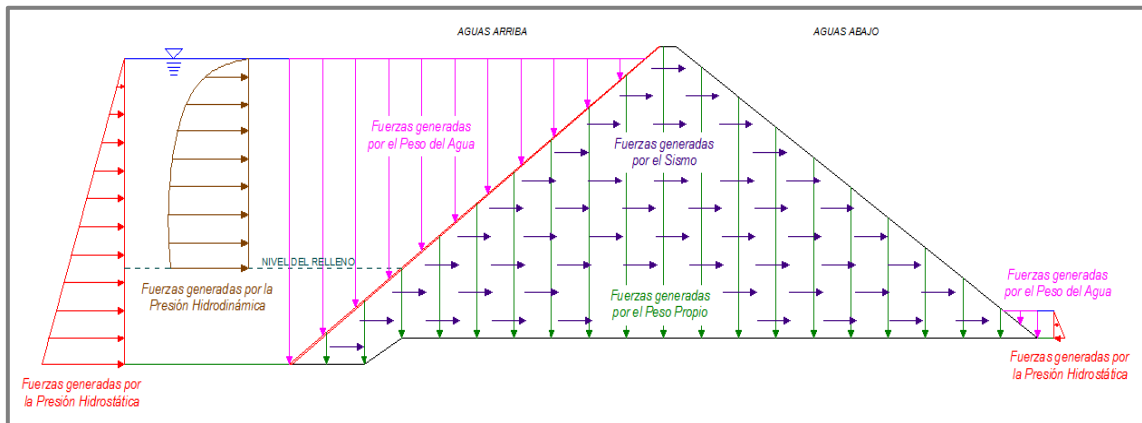
**Figura 4.17:** Presiones hidrodinámicas al final de la vida útil – a) A partir del coeficiente sísmico, b) a partir de las aceleraciones variables en la cara de la presa

#### 4.4.11. Cálculos Finales

A partir de todos los resultados generados en el presente y anterior capítulos, se realiza el análisis sísmico final ya incorporado el embalse. Para el presente trabajo se van a utilizar dos tipos de combinación de cargas en las cuales se concentran las fuerzas que se han calculado hasta el momento, los cuales se describen a continuación:

a) Combinación de cargas al inicio de la vida útil de la presa Mazar

- Peso Propio
- Fuerzas por Sismo
- Fuerzas Hidrostáticas en la cara aguas arriba
- Fuerzas Hidrostáticas en la cara aguas abajo
- Fuerzas Hidrodinámicas
- Peso del agua en la cara inclinada aguas arriba
- Peso del agua en la cara inclinada aguas arriba

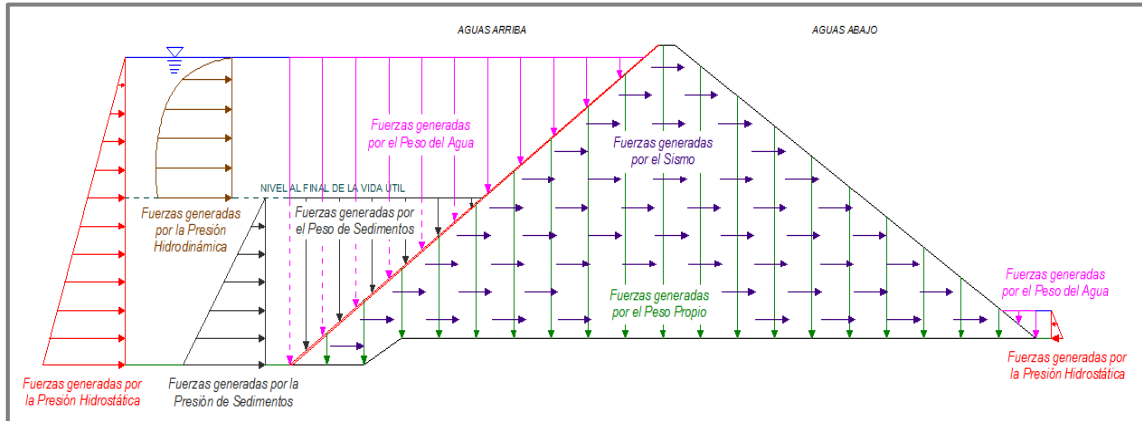


**Figura 4.18:** Combinación de cargas al inicio de la vida útil de la presa Mazar

b) Combinación de cargas al final de la vida útil de la presa Mazar

- Peso Propio
- Fuerzas por Sismo
- Fuerzas Hidrostáticas en la cara aguas arriba
- Fuerzas Hidrostáticas en la cara aguas abajo
- Fuerzas debidas a la Presión de Sedimentos
- Fuerzas Hidrodinámicas
- Peso del agua en la cara inclinada aguas arriba

- Peso del agua en la cara inclinada aguas arriba
- Peso del sedimento en la cara inclinada aguas arriba



**Figura 4.19:** Combinación de cargas al final de la vida útil de la presa Mazar

Es así que lo primero a realizar es determinar las fuerzas que generan todas las presiones (hidrostáticas, de sedimentos e hidrodinámicas al inicio y final de la vida útil) en la presa tanto aguas arriba como aguas abajo, y además las cargas que aparecen por el peso de agua y sedimentos. Para este fin, se vincula el programa base con la subrutina FUERZAS\_ACTUANTES\_FINALS. Posteriormente en esta misma subrutina, con todas las fuerzas ya determinadas, se procede a repartir dichas fuerzas de manera equitativa en los nodos respectivos de la presa, para el caso de las presiones, mientras que las cargas de agua se aplican directamente sobre los nodos respectivos.

Una vez utilizada la subrutina anterior, con este cálculo inicial se procede a separar las fuerzas que actúan en sentido vertical y horizontal sobre la presa, en el programa base. Dentro de estos cálculos finales se escoge también qué resultados presentar: si al inicio de la vida útil o al final de la misma, ingresado manualmente una vez que se realice la corrida del programa base.

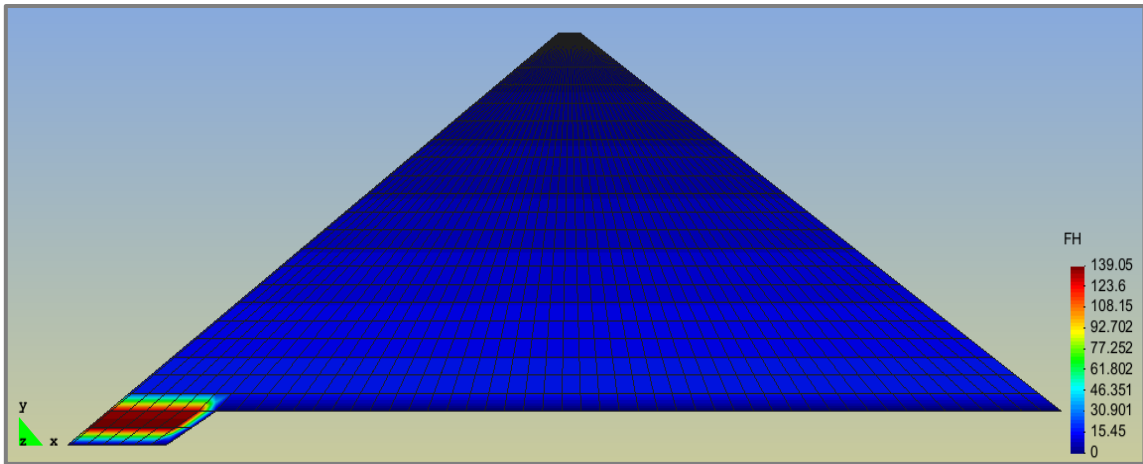
Con las fuerzas totales y la matriz de rigidez de la presa obtenida en el capítulo anterior, se determinan los desplazamientos totales, y finalmente los esfuerzos totales que experimenta la estructura (utilizando nuevamente la subrutina ESFUERZOS\_ESTRUCTURA), concluyendo de esta manera el análisis sísmico con embalse de la presa Mazar.

#### **4.5. Resultados Gráficos del Análisis con GID**

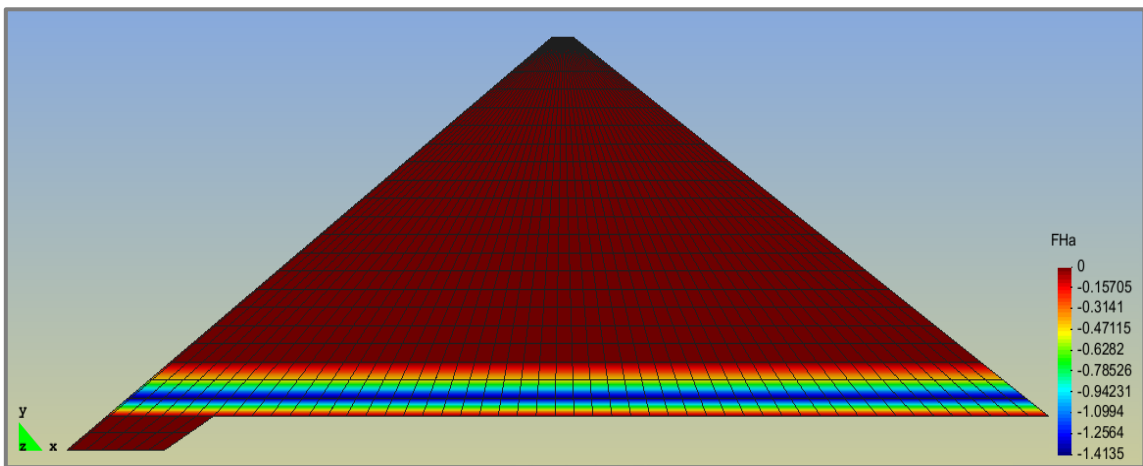
A continuación se presentan los resultados gráficos del análisis sísmico de la presa Mazar realizado con CEINCI-LAB, aplicando el programa GID. Para esto se ha empleado la Teoría del Elemento Finito Q4 en el cálculo de la matriz de rigidez, para obtener los desplazamientos y esfuerzos finales por lo descrito en la parte final del capítulo anterior. Además en el caso de las fuerzas hidrodinámicas, se pueden observar sus dos métodos de cálculo: Método No. 1 a partir del coeficiente sísmico y Método No. 2 a partir de las aceleraciones variables. Las fuerzas, desplazamientos y esfuerzos finales visualizados a continuación corresponden a los obtenidos a través del Método No. 2, ya que es el más crítico tal como se puede ver en las Figuras 4.16 y 4.17.

##### **4.5.1. Fuerzas Hidrostáticas**

Tanto al inicio como al final de la vida útil estas fuerzas son las mismas y han sido distribuidas de manera equitativa en los nodos que están al nivel de estas, tal como se presenta a continuación. Cabe resaltar que al tener pocos nodos en el talón, las cargas son mayores en esta zona.



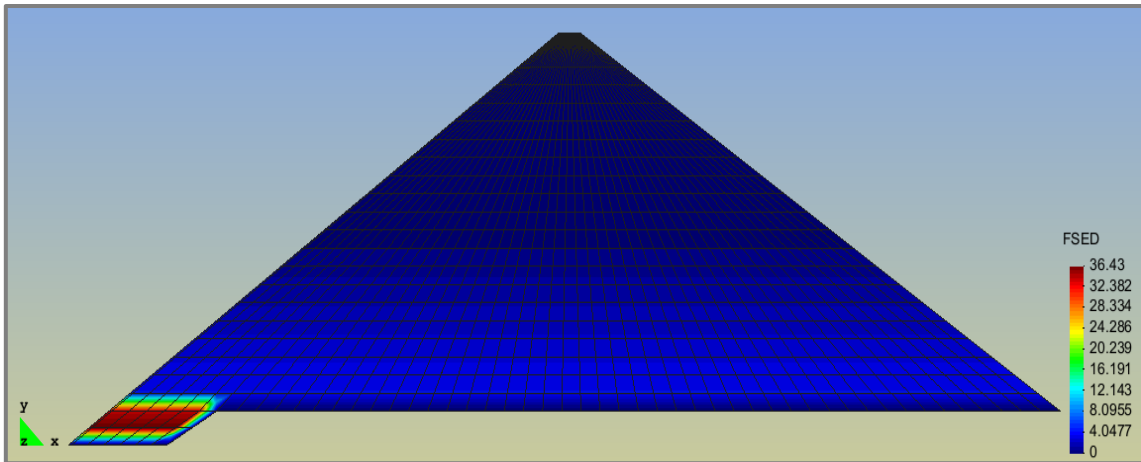
**Figura 4.20:** Fuerzas hidrostáticas aguas arriba (Tn)



**Figura 4.21:** Fuerzas hidrostáticas aguas abajo (Tn)

#### 4.5.2. Fuerzas de Sedimentos

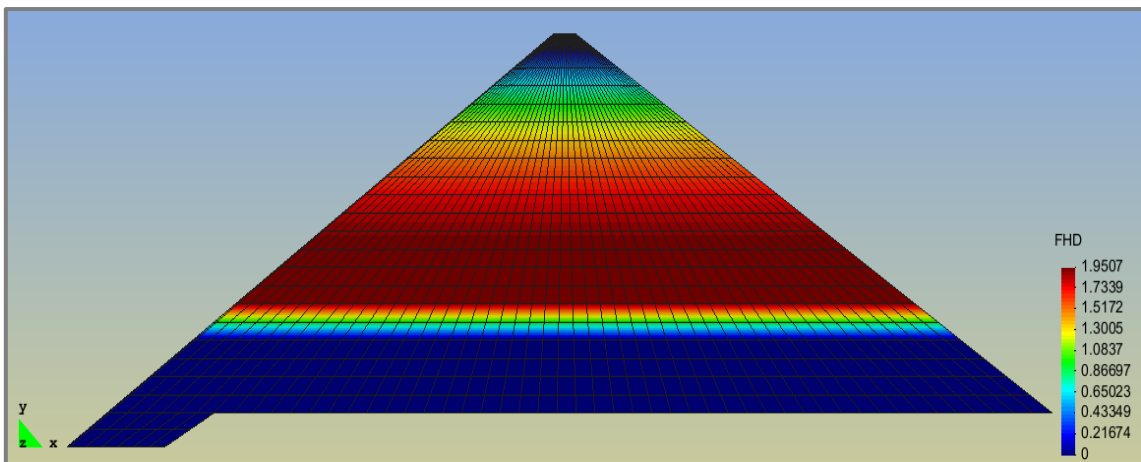
Como se ha mencionado en este capítulo estas fuerzas son consideradas al final de la vida útil, e igualmente han sido distribuidas de manera equitativa en los nodos de la presa que están al nivel de estas, tal como se presenta enseguida. Cabe resaltar que al tener pocos nodos en el talón, sucede lo mismo que las presiones hidrostáticas, las cargas son mayores en esta zona.



**Figura 4.22:** Fuerzas de sedimentos (Tn)

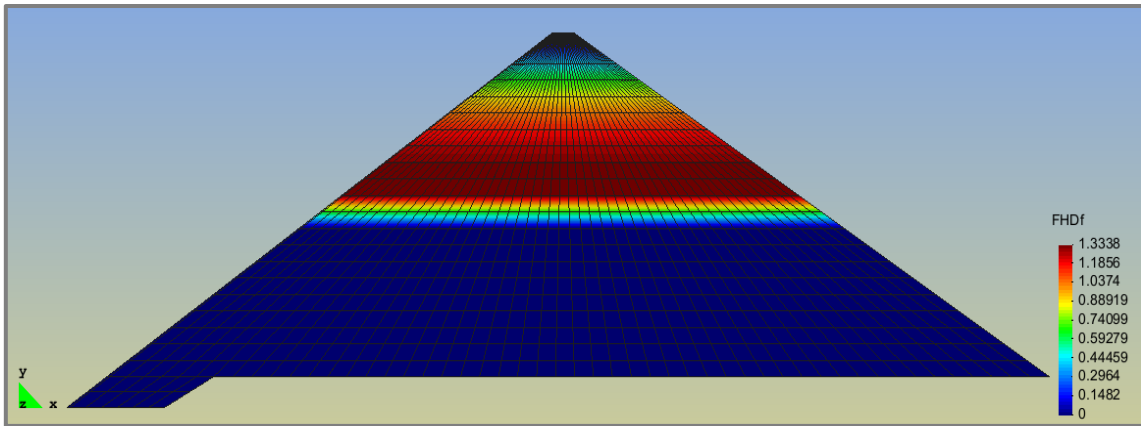
#### 4.5.3. Fuerzas Hidrodinámicas

Como se ha mencionado anteriormente, estas fuerzas son consideradas tanto para el inicio como para el final de la vida útil, e igualmente han sido distribuidas de manera equitativa en los nodos de la presa que están al nivel de estos.

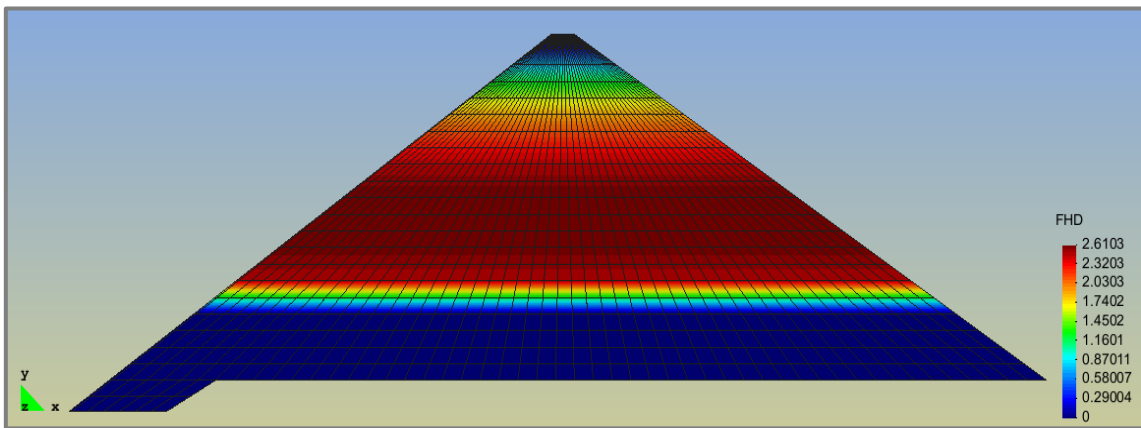


**Figura 4.23:** Fuerzas hidrodinámicas a partir del coeficiente sísmico (Tn) – Inicio de la vida útil

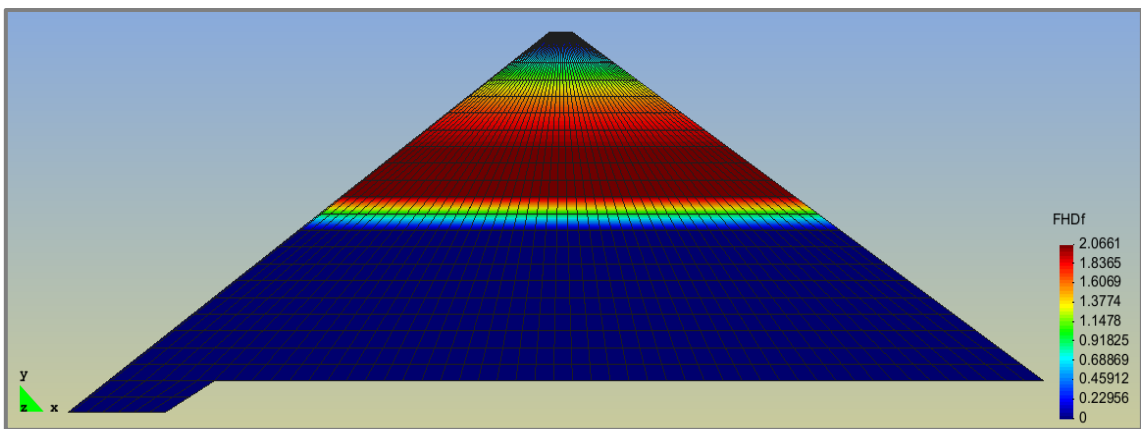




**Figura 4.24:** Fuerzas hidrodinámicas a partir del coeficiente sísmico ( $T_n$ ) – Final de la vida útil



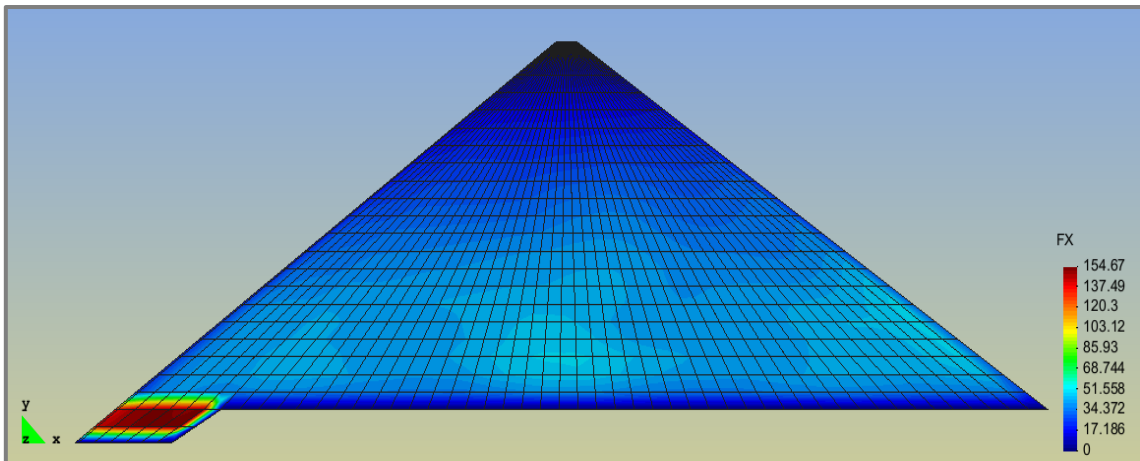
**Figura 4.25:** Fuerzas hidrodinámicas a partir de las aceleraciones variables ( $T_n$ ) – Inicio de la vida útil



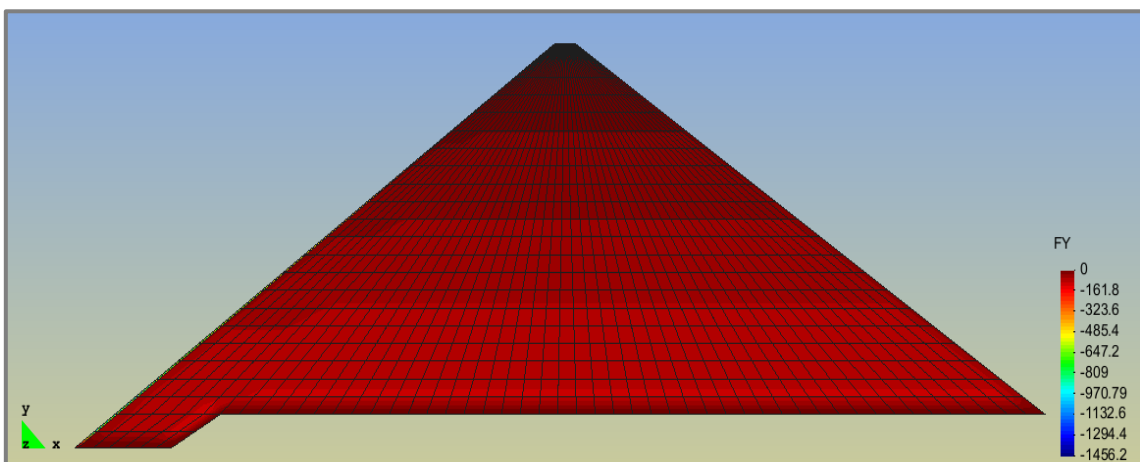
**Figura 4.26:** Fuerzas hidrodinámicas a partir de las aceleraciones variables ( $T_n$ ) – Final de la vida útil

#### 4.5.4. Fuerzas Totales

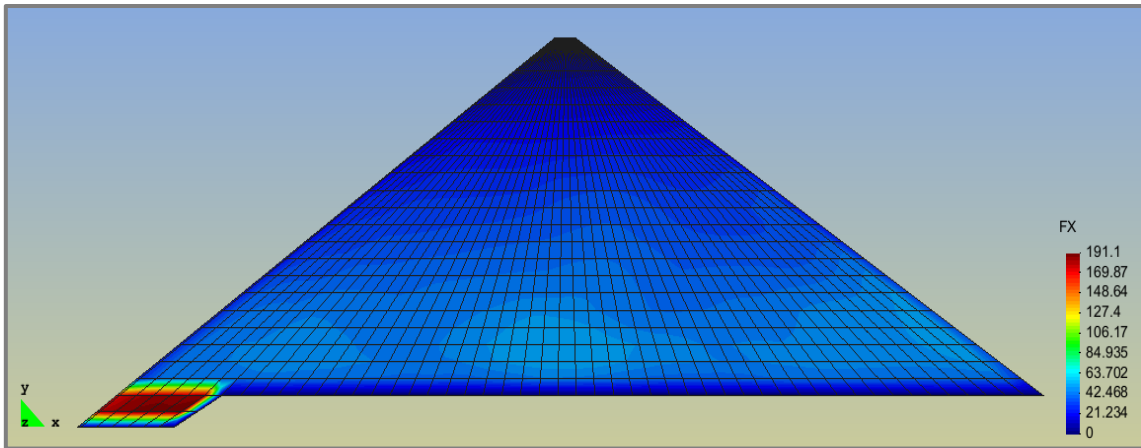
Cada una de las fuerzas actuantes ha sido distribuida de manera equitativa en los nodos de la presa, según el nivel en el que se encuentran. Asimismo, por tener pocos nodos el talón, ocurre lo mismo que las presiones anteriores, las cargas son mayores en esta zona. En el sentido Y de análisis de dichas fuerzas, se puede ver como las mayores fuerzas se encuentran en la pantalla de hormigón, correspondientes a las fuerzas generadas por el peso del agua y los sedimentos.



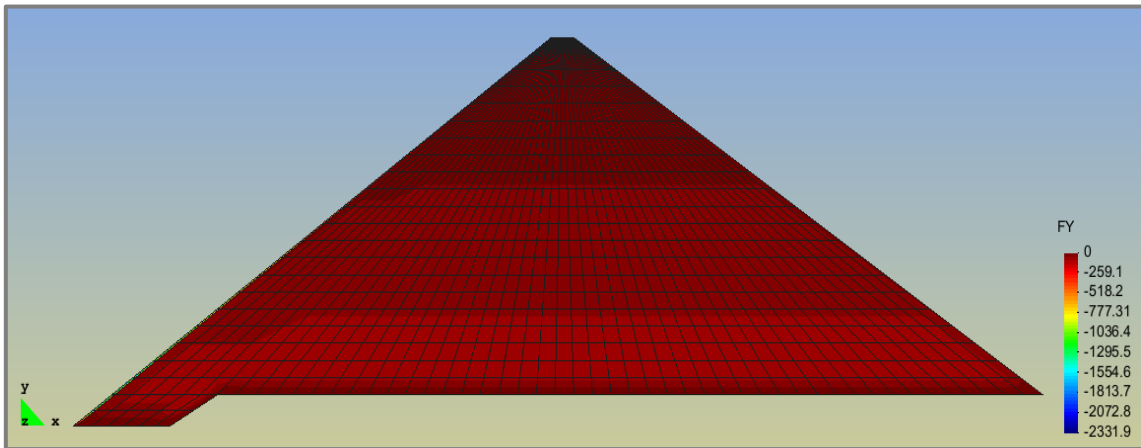
**Figura 4.27:** Fuerzas totales en el sentido X (Tn) – Inicio de la vida útil



**Figura 4.28:** Fuerzas totales en el sentido Y (Tn) – Inicio de la vida útil

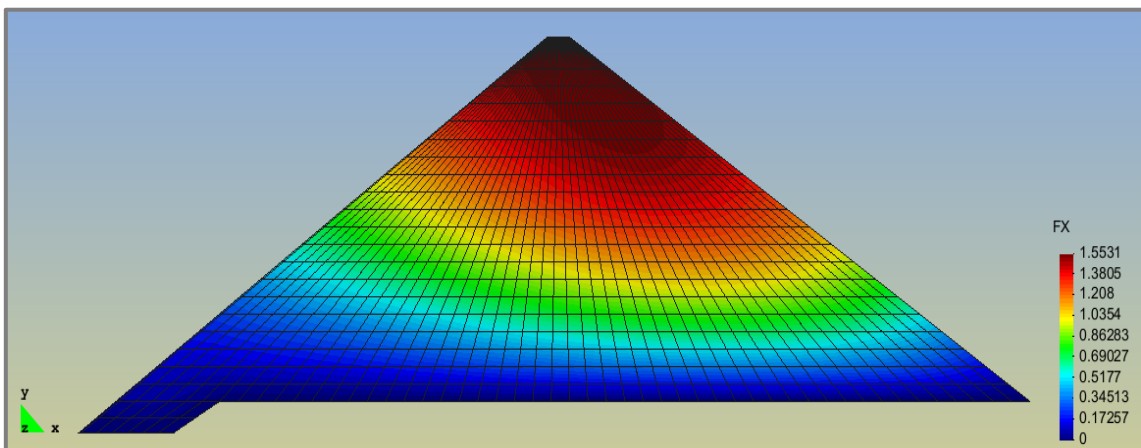


**Figura 4.29:** Fuerzas totales en el sentido X (Tn) – Final de la vida útil

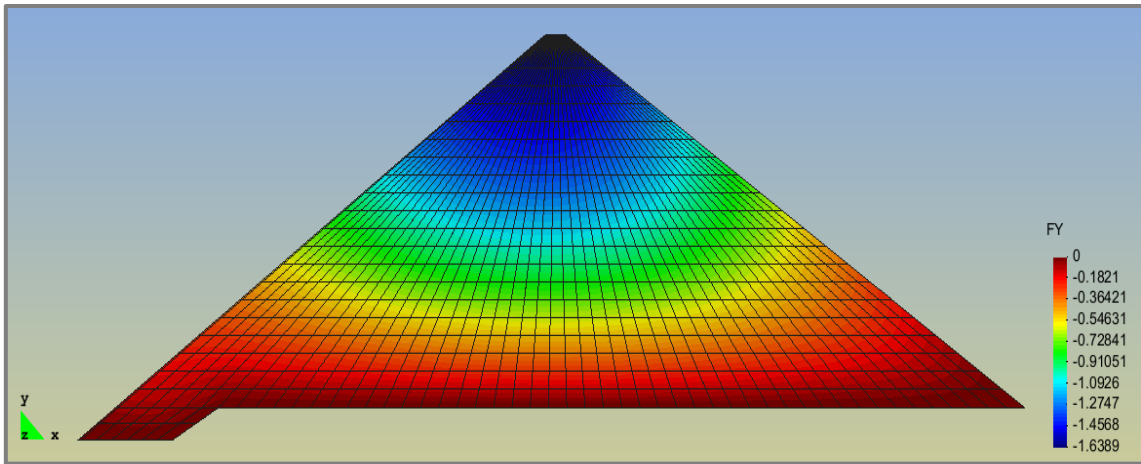


**Figura 4.30:** Fuerzas totales en el sentido Y (Tn) – Final de la vida útil

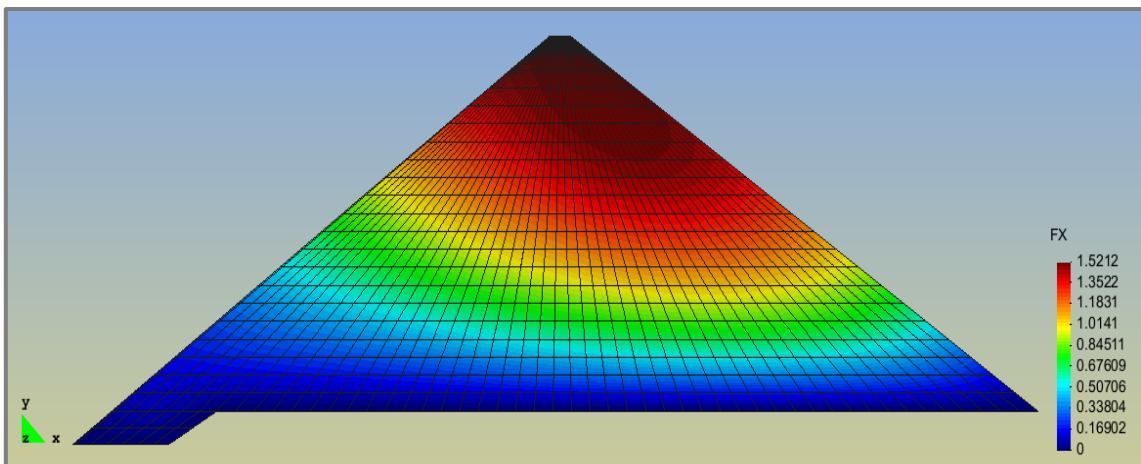
#### 4.5.5. Desplazamientos Totales



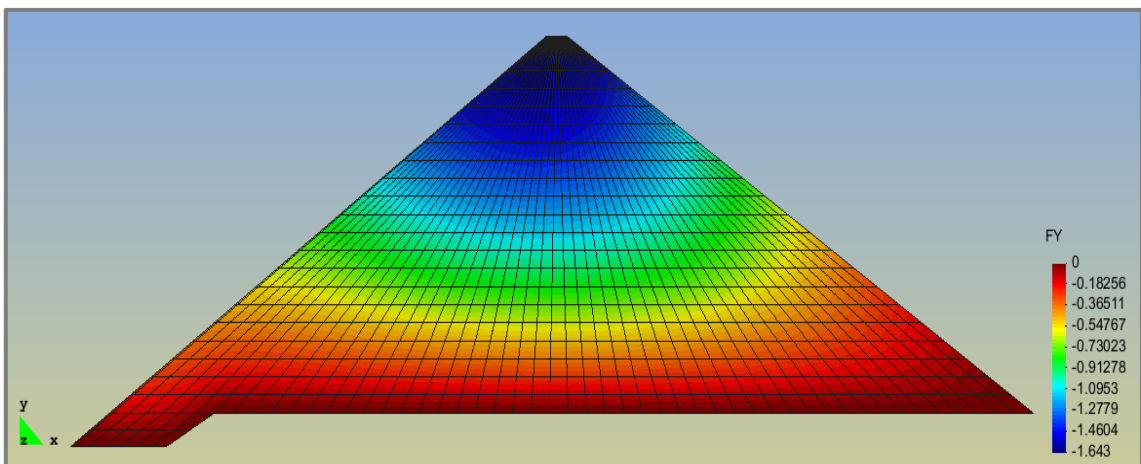
**Figura 4.31:** Desplazamientos horizontales (m) – Inicio de la vida útil



**Figura 4.32:** Desplazamientos verticales (m) – Inicio de la vida útil



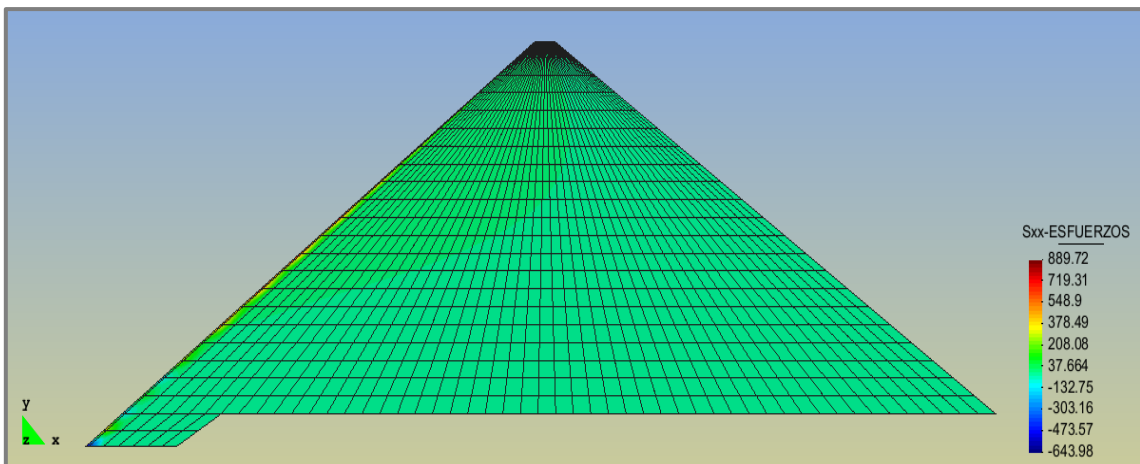
**Figura 4.33:** Desplazamientos horizontales (m) – Final de la vida útil



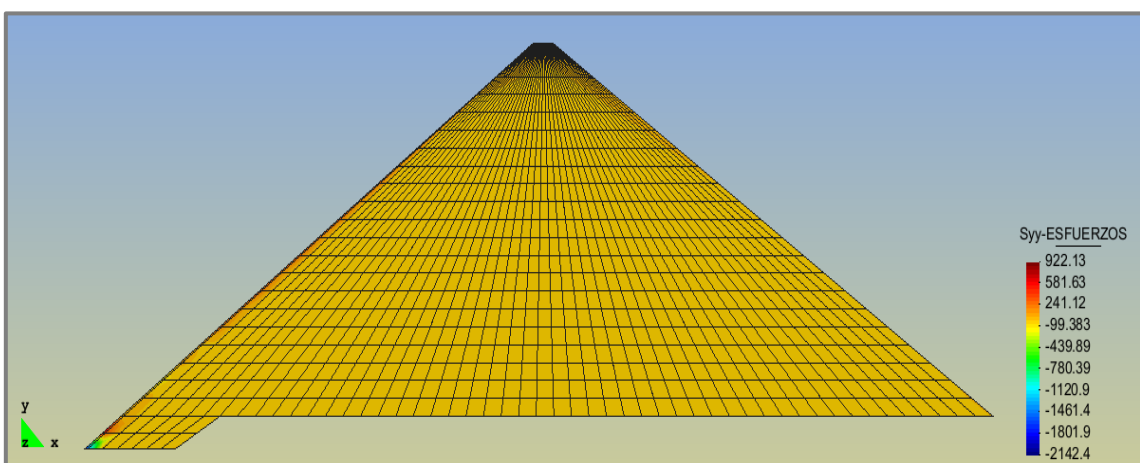
**Figura 4.34:** Desplazamientos verticales (m) – Final de la vida útil

#### 4.5.6. Esfuerzos Totales

Como se puede apreciar en las siguientes figuras, los mayores esfuerzos se concentran en la pantalla de hormigón, con lo cual se evidencia su gran aporte para el funcionamiento y mantenimiento de la estructura de la presa. Además, la cuña del talón es crítica el esfuerzo vertical al final de la vida útil, debido al peso de toda la masa de agua y sedimentos. Por otro lado los esfuerzos de corte  $\tau_{xy}$  siguen siendo altos.



**Figura 4.35:** Esfuerzos Resultantes  $\sigma_x$  ( $T/m^2$ ) – Inicio de la vida útil



**Figura 4.36:** Esfuerzos Resultantes  $\sigma_y$  ( $T/m^2$ ) – Inicio de la vida útil

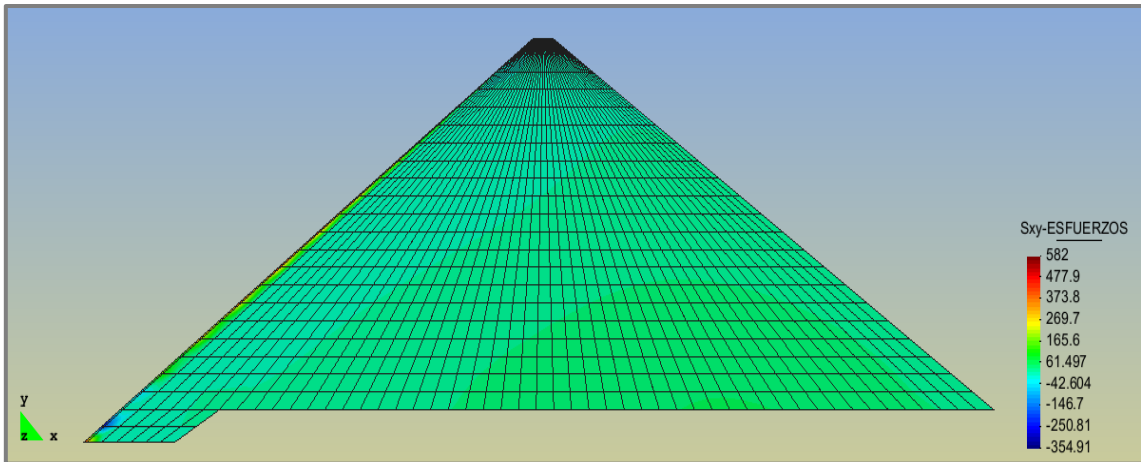


Figura 4.37: Esfuerzos Resultantes  $\tau_{xy}$  (T/m<sup>2</sup>) – Inicio de la vida útil

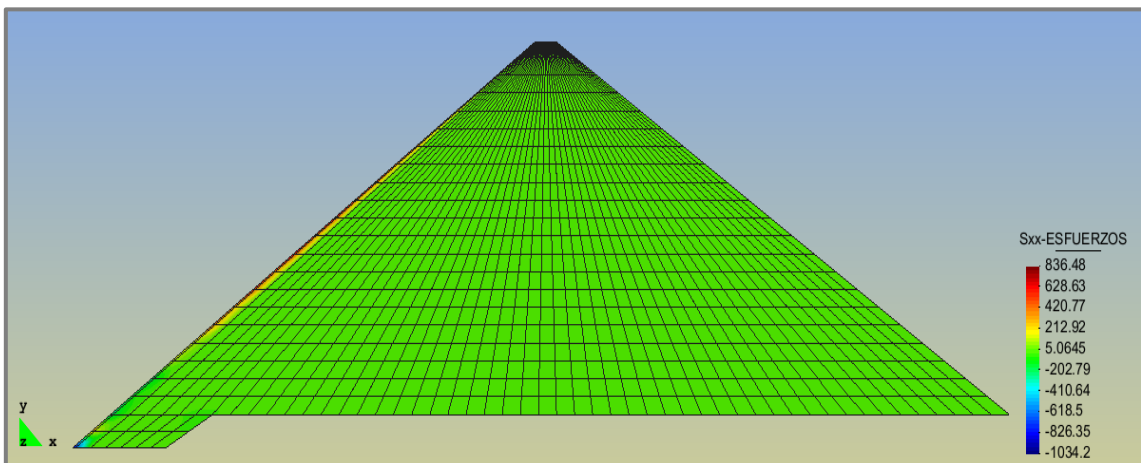


Figura 4.38: Esfuerzos Resultantes  $\sigma_x$  (T/m<sup>2</sup>) – Final de la vida útil

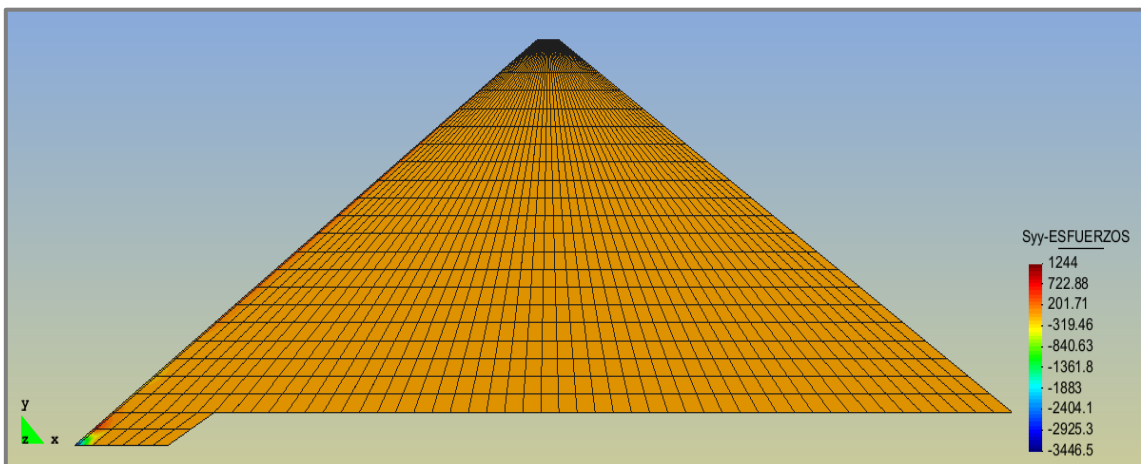


Figura 4.39: Esfuerzos Resultantes  $\sigma_y$  (T/m<sup>2</sup>) – Final de la vida útil

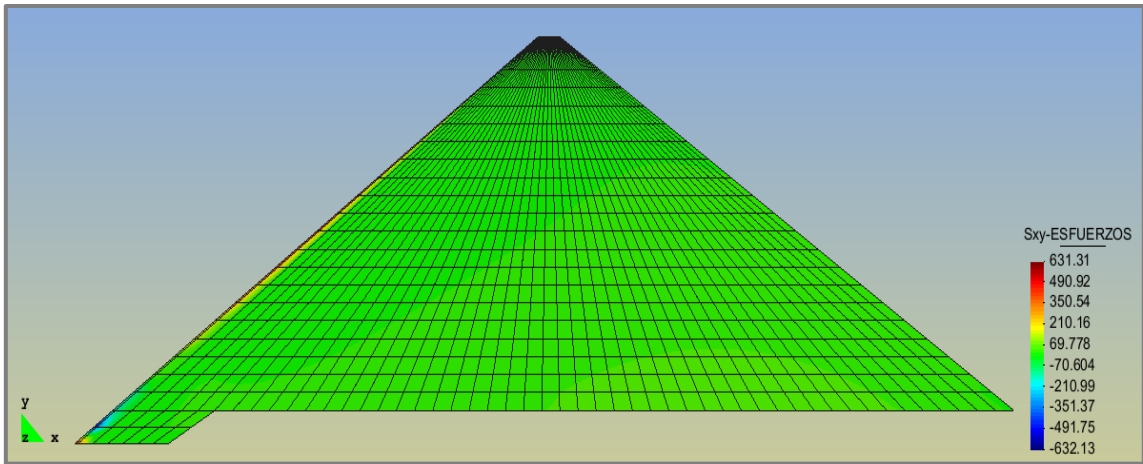


Figura 4.40: Esfuerzos Resultantes  $\tau_{xy}$  (T/m<sup>2</sup>) – Final de la vida útil

## CAPITULO V

### COMENTARIOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1. Comentarios

Es muy importante para el país formar parte del grupo de países constructores de presas enrocadas con pantalla de hormigón. Recordemos que las presas CFRD han pasado a constituirse en una alternativa adecuada, técnica y económica con respecto a las presas de enrocado con núcleo así como también, a las presas de hormigón. Su forma de construcción da como resultado un comportamiento excelente y la resistencia a las solicitaciones sísmicas hacen de esta alternativa una respuesta ventajosa en la mayoría de los casos. Sin embargo, es trascendental estudiar este nuevo sistema constructivo para el Ecuador y ver las experiencias que han tenido presas similares en otras partes del mundo.

Por otro lado, se debe poner énfasis en que una vez ejecutados este tipo de presas u otros proyectos de gran importancia en el país, estos no solo deberían solucionar los problemas de obsolescencia o carencia de la infraestructura nacional, sino que cualquier persona que necesite información relacionada a estos, pueda obtenerla en su totalidad. Esto permitirá realizar análisis de todo tipo de estas estructuras, ya que los recursos económicos empleados son grandes y por eso son necesarios hacerlos, o inclusive que otras estructuras que se requieran en un futuro, puedan ser diseñadas y construidas



completamente por profesionales ecuatorianos manteniendo todos los estándares de calidad como lo hacen las empresas extranjeras.

Por todo lo señalado anteriormente, en el presente proyecto de tesis se realizó el análisis sísmico de la presa Mazar, el cálculo de las presiones estáticas y dinámicas que genera el embalse, y la determinación de las presiones inducidas por los sedimentos (razón de ser de esta presa), para finalmente determinar el comportamiento global de esta estructura. La herramienta computacional, de la mano con el estudio y uso del método de elementos finitos, han sido los instrumentos claves para el desarrollo del presente estudio, en conjunto con las diferentes propuestas de análisis.

## **5.2. Conclusiones**

- Las presas enrocadas con pantalla de hormigón son consideradas actualmente como una rentable alternativa de construcción de este tipo de estructuras, debido los costos y tiempos que manejan, incrementándose de esta manera su popularidad cada día.
- Se debe tener mucho cuidado con los materiales y el sistema constructivo para este tipo de presas, ya que de ellos depende su estabilidad y comportamiento a lo largo de su vida útil.
- El criterio para diseñar el espesor de la membrana impermeable ha sido muy variable y con la experiencia el espesor ha ido disminuyendo, es decir que hasta la actualidad determinarlo sigue siendo un tanto empírico.

- El factor de forma adimensional igual a  $A/H^2$  permite realizar una caracterización más detallada de la forma del cañón que al usar el factor  $L/H$ .
- El comportamiento observado en las presas Campos Novos, Barra Grande y Mohale mostraron que la extrapolación del precedente con los procedimientos actuales puede conllevar a serias consecuencias.
- La Proyecto Hidroeléctrico Mazar trae consigo varios beneficios para el país, y por tal motivo es necesario realizar un análisis sísmico de la presa para determinar su comportamiento ante las respectivas solicitaciones.
- El modelo de diseño para la presa Mazar fue calibrado y validado con diferentes casos históricos cuyo comportamiento observado pudo ser reproducido por medio de varios análisis, lo cual lo hace más confiable.
- Se ha realizado el análisis sísmico elástico de la presa Mazar, para un sismo OBE, mediante el Método de Superposición Modal, utilizando dos métodos para el cálculo de la matriz de rigidez: considerando al elemento finito del tipo membrana y el Q4.
- A nivel de desplazamientos nodales y del coeficiente sísmico, el elemento finito con efecto de membrana reporta resultados parecidos a los que se halla con el elemento finito Q4. Su aplicación en el análisis de presas podría ser sugerido, sin embargo su uso tiene una contraposición muy importante ya que los esfuerzos que mediante esta formulación se obtienen son abismales en comparación a los admisibles, por lo tanto no se recomienda su uso sin estudiarlo más a fondo ya que al determinar los esfuerzos se utiliza la teoría del elemento finito Q4 y eso

probablemente no lo haga compatible o también porque su uso simplificado está destinado a muros de hormigón.

- La disminución de fuerzas, desplazamientos y esfuerzos resultantes en el análisis de este tipo de presas dependerá del módulo de elasticidad del enrocado con el que se trabaje. A mayor elasticidad menores fuerzas sísmicas, desplazamientos y esfuerzos, y viceversa.
- Las subrutinas de CEINCI-LAB han sido editadas para trabajar con la presa enrocada con pantalla de hormigón Mazar, con cierto grado de complejidad en vista de sus características geométricas y de los dos materiales que la componen.
- El cálculo de las presiones hidrostáticas y de sedimentos que actúan en una presa es muy simple, depende solamente del peso específico del agua y del sedimento, respectivamente, y la profundidad a la que ésta se encuentre aplicada, de modo que varía proporcionalmente a la altura. Se debe adicionar el considerar al sedimento como sumergido, lo cual a su valor seco el peso específico del agua.
- Las presiones hidrodinámicas dependen básicamente de la acción sísmica, a través del movimiento producido en el agua ante la aceleración del suelo.
- El caso más crítico de presión hidrodinámica se presenta al considerar las aceleraciones en la cara de la presa en comparación a las obtenidas a partir del coeficiente sísmico.
- La presa Mazar no soporta solamente su peso, sino que además el peso del agua y sedimentos que actúan en sus caras, en las diferentes etapas de su vida útil, lo cual debe ser siempre considerado.

- Al distribuir en todos los nudos de la malla de elementos finitos las diferentes fuerzas provenientes de las presiones hidrostáticas y de sedimentos, y del peso del agua, el talón fue la zona que más carga recibió y se vio más afectado.
- GID es una herramienta muy poderosa e indiscutiblemente muy útil a la hora de visualizar gráficamente los resultados de un análisis, ya que facilita el entendimiento el comportamiento de la estructura bajo diferentes sollicitaciones.
- Tanto las fuerzas como los desplazamientos finales son altos
- La pantalla de hormigón, construida con un hormigón de  $250 \text{ Kg/cm}^2$ , es donde se concentran los mayores esfuerzos, en consecuencia a la diferencia entre materiales en relación al módulo de elasticidad.
- Tanto al inicio como al final de la vida útil de la presa Mazar, el análisis determinó esfuerzos de corte altos en dicha pantalla, así como los esfuerzos verticales al final de su vida útil en la misma área, esto debido asimismo al material del enrocado como al espectro de la zona cercana utilizado. Se debe tener en cuenta estos resultados ya que este elemento es muy importante para la presa y es donde se deberá poner mucha atención a la hora de realizar el desembalse para revisarla y comprobar si existe un deterioro o incluso posibles fallas.

### **5.3. Recomendaciones**

- Se debe considerar la posibilidad de realizar varios estudios adicionales al presente, considerando otros aspectos para el análisis, como por

ejemplo cambiando la base fija por una con apoyos móviles en la dirección horizontal más la modelación de la rigidez del suelo mediante resortes, o también trabajar con otros espectros (de ser el caso con el de diseño propio de la presa) para comparar la variación de los esfuerzos.

- Se recomienda, de ser posible, utilizar dos métodos o modelos de cálculo para cualquier estudio con el fin de comparar resultados y ver las ventajas y desventajas de cada uno de ellos, y de esta manera saber por cuál optar a la hora de realizar y presentar un análisis final.
- Se debe seguir investigando sobre los condicionamientos que se deben tomar en cuenta para realizar el análisis sísmico de una presa enrocada. Este proyecto es el punto de partida para ello y se espera que sea mejorado.

## REFERENCIAS

- Aguiar R., (2007,2), “Dinámica de Estructuras con MATLAB”, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 292 p., Quito.
- Aguiar R., (2008,1), “Análisis Sísmico de Edificios”, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Primera Edición, 704 p., Quito.
- Aguiar R., (2004), “Análisis Matricial de Estructuras”, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Tercera Edición, 550 p., Quito.
- Aguiar R., (2010,1), “Estudio de Peligrosidad Sísmica y Espectro de Diseño de la Presa Minas-La Unión-Pitahuiña”, ASTEC, 32 p., Quito.
- Aguiar R., (2010,3), “Estudio de Vulnerabilidad Sísmica del Proyecto Hidroeléctrico Agoyán”.
- Aguiar R., Sosa D. y Mroginski J. (2011), “Cálculo de la Presión Hidrodinámica con Elementos Finitos”, Repositorio ESPE, Modelo de Fluido Incompresible.
- Aguiar R., Tarambís J.P. (2010), “Introducción a la Interacción Fluido Estructura en el Análisis Sísmico de la Presa Chontal”, V Congreso de Ciencia y Tecnología, 16 p., Quito.
- Aguiar R., (2011), “El Mega Sismo de Chile de 2010 y lecciones para el Ecuador”, Centro de Investigaciones Científicas de la Escuela Politécnica del Ejército, Instituto Panamericano de Geografía e Historia, 172 p., Quito.

- Aguiar R., (2010,2), “Análisis Sísmico de Puentes con CEINCI-LAB”, Memorias del Segundo Encuentro Académico Puentes Siglo XXI, Escuela Politécnica del Ejército, 85 p., Quito.
- Badenhorst D., (2005), “The Design of Concrete-faced Rockfill Dams”, SANCOLD/US, 75 p.
- Bertoni J., Alonso F., Peuser G., Menajovsky S., (2011), “Revisión de Antecedentes de Rotura de Presas de Tipo CFRD”, XXIII Congreso Nacional del Agua, 1-14, Chaco.
- Bertoni J., Alonso F., Peuser G., Menajovsky S., (2010), “Estimación de Relaciones Paramétricas para Brechas en Rotura de Presas de Tipo CFRD”, VI Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos, Universidad Nacional de Córdoba, 1-14.
- Buraschi J., Jaca R., (1999), “Presiones Hidrodinámicas durante Sismos en Paramentos Rígidos Inclinados”, Departamento de Construcciones, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Comahue, 9 p., Mendoza.
- Caminosca, (2011), “Proceso de Construcción del Proyecto Hidroeléctrico Mazar”, III Congreso Internacional de la Construcción de Infraestructura y Vivienda, 172 p., Quito.
- Campbell J., Durán M., Ceura I., Guendelman T., (2010), “Análisis sísmico no lineal simplificado de muros de hormigón utilizando elementos finitos”, X Congreso Chileno de Sismografía e Ingeniería Antisísmica, Universidad de Chile, 19 p., Santiago de Chile.
- Carrillo J., Zambrano A., Aguiar R., Mroginski J., (2011), “Presentación gráfica en el GID a partir de resultados obtenidos en MATLAB.

- Aplicación a Presa Esperanza”, Revista Ciencia. Escuela Politécnica del Ejército, 14 (2), 121-142, Quito.
- CFRD International Society, (2008), “Guidelines for Design High Concrete Face Rockfill Dam”, 25 p.
  - Chau Chin L., (2004), “A Study on Concrete Faced Rockfill Dams”, Thesis-Bachelor of Engineering, University of Southern Queensland, Faculty of Engineering and Surveying.
  - Diario El Comercio, (2010), “Mazar 5 años de construcción y 25 de espera”, Hemeroteca Casa de la Cultura Quito.
  - Gandarillas H., Gandarillas L., (2009-2010), “Enfoques de Diseño de Presas de Enrocado con Membrana Impermeable”, 17 p.
  - Guevara R., “Algunas experiencias en Diseño y Construcción de Presas de Grava con Pantalla de Concreto y/o Geomembranas”, Conferencia 50 Aniversario Sociedad Venezolana de Geotecnia Estado de la Práctica en Honor a Gustavo Luis Pérez Guerra, Artículo de Internet, 17 p.
  - Hermann E., Grossi J., Balaguer J., “Presa Los Caracoles – Diseño de Juntas en Cara de Hormigón”, TECHINT Ingeniería y Construcciones, Artículo de Internet, 19 p.
  - Hidropaute S.A., (2006), “Proyecto Hidroeléctrico Mazar - Análisis del Comportamiento 3D de la Presa. Incidencias sobre el Diseño Ejecutivo”, 74 p.
  - Ingetec S.A., (2007), “Análisis Numérico Presa Mazar”, Hidropaute S.A., 82 p., Bogotá.



- International Commission On Large Dams, (2010), “Concrete Face Rockfill Dams: Concepts for Design and Construction”, 408 p, Bulletin 141.
- Koljensic N., “Consideraciones en la Construcción de Presas con una Cara de Concreto”, Artículo de Internet, 34 p.
- Lombardi G., (2008), “Algunas Trampas en el Diseño y la Construcción de Presas”, VIII Jornadas Españolas de Presas, 27 p., Córdoba.
- Marengo H., (2010), “Tendencias en el Diseño de Presas”, Comisión Federal de Electricidad, Presentación de Internet, 95 p.
- Navarro O., (2010), “Experiencia Argentina en el Diseño y Construcción de Presas de Enrocado o Gravas con Pantalla de Hormigón, CFRD”, 14 p., Neuquén.
- Plinto N., Filho P., (1998), “Estimating the maximum face deflection in CFRDs”, Hidropower and Dams, Issue 6, 28-31.
- Oñate E., (1992) “Cálculo de Estructuras por el Método de Elementos Finitos”. Análisis Estático Lineal. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Universidad Politécnica de Cataluña. Primera Edición, 838 p., Barcelona.
- Ordonez I., (2009), “Influence of the Boundary Conditions on the Seismic Response Predictions of a Rockfill Dam by Finite Element Method”, Thesis-Master Engineering Seismology, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, Rose School, 80 p.
- Rogers J., Hasselmann K., (2002), “Dams and Disasters: A brief overview of dam building triumphs and tragedies in California’s past”, University of California Water Resources Center Archives, the Center for

- California Studies at U.C. Berkeley, and the Department of Civil & Environmental Engineering at U.C. Berkeley, 132 p.
- Ruesta P., Díaz J., Alva J., “El Coeficiente Sísmico en el Diseño de Presas de Tierra y Enrocado”, Artículo de Internet, 21 p.
  - Sandoval W., (2011), “Tipos de Presas y Cálculos de Presas en Suelos Rocosos”, Facultad de Ingeniería Civil. Escuela Politécnica del Ejército.
  - Sandoval W., (2011), “Presas de Tierra y Enrocamiento”, Facultad de Ingeniería Civil. Escuela Politécnica del Ejército.
  - Sosa D., (2011), “Análisis Sísmico de Presas y cálculo de la Presión Hidrodinámica aplicado a la Presa Minas-San Francisco y Presa Tierras-Blancas”, Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Escuela Politécnica del Ejército, Sangolquí.
  - Tarambís J., (2011), “Interacción Fluido-Estructura en el Análisis Sísmico de la Presa Chontal”, Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Escuela Politécnica del Ejército, Sangolquí.
  - USCOLD, (1999), “Updated Guidelines for Selecting Seismic Parameters for Dam Projects”, United States Committee on Large Dams, 63 p., USA.
  - Wieland M., Brenner P., (2004), “Earthquake Aspects of Roller Compacted Concrete and Concrete-Face Rockfill Dams”, XIII World Conference on Earthquake Engineering, 12 p., Vancouver.
  - Znamensky D., (2009), “Valleys Shape Influence on the Volume, Safety Factor and Arch Effect of High CFRD Recently Built in Brazil”, Commission Internationale des Grands Barrages, 20 p., Brasilia.

## ARTÍCULO PUBLICADO

- Aguiar R., Medina A., (2011,2), “Análisis Sísmico de la Presa Mazar considerando dos tipos de elementos finitos”, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 19 p., Quito.

# HOJA DE VIDA

## **DATOS PERSONALES**

**APELLIDOS:** Medina Galarza

**NOMBRES:** César Augusto

**C.I.:** 171186108-6

**FECHA DE NACIMIENTO:** 19 de Abril de 1986

**ESTADO CIVIL:** Soltero

**EDAD:** 25 años

**DOMICILIO:** Latacunga, Calles Simón Bolívar y Padre Semanate, 3-163.

**TELÉFONO:** 032 810 233

**E-MAIL:** agosto\_medina\_9@hotmail.com

**DISPONIBILIDAD:** Tiempo completo

## **ESTUDIOS REALIZADOS**

**PRIMARIA:** Escuela Isidro Ayora (Latacunga)

**SECUNDARIA:** Unidad Educativa Particular Técnico Industrial Hermano Miguel  
(Latacunga)

**SUPERIOR:** Escuela Politécnica del Ejército, Carrera de Ingeniería Civil  
(Sangolquí)

**IDIOMAS:** Español e Inglés

# HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS

**ELABORADO POR**

---

César Augusto Medina Galarza

**DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

---

Ing. Jorge Zúñiga

**DIRECTOR DE LA UNIDAD DE ADMISIÓN Y REGISTRO**

---

Ing. Fanny Cevallos

Lugar y Fecha: \_\_\_\_\_