

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS SÍSMICO Y ESTUDIO DE LA
SUBPRESIÓN EN LA PRESA SANTA CRUZ**

PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

EDWIN OMAR LOGACHO AYO

SANGOLQUÍ, FEBRERO DE 2012

RESUMEN

En el presente proyecto de tesis se analizo el comportamiento sísmico de la presa Santa Cruz, mediante el modelo de elementos finitos para lo cual se utilizo el método de superposición modal cuyas subrutinas fueron desarrolladas por CEINCI-LAB. También se desarrollo el cálculo de las presiones hidrodinámicas generando las fuerzas en cada nodo de la presa.

Finalmente se realizo el cálculo de la subpresión mediante las propuestas de la USACE cuyo informe fue realizado en base a la experiencia de tres Agencias Federales (Corps, Reclamation, FERC), en el cual consideran la eficiencia del drenaje, longitud de fisuramiento y la distancia de la galería de drenaje con respecto a la cara aguas arriba de la presa. Para profundizar más en este tema se desarrollo el modelo de elementos finitos, utilizando el software SEEP/W perteneciente al paquete Geostudio, permitiéndonos modelar geometrías bidimensionales para problemas de flujo en medios porosos considerando un régimen estacionario.

Para un correcto control se verifico tanto la estabilidad como los esfuerzos producidos en la presa Santa Cruz de acuerdo a las combinaciones de carga usuales, inusuales y extremas.

ABSTRACT

In the current thesis Project the seismic behavior of Santa Cruz Dam was analyzed, by means of the finite element model for which the modal superposition method was used and whose routines were developed by CEINCI-LAB. The calculation of hydrodynamic pressure was also developed, generating the forces acting on each node of the Dam.

Finally the calculation of uplift pressure was also carried out by means of USACE proposals whose report was achieved based on the experience of three Federal Agencies (Corps, Reclamation, FERC), in which some aspects are considered, such as the drainage efficiency, the cracking length, and the distance from the drainage gallery in relation to the upstream face of the Dam. In order to extend more about this topic, the finite element method was developed using the software known as SEEP/W belonging to Geostudio computational package, which allowed us to model two-dimensional geometries for flow problems in porous environments considering a stationary regimen.

For a correct control, it was necessary to verify not only the stability but also the strains which are produced on Santa Cruz Dam in accordance to usual, unusual and extreme load combinations.

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el **SR. EDWIN OMAR LOGACHO AYO** como requerimiento parcial para la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**.

Sangolquí, Febrero de 2012

Dr. Ing. Roberto Aguiar Falconí
DIRECTOR

Ing. Washington Sandoval E., Ph.D.
CODIRECTOR

REVISADO POR

Ing. Jorge Zúñiga

Director de la Carrera de Ingeniería Civil

DEDICATORIA

A mi madre Gladys.

Por apoyarme encada etapa de mi vida, por sus consejos tan valiosos, por esas dulces palabras de motivación que cada día me brindaba, por inculcar en mi el significado de la responsabilidad, pero sobre todo por su infinito amor.

!Gracias por darme la vida!

A mi padre Alfonso.

Quien me enseñó que con el esfuerzo, perseverancia y constancia se logra alcanzar los sueño, le agradezco el cariño, la comprensión y la oportunidad que me brindo para poder culminar mi carrera.

!Te quiero mucho!

A mis hermana Erika y Keyla

Por la confianza, la amista y el apoyo que me han brindado

A mis Familiares.

En especial a mis abuelitos que inculcaron en mi el donde la honestidad y de la sencillez, a mis tías, tíos, primos y a todos los que estuvieron pendiente de la elaboración de mi proyecto de tesis.

A mis amigos

Que compartimos las aulas semestre tras semestre, y los gran amistad que formas en el CEINCI.

Edwin Omar Logacho Ayo

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a todos mis profesores que durante varios años compartieron sus experiencia y conocimiento fomentando así las bases, cuyo trabajo se ven reflejados en la terminación de este proyecto.

De manera muy especial quiero agradecer al Dr. Ing. Roberto Aguiar por aceptar ser el director de mi proyecto de tesis, por el esfuerzo y tiempo dedicado en el transcurso del desarrollo del proyecto de tesis.

De igual manera al Ing. Washington Sandoval E., Ph.D., por ser el codirector, cuyos conocimientos fueron importantes para la culminación del proyecto de tesis.

Y finalmente doy un cordial agradecimiento a la Escuela Politécnica del Ejército en especial a la facultad de Ingeniería Civil.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1

CONCEPTOS TEÓRICOS DE LA SUBPRESIÓN

1.1.	ANTECEDENTES	1
1.1.1.	Geomorfología de la presa santa Cruz	2
1.1.2.	Características generales de la presa Santa Cruz.....	4
1.2.	FILTRACIONES	6
1.2.1.	Aspectos geotécnicos del movimiento del agua en el suelo	7
1.2.2.	Presa Bouzey	8
1.2.3.	Causas de la rotura de la presa Bouzey	9
1.2.4.	Errores cometidos en la Presa Bouzey.....	12
1.3.	SUBPRESIÓN.....	13
1.3.1.	Conceptos de subpresión en el siglo XIX	14
1.3.1.1.	Hipótesis de LIECKFELDT	14
1.3.1.2.	Hipótesis de LEVY.....	15
1.3.2.	Conceptos de subpresión en el siglo XX	15
1.3.2.1.	Estructuras Porosa del Hormigón	15
1.3.2.2.	Teoría de HOFFMAN.....	16
1.3.2.3.	Subpresión según el análisis de elementos finitos.....	17
1.4.	CÁLCULO DE LA SUBPRESIÓN.....	18
1.5.	ICOLD (INTERNACIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS).....	18
1.5.1.	Temas Destacados de ICOLD EUROPEAN CLUB	19
1.6.	ESQUEMA IDEAL DE FUNCIONAMIENTO DE LA SUBPRESIÓN.....	21
1.6.1.	Pantalla de inyección.....	21

1.6.2. Red de drenaje.....	21
1.6.3. Red de piezometría	21
1.6.4. Ensayos Geofísicos.....	21
1.6.5. Análisis de la Subpresión real	21
1.7. PANTALLA DE INYECCIÓN	22
1.7.1. Degradación de la Pantalla de Impermeabilización	23
1.7.2. Agrietamiento en el pie de la presa aguas arriba.....	23
1.8. RED DE DRENAJE	26
1.8.1. Medición de la presiones intersticiales	28
1.9. SISTEMA DE REHABILITACIÓN DE DRENAJES	28
1.9.1. Procedimientos tradicionales.....	29
1.9.1.1. Rotopercusión	29
1.9.1.2. Rotación con Traileta.....	29
1.9.1.3. Limpieza Química.....	30
1.9.2. Procedimientos Actuales	31
1.9.2.1. Procedimiento de ejecución.....	32

CAPÍTULO 2

ELEMENTOS FINITOS PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO DE PRESAS

2.1. CONCEPTO DE ELEMENTOS FINITOS.....	35
2.1.1. Introducción.....	35
2.1.2. Historia del Método de Elementos Finitos (MEF)	35
2.1.3. Aspectos Generales Del Método Elementos finitos.....	37
2.2. ELEMENTO FINITO DE CUATRO NODOS Q4.....	39

2.2.1.	Ordenada de la Elástica	39
2.2.2.	Funciones de forma para el elemento finito	40
2.2.3.	Derivada de las funciones de forma con respecto a " s " y " t "	43
2.2.4.	Matriz de Compatibilidad B	44
2.2.5.	Matriz Jacobiana	45
2.2.6.	Relación Esfuerzo - Deformación	48
2.3.	MATRIZ DE RIGIDEZ DEL ELEMENTO FINITO	49
2.3.1.	Calculo de la Matriz de Rigidez de la Estructura.....	49
2.4.	MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL.....	56
2.4.1.	Matriz de masas	57
2.4.2.	Calculo de la matriz de masas.....	58
2.4.3.	Modos de vibración.....	60
2.4.4.	Calculo de los Modos de Vibración.....	60
2.4.5.	Calculo Factor de Participación modal.....	62
2.5.	FUERZAS MODALES	62
2.6.	DESPLAZAMIENTO MÁXIMOS MODALES	64
2.6.1.	Calculo de los desplazamientos máximos modales	64
2.7.	CRITERIO DE COMBINACIÓN MODAL.....	65

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS SÍSMICO DE LA PRESA SANTA CRUZ

3.1.	IMPORTANCIA DEL ANÁLISIS SÍSMICO ANTE UN EVENTO REAL.....	67
3.2.	APLICACIÓN A LA PRESA SANTA CRUZ.....	67
3.2.1.	Generalidades del Modelo Presa Santa Cruz	68
3.2.2.	Propiedades de los materiales.....	68

3.2.3.	Sismos de diseño	69
3.2.4.	Sección Transversal y Longitudinal	71
3.2.5.	Geometría de Análisis	72
3.2.6.	Discretización	73
3.2.7.	Concentración de masas	74
3.3.	RESULTADOS DEL ANÁLISIS.....	75
3.3.1.	Sismo MCE al 10%.....	75
3.3.2.	Sismo OBE al 5%.....	78

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS DE PRESIONES HIDRODINÁMICAS

4.1.	INTRODUCCIÓN.....	82
4.2.	Presiones Hidrostáticas	82
4.2.1	Descripción del método	83
4.2.2	Aplicación de las presiones hidrostáticas en la Presa Santa Cruz	84
4.3.	PRESIONES HIDRODINÁMICAS.....	89
4.3.1	Descripción del método propuesto por Zangar y Aplicación a la presa Santa Cruz.....	89
4.3.2	Descripción del Método propuesto por Housner y Aplicación a la presa Santa Cruz.....	95
4.3.3	Descripción del modelo de Elementos Finitos y Aplicación a la presa Santa Cruz.....	99
4.4.	COMPARACIÓN DE LOS MODELOS PROPUESTOS.....	114

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE LA SUBPRESIÓN CON MÉTODOS TRADICIONALES

5.1.	INTRODUCCIÓN.....	116
5.2.	CRITERIO PROPUESTO POR ARMY CORPS OF ENGINEERS (CORPS)	118
5.2.1.	Sin sistema de drenaje	118
5.2.2.	Con sistema de drenaje.....	119
5.2.3.	Cortina de inyección	122
5.2.4.	Zona de Compresión Cero.....	125
5.2.5.	Aplicación a la presa Santa Cruz.....	130
5.3.	CRITERIO PROPUESTO POR BUREAU OF RECLAMATION (RECLAMATION).	138
5.3.1.	Subpresión de los desagües con presencia de grietas	141
5.3.2.	Aplicación a la presa Santa Cruz.....	145
5.4.	CRITERIO PROPUESTO POR FEDERAL ENERGY REGULATORY COMMISSION (FERC)	148
5.4.1.	Aplicación a la presa Santa Cruz.....	151

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS DE SUBPRESIÓN MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS

6.1.	INTRODUCCIÓN.....	154
6.1.1.	Redes de Filtración.....	156
6.2.	ECUACIONES HIDRODINÁMICAS QUE RIGEN EN EL FLUJO DE AGUA ATREVES DE LOS SUELOS.....	157
6.2.1.	Ley de Darcy	157
6.2.2.	Conductividad Hidráulica K.....	159

6.2.3.	Ecuación de Laplace	159
6.2.4.	Líneas de flujo y Equipotenciales.....	161
6.3.	ELEMENTOS FINITOS PARA PROBLEMAS DE FLUJO.....	164
6.3.1.	Ecuaciones de los elementos finitos	165
6.3.2.	Integración Numérica.....	166
6.3.3.	Matriz de conductividad	167
6.3.4.	Vector de flujo aplicado en el borde.....	168
6.3.5.	Funciones de interpolación	169
6.4.	SEEP/W	172
6.4.1.	Generalidades	172
6.4.2.	Características del Programa	172
6.4.3.	Unidades	173
6.4.4.	Malla de los elementos finitos	174
6.4.5.	Dibujo de un esquema del modelo.....	174
6.5.	APLICACIÓN A LA PRESA SANTA CRUZ.....	189
6.5.1.	Consideraciones del suelo.....	189
6.5.2.	Modelo 1 (Sin Sistema de drenaje).....	191
6.5.3.	Modelo 2 (con cortina de inyección)	194
6.5.4.	Modelo 3 (Con sistema de drenaje).....	197
6.5.5.	Modelo 4 (Con sistema de drenaje & Cortina de inyección).....	200
6.6.	COMPARACIÓN	203
6.6.1.	Modelo propuesto por Corps & Elementos Finitos	203
6.6.2.	Modelo propuesto por Reclamation & Elementos Finitos.....	204
6.6.3.	Modelo propuesto por FERC vs Elementos Finitos.....	206

CAPÍTULO 7

OBTENCIÓN DE ESFUERZOS FINALES Y VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD

7.1.	INTRODUCCIÓN.....	207
7.2.	APLICACIÓN A LA PRESA SANTA CRUZ.....	212
7.3.	COMBINACIÓN DE CARGAS	213
7.3.1.	Cargas Usuales	213
7.3.2.	Cargas inusuales.....	215
7.3.3.	Cargas extremas	217
7.4.	ESTABILIDAD DE LA PRESA	219
7.5.	ESFUERZOS.....	219
7.5.1.	Calculo de los esfuerzos.....	219
7.5.2.	Esfuerzos Resultantes.....	221

CAPÍTULO 8

COMENTARIO CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1.	COMENTARIO	235
8.2.	CONCLUSIONES.....	235
8.3.	RECOMENDACIONES.....	237

REFERENCIAS

ANEXOS

LISTADO DE TABLAS

CAPÍTULO 2

Tabla 2. 1 Derivada de las funciones de forma con respecto a "s" y "t" (fuente Tarambís 2011)	44
Tabla 2. 2 Obtención del vector de colocación.....	52
Tabla 2. 3 Vector de colocación.....	53
Tabla 2. 4 Periodos de vibración [seg].....	60

CAPÍTULO 3

Tabla 3. 1 Periodos de vibración en los cuatro primeros modos	75
Tabla 3. 2 Periodos de vibración en los cuatro primeros modos	78

CAPÍTULO 4

Tabla 4. 1 Derivadas de las funciones de forma con respecto a "s" y "t".....	103
--	-----

CAPÍTULO 5

Tabla 5. 1 Modelos propuestos por Corps.	129
Tabla 5. 2 Modelos propuestos por Reclamation.	144
Tabla 5. 3 Modelo propuesto por FERC.....	150
Tabla 5. 4 Resumen de las Fuerza de Subpresión según Corps.	152
Tabla 5. 5 Resumen de las Fuerza de Subpresión según Reclamation.	153
Tabla 5. 6 Resumen de las Fuerza de Subpresión según FERC.	153

CAPÍTULO 6

Tabla 6. 1 Intervalo aproximado del coeficiente de conductividad K para diversos tipos de suelo.....	159
Tabla 6. 2 Nodo local elemento del sistema de numeración	169
Tabla 6. 3 Funciones de interpolación para elementos cuadriláteros.....	171
Tabla 6. 4 Funciones de interpolación para elementos triangulares.....	171
Tabla 6. 5 Unidades SEEP/W	173

CAPÍTULO 7

Tabla 7. 1 Condiciones de carga Corps (Fuente: USACE 2000).....	208
Tabla 7. 2 Condiciones de carga Reclamation (Fuente: USACE 2000).....	209
Tabla 7. 3 Condiciones de carga FERC (Fuente: USACE 2000).....	209
Tabla 7. 4 Coeficiente de Seguridad y Esfuerzos Admisibles Corps (Fuente: USACE 2000)	210
Tabla 7. 5 Coeficiente de Seguridad y Esfuerzos Admisibles Reclamation (Fuente: USACE 2000).....	210
Tabla 7. 6 Coeficiente de Seguridad FERC (Fuente: USACE 2000)	210
Tabla 7. 7 Esfuerzos Admisibles FERC (Fuente: USACE 2000).....	210
Tabla 7. 8 Coeficientes de fricción y cohesión	211
Tabla 7. 9 Factor de seguridad al deslizamiento.....	219
Tabla 7. 10 Factor de seguridad al Volcamiento	219
Tabla 7. 11 Esfuerzos Admisibles	230
Tabla 7. 12 Esfuerzos Calculados.....	231
Tabla 7. 13 Factor de seguridad al deslizamiento.....	233
Tabla 7. 14 Factor de seguridad al Volcamiento	233
Tabla 7. 15 Esfuerzos Admisibles.....	234
Tabla 7. 16 Esfuerzos Calculados.....	234

LISTADO DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

Figura 1. 1 Ubicación de la Presa Santa Cruz.....	1
Figura 1. 2 Meseta del rio Machinaza (Fuente HidroCruz S.A)	2
Figura 1. 3 Arenisca en la Parte superior de la meseta (Fuente HidroCruz S.A)	2
Figura 1. 4 Afloramiento de Diorita, lugar de la presa (Fuente HidroCruz S.A).....	3
Figura 1. 5 Muestra inalterada de roca Diorita (Fuente HidroCruz S.A).....	3
Figura 1. 6 Terraza aluvial del rio Machinaza (Fuente HidroCruz S.A)	4
Figura 1. 7 Vista en planta eje 1 (Fuente EUPRO).....	5
Figura 1. 8 Corte C-C (Fuente EUPRO).....	5
Figura 1. 9 Corte D-D (Fuente EUPRO).....	5
Figura 1. 10 Ficha Técnica Proyecto Santa Cruz (Fuente EUPRO)	6
Figura 1. 11 Fases del Suelo (Fuente Torres N. 2010)	7
Figura 1. 12 Presa Bouzey (fuente: Wiki pedía).....	8
Figura 1. 13 Presa Bouzey Solución Propuesta (fuente: Revista de Obras Públicas) .	10
Figura 1. 14 Representa los esfuerzos de la presa antes de reforzarla (fuente: Revista de Obras Públicas)	11
Figura 1. 15 Representa los esfuerzos de la presa después de reforzarla (fuente: Revista de Obras Públicas).....	12
Figura 1. 16 Modelo de subpresión ROGGERI (Fuente: ICOLD EUROPEAN CLUB) .	14
Figura 1. 17 Hipótesis LIECKFELDT (Fuente: Andrade 1982)	15
Figura 1. 18 Hipótesis LEVY (Fuente: Andrade 1982).....	15
Figura 1. 19 Teoría de HOFFMAN (Fuente: ICOLD EUROPEAN CLUB).....	16
Figura 1. 20 Análisis grafico de subpresión según HOFFMAN (Fuente: ICOLD EUROPEAN CLUB)	17
Figura 1. 21 Análisis de la subpresión mediante elementos finitos PALUMBO (1996) (Fuente: ICOLD)	18

Figura 1. 22 Esquema de los elementos esenciales del control de la subpresión.	22
Figura 1. 23 Machaqueo del cemento inyectado y debilitamiento de la pantalla de impermeabilización (Fuente HCC)	23
Figura 1. 24 Funcionamiento correcto de la pantalla y el drenaje.	24
Figura 1. 25 Subpresión con agrietamientos de contacto. Rojo ley de drenaje insuficiente & en Rojo discontinuo sin drenaje.	25
Figura 1. 26 Longitud de drenaje muy corta	27
Figura 1. 27 Longitud de drenaje en exceso	27
Figura 1. 28 Manómetro & Piezómetro (Fuente Wiki pedía).....	28
Figura 1. 29 Traileta tipo (Fuente HCC)	30
Figura 1. 30 Equipo de bombeo de alta presión (Fuente HCC).....	31
Figura 1. 31 Camión motobomba (Fuente HCC).....	32
Figura 1. 32 Tobera de chorro frontal & lateral (Fuente HCC).....	33
Figura 1. 33 Dren obstruido, dren tras la primera pasada & dren rehabilitado (Fuente HCC)	33
Figura 1. 34 Extracción de los detritus generados por la limpieza (Fuente HCC).....	34

CAPÍTULO 2

Figura 2. 1 Elementos que conforma el MEF fuente(wiki pedía)	38
Figura 2. 2 Malla de Elemento Finito.....	38
Figura 2. 3 Elemento Finito Q4 suavizado	39
Figura 2. 4 Ordenada de la Elástica (fuente: Aguiar, apuntes 2009)	40
Figura 2. 5 Función de forma asociados a los grados de liberta 1 y 2 (Fuente Aguiar 2010)	41
Figura 2. 6 Función de forma asociados a los grados de liberta 3 y 4 (Fuente Aguiar 2010)	41
Figura 2. 7 Función de forma asociados a los grados de liberta 5 y 6 (Fuente Aguiar 2010)	42

Figura 2. 8 Función de forma asociados a los grados de libertad 7 y 8 (Fuente Aguiar 2010)	42
Figura 2. 9 Función de forma asociados a los grados de libertad 9 y 10 (Fuente Aguiar 2010)	43
Figura 2. 10 Función de forma asociados a los grados de libertad 11 y 12 (Fuente Aguiar, 2010)	43
Figura 2. 11 Coordenadas Naturales y Reales (fuente Sosa 2011).....	46
Figura 2. 12 Dimensiones del modelo de elementos finitos de la estructura	50
Figura 2. 13 Numeración de elementos finitos y nodos.....	51
Figura 2. 14 Grados de libertad principales y secundarios	52
Figura 2. 15 Diagrama para obtener el vector de colocación	53
Figura 2. 16 Grados de libertad del elemento finito para la Presa.....	54
Figura 2. 17 Grados de libertad del elemento finito para el suelo.....	54
Figura 2. 18 Matriz de rigidez del elemento finito	55
Figura 2. 19 Modelaje de la matriz de masas.....	58
Figura 2. 20 Modelo de masa exterior.....	59
Figura 2. 21 Modelo de masa interior.....	59
Figura 2. 22 Los cuatro primeros modos de vibración ϕ	61
Figura 2. 23 Espectro de diseño (Jubones).....	63
Figura 2. 24 Fuerzas Sísmicas	63
Figura 2. 25 Desplazamientos	65

CAPÍTULO 3

Figura 3. 1 Modelo suelo estructura.....	68
Figura 3. 2 Espectro de diseño Proyecto Minas San Francisco Aguiar (2010)	70
Figura 3. 3 Sección Transversal Presa Santa Cruz Corte (D-D)	71
Figura 3. 4 Sección Longitudinal Presa Santa Cruz Corte (C-C).....	72
Figura 3. 5 Sección Transversal y Dimensiones de la Presa Santa Cruz.....	72

Figura 3. 6 Sección Longitudinal y Dimensiones de la Presa Santa Cruz	73
Figura 3. 7 Dimensiones elemento finito Presa y Suelo	73
Figura 3. 8 Divisiones de los elemento finito en el Modelo Suelo Estructura	74
Figura 3. 9 Dimensiones del ancho cooperante interior y exterior suelo.....	74
Figura 3. 10 Dimensiones del ancho cooperante interior y exterior Presa.....	75
Figura 3. 11 Modo de vibración $\emptyset 1$ y $\emptyset 2$ sismo MCE	75
Figura 3. 12 Modo de vibración $\emptyset 3$ y $\emptyset 4$ sismo MCE	76
Figura 3. 13 Fuerzas Sísmicas modelo Suelo Estructura sismo MCE	76
Figura 3. 14 Despeamiento "x" modelo Suelo Estructura sismo MCE	77
Figura 3. 15 Despeamiento "y" modelo Suelo Estructura sismo MCE	77
Figura 3. 16 Modo de vibración $\emptyset 1$ y $\emptyset 2$ sismo OBE.....	78
Figura 3. 17 Modo de vibración $\emptyset 3$ y $\emptyset 4$ sismo OBE.....	79
Figura 3. 18 Fuerzas Sísmicas modelo Suelo Estructura sismo OBE	79
Figura 3. 19 Despeamiento "x" modelo Suelo Estructura sismo OBE	80
Figura 3. 20 Despeamiento "y" modelo Suelo Estructura sismo OBE	80

CAPÍTULO 4

Figura 4. 1 Phs Presiones hidrostáticas(T/m ²) aplicando la ecuación 4.1	83
Figura 4. 2 Presiones hidrostáticas en Tn.....	84
Figura 4. 3 Presiones hidrostáticas en Tn.....	84
Figura 4. 4 Inicio de la vida útil.....	85
Figura 4. 5 Presiones hidrostáticas (Tn/m ²) en la cara aguas arriba de la presa	85
Figura 4. 6 Distribución de las Presiones hidrostáticas (Tn) en "X"	86
Figura 4. 7 Distribución de las Presiones hidrostáticas (Tn) en "Y"	86
Figura 4. 8 Elementos al final de la vida útil	87
Figura 4. 9 Presión de sedimentos en la cara de la presa.....	88
Figura 4. 10 Distribución de la presión de sedimentos en Tn.....	89
Figura 4. 11 Consideraciones para el cálculo de Cm	90

Figura 4. 12 Valoraciones de C_m para presas con ángulos inclusivo de 15 y tramo vertical variable. Fuente (Tarambís 2010).....	91
Figura 4. 13 Presión Hidrodinámica [sismo MCE-10%] inicio vida útil.....	91
Figura 4. 14 Distribución de las presiones hidrodinámicas [sismo MCE-10%].....	92
Figura 4. 15 Presión Hidrodinámica [sismo MCE-10%] final vida útil	92
Figura 4. 16 Distribución de las presiones hidrodinámicas [sismo MCE-10%] final vida de útil.....	93
Figura 4. 17 Presión Hidrodinámica [sismo OBE-5%] Inicio vida útil.....	93
Figura 4. 18 Distribución de las presiones hidrodinámicas [sismo OBE-5%] inicio vida de útil.....	94
Figura 4. 19 Presión Hidrodinámica [sismo OBE-5%] final vida útil.....	94
Figura 4. 20 Distribución de las presiones hidrodinámicas [sismo OBE-5%] final vida de útil.....	95
Figura 4. 21 Comparación entre soluciones analítica exacta y diferencias finitas. (fuente Sosa 2011)	97
Figura 4. 22 Cotas y geometría utilizados en el modelo de Housner.....	97
Figura 4. 23 Presión Hidrodinámica [sismo MCE-10%] inicio vida útil.....	98
Figura 4. 24 Presión Hidrodinámica [sismo MCE-10%] final de la vida útil.....	98
Figura 4. 25 Presión Hidrodinámica [sismo OBE-5%] inicio de la vida útil.....	99
Figura 4. 26 Presión Hidrodinámica [sismo OBE-5%] final de la vida útil	99
Figura 4. 27 Presa-embalse dominio y distribución de las fuerzas hidrodinámicas fuente (Tiliouine & Seguir -1998).....	100
Figura 4. 28 Esquema general del elemento finto agua (fuente Tarambís 2011)	102
Figura 4. 29 Función de forma para la fase liquida presión P1 y P2 (fuente Aguiar, Sosa, Mroginski 2011)	102
Figura 4. 30 Función de forma para la fase liquida presión P3 y P4 (fuente Aguiar, Sosa, Mroginski 2011)	103
Figura 4. 31 Numero de nudos y elementos finitos en el embalse.	104

Figura 4. 32 Grados de libertad en el dominio y en la cara del embalse.	105
Figura 4. 33 Vectores de Colocación.	105
Figura 4. 34 Coordenadas del elemento finito	106
Figura 4. 35 Rigidez del elemento finito agua	106
Figura 4. 36 Grados de libertad principal	107
Figura 4. 37 Matriz de rigidez del elemento embalse	107
Figura 4. 38 Longitud del embalse del proyecto Santa Cruz	109
Figura 4. 39 Dimensiones del embalse	109
Figura 4. 40 Presión Hidrodinámica [sismo MCE 10%] inicio vida útil	110
Figura 4. 41 Distribución de las presiones hidrodinámicas [sismo MCE-10%] inicio de la vida de útil.....	110
Figura 4. 42 Presión Hidrodinámica [sismo MCE 10%] final vida útil.....	111
Figura 4. 43 Distribución de las presiones hidrodinámicas [sismo MCE-10%] final de la vida de útil	111
Figura 4. 44 Presión Hidrodinámica [sismo OBE 5%] inicio vida útil	112
Figura 4. 45 Distribución de las presiones hidrodinámicas [sismo OBE-5%] final de la vida de útil	112
Figura 4. 46 Presión Hidrodinámica [sismo OBE 5%] final de la vida útil	113
Figura 4. 47 Distribución de las presiones hidrodinámicas [sismo OBE-5%] final de la vida de útil	113
Figura 4. 48 Comparación de Zangar, Exacto, Diferencias Finitas, Elemento finitos, Sismo (MCE-10%)	114
Figura 4. 49 Comparación de Zangar, Exacto, Diferencias Finitas, Elemento finitos, Sismo (OBE-5%)	115

CAPÍTULO 5

Figura 5. 1 Indica los elementos de una presa a gravedad (Fuente USACE).....	117
Figura 5. 2 Corps subpresión sin sistema de drenaje (Fuente USACE)	119

Figura 5. 3 Corps subpresión con sistema de drenaje cuando $H_4 > H_2$ (Fuente USACE).....	121
Figura 5. 4 Corps subpresión con sistema de drenaje cuando $H_4 < H_2$ (Fuente USACE).....	122
Figura 5. 5 Cortina de Inyección y cortina de drenaje	123
Figura 5. 6 Corps subpresión cuando $X \leq 0.05H_1$ & $H_4 > H_2$ (Fuente USACE)	124
Figura 5. 7 Corps subpresión cuando $H_4 > H_2$ & $T < X$ (Fuente USACE).....	126
Figura 5. 8 Corps subpresión cuando $H_4 < H_2$ & $T < X$ (Fuente USACE).....	127
Figura 5. 9 Corps subpresión cuando $H_4 > H_2$ & $T > X$ Fuente (USACE).....	128
Figura 5. 10 Dimensiones de la Presa Santa Cruz.....	130
Figura 5. 11 Subpresión sin sistema de drenaje	131
Figura 5. 12 Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_4 > H_2$	132
Figura 5. 13 Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_4 < H_2$	132
Figura 5. 14 Subpresión con sistema de drenaje cuando $X < 0.05 * H_1$	133
Figura 5. 15 Subpresión con sistema de drenaje cuando $X \leq 0.05 * H_1$ & $H_4 > H_2$..	134
Figura 5. 16 Subpresión con sistema de drenaje cuando $X \leq 0.05 * H_1$ & $H_4 < H_2$..	134
Figura 5. 17 Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_4 > H_2$ & $T < X$	136
Figura 5. 18 Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_4 < H_2$ & $T < X$	137
Figura 5. 19 Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_4 > H_2$ & $T > X$	137
Figura 5. 20 Reclamation Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_2 > H_4$	138
Figura 5. 21 Reclamation Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_2 > H_4$ & H_3max	139
Figura 5. 22 Reclamation Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_4 > H_2$	139
Figura 5. 23 Reclamation Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_4 > H_2$ & $H_3 max$	140
Figura 5. 24 Reclamation Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_2 > H_4$ & $T < X$	141

Figura 5. 25 Reclamation Subpresión con sistema de drenaje cuando $H2 > H4$ & $T \geq X$	142
Figura 5. 26 Reclamation Subpresión con sistema de drenaje cuando $H4 > H2$ & $T < X$	143
Figura 5. 27 Reclamation Subpresión con sistema de drenaje cuando $H4 > H2$ & $T \geq X$	143
Figura 5. 28 Reclamation con sistema de drenaje cuando $H2 > H4$	145
Figura 5. 29 Reclamation con sistema de drenaje cuando $H2 > H4$ & $H3max$	146
Figura 5. 30 Reclamation con sistema de drenaje cuando $H4 > H2$	146
Figura 5. 31 Reclamation con sistema de drenaje cuando $H4 > H2$ & $H3max$	147
Figura 5. 32 Reclamation con sistema de drenaje cuando $H2 > H4$ & $T > X$	147
Figura 5. 33 Reclamation con sistema de drenaje cuando $H4 > H2$ & $T < X$	148
Figura 5. 34 FERC con sistema de drenaje cuando $H4 > H2$ & $T \geq X$	149
Figura 5. 35 FERC con sistema de drenaje cuando $H4 < H2$ & $T \geq X$	150
Figura 5. 36 Subpresión con sistema de drenaje cuando $H4 > H2$ & $T \geq X$	151
Figura 5. 37 Subpresión con sistema de drenaje cuando $H2 > H4$ & $T \geq X$	152

CAPÍTULO 6

Figura 6. 1 Presión Intersticial.....	155
Figura 6. 2 Pantalla de Tablestacas (fuente Nicolás Alejandro Torres 2010)	156
Figura 6. 3 Ley de Bernoulli modificada para el flujo de agua en suelos	158
Figura 6. 4 Tangente vector velocidad (fuente Nicolás Alejandro Torres 2010).....	161
Figura 6. 5 Red de flujo.....	163
Figura 6. 6 Definición de los parámetros de conductividad hidráulica (fuente Seepage Modeling with SEEP/W 2007)	167
Figura 6. 7 Elemento cuadrilátero (fuente Seepage Modeling with SEEP/W 2007)...	170
Figura 6. 8 Elemento triangular (fuente Seepage Modeling with SEEP/W 2007).....	170
Figura 6. 9 Numeración del Elemento Finito	174

Figura 6. 10 Numeración de la Malla de Elementos Finitos.....	174
Figura 6. 11 Ejemplo de presa impermeable.....	175
Figura 6. 12 Definición del Área de trabajo	176
Figura 6. 13 Definición de la escala y unidades de calculo	177
Figura 6. 14 Definición del espacio en la malla	177
Figura 6. 15 Definición de los ejes	178
Figura 6. 16 Definición de la propiedades del suelo.....	179
Figura 6. 17 Introducción de la permeabilidad K	179
Figura 6. 18 Puntos de contorno	180
Figura 6. 19 Introducción de Puntos	180
Figura 6. 20 Visualización del contorno	181
Figura 6. 21 Selección de la Región	181
Figura 6. 22 Selección de la Región	182
Figura 6. 23 Selección de la malla de elementos finitos.....	183
Figura 6. 24 Características de los elementos finitos	184
Figura 6. 25 Boundary Conditions.....	185
Figura 6. 26 Generación de las condiciones de Borde	185
Figura 6. 27 Aplicación de las condiciones de contorno.....	186
Figura 6. 28 Sección de control de flujo	186
Figura 6. 29 Verificación y ejecución del programa.....	187
Figura 6. 30 Icono Graph.....	187
Figura 6. 31 Visualización de resultados.....	188
Figura 6. 32 Subpresión [KPa vs m].....	188
Figura 6. 33 Dimensiones de la Presa Santa cruz	189
Figura 6. 34 Reporte de Geotecnia Proyecto Mirador (fuente Ecuacorriente S.A - Terrambiente CO. Ltda.)	190
Figura 6. 35 Modelo 1 (flujo libre)	191
Figura 6. 36 Solución del modelo 1.....	192

Figura 6. 37 Subpresión del modelo 1 [KPa vs m]	193
Figura 6. 38 Subpresión del modelo 1 Tn/m^2 vs m	193
Figura 6. 39 Modelo 2 (con cortina de drenaje).....	194
Figura 6. 40 Solución del modelo 2.....	195
Figura 6. 41 Subpresión del modelo 2 [KPa vs m]	196
Figura 6. 42 Subpresión del modelo 2 Tn/m^2 vs m	196
Figura 6. 43 Modelo 3 (con sistema de drenaje)	197
Figura 6. 44 Solución del modelo 3.....	198
Figura 6. 45 Subpresión del modelo 3 [KPa vs m]	199
Figura 6. 46 Subpresión del modelo 3 Tn/m^2 vs m	199
Figura 6. 47 Modelo 4 (con sistema de drenaje y cortina de inyección)	200
Figura 6. 48 Solución del modelo 4.....	201
Figura 6. 49 Subpresión del modelo 4 [KPa vs m]	202
Figura 6. 50 Subpresión del modelo 4 Tn/m^2 vs m	202
Figura 6. 51 Subpresión Cops-1 vs Elementos finitos (sin sistema de drenaje)	203
Figura 6. 52 Subpresión Cops-3 vs Elementos finitos (Con sistema de drenaje)	203
Figura 6. 53 Subpresión Cops-8 vs Elementos finitos (Con sistema de drenaje & existe T).....	204
Figura 6. 54 Subpresión Reclamation- A vs Elementos finitos (Con sistema de drenaje)	204
Figura 6. 55 Subpresión Reclamation- B vs Elementos finitos (Con sistema de drenaje)	205
Figura 6. 56 Subpresión Reclamation- F vs Elementos finitos (Con sistema de drenaje y existe T).....	205
Figura 6. 57 Subpresión FERC- ii vs Elementos finitos (Con sistema de drenaje y existe T).....	206

CAPÍTULO 7

Figura 7. 1 Combinación 1.....	213
Figura 7. 2 Combinación 2.....	214
Figura 7. 3 Combinación 3.....	215
Figura 7. 4 Combinación 4.....	216
Figura 7. 5 Combinación 5.....	217
Figura 7. 6 Combinación 6.....	218
Figura 7. 7 Elemento finito y puntos de integración de la cuadratura de Gauss (Fuente Tarambís 2011)	221
Figura 7. 8 Esfuerzos horizontales σ_x Combinación 1	221
Figura 7. 9 Esfuerzos verticales σ_y Combinación 1	222
Figura 7. 10 Esfuerzos de corte τ_{xy} Combinación 1	222
Figura 7. 11 Esfuerzos horizontales σ_x Combinación 2	223
Figura 7. 12 Esfuerzos vertical σ_y Combinación 2	223
Figura 7. 13 Esfuerzos de corte τ_{xy} Combinación 2	224
Figura 7. 14 Esfuerzos horizontales σ_x Combinación 3	224
Figura 7. 15 Esfuerzos verticales σ_y Combinación 3	225
Figura 7. 16 Esfuerzos de corte τ_{xy} Combinación 3	225
Figura 7. 17 Esfuerzos horizontales σ_x Combinación 4	226
Figura 7. 18 Esfuerzos verticales σ_y Combinación 4	226
Figura 7. 19 Esfuerzos de corte τ_{xy} Combinación 4	227
Figura 7. 20 Esfuerzos horizontales σ_x Combinación 5	227
Figura 7. 21 Esfuerzos verticales σ_y Combinación 5	228
Figura 7. 22 Esfuerzos de corte τ_{xy} Combinación 5	228
Figura 7. 23 Esfuerzos horizontales σ_x Combinación 6	229
Figura 7. 24 Esfuerzos verticales σ_y Combinación 6	229
Figura 7. 25 Esfuerzos de corte τ_{xy} Combinación 6	230

Figura 7. 26 Hormigón RCC Cargas Usuales	231
Figura 7. 27 Hormigón RCC y Vibrado Cargas Inusuales	232
Figura 7. 28 Hormigón RCC y Vibrado Cargas Extremas.	233

CAPÍTULO 1

CONCEPTOS TEÓRICOS DE LA SUBPRESIÓN

1.1. ANTECEDENTES

La presa Santa Cruz estará ubicada sobre el río Machinaza (uno de los afluentes del río Zamora), en la provincia de Zamora Chinchipe, cantón El Pangui, parroquia Tundayme. Sus coordenadas con respecto a la intersección entre la presa y la orilla del río son E: 779345.23 m; N: 9593305.06 m y E: 779348.06 m ; N: 9593271.34 m. El proyecto se encontrara a una altitud de 791 a 1168 msnm. El principal elemento físico es el cañón del río Machinaza cuyo curso será aprovechada por el proyecto.

La presa Santa Cruz aportara al país con 972.7 Gw-h por año, esta cantidad de energía fomentara el desarrollo tanto rural como urbano en especial de la provincia de Zamora Chinchipe.



Figura 1. 1 Ubicación de la Presa Santa Cruz

1.1.1. Geomorfología de la presa santa Cruz

La presencia de la Tercera Cordillera ha dado lugar a varios nudos orográficos que originaron la formación de valles estrechos con fuertes pendientes, siendo estos una característica importante en el ámbito geomorfológico.

Una característica importante de la geomorfología es el valle del río Machinaza que se caracteriza por tener fuertes pendientes a ambos lados del río.



Figura 1. 2 Meseta del río Machinaza (Fuente HidroCruz S.A)

Otro principal rasgo geomorfológico importante es la presencia de las zonas planas ubicadas en las partes altas de la meseta del río Machinaza, esta relación se debe a la litología existente y corresponde a que existe un suelo arenisco de color blanco.

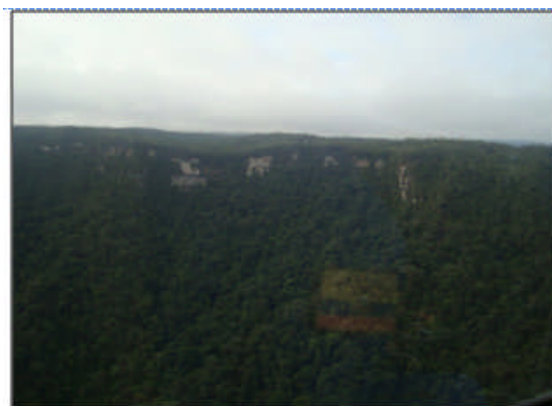


Figura 1. 3 Arenisca en la Parte superior de la meseta (Fuente HidroCruz S.A)

Existe la presencia de rocas intrusivas en especial en el sitio de la presa, se constato la presencia de roca Diorita.



Figura 1. 4 Afloramiento de Diorita, lugar de la presa (Fuente HidroCruz S.A)



Figura 1. 5 Muestra inalterada de roca Diorita (Fuente HidroCruz S.A)

Existe la presencia de terrazas aluviales a lo largo del rio Machinaza, las cuales se encuentran formadas los el material de arrastre del rio, estos materiales están compuestos de arenas gravas y roca de todo los tamaños.



Figura 1. 6 Terraza aluvial del rio Machinaza (Fuente HidroCruz S.A)

1.1.2. Características generales de la presa Santa Cruz

Es una presa a gravedad de hormigón, tiene un sistema de drenaje que le permitirá realizar el control de la subpresión adicional al sistema de drenaje presenta una corina de inyección el cual nos permite retardar el flujo del agua generado por el embalse hacia la base de la presa. El suelo donde se va a asentar la presa es un suelo compuesto por rocas intrusivas entre ellas la roca diorita.

La presa presenta una altura de 28m en el corte D-D y una longitud de 88.60 m, como lo indica las siguientes figuras.

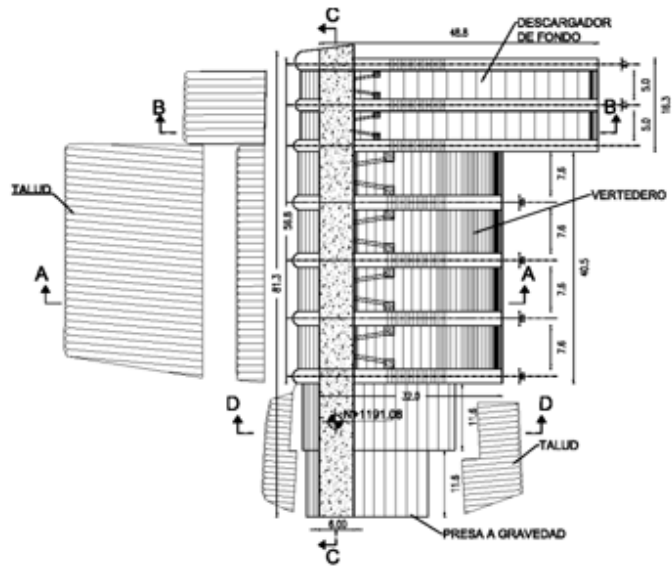


Figura 1. 7 Vista en planta eje 1 (Fuente EUPRO)

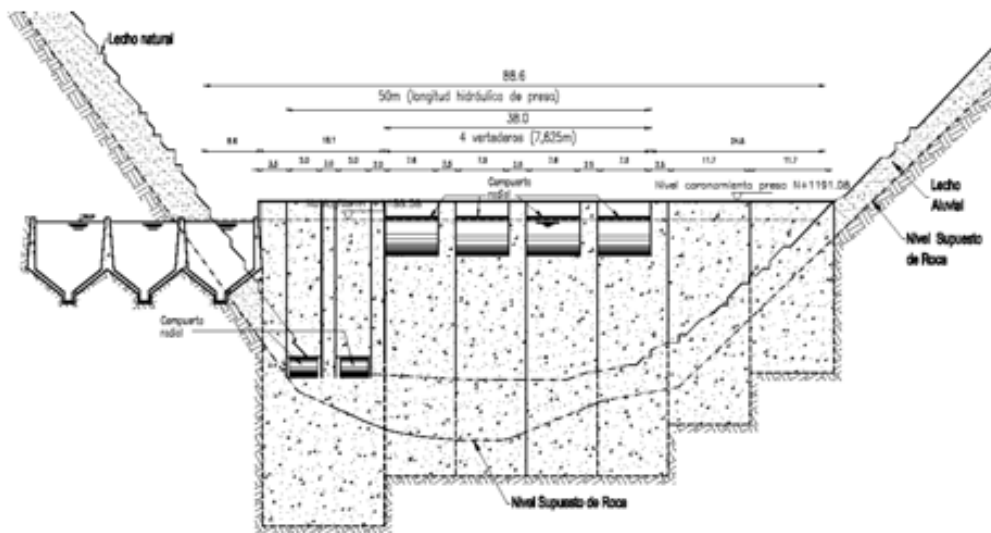


Figura 1. 8 Corte C-C (Fuente EUPRO)

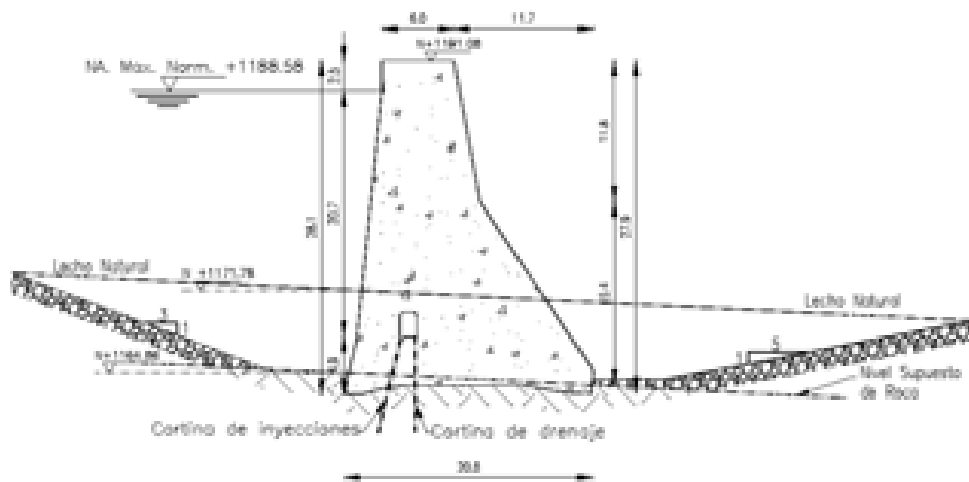


Figura 1. 9 Corte D-D (Fuente EUPRO)

Se presenta un ficha técnica del Proyecto Santa Cruz

DESCRIPCIÓN	DESIGNACION O VALOR
Nombre del aprovechamiento	Santa Cruz
Provincia	Zamora Chinchipe
Tipo de Turbina eje vertical	Francis
Salto bruto	397,6 m
Salto Neto	380,8 m
Caudal de diseño de la toma, el desarenador y las conducciones	42,10 m ³ /s
Potencia	138,8 MW
Nº de grupos Turb. – Gen.	2,0
Energía Generada Anual	972,7 Gw-h
Diámetro interno del túnel de aducción o de carga	4,15m
Longitud del túnel de aducción	4982m
Diámetro interno de la tubería de presión	3,10m
Longitud de la tubería de presión	1107m
Altura de la presa sobre el nivel de la orilla del río	24,20m
Altura de la presa sobre el nivel de fundación	37,30m
Ubicación de la presa (intersección orilla río con eje de presa)	E: 779345,23 m N: 9593305,06 m
	E: 779348,06 m N: 9593271,34 m
Nivel de orilla del río para caudal medio	1168,0 msnm
Nivel Máximo Normal de Operación	1188,60 msnm
Nivel de Agua mínimo de Operación	1181,30 msnm
Nivel de restitución para el caudal medio	791,0 msnm
Nivel de restitución para una máquina trabajando a plena carga	791,0 msnm
Número sincrónico de revoluciones	450r.p.m.
Diámetro del Rodete en la descarga	1,7m
Altura de aspiración (Z)	1,3m
Tensión de diseño de la línea de transmisión	230kv
Caudal de diseño del aliviadero (para período de recurrencia 100 años)	646m ³ /s
Caudal de desvío: (para período de recurrencia 15 años)	471m ³ /s

Figura 1. 10 Ficha Técnica Proyecto Santa Cruz (Fuente EUPRO)

1.2. FILTRACIONES

El suelo es un sistema disperso, heterogéneo, trifásico y poroso. El suelo presenta características como adsorción del agua, intercambio iónico, contracción-dilatación, dispersión, floculación y capilaridad.

Las tres fases que representan el suelo son:

- Solida ó Matriz
- Liquida ó Agua también llamada solución del suelo.
- Gaseosa ó atmosférica.

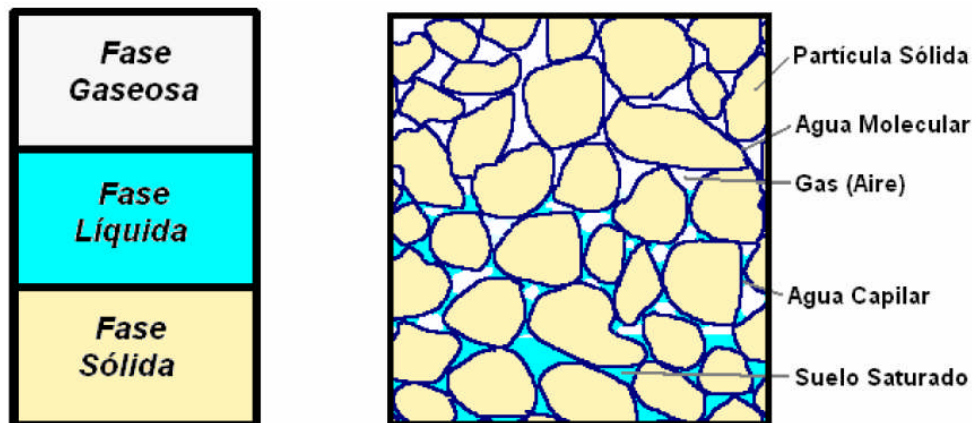


Figura 1. 11 Fases del Suelo (Fuente Torres N. 2010)

1.2.1. Aspectos geotécnicos del movimiento del agua en el suelo

El agua en el suelo presenta tres categorías. Primera se trata de partículas ligadas generadas por fuerzas de origen eléctrico. Estas partículas no tienen movimiento en la masa porosa. Segunda se debe al flujo capilar que es el responsable del humedecimiento, sin embargo en la mayoría de los problemas de filtraciones de agua, el efecto del flujo es despreciable. Tercera es el llamado agua libre o gravitacional, esto se debe al efecto de la gravedad terrestres ya que puede moverse de acuerdo a su viscosidad y trama estructural del suelo.

En muchos problemas geotécnicos, el movimiento del agua que llena los poros y diaclasas del terreno, tiene una influencia esencial. de las cuales se destacan tres aspectos:

- El primero se refiere al caudal del agua que circula, por ejemplo si se trata de un embalse, es importante saber la cantidad de agua que se perderá a través de la presa y del terreno.
- Segundo aspecto se refiere al estado tensional del suelo lo cual afecta a la deformación y estabilidad.

- Tercer aspecto son las alteraciones que el paso del agua puede producir como erosión (arrastre de partículas del suelo)

La mayor importancia en la Ingeniería Civil es el control del movimiento del suelo en el agua y la los daños causados por dicho fenómeno. Estos problemas se presentan más cuando se trabajo en suelo saturados. Es por eso que es importante al momento de construir se tenga en cuenta los siguientes aspectos.

- El gasto ó caudal de filtración a través de una zona de estudio.
- Las presiones dentro de la masa del suelo y sobre estructuras.
- Las sobrepresiones de filtración.
- Influencia del flujo del agua sobre la estabilidad general de la masa del suelo a través de la cual filtra.
- Infiltración del agua y sus consecuencias.

1.2.2. Presa Bouzey

La catástrofe de la presa Bouzey localizada en Francia, ocurrió el 27 de Abril de 1895, fue el principal detonante para que se introduzca el concepto de subpresión en el cálculo de estabilidad en presas, aunque este fenómeno se tardaría en comprender más de 40 años.



Figura 1. 12 Presa Bouzey (fuente: Wiki pedía)

La presa se encontraba en el valle de Avière, afluente del Mosela, y tenía por objeto la alimentación del tramo divisorio del canal del este. Cubre una superficie de 128 hectáreas, su embalse alcanzaba los 7 millos de metros cúbicos. Su planta era rectilínea, con una longitud de 525 metros y una altura máxima de 22 metros. Su construcción empezó en el año de 1878 y su terminación fue en el año de 1880.

1.2.3. Causas de la rotura de la presa Bouzey

El 13 de Marzo de 1884 ocurrió una avería importante en la sección de la presa, de 135 metros de longitud cuyo movimiento brusco produjo una flecha de 0.34 m. Sin embargo los ingenieros encargados no creyeron necesario tomar las precauciones de vaciar el depósito ó reducir la cantidad de agua almacenada, y la obra siguió prestando servicio con grandes alturas de agua.

En 1888 se decidió la reparación y consolidación de la presa, cuya solución planteada era aumentar el espesor de la base, principalmente aguas abajo, mediante un macizo ligado al cuerpo de la presa y apoyado en un fuerte estribo. También se consideró una solución aguas arriba en la que se decidió hacer un nuevo zócalo con lo que ayudaría a ampliar la base. En el siguiente gráfico se muestra las modificaciones planteadas, cabe recalcar que las modificaciones planteadas se encuentran representadas mediante rayas.

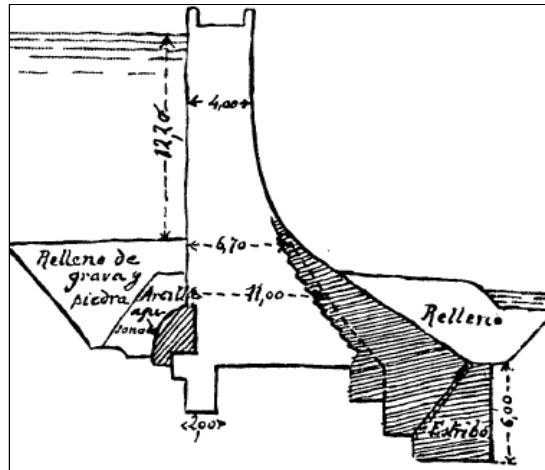


Figura 1. 13 Presa Bouzey Solución Propuesta (fuente: Revista de Obras Públicas)

Las adecuaciones se terminaron en el año de 1890, durante los 5 años la presa no presentó ninguna anomalía, hasta que el 27 de abril de 1895 la estructura falló repentinamente, siendo arrastrada 170 metros con una altura media de 10.5 metros hallándose el embalse casi lleno. La corriente destruyó por completo las poblaciones de Bouzey, Aviére, Uxegney, Domévre y Oncourt, ocasionando graves destrozos como.

- Destrucción de la línea férrea
- Produciendo la muerte de ochenta y seis personas
- Pérdida económica de 7'200.000 francos

Los materiales empleados en la presa debían cumplir con ciertos parámetros como:

La piedra debía dar una resistencia entre 300-600 kg/cm² sometidos a compresión y su resistencia a la tensión debía ser de 10 kg/cm²; los ensayos realizados después de la rotura presentaron los siguientes resultados.

Esfuerzo de compresión se encontraba entre 223 - 396 kg/cm², mientras la resistencia a la tensión se reducía a 2 kg/cm².

Unos de los puntos más discutidos es el desarrollo del perfil debido a su fragilidad en especial en ciertos sectores donde se generaba tensión.

En la figura se da a conocer la posición de la curva de presiones y la parte rayada representa la región sometida a tensiones cuando el lago estaba lleno.

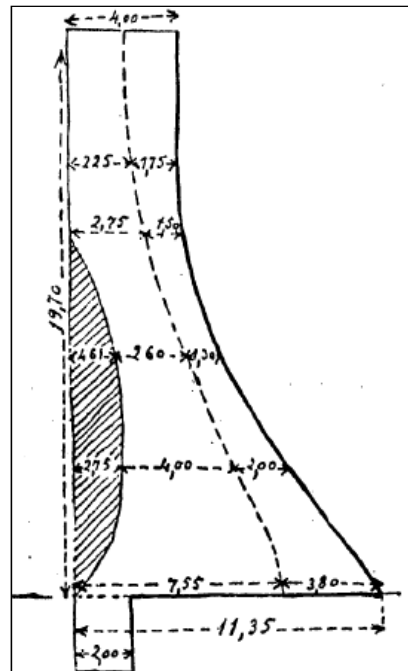


Figura 1. 14 Representa los esfuerzos de la presa antes de reforzarla (fuente: Revista de Obras Públicas)

En la figura siguiente se da a conocer las deformaciones y tensiones de la presa luego de ser reforzada. Quedando muy limitada en la parte alta de la presa. Las tensiones máximas de 1.5 kg en la cara aguas arriba de la presa se han considerado mucho más peligrosas que las máximas compresiones de 8 kg en la cara aguas abajo, siendo estos resultados muy moderados a pesar del error de la resistencia de la piedra.

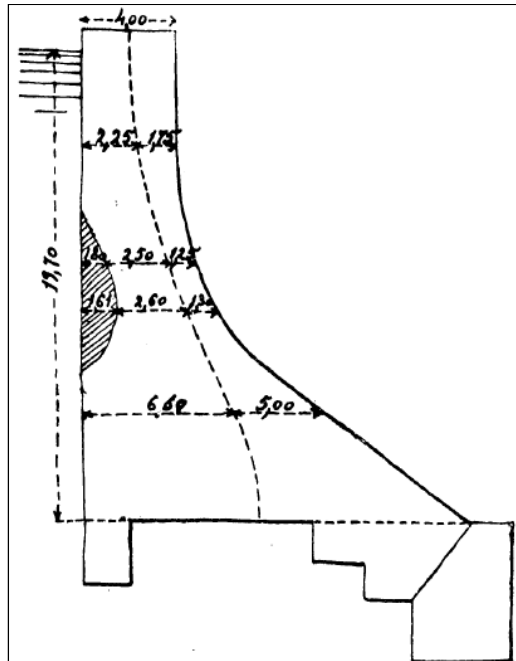


Figura 1. 15 Representa los esfuerzos de la presa después de reforzarla (fuente: Revista de Obras Públicas)

1.2.4. Errores cometidos en la Presa Bouzey

- **Terreno de Cimentación**

No se realizó un estudio del suelo completo lo que llevó a un desconocimiento total del tipo de suelo en la cual se asentó la presa, y no era insocabable e incompresible, como lo supusieron los ingenieros.

Se reconoció su permeabilidad, pero fue combatido de una manera ineficaz por medio de un rastrillo, el cual no evitó las filtraciones. La carencia de raigales para ligar la base con el terreno facilitó el movimiento que se produjo en 1884.

- **Materiales**

Se emplearon materiales de la localidad sin un previo ensayo, los cuales resultaron con una resistencia inferior a la supuesta por los ingenieros. En la base donde se asentó la presa tenía granos de mica el cual dificultó la adherencia entre la piedra y el mortero. El mortero tenía

una resistencia de media calidad siendo poco resistente y muy poroso, ya que para su elaboración se empleo arena de grano muy fino el cual contenía arcilla, este mortero no tenía la suficiente resistencia a las tensiones en la cara de la presa aguas arriba ni tampoco para los esfuerzos debido a la dilatación.

- **Perfil**

Un perfil demasiado débil da como resultado:

- Una resistencia al deslizamiento muy reducida, aun sin considerar el fenómeno de la subpresión en la base.
- La resistencia al vuelco fue analizada con una subpresión diferente a la existente.
- Con la máxima carga de agua, se desarrollaban tensiones de bastante importancia en la cara aguas arriba y cuando disminuía el nivel se cambiaban a compresiones.

De aquí resulto que se abrieron fisuras en ciertos puntos de la cara aguas arriba de la presa generando así el deterioro de la presa.

1.3. SUBPRESIÓN

Subpresión es una presión ascendente, ocasionada por el flujo de agua a este fenómeno también se lo conoce como presión intersticial . En otras palabras en la base de una presa de hormigón la subpresión actúa de abajo hacia arriba, reduciendo el peso efectivo de la estructura y por ende reduciendo la resistencia al corte en el plano del deslizamiento existente en el macizo rocoso.

La subpresión se encuentra presente dentro de juntas, poros y fisuras tanto del suelo como de los cimientos. Esto genera en la estructura movimientos

diferenciales o totales y por ende un aumento de las infiltraciones. La subpresión varía con el tiempo y está relacionada con condiciones de contorno y permeabilidad del material.

Para tener una idea de cómo actúa la subpresión sobre la base de la presa se la representa mediante un modelo diseñada por ROGGERI (2001)

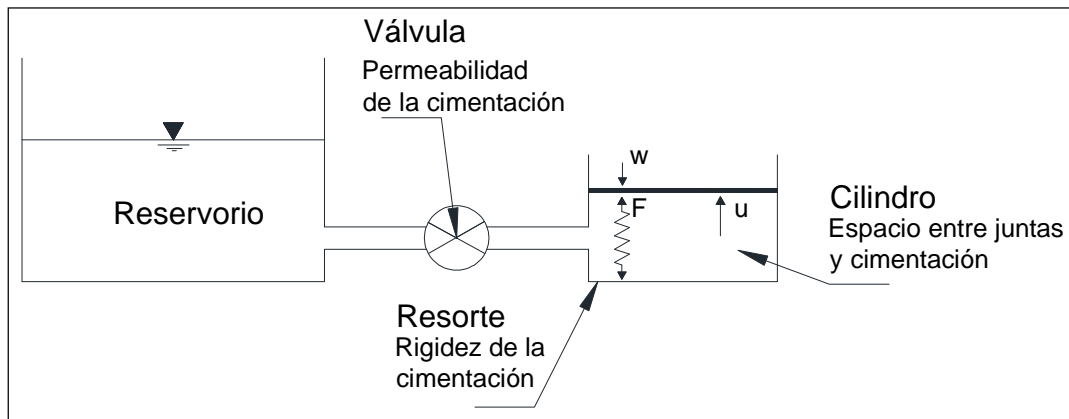


Figura 1. 16 Modelo de subpresión ROGGERI (Fuente: ICOLD EUROPEAN CLUB)

Donde:

w = Peso de la Presa

U = Subpresión

F = Reacción de la cimentación

1.3.1. Conceptos de subpresión en el siglo XIX

La subpresión ha pasado por distintas fases. Inicialmente se consideraba el cuerpo de la presa y la cimentación de manera impermeable, se asumía que no existía fisuras en la cimentación de la presa, cuyo criterio fue solventado debido a la experiencia de los técnicos.

1.3.1.1. Hipótesis de LIECKFELDT

Considera presiones rectangulares ya que se supone que la presa resiste el peso aguas abajo y no permite la infiltración.

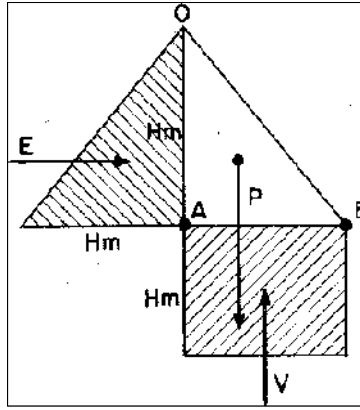


Figura 1. 17 Hipótesis LIECKFELDT (Fuente: Andrade 1982)

1.3.1.2. Hipótesis de LEVY

Divido a que la cara de la presa aguas arriba está en contacto con el agua, es a través de las fisuras por donde se puede filtrar el agua al interior de la presa y hacer un efecto de cuña.

La solución planteada consistía en impermeabilizar de esta manera se trataba de evitar la subpresión.

Cuya hipótesis fue establecida mediante una subpresión aguas arriba y aguas abajo.

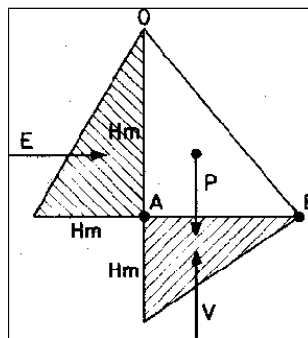


Figura 1. 18 Hipótesis LEVY (Fuente: Andrade 1982)

1.3.2. Conceptos de subpresión en el siglo XX

1.3.2.1. Estructuras Porosa del Hormigón

El hormigón es un material poroso (% huecos 6-12). Los poros no están aislados, sino unidos unos con otros, formando conductos por el cual se puede penetrar el agua si se lo deja el tiempo necesario.

Una vez sumergido el bloque de hormigón es cuestión de tiempo para que se sature. Es en ese momento en que de los distintos huecos ejerza la presión hidrostática por el principio de los vasos comunicantes y de Pascal.

1.3.2.2. Teoría de HOFFMAN

Realizo varios estudios de desagüe manifestando que los drenajes reducían las presiones intersticial en el cuerpo de la presa. Hoffman se refería a agujeros de descarga los cuales se encargarían de recoger las filtraciones del agua.

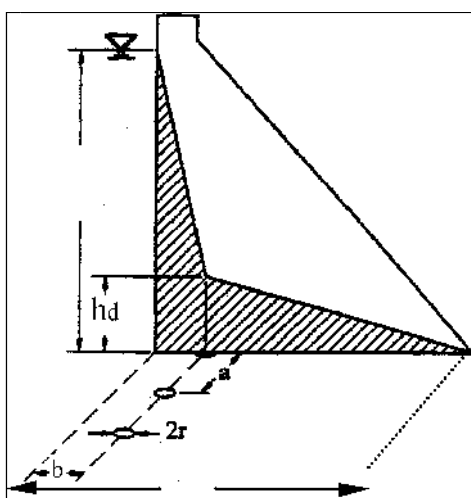


Figura 1. 19 Teoría de HOFFMAN (Fuente: ICOLD EUROPEAN CLUB)

$$hd = hm \frac{\frac{L-b}{L}}{\frac{L-b}{L} * \frac{2b}{\alpha} + 1}$$

donde

$$\alpha = \frac{a}{\pi} \ln \frac{a}{2 * \pi * r}$$

La teoría de HOFFMAN solo es válida para un medio isotrópico. HOFFMAN determinó valores de subpresión de forma gráfica para diferentes filas de tubos.

La siguiente figura muestra la subpresión en la línea de drenaje en función a los parámetros geométricos básicos: la distancia de los desagües aguas arriba y el radio de los agujeros del drenaje.

$$h_d = h^*$$

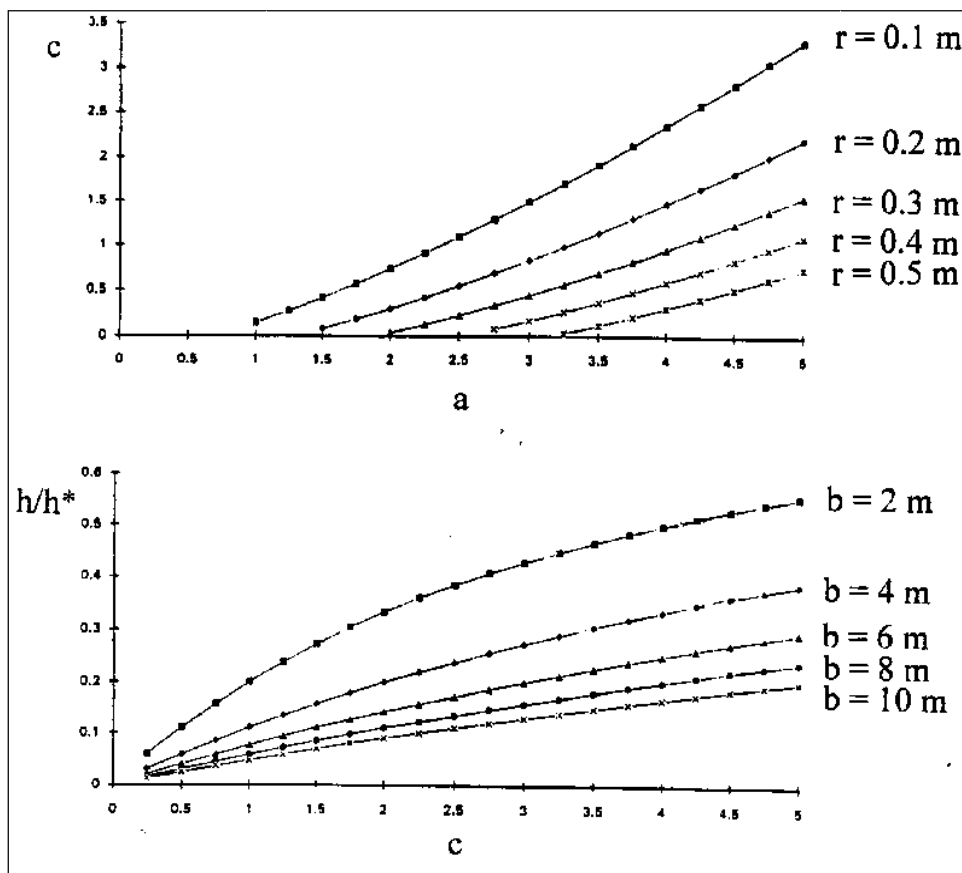


Figura 1. 20 Análisis gráfico de subpresión según HOFFMAN (Fuente: ICOLD EUROPEAN CLUB)

1.3.2.3. Subpresión según el análisis de elementos finitos.

Una determinación más completa y detallada de la zona de subpresión se puede obtener a través de los modelos de elementos finitos, los cuales pueden proporcionar una descripción

de la depresión en toda la superficie. En la figura se muestra una reducción de la supresión debido a la presencia de los desagües. Dicho análisis se lo realizara en el capítulo VI.

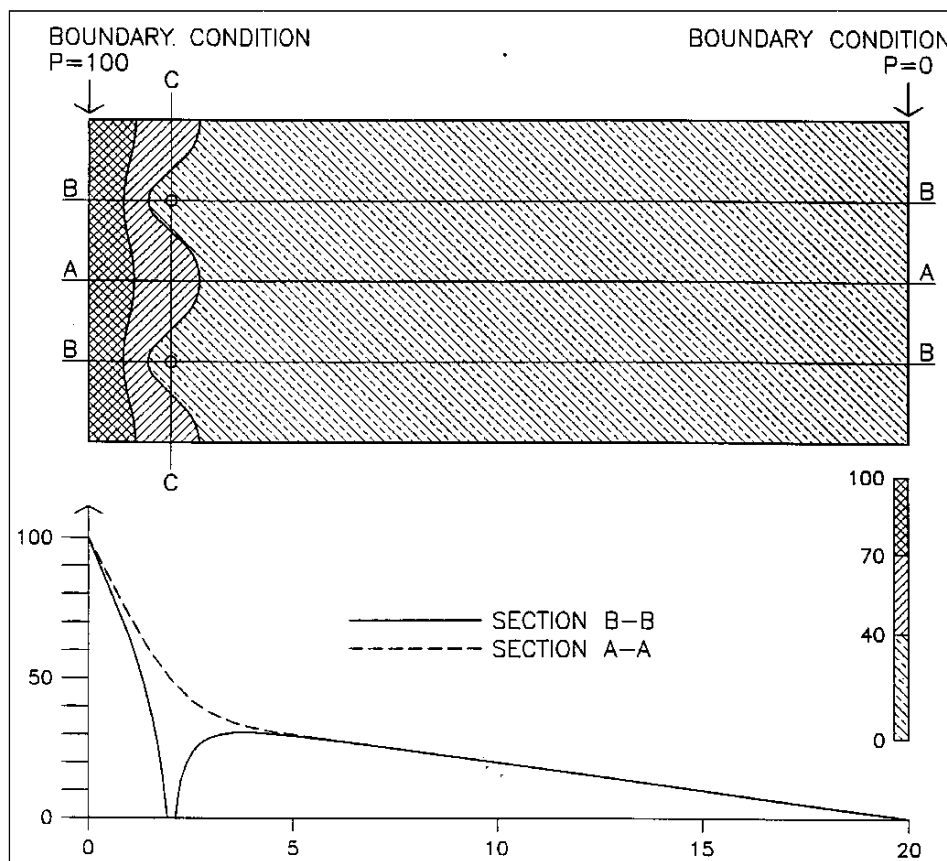


Figura 1. 21 Análisis de la subpresión mediante elementos finitos PALUMBO (1996) (Fuente: ICOLD)

1.4. CÁLCULO DE LA SUBPRESIÓN

Para el proyecto Santa Cruz se realizara el cálculo de la subpresión mediante tres criterios propuestos por Corps, Reclamation, FERC y el cálculo de elementos finitos atreves del software Geo-Studio. Este análisis se realizara en el capitulo V y VI.

1.5. ICOLD (INTERNACIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS)

En el año de 1928, una serie de países han reconocido que la retroalimentación y la experiencia juega un papel vital en el diseño del proyecto

y el análisis de presas. Cuando más amplia sea la base de experiencia, mayor será el beneficio que se puede sacar de ella. Ellos decidieron unir fuerzas para formar una asociación en todo el mundo llamada *ICOLD*.

Tras la celebración de un Simposio Europeo que tuvo lugar en Chambéry (Francia) en 1993 se puso de manifiesto la conveniencia de mejorar la cooperación e intercambio de información, entre los distintos países europeos que tenían una problemática común en materia de presas. Así nació *ICOLD Europa Club*.

Es un grupo que inicio sus actividades en el año de 1995. Se componen de 10 miembros, representados de los siguientes países: Italia, Francia, España, Gran Bretaña, Suiza, Alemania, Suecia, Australia.

Analizan diferentes aspectos como:

- Normas de regulación adoptados en diferentes países para tener en cuenta la subpresión en el diseño de la presa y su seguridad.
- Modelación numérica para la evaluación de la subpresión entre el cuerpo de la presa y la cimentación, hablando de las capacidades, los límites y las dificultades en el uso de los métodos numéricos disponibles.
- Técnicas para limpiar los sistemas de drenaje, haciendo referencia a la experiencia en construcción de grandes presas.

1.5.1. Temas Destacados de ICOLD EUROPEAN CLUB .

ICOLD EUROPEAN CLUB presento un informe titulado "Working Group on Uplift Pressures Under Concrete Dams" elaborado en el 2004 y coordinado por G. Ruggeri.

- **Estado del Arte**

Los estudios analizados por este grupo ha sido comprobar los diferentes criterios admitidos sobre los efectos de drenaje o de cualquier otro método para estabilizar la subpresión. Un mejor control de los mecanismos de la subpresión y de su control, podría contribuir a obviar innecesarias actuaciones.

- **Pantalla de impermeabilización**

Su profundidad puede variar entre el 10% y varias veces la altura de la presa, su correcta ejecución reduce las filtraciones bajo la presa, cuya influencia en la distribución de la subpresión todavía es un tema de debate.

Efectivamente, aunque de dos o tres líneas de taladros de inyección, muy bien ejecutados, contribuyen a disminuir la subpresión, no se debería confiar planamente.

- **Drenaje**

Todos los estudios confirman que un correcto drenaje es el medio más efectivo para conseguir la reducción de la subpresión.

- **Medida de la subpresión**

Una conclusión muy importante, que es bastante habitual es el medir la subpresión de un drenaje cerrando otro, este método queda talmente descartable.

- **Subpresión en el cuerpo de la presa**

A pesar de la importancia que tiene para la seguridad de la presa, prácticamente nunca se mide la presión intersticial en el cuerpo de la presa.

1.6. ESQUEMA IDEAL DE FUNCIONAMIENTO DE LA SUBPRESIÓN

Para un correcto control de la subpresión se realizó el siguiente esquema desarrollado por Hidráulica, Construcción y Conservación (HCC).

1.6.1. Pantalla de inyección

Se debe construir aguas arriba formando una barrera, lo más estancado posible bajo la presa.

1.6.2. Red de drenaje

Debe recoger las escasas filtraciones que atraviesan la pantalla de inyección. La deficiencia del funcionamiento puede comprometer su seguridad.

1.6.3. Red de piezometría

Debe proporcionar información fiable sobre las lecturas de la subpresión. Su correcto funcionamiento es esencial para el conocimiento de los coeficientes de seguridad.

1.6.4. Ensayos Geofísicos

Son esenciales para conocer si existen agrietamiento en el contacto, este tipo de inspección se lo realiza mediante una cámara TV, también hay que tomar en cuenta la profundidad y las litoclasas (quiebre o grietas de las rocas).

1.6.5. Análisis de la Subpresión real

Se realiza una comparación con la máxima admisible en cada bloque, cuyo análisis nos servirá para conocer el estado de seguridad de la presa frente al deslizamiento.

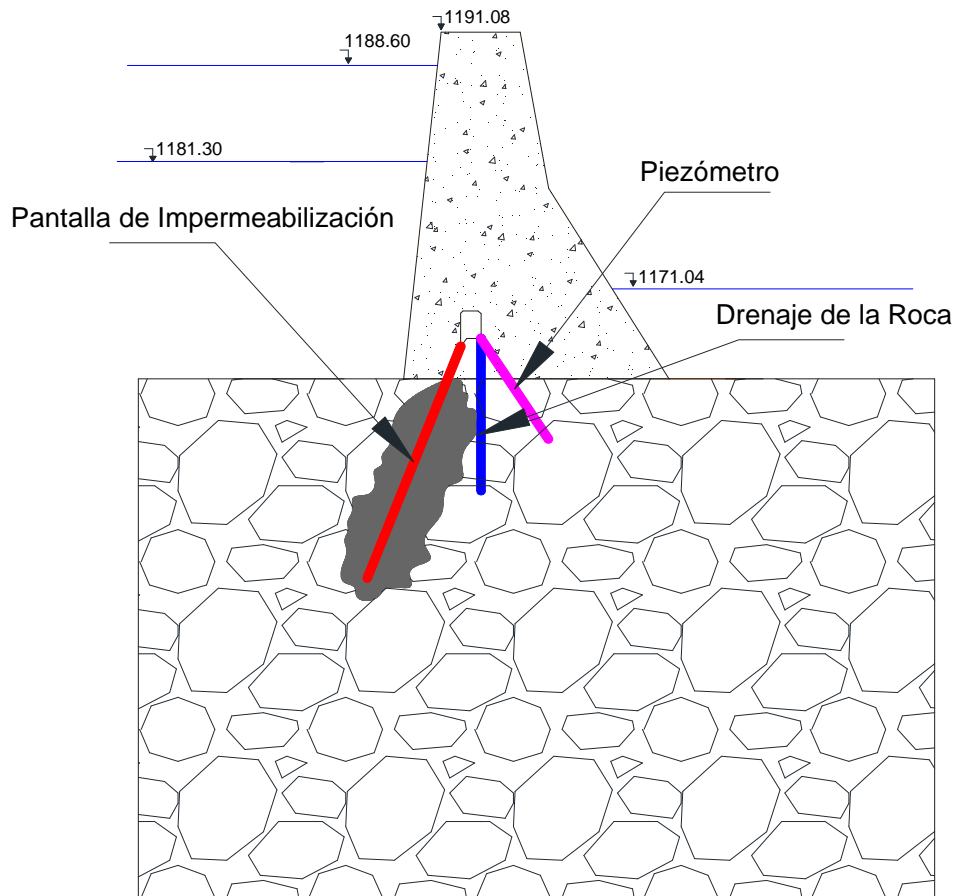


Figura 1. 22 Esquema de los elementos esenciales del control de la subpresión.

1.7. PANTALLA DE INYECCIÓN

Es un elemento que no impedirá que la subpresión se genere pero si reducirá significativamente el caudal de filtración. La subpresión se va a manifestar en la base de la presa a medida que transcurran los años.

Para reducir la subpresión a magnitudes asumibles, es fundamental eliminar el agua intersticial, tanto del cuerpo de la presa como de los cimientos, mediante drenes.

Es evidente que cuando más impermeable sea la pantalla, menos agua llegará a los drenes y más fácil será su evacuación. Hay que recordar que la pantalla con el transcurso del tiempo se va deteriorando por varios motivos entre ellos, la degradación del cemento como consecuencia del agua acumulada por CO₂.

1.7.1. Degradación de la Pantalla de Impermeabilización

Tanto los drenes de cimentación como los el cuerpo de la presa, van sufriendo a lo largo del tiempo, un depósito de carbonatos que van deteriorando la eficiencia, llegando incluso a anularlos. Es por ese motivo de la eficiencia de las pantallas de impermeabilización disminuyen con el transcurso del tiempo y a veces esa deficiencia es demasiada rápida.

El aumento de la superficie en contacto con el agua genera un mecanismo de degradación del cemento como la acumulación de dióxido de carbono CO_2 , el cual está presente tanto en la atmosfera como en el terreno procedente de la descomposición orgánica, al mezclarse con el agua forma un ácido carbónico, capaz de combatir con la cal del cemento (degrada).

Por lo tanto cuando mayor sea la superficie de cemento expuesta al agua y cuan mayor sea la capacidad de disolución de ésta, más rápida será la degradación de la pantalla.

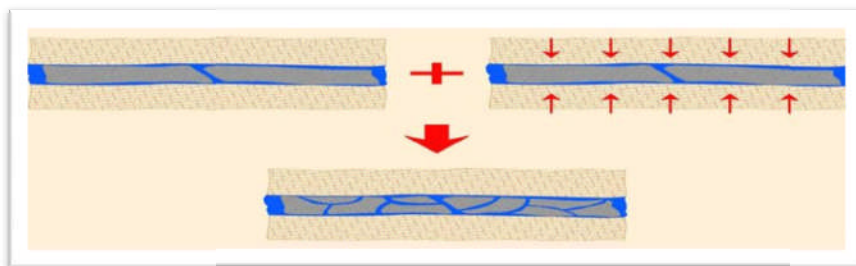


Figura 1. 23 Machaqueo del cemento inyectado y debilitamiento de la pantalla de impermeabilización (Fuente HCC)

1.7.2. Agrietamiento en el pie de la presa aguas arriba.

Cuando el valor de la subpresión en el pie aguas arriba, es superior a la tensión de compresión se forma un agrietamiento parcial de separación entre la presa y el terreno. El agrietamiento avanza hasta que se equilibran ambas fuerzas. Este despegue anula el efecto de la pantalla y permite que el agua ingrese

directamente por debajo de la presa aumentando la presión. El efecto que tiene este fenómeno es que los drenajes no son capaces de evacuar todo el caudal que llega a ellos.

En la siguiente figura se representa la subpresión cuando el drenaje es correcto.

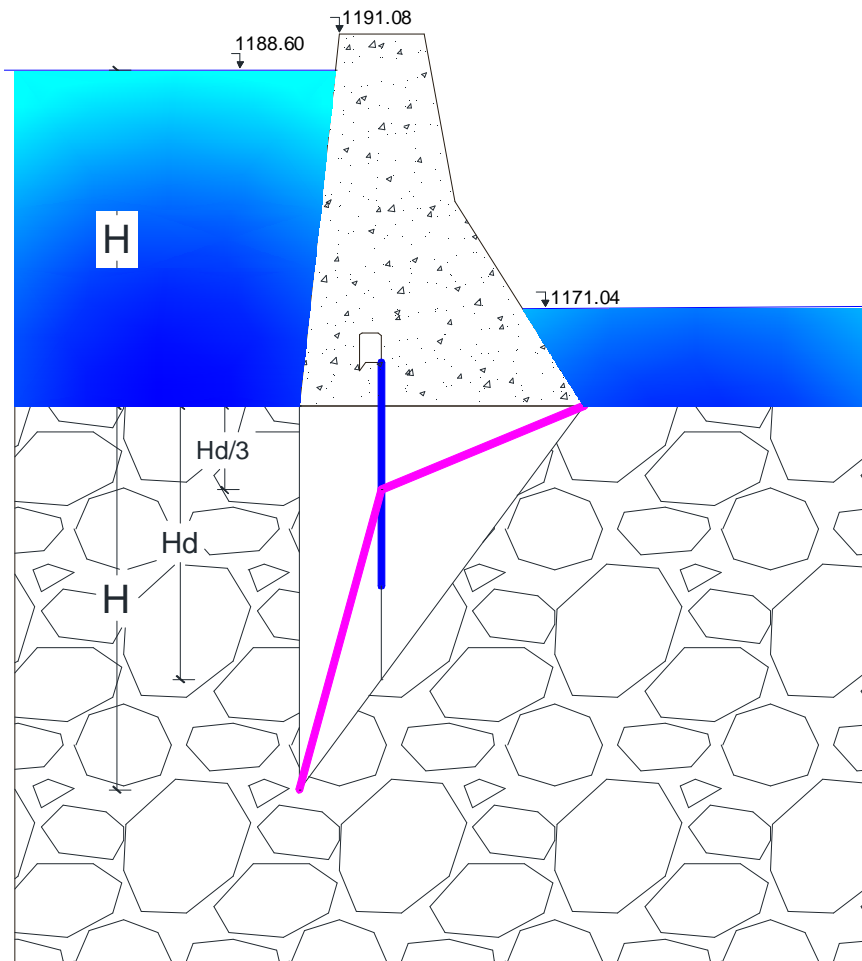


Figura 1. 24 Funcionamiento correcto de la pantalla y el drenaje.

En la siguiente figura se representa la subpresión cuando existe agrietamiento y drenaje insuficiente.

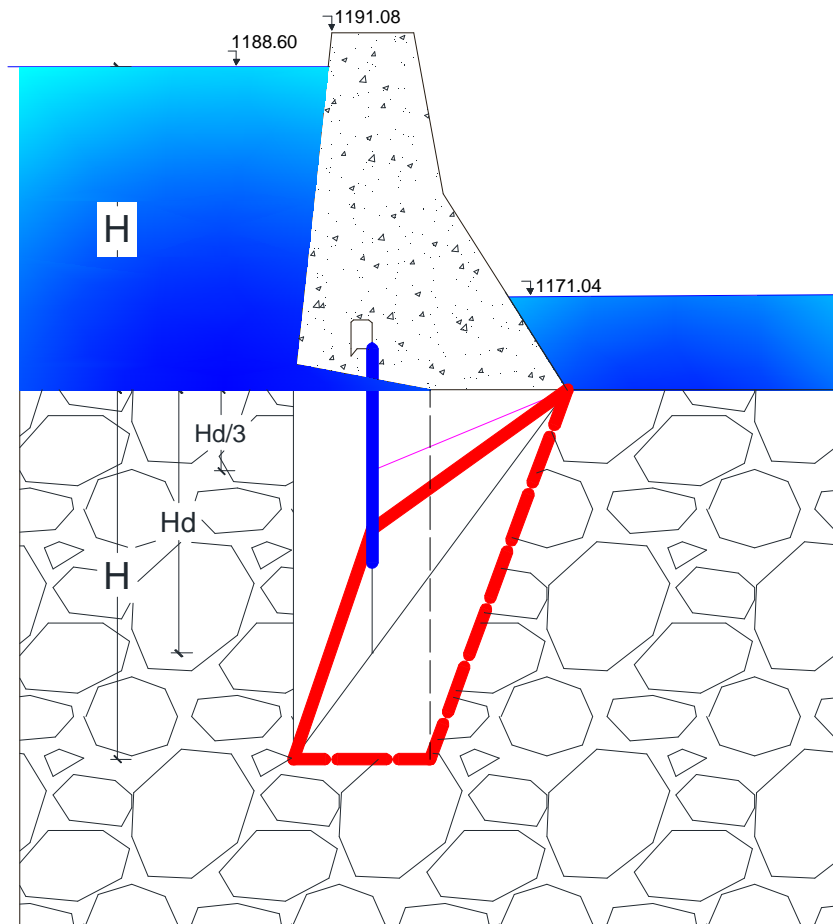


Figura 1. 25 Subpresión con agrietamientos de contacto. Rojo ley de drenaje insuficiente & en Rojo discontinuo sin drenaje.

Los problemas más importantes del agrietamiento son:

- Las secciones afectadas no cumplen con los coeficientes de seguridad al deslizamiento.
- El ingreso masivo de agua provoca una difícil evacuación a través de los drenes, los cuales están limitados para otros aforos.
- Al no poder evacuar toda el agua que llega a los drenes, es impide reducir la subpresión y por ende no se puede reducir los valores de seguridad.
- Generalmente no se sabe si existe o no agrietamiento, porque no hay medios para detectarlo.

- Se puede resolver el problema inyectando hormigón cuando el embalse este lleno.

1.8. RED DE DRENAJE

Otro sistema que puede disminuir la subpresión es la red de drenaje. Para lo cual se debe considerar los siguientes parámetros.

- La profundidad del drenaje debe ser un tercio de la altura de la presa.
- El diámetro debe estar entre los 56mm y 200mm.
- El espacio entre un drenaje y otro debe ser de 20 veces el diámetro.

Mientras otros autores prefieren un espaciamiento inferior a los 4 metros.

Se recomienda hacer diámetros de 100 - 120 mm, con estos diámetros se puede hacer agujeros fácilmente, bien poniendo un tubo como encofrado, o haciendo por perforaciones posteriores.

En cuanto a la longitud de las perforaciones, en la mayoría de las presa la subpresión se ve reducida antes del un tercio de la altura de la presa.

En el espaciamiento entre drenaje se recomienda una longitud de 2-2.5 metros siempre y cuando cumpla con los valores admisibles.

El problema siempre ha estado en optimizar esa profundidad y separación como se indica en el siguiente grafico.

Drena insuficiente que no reduce la subpresión

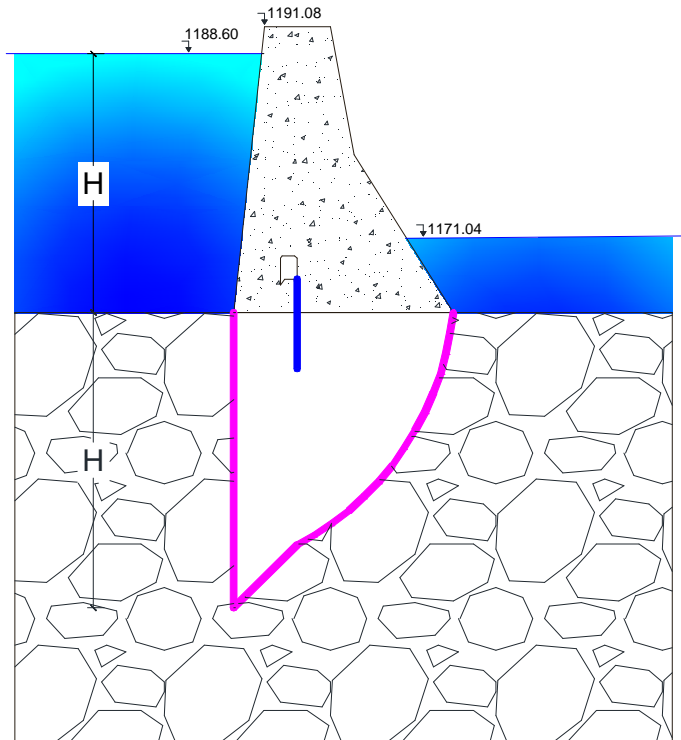


Figura 1. 26 Longitud de drenaje muy corta

Supresión reducida pero con un exceso de perforación.

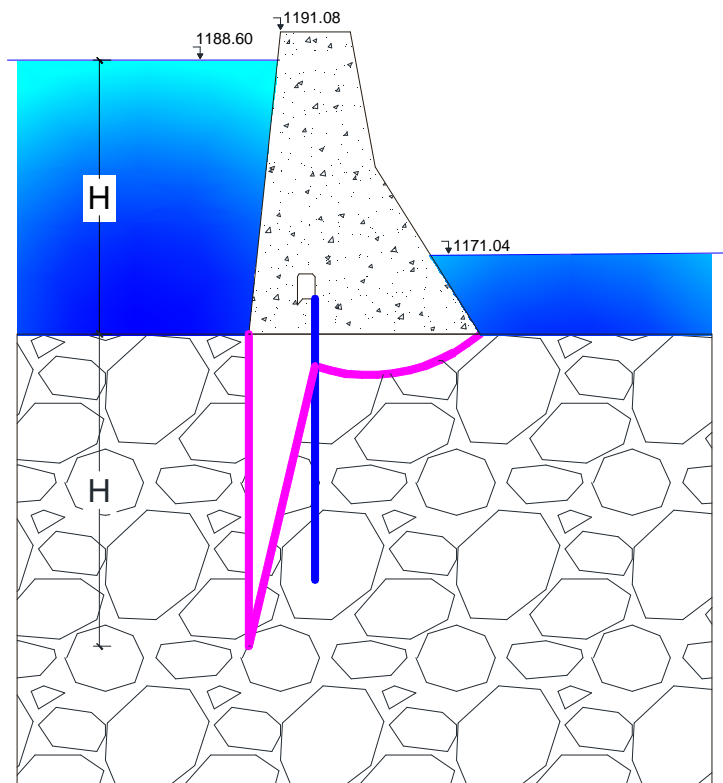


Figura 1. 27 Longitud de drenaje en exceso

1.8.1. Medición de la presiones intersticiales

Por medio de los drenes podemos medir la subpresión. Basta colocar un manómetro en la boca superior con un tapón roscado que cierre perfectamente.

También se puede medir la subpresión generando un red de piezometría, dichos elementos son muy económicos y proporcionan un información valiosa.



Figura 1. 28 Manómetro & Piezómetro (Fuente Wiki pedía)

1.9. SISTEMA DE REHABILITACIÓN DE DRENAJES

Un elemento importante para la seguridad y estabilidad de la presa son los drenajes ya que este es el principal responsable del control de la subpresión.

El drenaje, además de servir de sistema de control de la regularidad del funcionamiento de la estructura, deberá impedir la penetración y circulación de agua en el cuerpo de la presa, así como reducir los valores de la subpresión bajo la presa.

Existen dos tipos de drenajes:

- **Dren de piel**

Está en el cuerpo de la presa, se encuentra comunicado con la galería. Su objetivo es mantener la subpresión dentro de los valores admisibles para la seguridad al deslizamiento.

- **Drenes de cimentación**

Se encuentra bajo la cimentación de la presa, tras la pantalla de impermeabilización. Su objetivo es actuar como pozos, capturando el agua que circula en su zona de influencia y rebajar el valor de la subpresión.

Se comprueba que con los años, los drenajes van perdiendo efectividad, pudiendo llegar a resultar totalmente inoperables.

1.9.1. Procedimientos tradicionales

Se basan en la eliminación de las películas y depósitos en las paredes laterales del dren, que frena el flujo del agua del dren.

1.9.1.1. RotoperCUSión

Consiste en el empleo de martillo con el diámetro idéntico al del taladro inicial, el objetivo es realizar un buen barrido en el drenaje. El método resulta efectivo en la zona del terreno más próxima de la pared del dren, pero no tendrá efecto alguno a medida que se aleje de ella.

1.9.1.2. Rotación con Traileta.

El sistema emplea el mismo método de perforación a rotación, sustituyendo la corona de perforación por una cabeza ciega, o Traileta, similar a las empleadas para perforación a destrozo. La ventaja de este sistema es que va dejando un auténtico fresado,

regularizando y eliminando parte de las esquirlas que pudieron quedar incrustadas en el momento de la ejecución del dren.



Figura 1. 29 Traileta tipo (Fuente HCC)

Tiene inconvenientes para seguir las desviaciones originales del dren, no puede limpiar más allá de su propio diámetro. La máquina necesaria para realizar este tipo de trabajo, puede tener dificultades en galería de dimensiones reducidas o de difícil acceso.

1.9.1.3. Limpieza Química

Para reducir los depósitos calcáreos de los drenes, puede rellenarse el dren con una mezcla de agua y ciertos productos químicos que, tras actuar durante un tiempo ayuda a desatascar los taladros y mejora su rendimiento. Finalmente se introduce una manguera hasta el fondo del dren y se bombea agua a baja presión lo cual provoca la salida de material sueltos.

Desventaja tiene un costo superior a las anteriores, la composición química no es muy efectiva.

1.9.2. Procedimientos Actuales

En los últimos tiempos, el desarrollo en equipos de bombeo a alta presión a permitido con gran éxito su empleo en presas, generando una limpieza intersticial y capilares de los paramentos internos de los drenes.

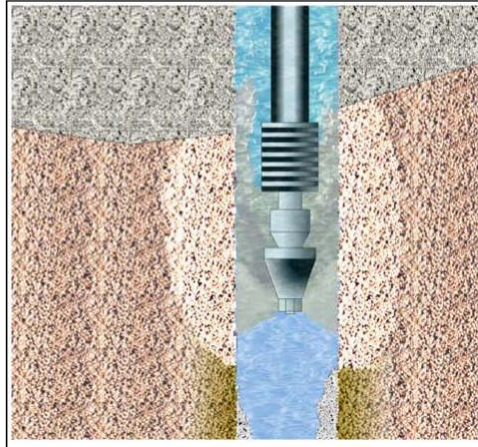


Figura 1. 30 Equipo de bombeo de alta presión (Fuente HCC)

Utiliza equipo de bombeo de alta precisión que alcanza los 1.500 atm, combinados con importantes caudales (>100 l/mn), que impulsa el agua hasta toberas de alta resistencia que son introducidas en el interior del dren. Los chorros de agua a alta presión también penetran en la litoclasas, efectuando una eficaz limpieza.

El sistema no presenta problemas en adaptarse a irregularidades del taladro, ya que son mangueras semirrígidas tampoco influye el diámetro del drenaje.

Dado de que los voluminosos equipos de impulsión se sitúan fuera de la presa y que las mangueras pueden tener longitudes de centenares de metros, la eficiencia de este método permite su empleo en cualquier tipo de galería.



Figura 1. 31 Camión motobomba (Fuente HCC)

1.9.2.1. Procedimiento de ejecución

- *Recogida de datos:* Lectura de aforos y subpresión actuales
- Inspección y grabación: Integran el estado original con cada dren con cámara de TV de buena resolución.
- Limpieza: Se realiza mediante distintos tipos de toberas y operaciones de limpieza sucesivas.
 - Toberas rompedoras: Concentran un importante porcentaje de caudal en su zona frontal, lo que permite su avance hasta el final.
 - Tobera de chorro lateral: Lanza agua perpendicular en sentido del avance. Puede tener numerosos chorros fijos.

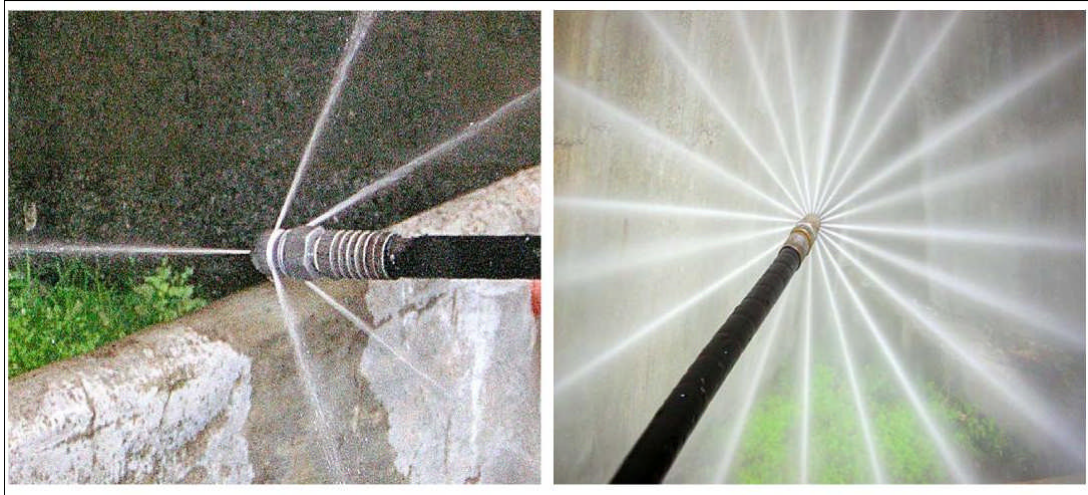


Figura 1. 32 Tobera de chorro frontal & lateral (Fuente HCC)

- Nueva inspección y grabación; Se realiza con el objeto de comprobar el estado final del dren.

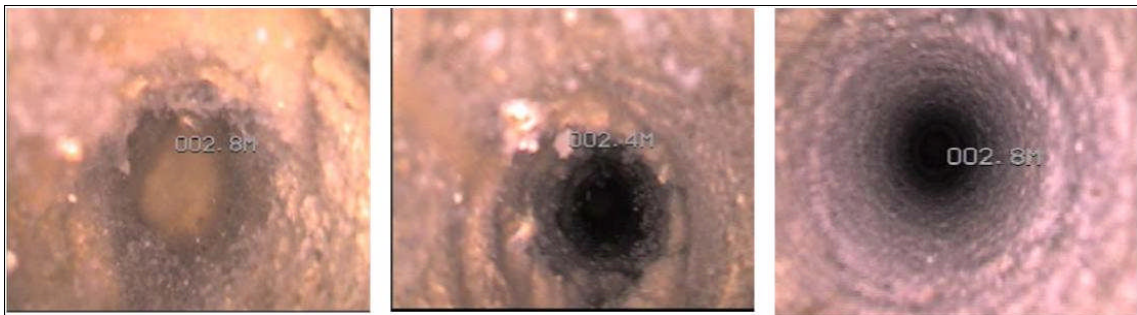


Figura 1. 33 Dren obstruido, dren tras la primera pasada & dren rehabilitado (Fuente HCC)

- Nuevos aforos y lecturas de piezómetros
- Ensayos geofísicos: Son ensayos relativamente económicos, siempre se aconseja su ejecución al final de la limpieza.
- Extracción y tratamiento de detritus: Una vez determinados los trabajos de limpieza, se introduce una manguera que proporciona un gran caudal a baja presión, permitiendo la evacuación de los detritus generados.



Figura 1. 34 Extracción de los detritus generados por la limpieza (Fuente HCC)

CAPÍTULO 2

ELEMENTOS FINITOS PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO DE PRESAS

2.1. CONCEPTO DE ELEMENTOS FINITOS

2.1.1. Introducción

El método de elementos finitos (MEF) ha adquirido una gran importancia en la solución de problemas ingenieriles, físicos, etc., ya que permiten resolver casos que hasta hace algunos años eran imposibles de resolver por métodos matemáticos tradicionales.

El método de elementos finitos (MEF) nos permite realizar un modelo matemático lo más aproximado a la realidad, más sencillo y económico que el de un prototipo.

El método de elementos finitos como formación matemática es relativamente nuevo, aunque su estructura básica es ya conocida desde hace algunos años, en estos últimos años el MEF ha evolucionado debido a los avances informáticos. Generando con el transcurso del tiempo varios software que nos permiten realizar cálculos con elementos finitos. Hay que tomar en cuenta que el manejo de estos software se requiere un gran conocimiento de los principios de los elementos finitos.

2.1.2. Historia del Método de Elementos Finitos (MEF)

El MEF por novedoso que parezca tiene ya varios años en forma conceptual, recordando así a Sir Isaac Newton, sin embargo el desarrollo de esta técnica empieza en el año 1940, en el campo de ingeniería estructural, en los trabajos

de Hrennikoff 1941 y McHenry 1943, quienes propusieron el uso de líneas en una dimensión para representar elementos como barras o vigas para el cálculo de esfuerzos en sólidos con secciones transversales continuas.

En 1954 Argyris y Kelsey desarrollaron el análisis estructural por medio de matrices empleando por primera vez métodos energéticos.

La primera vez que se trató de analizar cuerpos en dos dimensiones fue en el año de 1956 en el trabajo de Turner, cuyo logro fue la implementación de la matriz de rigidez para la determinación de las armaduras, elementos conformados por vigas y algún otro cuerpo bidimensional conformado por triángulos y rectángulos sometidos a esfuerzos simples. Este procedimiento fue conocido como "EL método directo de rigidez".

La frase "Elementos Finitos" fue introducida por primera vez por Clough cuando por primera vez se usaron elementos triangulares y rectangulares para el análisis de esfuerzos. Pero fue hasta el año 1961 cuando Martin extendió los alcances y aplicaciones del método de elementos finitos a problemas tridimensionales con el desarrollo de matrices de rigidez tetraédricas.

La mayoría de los trabajos desarrollados en los años 60, se enfocaron en la modelación matemática de problemas mecánicos como deformaciones elásticas, desplazamientos cortos y concentraciones de esfuerzos bajos, en consideración de cargas estáticas y materiales elásticos.

En el año de 1964 Gallagher trabajó en la modelación de materiales no lineales. Mientras que Zienkiewicz trabajaba en métodos en los que se involucraban problemas de visco elasticidad en el año de 1968.

Archer 1965 introdujo el análisis dinámico en el método de elementos finitos cuyo desarrollo consistía en la elaboración de matrices de masa, las cuales eran aplicadas a sistemas de masa residual distribuidas en vigas y dentro del análisis estructural.

Y por ultimo en el año de 1976 Belytschko considero problemas con deformaciones largas, comportamiento dinámico no lineal , y mejora las técnicas numéricas para la solución de sistemas de ecuaciones, lo que significo un gran avance para la aplicación del MEF, ya que apartar de los años 80, con la evolución de los hardware disponibles en el mercado, la aplicación del método de elementos finitos, viviría un auge sin precedentes.

2.1.3. Aspectos Generales Del Método Elementos finitos

La aplicación para el entendimiento del modelo de elementos finitos utilizado en el análisis de esta presa es el llamado **Desplazamiento** ó método de **Rigidez**, el cual asume el desplazamiento de nodos como las incógnitas del problema.

El método de elementos finitos involucra la modelación de una estructura empleando pequeño elementos interconectados. Una función de desplazamiento es asociado a cada elemento. Cada elemento esta directa o indirecta mente conectado mediante nodos, superficies comunes y bordes.

El arreglo total de ecuaciones, describen el comportamiento de cada nodo en una serie de ecuaciones algebraicas las cuales se expresan en notación matricial para su mejor entendimiento y así mejorar su complicada solución.

En cualquier sistema a analizar podemos distinguir entre:

- Dominio. Espacio geométrico donde se va ha analizar el sistema.

- Condiciones de contorno. Variables conocidas y que condicionan el cambio del sistema: cargas, desplazamientos, temperatura etc.
- Incógnitas. Variables del sistema que deseamos conocer después de que las condiciones de contorno han actuado sobre el sistema: desplazamiento, tensión etc.

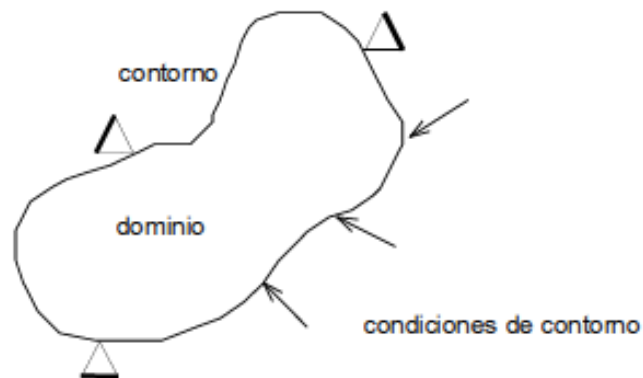


Figura 2. 1 Elementos que conforma el MEF fuente(wiki pedía)

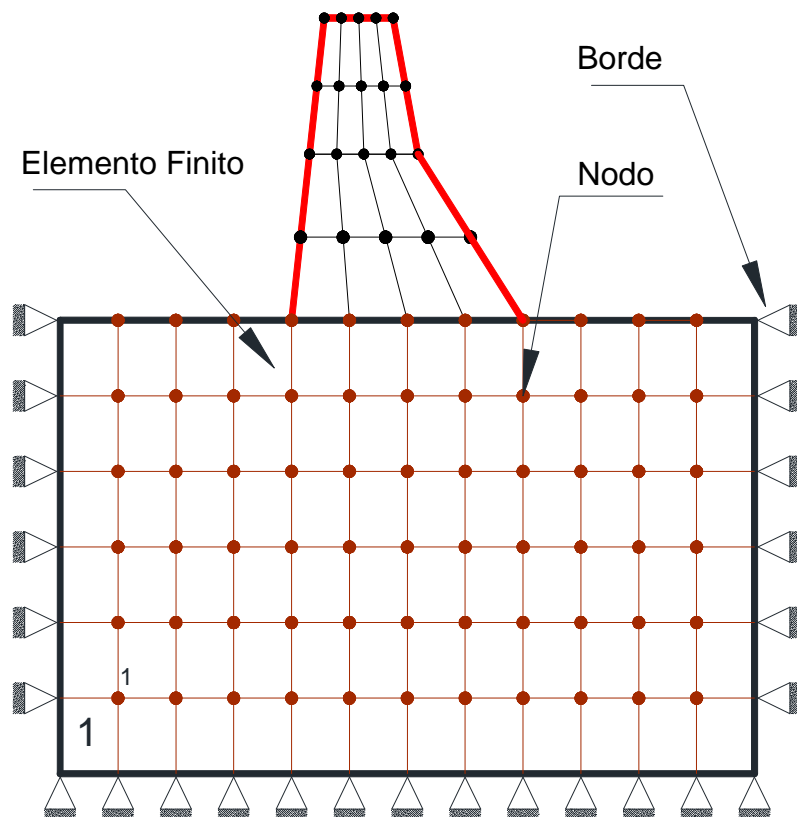


Figura 2. 2 Malla de Elemento Finito

2.2. ELEMENTO FINITO DE CUATRO NODOS Q4

La interpolación es la clave en el método de elementos finitos, ya que se consigue reducir el problema a la determinación de las incógnitas en los nodos, lo que permite determinar el valor de la incógnita en otro punto del dominio.

El elemento finito considerado para el análisis pero suavizado por el efecto de flexión es el Q4. Oñate (1992) Aguiar (2010). Cuyo esquema se detalla a continuación.

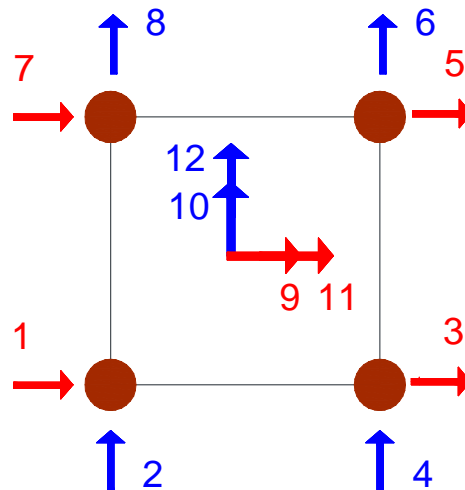


Figura 2. 3 Elemento Finito Q4 suavizado

Los desplazamientos unitarios correspondientes a cada grado de libertad son:

$$p^t = [u1 \ v1 \ u2 \ v2 \ u3 \ v3 \ u4 \ v4 \ u5 \ v5 \ u6 \ v6] \quad (2.1)$$

2.2.1. Ordenada de la Elástica

En el elemento finito para su comportamiento a flexión se considera que existe desplazamientos en los cuatro nodos y en el centro del elemento. El elemento finito se encuentra en coordenadas naturales cuyo origen es el centro del elemento.

Las ordenadas elásticas se describen a continuación.

$$u(s, t) = u_1\phi_1 + u_2\phi_2 + u_3\phi_3 + u_4\phi_4 + u_5\phi_5 + u_6\phi_6 \quad (2.2)$$

$$v(s, t) = v_1\phi_1 + v_2\phi_2 + v_3\phi_3 + v_4\phi_4 + v_5\phi_5 + v_6\phi_6$$

De la ecuación 2.2 podemos decir que las deformadas elementales desde 1.4 son las de las esquinas, mientras que las deformadas elementales 5 y 6 representan al centro del elemento finito.

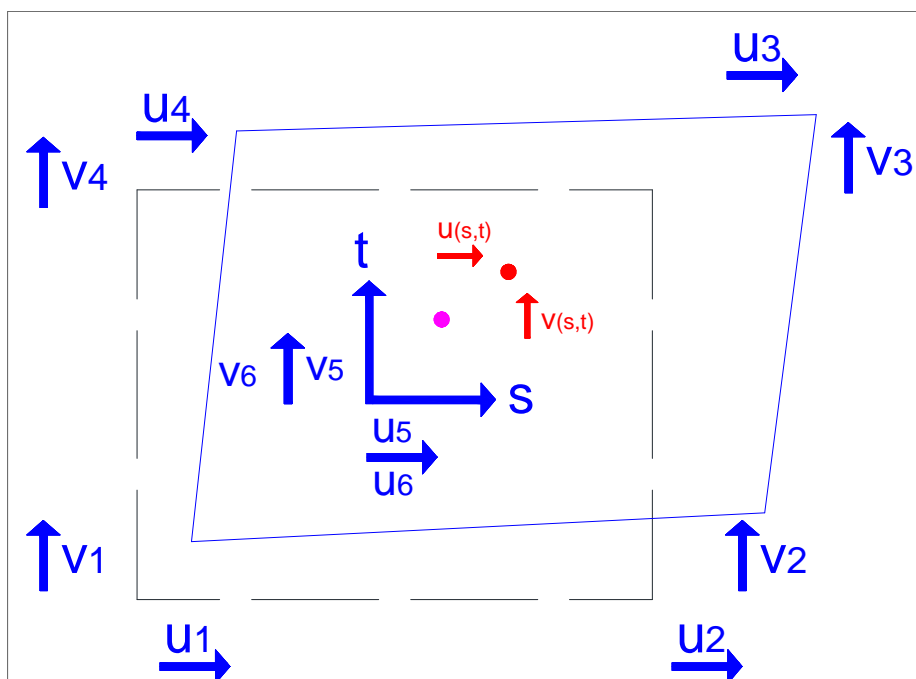


Figura 2. 4 Ordenada de la Elástica (fuente: Aguiar, apuntes 2009)

2.2.2. Funciones de forma para el elemento finito

Para las funciones de forma del elemento finito se obtiene mediante la interpolación de LaGrange.

Interpolación polinómica de la LaGrange: llamado así en honor a Joseph-Louis de LaGrange, es el polinomio que interpola un conjunto de puntos dado en la

forma de LaGrange. Fue descubierto por Edward Waring en 1779 y redescubierta más tarde por Leonhard Euler en 1783.

- Condiciones de calculo $\phi_1(s)$ y $\phi_1(t)$

$$\phi_1(s, t) = \phi_1(s) * \phi_1(t) = 0.25(1 - s)(1 - t) \quad (2.3)$$

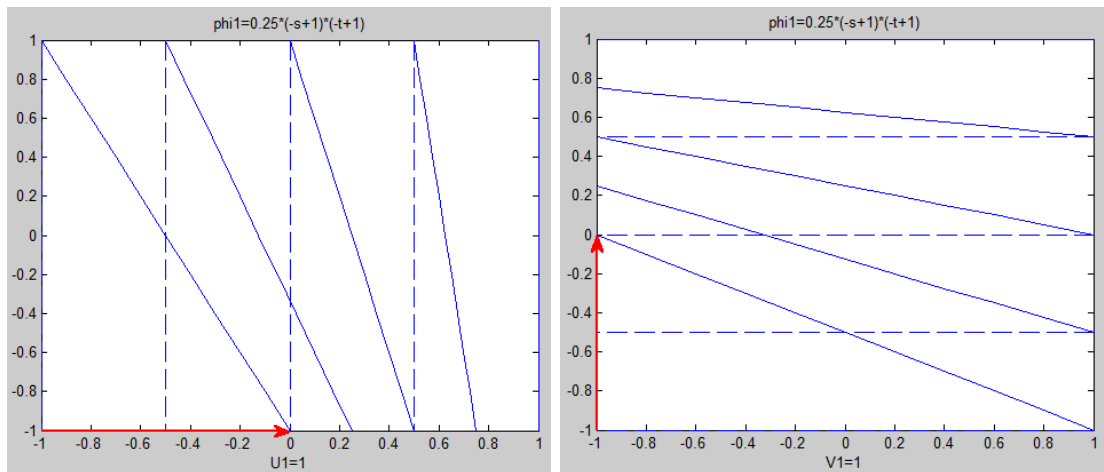


Figura 2. 5 Función de forma asociados a los grados de liberta 1 y 2 (Fuente Aguiar 2010)

- Condiciones de calculo $\phi_2(s)$ y $\phi_2(t)$

$$\phi_2(s, t) = \phi_2(s) * \phi_2(t) = 0.25(1 + s)(1 - t) \quad (2-4)$$

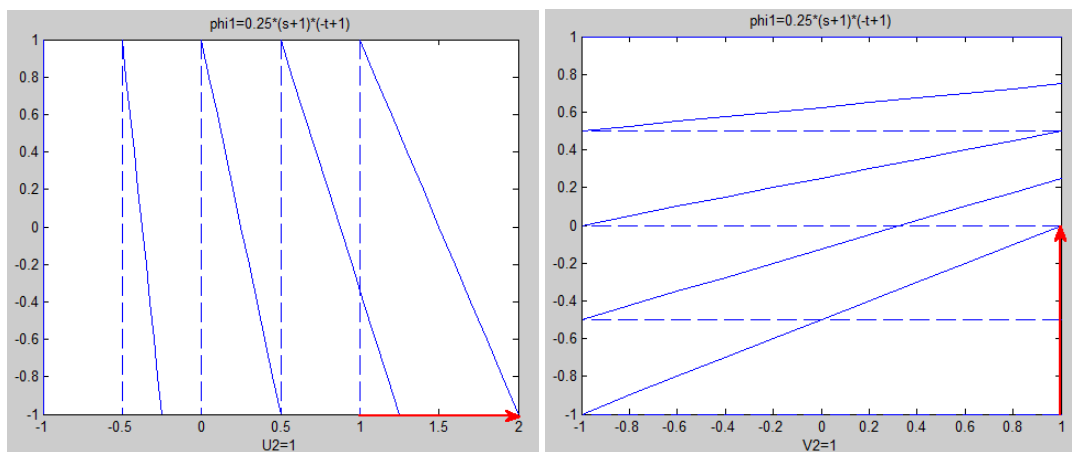


Figura 2. 6 Función de forma asociados a los grados de liberta 3 y 4 (Fuente Aguiar 2010)

- Condiciones de calculo $\phi_3(s)$ y $\phi_3(t)$

$$\phi_3(s, t) = \phi_3(s) * \phi_3(t) = 0.25(1 + s)(1 + t) \quad (2.5)$$

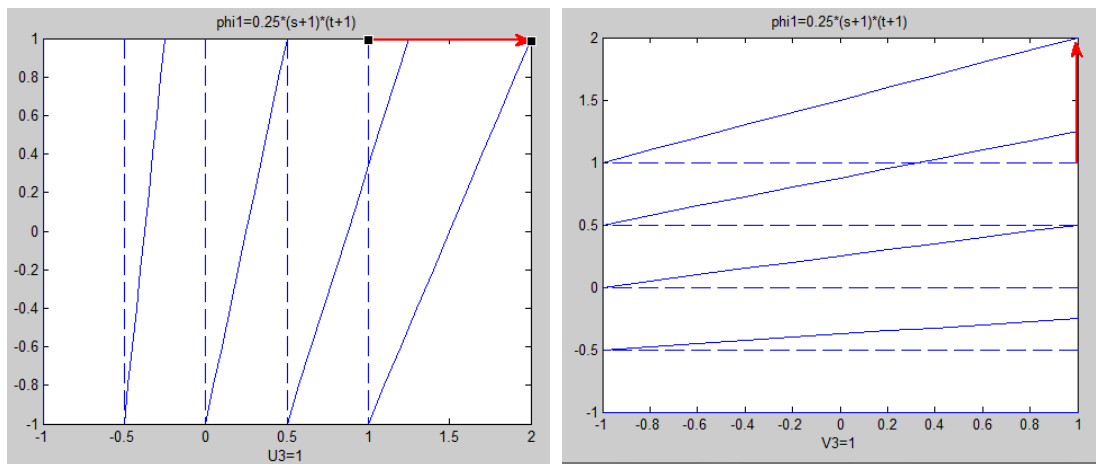


Figura 2. 7 Función de forma asociados a los grados de liberta 5 y 6 (Fuente Aguiar 2010)

- Condiciones de calculo $\phi_4(s)$ y $\phi_4(t)$

$$\phi_4(s, t) = \phi_4(s) * \phi_4(t) = 0.25(1 - s)(1 + t) \quad (2.6)$$

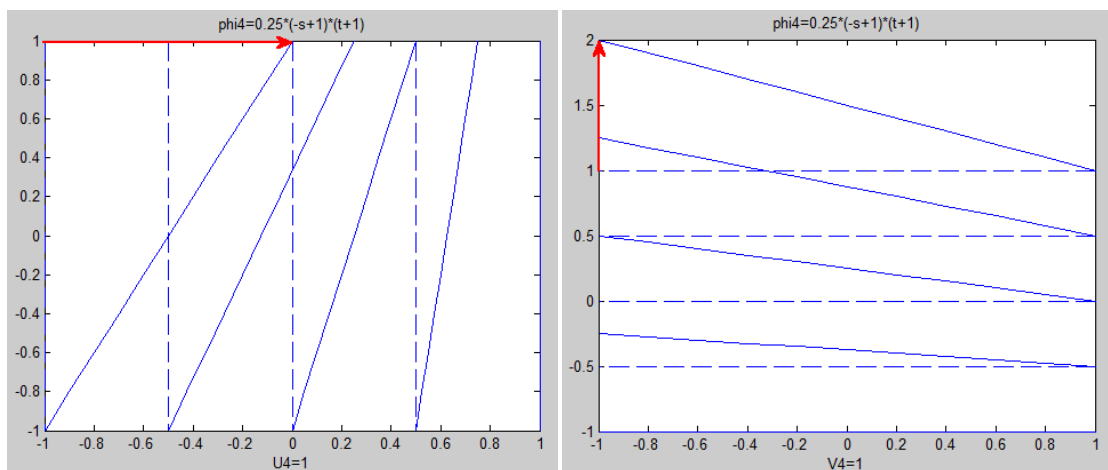


Figura 2. 8 Función de forma asociados a los grados de liberta 7 y 8 (Fuente Aguiar 2010)

- Condiciones de calculo $\phi_5(s)$ y $\phi_5(t)$

$$\phi_5(s, t) = (1 - s^2) \quad (2.7)$$

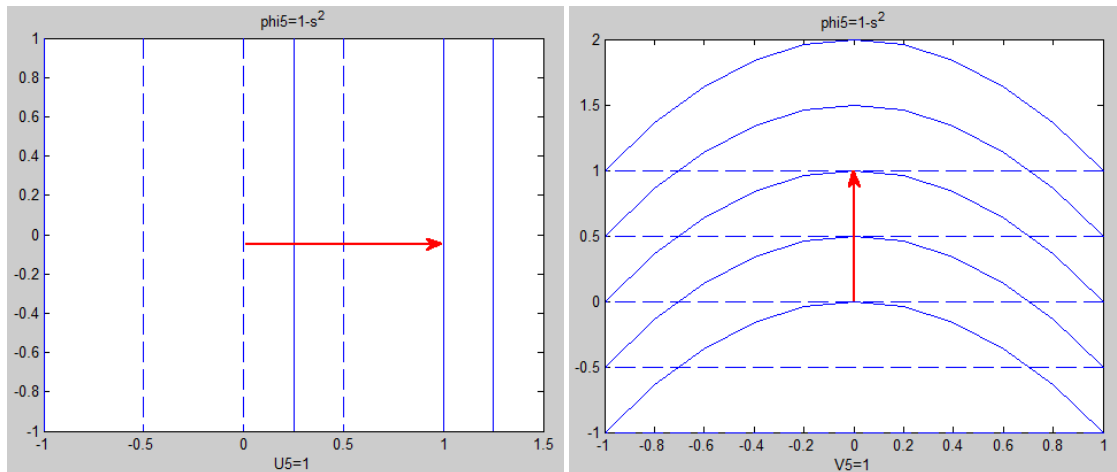


Figura 2. 9 Función de forma asociados a los grados de liberta 9 y 10 (Fuente Aguiar 2010)

- Condiciones de calculo $\phi_6(s)$ y $\phi_6(t)$

$$\phi_6(s, t) = (1 - t^2) \quad (2.8)$$

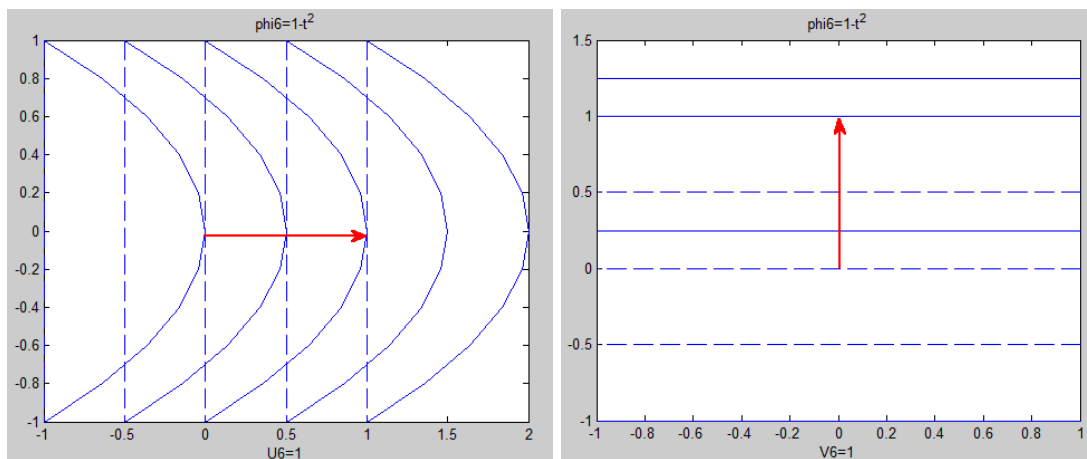


Figura 2. 10 Función de forma asociados a los grados de liberta 11 y 12 (Fuente Aguiar, 2010)

2.2.3. Derivada de las funciones de forma con respecto a " s " y " t "

Estas funciones de forma se las utiliza en la matriz de compatibilidad B.

Tabla 2. 1 Derivada de las funciones de forma con respecto a "s" y "t" (fuente Tarambís 2011)

Derivadas con respecto a "s"	Derivadas con respecto a "t"
$\frac{\partial \phi_1(s, t)}{\partial s} = -0.25(1 - t)$	$\frac{\partial \phi_1(s, t)}{\partial t} = -0.25(1 - s)$
$\frac{\partial \phi_2(s, t)}{\partial s} = 0.25(1 - t)$	$\frac{\partial \phi_2(s, t)}{\partial t} = -0.25(1 + s)$
$\frac{\partial \phi_3(s, t)}{\partial s} = 0.25(1 + t)$	$\frac{\partial \phi_3(s, t)}{\partial t} = 0.25(1 + s)$
$\frac{\partial \phi_4(s, t)}{\partial s} = -0.25(1 + t)$	$\frac{\partial \phi_4(s, t)}{\partial t} = 0.25(1 - s)$
$\frac{\partial \phi_5(s, t)}{\partial s} = -2s$	$\frac{\partial \phi_5(s, t)}{\partial t} = 0$
$\frac{\partial \phi_6(s, t)}{\partial s} = 0$	$\frac{\partial \phi_6(s, t)}{\partial t} = -2t$

2.2.4. Matriz de Compatibilidad B

En esta matriz se coloca las funciones de forma de elemento fino con respecto a " s " y " t " según la tabla 2.1

$$\varepsilon = B p \quad (2.9)$$

La ecuación 2.9 nos permite realizar una relación entre las deformadas del elemento finito y los desplazamientos, cuya relación da los siguientes valores.

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (2.10)$$

Donde ε es el vector que contiene las deformaciones del elemento finito en sentido x, y & torsión.

p es un vector que contiene los desplazamientos en función a los grados de libertad del elemento finito, como lo indica la ecuación (2.1).

y por ultimo B que es la matriz de compatibilidad, consta de 3 filas y 12 columnas. Representa las derivadas parciales de las funciones de forma de los elementos finitos con respecto a X-Y.

$$B(i) = \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i(s,t)}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial \phi_i(s,t)}{\partial y} \\ \frac{\partial \phi_i(s,t)}{\partial y} & \frac{\partial \phi_i(s,t)}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (2.11)$$

Donde i va desde 1 hasta 6

La matriz B para todas la funciones es:

$$B = \begin{bmatrix} \frac{\delta \phi_1(s,t)}{dx} & 0 & & & \frac{\delta \phi_6(s,t)}{dx} & 0 \\ 0 & \frac{\delta \phi_1(s,t)}{dy} & \dots & \dots & 0 & \frac{\delta \phi_6(s,t)}{dy} \\ \frac{\delta \phi_1(s,t)}{dy} & \frac{\delta \phi_1(s,t)}{dx} & & & \frac{\delta \phi_6(s,t)}{dy} & \frac{\delta \phi_6(s,t)}{dx} \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

En consecuencia la relación entre desplazamiento y deformaciones queda

$$\varepsilon = [B1 \quad B2 \quad B3 \quad B4 \quad B5 \quad B6] p \quad (2.13)$$

2.2.5. Matriz Jacobiana

La matriz Jacobiana es una matriz formada por las derivadas parciales de primer orden de una función.

El elemento finito considera dos sistemas de coordenadas, las reales cuyos origen es el sistema de coordenadas X,Y y las naturales cuyo origen se encuentra en el centro del elemento finito y sus coordenadas están en s y t.

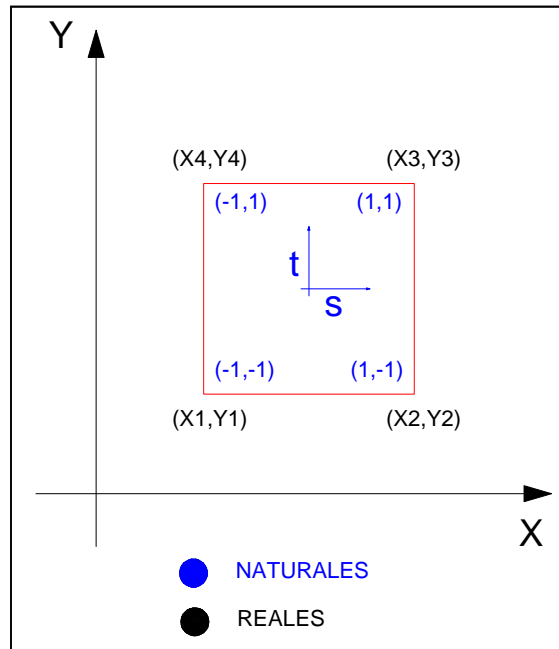


Figura 2. 11 Coordenadas Naturales y Reales (fuente Sosa 2011)

Por lo tanto para transformar de coordenadas naturales (s,t) a coordenadas reales (X, Y) se utiliza la siguiente ecuación.

$$x = 0.25[(1 - s)(1 - t)x_1 + (1 + s)(1 - t)x_2 + (1 + s)(1 + t)x_3 + (1 - s)(1 + t)x_4] \quad (2.14)$$

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

La matriz Jacobiana se encuentra definida por:

$$\mathbf{J} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial s} & \frac{\partial y}{\partial s} \\ \frac{\partial x}{\partial t} & \frac{\partial y}{\partial t} \end{bmatrix} \quad (2.15)$$

Derivando con respecto a s, t la ecuación 2.14 se obtienen los elementos de la matriz jacobina.

$$\frac{\partial x(s, t)}{\partial s} = 0.25[-(1 - t)x_1 + (1 - t)x_2 + (1 + t)x_3 - (1 + t)x_4]$$

$$\frac{\partial y(s, t)}{\partial s} = 0.25[-(1 - t)y_1 + (1 - t)y_2 + (1 + t)y_3 - (1 + t)y_4]$$

(2.16)

$$\frac{\partial x(s, t)}{\partial t} = 0.25[-(1 - s)x_1 - (1 + s)x_2 + (1 + s)x_3 + (1 - s)x_4]$$

$$\frac{\partial y(s, t)}{\partial t} = 0.25[-(1 - s)y_1 - (1 + s)y_2 + (1 + s)y_3 + (1 - s)y_4]$$

La inversa de la matriz Jacobiana nos sirve para determinar la matriz de compatibilidad B, como se indica a continuación.

$$\begin{aligned} \frac{\partial \phi_i}{\partial s} &= \frac{\partial \phi_i}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial s} + \frac{\partial \phi_i}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial s} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial t} &= \frac{\partial \phi_i}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial t} + \frac{\partial \phi_i}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial t} \end{aligned} \quad (2.17)$$

El sistema de la ecuación (2.17) se expresa en forma matricial.

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i}{\partial s} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial s} & \frac{\partial y}{\partial s} \\ \frac{\partial x}{\partial t} & \frac{\partial y}{\partial t} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial y} \end{bmatrix} \quad (2.18)$$

También se escribe como la ecuación 2.18

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i}{\partial s} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial y} \end{bmatrix} \quad (2.19)$$

De esta manera se obtiene la matriz Jacobiana inversa

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial y} \end{bmatrix} = J^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i}{\partial s} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial t} \end{bmatrix} \quad (2.20)$$

Expresada de otra manera

$$J^{-1} = \begin{bmatrix} JI(1,1) & JI(1,2) \\ JI(2,1) & JI(2,2) \end{bmatrix} \quad (2.21)$$

La evaluación de la matriz Jacobiana nos permite tener el área de influencia del punto de integración en la cuadratura de Gauss.

2.2.6. Relación Esfuerzo - Deformación

Se considerara un caso de Tensión Plana por lo que la matriz de elasticidad C_T está representada por la ecuación.

$$C_T = \frac{E}{1-u^2} \begin{bmatrix} 1 & u & 0 \\ u & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-u}{2} \end{bmatrix} \quad (2.22)$$

Donde E es el módulo de elasticidad y u es el coeficiente de Poisson.

Para el caso de deformación plana la matriz de elasticidad C_T está representada por la ecuación.

$$C_T = \frac{E(1-u)}{(1-u)(1-2u)} \begin{bmatrix} 1-u & u & 0 \\ u & 1-u & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2u}{2} \end{bmatrix} \quad (2.23)$$

Donde: E= modulo de elasticidad, u=es el coeficiente de Poisson

2.3. MATRIZ DE RIGIDEZ DEL ELEMENTO FINITO

La matriz de rigidez relaciona desplazamientos nodales con esfuerzos nodales.

La matriz de rigidez del elemento se encuentra expresado mediante las siguientes ecuaciones.

$$K_e = \int_V B^t C_T B dV \quad (2.24)$$

Integrando en coordenada naturales se obtiene:

$$K_e = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 B^t C_T B e dA \quad (2.25)$$

Aplicando la cuadratura de Gauss en los cuatro puntos, se obtiene la ecuación.

$$K_e = \sum_{i=1}^4 B_i^t C_T B_i \det(J) e P_i \quad (2.26)$$

Donde: K_e = Matriz del elemento finito, B = Matriz de compatibilidad que relaciona la deformación y el desplazamiento, C_t = Matriz de elasticidad para tensión plana, e = espesor del elemento (constante), P_i =área

2.3.1. Calculo de la Matriz de Rigidez de la Estructura

Esta Matriz está en función a los grados de libertad de la estructura, para su mayor entendimiento se realiza un ejemplo en el que se modela el suelo y la estructura.

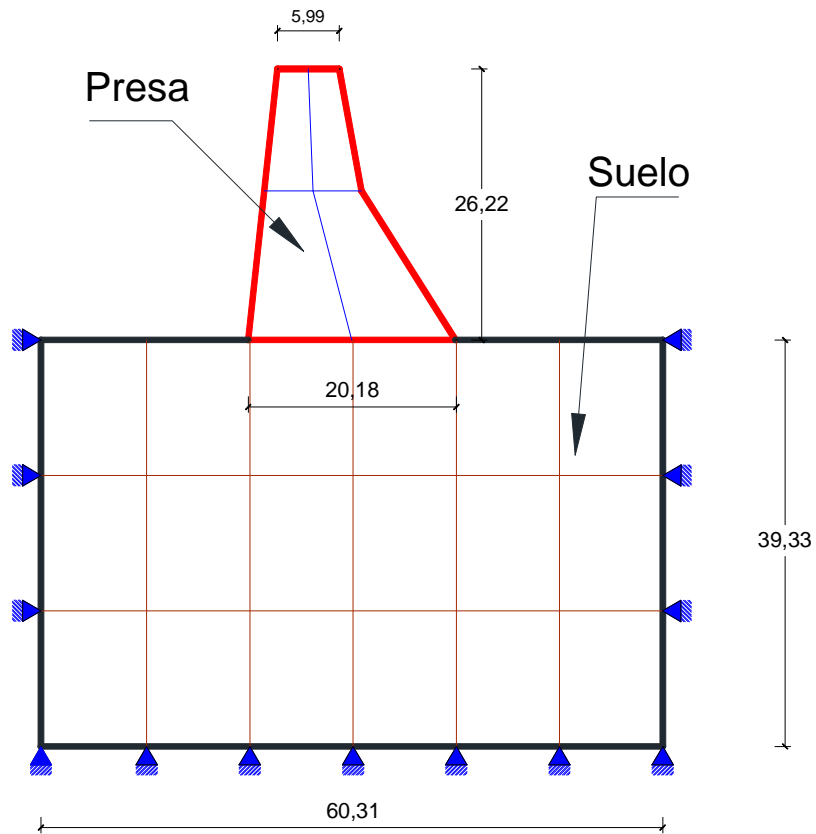


Figura 2. 12 Dimensiones del modelo de elementos finitos duelo estructura

Datos considerados para el ejemplo suelo estructura.

- **Presas**

$E = 1'800\ 000\ \text{Tn/m}^2$ (modulo de elasticidad)

$\gamma_h = 2.40\ \text{Tn/m}^3$ (peso especifico del hormigón)

- **Suelo**

$E_s = 2'039\ 432\ \text{Tn/m}^2$ (modulo de elasticidad del suelo)

$\gamma_s = 3.00\ \text{Tn/m}^3$ (peso especifico del suelo)

Con estos datos procedemos ha calcular la matriz de rigidez del elemento finito.

- **Primero** para ello se enumera los elementos finitos y los nodos como se indica en el figura (2-13)

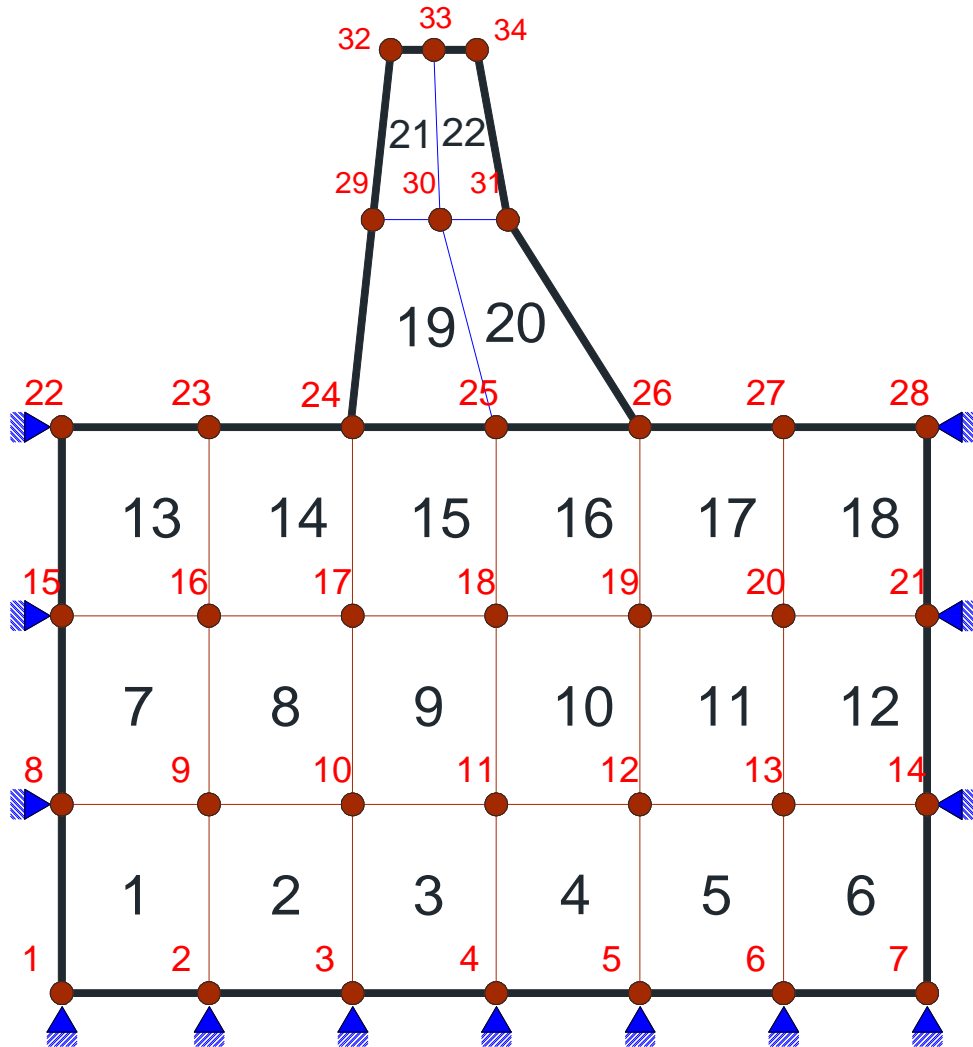


Figura 2. 13 Numeración de elementos finitos y nodos

- **Segundo** enumeramos los grados de libertad principales y secundarios.

Cabe recalcar que los grados de libertad principales son los horizontales.

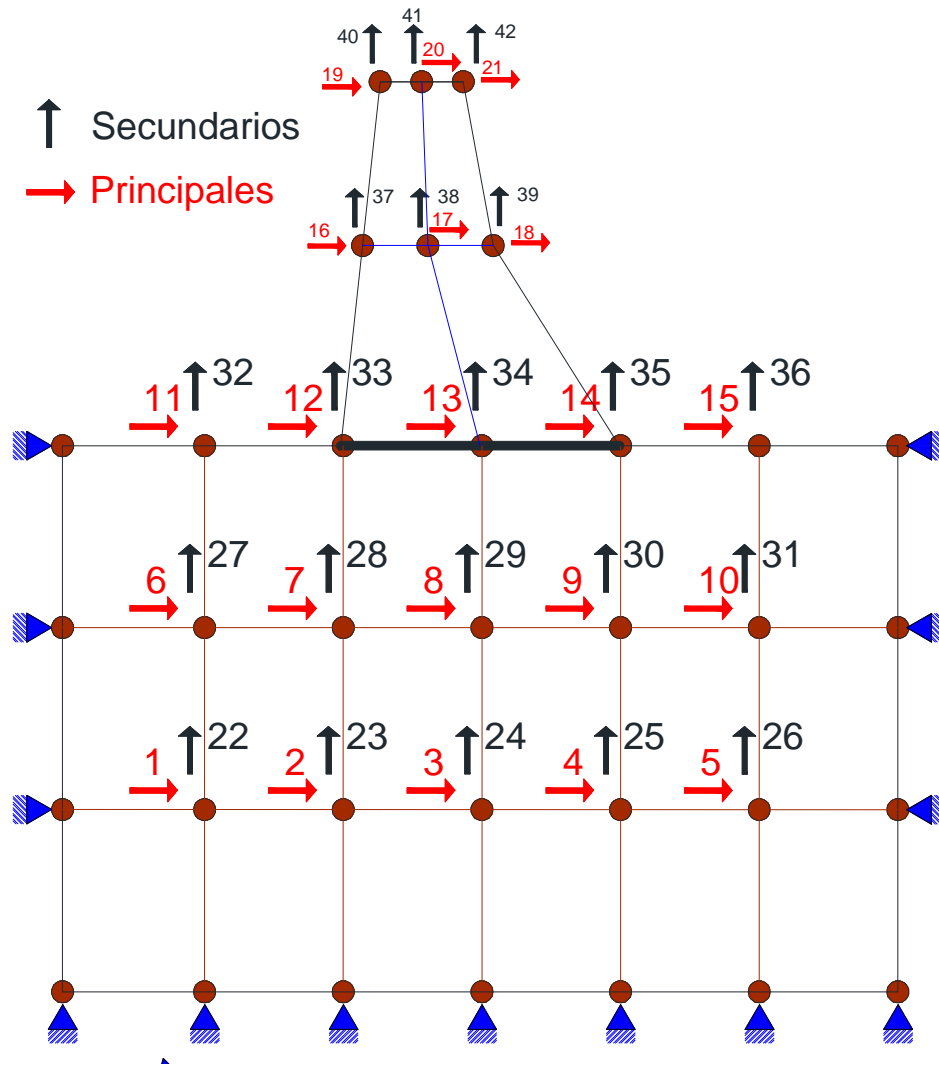


Figura 2. 14 Grados de libertad principales y secundarios

- **Tercero** se obtiene los vectores de colocación de cada elemento finito (VC), dichos vectores contiene los grados de libertad de cada nodo, y se toma en sentido anti horario comenzando por el nudo izquierdo.

Tabla 2. 2 Obtención del vector de colocación

Vector de Colocación (VC)								
nudo	1		2		8		9	
G de Libertad	Principal	Secundario	Principal	Secundario	Principal	Secundario	Principal	Secundario
Elemento 1	0	0	0	0	1	22	0	0
nudo	2		3		10		9	
Elemento 2	0	0	0	0	2	23	1	22

La tabla 2.2 nos indica los el vector de colocación de los dos primeros del ejemplo mencionado. Resumiendo el VC quedaría

Tabla 2. 3 Vector de colocación

Elemento	VC							
1	0	0	0	0	1	22	0	0
2	0	0	0	0	2	23	1	22

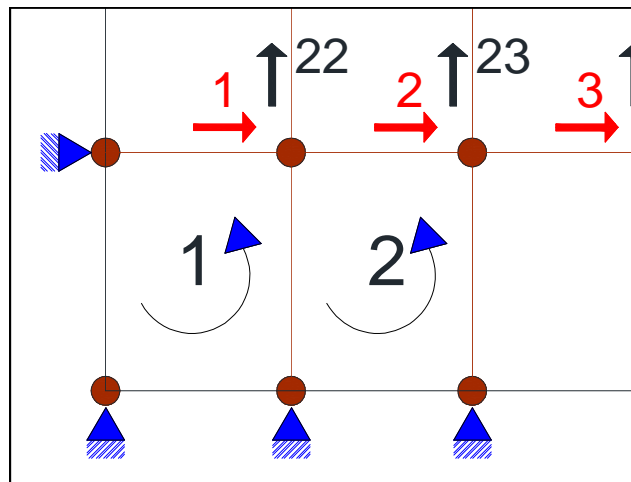


Figura 2. 15 Diagrama para obtener el vector de colocación

- **Cuarto** se obtiene de cada elemento finito las coordenada XE y YE que son las coordenada en x & y de cada nodo.
- **Quinto** Ejecutamos el programa *rigidez_elemento_finito_presa* dentro de CEINCI-LAB, cuya característica es que considera 12 grados de libertad en el elemento finito como se indica en la figura

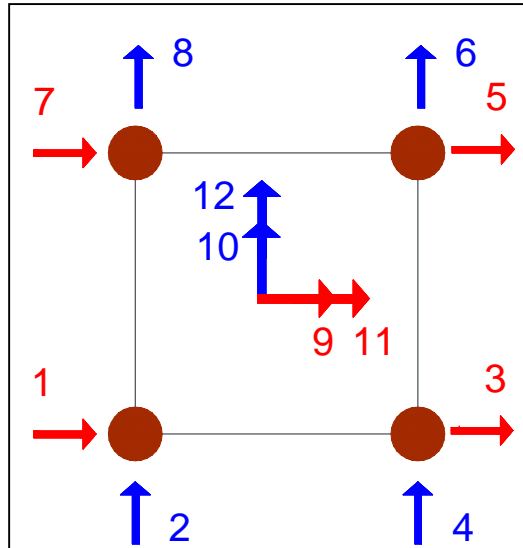


Figura 2. 16 Grados de libertad del elemento finito para la Presa

- **Sexto** Ejecutamos el programa *rigidez_elemento_finito_suelo*, el cual utiliza 8 grados de libertad del elemento finito para el suelo.

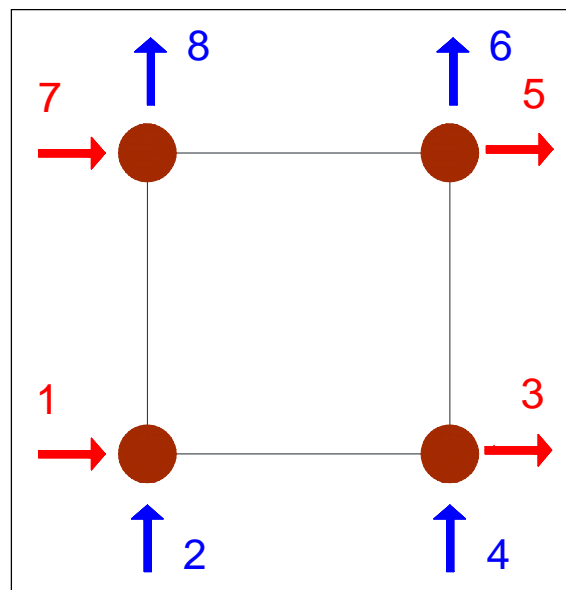


Figura 2. 17 Grados de libertad del elemento finito para el suelo

K =							
1.0e+006 *							
1.1187	0.2426	-0.9248	-0.0755	-0.7918	-0.3773	0.5978	0.2102
0.2426	0.6321	0.0894	-0.1102	-0.3547	-0.6086	0.0227	0.0866
-0.9248	0.0894	1.0988	-0.2567	0.5600	-0.0405	-0.7340	0.2078
-0.0755	-0.1102	-0.2567	0.5059	0.1470	0.0685	0.1852	-0.4643
-0.7918	-0.3547	0.5600	0.1470	1.6217	0.3272	-1.3900	-0.1194
-0.3773	-0.6086	-0.0405	0.0685	0.3272	0.9541	0.0907	-0.4141
0.5978	0.0227	-0.7340	0.1852	-1.3900	0.0907	1.5262	-0.2985
0.2102	0.0866	0.2078	-0.4643	-0.1194	-0.4141	-0.2985	0.7917

Figura 2. 18 Matriz de rigidez del elemento finito

- **Séptimo** se ejecuta el programa rigidez_estructura_presa y rigidez_estructura_suelo, se realiza el ensamblaje directo. Obteniendo así la matriz de rigidez del suelo estructura (SS) *TOTAL*.

$$SS = \left\{ \begin{array}{c} \text{ngl x ngl} \end{array} \right\}$$

En donde ngl = numero de grados de libertad

En este caso ngl = 42, por lo tanto tenemos una matriz de 42 x 42

- **Octavo** Condensamos: nos permite un reducción de la matriz en función a las coordenadas principales. Para lo cual utilizamos la ecuación 2.27, en la cual sus sub-matrices quedan de 21x21.

$$K^* = K_{aa} - K_{ab} * K_{bb}^{-1} * K_{ba} \quad (2.27)$$

$$SS = \left\{ \begin{array}{cc} K_{aa} & K_{ab} \\ K_{ba} & K_{bb} \end{array} \right\}$$

Por lo tanto mi matriz de rigidez del ejemplo me queda de 21x21 que son los grados de libertad principales.

$$K^* = \left\{ \begin{array}{c} 21 \times 21 \end{array} \right\}$$

2.4. MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL

El procedimiento de análisis modal es apropiado para calcular la respuestas de estructuras complejas de varios grados de libertad sometidas a movimientos sísmicos. La respuesta estructural es modelada como la máxima respuesta de un número de oscilaciones de un simple grado de libertad, cada uno representa un modo específico de vibración de la estructura real.

Combinando la respuesta de los modos individuales se obtienen las fuerzas espectrales equivalentes, la cortante basal y por ende el coeficiente sísmico.

El procedimiento de análisis modal tiene la ventaja de determinar la distribución real de las fuerzas laterales, de las masas y una distribución de rigideces a lo largo de la altura de un estructura irregular.

Además, considera los efectos de los modos más altos de la respuesta de una estructura, alguno de los cuales puede contribuir significativamente en la respuesta global de la estructura.

Para la solución del método de superposición modal se requiera la ecuación (2.27).

$$M\ddot{q} + C\dot{q} + Kq = Q \tag{2.28}$$

Donde:

\ddot{q} = Aceleración

M = Matriz de Masa

\dot{q} = Velocidad

C = Matriz de Amortiguamiento

q = Desplazamiento

K = Matriz de Rigidez

Q = Vector de cargas generalizadas

De la ecuación (2.28) se obtiene la ecuación (2.29) llamada **factor de participación modal** cuya resolución matemática se detalla en la tesis *ANÁLISIS SÍSMICO DE PRESAS Y CALCULO DE LAS PRESIÓN HIDRODINÁMICA APLICADO A LA PRESA MINAS-SANFRANCISCO Y PRESA TIERRAS BLANCAS (SOSA 2011)*

La ecuación (2-29) denominada factor de participación modal, nos permite pasar de un grado de libertad a un sistema de múltiples grados de libertad.

$$\gamma_i = \frac{\phi^{(i)t} * M * \tilde{b}}{\phi^{(i)t} * M * \phi^{(i)}} \quad (2.29)$$

Donde: M = Matriz de masas, $\phi^{(i)}$ = Modos de vibración, b = Es un vector unitario en función a los grados de libertad de la estructura.

2.4.1. Matriz de masas

Para obtener la matriz de masa se lo realiza mediante el modelo de *masas concentradas*, cuyo modelo nos permite realizar el análisis sísmico ante componentes horizontales.

Para el cálculo de la matriz se parte de la obtención del área cooperante correspondiente a cada nudo del sistema discretizado.

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_i \end{bmatrix}$$

Como se puede observar es una matriz diagonal y está en función de los nodos

Donde: m_i = masa correspondiente a cada nodo.

$$m_i = \frac{PT}{2 * g} = \frac{b * h * e * \gamma}{2 * g} \left[\frac{T * s^2}{m} \right] \quad (2.30)$$

Donde: b=base, h= altura, e= espesor (1) γ =peso específico, g= gravedad

2.4.2. Calculo de la matriz de masas

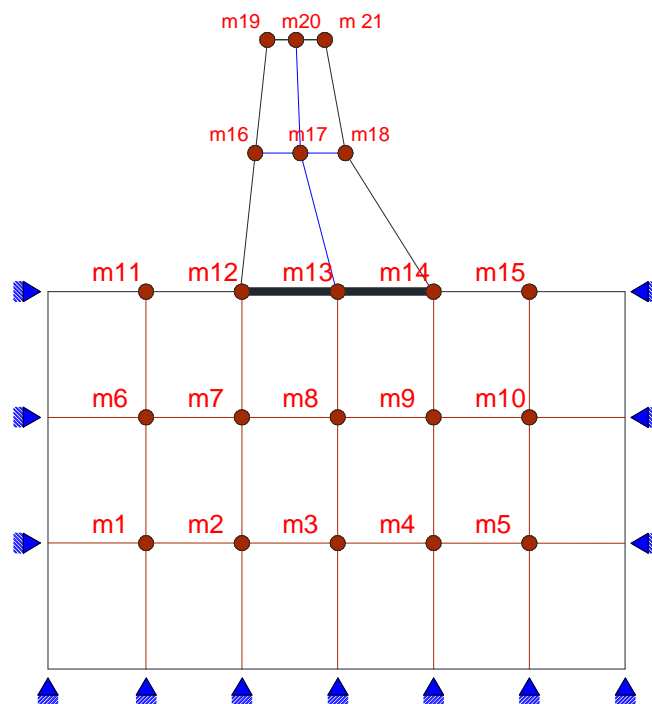


Figura 2. 19 Modelaje de la matriz de masas

Para la determinación de la matriz de masa diagonal se describe dos modelos de masa concentradas los cuales se describe a continuación.

- **Modelo de masa exterior** : en la figura 2.20 se indica cómo se considera el ancho cooperante.

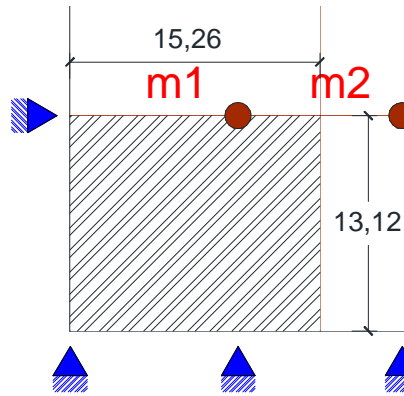


Figura 2. 20 Modelo de masa exterior

$$m = \frac{13.1 * 15.2 * 1 * 3}{2 * 9.8} = 30 \left[\frac{T * s^2}{m} \right]$$

- **Modelo masa interior:** en la figura 2.21 se indica cómo se considera el ancho cooperante.

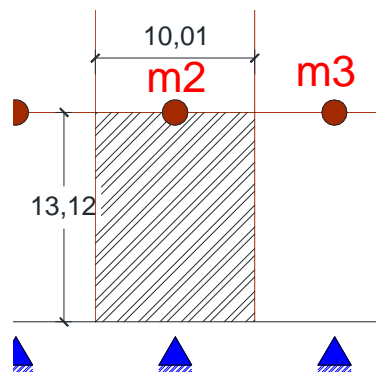


Figura 2. 21 Modelo de masa interior

$$m = \frac{13.1 * 10.0 * 1 * 3}{2 * 9.8} = 20 \left[\frac{T * s^2}{m} \right]$$

De esta manera se ensambla la matriz de masas, para el ejemplo planteado la matriz de masa es de 21 x 21

$$M = \begin{bmatrix} 30.25 & & \\ & 20.16 & \\ & & m_{21} \end{bmatrix}$$

Para la obtención del peso total (PT) del modelo suelo estructura se aplica la siguiente ecuación.

$$PT = \sum M * g [T] \quad (2.31)$$

El peso total para el ejemplo $PT= 3921 T$

2.4.3. Modos de vibración

Los modos de vibración se obtiene atreves de las propiedades dinámicas que son:

- **Frecuencia de vibración**

$$W_{ni} = \sqrt{\lambda_i} \quad (2.32)$$

Donde : W_{ni} = Frecuencia de Vibración, λ = Valores propios

- **Periodo**

$$T_i = \frac{2 * \pi}{W_{ni}} \quad (2.33)$$

Donde: T_i = Periodo

2.4.4. Calculo de los Modos de Vibración

Para obtener el periodo y los modos de vibración se ejecuta la subrutina en Matlab `orden_eig` ingresando la matriz de rigidez y la matriz de masa.

$$[T, phi] = \text{orden_eig}(K, M) \quad (2.34)$$

En la tabla 2.4 se presenta los 4 primeros periodos

Tabla 2. 4 Periodos de vibración [seg]

#	Valor del Periodo
1	0.112
2	0.046
3	0.029
4	0.028

La ecuación (2-35) nos indica la forma del primer modo de vibración total.

$$T = \begin{bmatrix} 0.112 \\ 0.046 \\ \cdot \\ \cdot \\ T_{21} \end{bmatrix} \quad (2.35)$$

Los modos de vibración se obtiene de la subrutina orden_eig y se representan de la siguiente forma.

$$\phi^{(1)} = \begin{bmatrix} a_1 \\ \cdot \\ \cdot \\ a_{21} \end{bmatrix} \quad \phi^{(2)} = \begin{bmatrix} b_1 \\ \cdot \\ \cdot \\ b_{21} \end{bmatrix} \quad \text{****} \quad \phi^{(21)} = \begin{bmatrix} z_1 \\ \cdot \\ \cdot \\ z_{21} \end{bmatrix} \quad (2.36)$$

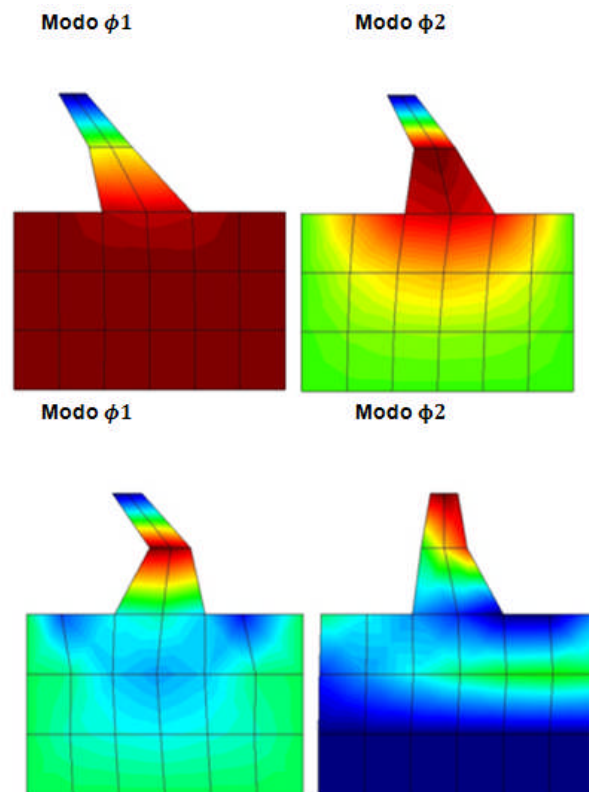


Figura 2. 22 Los cuatro primeros modos de vibración ϕ

2.4.5. Calculo Factor de Participación modal

Aplicando la ecuación 2.29 se obtiene los siguientes resultados

$$\gamma^{(i)} = \frac{[21x1]^{(i)t} * [21x21] * [21x1]}{[21x1]^{(i)t} * [21x21] * [21x1]^{(i)}} = [1x1] \quad (2.37)$$

Como se puede observar el valor de γ_i está en función de los modos de vibración. Par obtener el γ (total) se debe ejecutar la ecuación 2.29 para cada modo de vibración y sus resultados se expresan como un vector de 21x1

$$\gamma = \begin{bmatrix} 6.4 \\ 13.3 \\ \cdot \\ \cdot \\ \gamma_{21} \end{bmatrix} \quad (2.38)$$

2.5. FUERZAS MODALES

Las fuerzas modales son las fuerzas máximas en cada modo de vibración, siendo la ecuación utilizada la siguiente (2.39).

$$F^{(i)} = \gamma_i * A_{di} * M * \phi^{(i)} \quad (2.39)$$

Donde: $\gamma_i =$ Factor de participación modal, $A_{di} =$ Aceleraciones espectrales

Las aceleraciones espectrales se obtiene mediante el espectro utilizado

Calculo de las fuerzas modales

Para obtener las fuerzas modales debemos calcular el valor de A_{di} (aceleraciones espectrales) el cual está en función de los periodos de vibración como se indica en la figura

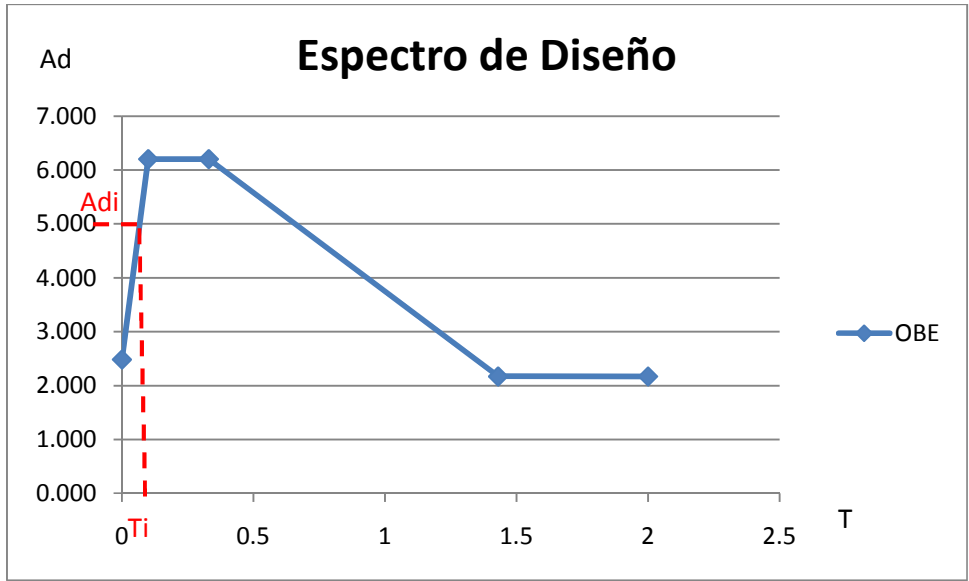


Figura 2. 23 Espectro de diseño (Jubones)

Para la obtención de las fuerzas modales se ejecuta la ecuación 2.39 para cada modo de vibración, como se indica en las ecuaciones 2.40

$$F^{(i)} = [1 \times 1] * [1 \times 1] * [21 \times 21] * [21 \times 1]^{(i)} = [21 \times 1]$$

$$F^{(1)} = \begin{bmatrix} a_1 \\ * \\ * \\ * \\ a_{21} \end{bmatrix} \quad F^{(2)} = \begin{bmatrix} b_1 \\ * \\ * \\ * \\ b_{21} \end{bmatrix} \quad * * * \quad F^{(21)} = \begin{bmatrix} z_1 \\ * \\ * \\ * \\ z_{21} \end{bmatrix} \quad (2.40)$$

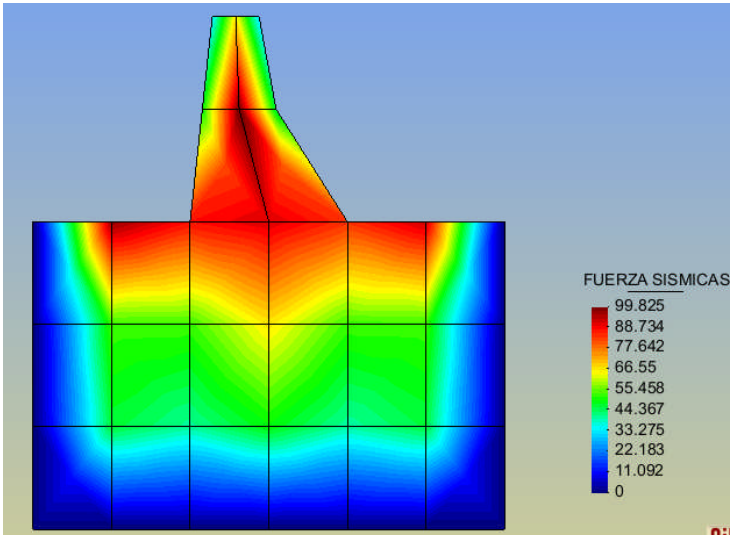


Figura 2. 24 Fuerzas Sísmicas

2.6. DESPLAZAMIENTO MÁXIMOS MODALES

Una vez obtenidas las aceleraciones espectrales de cada modo (i) se puede calcular los desplazamientos modales que se calcula mediante la ecuación

(2.41)

$$q^{(i)} = \gamma_i * \left(\frac{T_i}{2 * \pi} \right)^2 * A_{di} * \phi^{(i)} \quad (2.41)$$

Donde: γ_i = Factor de Participación modal, T_i = Periodo, A_{di} = Aceleraciones espectrales, ϕ_i = Modos de vibración.

Cuando se tiene todas las cargas que actúan sobre la estructura dentro de un vector, para hallar los desplazamientos finales se tiene:

$$q = \text{inv}(K) * Q \quad (2.42)$$

Donde K= matriz de Rigidez de la estructura, Q= vector de cargas

2.6.1. Calculo de los desplazamientos máximos modales

Se ejecuta la ecuación 2.41 para cada modo de vibración como se indica en la ecuación 2.43, para el ejemplo planteado.

$$q^{(i)} = [1 \times 1] * \left(\frac{1 \times 1}{2 * 3.1416} \right)^2 * [1 \times 1] * [21 * 1] = [21 \times 1]$$

$$q^{(1)} = \begin{bmatrix} a_1 \\ * \\ * \\ * \\ a_{21} \end{bmatrix} \quad q^{(2)} = \begin{bmatrix} b_1 \\ * \\ * \\ * \\ b_{21} \end{bmatrix} \quad \text{*****} \quad q^{(21)} = \begin{bmatrix} z_1 \\ * \\ * \\ * \\ z_{21} \end{bmatrix} \quad (2.43)$$

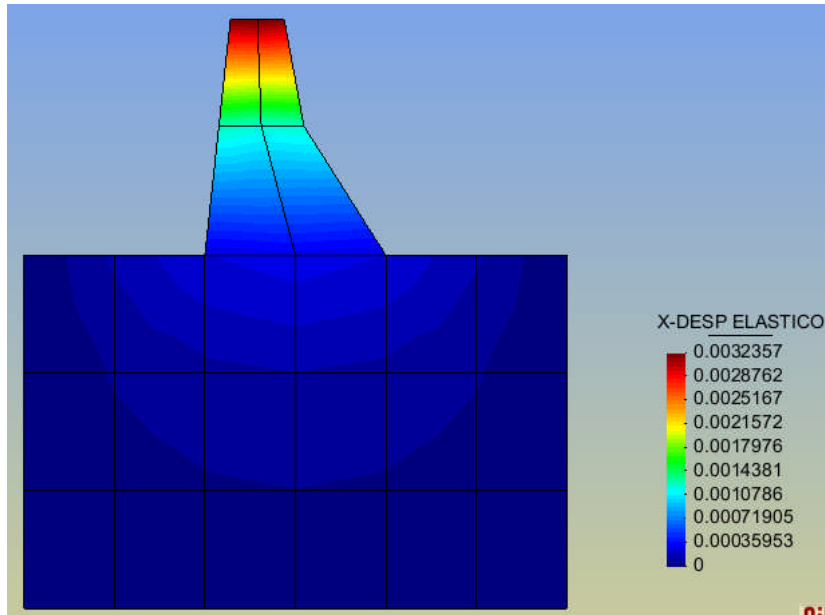


Figura 2. 25 Desplazamientos

2.7. CRITERIO DE COMBINACIÓN MODAL

Se describen dos modelos de combinación modal.

- **Máximo valor Probable**

$$r = \sqrt{\sum_{i=1}^N r_i^2} \quad (2.44)$$

Donde N= número total de modos, r= variable que se desea cambiar

- **Criterio de la doble suma**

Este criterio se usa cuando las frecuencias naturales están bastante cercanas entre sí.

$$r^2 = \sum_{i=1}^N (r_i)^2 + \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \frac{r_i r_j}{1 + \varepsilon_{ij}^2} \quad (2.45)$$

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{1 - \xi}}{\xi} \frac{W_{ni} - W_{nj}}{W_{ni} + W_{nj}}$$

Donde W_{ni} , W_{nj} son las frecuencias de vibración de los modos i, j, ξ en el amortiguamiento para cada modo de vibración.

Determinación del ξ es la parte más complicada. Una forma más refinada para obtener el método de la doble suma es aumentando la función del tiempo de duración del sismo s .

$$\varepsilon_{ij} = \frac{W_{ai} - W_{aj}}{\xi'_i W_{ai} + \xi'_j W_{aj}}$$

$$W_{ai} = W_{ni} \sqrt{1 - \xi_i^2} \quad (2.46)$$

$$\xi'_i = \xi_i + \frac{2}{s * W_{ni}}$$

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS SÍSMICO DE LA PRESA SANTA CRUZ

3.1. IMPORTANCIA DEL ANÁLISIS SÍSMICO ANTE UN EVENTO REAL

Las ondas sísmicas son las causantes de una gran cantidad de catástrofes, cuyo efecto final es la pérdida de vidas humanas, esto se deba a varios factores como son el colapso de estructuras debido a la falla del suelo y los fenómenos generados después de las ondas sísmicas ó también llamados terremotos, el más común que se genera en las costas son los Tsunamis que es el producto de una series de olas que superan los 6m de altura como se produjo en el sismo de Japón en marzo del 2011, cuyas características se encuentra detalladas en Anexos-A.

3.2. APLICACIÓN A LA PRESA SANTA CRUZ

La Presa Santa Cruz estará ubicada sobre el río Machinaza (uno de los afluentes del río Zamora) localizada en la Provincia de Zamora Chinchipe, cantón El Pangui, Parroquia Tundayme. Sus coordenadas con respecto a la intersección entre la presa y la orilla del río son (E: 779345.23m; N9593305.06m) y (E:779348.06m; N:9593271.34m).

La presa Santa Cruz aportara al país con 138.8 Mw esta cantidad de energía fomentara el desarrollo tanto rural y urbano en especial de la provincia de Zamora Chinchipe.

3.2.1. Generalidades del modelo presa Santa Cruz

Para el análisis sísmico se considero el modelo *suelo estructura*, el cual consta de dos elementos el primer elemento consta la estructura de la presa, el segundo elemento se considera la sección del suelo para lo cual consideramos, 3 veces la base de la presa y 1.5 la altura de la presa.

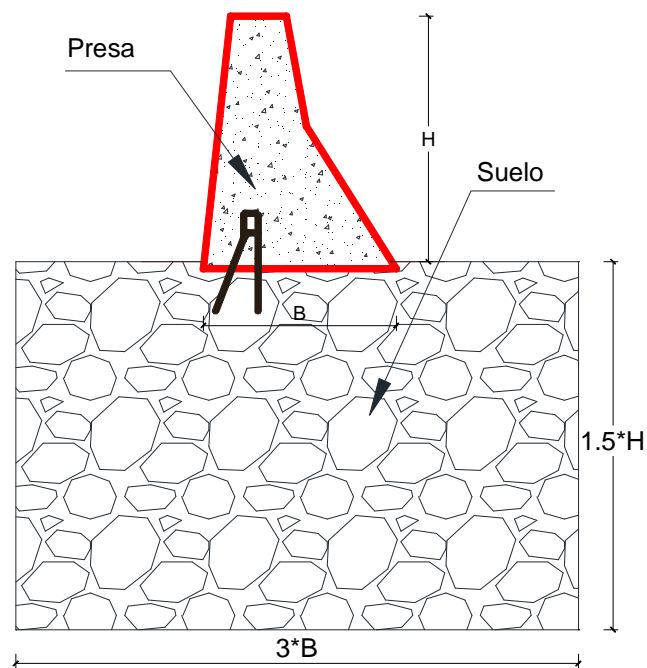


Figura 3. 1 Modelo suelo estructura

3.2.2. Propiedades de los materiales

La presa Santa Cruz presenta las siguientes propiedades.

- **Cuerpo de la presa**

Hormigón Compactado con rodillo (R.C.C)

Resistencia específica del concreto $f'c = 14 \text{ Mpa} \implies 142.85 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$

Esfuerzo a tensión $f_t = 1.2 \text{ Mpa} \implies 12.24 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$

Modulo de elasticidad = 20GPa $\implies 2'040.816.32 \left[\frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} \right]$

Coeficiente de Poisson $\nu=0.20$

- **Suelo**

Suelo tipo=Macizo rocoso

Modulo de elasticidad = 43.1 GPa $\Rightarrow 4'397.959,18 \left[\frac{Tn}{m^2} \right]$

Coeficiente de Poisson $\nu=0.20$

3.2.3. Sismos de diseño

Para el análisis sísmico se utiliza el método de superposición modal, el cual se encuentra en función del espectro de respuesta, para este proyecto se considera dos sismos de diseño, tomado el espectro del estudio de riesgo sísmico del proyecto Minas San Francisco ubicado al sur del Ecuador.

- a) OBE (Operating Basis Earthquake). Es un sismo basado en lapso de explotación del proyecto. Para el caso de este tipo de presas corresponde a una recurrencia de 500 años.
- b) MCE (Maximun Credible Earthquake). Es la magnitud del sismo máximo con recurrencia de 1.000 años.

El estudio de peligrosidad sísmica del proyecto Minas San Francisco lo realizó el Dr. Roberto Aguiar (2010) donde se obtuvieron espectro de diseño para un periodo de 970 año (MCE) y 144 año (OBE).

Para el análisis sísmico la presa Santa Cruz se utilizó un sismo MCE al 10% y OBE al 5%

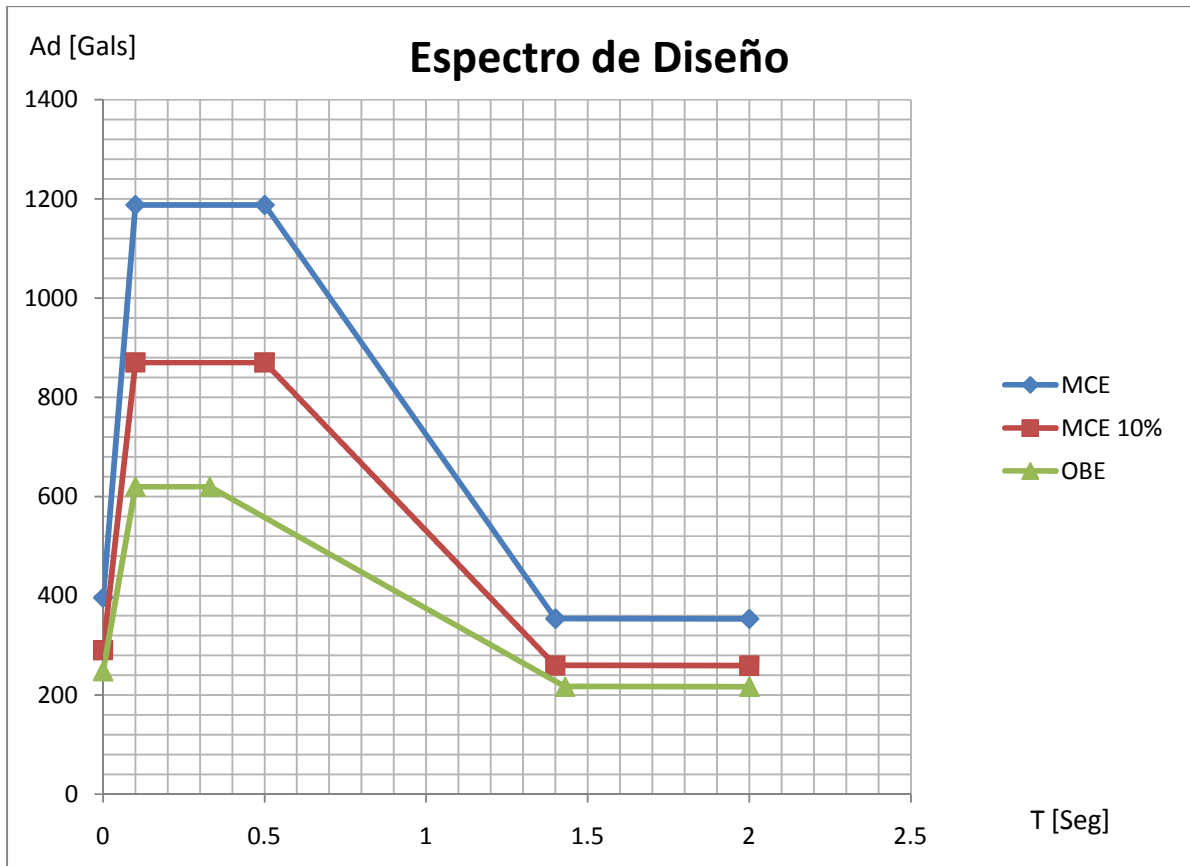


Figura 3. 2 Espectro de diseño Proyecto Minas San Francisco Aguiar (2010)

El espectro para el sismo MCE de la figura 3.22 se obtiene de la ecuación 3.1

$$T < 0.1 \quad Ad = 396 + 7920 * T$$

$$0.10 < T < 0.40 \quad Ad = 1188 \quad 3.1$$

$$0.40 < T < 1.40 \quad Ad = 1521.8 - 834.43 * T$$

$$T > 1.40 \quad Ad = 353.37$$

Donde T= periodo de la estructura; Ad= aceleraciones espectrales en Gals.

Para obtener el espectro al 5% de amortiguamiento (ξ) se debe multiplicar las ordenadas espectrales por el factor f_a definido por.

$$f_a = 2 * \left(\frac{1 + \xi}{1 + 14.68 * \xi^{0.865}} \right) \quad 3.2$$

Donde ξ = es el factor de amortiguamiento al que se desea hallar.

El espectro para el sismo OBE de la figura 3.22 se obtiene de la ecuación 3.3

$$\begin{aligned} T < 0.1 & \quad Ae = 248 + 3720 * T \\ 0.10 < T < 0.33 & \quad Ae = 620 \\ 0.33 < T < 1.43 & \quad Ae = 740.96 - 366.56 * T \\ T > 1.43 & \quad Ae = 216.78 \end{aligned} \quad 3.3$$

Donde T= periodo de la estructura; Ae= aceleraciones espectrales elástica Gals.

3.2.4. Sección Transversal y Longitudinal

Para el análisis del Proyecto Santa Cruz sus dimensiones fueron tomadas a partir del corte D-D, y C-C, como se indica en las siguientes figuras.

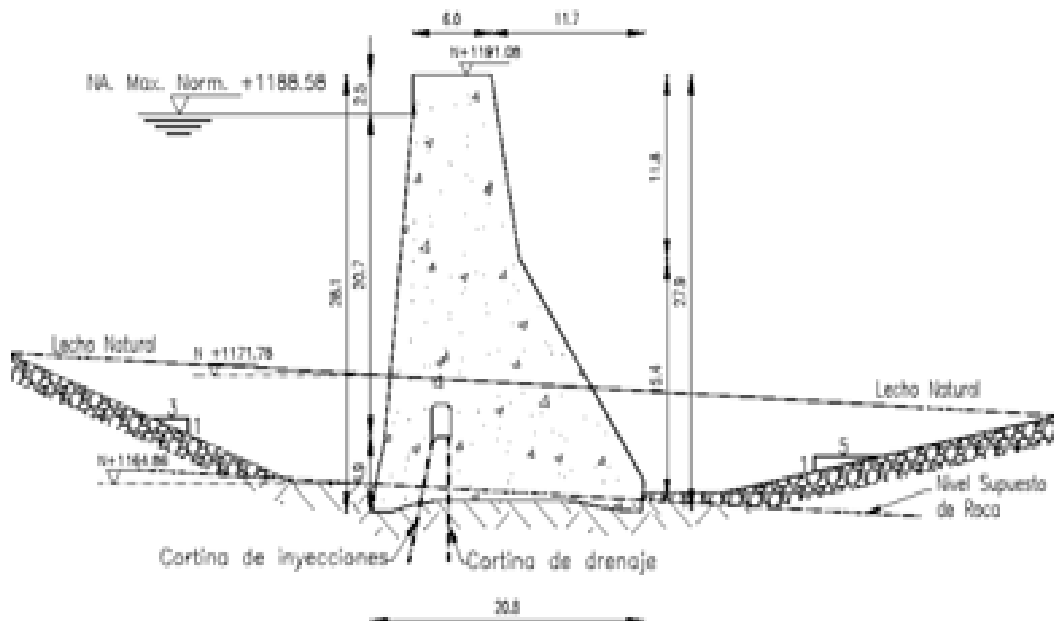


Figura 3. 3 Sección Transversal Presa Santa Cruz Corte (D-D)

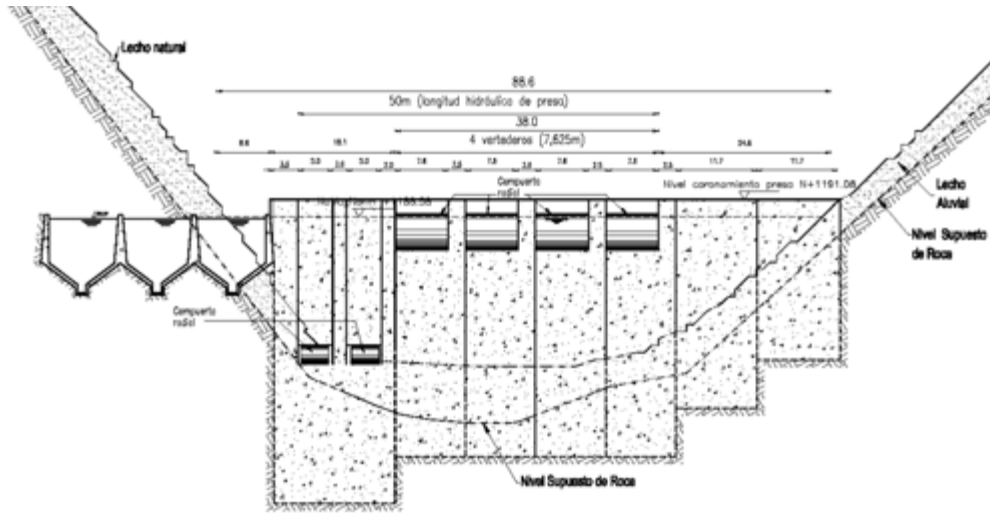


Figura 3. 4 Sección Longitudinal Presa Santa Cruz Corte (C-C)

3.2.5. Geometría de Análisis

Se obtuvieron geometrías equivalentes para el análisis Suelo Estructura como se indica las figuras (3.25 & 3.26)

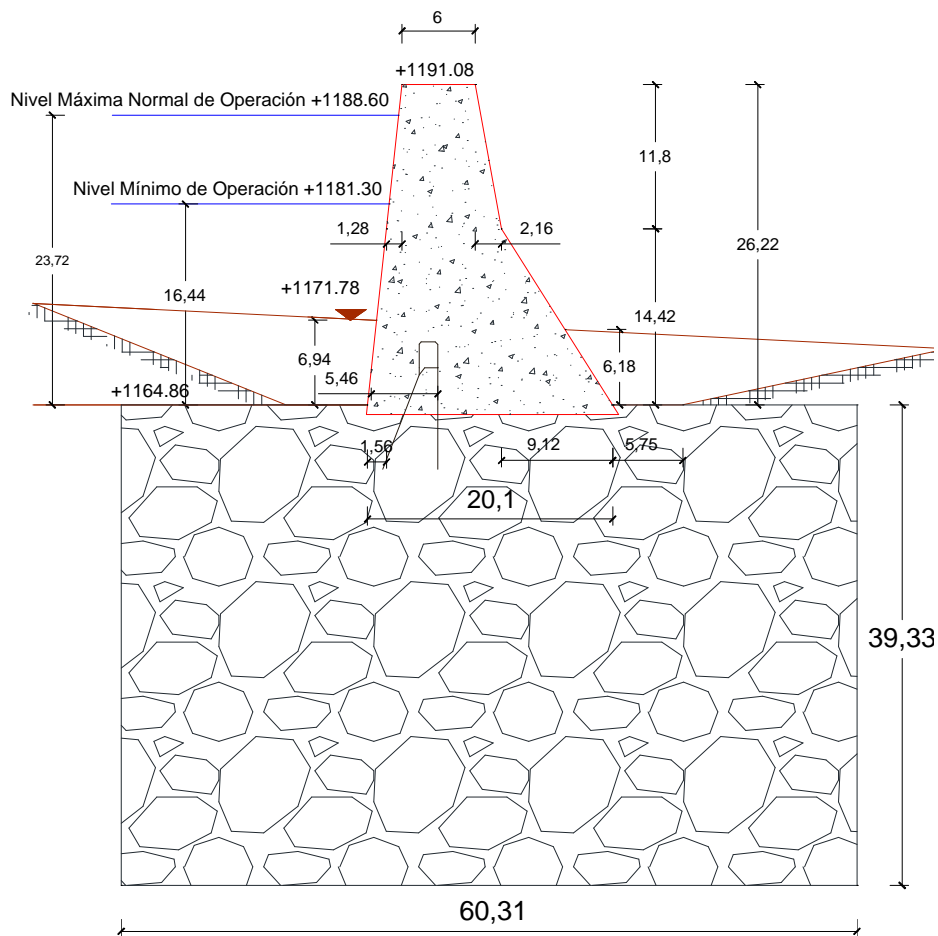


Figura 3. 5 Sección Transversal y Dimensiones de la Presa Santa Cruz

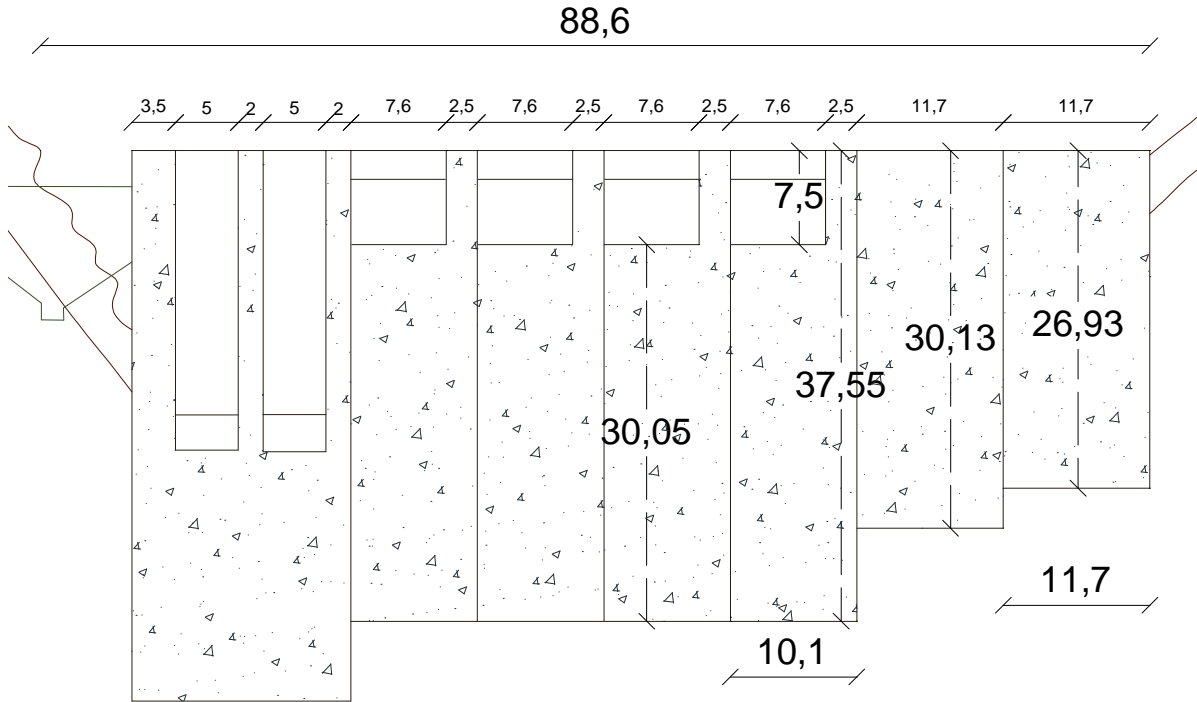


Figura 3. 6 Sección Longitudinal y Dimensiones de la Presa Santa Cruz

3.2.6. Discretización

Para el modelo suelo estructura se considera 2600 elementos finitos y 3151 nudos. Las dimensiones del elementos finitos suelo son 1.31m x 1.0 m y de la presa aproximadamente son 1.44 m x 1.01 m.

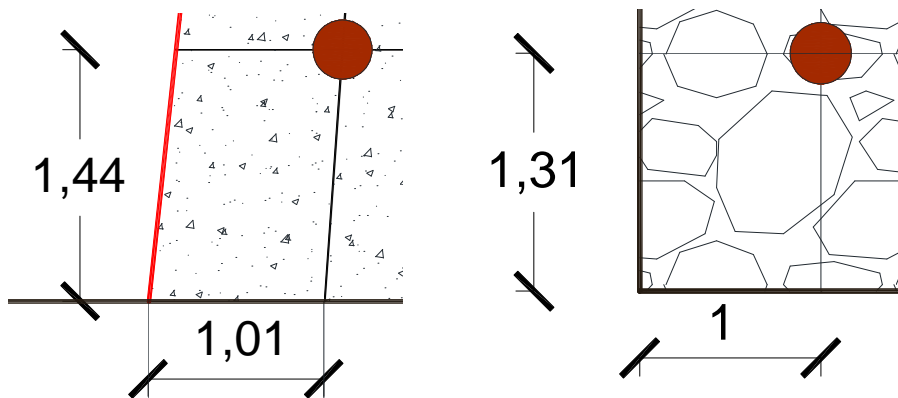


Figura 3. 7 Dimensiones elemento finito Presa y Suelo

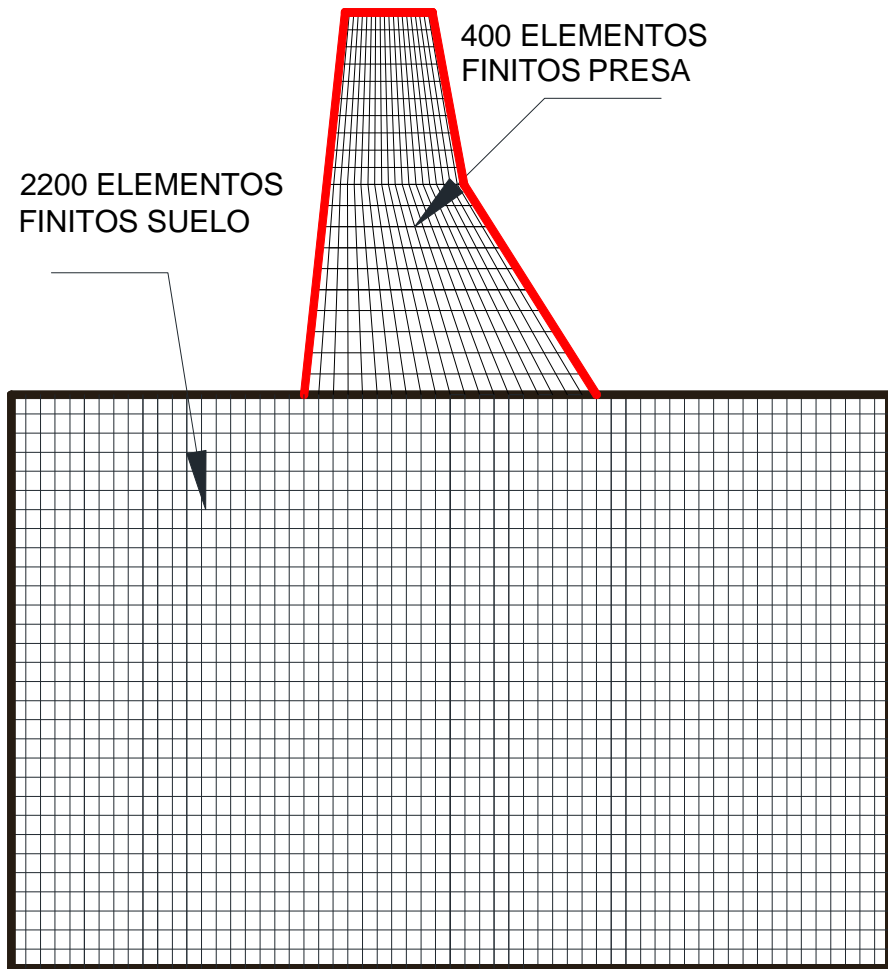


Figura 3. 8 Divisiones de los elemento finito en el Modelo Suelo Estructura

3.2.7. Concentración de masas

El modelo para la concentración de masa es idéntico al explicado en el capítulo 2 . En las siguientes figuras (3.29 & 3.30) se indican las dimensiones del ancho cooperante exterior e interior.

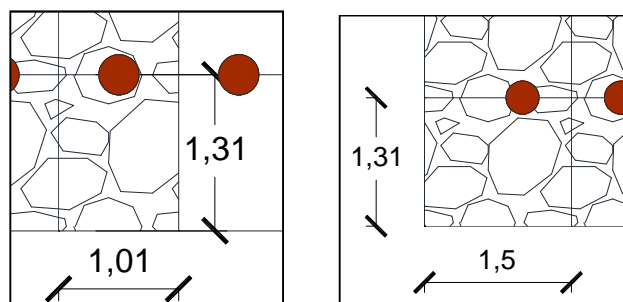


Figura 3. 9 Dimensiones del ancho cooperante interior y exterior suelo

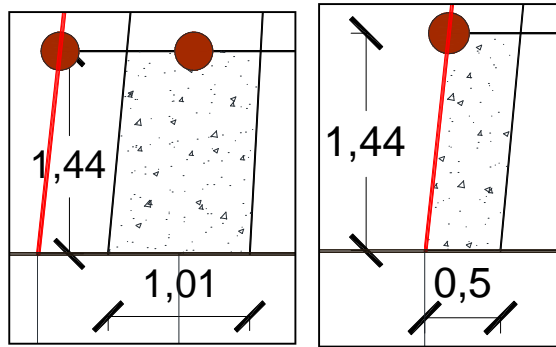


Figura 3. 10 Dimensiones del ancho cooperante interior y exterior Presa

3.3.RESULTADOS DEL ANÁLISIS

Una vez obtenido las dimensiones y el modelo de la concentración de masas procedemos a ejecutar los sub-programas de CEINCI-LAB descritos en el capítulo 2.

3.3.1. Sismo MCE al 10%

- Modos de vibración

Tabla 3. 1 Periodos de vibración en los cuatro primeros modos

#	Valor del Periodo
1	0.0723 (seg)
2	0.0286 (seg)
3	0.0207 (seg)
4	0.0150 (seg)

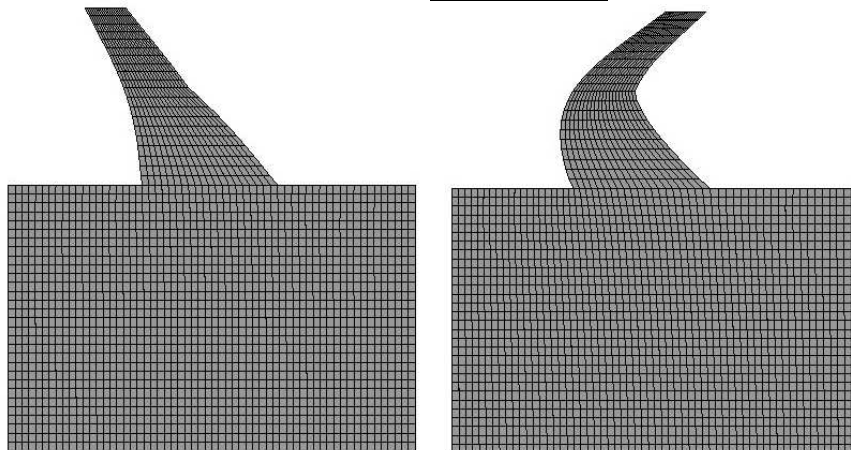


Figura 3. 11 Modo de vibración Ø1 y Ø2 sismo MCE

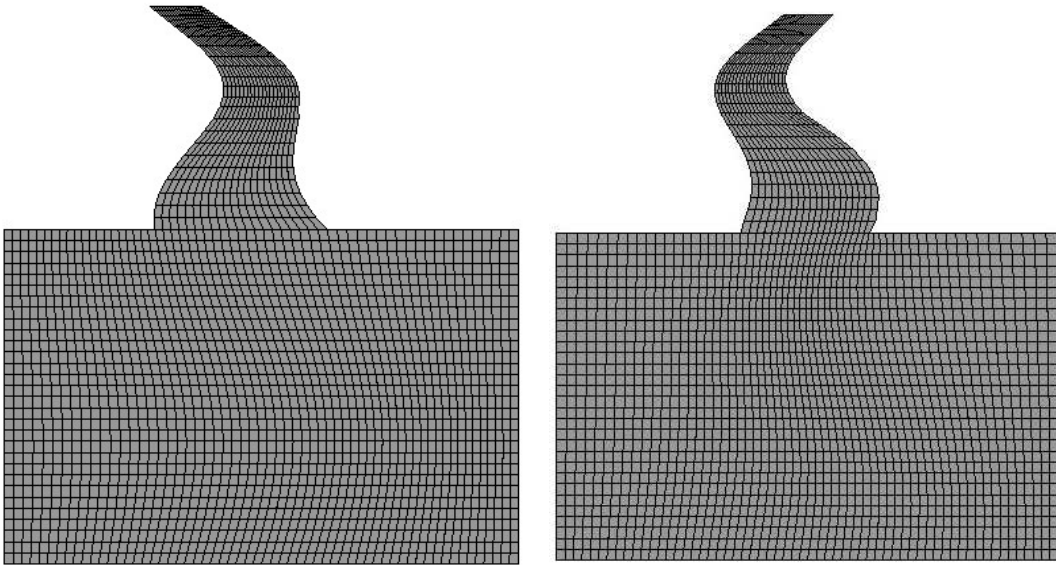


Figura 3. 12 Modo de vibración ϕ_3 y ϕ_4 sismo MCE

- Fuerzas sísmicas.

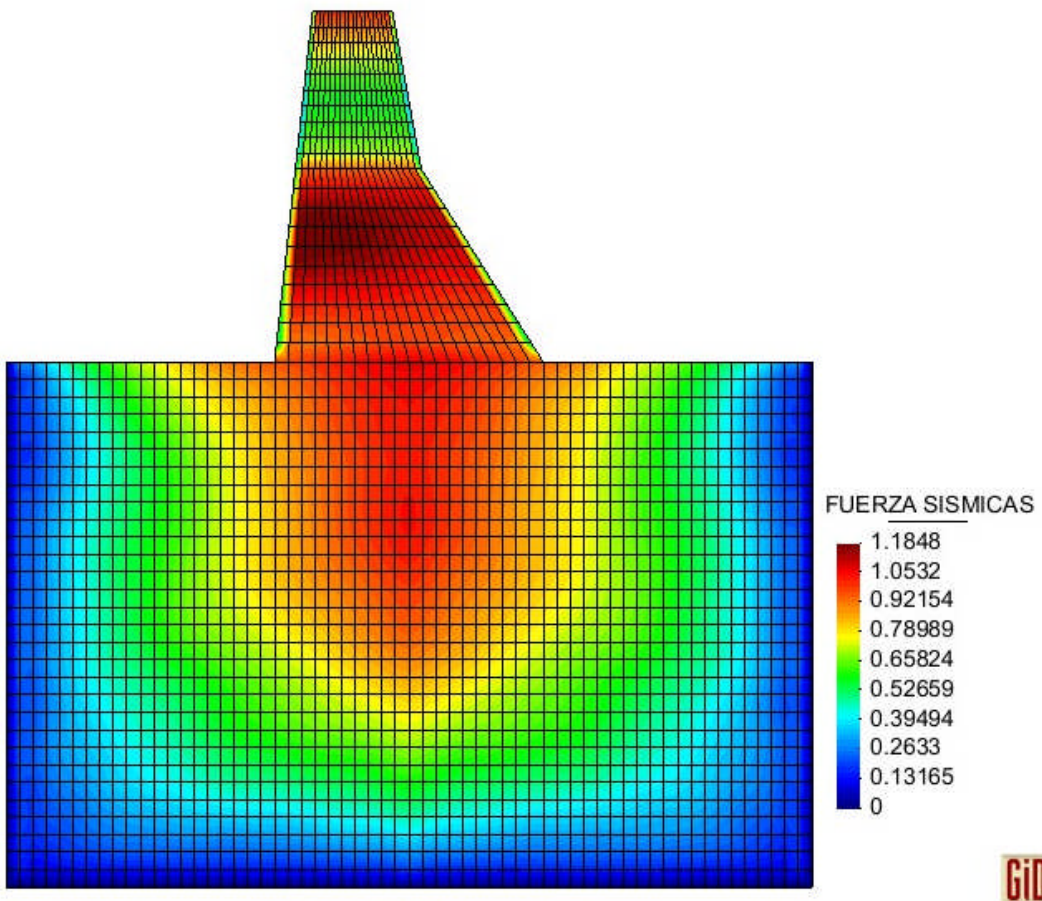


Figura 3. 13 Fuerzas Sísmicas modelo Suelo Estructura sismo MCE

- Desplazamientos en "x" y "y"

Desplazamiento máximo en $x_{max} = 0.26\text{cm}$, $y_{max} = 0.014\text{cm}$

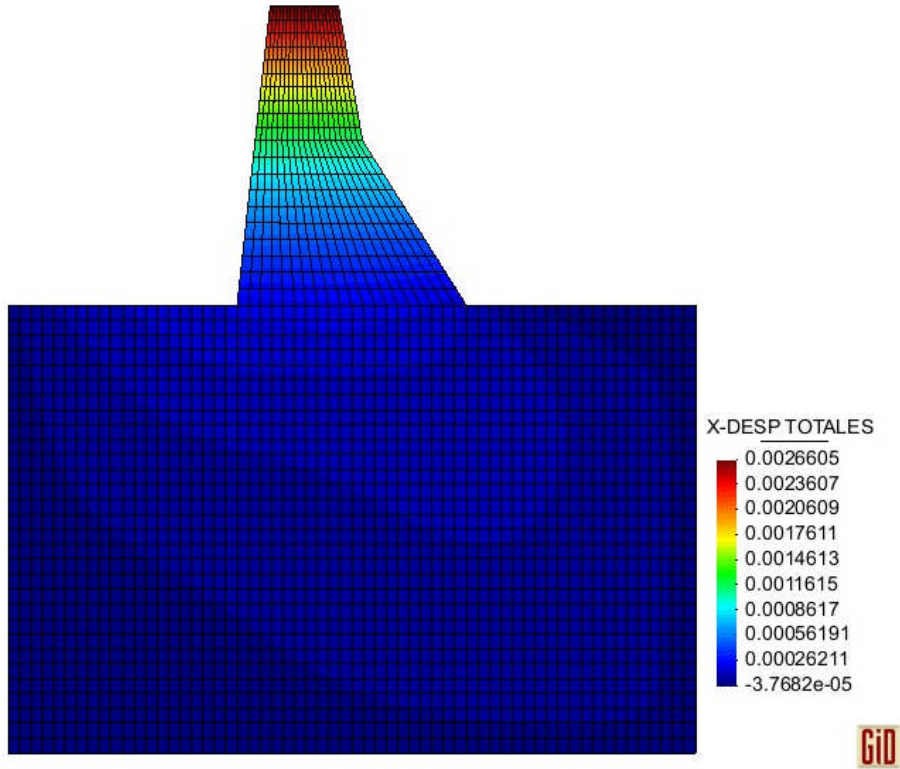


Figura 3. 14 Despeamiento "x" modelo Suelo Estructura sismo MCE

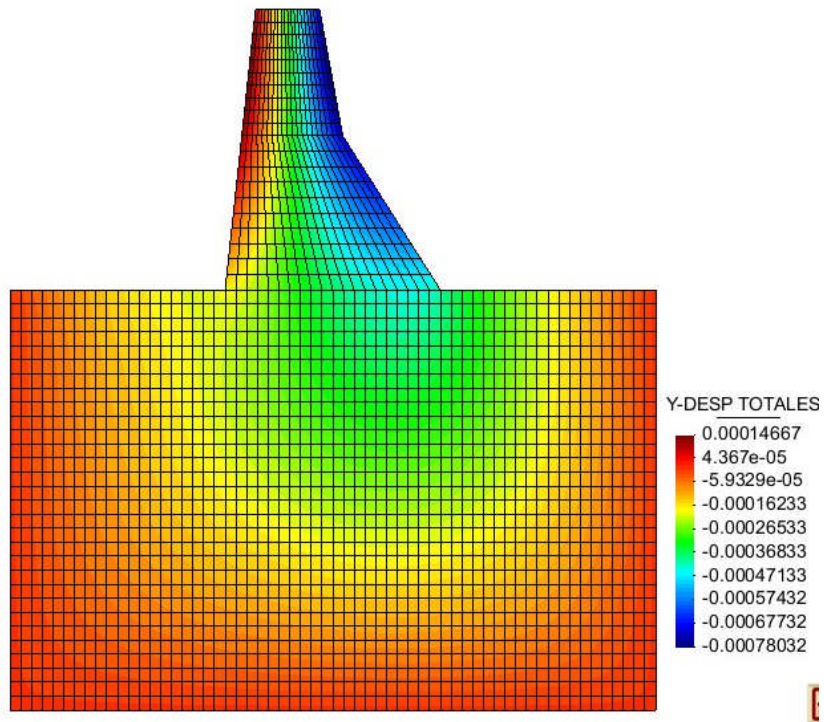


Figura 3. 15 Despeamiento "y" modelo Suelo Estructura sismo MCE

- Cortante basal [V]

$$V = \sum F_t \quad 3.4$$

Donde: Ft= Fuerza sísmica (MCE), F= 1377.6 Tn

- Coeficiente sísmico

$$\alpha = \frac{V}{PT} \quad 3.5$$

Donde: V= cortante basal, PT= Peso de la estructura, PT= 3921.9 Tn

El coeficiente sísmico del modelo suelo-estructura sismo MCE es $\alpha = 0.3513$

3.3.2. Sismo OBE al 5%

- Modos de vibración

Tabla 3. 2 Periodos de vibración en los cuatro primeros modos

#	Valor del Periodo
1	0.0723 (seg)
2	0.0286 (seg)
3	0.0207 (seg)
4	0.0150 (seg)

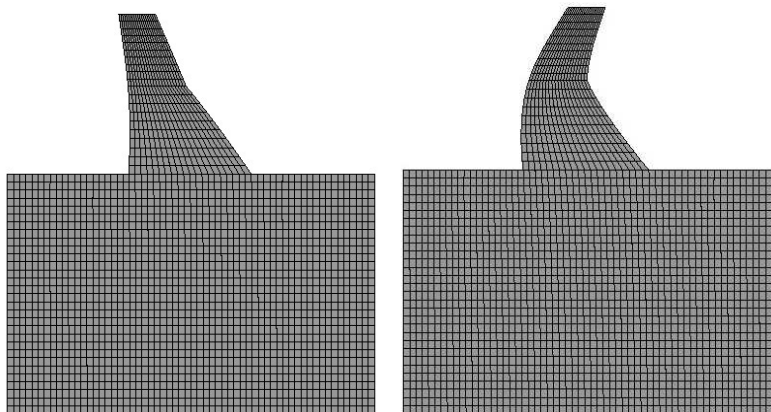


Figura 3. 16 Modo de vibración Ø1 y Ø2 sismo OBE

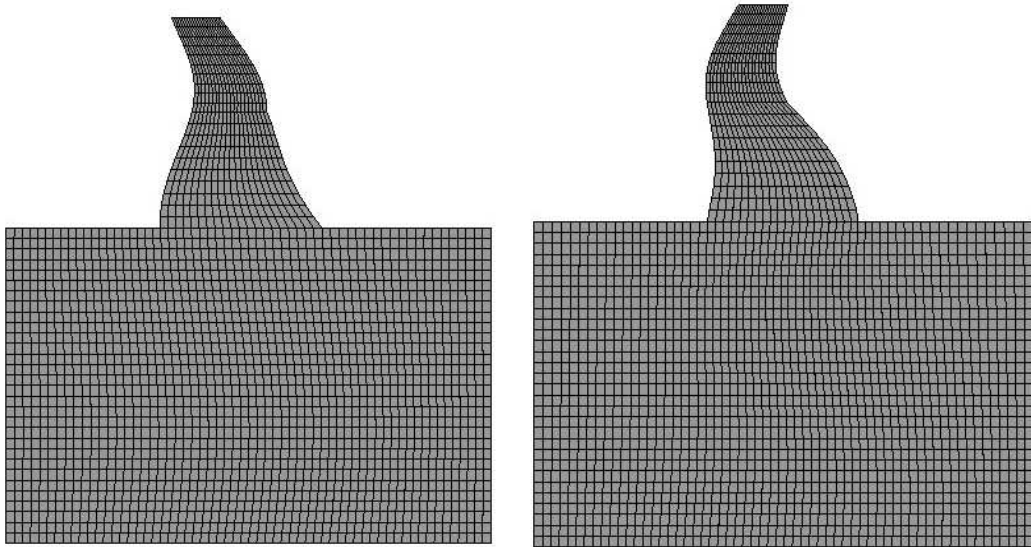


Figura 3. 17 Modo de vibración ϕ_3 y ϕ_4 sismo OBE

- Fuerzas sísmicas.

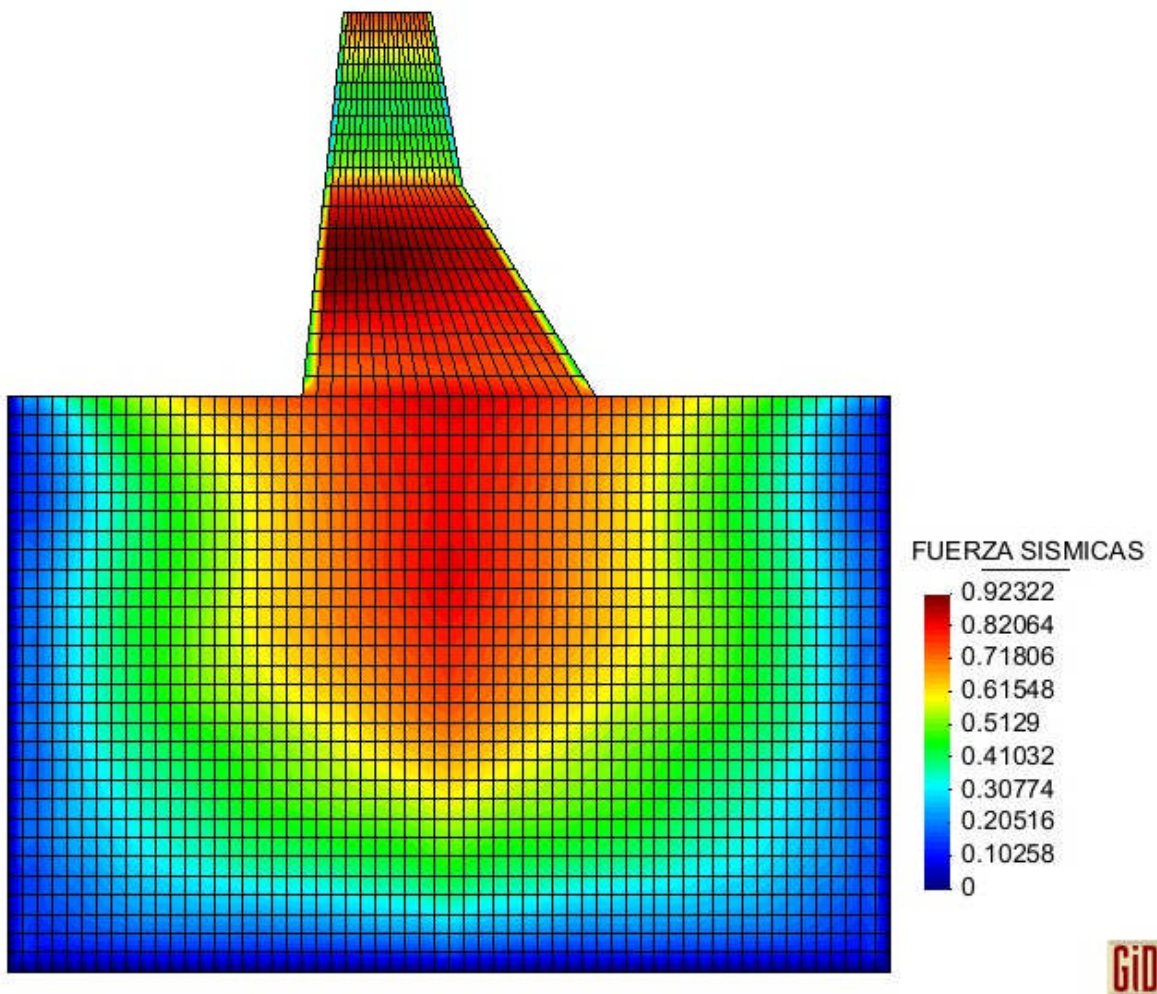


Figura 3. 18 Fuerzas Sísmicas modelo Suelo Estructura sismo OBE

- Desplazamientos en "x" y "y"

Desplazamiento máximo en $x_{max}= 0.14$ cm, $y_{max}=0.0078$ cm

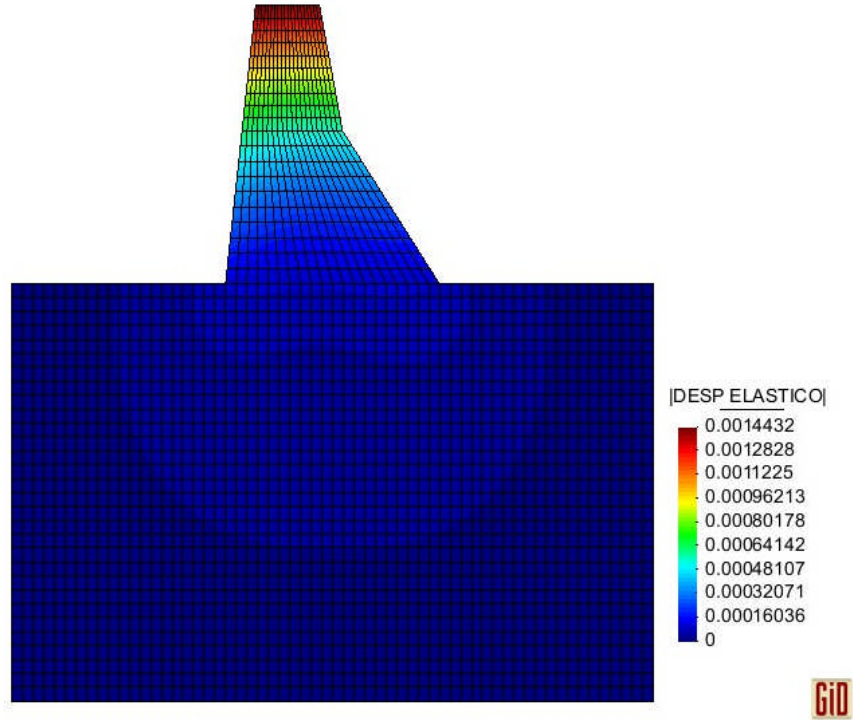


Figura 3. 19 Despeamiento "x" modelo Suelo Estructura sismo OBE

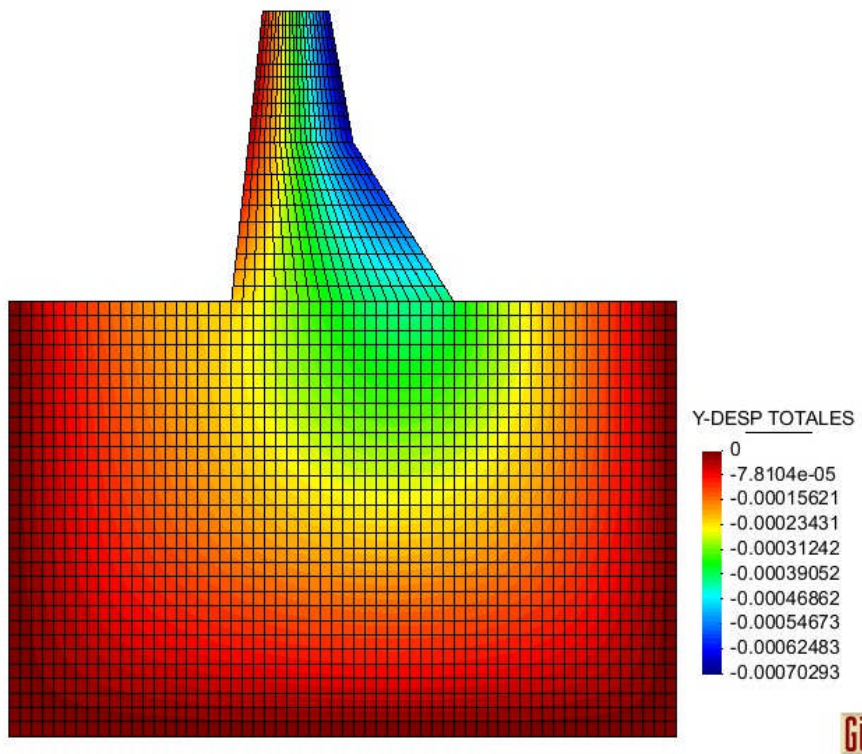


Figura 3. 20 Despeamiento "y" modelo Suelo Estructura sismo OBE

- Cortante basal [V]

$$V= 1096.3 \text{ Tn}$$

- Coeficiente sísmico

$$\alpha= 0.279$$

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS DE PRESIONES HIDRODINÁMICAS

4.1. INTRODUCCIÓN

Para garantizar la estabilidad y el buen funcionamiento de las estructuras, es esencial considerar las fuerzas estáticas y dinámicas que actúan sobre la presa. EL considerar este factor surgió a fines de los años veinte, coincidiendo con un gran números de presas en regiones sísmicas. Científicos como H.M. Westergaard, T. Karman, L.S. Leibenzon, entre otros iniciaron el progreso en las investigaciones sobre esta área.

La magnitud y distribución de las presiones hidrodinámicas sobre el paramento de agua arriba de las presas dependen de algunos factores como: La dirección, intensidad, y la forma de excitación sísmica, la configuración geométrica tanto de la presa como del embalse, comportamiento de la estructura, frecuencias propias del embalse, etc. El grado de exactitud con el que se deben considerar cada uno de esos factores depende en parte de la magnitud relativa de las presiones hidrodinámicas frente a la del resto de las fuerzas actuantes sobre la presa.

4.2. PRESIONES HIDROSTÁTICAS

Es la acción producida por el agua en reposo, es decir las capas superiores oprimen a las inferiores, generando una presión debido al peso. La presión en un punto determinado del liquido deberá depender entonces de la altura de la columna de liquido que tenga por encima suyo.

Para el cálculo de las presiones hidrostáticas se aplica la ecuación (4.1)

$$Phs = pe * y \left[\frac{T}{m^2} \right] \quad (4.1)$$

Donde: Phs= Presión hidrostática, pe= peso específico del liquido, y= profundidad a la que se desea calcular.

4.2.1 Descripción del método

- Obtenemos las presiones hidrostáticas mediante la ecuación 4.1

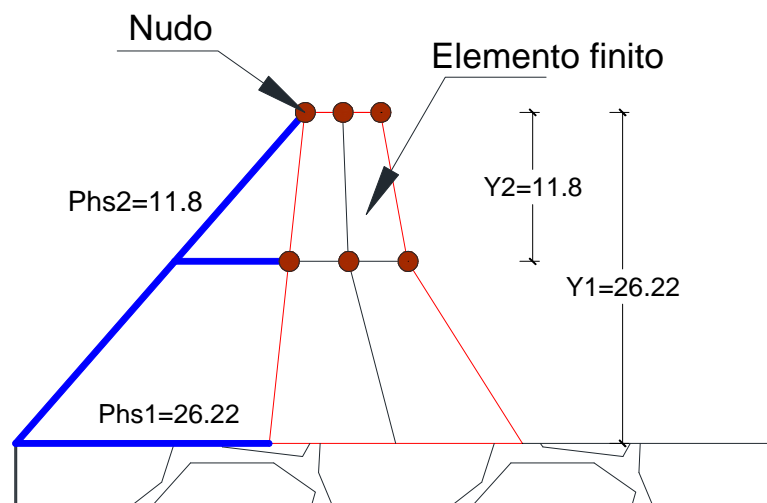


Figura 4. 1 Phs Presiones hidrostáticas(T/m2) aplicando la ecuación 4.1

- Las presiones obtenidas se desea aplicar a cada nodo del elemento finito para lo cual obtiene el promedio entre alturas h_i y h_{i+1} , este promedio se multiplica por la altura con respecto al elemento finito y por un metro de espesor , como se indica en la ecuación 4.2

$$PhsN = \left(\frac{Phs_i + Phs_{i+1}}{2} \right) * Y_i \quad (4.2)$$

Donde: PhsN=Presión hidrostática en el nodo de la cara de parea.

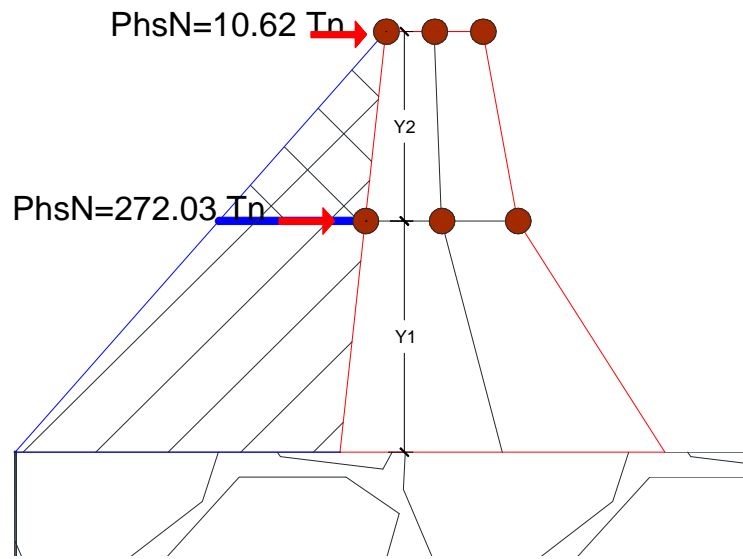


Figura 4. 2 Presiones hidrostáticas en Tn

- Una vez obtenido la presión hidrostática en el nodo y cara del elemento finito se debe distribuir en todos los nudos de la presa como se indica en la figura 4.3

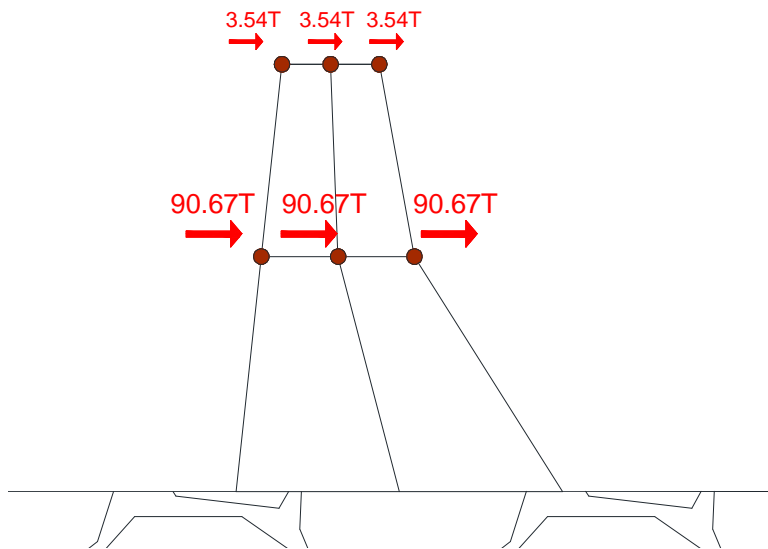


Figura 4. 3 Presiones hidrostáticas en Tn

4.2.2 Aplicación de las presiones hidrostáticas en la Presa Santa Cruz

Para el análisis de las presiones hidrostáticas, se realizaron mediante dos consideraciones al inicio de la vida útil y al final de la vida útil.

- Inicio de la vida útil

Para lo cual se considera el nivel del embalse a analizar igual al nivel máximo normal de operación que en este caso es la cota +1188.6 como se indica en la figura 4.4

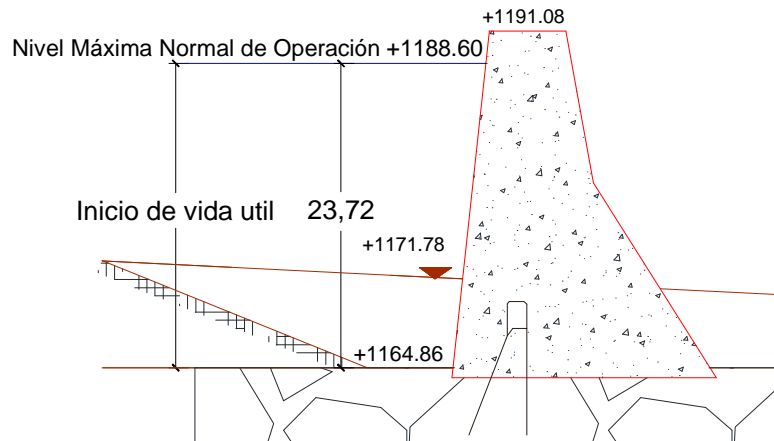


Figura 4. 4 Inicio de la vida útil

En la figura 4.5 se indican las presiones hidrostáticas (Tn/m²) de acuerdo al literal 4.1.1., en cambio en la figura 4.6 y figura 4.7 se indica la distribución de las presiones, en sentido "X" y "Y" respectivamente.

Las presiones hidrostáticas se realizaron para 20 divisiones en la cara aguas arriba de la presa .

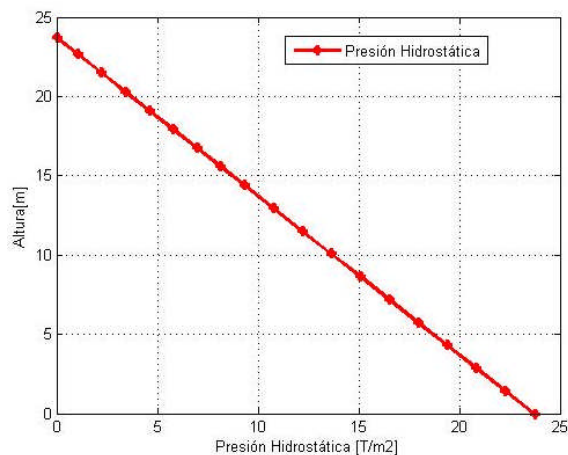


Figura 4. 5 Presiones hidrostáticas (Tn/m²) en la cara aguas arriba de la presa

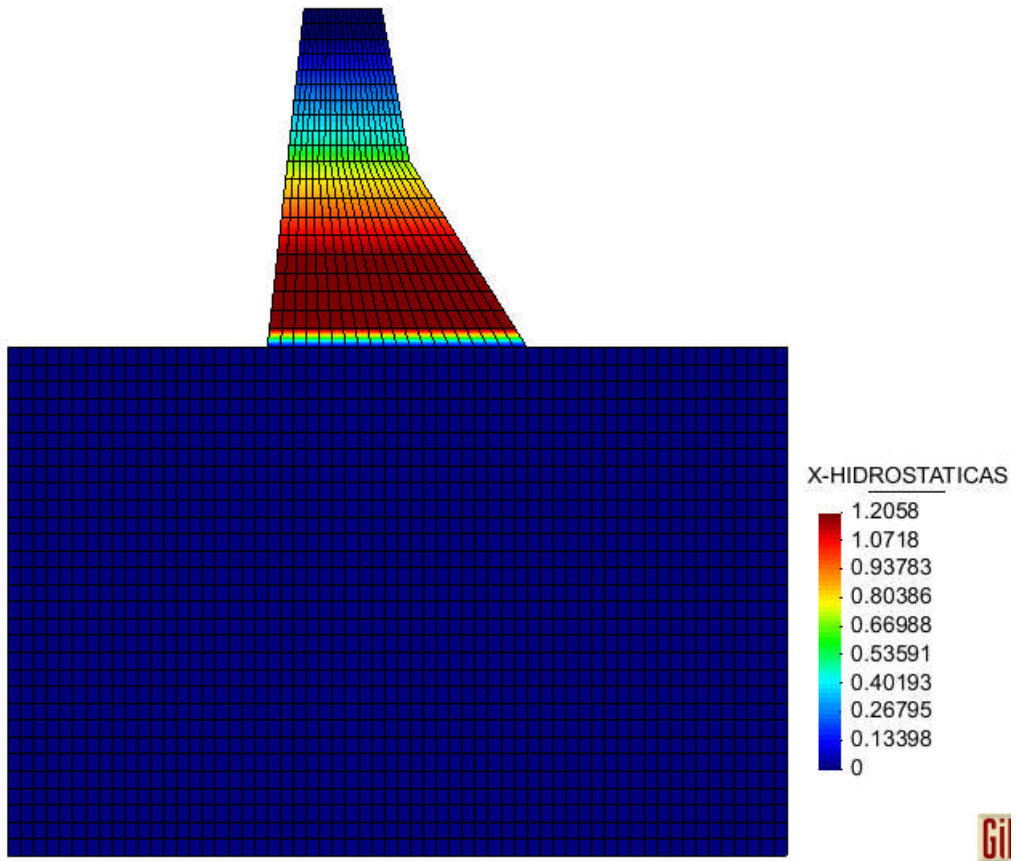


Figura 4. 6 Distribución de las Presiones hidrostáticas (Tn) en "X"

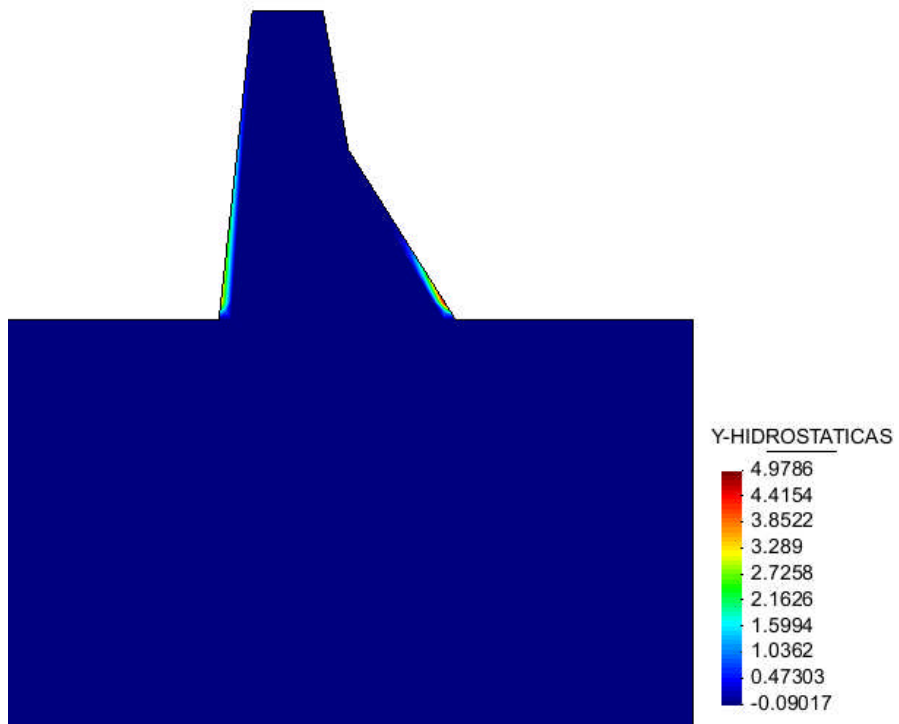


Figura 4. 7 Distribución de las Presiones hidrostáticas (Tn) en "Y"

- Final de la vida útil

Aparte de las presiones hidrostáticas, se considera que existen una acumulación de sedimentos la hasta cota +1181.30. Los sedimentos son calculados mediante la ecuación 4.3 descrita a continuación

$$P_{sed} = \gamma_{sed} * h_{(i)} * \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.3)$$

Donde: γ_{sed} = peso específico del sedimento ($1.3 \frac{T}{m^3}$), $h_{(i)}$ = altura a la que se desea calcular el sedimento, ϕ = Angulo de fricción interna (para suelos rocosos $\phi = 0$)

En la siguiente figura 4.8, nos indica los elementos que intervienen al final de la vida útil en la presa Santa Cruz. La figura 4.9 indica presión de sedimentos en Tn/m2. En la figura 4.10 indica distribución de las presiones de sedimentos en toda la presa.

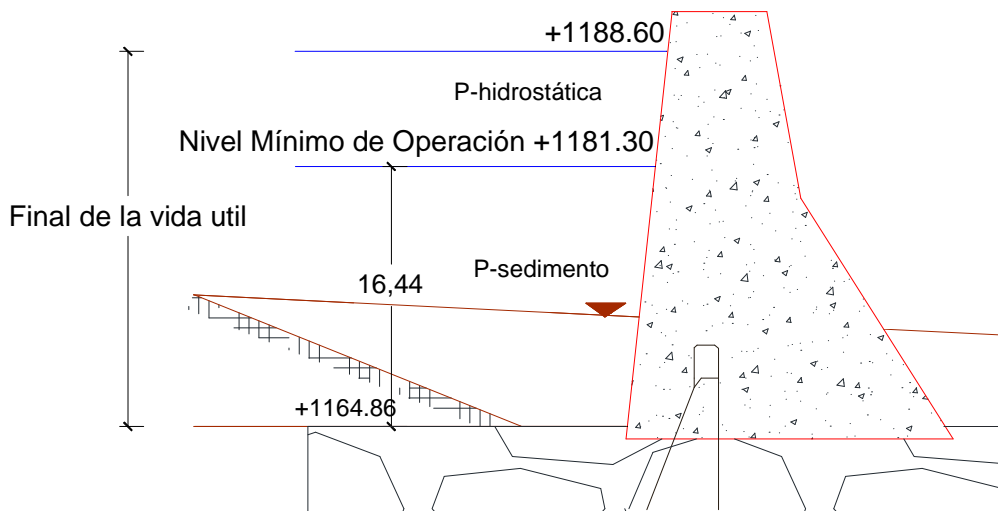


Figura 4. 8 Elementos al final de la vida útil

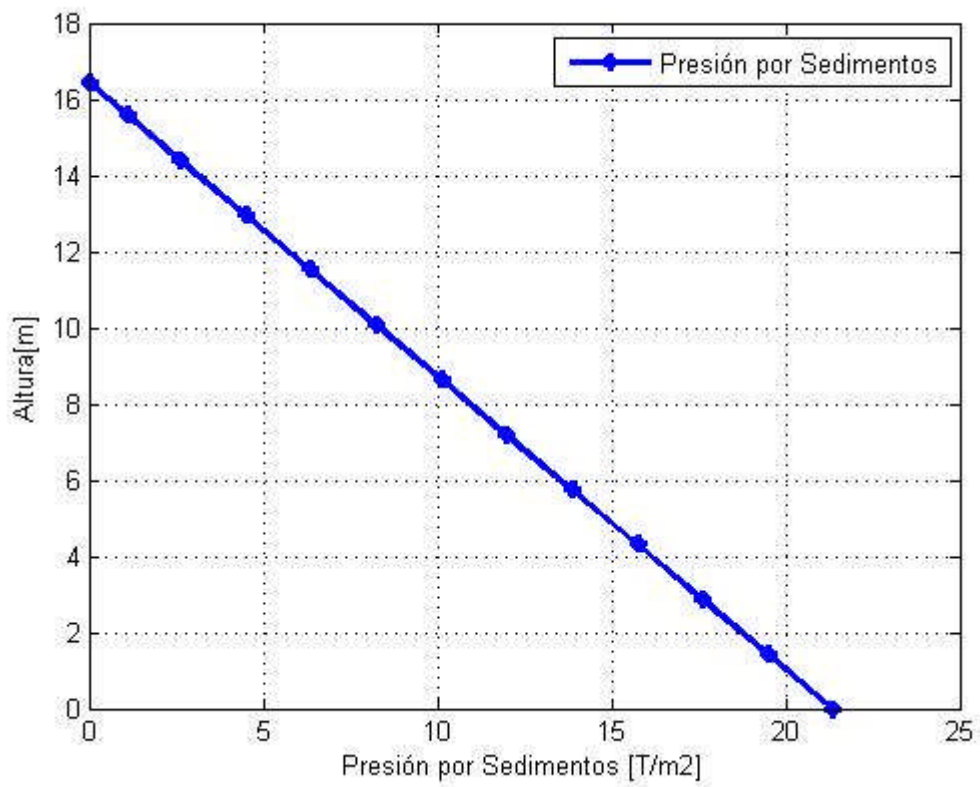


Figura 4. 10 Distribución de la presión de sedimentos en Tn

4.3. PRESIONES HIDRODINÁMICAS

Durante un sismo, la presa entra en un estado de vibración forzada, lo que produce movimientos con respecto a su posición de reposo. Estos desplazamientos perturban el estado tensional de la masa de agua, lo que origina ondas de presión, que se propagan en la masa de agua y se reflejan tanto en el contorno sólido del embalse, como en la superficie libre cuyo resultado inmediato son las presiones hidrodinámicas debido a la deformación de la presa.

Para el cálculo de las presiones hidrodinámicas del proyectos Santa Cruz se utiliza tres métodos de cálculo descritos a continuación.

4.3.1 Descripción del método propuesto por Zangar y Aplicación a la presa Santa Cruz

- **Descripción**

En 1952 Zangar realizo experimentos mediante analogías eléctricas y redes de flujo, estudiando el movimiento de una cortina rígida con paramento inclinado en un vaso de longitud infinita, asumiendo que el liquido es incompresible y también se ignoró el efecto de viscosidad (inviscido). Obteniendo así distribuciones de presiones con respecto al paramento para diversas inclinaciones. Los resultados obtenidos en forma analítica fueron comparados con ensayos experimentales, proponiendo una formula aproximada para el cálculo descrita en la ecuación 4.3.

$$P_h = C_p * \alpha * w * h \quad (4.3)$$

Donde: P_h = presión hidrodinámica, C_p = coeficiente de presión hidrodinámica, α = coeficiente sísmico, w = es la densidad del agua ($1 \frac{T}{m^3}$), h = altura desde la superficie libre del líquido.

El método de Zangar consiste en calcular un coeficiente de presiones hidrodinámicas aplicando la ecuación 4.4, para una determinada profundidad.

$$C_p = \frac{C_m}{2} \left[\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right] \quad (4.4)$$

Donde: C_p = es el coeficiente de presiones hidrodinámicas; h = altura total del embalse; y = distribución en el cual se desea calcular las presiones hidrodinámicas (medida desde la superficie); C_m es el mayor valor del coeficiente de presión hidrodinámicas obtenido en las tablas de Zangar.

Las tablas de Zangar se encuentra desarrollado para diferentes tipos de geometría.

Para el proyecto Hidroeléctrico Santa Cruz el valor de C_m se obtiene de la figura 4.12

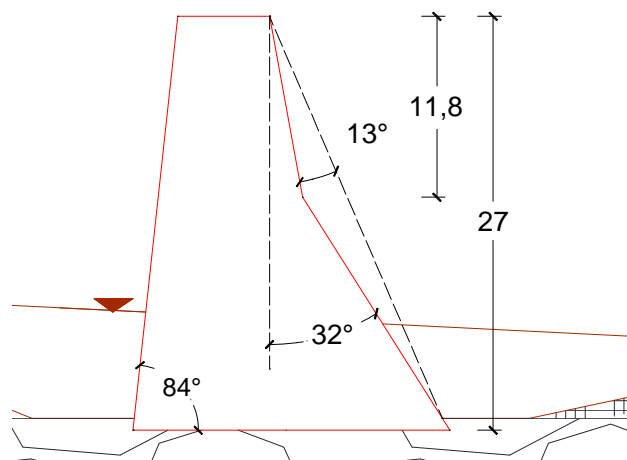


Figura 4. 11 Consideraciones para el cálculo de C_m

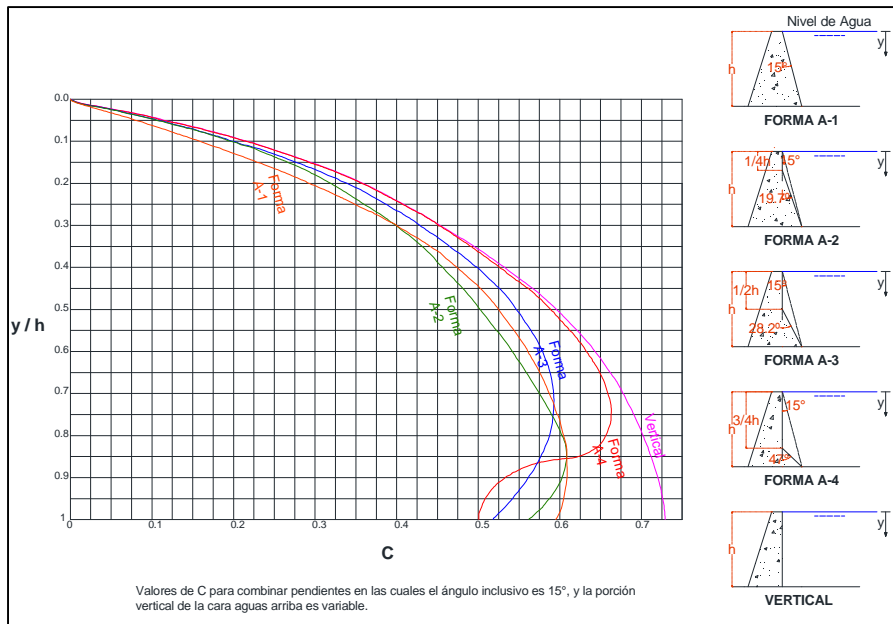


Figura 4. 12 Valoraciones de C_m para presas con ángulos inclusivo de 15 y tramo vertical variable. Fuente (Tarambís 2010)

Para el cálculo de C_m se toma la grafica de la forma A-3 en donde el valor máximo de la curva es $C_m = 0.59$.

- **Aplicación**

Sismo MCE-10% donde el valor de $\alpha = 0.352$

- *Inicio de la vida útil*

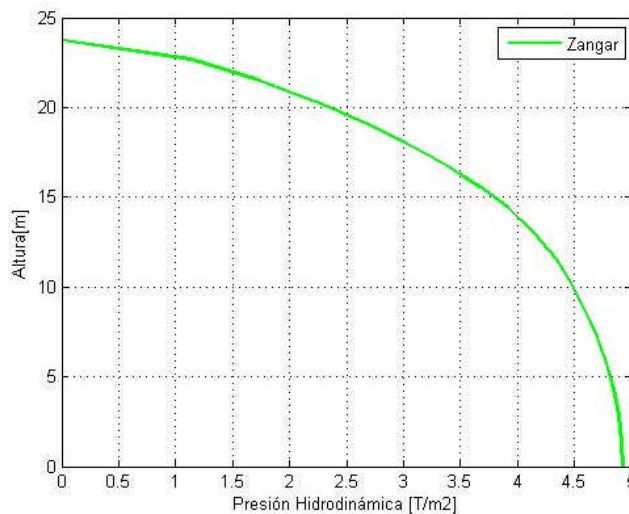


Figura 4. 13 Presión Hidrodinámica [sismo MCE-10%] inicio vida útil

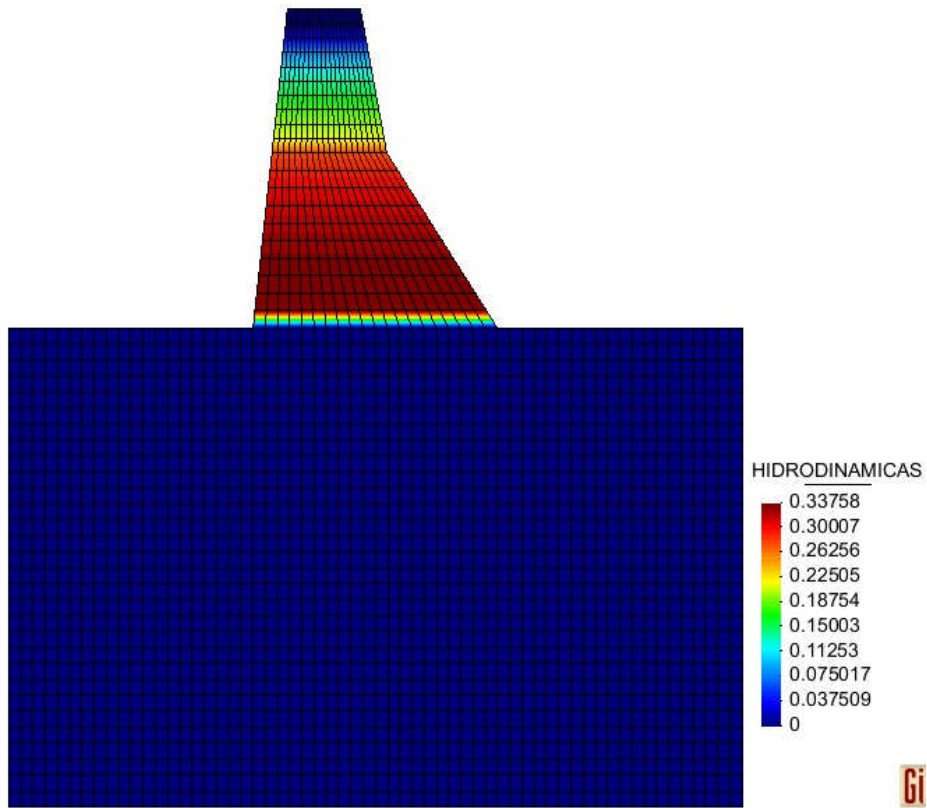


Figura 4. 14 Distribución de las presiones hidrodinámicas [sismo MCE-10%]

- *Final de la vida útil*

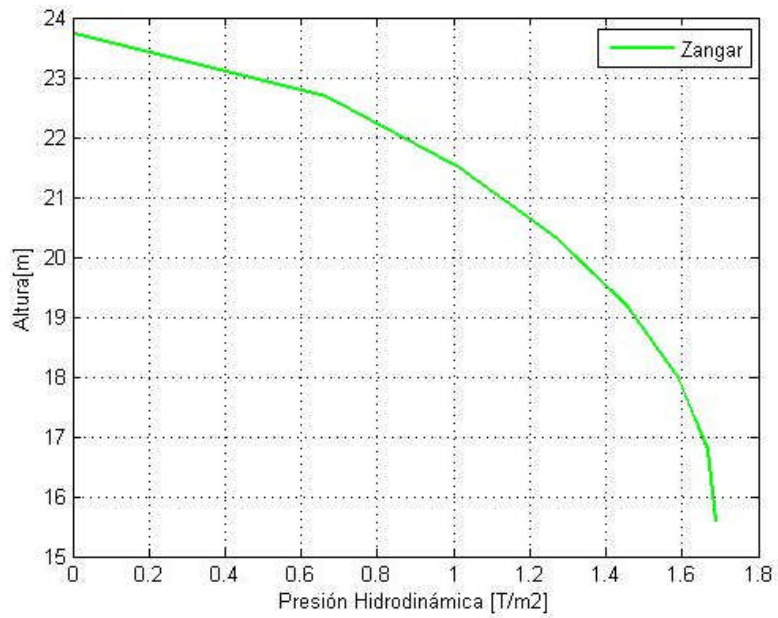


Figura 4. 15 Presión Hidrodinámica [sismo MCE-10%] final vida útil

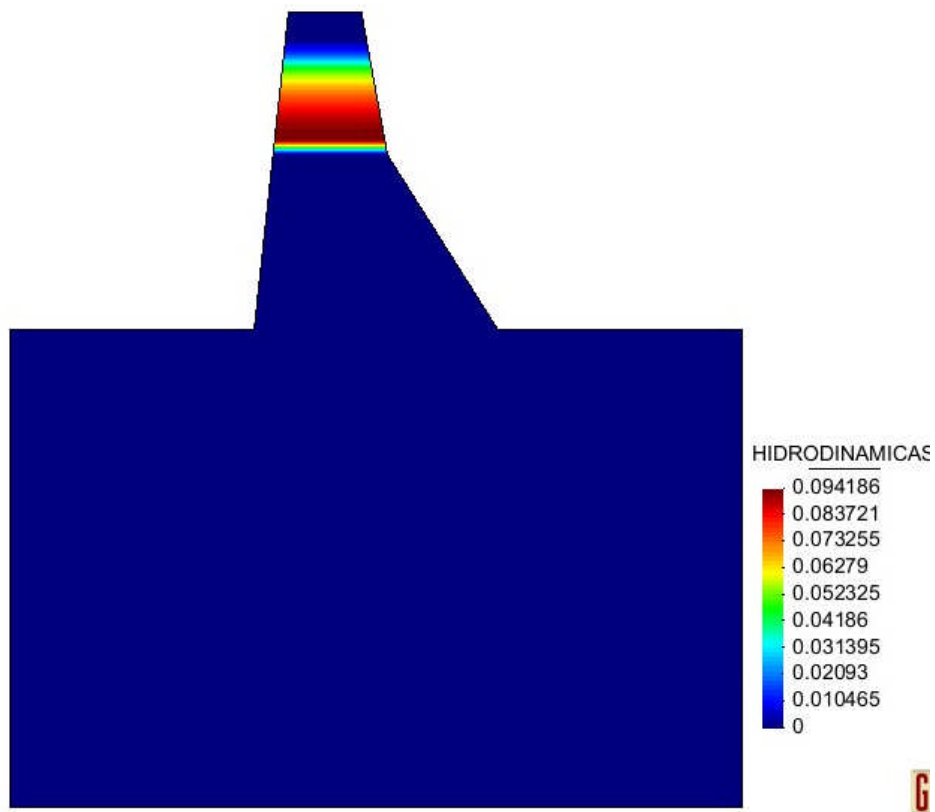


Figura 4. 16 Distribución de las presiones hidrodinámicas [sismo MCE-10%] final vida de útil Sismo OEB-5% donde el valor de $\alpha = 0.279$

- *Inicio de la vida útil*

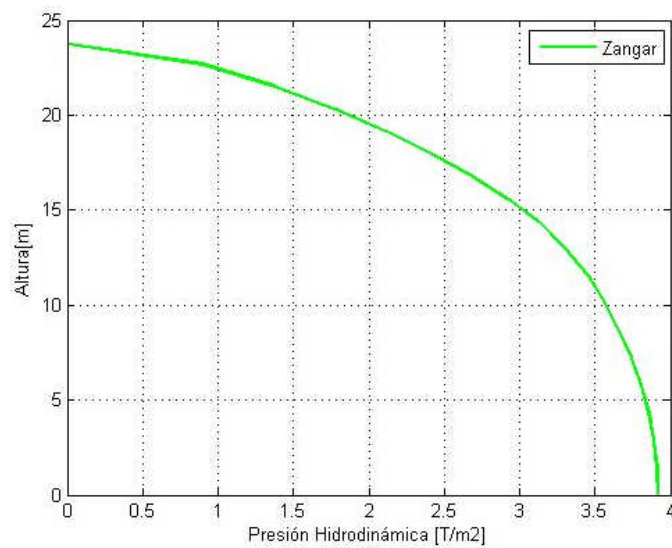


Figura 4. 17 Presión Hidrodinámica [sismo OBE-5%] Inicio vida útil

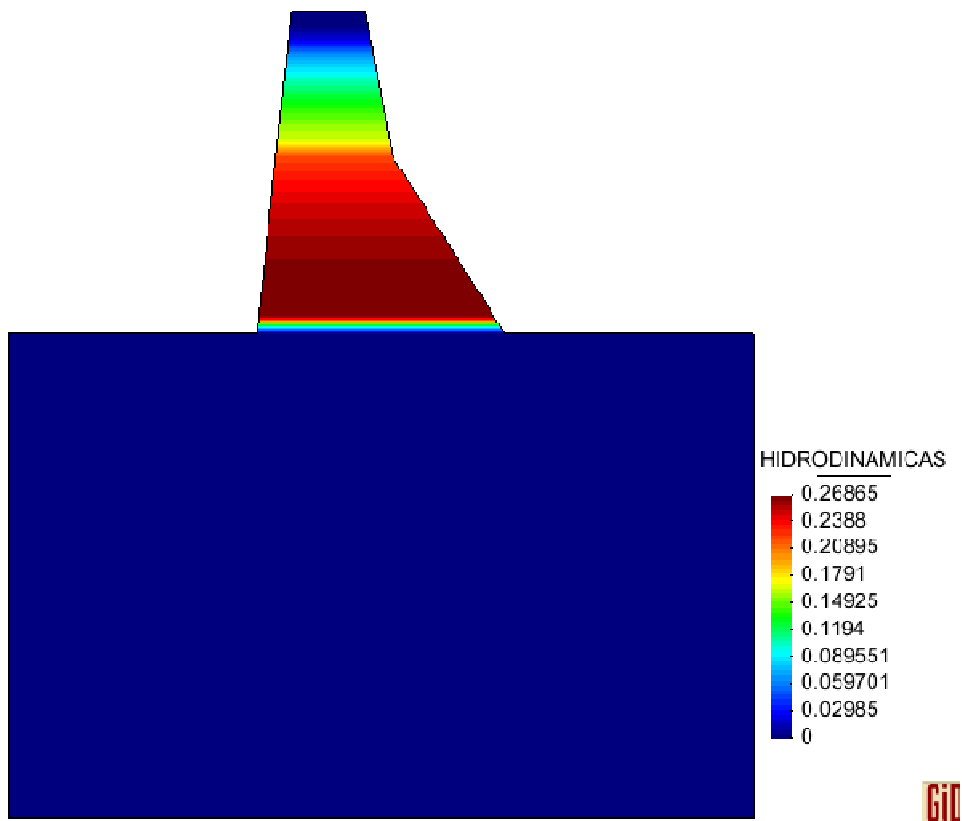


Figura 4. 18 Distribución de las presiones hidrodinámicas [sismo OBE-5%] inicio vida de útil

- *Final de la vida útil*

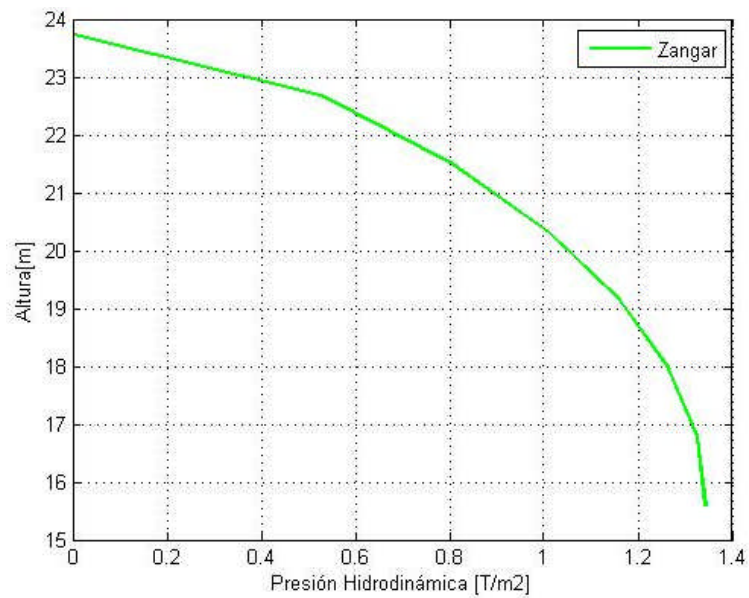


Figura 4. 19 Presión Hidrodinámica [sismo OBE-5%] final vida útil

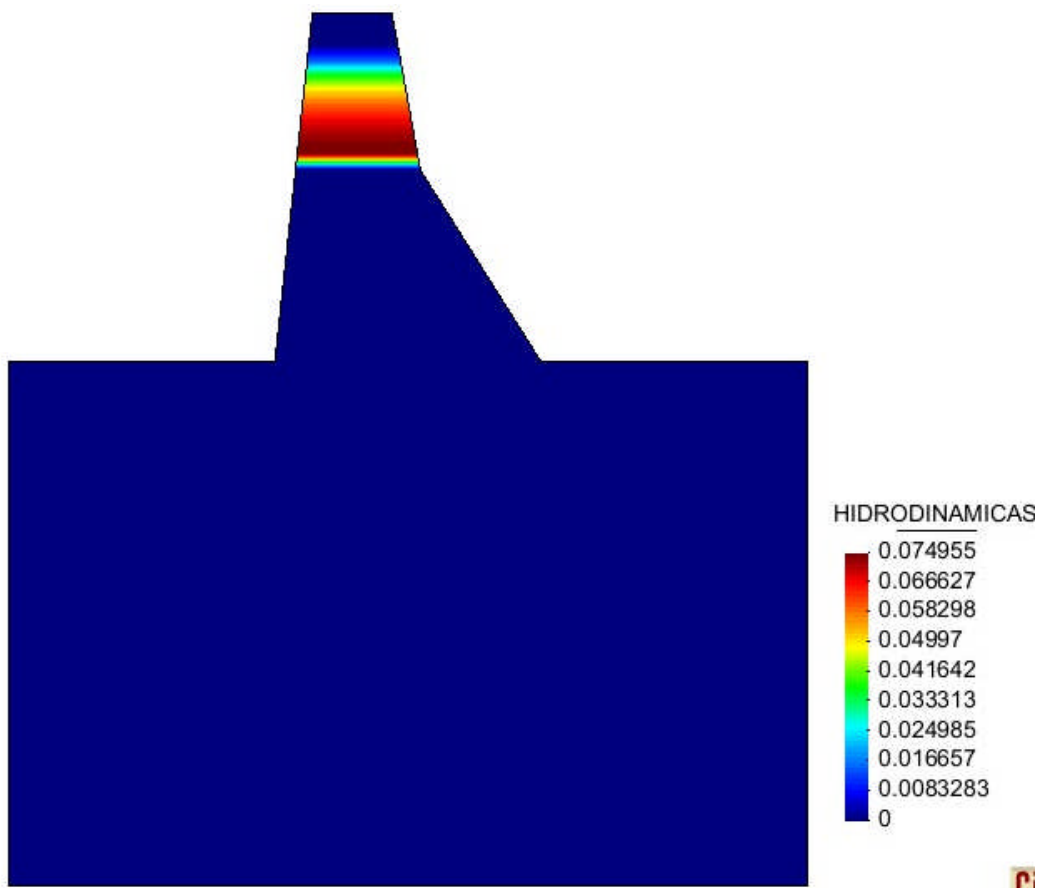


Figura 4. 20 Distribución de las presiones hidrodinámicas [sismo OBE-5%] final vida de útil

4.3.2 Descripción del Método propuesto por Housner y Aplicación a la presa Santa Cruz.

- Descripción

En 1978 el profesor G.W. Housner desarrollo una metodología capaz de solucionar una gran variedad de problemas aplicando soluciones y ecuaciones que simplifican el análisis de los diferentes formas de estanques, además crea una modelación que representa la interacción liquido-estanque y para ello define que una parte de agua se mueve al unísono (misma frecuencia) con el estanque, a esta masa se la denomino masa impulsiva. La masa restante del agua llamada masa convectiva se divide en una serie de porciones que se mueven en forma separada al estanque.

Para la aplicación de la teoría de Housner se considera que el agua es incompresible, no está sujeta a rotación y su viscosidad es nula.

Las presiones hidrodinámicas se calcula mediante la ecuación 4.5

$$p = w * \alpha * \left(\frac{A(y) - \beta(y)}{2 * h} \right) * h \quad (4.5)$$

$$C_p = \frac{A(y) - \beta y}{2 * h} \quad (4.6)$$

Al comparar la ecuación 4.5 con la ecuación 4.3, se encuentra que el coeficiente de presiones hidrodinámicas C_p es igual a la ecuación 4.6

Donde: p = presiones hidrodinámicas, α = coeficiente sísmico, C_p = coeficiente de presiones hidrodinámicas, h = altura.

En este método se realizo dos tipos de soluciones, la primera es una solución mediante diferencia finitas y la segunda es una solución exacta de la ecuación diferencial. Estos métodos fueron realizados por el Dr. Roberto Aguiar (2010). Para su cálculo realizo dos programas (b_y.m & by_difin.m) pertenecientes a CEINCI-LAB.

En la figura 4.21 se realizó una comparación del coeficiente hidrodinámico C_p hallado mediante la soluciones exacta y diferencias finitas. realizados por Sosa 2011.

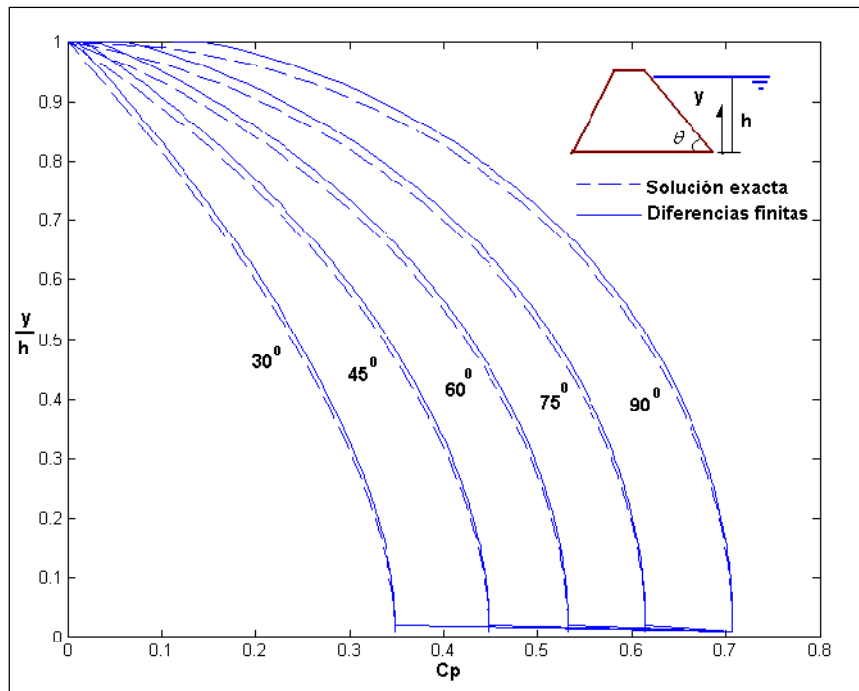


Figura 4. 21 Comparación entre soluciones analítica exacta y diferencias finitas. (fuente Sosa 2011)

- Aplicación

Se utiliza las subrutina del programa CEINCI-LAB, considerando la inclinación de la presa, la altura del reservorio tanto al inicio de la vida útil y final de la vida útil, como se indica en las siguientes figuras.

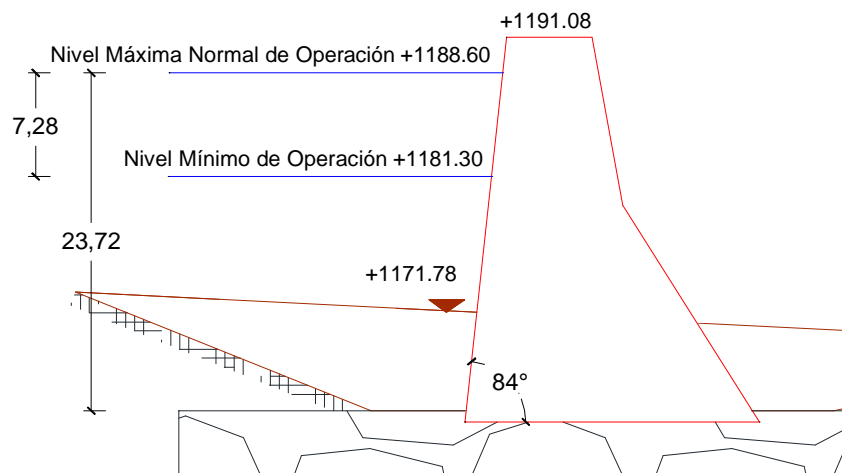


Figura 4. 22 Cotas y geometría utilizados en el modelo de Housner

Para un Sismo MCE-10% donde el valor de $\alpha = 0.352$

- *Inicio de la vida útil*

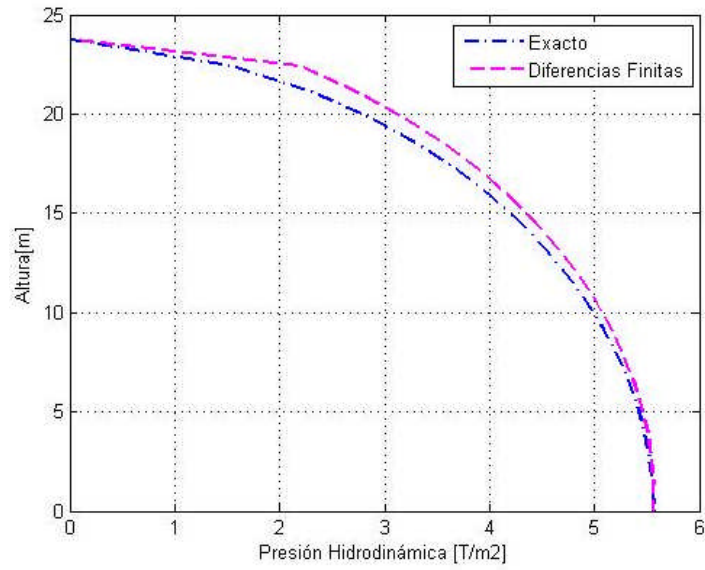


Figura 4. 23 Presión Hidrodinámica [sismo MCE-10%] inicio vida útil

- *Final de la vida útil*

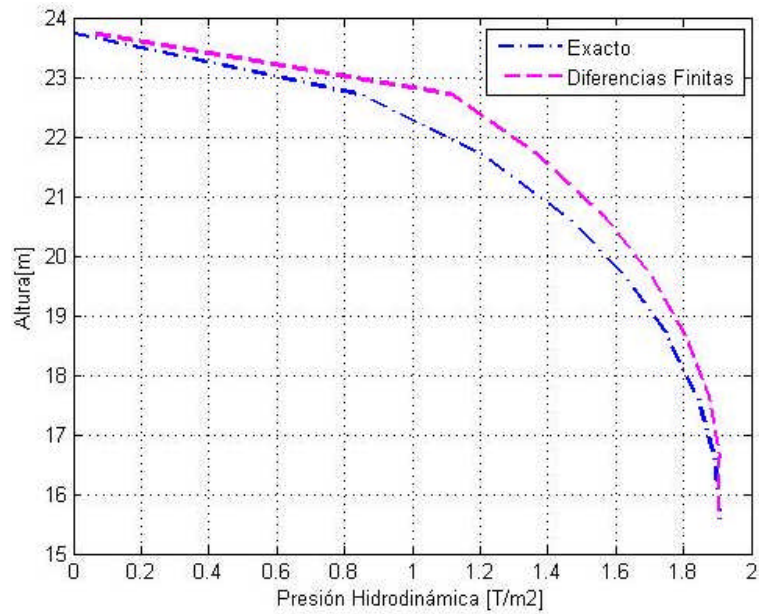


Figura 4. 24 Presión Hidrodinámica [sismo MCE-10%] final de la vida útil

Para un Sismo OBE-5% donde el valor de $\alpha = 0.279$

- *Inicio de la vida útil*

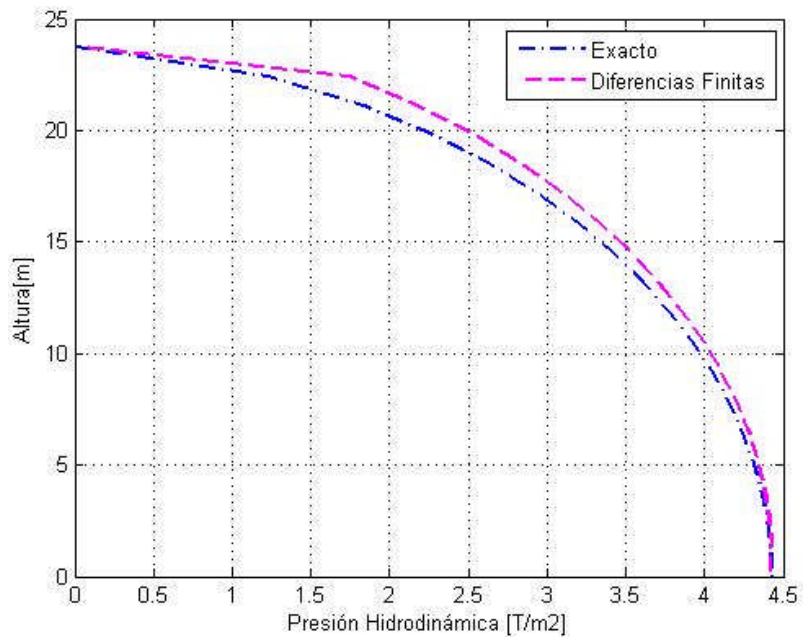


Figura 4. 25 Presión Hidrodinámica [sismo OBE-5%] inicio de la vida útil

- *Final de la vida útil*

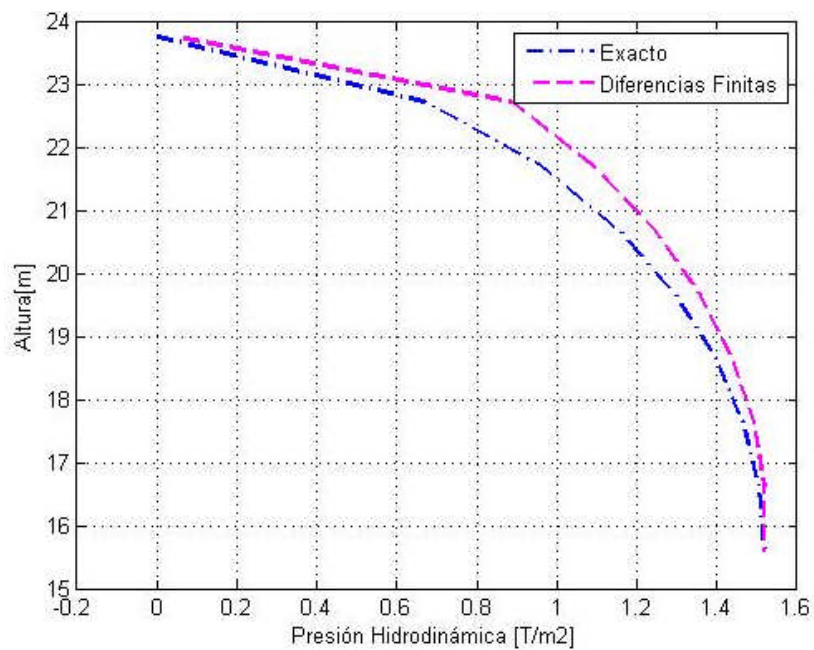


Figura 4. 26 Presión Hidrodinámica [sismo OBE-5%] final de la vida útil

4.3.3 Descripción del modelo de Elementos Finitos y Aplicación a la presa Santa Cruz

El modelo de elementos finitos fue propuesto por Tiliouine & Seguir (1998) cuyo trabajo fue la interacción presa embalse descrita a continuación.

La evaluación de las fuerzas hidrodinámicas y sus efectos sobre la respuesta de las presas de gravedad tanto de hormigón como las presas R.C.C que son presas de hormigón rodillada, estas presas depende de los modelos numéricos utilizados para la idealización de la presa y embalse. Estos modelos pueden clasificarse en función a las propiedades físicas de los materiales tanto en la presa como en el depósito del embalse.

Consideraciones del modelo:

- Las propiedades de los materiales tanto de la presa como del embalse se consideran linealmente elásticos.
- El movimiento del sistema de la presa-embalse se considera como dos dimensiones y se limita a pequeñas amplitudes.
- El fluido es inviscido (no es viscoso) y se extiende hasta aguas arriba.

Para este modelo es conveniente tener un campo de presión para la acción del fluido y un campo de deslizamiento para el comportamiento de la presa. En la figura 4.27 se indica que la presa y el embalse son modelos separados. La fuerza que une estos dos modelos es la presión hidrodinámica que actúa sobre la cara de la presa aguas arriba mediante las aceleraciones estructurales que actúan en el depósito.

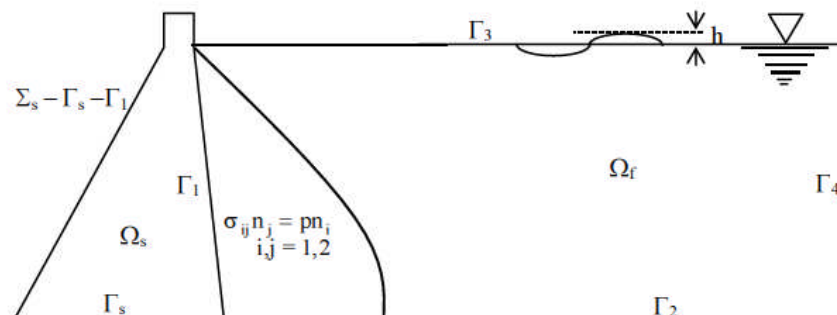


Figura 4. 27 Presa-embalse dominio y distribución de las fuerzas hidrodinámicas fuente (Tiliouine & Seguir -1998)

Donde:

$\Omega_s, \Sigma_s \implies$ Dominio de la estructura y su contorno en equilibrio

$\Gamma_s \implies$ Base de la presa

$\Gamma_1 \implies$ Interfaz fluido – estructura

$\rho_s \implies$ Densidad de masa de presa

$u_i, \ddot{u}_i \implies$ Desplazamiento y aceleración de la presa en la dirección i

$p \implies$ Presiones hidrodinámicas en la cara aguas arriba

$n_i \implies$ La componente i de n (unidad normal exterior)

$f_i =$ fuerzas del cuerpo en la dirección i

$\sigma_{ij} =$ Vector de esfuerzos

La deducción de la matriz de rigidez de un elemento finito agua se presenta en Aguiar y Mroginski (2010) y está dado por la siguiente ecuación 4.6

$$H_{ww} = \int_{\Omega_f} (\nabla N_p)^T \frac{k^{rw}}{\mu^w} \nabla N_p d\Omega_f \quad (4.6)$$

Donde: k^{rw} = permeabilidad relativa del agua, μ^w = viscosidad cinemática (depende de la temperatura y presión), N_p = funciones de forma del agua (modelo del fluido incompresible), ∇N_p = matriz con las derivadas de N_p con respecto a X, Y .

Para el caso del embalse los valores de $\frac{k^{rw}}{\mu^w} = 1$ reemplazando en la ecuación 4.6 se obtiene la matriz para el elemento finito agua $[H_{ww}]$ como se indica en la ecuación 4.7

$$H_{ww} = \int_{\Omega_f} (\nabla N_p)^T \nabla N_p d\Omega_f \quad (4.6)$$

Funciones de forma

El elemento finito agua tiene cuatro nodos y por cada nodo se considera un grado de libertad como se indica en la figura 4.28.

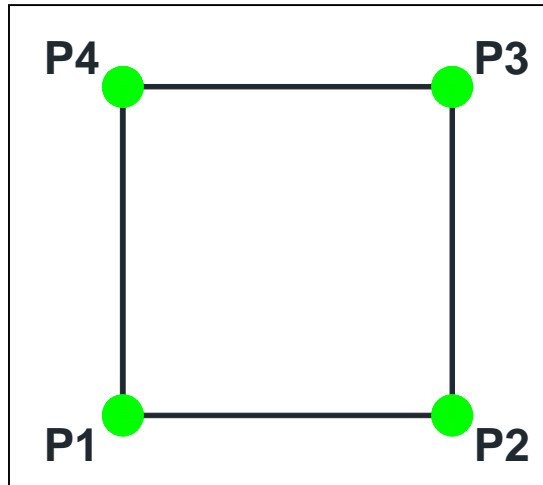


Figura 4. 28 Esquema general del elemento finto agua (fuente Tarambís 2011)

Funciones de forma utilizadas para el modelo finito agua.

$$\phi_1^w(s, t) = \frac{1}{4}(1 - s)(1 - t)$$

$$\phi_2^w(s, t) = \frac{1}{4}(1 + s)(1 - t)$$

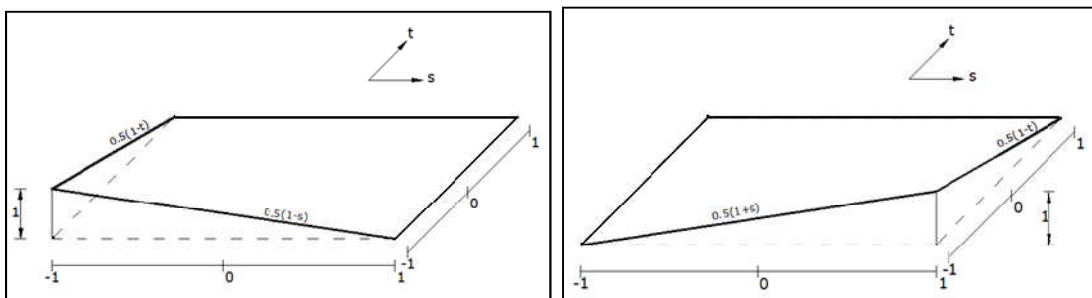


Figura 4. 29 Función de forma para la fase liquida presión P1 y P2 (fuente Aguiar, Sosa, Mroginski 2011)

$$\phi_3^w(s, t) = \frac{1}{4}(1 + s)(1 + t)$$

$$\phi_3^w(s, t) = \frac{1}{4}(1 + s)(1 + t)$$

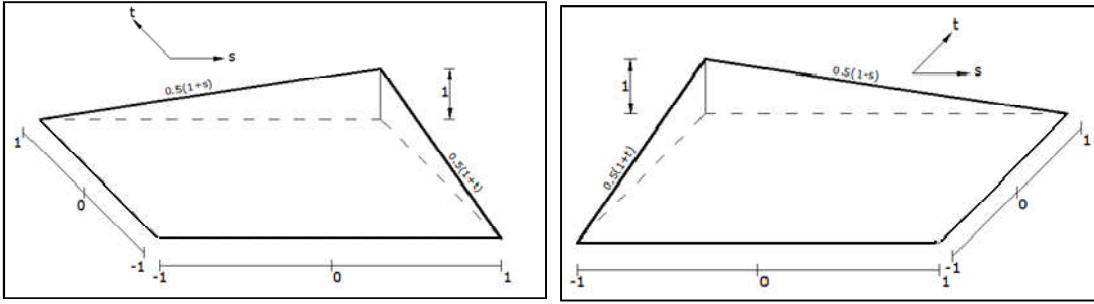


Figura 4. 30 Función de forma para la fase líquida presión P3 y P4 (fuente Aguiar, Sosa, Mroginski 2011)

$$N_P = \{\phi_1^w(s, t) \quad \phi_2^w(s, t) \quad \phi_3^w(s, t) \quad \phi_4^w(s, t)\} \quad (4.7)$$

Tabla 4. 1 Derivadas de las funciones de forma con respecto a "s" y "t"

Derivadas con respecto a "s"	Derivadas con respecto a "t"
$\frac{\partial \phi_1^w(s, t)}{\partial s} = -0.25(1 - t)$	$\frac{\partial \phi_1^w(s, t)}{\partial t} = -0.25(1 - s)$
$\frac{\partial \phi_2^w(s, t)}{\partial s} = 0.25(1 - t)$	$\frac{\partial \phi_2^w(s, t)}{\partial t} = -0.25(1 + s)$
$\frac{\partial \phi_3^w(s, t)}{\partial s} = 0.25(1 + t)$	$\frac{\partial \phi_3^w(s, t)}{\partial t} = 0.25(1 + s)$
$\frac{\partial \phi_4^w(s, t)}{\partial s} = -0.25(1 + t)$	$\frac{\partial \phi_4^w(s, t)}{\partial t} = 0.25(1 - s)$

De igual manera que se explico en el capítulo 2 se determina la matriz Jacobiana para pasar de coordenadas naturales (s,t) a coordenadas reales (x,y). Para ello se utiliza la ecuación 4.8

$$x = 0.25[(1 - s)(1 - t)x_1 + (1 + s)(1 - t)x_2 + (1 + s)(1 + t)x_3 + (1 - s)(1 + t)x_4] \quad (4.8)$$

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

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial x(s, t)}{\partial s} & \frac{\partial y(s, t)}{\partial s} \\ \frac{\partial x(s, t)}{\partial t} & \frac{\partial y(s, t)}{\partial t} \end{bmatrix} \quad (4.9)$$

Una vez obtenida la matriz Jacobiana se aplica la cuadratura de Gauss para determinar el área de influencia en el punto de integración. Con ello también se determina las funciones de forma ∇N_p , el cual se calcula como se indica en la siguiente ecuación 4.10.

$$\nabla N_p = \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_1^w(s, t)}{\partial x} & \frac{\partial \phi_2^w(s, t)}{\partial x} & \frac{\partial \phi_3^w(s, t)}{\partial x} & \frac{\partial \phi_4^w(s, t)}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi_1^w(s, t)}{\partial y} & \frac{\partial \phi_2^w(s, t)}{\partial y} & \frac{\partial \phi_3^w(s, t)}{\partial y} & \frac{\partial \phi_4^w(s, t)}{\partial y} \end{bmatrix} \quad (4.10)$$

Para un mejor comprensión se ilustra el siguiente ejemplo. El cual se divide en 24 elementos finitos y 35 nodos como se ilustra en la figura 4.31

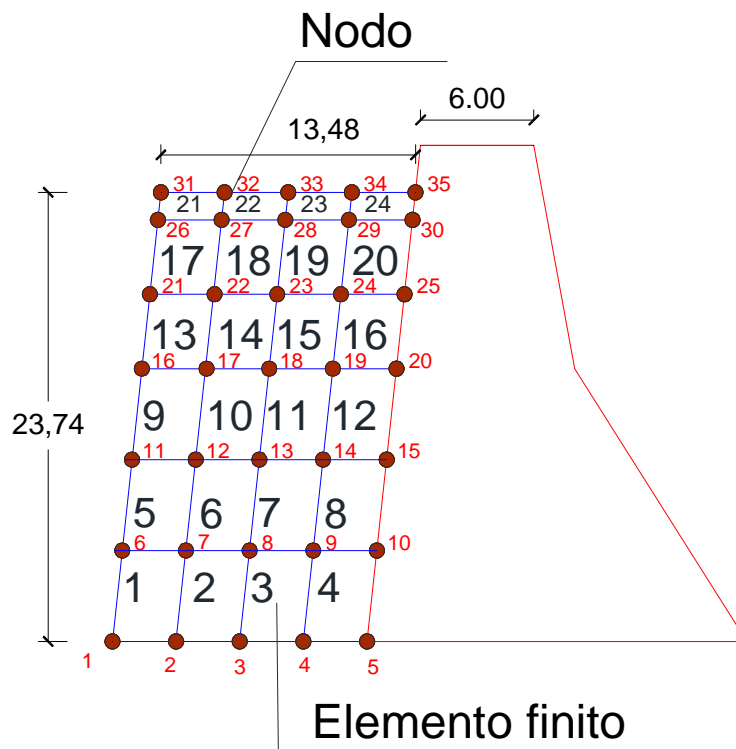


Figura 4. 31 Numero de nudos y elementos finitos en el embalse.

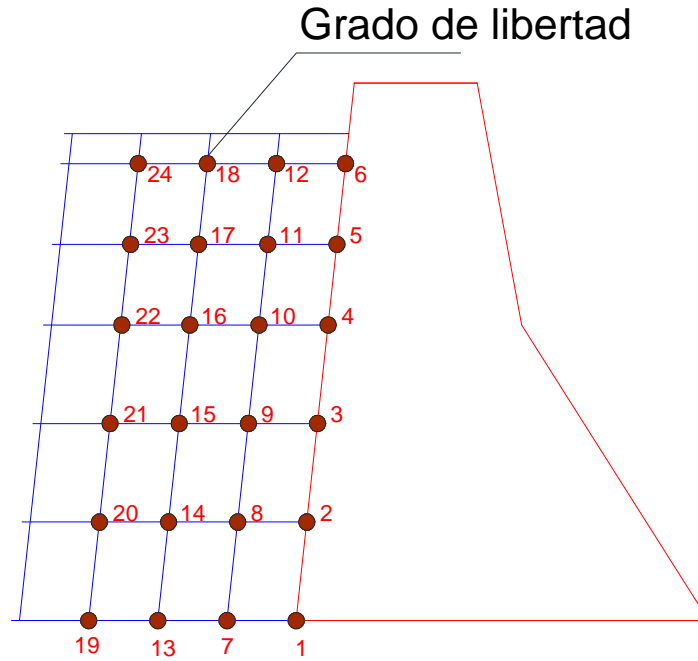


Figura 4. 32 Grados de libertad en el dominio y en la cara del embalse.
Una vez obtenido los grados de libertad se procede a ejecutar los subprogramas de CEINCI-LAB entre ellos tenemos el *vc_presa_santacruz* que permite obtener los vectores de colocación del embalse y la posición de los elementos finitos en coordenadas reales (x,y).

VC_w =

0	19	20	0
19	13	14	20
13	7	8	14
7	1	2	8
0	20	21	0
20	14	15	21
14	8	9	15
8	2	3	9
0	21	22	0
21	15	16	22
15	9	10	16
9	3	4	10
0	22	23	0
22	16	17	23
16	10	11	17
10	4	5	11
0	23	24	0
23	17	18	24
17	11	12	18
11	5	6	12
0	24	0	0
24	18	0	0
18	12	0	0
12	6	0	0

Figura 4. 33 Vectores del Colocación.

XE _w =				YE _w =			
-32.3400	-19.2300	-18.7100	-31.8200	39.3300	39.3300	44.1367	44.1367
-19.2300	-6.1200	-5.6000	-18.7100	39.3300	39.3300	44.1367	44.1367
-6.1200	6.9900	7.5100	-5.6000	39.3300	39.3300	44.1367	44.1367
6.9900	20.1000	20.6200	7.5100	39.3300	39.3300	44.1367	44.1367
-31.8200	-18.7100	-18.1900	-31.3000	44.1367	44.1367	48.9433	48.9433
-18.7100	-5.6000	-5.0800	-18.1900	44.1367	44.1367	48.9433	48.9433
-5.6000	7.5100	8.0300	-5.0800	44.1367	44.1367	48.9433	48.9433
7.5100	20.6200	21.1400	8.0300	44.1367	44.1367	48.9433	48.9433
-31.3000	-18.1900	-17.6700	-30.7800	48.9433	48.9433	53.7500	53.7500
-18.1900	-5.0800	-4.5600	-17.6700	48.9433	48.9433	53.7500	53.7500
-5.0800	8.0300	8.5500	-4.5600	48.9433	48.9433	53.7500	53.7500
8.0300	21.1400	21.6600	8.5500	48.9433	48.9433	53.7500	53.7500
-30.7800	-17.6700	-17.2467	-30.3567	53.7500	53.7500	57.6833	57.6833
-17.6700	-4.5600	-4.1367	-17.2467	53.7500	53.7500	57.6833	57.6833
-4.5600	8.5500	8.9733	-4.1367	53.7500	53.7500	57.6833	57.6833
8.5500	21.6600	22.0833	8.9733	53.7500	53.7500	57.6833	57.6833
-30.3567	-17.2467	-16.8233	-29.9333	57.6833	57.6833	61.6167	61.6167
-17.2467	-4.1367	-3.7133	-16.8233	57.6833	57.6833	61.6167	61.6167
-4.1367	8.9733	9.3967	-3.7133	57.6833	57.6833	61.6167	61.6167
8.9733	22.0833	22.5067	9.3967	57.6833	57.6833	61.6167	61.6167
-29.9333	-16.8233	-16.4000	-29.5100	61.6167	61.6167	63.0700	63.0700
-16.8233	-3.7133	-3.2900	-16.4000	61.6167	61.6167	63.0700	63.0700
-3.7133	9.3967	9.8200	-3.2900	61.6167	61.6167	63.0700	63.0700
9.3967	22.5067	22.9300	9.8200	61.6167	61.6167	63.0700	63.0700

Figura 4. 34 Coordenadas del elemento finito .

Una vez obtenidos los vectores de colocación y las coordenadas de los elementos finitos se ejecuta el programa *rigidez_elemento_finito_agua*, en cual nos da la matriz del elemento finito agua.

H _{ww} =			
1.0130	0.3331	-0.4966	-0.8495
0.3331	1.0526	-0.8495	-0.5362
-0.4966	-0.8495	1.0130	0.3331
-0.8495	-0.5362	0.3331	1.0526

Figura 4. 35 Rigidez del elemento finito agua

Obtenido la rigidez del elemento finito agua se procede a obtener la rigidez del elemento finito de todo el embalse para lo cual se ejecuta el programa *rigidez presa* en donde se obtiene una matriz de 24x24 que son los grados de libertad.

$$SS = \left\{ \begin{array}{c} ngl \times ngl \end{array} \right\}$$

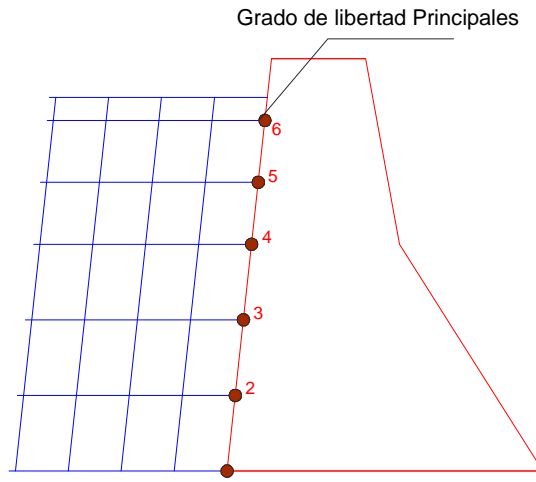


Figura 4. 36 Grados de libertad principal

La matriz de rigidez del embalse se condensa a los primeros grados de libertad en este caso queda una matriz de 6x6. para la condensación se utiliza la siguiente ecuación.

$$KW = Kaa - Kab * Kbb^{-1} * Kba \quad (4.11)$$

$$SS = \left\{ \begin{array}{cc} Kaa & Kab \\ Kba & Kbb \end{array} \right\}$$

KW =

0.9561	-0.7703	-0.0457	-0.0207	-0.0086	-0.0022
-0.7703	1.8430	-0.7870	-0.0487	-0.0198	-0.0050
-0.0457	-0.7870	1.8766	-0.7606	-0.0331	-0.0081
-0.0207	-0.0487	-0.7606	2.0431	-0.9286	-0.0135
-0.0086	-0.0198	-0.0331	-0.9286	2.2164	-0.8964
-0.0022	-0.0050	-0.0081	-0.0135	-0.8964	3.7947

Figura 4. 37 Matriz d rigidez del elemento embalse

Para la obtención de la presión generada por el embalse se aplica la ecuación 4.12.

$$q = \text{inv}(KW) * Q \quad (4.12)$$

Donde: q = presiones generada por el embalse en la cara aguas arriba de la presa, KW = matriz de rigidez, Q = vector de cargas.

Calculo del Vector de Cargas.

Para el cálculo de vector de cargas se aplica la ecuación 4.13 deducida por Aguiar y Sosa (2011)

$$\ddot{U}_n^g = \alpha g \frac{1}{\sqrt{1+\beta^2}} \quad (4.13)$$

Donde: g = aceleración de la gravedad, $\beta = \cot \theta$, θ = ángulo de inclinación cara aguas arriba de la presa.

Mediante la ecuación 4.14 se obtienen las fuerzas nodales q_i .

$$q_i = \gamma \alpha \frac{1}{\sqrt{1+\beta^2}} L_i \quad (4.14)$$

Donde: γ = peso específico del agua [$1 \frac{Tn}{m^3}$], L_i = longitud del elemento finito en la cara de la presa en contacto con el agua, q_i = elemento i del vector de cargas.

- Aplicación

Para la ejecución de los programas se determina la longitud del embalse y el número de elementos finitos con el cual se va a analizar

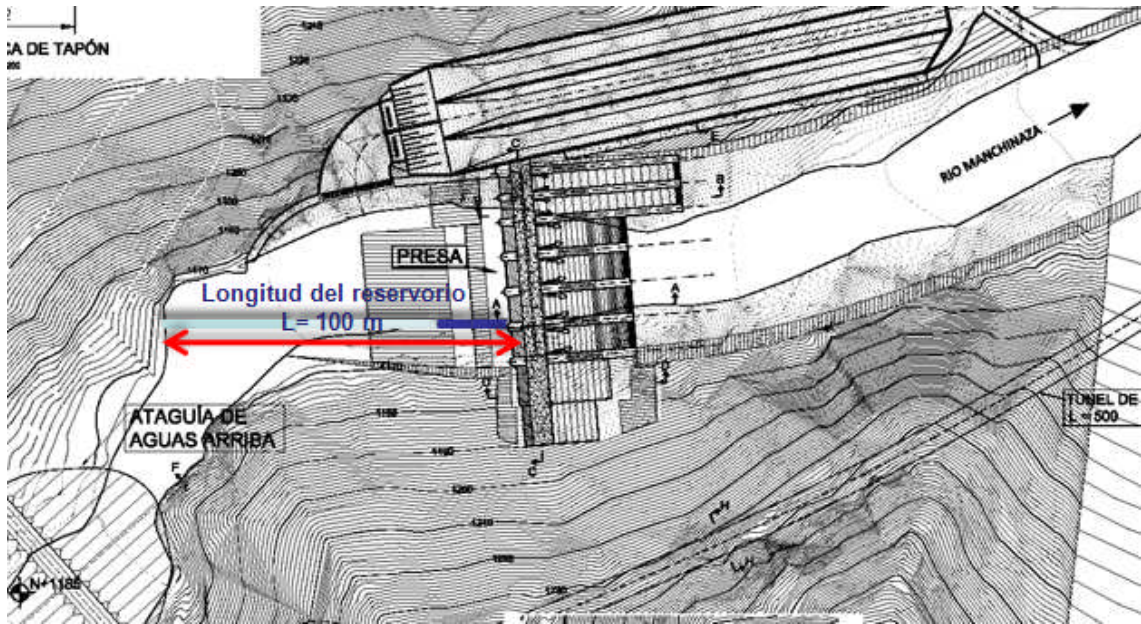


Figura 4. 38 Longitud del embalse del proyecto Santa Cruz

El número de elementos finitos que se considero en el embalse fue de 360 elementos y 399 nudos.

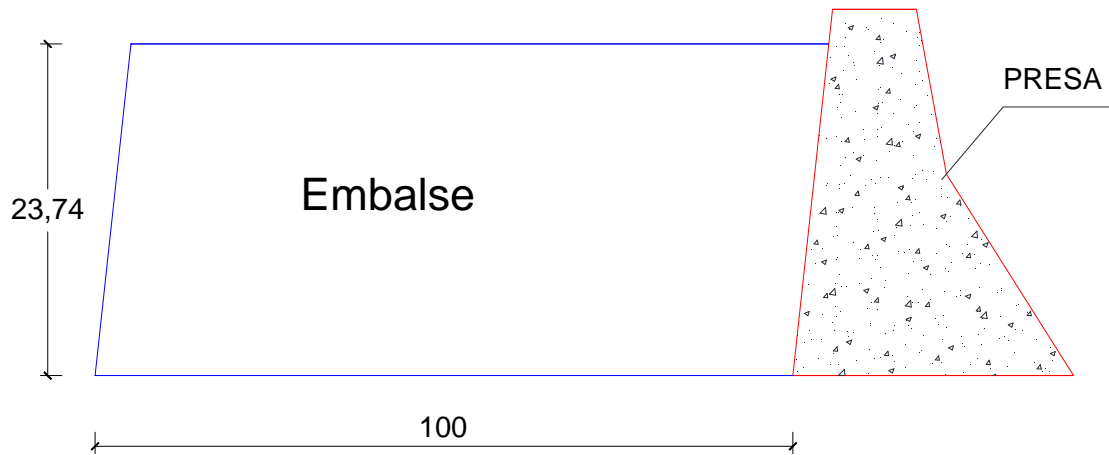


Figura 4. 39 Dimensiones del embalse

Sismo MCE-10% donde el valor de $\alpha = 0.352$

- *Inicio de la vida útil*

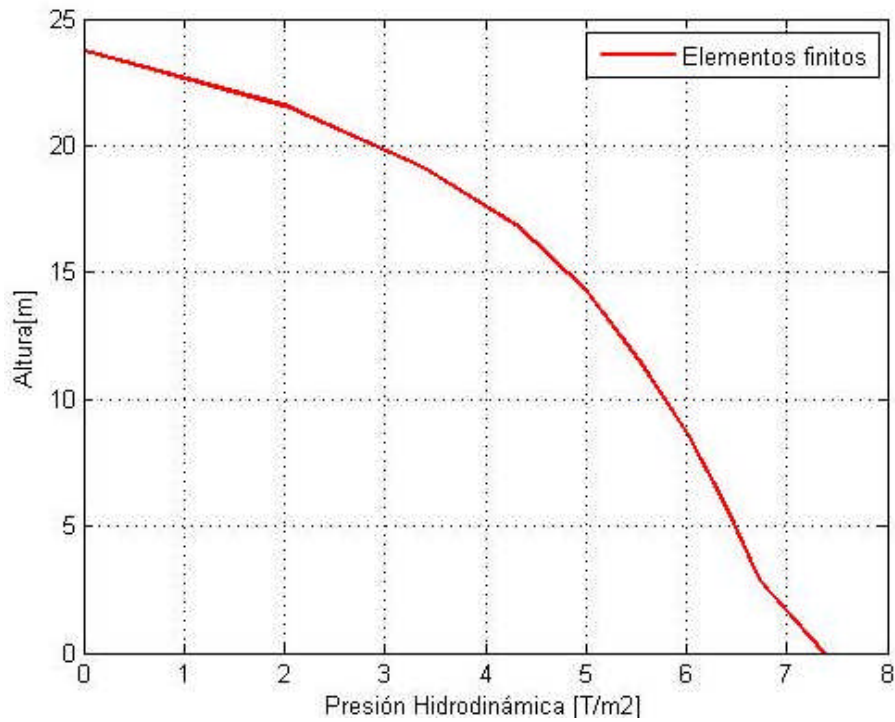


Figura 4. 40 Presión Hidrodinámica [sismo MCE 10%] inicio vida útil

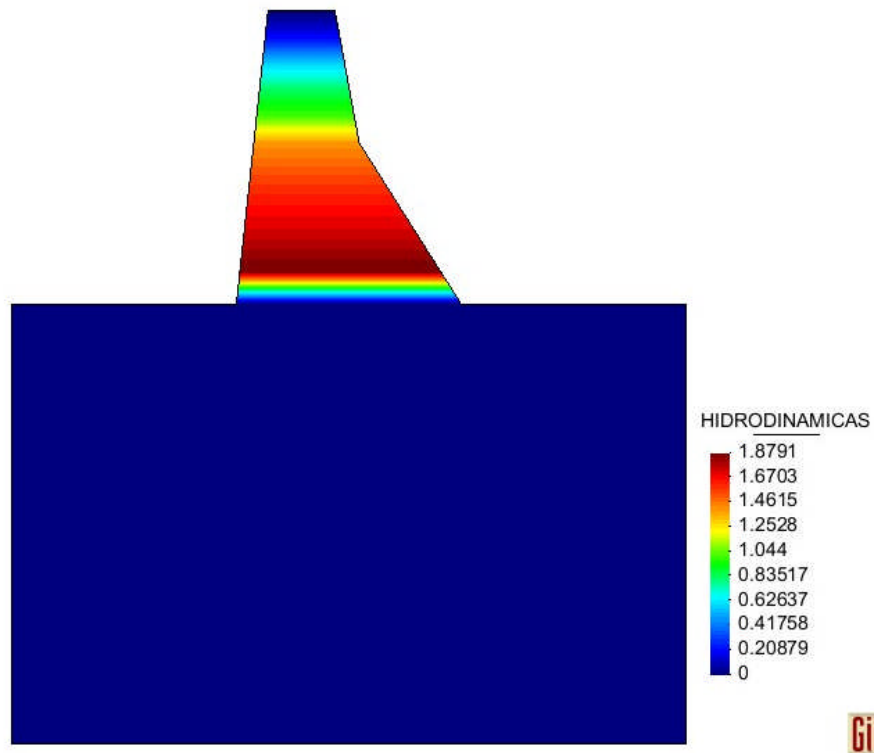


Figura 4. 41 Distribución de las presiones hidrodinámicas [sismo MCE-10%] inicio de la vida de útil

- *Final de la vida útil*

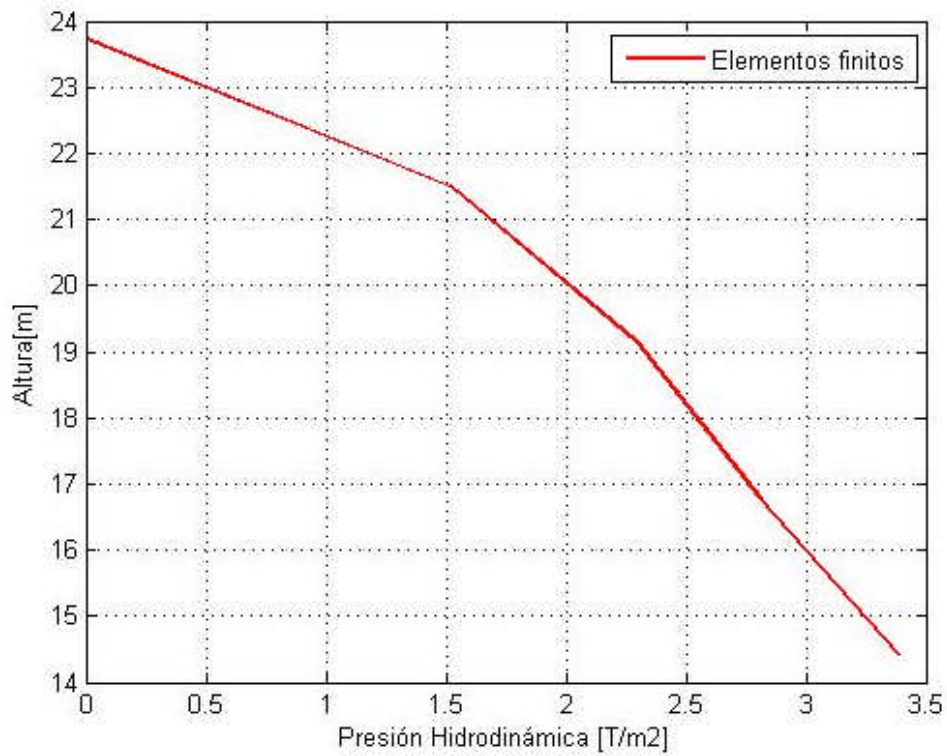


Figura 4. 42 Presión Hidrodinámica [sismo MCE 10%] final vida útil

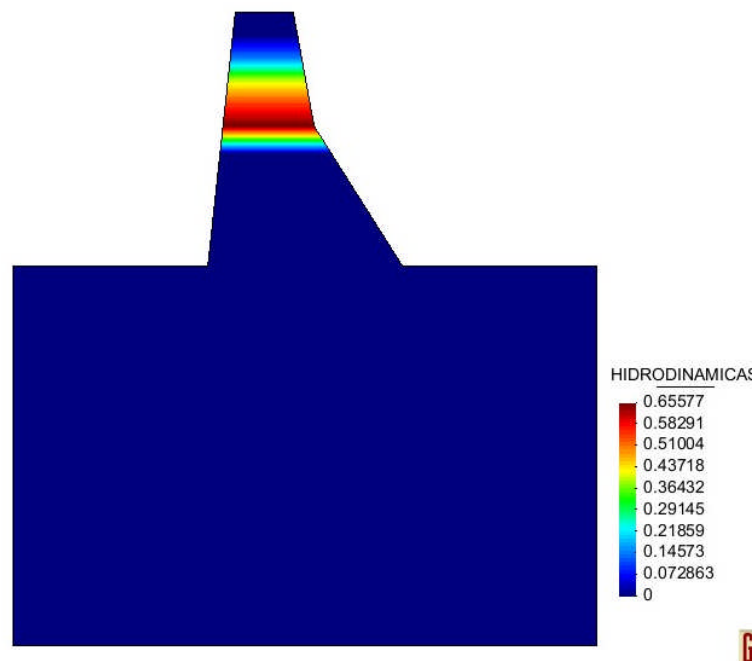


Figura 4. 43 Distribución de las presiones hidrodinámicas [sismo MCE-10%] final de la vida de útil

Sismo OEB-5% donde el valor de $\alpha = 0.279$

- *Inicio de la vida útil*

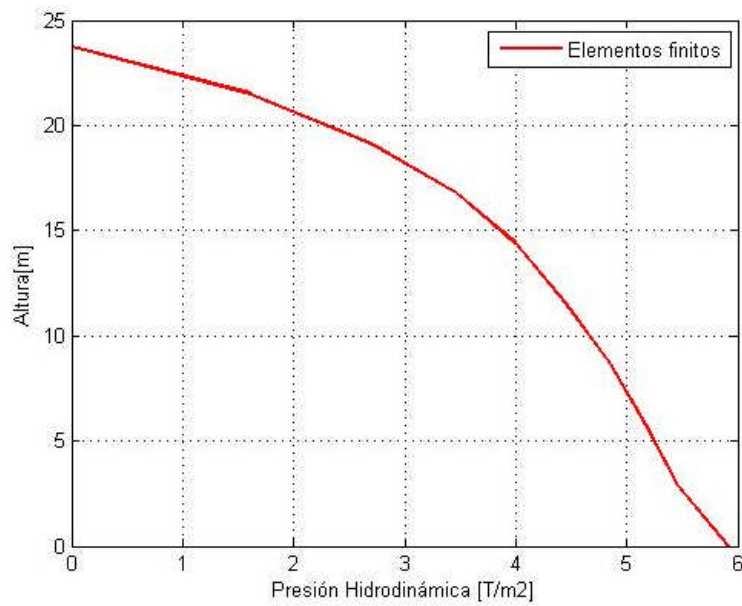


Figura 4. 44 Presión Hidrodinámica [sismo OBE 5%] inicio vida útil

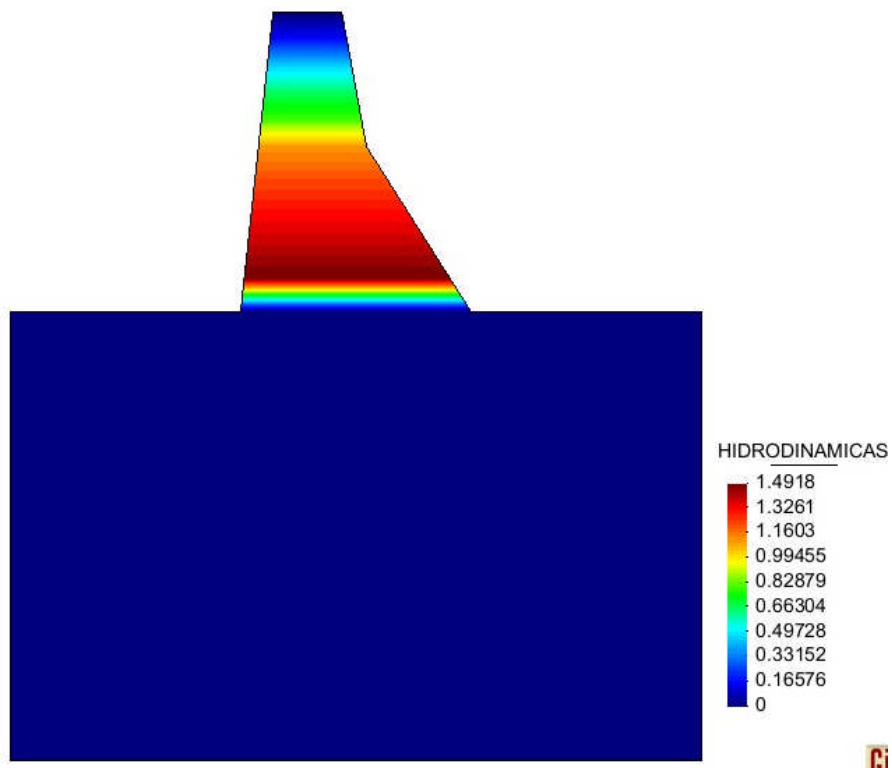


Figura 4. 45 Distribución de las presiones hidrodinámicas [sismo OBE-5%] final de la vida de útil

- *Final de la vida útil*

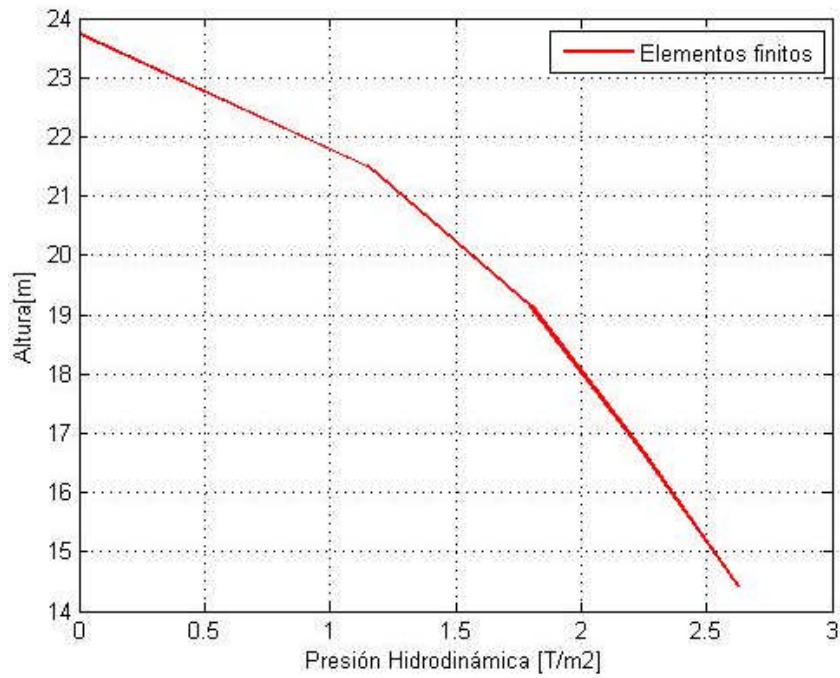


Figura 4. 46 Presión Hidrodinámica [sismo OBE 5%] final de la vida útil

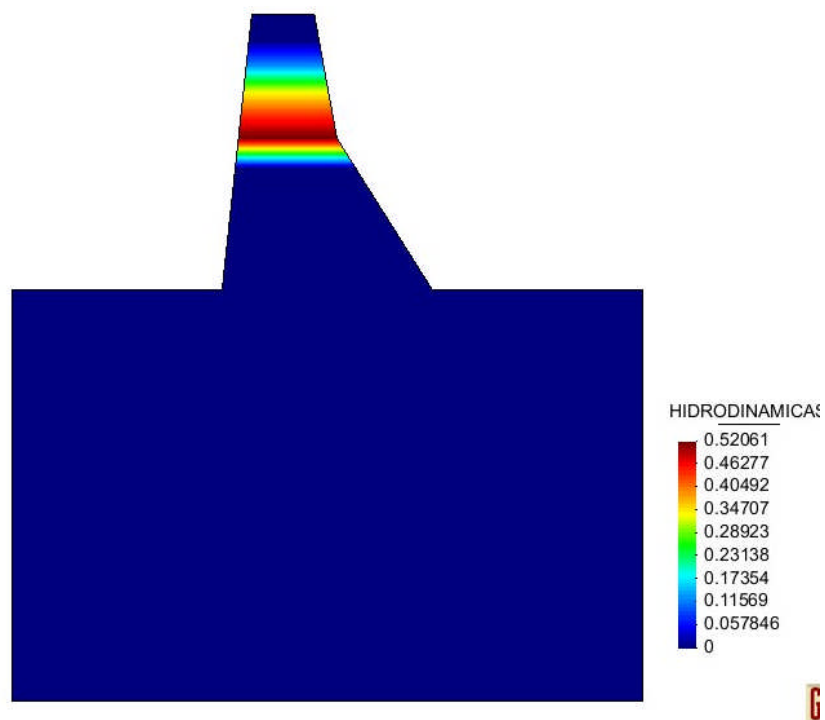


Figura 4. 47 Distribución de las presiones hidrodinámicas [sismo OBE-5%] final de la vida de útil

4.4. COMPARACIÓN DE LOS MODELOS PROPUESTOS

Se presenta a continuación una comparación de los modelos propuestos tanto para sismo MCE y OBE.

Como se puede observar en la figura el modelo de elementos finitos es el más crítico ya que en este modelo se considera la cantidad de agua que existe en el embalse.

Es por eso que se considera para los siguientes análisis el modelo de elementos finitos .

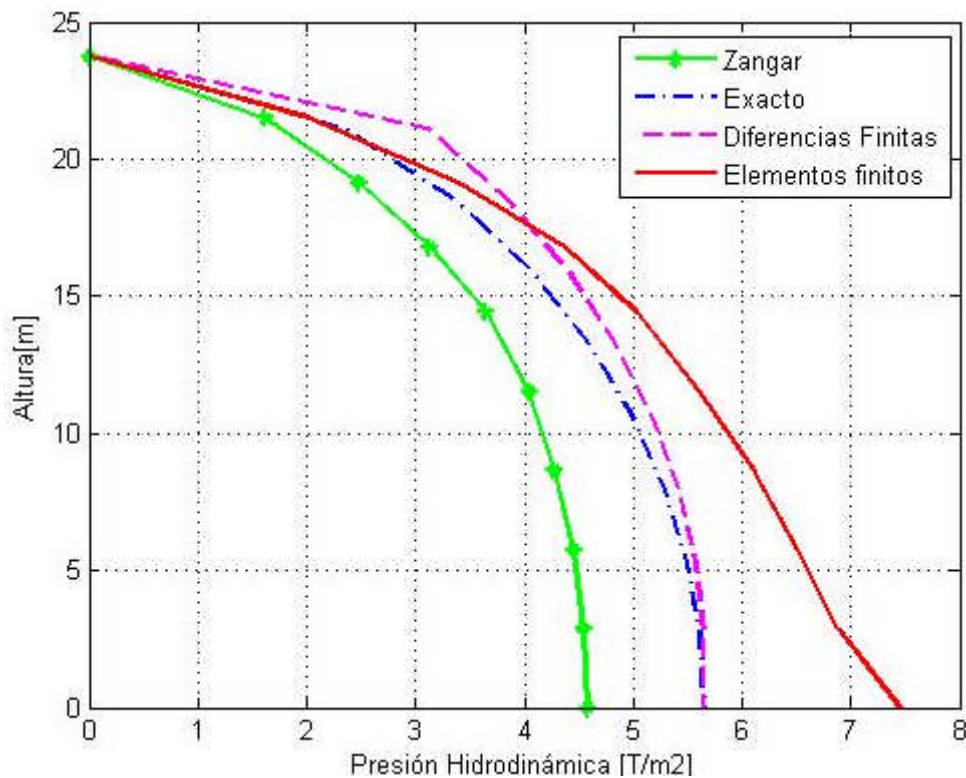


Figura 4. 48 Comparación de Zangar, Exacto, Diferencias Finitas, Elemento finitos, Sismo (MCE-10%)

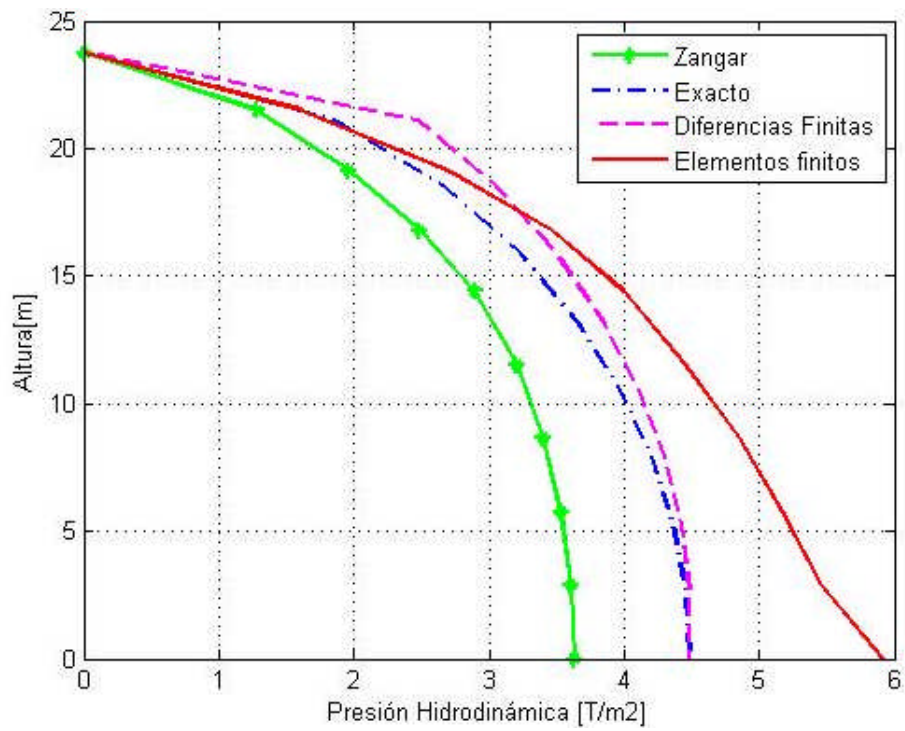


Figura 4. 49 Comparación de Zangar, Exacto, Diferencias Finitas, Elemento finitos, Sismo (OBE-5%)

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE LA SUBPRESIÓN CON MÉTODOS

TRADICIONALES

5.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se realizará un análisis del cálculo de la subpresión mediante tres agencias federales. Estas agencias se encargan de la seguridad de presas y embalses en los Estados Unidos. Las tres agencias federales se describen a continuación.

- *Army Corps of Engineers* : Es responsable de las presas cuyo objetivo principal es la protección frente a crecidas, siendo regulador y titular de 615 grandes presas. En el año 1999 desarrolló un procedimiento homogéneo de evaluación preliminar que se basaba en las condiciones presentes de las presas de materiales sueltos y proporcionaba un método para priorizar las actividades de mantenimiento y reparaciones en las presas. El procedimiento se basa más en el juicio de expertos que en el análisis probabilístico.
- *Bureau of Reclamation*: Es una agencia federal americana con más de cien años de historia, dependiente del Departamento (Ministerio del Interior), cuya misión fundamental consiste en garantizar el abastecimiento de agua en los 17 Estados del Oeste de los Estados Unidos; siendo regulador y titular de 350 grandes presas.

- *Federal Energy Regulatory Commission*: Se encarga de la supervisión de aquellas presas no estatales encaminadas a la generación de energía hidroeléctrica, son responsables de 2.400 grandes presas.

Las tres agencias federales consideran la subpresión como la resultante del nivel aguas arriba y aguas abajo a través de una sección transversal dentro de la presa, ubicada en la interface entre la presa y su base. Estas presiones están presente dentro de las fisuras, poros, en el material de concreto y los cimientos. La subpresión es una fuerza activa que debe ser incluida en el análisis de estabilidad y esfuerzos para garantizar una adecuada estructura. La subpresión varia con el tiempo y está relacionada con condiciones de contorno y permeabilidad del material. La subpresión es asumida por Corps y FERC para no modificar las cargas sísmicas. Reclamation supone una modificación considerando que durante un evento sísmico se desarrolla una fisura, esta fisura se considera cero.

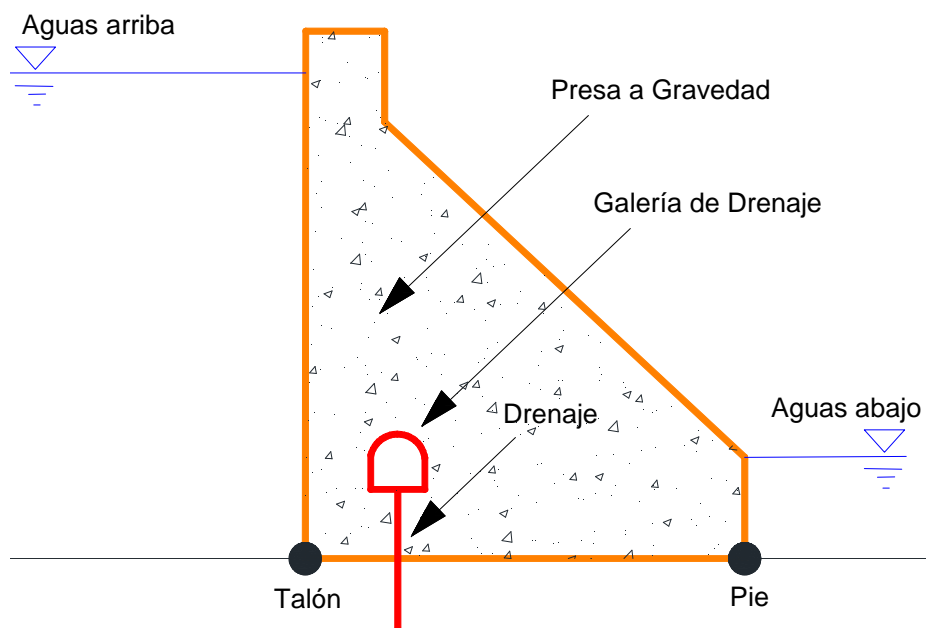


Figura 5. 1 Indica los elementos de una presa a gravedad (Fuente USACE)

5.2. CRITERIO PROPUESTO POR ARMY CORPS OF ENGINEERS (CORPS)

Corps considera que la subpresión actúa el 100 por ciento en toda la base de la presa. Existe una gradiente hidráulico entre el embalse superior e inferior desarrollándose entre el talón y el dedo de la presa. La distribución de la presión del agua o subpresión depende de algunos factores entre ellos tenemos:

- Eficiencia de los desagües
- Cortina de hormigón
- Características geológicas (permeabilidad de la roca, fisuras, y fallas)

Corps calcula la subpresión mediante dos consideraciones con sistema de desagüe y sin sistema de desagüe.

5.2.1. Sin sistema de drenaje

En este caso no se produce ninguna reducción en la subpresión, el gradiente hidráulico varía desde el talón aguas arriba hasta el dedo aguas abajo. La ecuación 5.1 nos indica la presión del agua en cualquier parte en base de la presa.

$$Ps = H_x * \gamma_{agua} \quad 5.1$$

$$H_x = H_2 + \frac{X}{L}(H_1 - H_2) \quad 5.2$$

Donde: Ps = es la subpresión ó la presión del agua en la base de la presa, H_x = es la profundidad del agua que afecta la base de la presa, γ_{agua} = peso específico del agua, H_2 = altura aguas abajo, H_1 = altura del embalse aguas arriba, x = distancia a la que se desea calcular H_x , L = longitud de la base.

En la figura 5.2 indica la subpresión sin sistema de drenaje propuesta por Corps.

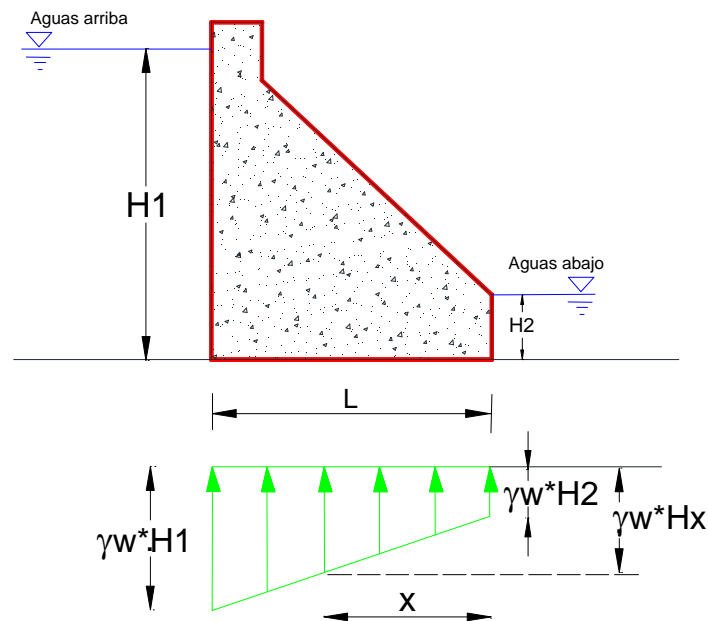


Figura 5. 2 Corps subpresión sin sistema de drenaje (Fuente USACE)

5.2.2. Con sistema de drenaje

La subpresión puede ser reducida mediante sistemas de desagües, la eficiencia de los desagües o drenajes depende del tamaño, profundidad, espaciamiento entre drenajes, y el mantenimiento de los desagües. Esta eficiencia varía entre el 50 y 25 por ciento. El valor asignado a la eficiencia del drenaje se denomina con la letra E y es expresado como fracción decimal.

Corps considera en nuevas presas un 67 por ciento la eficiencia del drenaje, este aumento en la eficiencia del drenaje va de un análisis de la cimentación y el flujo que produce la presa. También se considera un 75 por ciento siempre y cuando la galería de drenaje se encuentre cerca de aguas abajo, los desagües estén cerca entre si y se tengan un mantenimiento periódico de los desagües.

La subpresión varia lineal mente desde la cara aguas arriba de la presa (talón), pasando por la línea de drenaje en donde se reduce la subpresión y final mente termina en el pie aguas abajo.

Se considera dos modelos para el cálculo de la subpresión que están en función a la altura del drenaje descrita a continuación.

- Cuando $H_4 > H_2$

$$H_3 = K \left[(H_1 - H_2) \frac{(L-X)}{L} + H_2 - H_4 \right] + H_4 \quad 5.3$$

$$K = 1 - E \quad 5.4$$

Donde: H_3 = Es la profundidad del agua que afecta en la línea del drenaje, E = Es la eficiencia del drenaje, X = Longitud medida desde la cara de la presa hasta la cortina de drenaje.

La ecuación 5.3 genera la reducción de la subpresión en la línea de drenaje, considerando la eficiencia del drenaje que para Corps esta 0.25 y 0.50 el valor de E .

En la siguiente figura 5.3 se indica la subpresión cuando $H_4 > H_2$. como se puede observar existe una reducción en la línea de la galería de drenaje.

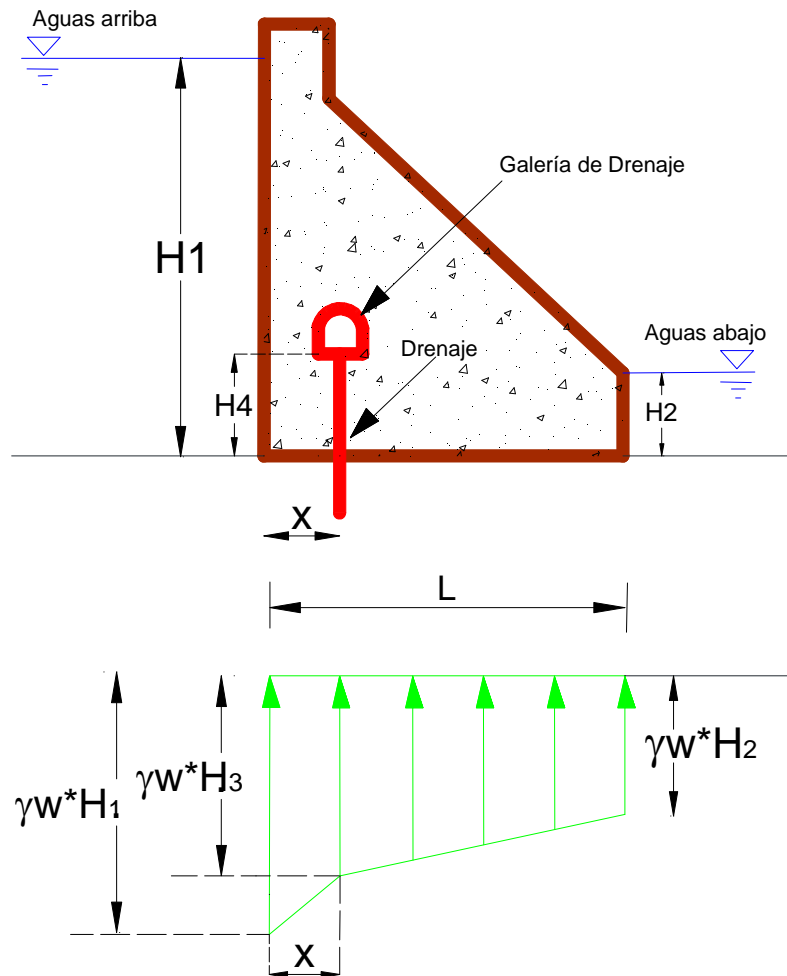


Figura 5. 3 Corps subpresión con sistema de drenaje cuando $H_4 > H_2$ (Fuente USACE)

- Cuando $H_4 < H_2$:

$$H_3 = K(H_1 - H_2) \frac{(L - X)}{L} + H_2 \tag{5.5}$$

Donde: H_3 = Es la profundidad del agua que afecta en la línea del drenaje, E =
 Es la eficiencia del drenaje, X = longitud medida desde la cara de la presa
 aguas arriba hasta la cortina de drenaje

En la siguiente figura 5.3 se indica la subpresión cuando $H_4 < H_2$ como se
 puede observar existe una reducción en la línea de la galería de drenaje, el
 cual reduce el área de la subpresión que afecta a la base de la presa.

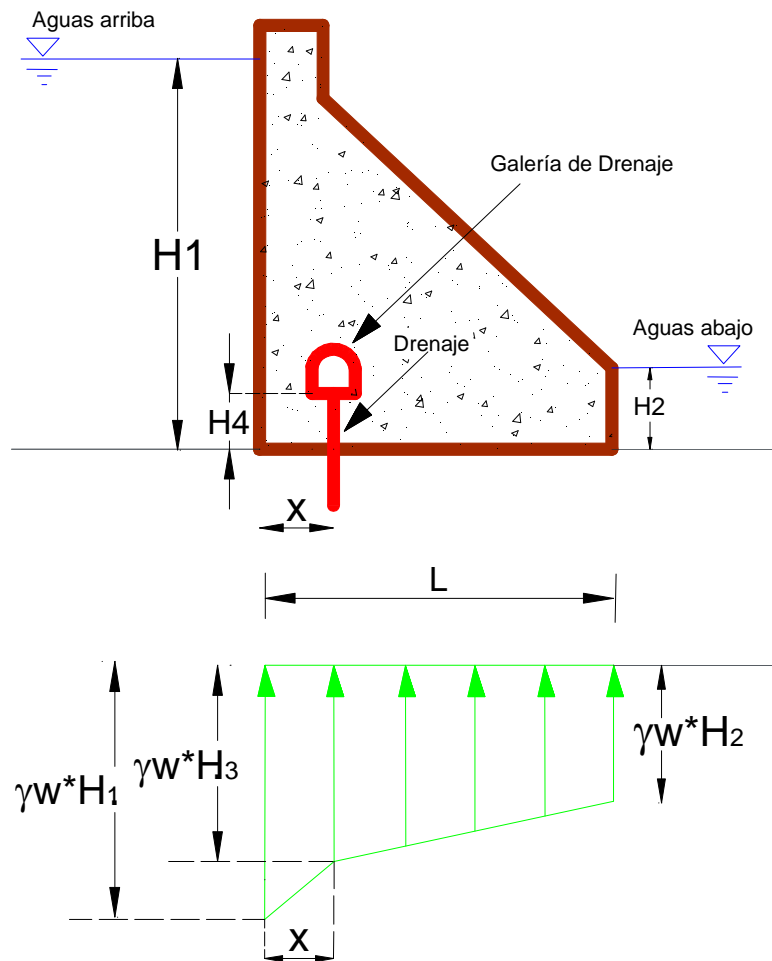


Figura 5. 4 Corps subpresión con sistema de drenaje cuando $H_4 < H_2$ (Fuente USACE)

5.2.3. Cortina de inyección

Nos permite retardar el flujo generado por el embalse aguas arriba (talón) esto se logra por una zona de inyección o por la impermeabilidad natural de la base. Una zona de inyección debe ser utilizado siempre que las base sea susceptible al aplicar la cortina de inyección. Los orificios de la cortina de inyección deberán estar orientados a interceptar el máximo número de fracturas de roca para maximizar la eficiencia de la cortina de inyección. Bajo condiciones normales, la profundidad de la zona de inyección debe ser de dos tercios y tres cuartas partes $[2/3, 3/4]$ de la diferencia del nivel de aguas arriba

y aguas abajo con lo que debe ser complementado con un sistema de drenaje con una profundidad de menos dos tercios de la zona de inyección.

Cuando la base es la suficientemente impermeable para retardar el flujo y también la cortina de inyección sea impracticable su aplicación será innecesario, sin embargo los drenajes deben construirse siempre para que las presiones de subpresión que se acumulan durante un periodo de tiempo se puedan disminuir.

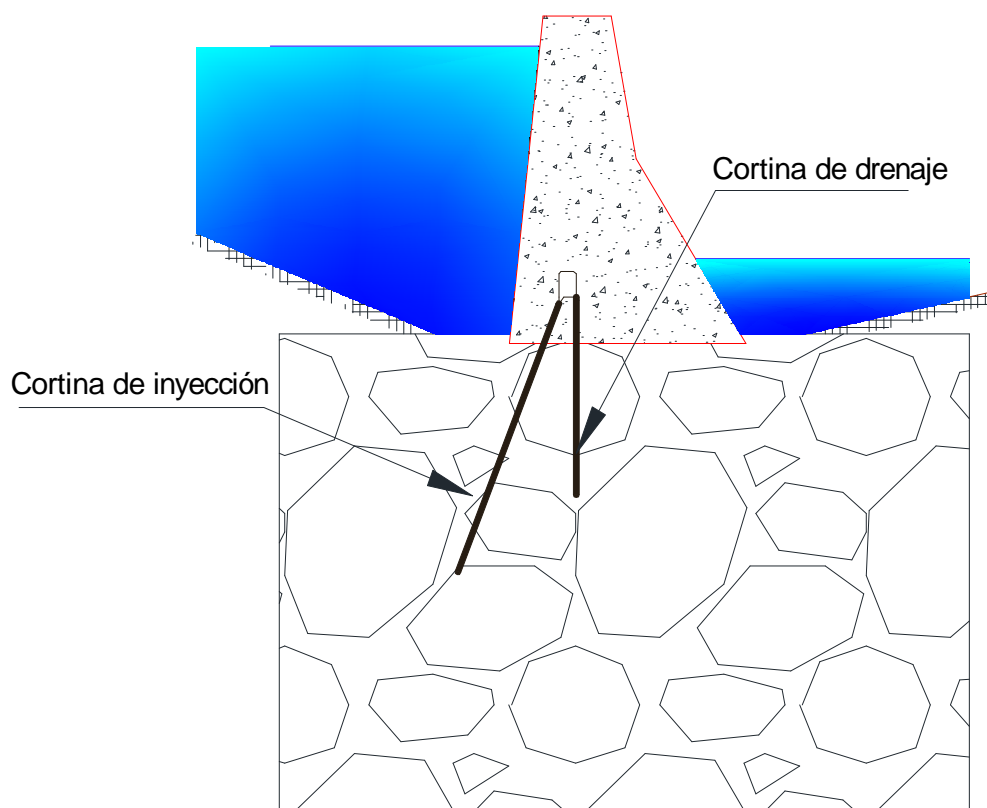


Figura 5. 5 Cortina de Inyección y cortina de drenaje

Corps clasifica la subpresión en función a la distancia tomada desde la cara de la presa aguas arriba hasta el sistema de drenaje obteniendo así dos condiciones descritas a continuación .

- Cuando $X \leq 0.05H_1$ & $H_4 > H_2$

$$H_3 = K(H_1 - H_4) + H_4$$

5.6

Donde $K=1-E$, Siendo E = eficiencia del drenaje, H_1 = altura del embase, H_4 = altura de la galería desde el talón.

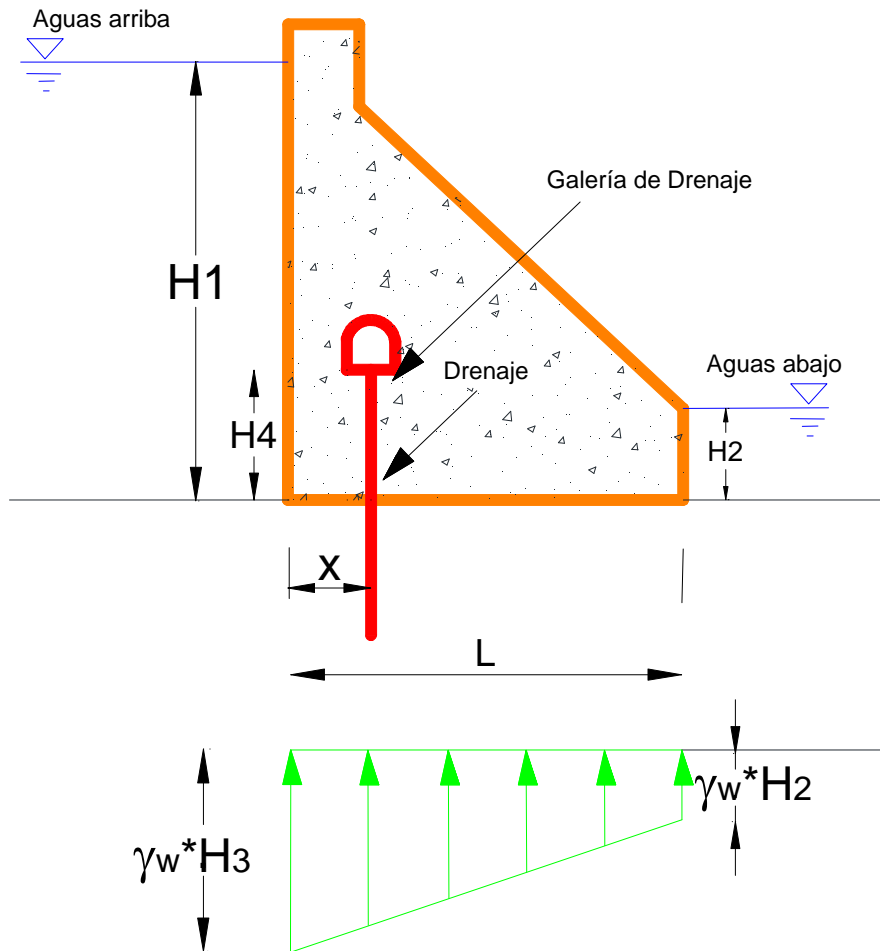


Figura 5. 6 Corps subpresión cuando $X \leq 0.05H_1$ & $H_4 > H_2$ (Fuente USACE)

- Cuando $X \leq 0.05H_1$ & $H_4 < H_2$

$$H_3 = K(H_1 - H_2) + H_2$$

5.7

La ecuación 5.7 nos permite obtener la subpresión cuando la altura de la galería sea menor a la altura aguas abajo.

5.2.4. Zona de Compresión Cero

La subpresión en cualquier plano de cimentación no es el 100 por ciento de la presión hidrostática, con la excepción donde la tensión es el resultado de una carga instantánea resultante de una fuerza producida por un sismo. Cuando la compresión de la zona cero no se extiende más allá de la ubicación de los drenajes, la subpresión será como se indica en las figuras 5.6 y 5.7.

Para la condición en que la zona de compresión cero se extiende más allá de los drenajes, la eficiencia del drenaje no se considera.

Una vez que se produce una grieta, la presión equivalente del amblase se extenderá por encima de la grieta existente a lo largo de la profundidad entera de la grieta. Sin embargo durante un sismo, la subpresión dentro de la fisura se reduce a cero, porque la velocidad del agua en la grieta es menor que la velocidad de la formación de la grieta.

Corps considera una longitud cero de compresión (T), como lo indica las siguientes ecuaciones.

- Cuando $H_4 > H_2$ & $T < X$

$$H_3 = K \left[(H_1 - H_2) \frac{L - X}{L - T} + H_2 - H_4 \right] + H_4 \quad 5.8$$

Donde $K=1-E$, E = eficiencia del drenaje, H_1 = altura del embalse, H_2 = altura aguas abajo, T = longitud de compresión cero, x = longitud medida desde la cara aguas arriba hasta la longitud de drenaje.

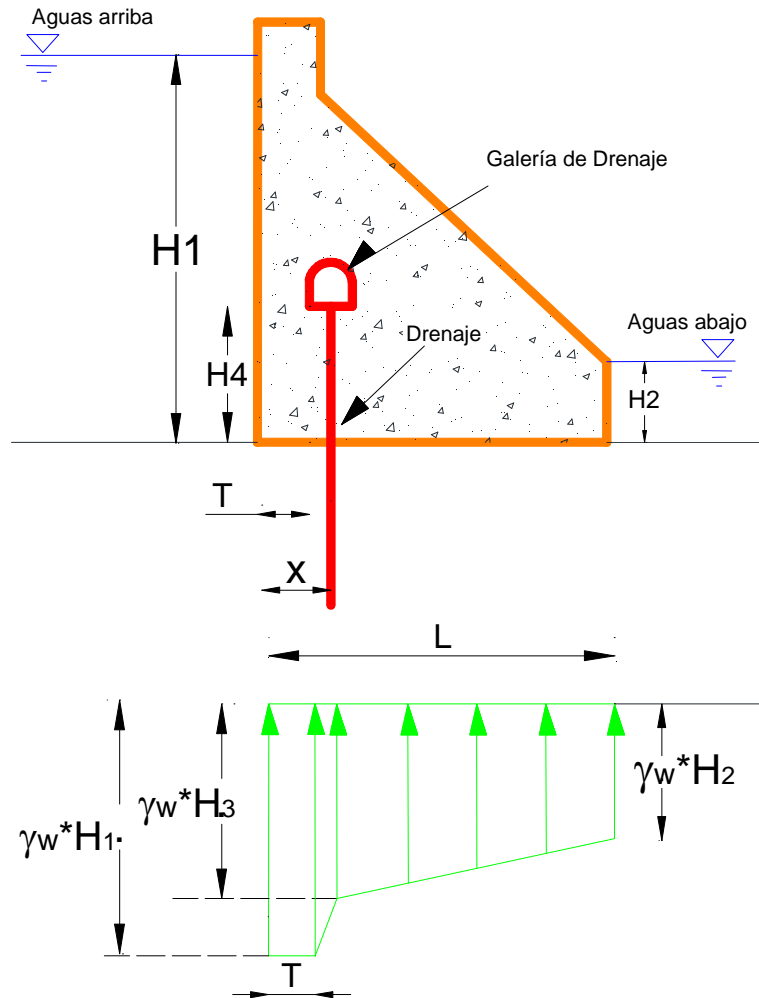


Figura 5. 7 Corps subpresión cuando $H_4 > H_2$ & $T < X$ (Fuente USACE)

- Cuando $H_4 < H_2$ & $T < X$

$$H_3 = K \left[(H_1 - H_2) \frac{L - X}{L - T} \right] + H_2 \quad 5.9$$

Donde $K=1-E$, E = eficiencia del drenaje, H_1 = altura del embalse, H_2 = altura aguas abajo, T = longitud de compresión cero, x = longitud medida desde la cara aguas arriba hasta la longitud de drenaje.

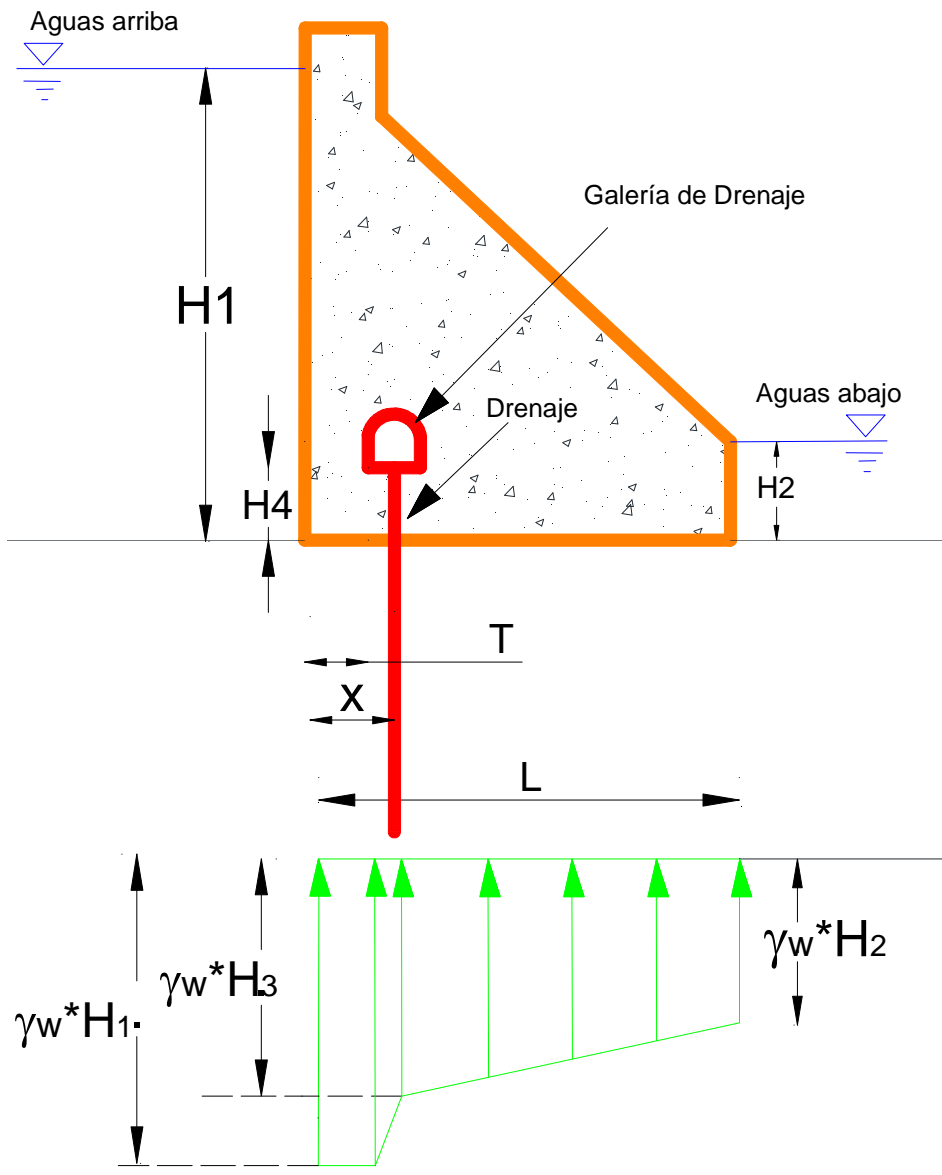


Figura 5. 8 Corps subpresión cuando $H_4 < H_2$ & $T < X$ (Fuente USACE)

- Cuando $H_4 > H_2$ & $T > X$

El cálculo de la subpresión se realiza mediante la figura 5.8 donde se puede observar que la longitud de compresión cero (T) se encuentra más allá del sistema de drenaje, por lo tanto la eficiencia del drenaje (E) no se considera para el cálculo de la subpresión.

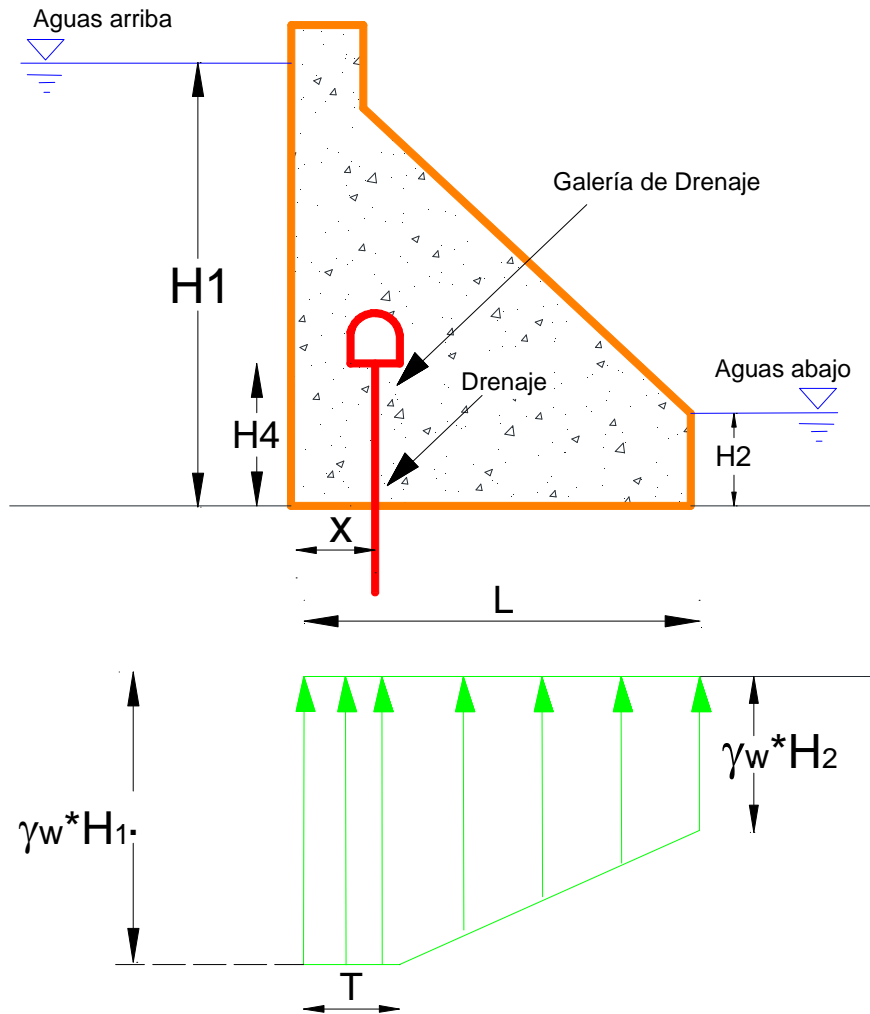


Figura 5. 9 Corps subpresión cuando $H_4 > H_2$ & $T > X$ Fuente (USACE)

Se presenta en la tabla 5.1 un resumen en de los modelos propuestos por Corps en donde se detalla la condición con la cual se deba aplicar, la figura y la formula, para el cálculo de la subpresión.

Tabla 5. 1 Modelos propuestos por Corps.

	Cod	Condición	Figura	Formula
Corps	1	Sin sistema de drenaje		$H_x = H_2 + \frac{x}{L}(H_1 - H_2)$
	2	Con sistema de drenaje $H_4 > H_2$		$H_x = K \left[(H_1 - H_2) \frac{(L-x)}{L} + H_2 - H_4 \right] + H_4$
	3	Con sistema de drenaje $H_4 < H_2$		$H_x = K(H_1 - H_2) \frac{(L-x)}{L} + H_2$
	4	Con sistema de drenaje $x \leq 0.05 \cdot H_1$ & $H_4 > H_2$		$H_x = K(H_1 - H_4) + H_4$
	5	Con sistema de drenaje $x \leq 0.05 \cdot H_1$ & $H_4 < H_2$		$H_x = K(H_1 - H_2) + H_2$
	6	Con sistema de drenaje $H_4 > H_2$ y $T < X$		$H_x = K \left[(H_1 - H_2) \frac{L-x}{L-T} + H_2 - H_4 \right] + H_4$
	7	Con sistema de drenaje $H_4 < H_2$ y $T < X$		$H_x = K \left[(H_1 - H_2) \frac{L-x}{L-T} \right] + H_2$
	8	Con sistema de drenaje $H_4 > H_2$ y $T > X$		-

5.2.5. Aplicación a la presa Santa Cruz

Para la aplicación de la subpresión en la presa Santa Cruz, considerando los diferentes casos que propone Corps. Como es el análisis sísmico de la presa Santa Cruz se realizó 20 divisiones en la base de la presa, de la misma manera se considera 20 divisiones para el cálculo de subpresión. Para el cálculo de la subpresión se considera el nivel máximo normal de operación cuya cota es 1188.60 aguas arriba y 1171.02 aguas abajo, esta consideración se basa en que existe mayor presión en el embalse al inicio de la vida útil de la presa. Se asume una efectividad del drenaje $E=0.50$ que es lo que recomienda Corps. En la figura 5.10 se indica las dimensiones de la Presa Santa Cruz.

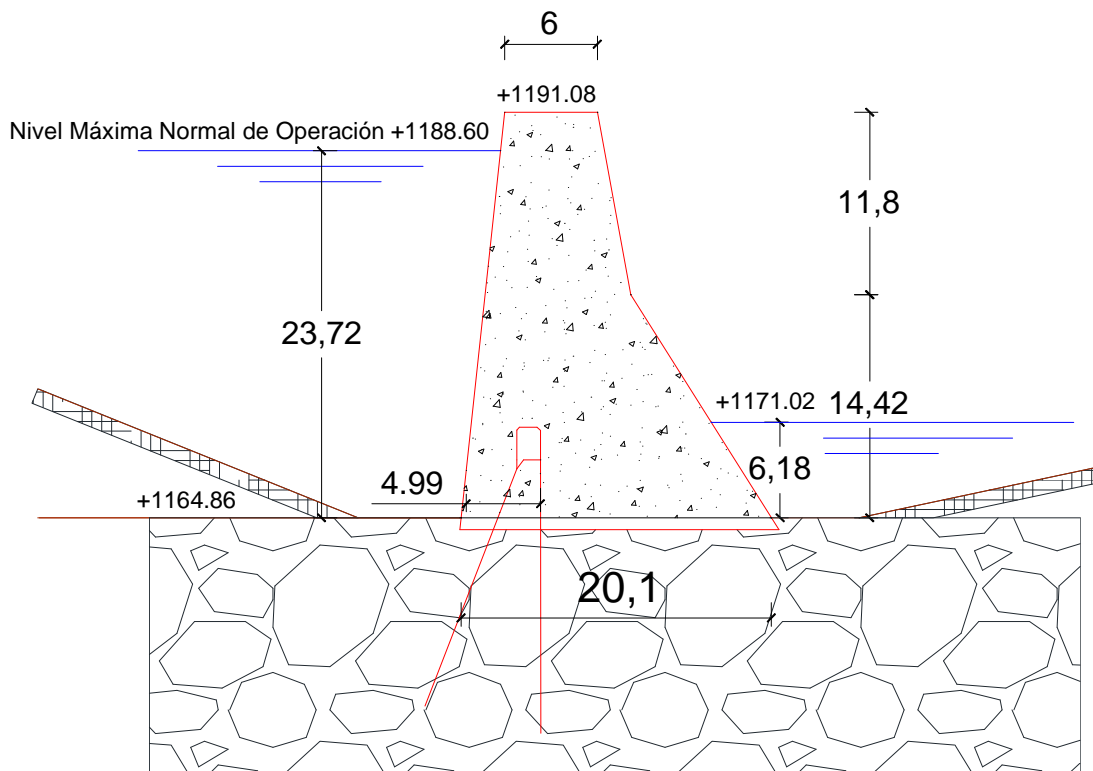


Figura 5. 10 Dimensiones de la Presa Santa Cruz

Calculo de la subpresión para los diferentes condiciones de Corps

- Sin sistema de drenaje

Se aplica la ecuación 5.2 para determinar la profundidad del agua con la cual afecta en la base de la presa. En donde el valor de X indica el lugar en donde afecta el valor de la subpresión.

La fuerza de la subpresión que afecta a la base de la presa sin sistema de drenaje es **$F_{sub}= 302.8 Tn$** , esta fuerza actúa en el centro de gravedad de la figura 5.11.

F_{sub} = Fuerza de subpresión expresada en Tn

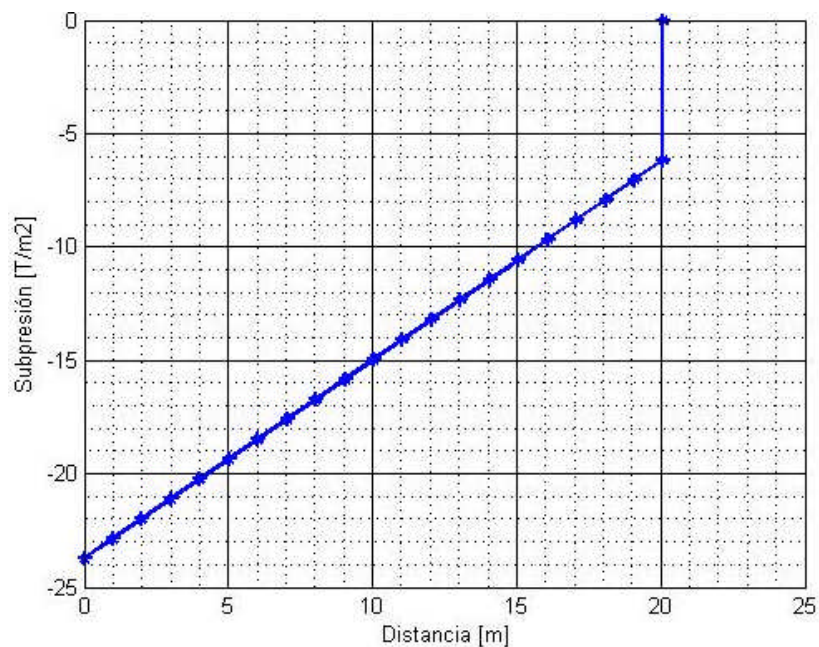


Figura 5. 11 Subpresión sin sistema de drenaje

- Con Sistema de drenaje
- Cuando $H_4 > H_2$

Aplicamos la ecuación 5.3 considerando el valor de $E=0.50$ y $x=4.99$ m

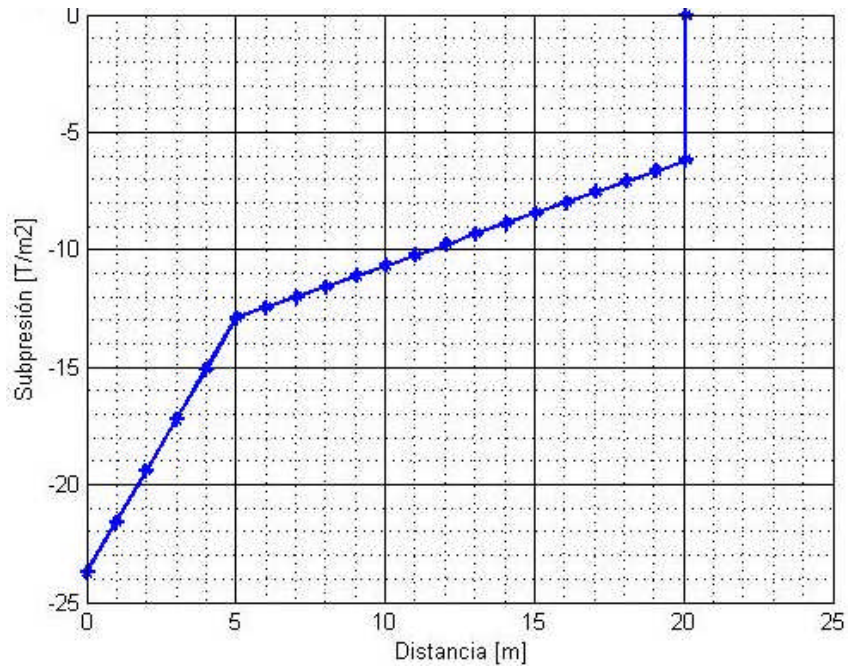


Figura 5. 12 Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_4 > H_2$

La fuerza de subpresión que afecta a la base de la presa es **$F_{sub} = 240.9 Tn$**

- Cuando $H_4 < H_2$

Aplicamos la ecuación 5.5 considerando el valor de $E=0.50$ y $x=4.99$ m

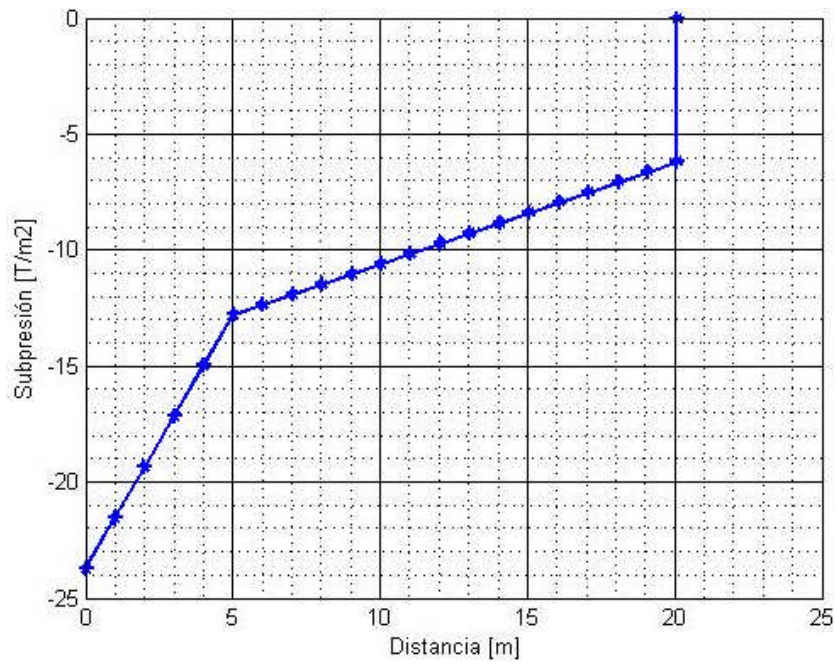


Figura 5. 13 Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_4 < H_2$

La fuerza de subpresión que afecta a la base de la presa es **$F_{sub} = 238.9 \text{ Tn}$**

- Cuando $X \leq 0.05H_1$ & $H_4 > H_2$

En donde $X = 5.46 \text{ m}$ y $0.05 * 23.72 = 1.20 \text{ m}$

$$5.46 \leq 1.20$$

Por lo tanto no cumple la condición pero a manera de ejemplo se modifica la longitud de $X = 1.20 \text{ m}$ como se indica en la siguiente figura 5.14.

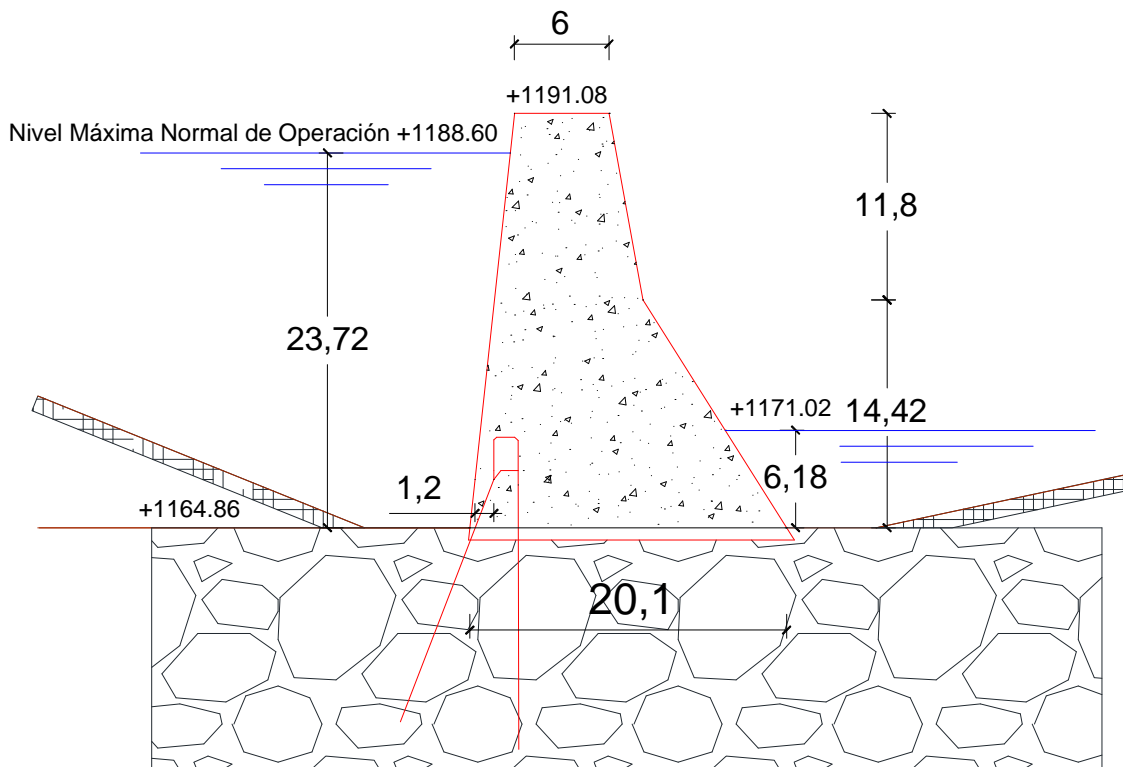


Figura 5. 14 Subpresión con sistema de drenaje cuando $X < 0.05 * H_1$

Con las nuevas dimensiones aplicamos la ecuación 5.6 donde $E = 0.50$ y $X = 1.20 \text{ m}$

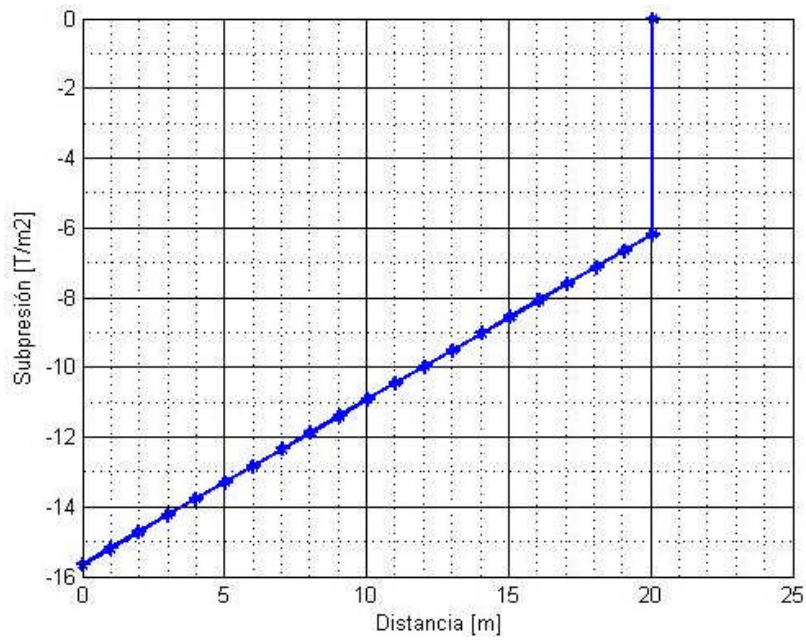


Figura 5. 15 Subpresión con sistema de drenaje cuando $X \leq 0.05 * H_1$ & $H_4 > H_2$

La fuerza de subpresión que afecta a la base de la presa es **$F_{sub} = 220.0 Tn$**

- Cuando $X \leq 0.05H_1$ & $H_4 < H_2$

Aplicamos la ecuación 5.7 en donde $E=0.50$ y $X=1.20m$

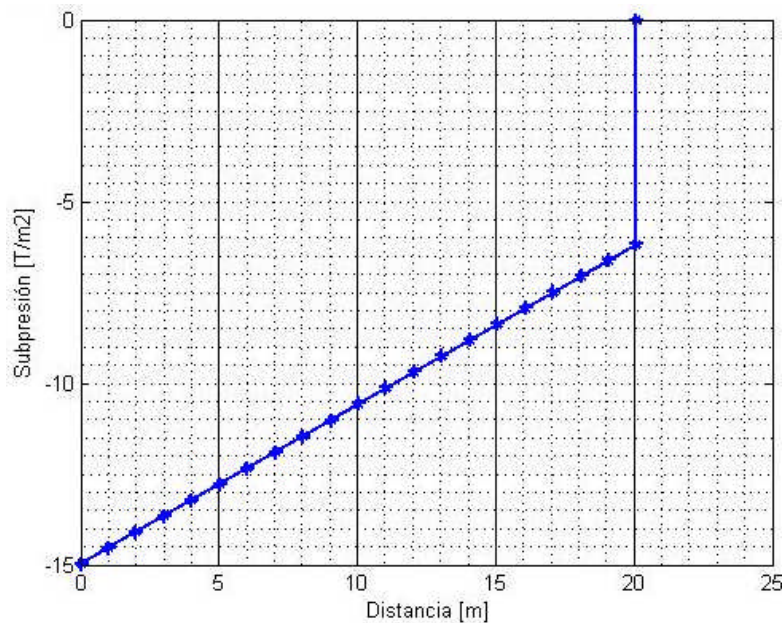


Figura 5. 16 Subpresión con sistema de drenaje cuando $X \leq 0.05 * H_1$ & $H_4 < H_2$

La fuerza de subpresión que afecta a la base de la presa es **$F_{sub} = 211.9 Tn$**

- Cuando $H_4 > H_2$ & $T < X$

Calculo de la longitud de agrietamiento T

Para lo cual es necesario saber si existe fisuramiento en la base de la presa y para ello se aplica la ecuación 5.10.

$$e \leq \frac{B}{6} \quad 5.10$$

$$e = \frac{M}{N} \quad 5.11$$

Donde: B=base de la presa, e= excentricidad, M=Momento, N=Normal

Para la presa Santa Cruz se tienen los siguientes datos

$$4.52 \leq \frac{20.1}{6}$$

$$4.52 \leq 3.35$$

Por lo tanto existe fisuramiento

Calculo de valor de T

Determinamos la longitud sin fisuramiento

$$Bf = (d - L) * \frac{H_2}{H_1} + L \quad 5.12$$

Donde: d= longitud de la cresta de la presa, L=base de la presa, H1 y H2= altura del embalse aguas arriba y aguas abajo respectivamente.

$$Bf = (6 - 20.1) * \frac{6.18}{23.74} + 20.1$$

$$Bf = 16.42$$

Aplicamos la ecuación 5.13

$$X'_0 = -\frac{Bf^2}{12 * e} \quad 5.13$$

$$X'_0 = -\frac{(16.42)^2}{12 * 4.52}$$

$$X'_0 = -4.97$$

Determinamos el nuevo valor de B_{new}

$$135 \quad 5.14$$

$$B_{new} = \frac{1}{2} * B - X'_o$$

$$B_{new} = \frac{1}{2} * 20.1 - (-4.97)$$

$$B_{new} = 15.02$$

Y por ultimo determinamos el valor de T

$$T_{new} = B - B_{new} \quad 5.15$$

$$T_{new} = 5.08$$

Por lo tanto el valor de T_{new} es mayor que $X=4.99$ m.

Para algunos casos de Corps se asume el valor de $T_{asumida} = 1.69$ como manera de ejemplo.

Aplicamos la ecuación 5.8 en donde $E=0.50$, $X=4.99$ m y $T_{asumida} = 1.69$

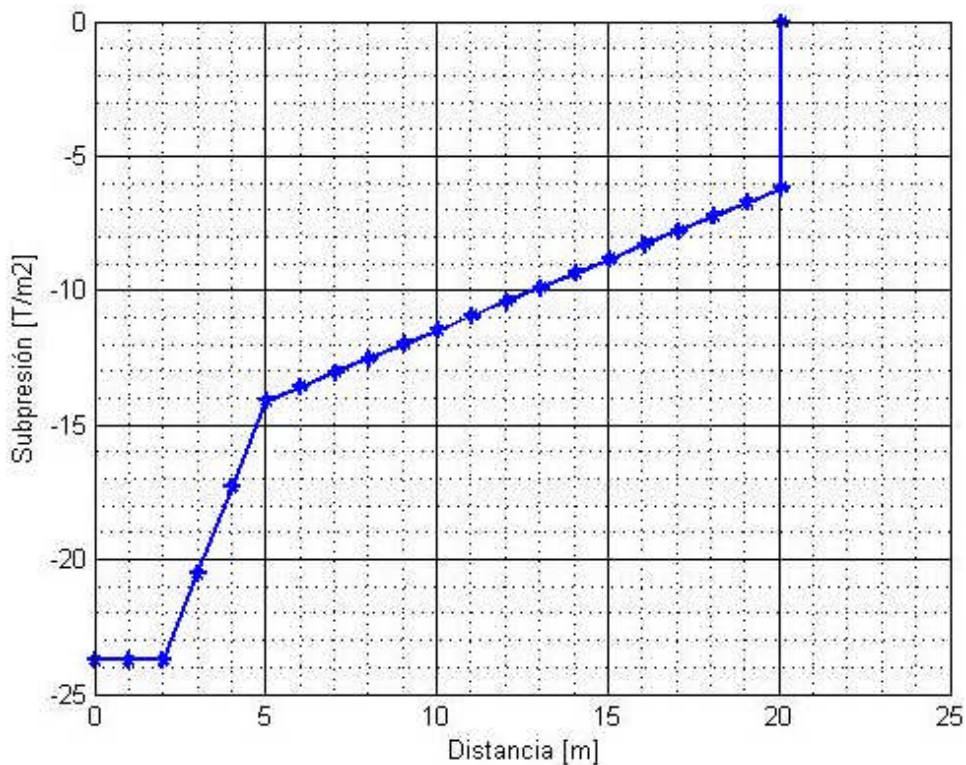


Figura 5. 17 Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_4 > H_2$ & $T < X$

La fuerza de subpresión que afecta a la base de la presa es **$F_{sub} = 261$ Tn**

- Cuando $H_4 < H_2$ & $T < X$

Aplicamos la ecuación 5.9 en donde $E=0.50$, $X=4.99$ m y $T_{asumida}= 1.69$

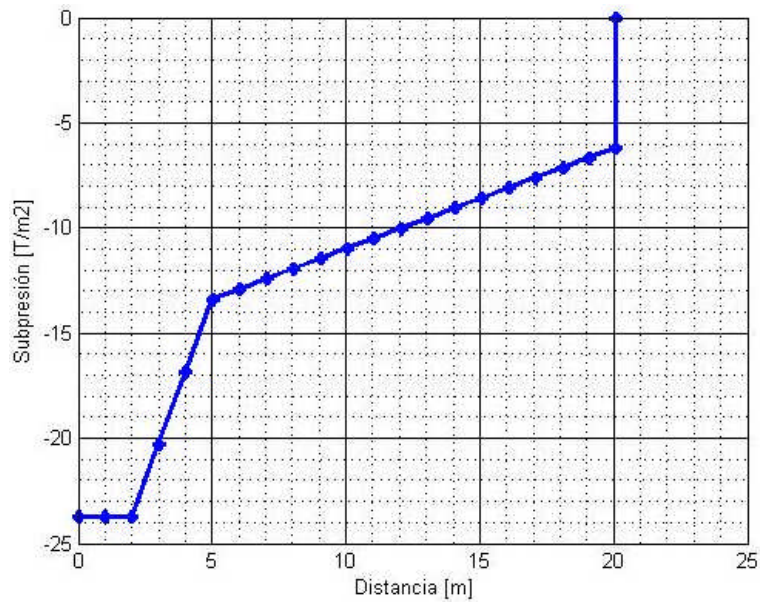


Figura 5. 18 Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_4 < H_2$ & $T < X$

La fuerza de subpresión que afecta a la base de la presa es **$F_{sub} = 252$ Tn**

- Cuando $H_4 > H_2$ & $T > X$

Donde $E=0.50$, $X=4.99$ m y $T_{new}= 5.08$

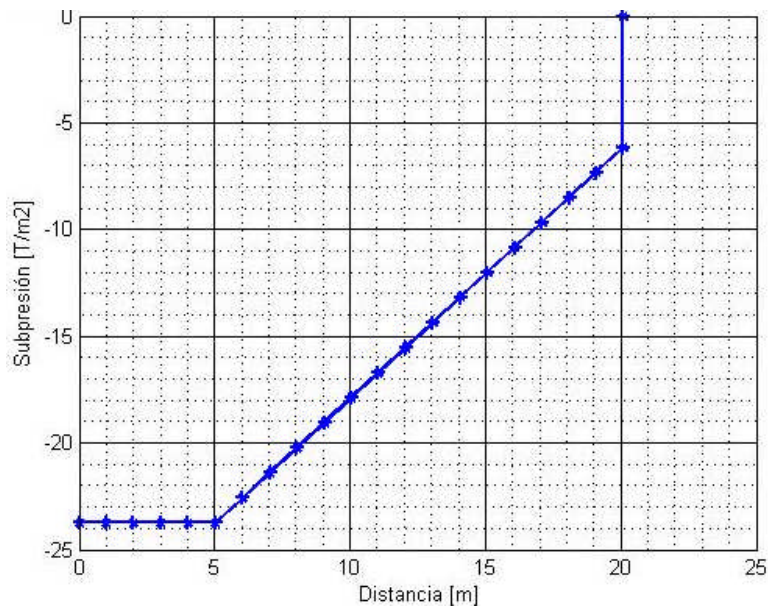


Figura 5. 19 Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_4 > H_2$ & $T > X$

La fuerza de subpresión que afecta a la base de la presa es **$F_{sub} = 347.8$ Tn**

5.3. CRITERIO PROPUESTO POR BUREAU OF RECLAMATION (RECLAMATION).

Reclamation considera el valor de la eficiencia del drenaje (E) entre 0 hasta 0.66, esto se basa en una recopilación de perfiles de muchas presas existentes. Esta fuga se basa en la eficiencia de los drenajes ó que los drenajes se encuentren en total funcionamiento, las cortinas de drenaje se deben colocar a 3 m cada una, debe tener mínimo un diámetro de 76 mm y ubicado a un 5 porciento del embalse.

Se presenta los siguientes casos que considera Reclamation

- Cuando $H_2 > H_4$

No se considera la formación grietas $T=0$, El valor de K está entre $0.33 \leq K \leq 1.0$

$$H_3 = (H_1 - H_2)K + H_2 \quad 5.16$$

Donde: H_1 = altura del embalse aguas arriba, H_2 = altura de aguas abajo, $K=1-E$

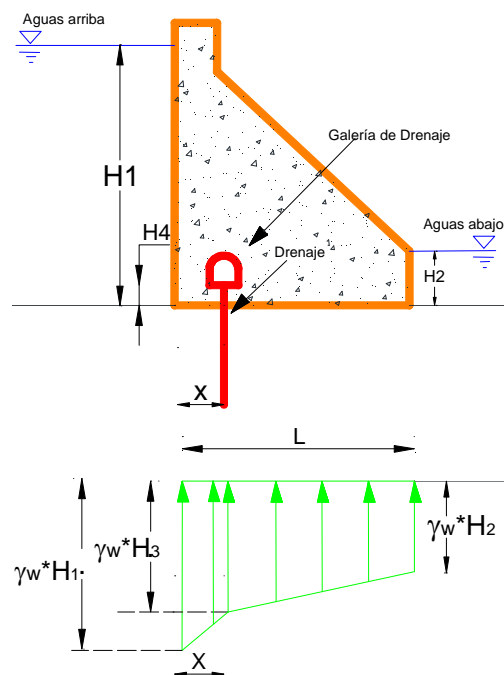


Figura 5. 20 Reclamation Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_2 > H_4$

- Cuando $H_2 > H_4$ & H_{3max}

$$H_{3MAX} = \frac{(L - X)}{L} (H_1 - H_2) + H_2 \quad 5.17$$

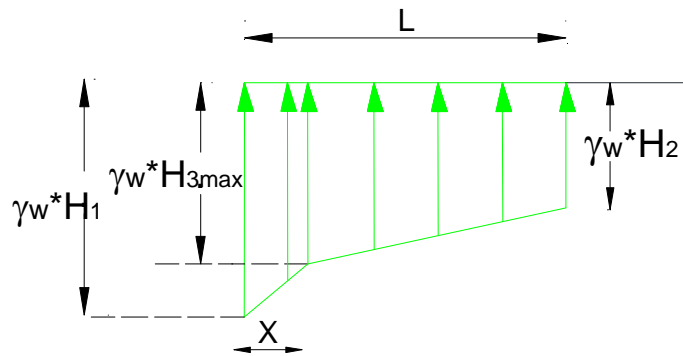


Figura 5. 21 Reclamation Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_2 > H_4$ & H_{3max}

- Cuando $H_4 > H_2$

No se considera la formación grietas $T=0$

$$H_3 = (H_1 - H_4) * K + H_4 \quad 5.18$$

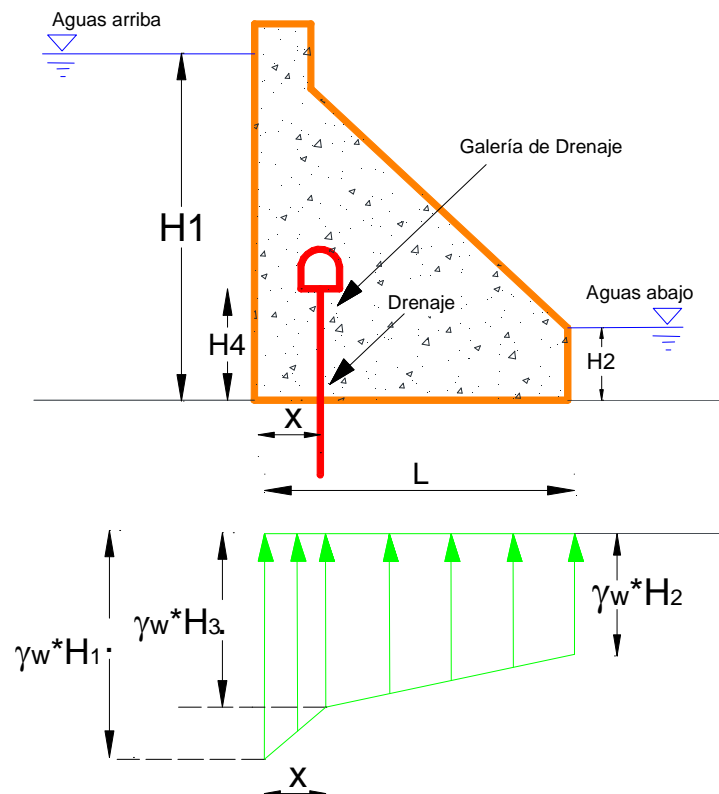


Figura 5. 22 Reclamation Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_4 > H_2$

- Cuando $H_4 > H_2$ & H_{3max}

$$H_{3MAX} = \frac{(L - X)}{L} (H_1 - H_2) + H_2 \quad 5.19$$

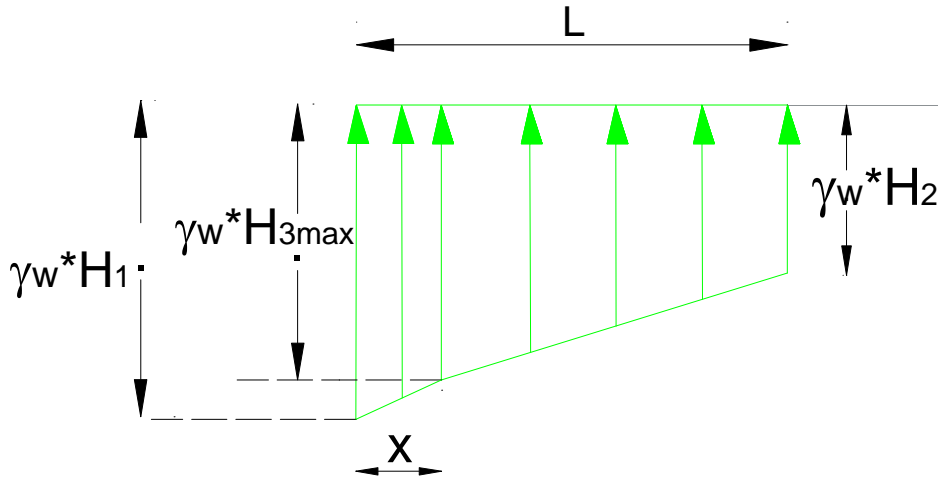


Figura 5. 23 Reclamation Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_4 > H_2$ & H_{3max}

Reclamation asume una nueva distribución bilineal de la subpresión a partir del embalse lleno aguas arriba con la presión de los drenajes.

Cuando la altura de la galería H_4 se encuentra en un altura más elevada que la altura aguas abajo, los cálculos para el valor de H_3 se hace asumiendo H_2 está se encuentra en la mismo elevación que H_4 . El valor H_3 no debe exceder los cálculos para la presa sin drenaje. Para las presas existentes, el actual perfil de la subpresión se utiliza para los cálculos de estabilidad. Si las mediciones no se pueden realizar es decir no se puede ingresar a los drenajes, se supone que los drenajes son inoperables por lo cual el diagrama de la subpresión se supone que varia linealmente desde el talón aguas arriba hasta el dedo aguas abajo. El valor de H_3 en los drenajes para esta condición se identifica como H_{3max}

5.3.1. Subpresión de los desagües con presencia de grietas

Los desagües no se consideran variables o ineficaces después de producir las fisuras. Está es una suposición muy prudente porque los drenajes realmente reducen la subpresión y reducen la formación de grietas. Cada esfuerzo deberá ser verificado la eficiencia del drenaje con la presencia de grietas antes de las modificaciones en la estructura o antes de las conclusiones acerca de la estabilidad. T designa la longitud de la grieta y X designa la distancia con la línea de drenaje, ambos medidos desde el paramento aguas arriba de la presa de acuerdo a la terminología de Reclamation.

- Cuando $H_2 > H_4$ & $T < X$

$$H_3 = \frac{(L - X)}{(L - T)} (H_1 - H_2) + H_2 \quad 5.20$$

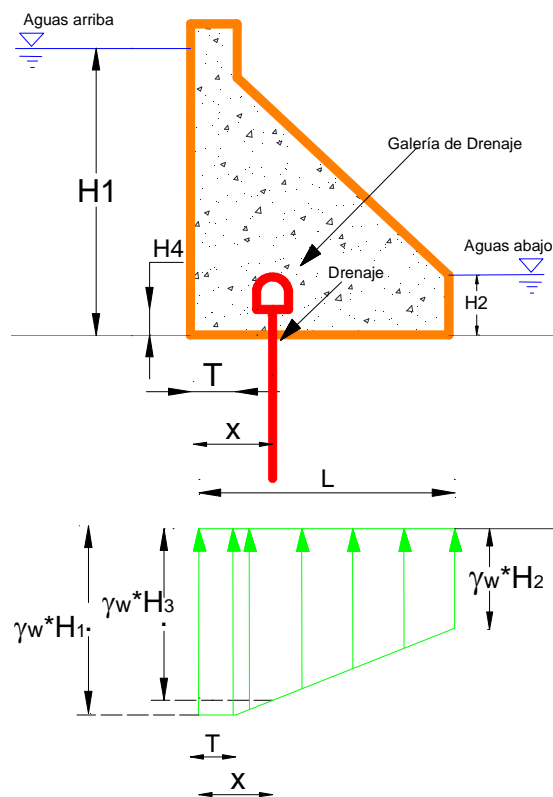


Figura 5. 24 Reclamation Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_2 > H_4$ & $T < X$

- Cuando $H_2 > H_4$ & $T \geq X$

Existe fisuramiento que supera la cortina de drenaje

$$H_{3MAX} = H_1$$

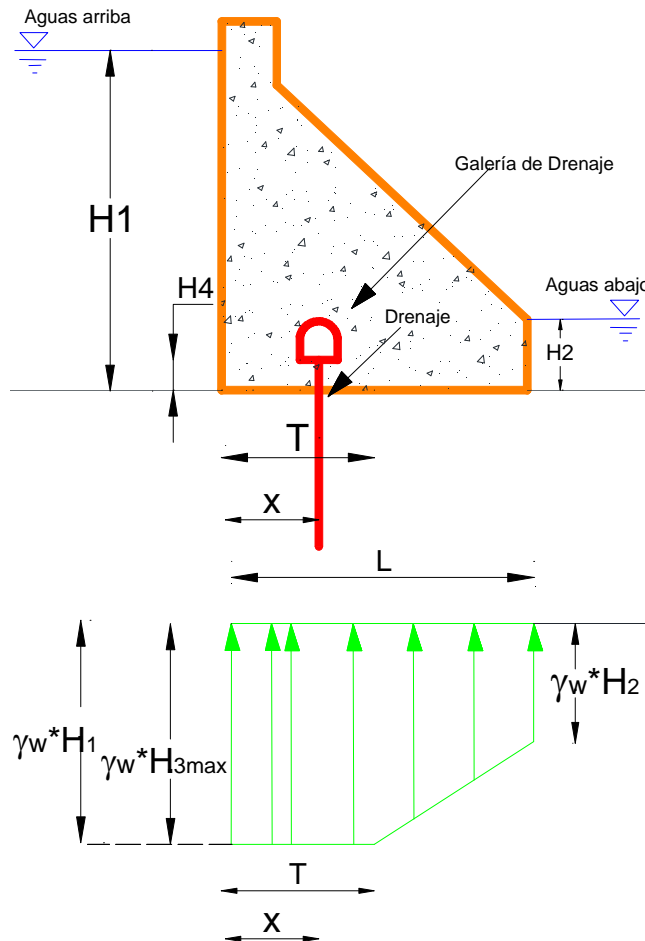


Figura 5. 25 Reclamation Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_2 > H_4$ & $T \geq X$

- Cuando $H_4 > H_2$ & $T < X$

Existe fisuramiento y no sobrepasa la cortina de drenaje

$$H_3 = \frac{(L - X)}{(L - T)} (H_1 - H_2) + H_2 \quad 5.21$$

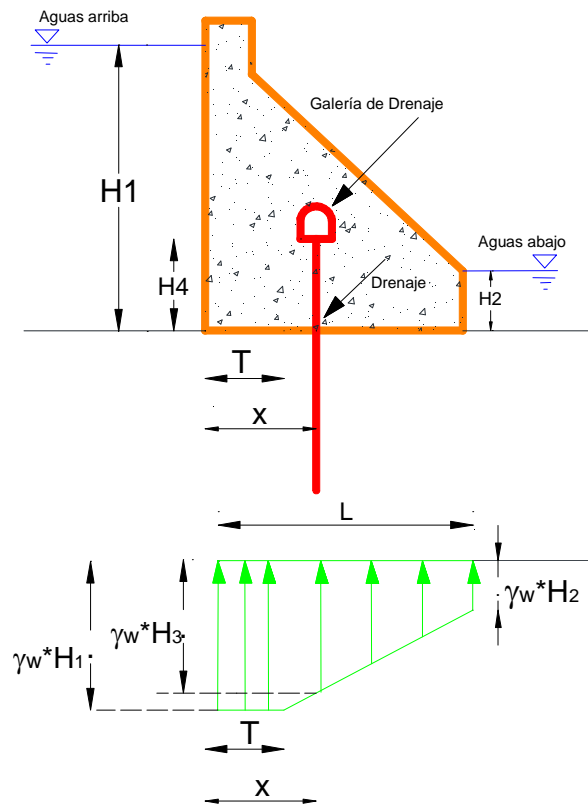


Figura 5. 26 Reclamation Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_4 > H_2$ & $T < X$

- Cuando $H_4 > H_2$ & $T \geq X$

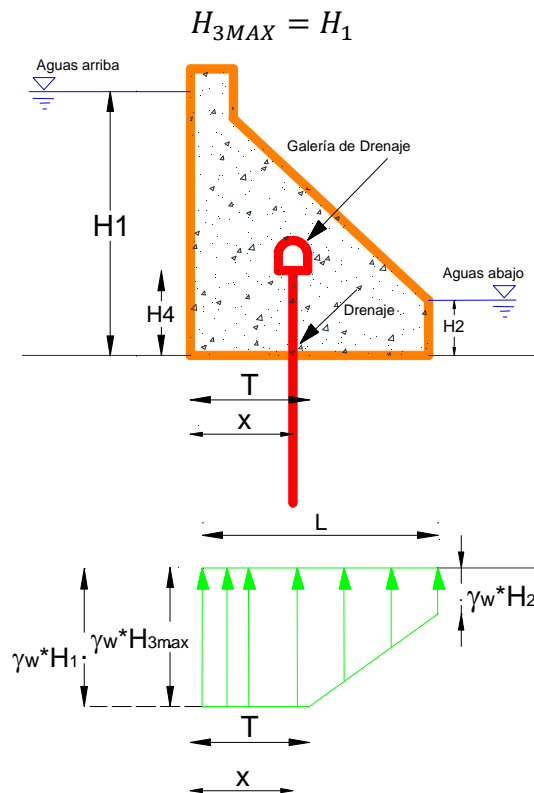


Figura 5. 27 Reclamation Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_4 > H_2$ & $T \geq X$

Se presenta en la tabla 5.2 un resumen de los modelos propuestos por Reclamation

Tabla 5. 2 Modelos propuestos por Reclamation.

Cod	Condición	Figura	Formula
A	Con sistema de drenaje $H_2 > H_4$		$H_3 = (H_1 - H_2)K + H_2$
B	Con sistema de drenaje $H_2 > H_4$ & H_3 max		$H_{3MAX} = \frac{(L - X)}{L} (H_1 - H_2) + H_2$
C	Con sistema de drenaje $H_4 > H_2$		$H_3 = (H_1 - H_4) * K + H_4$
D	Con sistema de drenaje $H_4 > H_2$ & H_3 max		$H_{3MAX} = \frac{(L - X)}{L} (H_1 - H_2) + H_2$
E	Con sistema de drenaje $H_2 > H_4$ y $T < X$		$H_3 = \frac{(L - X)}{(L - T)} (H_1 - H_2) + H_2$
F	Con sistema de drenaje $H_2 > H_4$ y $T > X$		-
G	Con sistema de drenaje $H_4 > H_2$ y $T < X$		$H_3 = \frac{(L - X)}{(L - T)} (H_1 - H_2) + H_2$
H	Con sistema de drenaje $H_4 > H_2$ y $T > X$		-

5.3.2. Aplicación a la presa Santa Cruz

Para la aplicación de la subpresión en la presa Santa Cruz, considerando los diferentes casos que propone Reclamation. Para el cálculo de la subpresión se considera el nivel máximo normal de operación cuya cota es 1188.60 aguas arriba y 1171.02 aguas abajo. Se asume una efectividad del drenaje $E=0.66$ que es lo que recomienda Reclamation. En la figura 5.10 se indica las dimensiones de la Presa Santa Cruz.

- Cuando $H_2 > H_4$

Aplicamos la ecuación 5.16 considerando el valor de $E=0.66$ y $x=4.99$ m

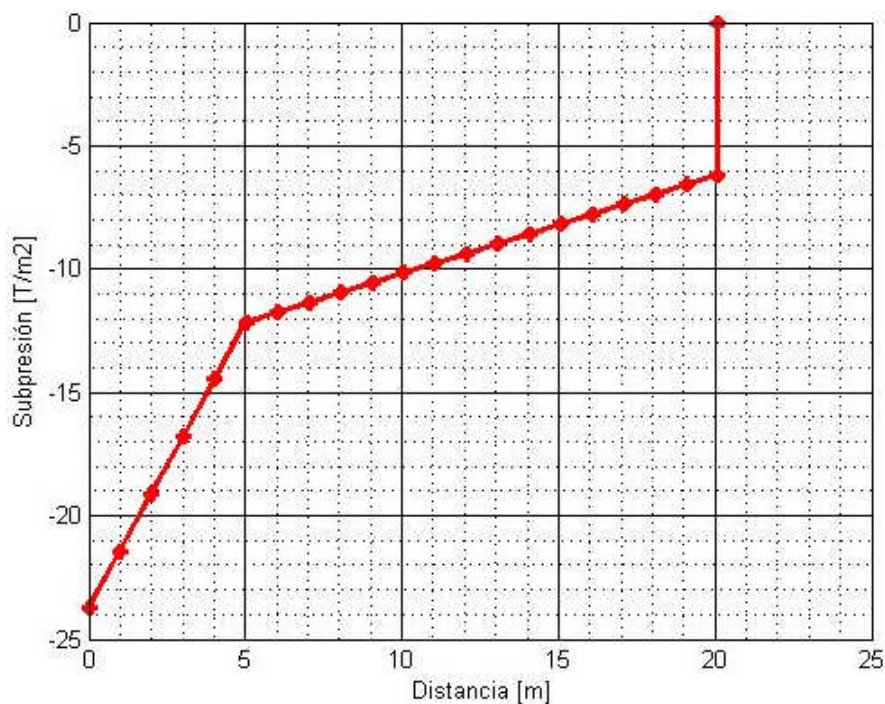


Figura 5. 28 Reclamation con sistema de drenaje cuando $H_2 > H_4$

La fuerza de subpresión que afecta a la base de la presa es **$F_{sub} = 230.8 Tn$**

- Cuando $H_2 > H_4$ & H_{3max}

Aplicamos la ecuación 5.17 considerando el valor $x=4.99$ m

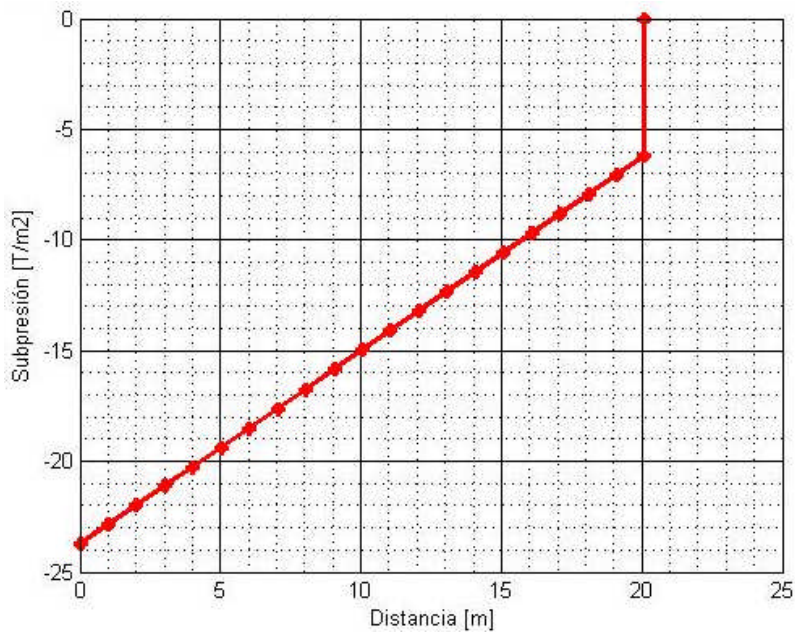


Figura 5. 29 Reclamation con sistema de drenaje cuando $H_2 > H_4$ & H_{3max}

La fuerza de subpresión que afecta a la base de la presa es **$F_{sub} = 302.8$ Tn**

- Cuando $H_4 > H_2$

Aplicamos la ecuación 5.18 considerando el valor $E=0.66$ y $x=4.99$ m

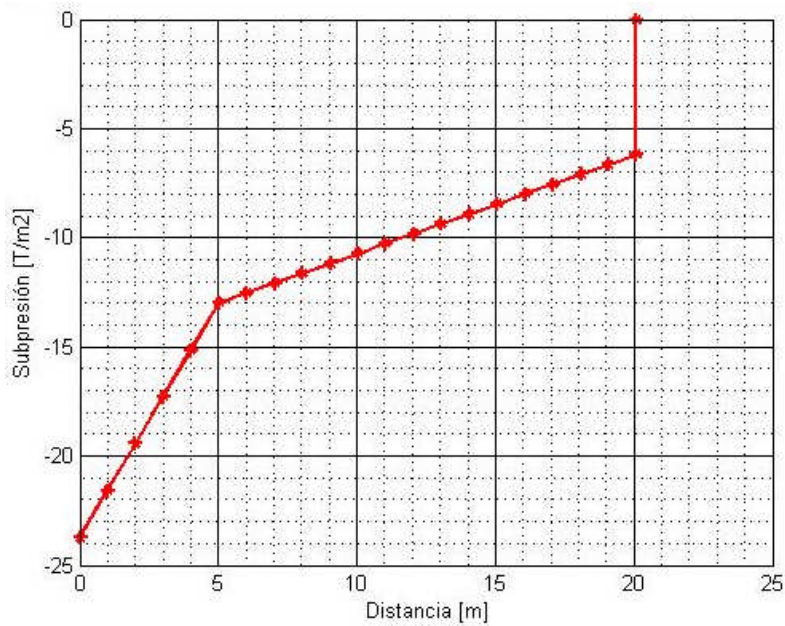


Figura 5. 30 Reclamation con sistema de drenaje cuando $H_4 > H_2$

La fuerza de subpresión que afecta a la base de la presa es **$F_{sub} = 240.9$ Tn**

- Cuando $H_4 > H_2$ & H_{3max}

Aplicamos la ecuación 5.19 considerando el valor $E=0.66$ y $x=4.99$ m

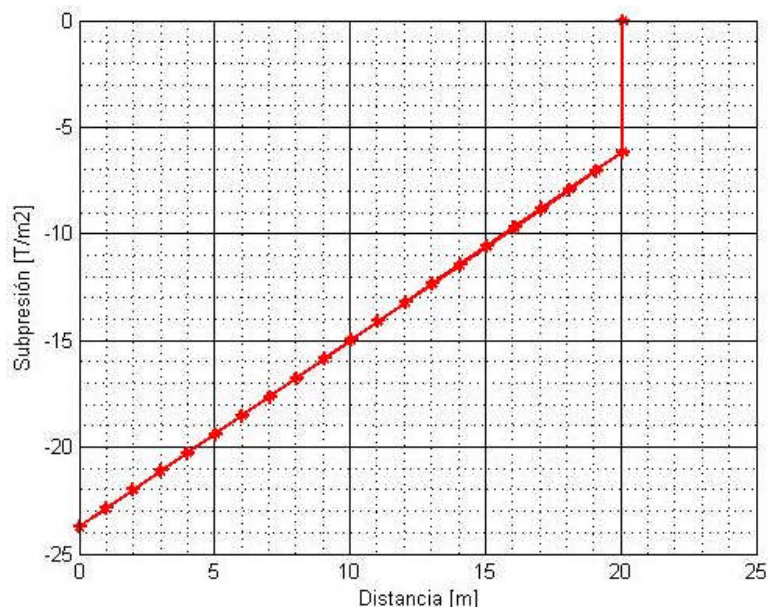


Figura 5. 31 Reclamation con sistema de drenaje cuando $H_4 > H_2$ & H_{3max}

La fuerza de subpresión que afecta a la base de la presa es **$F_{sub} = 302.8$ Tn**

- Cuando $H_2 > H_4$ & $T \geq X$

Considerando el valor $x=4.99$ m y $T = 5.08$ m

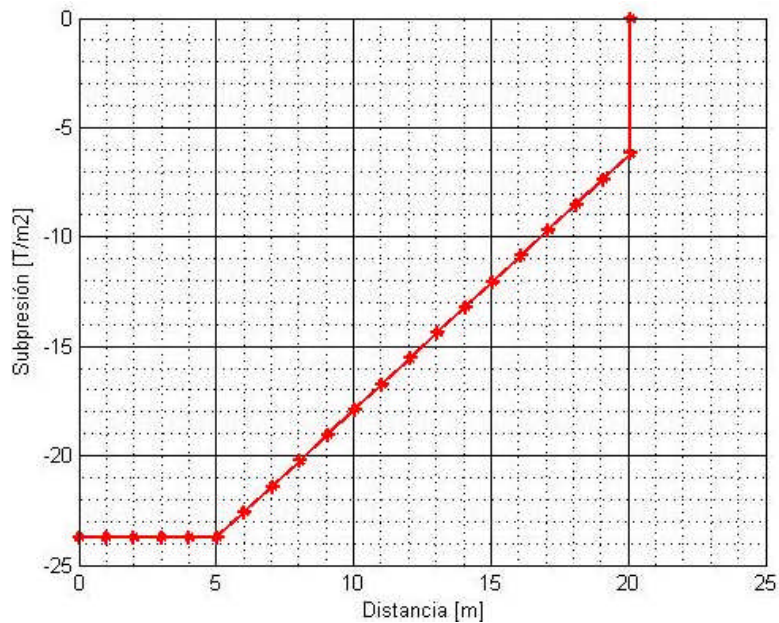


Figura 5. 32 Reclamation con sistema de drenaje cuando $H_2 > H_4$ & $T > X$

La fuerza de subpresión que afecta a la base de la presa es **$F_{sub} = 347.8$ Tn**

- Cuando $H_4 > H_2$ & $T < X$

Aplicamos la ecuación 5.21 considerando el valor $X_{\text{asumido}}=4.99$ m y $T_{\text{asumido}}=1.69$ m

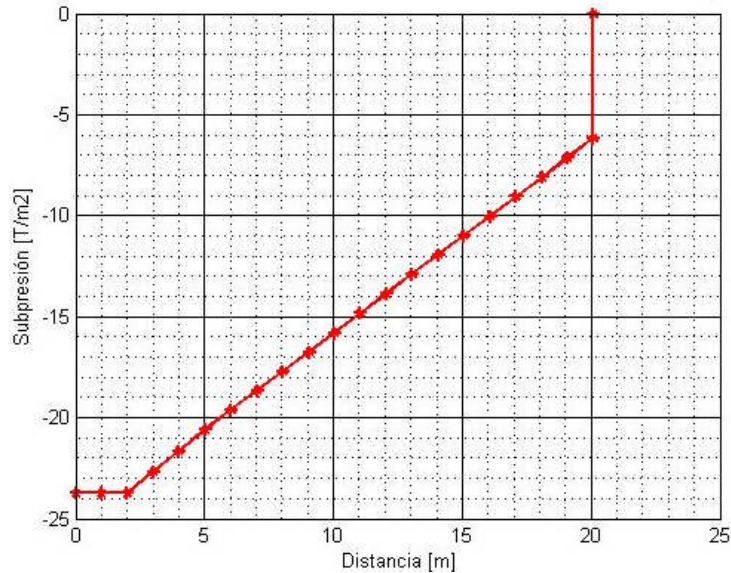


Figura 5. 33 Reclamation con sistema de drenaje cuando $H_4 > H_2$ & $T < X$

La fuerza de subpresión que afecta a la base de la presa es **$F_{\text{sub}} = 320.8$ Tn**

5.4. CRITERIO PROPUESTO POR FEDERAL ENERGY REGULATORY COMMISSION (FERC)

FERC asume la distribución de la subpresión de la misma forma que hace Corps. Sin embargo existe disposiciones especiales con respecto a los desagües estos deben estar al 5 por ciento de la altura del embalse desde la cara de presa aguas arriba.

- Sin desagües

Asume al igual que Corps es decir la subpresión se mantiene con un valor constante y estático.

- Con drenaje

FERC se basa en las medidas piezométría para la eficiencia del drenaje. La eficiencia del drenaje sobre la base de datos piezométricas en condiciones de

carga no necesariamente pueden extrapolarse a otro estado de carga. Es decir la medida de drenaje de una carga efectiva no podría ser asumida por una carga de inundación, si es menor la carga de inundación prevé las fisuras en la base. Además, la formación de los drenajes o galerías deben ser accesibles y fáciles de limpiar para así poder controlar la eficiencia del drenaje.

FERC considera los siguientes casos.

- Cuando $H_4 > H_2$ & $T \geq X$

$$H_3 = K(H_1 - H_4) + H_4 \quad 5.22$$

Donde $K=1-E$, H_1 = altura del embalse, H_4 = Altura de la galería medida desde el talón.

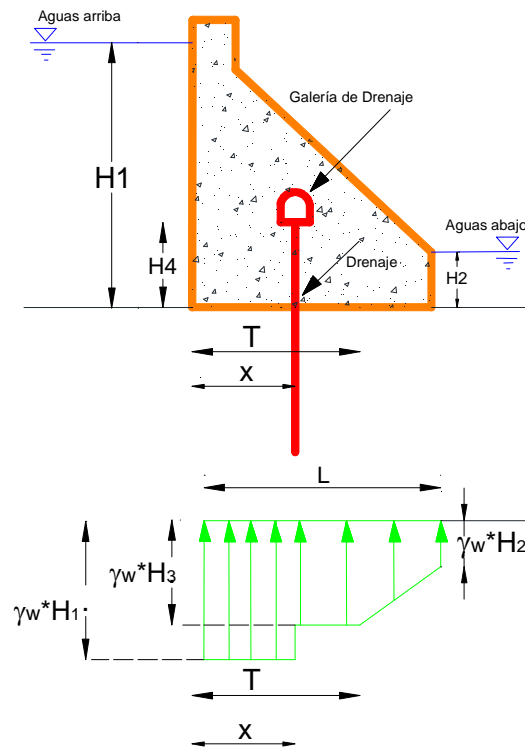


Figura 5. 34 FERC con sistema de drenaje cuando $H_4 > H_2$ & $T \geq X$

- Cuando $H_4 < H_2$ & $T \geq X$

$$H_3 = K(H_1 - H_2) + H_2 \quad 5.23$$

Donde $K=1-E$, H_1 = altura del embalse, H_2 = altura aguas abajo

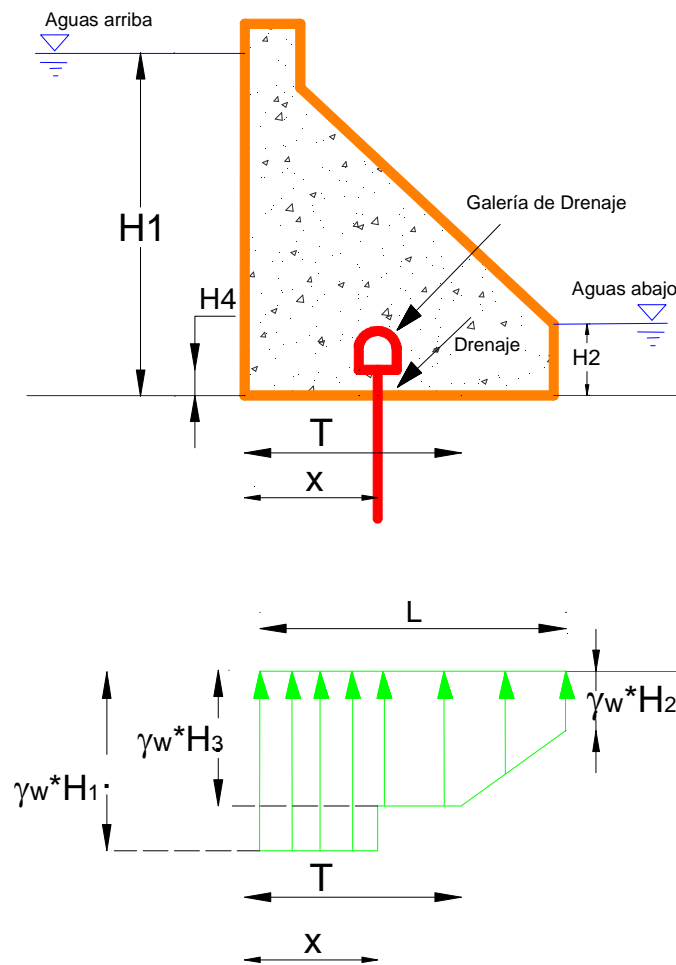


Figura 5. 35 FERC con sistema de drenaje cuando $H_4 < H_2$ & $T \geq X$

Se presenta un resumen de los modelos por FERC

Tabla 5. 3 Modelo propuesto por FERC

	Cod	Condición	Figura	Formula
FERC	i	Con sistema de drenaje $H_4 > H_2$ & $T > X$		$H_3 = K(H_1 - H_4) + H_4$
	ii	Con sistema de drenaje $H_4 < H_2$ & $T > X$		$H_3 = K(H_1 - H_2) + H_2$

5.4.1. Aplicación a la presa Santa Cruz

Para la aplicación de la subpresión en la presa Santa Cruz, considerando los diferentes casos que propone FERC. Para el cálculo de la subpresión se considera el nivel máximo normal de operación cuya cota es 1188.60 aguas arriba y 1171.02 aguas abajo. Se asume una efectividad del drenaje $E=0.50$. En la figura 5.10 se indica las dimensiones de la Presa Santa Cruz.

- Cuando $H_4 > H_2$ & $T \geq X$

Aplicamos la ecuación 5.22 considerando el valor $T= 5.08$ m

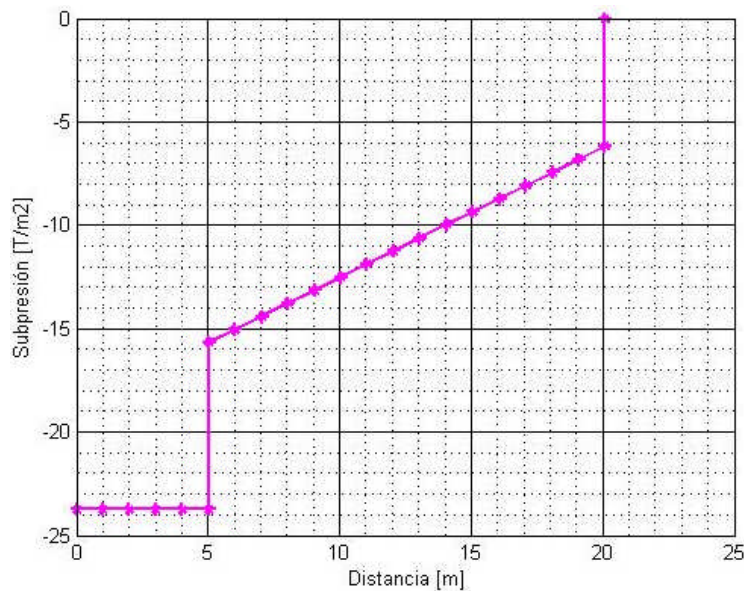


Figura 5. 36 Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_4 > H_2$ & $T \geq X$

La fuerza de subpresión que afecta a la base de la presa es **$F_{sub} = 293.0$ Tn**

- Cuando $H_2 > H_4$ & $T \geq X$

Aplicamos la ecuación 5.23 considerando el valor $T= 5.08$ m

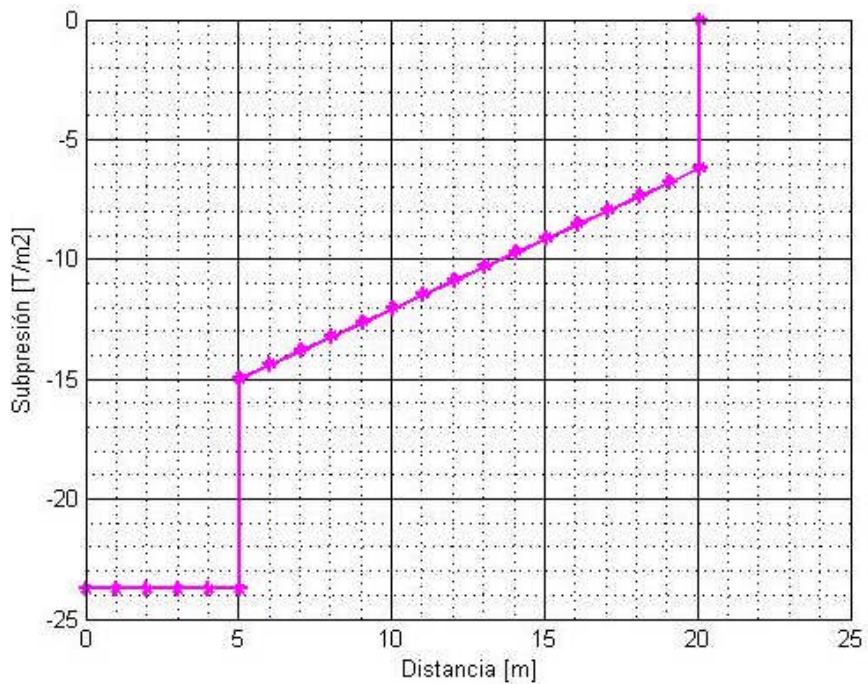


Figura 5. 37 Subpresión con sistema de drenaje cuando $H_2 > H_4$ & $T \geq X$

La fuerza de subpresión que afecta a la base de la presa es **$F_{sub} = 285.6 Tn$**

Para el cálculo de la subpresión se realizaron dieciséis modelos aplicando los criterios de las tres agencias federales Corps, Reclamation, FERC, de los cuales siete cumplen con las condiciones de la presa Santa Cruz. En las tablas siguientes se indica el resumen de la fuerza de subpresión aplicada a la base de la presa.

Tabla 5. 4 Resumen de las Fuerza de Subpresión según Corps.

	Corps	Fsub Tn
1	Sin sistema de drenaje	302.8
2	$H_4 > H_2$	240.9
3	$H_4 < H_2$	238.9
4	$X \leq 0.05 H_1$ & $H_4 > H_2$	220
5	$X \leq 0.05 H_1$ & $H_4 < H_2$	211.9
6	$H_4 > H_2$ & $T < X$	261
7	$H_4 < H_2$ & $T < X$	252
8	$H_4 > H_2$ & $T > X$	347.8

Tabla 5. 5 Resumen de las Fuerza de Subpresión según Reclamation.

	Reclamation	Fsub Tn
1	H2>H4	230.8
2	H2>H4 & H3 max	302.8
3	H4>H2	240.9
4	H4>H2 & H3 max	302.8
5	H2>H4 & T>=X	347.8
6	H4>H2 & T<X	320.8

Tabla 5. 6 Resumen de las Fuerza de Subpresión según FERC.

	FERC	Fsub Tn
1	H4>H2 & T>=X	293
2	H2>H4 & T>=X	285.6

El modelo que se adapta a las exigencias de la presa Santa Cruz es el generado por Reclamation cuya fuerza es $F=347.8$ Tn

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS DE SUBPRESIÓN MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS

6.1. INTRODUCCIÓN

Muchos de los problemas geotécnicos se presentan en el movimiento del agua que llena los poros y diaclasas del terreno, los cuales presenta ciertas características.

- Primero: Se refiere al caudal de agua que circula.
- Segundo: Se refiere a la variación del estado tensional del suelo, esto se refiere a que el agua que circula genera una presión intersticial lo cual genera tensiones en el terreno y por tanto afecta su deformación y estabilidad.
- Tercero: Alteraciones por el paso del agua, los cuales pueden ser físicas, químicas y biológicas. Como el producto de esto se puede citar la erosión que es el arrastre de partículas del suelo.

La presión intersticial que existe en un punto del suelo con el agua, con frecuencia no es la que corresponde a las condiciones hidrostáticas, también se considera el flujo de la misma a través de los poros.

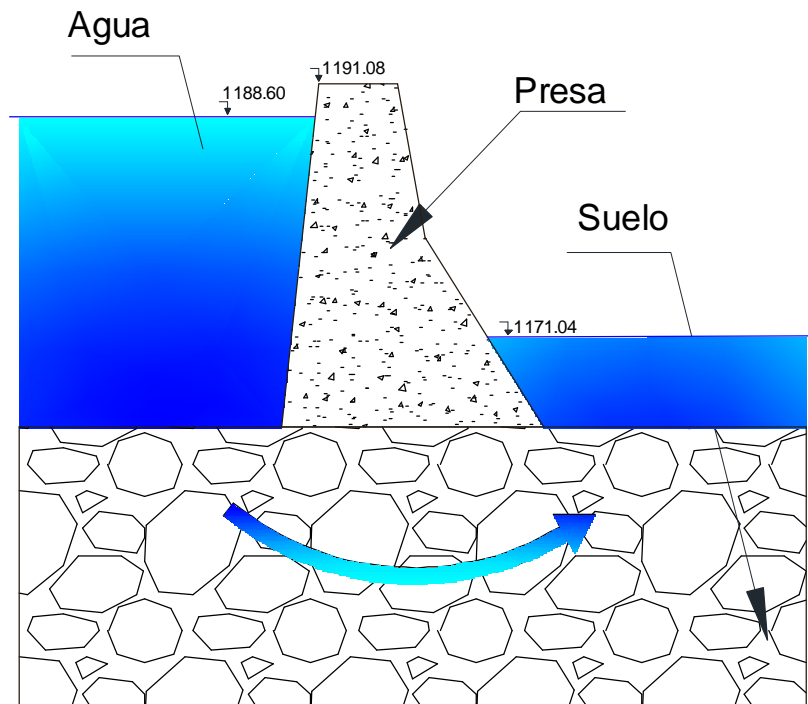


Figura 6. 1 Presión Intersticial

La diferencia del nivel de agua, entre el embalse y aguas abajo, genera una filtración a través de la cimentación desde la cara de la presa aguas arriba hasta el pie aguas abajo. Esto genera una presión intersticial que deben ser compatible con las condiciones de borde y con los cambios de volúmenes que se produce en la del suelo. Durante este periodo el flujo se encuentra en función del tiempo lo cual deja de ser permeable, es por eso que su estudio se dificulta. Cuando la presión intersticial en la masa del suelo se equilibra el flujo se vuelve independiente del tiempo y en este caso se tiene un flujo permanente y estacionario.

La velocidad con la cual la presión intersticial se ajusta a los nuevos valores de equilibrio, durante el flujo transitorio depende del tipo de suelo como por ejemplo si tenemos un suelo arenoso y grava la presión intersticial es capaz de

equilibrarse rápidamente. En cambio si tenemos un suelo arcilloso el equilibrio de las presiones intersticiales puede demorarse varios años.

6.1.1. Redes de Filtración

La representación gráfica para el flujo que traspasa el suelo se denomina red de flujo ó red de corriente. De la red de flujo se puede obtener información relativa a los problemas planteados. El camino seguido por una partícula de agua en su recorrido de escurrimiento o filtración a lo largo de un masa de suelo saturado se denomina línea de flujo o de corriente. Para un mejor entendimiento se realiza una pantalla de tablestacas.

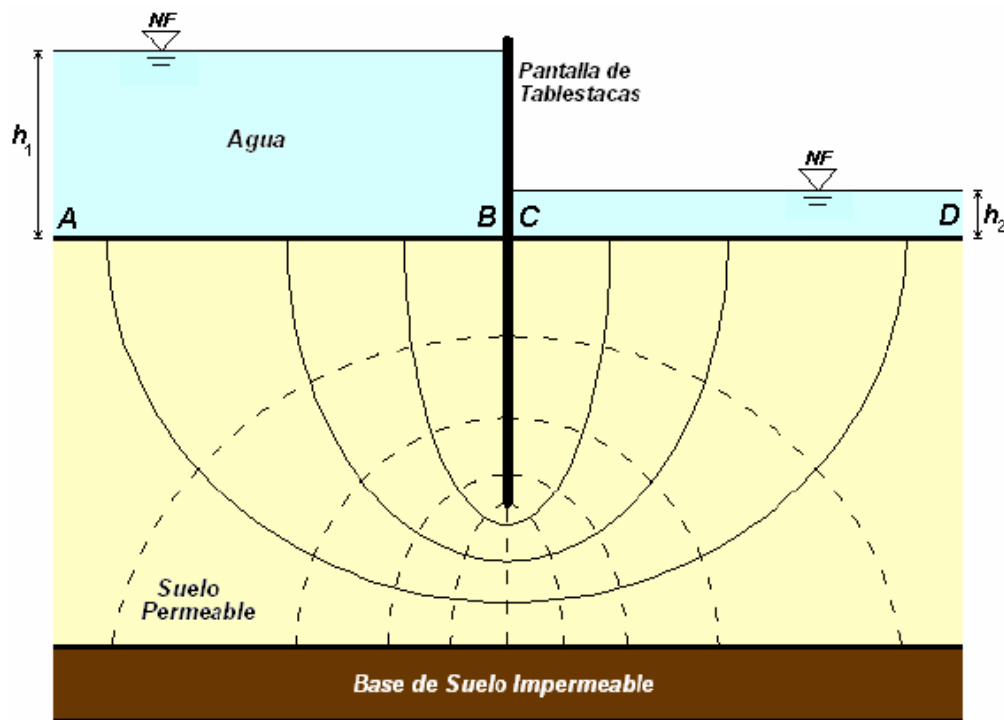


Figura 6. 2 Pantalla de Tablestacas (fuente Nicolás Alejandro Torres 2010)

Cada *línea de flujo* comienza en un punto localizado sobre la línea AB, con una carga de presión ($h=h_1-h_2$) que se dispersa y termina en la línea CD,

donde la carga de presión es igual a h^2 . La línea que une todos los que tengan cargas iguales se llama línea equipotencial (líneas punteadas en la figura 6.2).

El esquema de las líneas de flujo y equipotenciales se denomina red de flujo y es un instrumento que nos permite solucionar los problemas de filtración de agua.

6.2. ECUACIONES HIDRODINÁMICAS QUE RIGEN EN EL FLUJO DE AGUA ATREVES DE LOS SUELOS.

Estas ecuaciones se establecen a partir de dos principios fundamentales, la primera es la ley de conservación de masa la cual establece que para un volumen de control representativo al interior de la masa de fluido, la diferencia entre el flujo masivo entrante y saliente es igual a la variación de la masa de fluido almacenada dentro de éste. La segunda la ley de Darcy proporciona una relación funcional entre la velocidad aparente del flujo y la carga hidráulica H .

6.2.1. Ley de Darcy

El flujo en un medio poroso cumple la ley de Bernoulli modificada:

$$\frac{P_1}{\gamma_w} + y_1 + \frac{V_1^2}{2 * g} = \frac{P_2}{\gamma_w} + y_2 + \frac{V_2^2}{2 * g} + \Delta h \quad 6.1$$

Donde: g = aceleración de la gravedad, p_1, p_2 = presión en dos secciones 1 y 2, a lo largo de cierta trayectoria del flujo, y_1, y_2 = elevaciones medias de las secciones 1 y 2 con respecto a un plano horizontal arbitrario, V_1, V_2 = velocidad

de flujo en las secciones 1 y 2, γ_w = peso volumétrico del agua, Δh = pérdida de carga hidráulica entre las secciones 1 y 2 debido a la viscosidad del agua.

La suma de los tres primeros términos en cada miembro de la ecuación anterior se llama carga hidráulica total, h . Los términos individuales son presión, posición y velocidad.

En todos los problemas prácticos de flujo de agua en suelos, la ecuación 6.2 es despreciable, esto se debe a que la velocidad $V=0.1$ m/seg.

$$\frac{P_1}{\gamma_w} + y_1 = \frac{P_2}{\gamma_w} + y_2 + \Delta h \quad 6.2$$

La pérdida de carga Δh entre dos secciones cualesquiera en un tubo de flujo puede obtenerse por la integración de la ecuación diferencial.

$$v = -K \frac{dh}{ds} = Ki \quad 6.3$$

Donde: k = conductividad hidráulica, i = gradiente de carga hidráulica total, v = velocidad de Darcy.

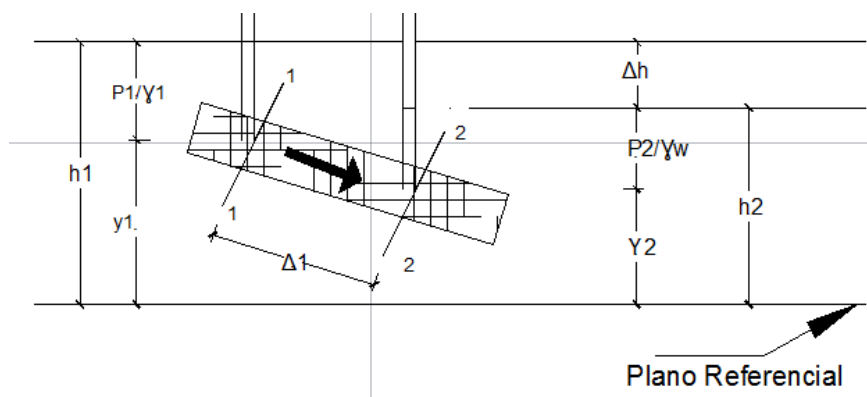


Figura 6. 3 Ley de Bernoulli modificada para el flujo de agua en suelos

La ecuación 6.3 se expresa en sus tres componentes dando lugar a:

$$v_x = -k_x \frac{\partial h}{\partial x} \quad 6.4$$

$$v_y = -k_y \frac{\partial h}{\partial y} \quad 6.5$$

$$v_z = -k_z \frac{\partial h}{\partial z} \quad 6.6$$

6.2.2. Conductividad Hidráulica K

El coeficiente de conductividad hidráulica se lo denomina K expresado en la ecuación 6.3, tiene unidades [L/T]. Se puede interpretar físicamente como la velocidad de descarga correspondiente a un gradiente hidráulico unitario.

Tabla 6. 1 Intervalo aproximado del coeficiente de conductividad K para diversos tipos de suelo

Tipo de suelo	Intervalo K (cm/seg)	Intervalo K (m/seg)
Gravas limpias	100 a 1	1 a 0.01
Arenas limpias	.1 a 10^{-3}	0.01 a 10^{-5}
Arenas muy finas, limos y mezcla de arena y limo	10^{-3} a 10^{-7}	10^{-5} a 10^{-9}
Arcilla	10^{-7} a 10^{-9}	10^{-9} a 10^{-11}

6.2.3. Ecuación de Laplace

Se supone que ni el suelo ni el agua se deforma volumétricamente y que este se encuentra totalmente saturado, entonces el caudal de agua que ingresa en cualquier elemento de suelo de un dominio de flujo es idéntico al caudal que sale de él.

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad 6.7$$

Donde: v_x, v_y, v_z = velocidad de descarga en tres direcciones x, y, z.

Si consideramos que es un suelo anisótropo, es decir su conductividad hidráulica cambia según la dirección de flujo, las ecuaciones 6.4, 6.5, 6.6 se reemplazan en la ecuación 6.7.

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad 6.8$$

Esta ecuación describe matemáticamente el flujo en la región considerada. Una característica especial de los problemas en suelos donde se encuentra involucrado el agua es la importancia que cobra los más pequeños detalles de la estructura geológica. Así es como muchas veces dejan pasar caudales considerables, debido a fisuras, grietas etc. Si se considera un suelo isotrópico lo que quiere decir que su conductividad hidráulica es la misma en cualquier dirección de flujo.

$$k_x = k_y = k_z = k \quad 6.9$$

Introduciendo en la ecuación 6.9 en la ecuación 6.8 obtenemos la ecuación de Laplace, esta ecuación es la que gobierna el flujo permanente del agua en el suelo denominada *LAPLACE*.

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \nabla^2 h = 0 \quad 6.10$$

Donde: $h = y + \frac{p}{\gamma_w}$ es la carga hidráulica.

En la mayoría de los casos la condición de flujo se puede considerar como bidimensional y, por tanto la ecuación de Laplace nos queda.

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad 6.11$$

6.2.4. Líneas de flujo y Equipotenciales

- **Líneas de Flujo**

Se considera una solución en dos dimensiones, lo que cumplirá que $v_z = 0$, considerando una condición de régimen permanente cuya ecuación es:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} = \frac{\partial(-v_y)}{\partial y} \quad 6.12$$

Se supone que la velocidad en las direcciones x e y provienen de una misma función ψ

$$v_x = \frac{\delta\psi}{\delta y}; -v_y = \frac{\delta\psi}{\delta x} \quad 6.13$$

Por definición, se considera como líneas de flujo aquellas líneas que en todas sus puntos son tangentes al vector velocidad, por lo cual, representan las diferentes trayectorias de las partículas del flujo.

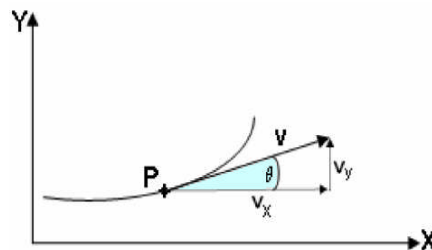


Figura 6. 4 Tangente vector velocidad (fuente Nicolás Alejandro Torres 2010)

En la figura 6.4 se toma encuentra la trayectoria del agua que pasa por el punto $P(x,y)$; el agua posee una velocidad v , que es naturalmente, tangente a su trayectoria. Si se trata ahora de encontrar la ecuación de esa trayectoria a lo largo de la curva se tiene:

$$tg\theta = \frac{v_y}{v_x} = \frac{dy}{dx} \quad 6.14$$

$$v_y dx - v_x dy = 0 \quad 6.15$$

Reemplazando la ecuación 6.13 en la 6.15 se obtiene

$$\frac{\partial\psi}{\partial x} \cdot dx + \frac{\partial\psi}{\partial y} \cdot dy = 0 \quad 6.16$$

El primer miembro de la ecuación 6.16 es el diferencial de la función $\psi(x,y)$, Así, las curvas $\psi(x,y)=cte.$ son en todos sus puntos tangentes al vector velocidad v , por lo tanto, definen cada línea de flujo. La función ψ recibe el nombre de "función de flujo"

- **Líneas Equipotenciales**

Las ecuación para líneas de igual carga hidráulica ó equipotenciales será $H(x,y) = cte.$

Para escurrimientos laminares y medios isotrópico (*misma permeabilidad en cualquier dirección*), existirá una función $\phi(x,y)$ la cual desempeña el papel de potencia de velocidad.

$$\frac{\partial\phi}{\partial x} = v_x; \frac{\partial\phi}{\partial y} = v_y \quad 6.17$$

Considerando la ley de Darcy, el potencial de velocidad será:

$$\phi(x, y) = -K * H + cte \quad 6.18$$

La ecuación 6.18 representa a una función constante es decir $\phi(x, y) = cte$ para lo cual se tiene:

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} dx + \frac{\partial \phi}{\partial y} dy = 0 \quad 6.19$$

Reemplazando la ecuación 6.17 en 6.19

$$v_x dx + v_y dy = 0 \quad 6.20$$

Por lo tanto la ecuación diferencial para las líneas equipotenciales es:

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{v_x}{v_y} \quad 6.21$$

Por lo tanto, de acuerdo a las expresiones 2.14 y 2.21, se obtienen la líneas equipotenciales y las líneas de flujo son ortogonales. La representación gráfica de una familia de líneas de flujo y sus correspondientes líneas equipotenciales es conocida como una *red de flujo*

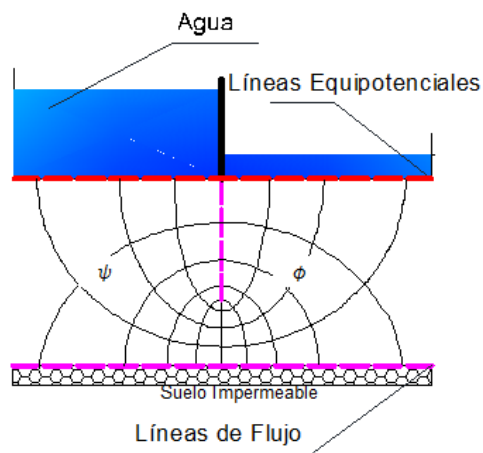


Figura 6. 5 Red de flujo

6.3. ELEMENTOS FINITOS PARA PROBLEMAS DE FLUJO

Utilizando el método de elementos finitos para ingeniería geotécnica y análisis de las filtraciones se analiza el trabajo de Suriyachat y Yungyune (2003). El método de elementos finitos es una técnica eficiente. Mediante este método, la cantidad de flujo se puede estimar sin generar las redes de flujo, con la ayuda de un software llamado SEEP que se describe en el literal 6.4

La ecuación diferencial que rige en general para filtraciones en dos dimensiones se puede expresar como:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad 6.22$$

Donde: H=altura, k_x =conductividad hidráulica en dirección x, k_y =conductividad hidráulica en dirección y, Q=limite de aplicación del flujo, θ contenido volumétrico del agua, t= tiempo.

La ecuación 6.22 establece que la diferencia entre el flujo (flujo permanente), el cambio en el contenido volumétrico del agua. Más Fundamentalmente, los estados entran y salen de un volumen elemental en un punto en que tiempo es igual a la suma de las tasas de variación de los flujos en x-y más el flujo externo aplicado y esto es igual a la tasa de cambio de el contenido volumétrico de agua con respecto al tiempo.

Bajo condiciones de estado estacionario, el flujo que entra y sale de un volumen elemental es la misma en todos los tiempos. Por lo tanto el termino $\frac{\partial \theta}{\partial t} = 0$ y la ecuación se reduce.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = 0 \quad 6.23$$

Los diferentes valores de conductividad hidráulica [k] en la dirección "x" y "y" se pueden presentar si se considera suelo anisotrópico.

6.3.1. Ecuaciones de los elementos finitos

La ecuación de elementos finitos que resulta de la aplicación de método de Galerkin de peso residual de la ecuación diferencial 6.23 se convierte en:

$$\tau \int_A ([B]^T [C] [B]) dA \{H\} + \tau \int_A (\lambda \langle N \rangle^T \langle N \rangle) dA \{H\}, t = q \tau \int_L (\langle N \rangle^T) dL \quad 6.24$$

Donde: τ = espesor del elemento, [B]= Matriz de la gradiente, [C]= Elemento de la matriz de conductividad hidráulica, {H}= vector nodal en la cabeza, $\langle N \rangle$ =vector de la función de la interpolación o la forma, q= flujo de la unidad a través del borde del elemento, t=tiempo, λ = plazo de almacenamiento de una filtración transitoria es igual a $m_w \gamma_w$, m_w = pendiente de la curva de almacenamiento, A= designación para la sumatoria del área de un elemento L= denominación para la suma sobre el borde de un elemento.

En forma abreviada, la ecuación de elementos finitos se expresa como:

$$[K]\{H\} + [M]\{H\}, t = \{Q\} \quad 6.25$$

Donde: K =Matriz Característico del elemento, $[M]$ =matriz de masa del elemento, $\{Q\}$ = vector de flujo aplicado al elemento.

La ecuación 6.25 es la ecuación general de elementos finitos para un análisis de filtración transitoria. Para un análisis de estado estacionario, $\{H\}t = 0$, lo que quiere decir que no es un función del tiempo, dada así la ecuación de elementos finitos.

$$[K]\{H\} = \{Q\} \quad 6.26$$

6.3.2. Integración Numérica

Se utiliza la integración de Gauss para evaluar el elemento característico $[K]$ y la matriz de masa $[M]$. Las integrales son evaluadas por muestreo de las propiedades de los elementos en los puntos específicamente definidos y se suman a todo el elemento.

$$[K] = \tau \int_A ([B]^T [C] [B]) dA \quad 6.27$$

Se puede remplazar por

$$[K] = \tau \sum_{j=1}^n [B_j]^T [C_j] [B_j] \det |J_j| W_{1j} W_{2j} \quad 6.28$$

Donde: j = punto de integración, n =número de puntos de integración, $\det |J_i|$ = determinante de la matriz Jacobiana, W_{1j}, W_{2j} = factores de ponderación, $[C_j]$ = elemento de la matriz de conductividad hidráulica en el punto de integración, $[B_j]$ = matriz del elemento en el punto de integración.

La cantidad de muestras (integración) los puntos requeridos en un elemento depende del número de nodos y la forma de los elementos finitos.

6.3.3. Matriz de conductividad

La matriz de conductividad es:

6.29

$$[C] = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} \\ C_{21} & C_{22} \end{bmatrix}$$

Donde:

$$C_{11} = k_x \cos^2 \alpha + k_y \sin^2 \alpha$$

$$C_{22} = k_x \sin^2 \alpha + k_y \cos^2 \alpha$$

$$C_{12} = k_x \sin \alpha \cos \alpha + k_y \sin \alpha \cos \alpha$$

$$C_{21} = C_{12}$$

Para los parámetros k_x , k_y y α se define en la figura 6.5

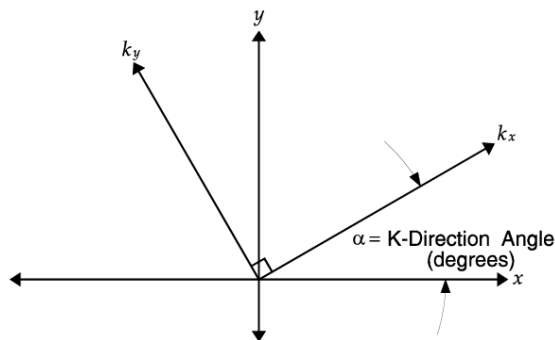


Figura 6. 6 Definición de los parámetros de conductividad hidráulica (fuente Seepage Modeling with SEEP/W 2007)

Cuando α es cero , $[C]$ se reduce a:

$$[C] = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix} \quad 6.30$$

El parámetro k_x es siempre determinado por la función de la conductividad hidráulica

El parámetro k_y se calcula con la ecuación 6.31

$$k_y = k_x * k_{Ratio} \quad 6.31$$

6.3.4. Vector de flujo aplicado en el borde

El vector de flujo en el borde $\{Q\}$ para una análisis de dos dimensiones se define como.

$$\{Q\} = q\tau \int_L (< N >^T R) dL \quad 6.32$$

Para un análisis asimétrico $\tau = 1$

$$\{Q\} = q \int_L (< N >^T R) dL \quad 6.33$$

Y para un análisis vista en planta como:

$$\{Q\} = q \int_A (< N >^T < N >) dA \quad 6.34$$

Donde: q = el flujo de la unidad a lo largo de un elemento, A = área del elemento en planta y R = la distancia radial desde el eje de simetría a los nodos del elemento en la esquina.

6.3.5. Funciones de interpolación

- **Sistema de Coordenadas**

El sistema de coordenadas locales utilizadas en la formulación de matrices elementales se presenta en la figura 6.7 y 6.8, son nodos locales. En la tabla 6.2 se presenta las coordenadas locales de los nodos.

Tabla 6. 2 Nodo local elemento del sistema de numeración

Tipo de Elemento	Nodo	r	s
Cuadrilátero	1	1	1
	2	-1	1
	3	-1	-1
	4	1	-1
	5	0	1
	6	-1	0
	7	0	-1
	8	1	0
Triangular	1	0	0
	2	1	0
	3	1	1
	4	-	-
	5	1/2	0
	6	1/2	1/2
	7	0	1/2
	8	-	-

En caso de los elementos finitos cuadriláteros, los nodos 5,6,7 y 8 son los nodos secundarios. En el caso de los elementos triangulares, los nodos 5,6 y 7 son nodos secundarios. Los sistemas de coordenadas locales y globales están relacionados por un conjunto de funciones de interpolación.

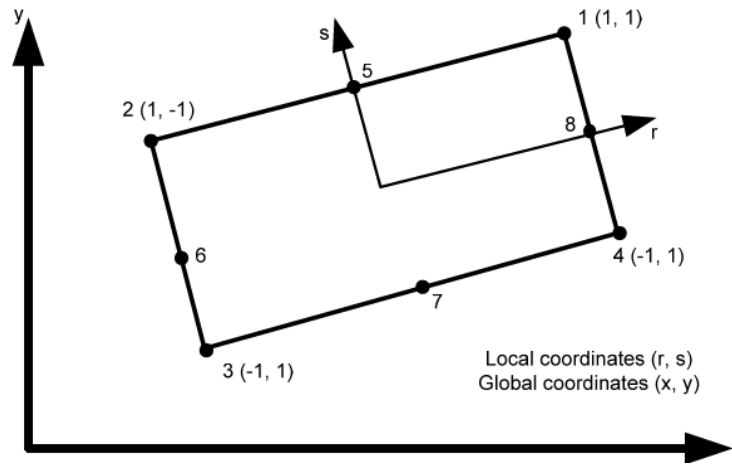


Figura 6. 7 Elemento cuadrilátero (fuente Seepage Modeling with SEEP/W 2007)

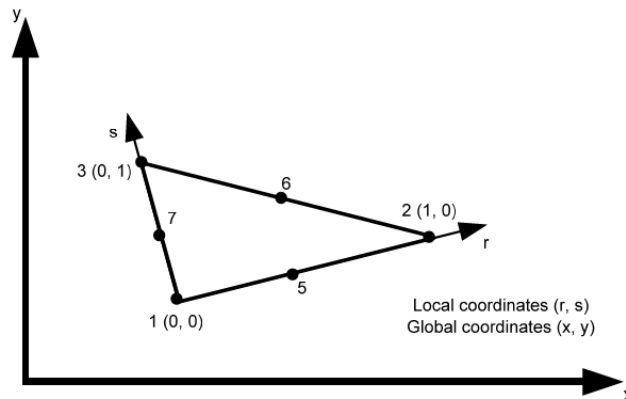


Figura 6. 8 Elemento triangular (fuente Seepage Modeling with SEEP/W 2007)

La (x) y (y) las coordenadas en cualquier parte del elemento están relacionados con las coordenadas locales y la (x) y (y) coordenadas de los nodos por las siguientes ecuaciones.

$$x = \langle N \rangle \{X\}$$

$$y = \langle N \rangle \{Y\}$$

Donde: $\langle N \rangle =$ es un vector de interpolación de la función de forma, $\{X\} =$ coordenadas globales en "x" de los nodos del elemento, $\{Y\} =$ coordenadas globales en "y" de los nodos del elemento.

Todo lo expuesto en el literal 6.3 considera el software SEEP/W para la solución de filtraciones mediante elementos finitos. El software SEEP/W será detallado en el literal 6.4.

En la tabla 6.3 se indican las funciones de interpolación.

Tabla 6. 3 Funciones de interpolación para elementos cuadriláteros

Function	Include in function if node is present			
	5	6	7	8
$N1 = \frac{1}{4}(1+r)(1+s)$	$-\frac{1}{2}N5$	–	–	$-\frac{1}{2}N8$
$N2 = \frac{1}{4}(1-r)(1+s)$	$-\frac{1}{2}N5$	$-\frac{1}{2}N6$	–	–
$N3 = \frac{1}{4}(1-r)(1-s)$	–	$-\frac{1}{2}N6$	$-\frac{1}{2}N7$	–
$N4 = \frac{1}{4}(1+r)(1-s)$	–	–	$-\frac{1}{2}N7$	$-\frac{1}{2}N8$
$N5 = \frac{1}{2}(1-r^2)(1+s)$	–	–	–	–
$N6 = \frac{1}{2}(1-s^2)(1-r)$	–	–	–	–
$N6 = \frac{1}{2}(1-s^2)(1-r)$	–	–	–	–
$N7 = \frac{1}{2}(1-r^2)(1-s)$	–	–	–	–

Tabla 6. 4 Funciones de interpolación para elementos triangulares

Function	Include in function if node is present		
	5	6	7
$N1 = 1-r-s$	$-\frac{1}{2}N5$		$-\frac{1}{2}N7$
$N2 = r$	$-\frac{1}{2}N5$	$-\frac{1}{2}N6$	
$N3 = s$		$-\frac{1}{2}N6$	$-\frac{1}{2}N7$
$N5 = 4r(1-s)$			
$N6 = 4rs$			
$N7 = 4s(1-r-s)$			

6.4. SEEP/W

6.4.1. Generalidades

Es un programa capaz de modelar geometrías bidimensionales para problemas que van desde casos simples de flujo en medios porosos saturados para un régimen estacionario a análisis más sofisticados de flujo saturado-no saturado.

SEEP/W es parte de Geostudio de la empresa Geoslope Internacional Ltd., dentro de Geostudio existen varios programas orientados a la solución de la ingeniería geotécnica. En este trabajo se utilizó la versión 2007 de SEEP/W. El programa resuelve la ecuación de Richard (6.22) mediante el método de Galerkin de residuos ponderados generando una malla de elementos finitos que estos pueden ser 4 lados ó triangulares.

6.4.2. Características del Programa

En programa SEEP/W en su versión 2007 presenta algunas características que se describen a continuación.

- El programa nos permite realizar dos tipos de análisis: El primero es un análisis de régimen estacionario cuya característica es que no considera el tiempo como una variable en proceso. El segundo es de régimen transitorio, y se caracteriza por incluir el tiempo.
- Su geometría se puede adaptarse a cualquier contorno estratigráfico mediante herramientas gráficas y a través de la definición de regiones.

- En cuanto se refiere a las propiedades del suelo el programa SEEP/W presenta algunas consideraciones como son:
 - Permeabilidad del suelo
 - Relación entre permeabilidades $\frac{k_y}{k_x}$
 - Variación direccional de la permeabilidad k_x
 - Modelo del estado Saturado ó insaturado/saturado
 - Definición de función de conductividad en suelos insaturados.
- A parte de las características del suelo el programa SEEP/W dispone de condiciones de contorno para distintos modelos los cuales se describen.
 - **Head** (altura piezométrica)= Altura de la cota +altura de la presión
 - **Total Flux** = Caudal filtrado
 - **Press Head** = Altura de presión
 - **Unit Flux** = Flujo unitario

Para el desarrollo de la Presa Santa Cruz se utilizara los tres primeros es decir Head, Total Flux y Press Head.

6.4.3. Unidades

Las unidades con las cuales trabaja el software SEEP/W son:

Tabla 6. 5 Unidades SEEP/W

Parámetros	Unidades
Longitud	metros
Tiempo	segundos
Presión	KN/m ³
Peso unitario agua	KN/m ³
Conductividad Hidráulica	m/s
Altura de presión	metros
Caudal	m ³ /s

6.4.4. Malla de los elementos finitos

El programa SEEP/W enumera los elementos finitos de abajo hacia arriba y de izquierda a derecha, de igual manera se enumeran los nodos primarios.

En cambio para los grados de libertad el software enumera en forma anti horaria como se describe en la figura.

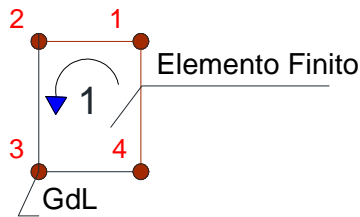


Figura 6. 9 Numeración del Elemento Finito

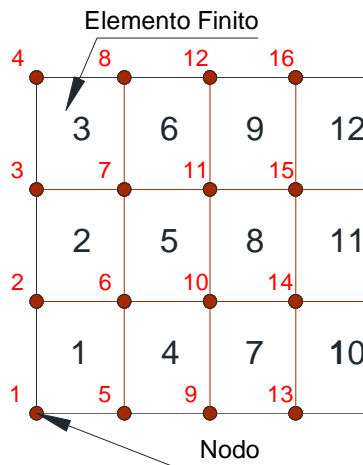


Figura 6. 10 Numeración de la Malla de Elementos Finitos

6.4.5. Dibujo de un esquema del modelo

Al realizar una malla de elementos finitos es conveniente preparar un esquema del modelo con el cual se señalara las características de interés y las condiciones de borde.

Para un mejor entendimiento del software se realizara un ejemplo en donde se detallara paso a paso el ingreso de la geometría y las características del problema planteado.

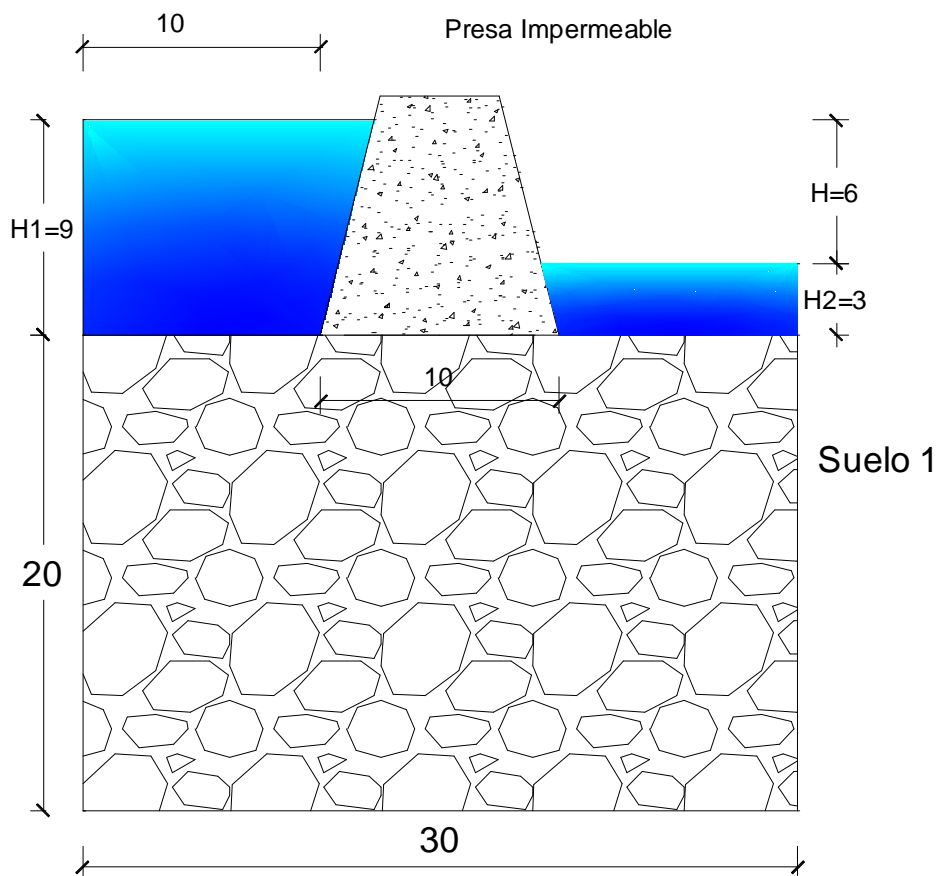


Figura 6. 11 Ejemplo de presa impermeable

En la figura 6.9 se presenta las dimensiones del ejemplo como se puede observar es necesario acotar geoméricamente. Para el problema planteado se considera que tiene un solo estrato y que es un suelo isotrópico es decir el valor de la permeabilidad $k_x = k_y = 10^{-5} \frac{m}{s}$

A continuación se detalla los pasos para el ingreso en el software SEEP/W.

- **Paso 1**

Definición del área de trabajo

Se selecciona Set y clip en Page como se indica en la figura 6.12

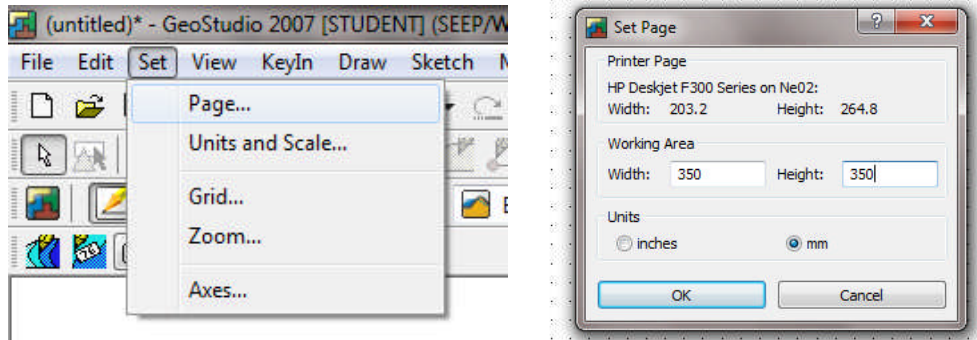


Figura 6. 12 Definición del Área de trabajo

En el nuevo cuadro de dialogo seleccionamos el casillero en mm y esto nos indica el área de trabajo en el cual vamos ha realizar el análisis, cabe recalcar que Width= ancho y Height= Largo.

Definición de la escala y unidades de cálculo

Seleccionamos set y Units and Scale, dentro del cuadro de dialogo seleccionamos la casilla Metric, comprobamos que la fuerza este en kilo-newton, la Presión este en kPa, el peso especifico sea 9.807 kN/m³, la escala colocamos horizontal 100, vertical 100 y los limites -4 tanto en "x" como en "y".

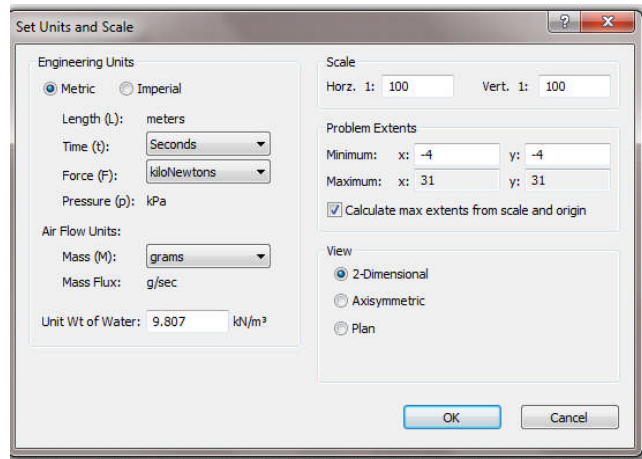


Figura 6. 13 Definición de la escala y unidades de calculo

Definición del espacio de la malla

Seleccionamos set y luego Grid en el cuadro de dialogo se selecciona display grid y snap to grid.

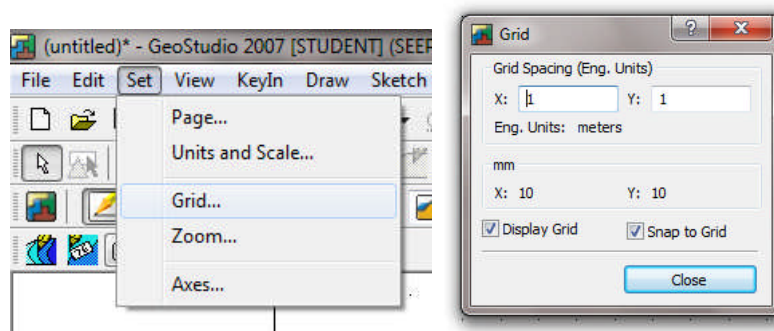


Figura 6. 14 Definición del espacio en la malla

Ejes

Se selecciona set luego Axes se despliega un cuadro de dialogo en el cual se selecciona left Axis, Bottom Axis y Axis Numbers, pulsamos ok luego se nos despliega un nuevo cuadro de dialogo cuyos valores se describen en la figura siguiente

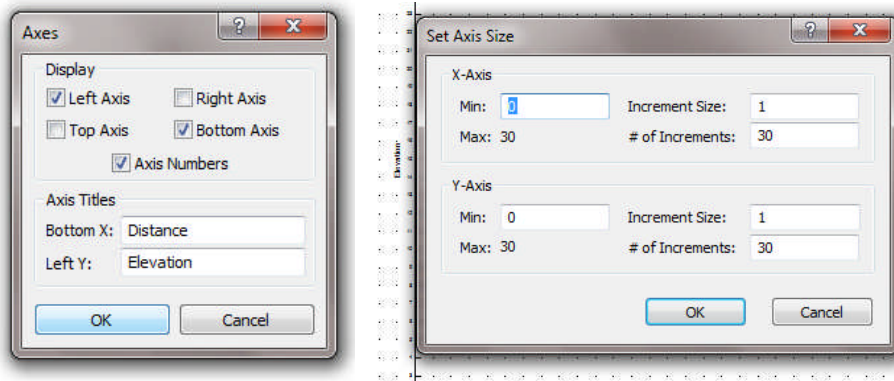


Figura 6. 15 Definición de los ejes

Guardar el Archivo

Procedemos a guardar el archivo para ello nos dirigimos a File luego Save As y por ultimo colocamos en nombre del archivo.

- **Paso 2**

Propiedades del suelo

Se selecciona KeyIn luego materiales se despliega un cuadro de dialogo en el cual nos permite crear el material del suelo con el cual se va a analizar, para el caso del ejemplo se selecciona Saturated Only. En el problema planteado se considera un suelo saturado y isotrópico lo que indica que el valor de $k=1e-5$ m/seg.

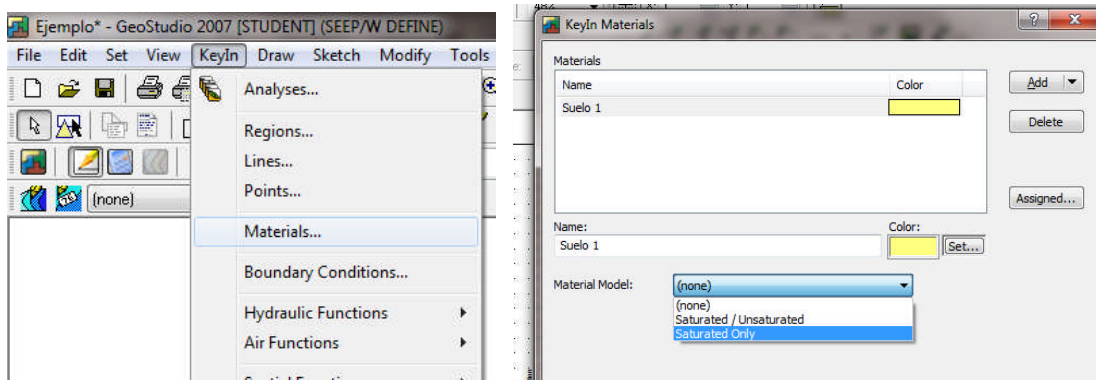


Figura 6. 16 Definición de la propiedades del suelo

Una vez seleccionado el tipo de material se despliega un nuevo cuadro de dialogo en el cual nos permite introducir la características del suelo para su respectivo análisis entre ellas tenemos la permeabilidad como se indica en la figura.

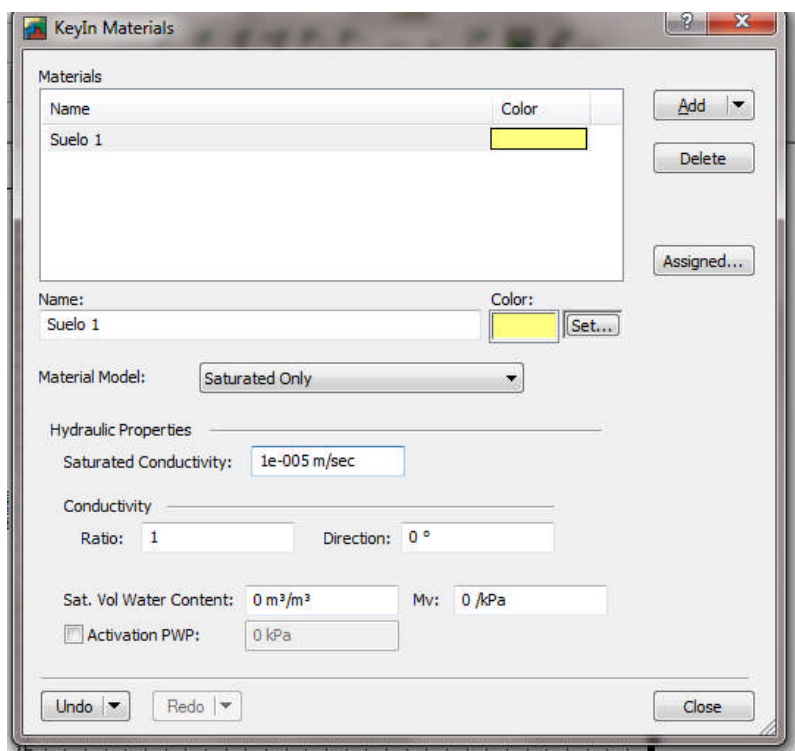


Figura 6. 17 Introducción de la permeabilidad K

Introducción de los puntos de contorno

Para definir el contorno del problema planteado se selecciona KeyIn luego Points, se despliega una cuadro en el cual se introduce el valor de x & y como se indica en la figura

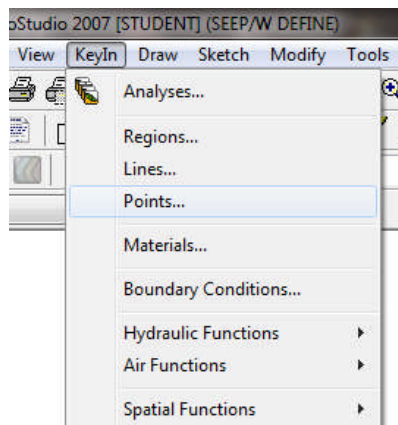


Figura 6. 18 Puntos de contorno

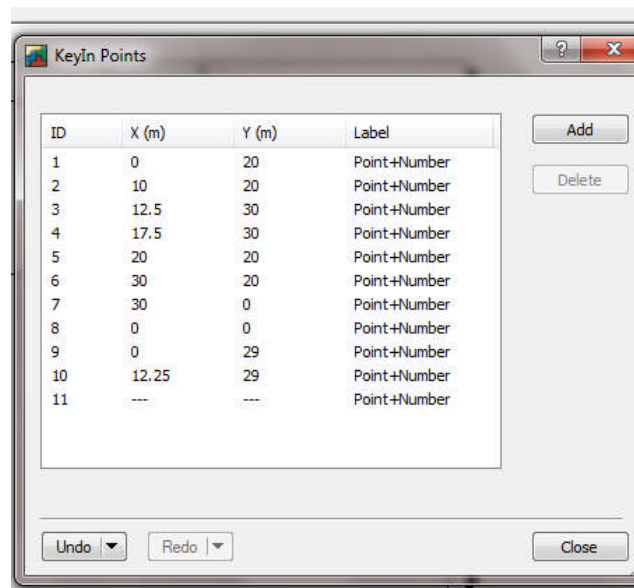


Figura 6. 19 Introducción de Puntos

Luego se utiliza Lines que se encuentra en Sketch para poder visualizar los contornos.

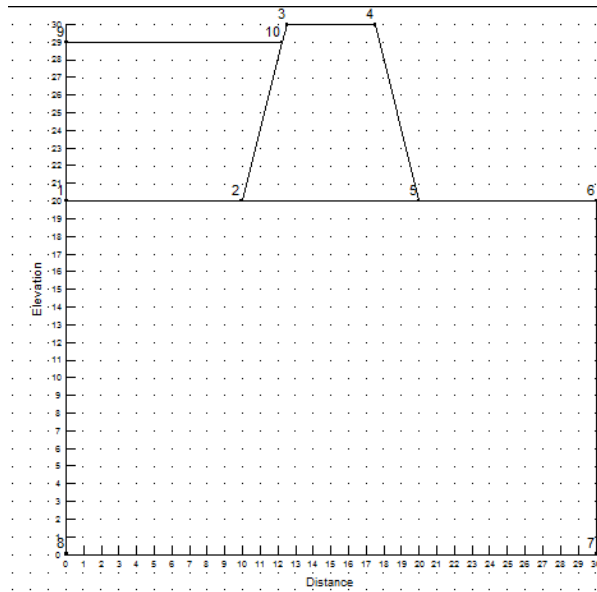


Figura 6. 20 Visualización del contorno

Región

Las regiones definen zonas con materiales de distinta permeabilidad y zonas con el mismo pero distintas condiciones de contorno.

Para lo cual se dirige a menú luego a Draw de ahí se selecciona Region, se despliega un cuadro y se selecciona Region.

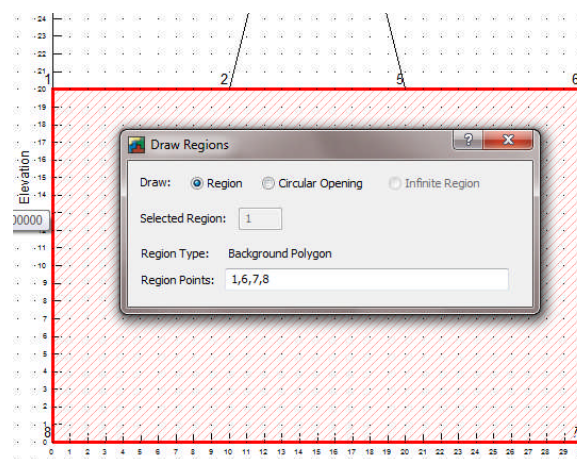


Figura 6. 21 Selección de la Región

Asignación de los Materiales

Una vez asignado la región se procede a asignar las propiedades de los suelos y para ello seleccionamos Draw de ahí Materials.

Para poder seleccionar el área donde va el material hacemos clip en la superficie en donde deseamos que se aplique.

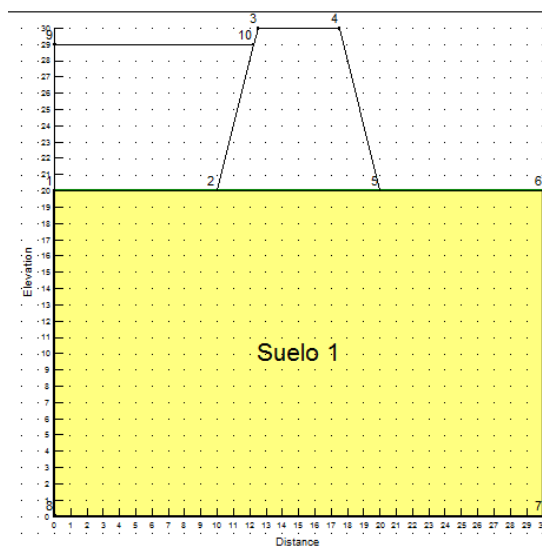


Figura 6. 22 Selección de la Región

- Paso 3

Generación de la malla de elementos finitos

El software SEEP/W con el cual estamos trabajando tiene una licencia estudiantil la cual nos permite realizar un máximo de *500 elementos* finitos .

Para generar la malla de elementos finitos nos dirigimos a menú seleccionamos Draw, la opción Mesh Properties. Una vez seleccionado se despliega una cuadro en donde nos aparece una casilla con la etiqueta Global Element Size,

el cual nos permite introducir el tamaño del elemento finito con lo cual el programa ajusta la malla de acuerdo a la región o área seleccionada. En este cuadro nos permite saber con cuantos elementos finitos trabajamos y el numero de nodos que se encuentran relacionados.

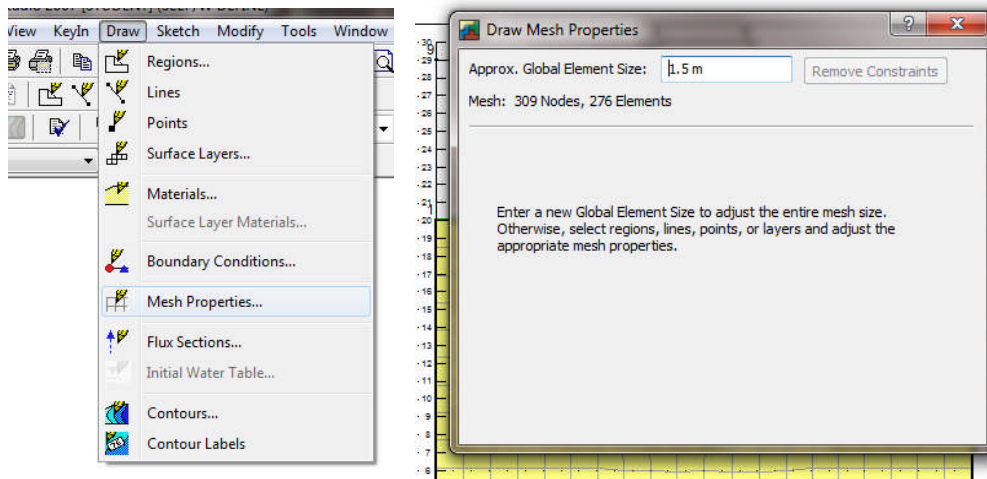


Figura 6. 23 Selección de la malla de elementos finitos

En la pestaña Mesh nos permite modificar las dimensiones geométricas de la malla entre ellas tenemos las siguientes:

- Quads & Triangles (Cuadrados y triángulos)
- Triangles Only (malla de triángulos)
- Rectangular Grid of Quads (malla rectangular de cuadros)
- Triangular Grid of Quads/Triangles (malla triangular de cuadros o triángulos)

En la pestaña Elements nos permite activar los nodos secundarios y el numero de integración de elemento finito como son para los elementos cuadriláteros tenemos 4 y 9 y para los elementos triangulares tenemos 1 y 3.

En este cuadro de dialogo nos permite realizar diferentes combinaciones de elementos finitos y una de las características es que podemos incluir los nodos secundarios.

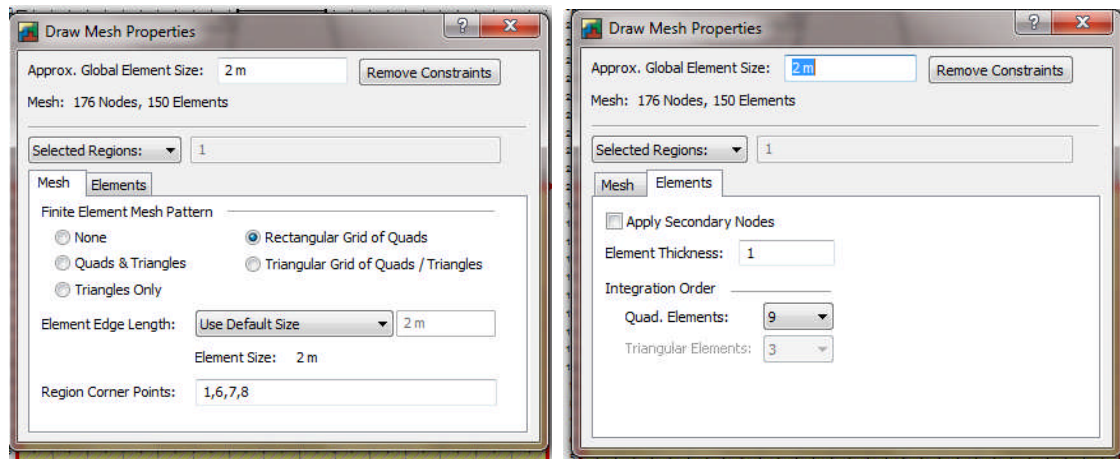


Figura 6. 24 Características de los elementos finitos

Condiciones de contorno

SEEP/W define las condiciones de contorno de la siguiente manera:

- **Head(H)** = es la altura piezométrica $H = z + \frac{u}{\gamma_w}$ donde z = cota geométrica, $\frac{u}{\gamma_w}$ = a la cota correspondiente a la presión del agua. Este se utiliza para determinar la condición de borde aguas arriba
- **Total Flux (Q)** = caudal total que atraviesa una sección. Se utiliza para definir las donas impermeables $Q=0$ (no hay flujo).
- **Press Head** = es la presión del agua y se representa como $\frac{u}{\gamma_w}$. Se utiliza para determinar cortinas de drenaje.

A continuación definimos y aplicamos las condiciones de contorno en el modelo planteado.

Para lo cual seleccionamos KeyIn luego Boundary Conditions, se despliega un cuadro el cual nos permite generar las condiciones de contorno:

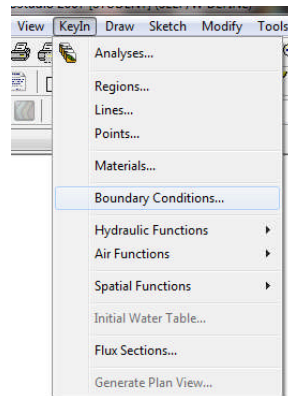


Figura 6. 25 Boundary Conditions

- **Presión atmosférica:** Se utiliza aguas abajo donde Type = Head(H) y Action=20 m
- **Aguas arriba:** Permite considerar la presión del embalse Type= Head(H) y Action = 29 m
- **Impermeabilización:** Se considerar que no existe flujo Type= Total Flux (Q) y Action = 0 m³/sec

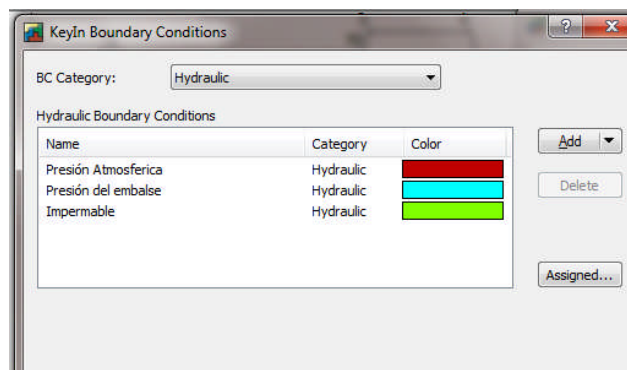


Figura 6. 26 Generación de las condiciones de Borde

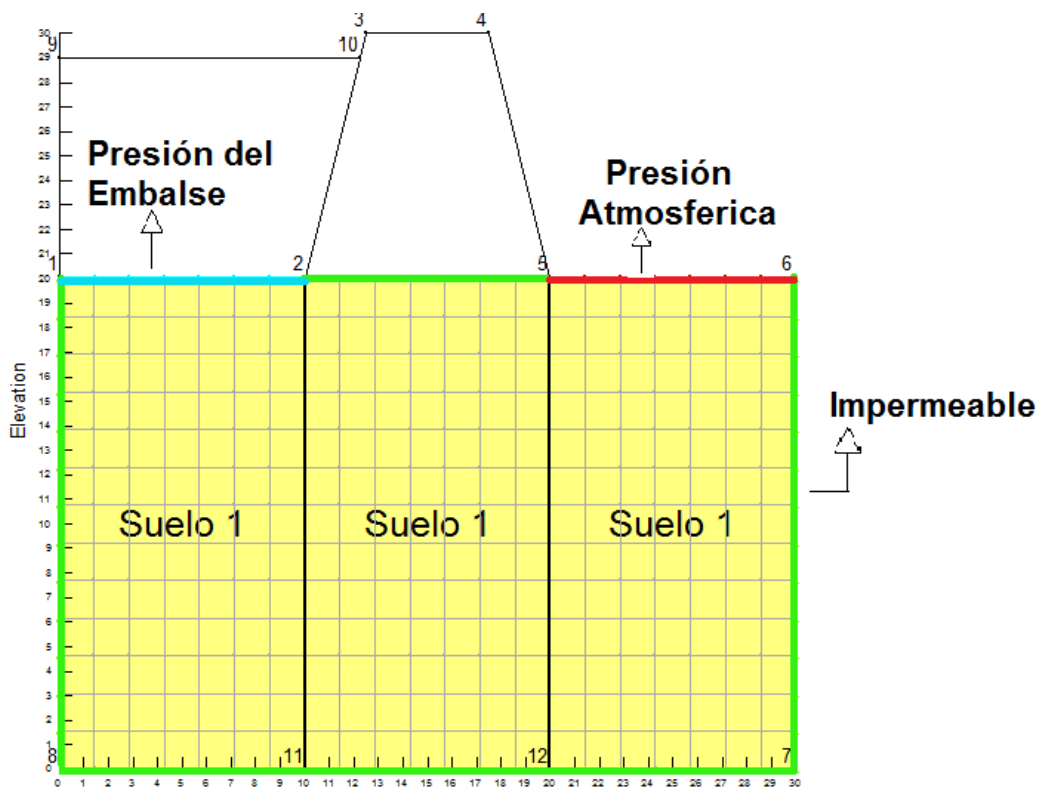


Figura 6. 27 Aplicación de las condiciones de contorno

Colocación de la sección de control de flujo

Con el objeto de conocer el caudal que pasa por una determinada región de nuestro modelo, para ello realizamos la siguientes tareas.

Nos dirigimos a Draw de ahí a Flux Sections luego se nos despliega una cuadro y hacemos un clip en ok.

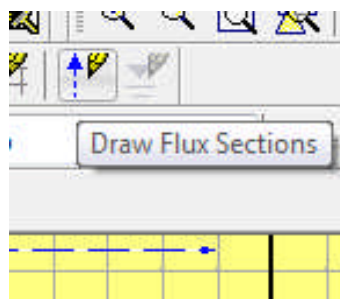


Figura 6. 28 Sección de control de flujo

Paso 4

Verificamos si existe errores

El programa nos permite verificar si tenemos errores de ingreso es decir si introducimos mal la geometría, las condiciones de contorno etc. para ello nos dirigimos a Tools, de ahí seleccionamos Very/Optimize, verificamos que no exista ningún erro y por ultimo hacemos clip en Solve Analyses.

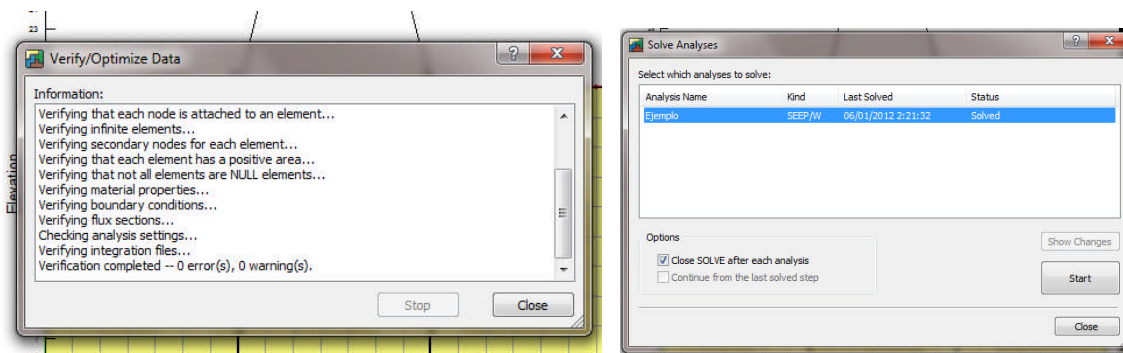


Figura 6. 29 Verificación y ejecución del programa

Resultados

Para el poder saber cómo está siendo afectada la presión del agua o subpresión en la base de la presa, el programa SEEP/W puede determinar la presión a la cual se encuentra expuesto mediante el comando Graph el cual nos da un grafico de Presión [KPa] vs Distancia [m].

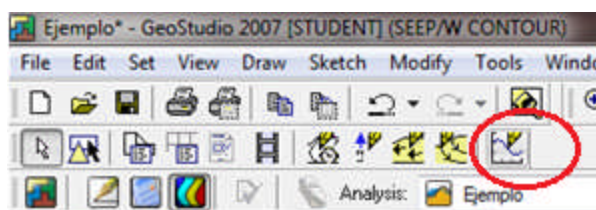


Figura 6. 30 Icono Graph

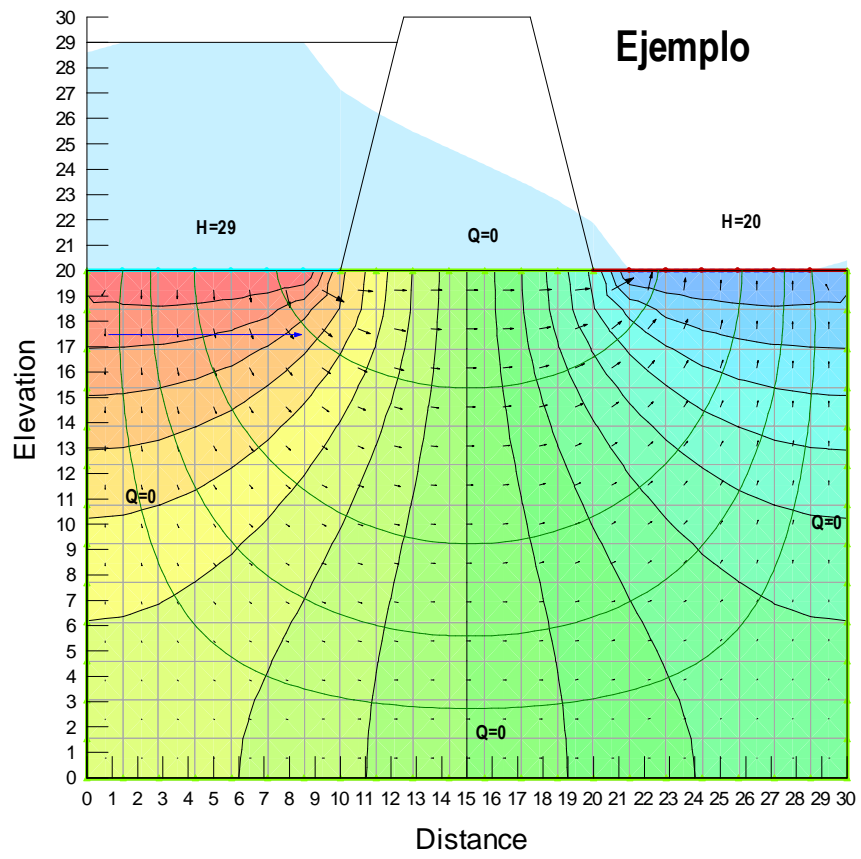


Figura 6. 31 Visualización de resultados

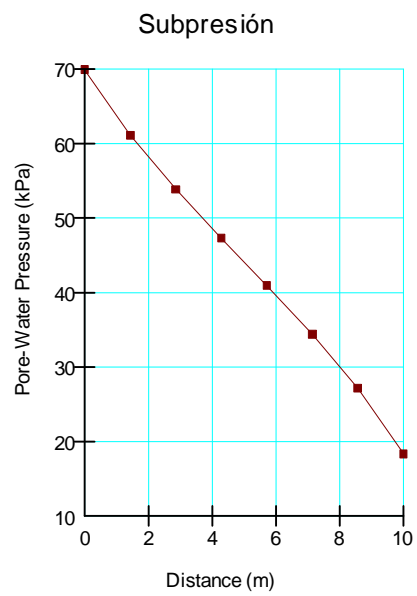


Figura 6. 32 Subpresión [KPa vs m]

6.5. APLICACIÓN A LA PRESA SANTA CRUZ

Para el análisis de la subpresión que afecta a la base de la presa Santa Cruz, se considera una geométrica como se indica en la figura 6.33.

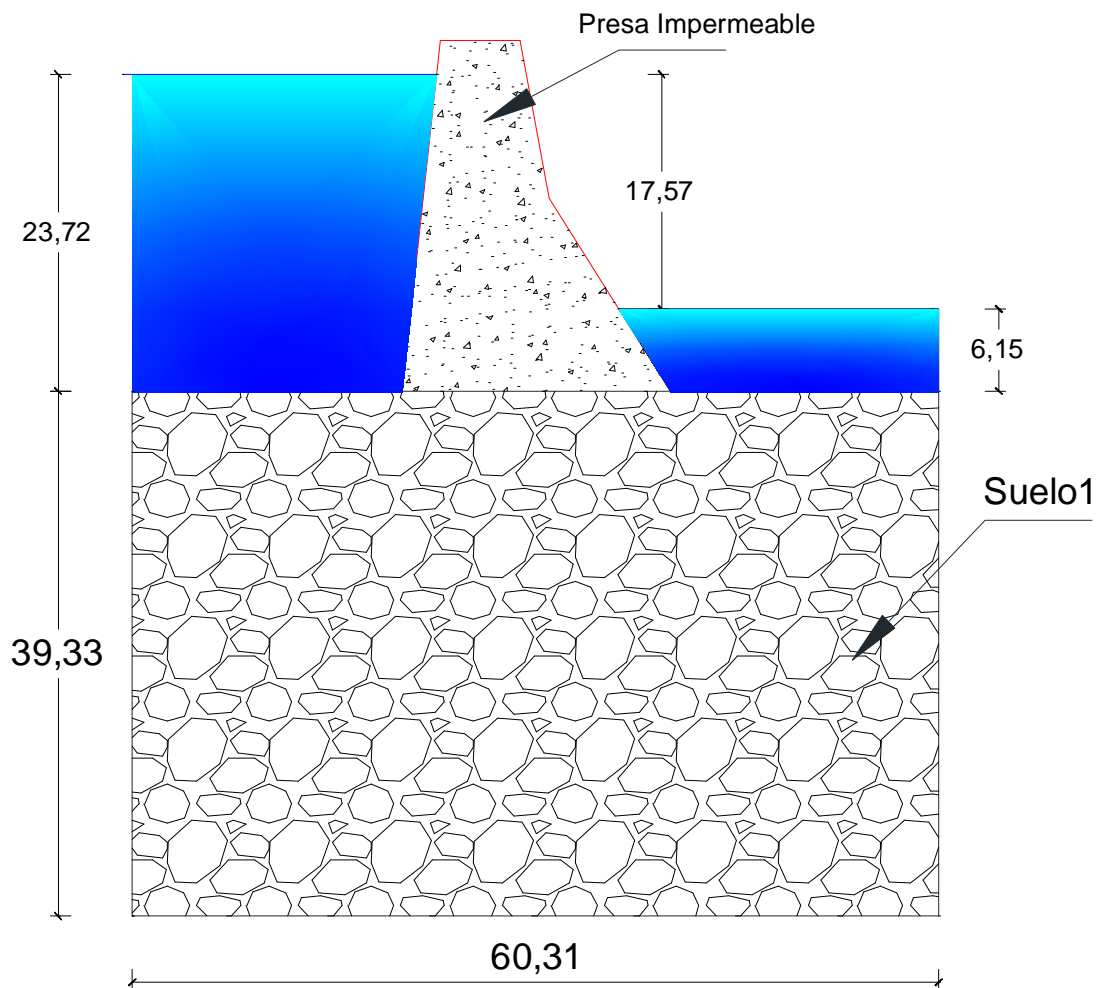


Figura 6. 33 Dimensiones de la Presa Santa cruz

6.5.1. Consideraciones del suelo

- Es un suelo totalmente Saturado
- Se considera un suelo isotrópico es decir la permeabilidad $K_x=K_y=K$
- Se asume que solo existe un solo estrato es decir un solo tipo de suelo

- El valor de la permeabilidad $K = 1e^{-9}$ m/seg, esto se debe a que en el estudio ambiental del Proyecto Mirador publicado por las empresas Ecuacorriente S.A. & Terrambiente Co. Ltda., Desarrollaron un análisis geotécnico de materiales de construcción del depósito San Marcos-Quimi, dicho proyecto Mirador se encuentra cerca al proyecto hidroeléctrico Santa Cruz. En la figura 6.34 se presentan los resultados de las pruebas de laboratorio del proyecto Mirador.

Proyecto Cobre Mirador
2006 Reporte de Investigación del Sitio Geotécnica
Resumen del resultado de las pruebas de Laboratorio-Suelo Residual

Sample ID	Geología	Categoría SUCS	Límites Atterberg				Distribución del tamaño de partícula				Compactación Proctor				Resultado del Ensayo Triaxial Consolidado No Drenado		S. G.	
			LL %	PL %	PI %	M.C. %	Grava %	Arena %	Limo %	Arcilla %	Contenido de Humedad Óptimo %	Densidad Seca Máxima (Kg/m ³)	Permeabilidad K ₂₀ @ 100 KPa (m/s)	Permeabilidad K ₂₀ @ 200 KPa (m/s)	Permeabilidad K ₂₀ @ 400 KPa (m/s)	Cohesión efectiva (C) Kpa		Fricción Efectiva Angle (φ°)
TPO6-16 (2.50m)	Residual	Limo baja plasticidad	41	33	8	24.4	0	19.3	45.5	35.2								
TPO6-01 (1.50m)	Residual	Limo baja plasticidad	42	27	15	25.5	0.7	46.1	32.9	20.3	19.6*	1665*	5.4E-09*	5.0E-09*	2.6E-09*	0*	35*	2.66*
TPO6-03 (0.65m)	Residual	Arcilla baja plasticidad	47	27	20	32.4	0.2	49.3	22.2	28.3								
TPO6-03 (1.50m)	Residual	Arena arcillosa	41	24	17	25.5	0	59.4	19.1	21.5								
TPO6-04 (1.0m)	Residual	Arena arcillosa	33	23	10	18.5	15.5	53.7	18.1	12.7								
TPO6-15 (1.3m)	Residual	Limo alta plasticidad	71	41	30	34.6	3.7	38.6	24.6	32.9								
TPO6-16 (1.2m)	Residual	Limo alta plasticidad	56	36	20	33.1	0.5	36.6	29	33.9								
TPO6-16 (1.5m)	Residual	Limo alta plasticidad	71	42	29	31.6	0.2	18.9	25.3	55.6								
TPO6-32 (1.4m)	Residual	Limo alta plasticidad	72	39	33	31.6	0	26.8	19.1	54.1								
TPO6-32 (2.3m)	Residual	Limo alta plasticidad	53	31	22	35.2	0.2	27.5	31.4	40.9	19.6*	1665*	5.4E-09*	5.0E-09*	2.6E-09*	0*	35*	2.66*
TPO6-34-1 (0.50m)	Residual	Limo alta plasticidad	64	38	26	34.4	1.6	33.9	17.4	46.9								
TPO6-34-2 (1.10m)	Residual	Limo alta plasticidad	56	32	26	38.2	0.2	34.6	20.4	44.3								
		Mín	33	23	8	18.5	0	18.9	17.4	12.7								
		Max	72	42	33	34.4	15.5	59.4	45.5	55.6								
		Medio	54.1	32.8	21.3	35.4	37.1	37.1	25.4	35.6								

Figura 6. 34 Reporte de Geotecnia Proyecto Mirador (fuente Ecuacorriente S.A -Terrambiente CO. Ltda.)

6.5.2. Modelo 1 (Sin Sistema de drenaje)

En el presente modelo se realiza un análisis de la subpresión sin considerar la cortina de inyección y la cortina de drenaje.

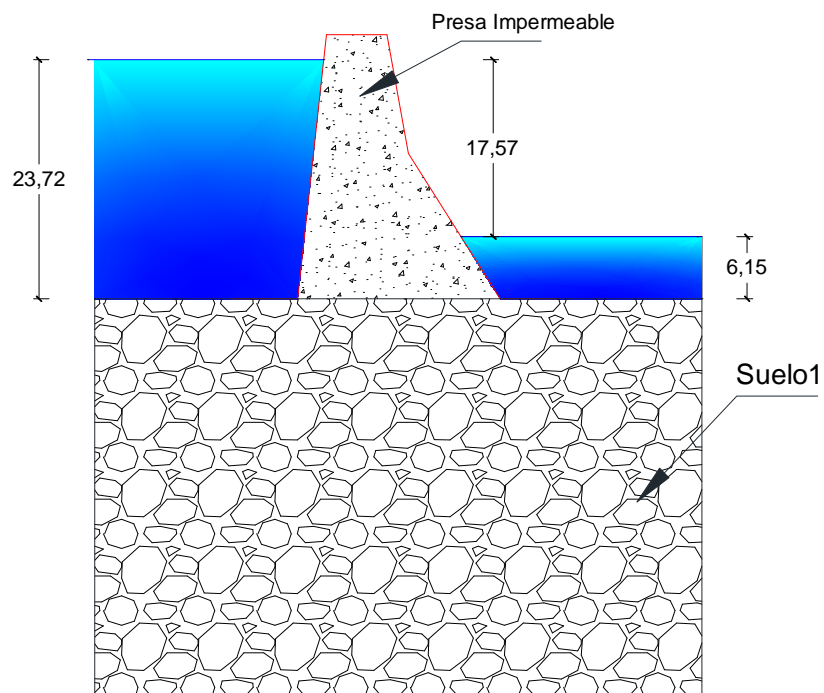


Figura 6. 35 Modelo 1 (flujo libre)

Para el análisis del modelo 1 se considera elementos finitos cuadriláteros, el número de elementos finitos que ingreso en la malla es de 294 elementos finitos y 330 nodos. Se asumieron 3 condiciones de borde descritas a continuación.

- Presión del embalse Head (H)= 63.05 m
- Aguas Abajo Head(H)=45.48 m
- Impermeable Total Flux (Q) = 0 $\frac{m^3}{seg}$

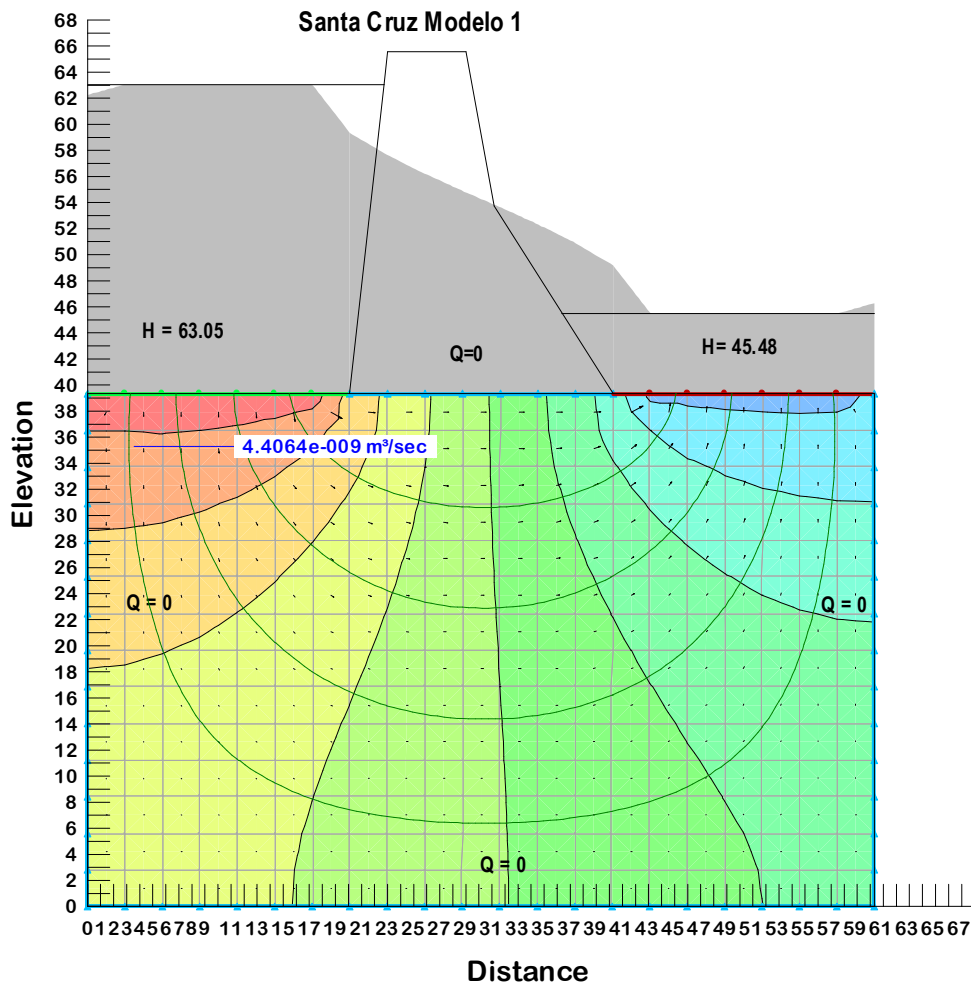


Figura 6. 36 Solución del modelo 1

En la figura 6.36 se presenta las líneas equipotenciales y las líneas de flujo, se calculo el caudal que transcurre baja la presa $Q= 4.4064 e^{-9} \frac{m^3}{seg}$, y se indica las condiciones de borde.

En la figura 6.37 se presenta la subpresión que afecta en la base de la presa del modelo 1 en KPa vs m.

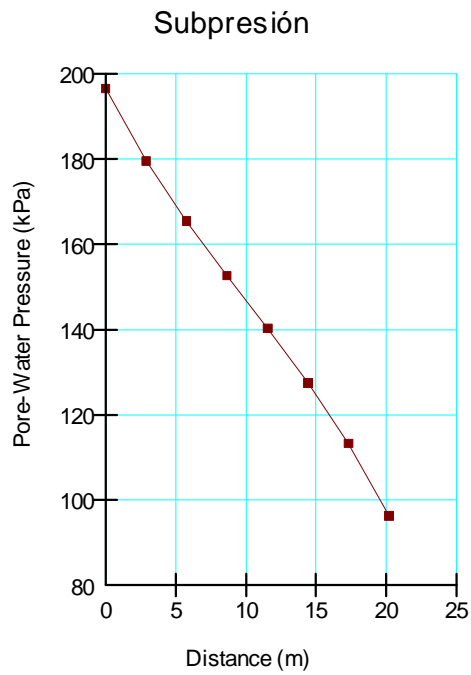


Figura 6. 37 Subpresión del modelo 1 [KPa vs m]

El modelo 1 presenta una fuerza de Supresión de **301.32 Tn**

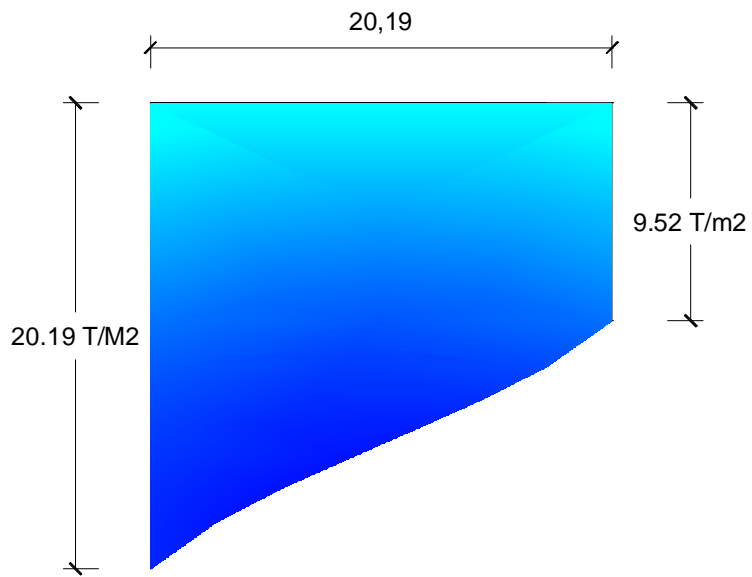


Figura 6. 38 Subpresión del modelo 1 $\left[\frac{Tn}{m^2} vs m \right]$

6.5.3. Modelo 2 (con cortina de inyección)

Para el análisis de la subpresión se considera que existe la cortina de inyección.

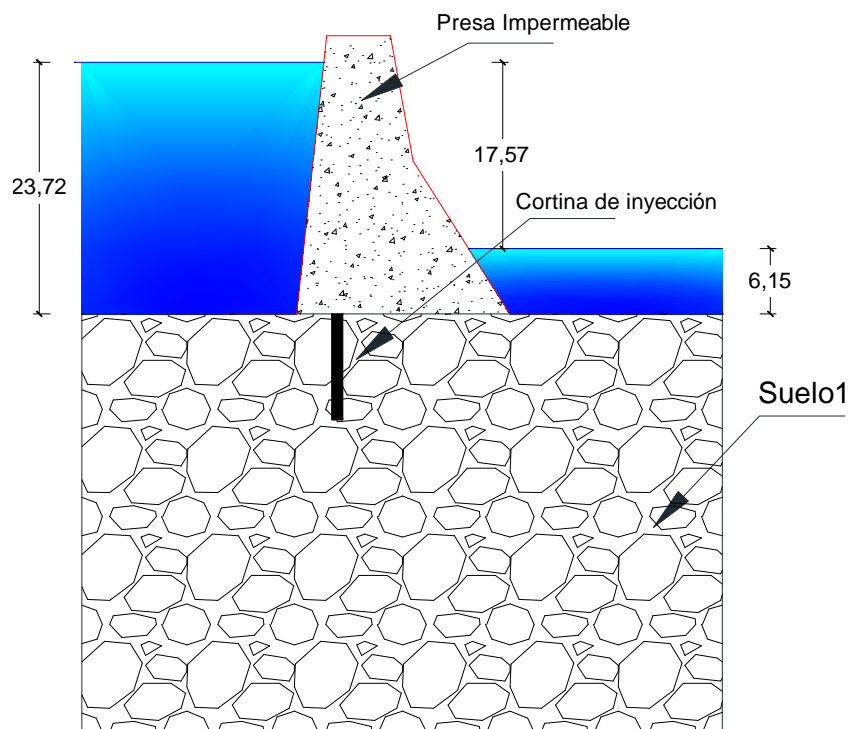


Figura 6. 39 Modelo 2 (con cortina de drenaje)

Para el análisis del modelo 2 se considera elementos finitos triangulares, el número de elementos finitos que ingreso en la malla es de 209 elementos finitos y 359 nodos. Se asumieron 3 condiciones de borde descritas a continuación.

- Presión del embalse Head (H)= 63.05 m
- Aguas Abajo Head(H)=45.48 m
- Impermeable Total Flux (Q) = 0 $\frac{m^3}{seg}$

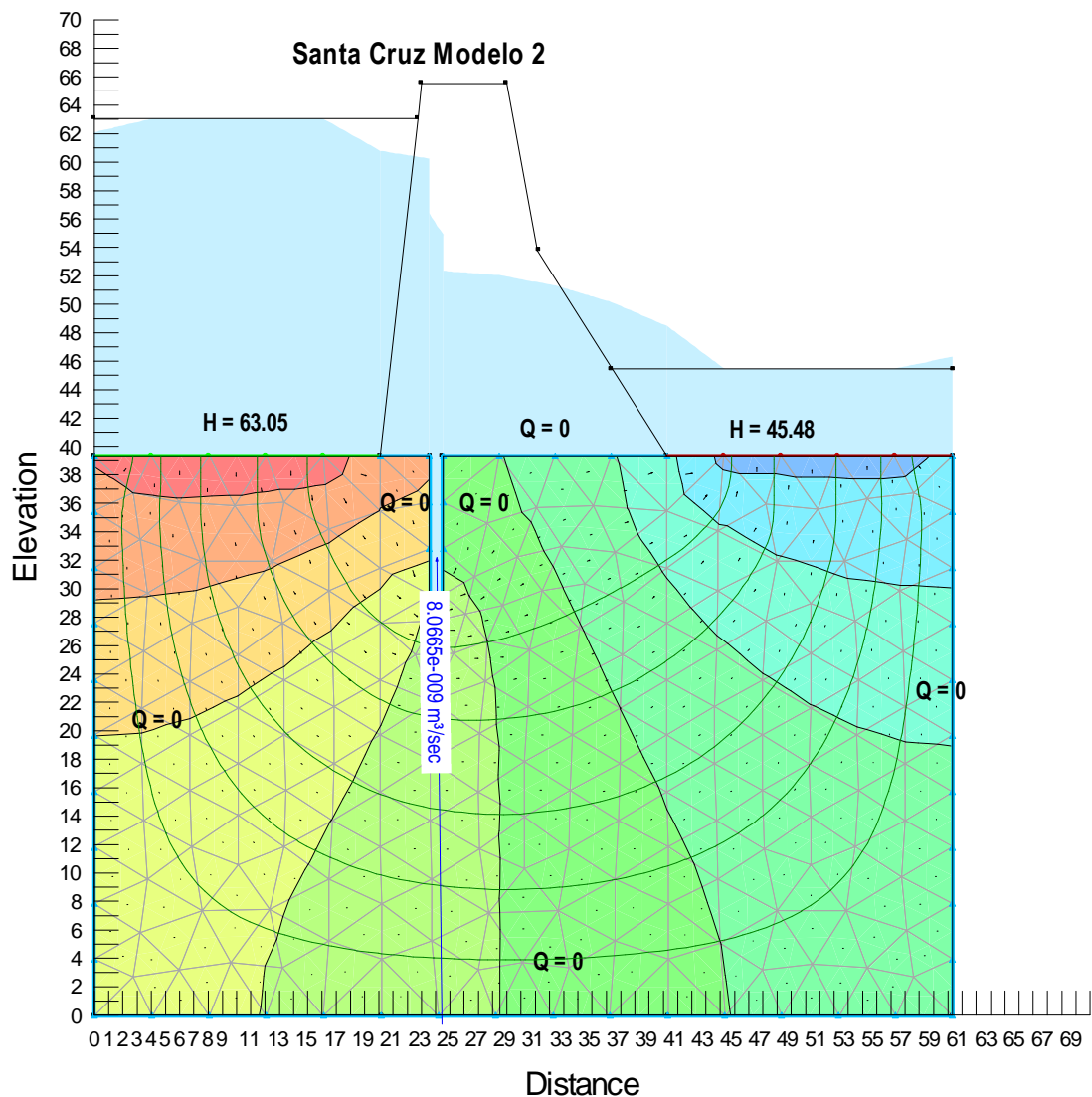


Figura 6. 40 Solución del modelo 2

En la figura 6.40 se presenta las líneas equipotenciales y las líneas de flujo, se calculo el caudal que transcurre baja la presa $Q= 8.0665 \times 10^{-9} \frac{m^3}{seg}$, y se indica las condiciones de borde.

En la figura 6.41 se presenta la subpresión que afecta en la base de la presa del modelo 1 en KPa vs m.

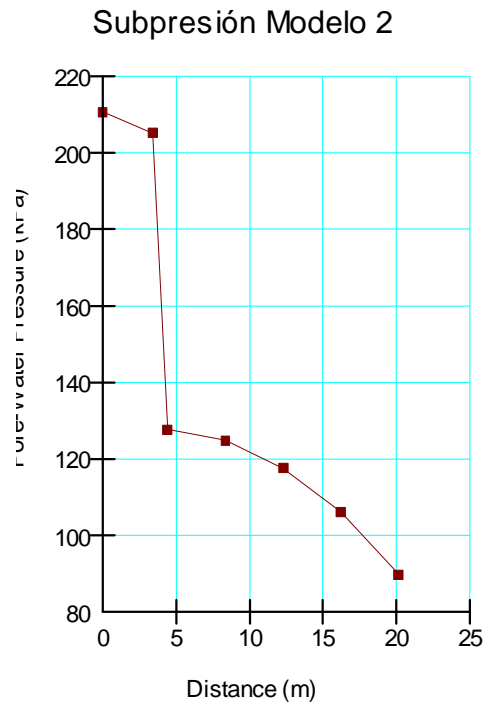


Figura 6. 41 Subpresión del modelo 2 [KPa vs m]

El modelo 2 presenta una fuerza de Supresión de **272.11 Tn**

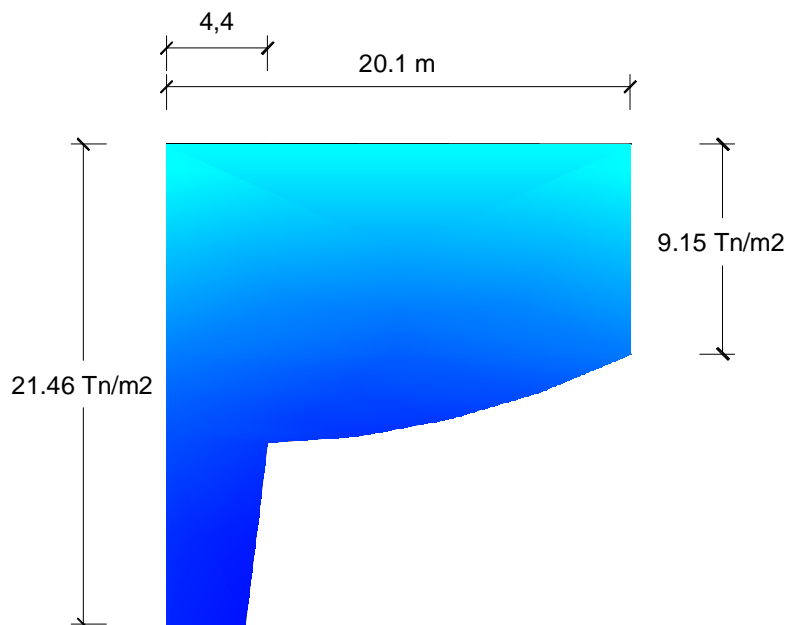


Figura 6. 42 Subpresión del modelo 2 $\left[\frac{Tn}{m^2} vs m\right]$

6.5.4. Modelo 3 (Con sistema de drenaje)

Para el cálculo de la subpresión se considera que existe un sistema de drenaje

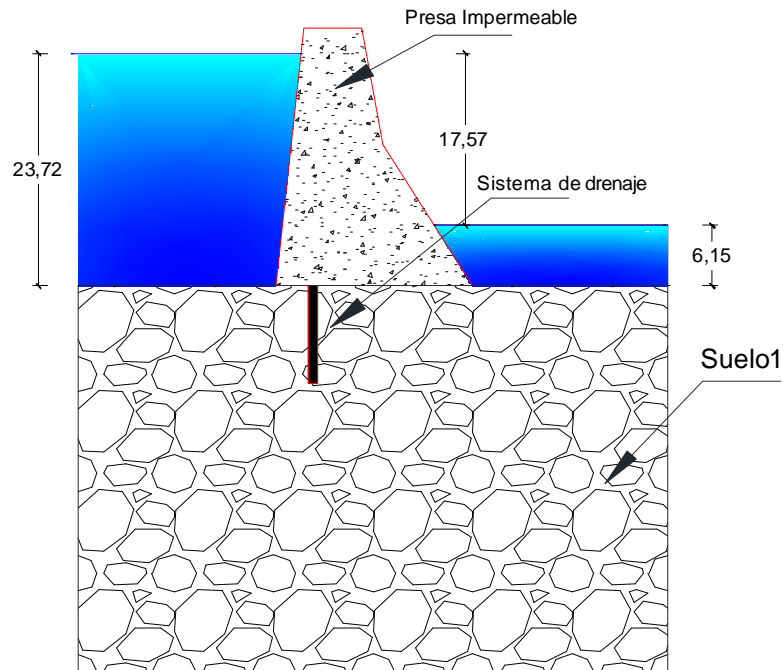


Figura 6. 43 Modelo 3 (con sistema de drenaje)

Para el análisis del modelo 3 se considera elementos finitos rectangulares, el número de elementos finitos que ingreso en la malla es de 203 elementos finitos y 353 nodos. Se asumieron 4 condiciones de borde descritas a continuación.

- Presión del embalse Head (H)= 63.05 m
- Aguas Abajo Head(H)=45.48 m
- Impermeable Total Flux (Q) = 0 $\frac{m^3}{seg}$
- Drenaje Press. Head (P)=0, esto indica que la presión vale cero.

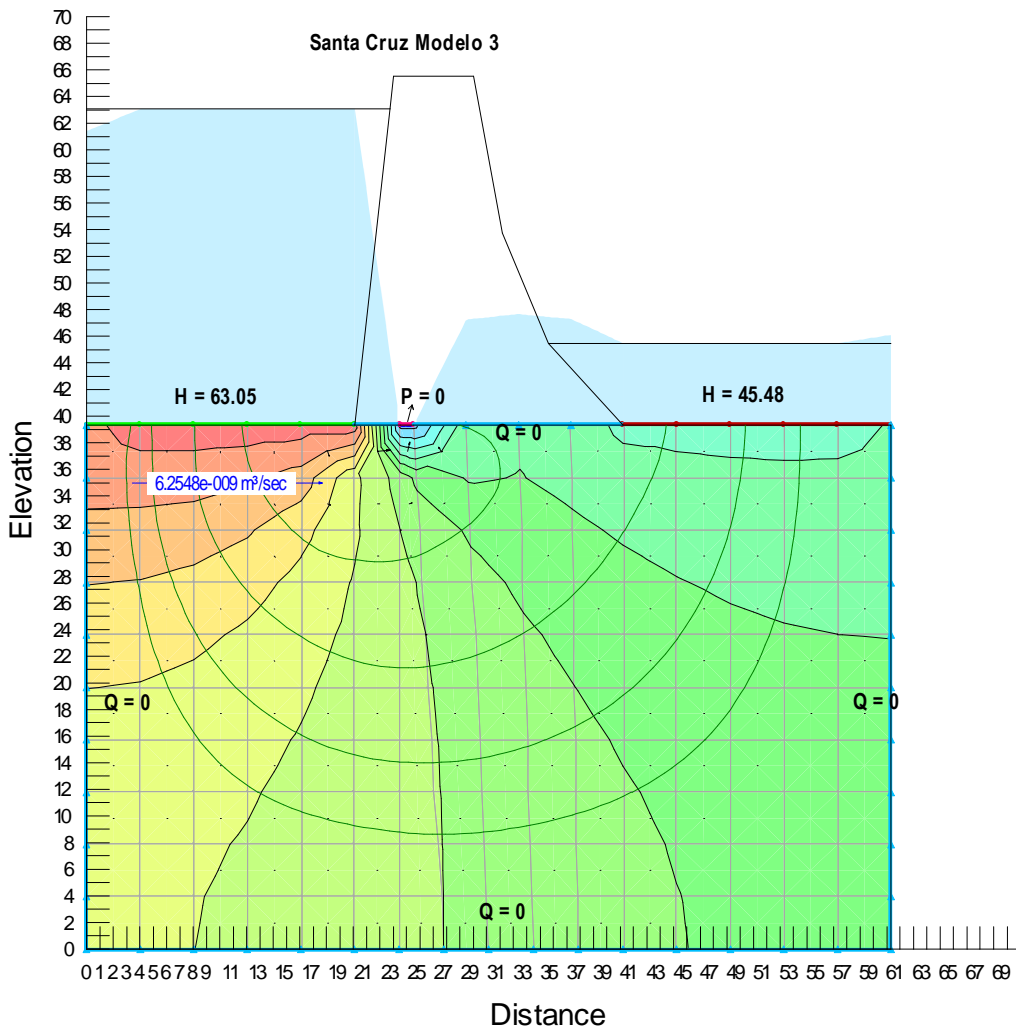


Figura 6. 44 Solución del modelo 3

En la figura 6.44 se presenta las líneas equipotenciales y las líneas de flujo, se calculo el caudal que transcurre baja la presa $Q= 6.25 \text{ e}^{-9} \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$, y se indica las condiciones de borde.

En la figura 6.45 se presenta la subpresión que afecta en la base de la presa del modelo 1 en KPa vs m.

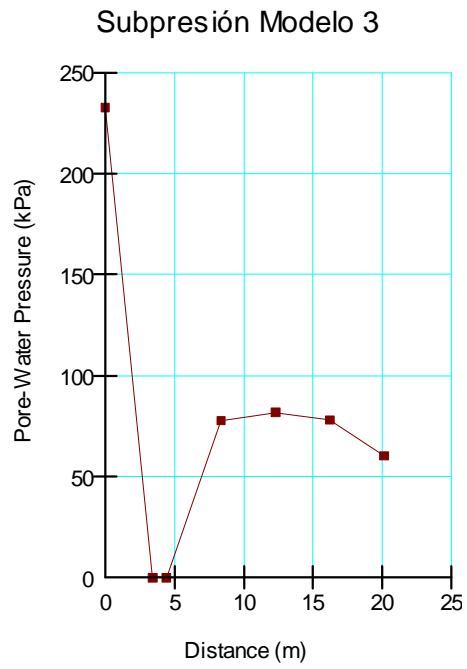


Figura 6. 45 Subpresión del modelo 3 [KPa vs m]

El modelo 3 presenta una fuerza de Supresión de **155.86 Tn**

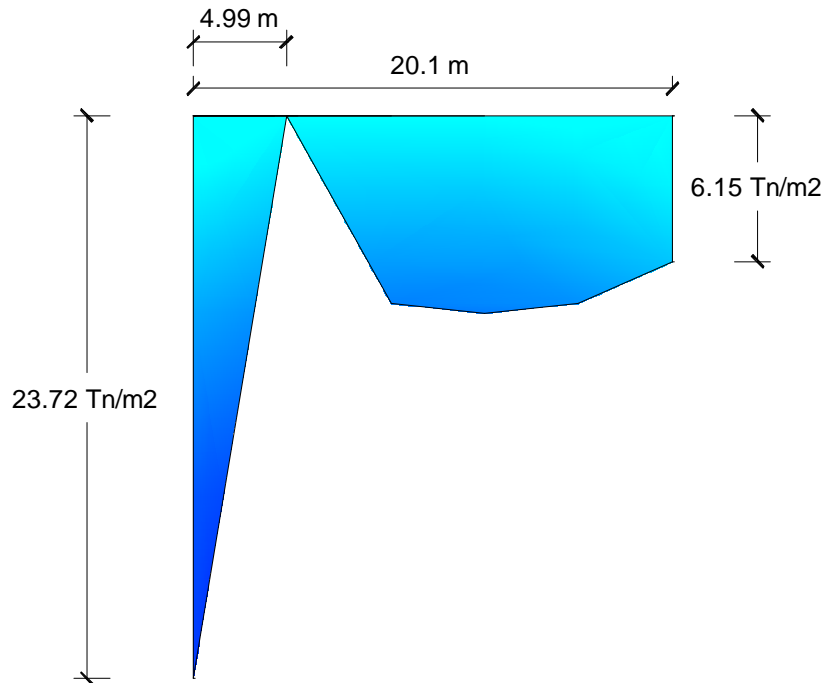


Figura 6. 46 Subpresión del modelo 3 $\left[\frac{Tn}{m^2} vs m \right]$

6.5.5. Modelo 4 (Con sistema de drenaje & Cortina de inyección)

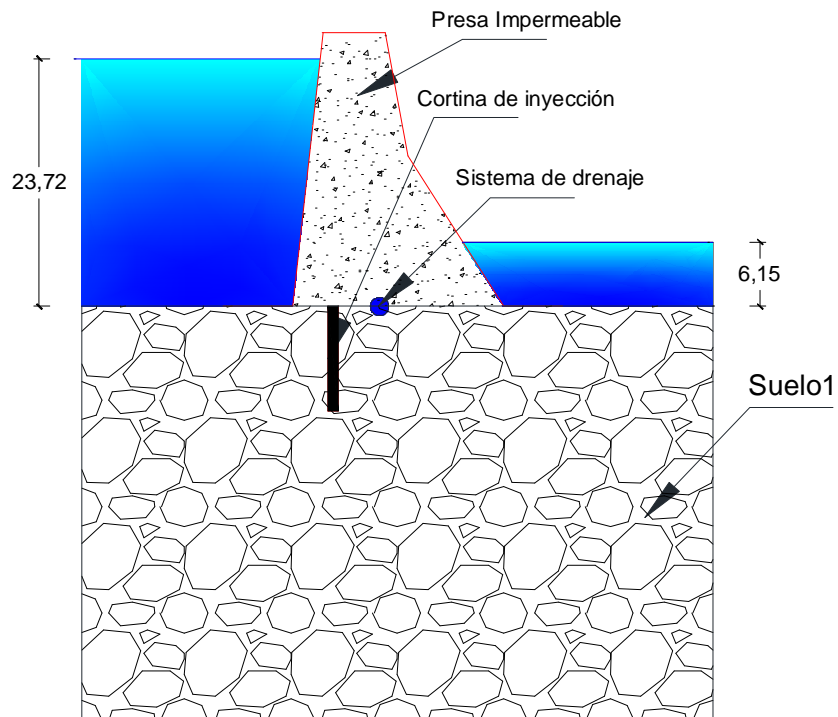


Figura 6. 47 Modelo 4 (con sistema de drenaje y cortina de inyección)

Para el análisis del modelo 4 se considera elementos finitos cuadrados y triangulares, el número de elementos finitos que ingreso en la malla es de 297 elementos finitos y 328 nodos. Se asumieron 4 condiciones de borde descritas a continuación.

- Presión del embalse Head (H)= 63.05
- Aguas Abajo Head(H)=45.48
- Impermeable Total Flux (Q) = 0 $\frac{m^3}{seg}$
- Drenaje Press. Head (P)=0, esto indica que la presión vale cero.

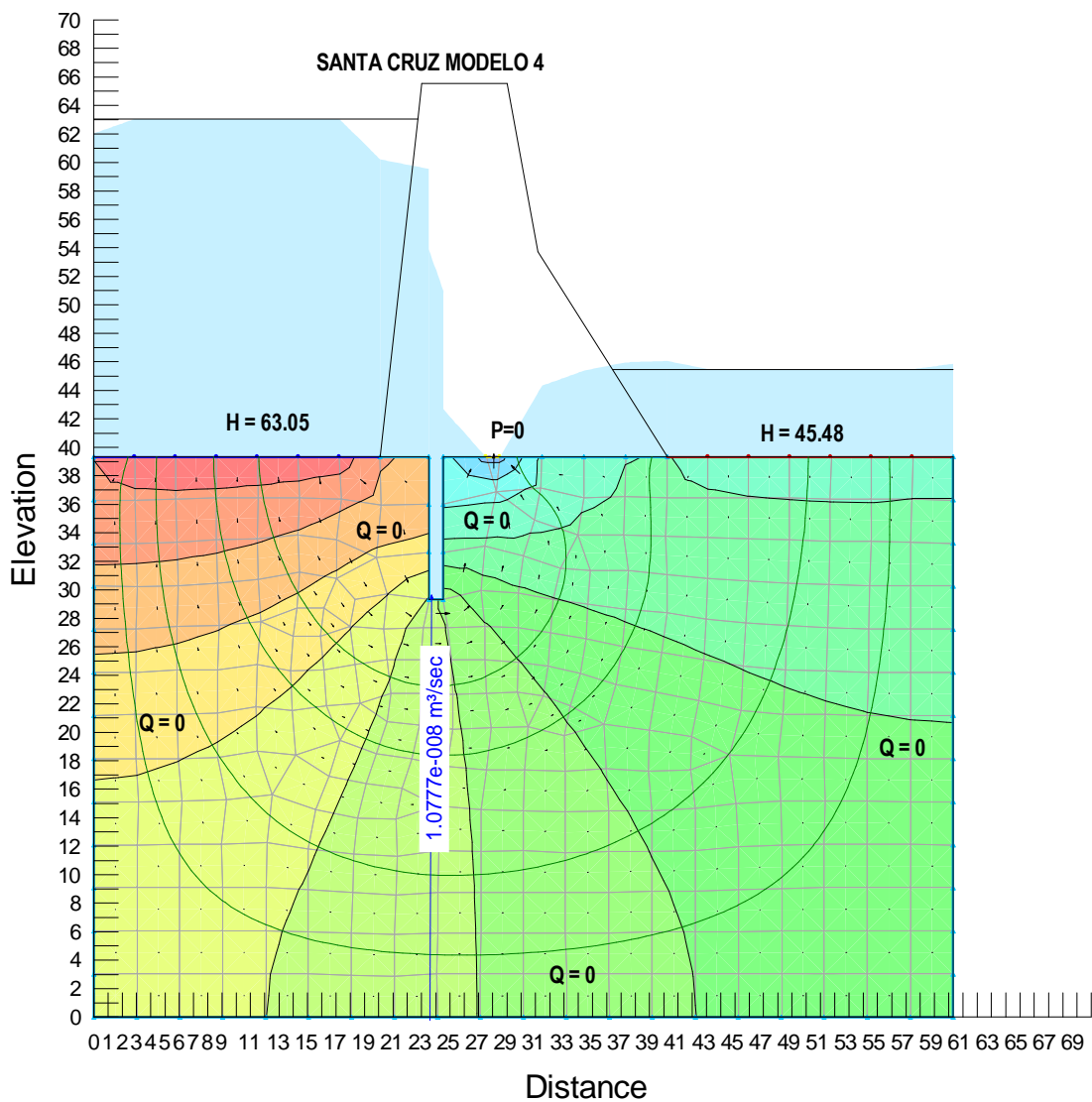


Figura 6. 48 Solución del modelo 4

En la figura 6.48 se presenta las líneas equipotenciales y las líneas de flujo, se calculo el caudal que transcurre baja la presa $Q= 1.077 e^{-8} \frac{m^3}{seg}$, y se indica las condiciones de borde.

En la figura 6.49 se presenta la subpresión que afecta en la base de la presa del modelo 1 en KPa vs m.

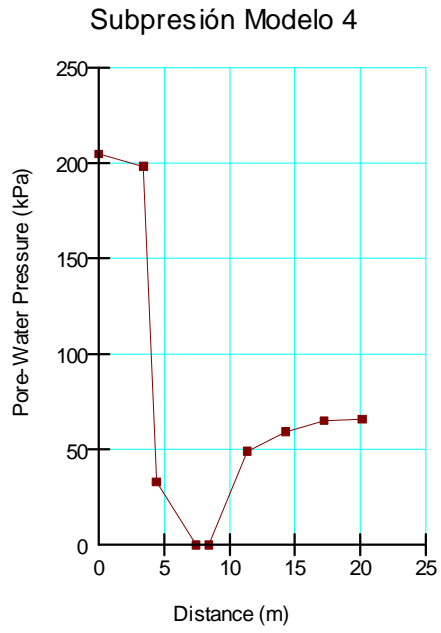


Figura 6. 49 Subpresión del modelo 4 [KPa vs m]

El modelo 4 presenta una fuerza de Supresión de **151.09 Tn**

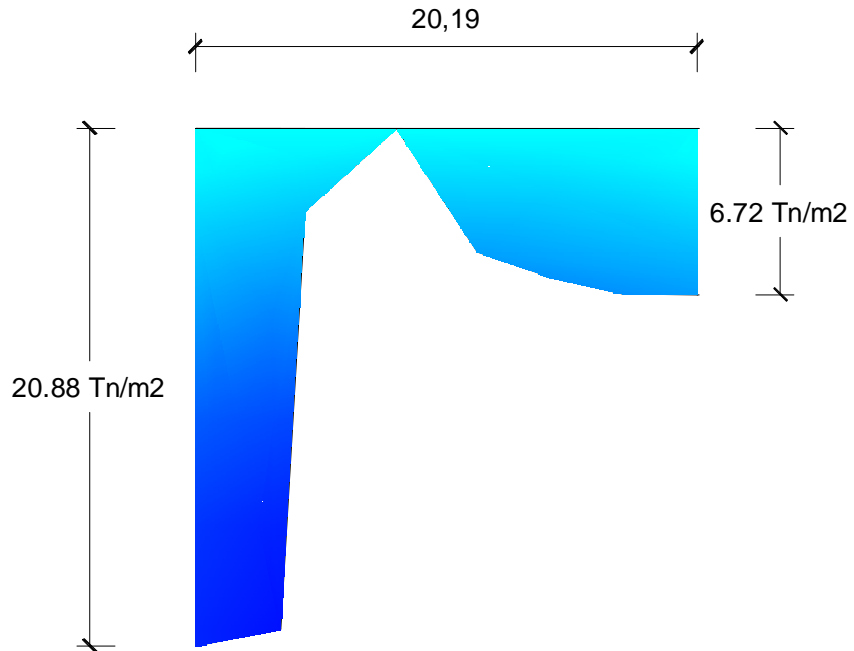


Figura 6. 50 Subpresión del modelo 4 $\left[\frac{Tn}{m^2} vs m \right]$

6.6. COMPARACIÓN

Se realizó una comparación entre el modelo propuesto por la USACE y el modelo propuesto por los elementos finitos. Como todos los modelos desarrollados por la USACE no afectaron a la presa Santa Cruz se escogieron los siguientes, para facilidad del lector y seguimiento de los modelos escogidos se recomienda ver las tablas 5.1, 5.2 y 5.3 desarrolladas en el capítulo 5.

6.6.1. Modelo propuesto por Corps & Elementos Finitos

Sin sistema de drenaje.

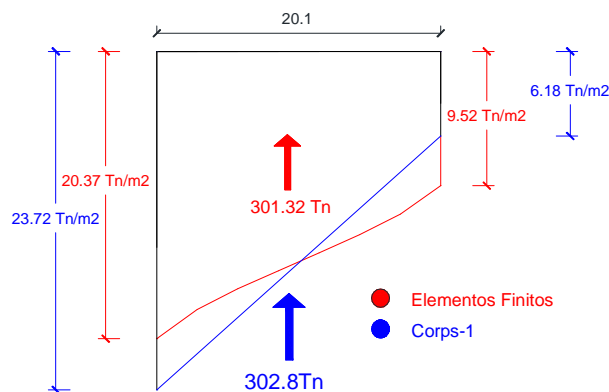


Figura 6. 51 Subpresión Corps-1 vs Elementos finitos (sin sistema de drenaje)

Con Sistema de drenaje

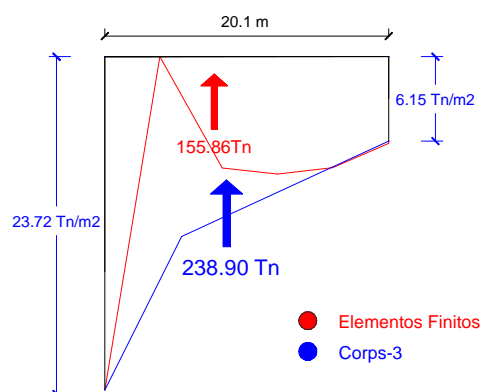


Figura 6. 52 Subpresión Corps-3 vs Elementos finitos (Con sistema de drenaje)

Con sistema de drenaje y se asume que existe fisuramiento (T)

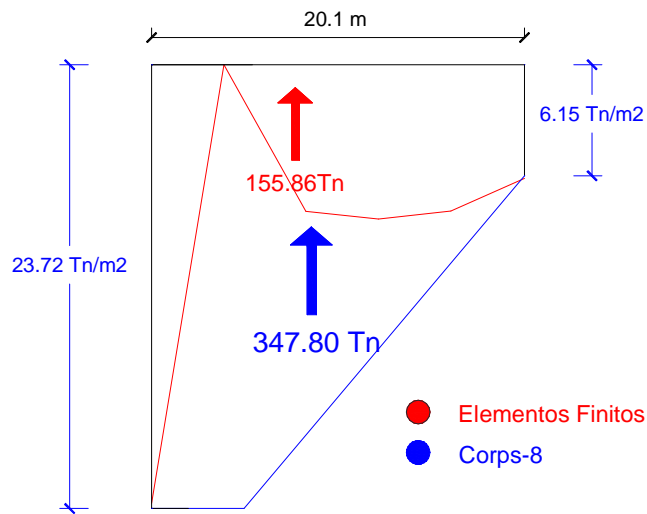


Figura 6. 53 Subpresión Cops-8 vs Elementos finitos (Con sistema de drenaje & existe T)

6.6.2. Modelo propuesto por Reclamation & Elementos Finitos

Con sistema de drenaje

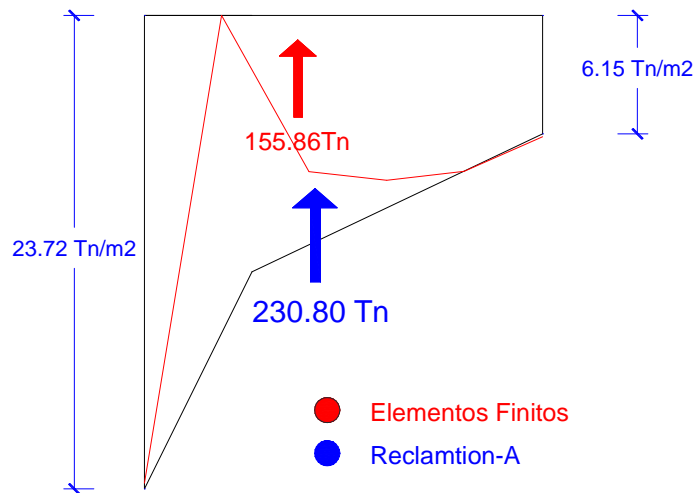


Figura 6. 54 Subpresión Reclamation- A vs Elementos finitos (Con sistema de drenaje)

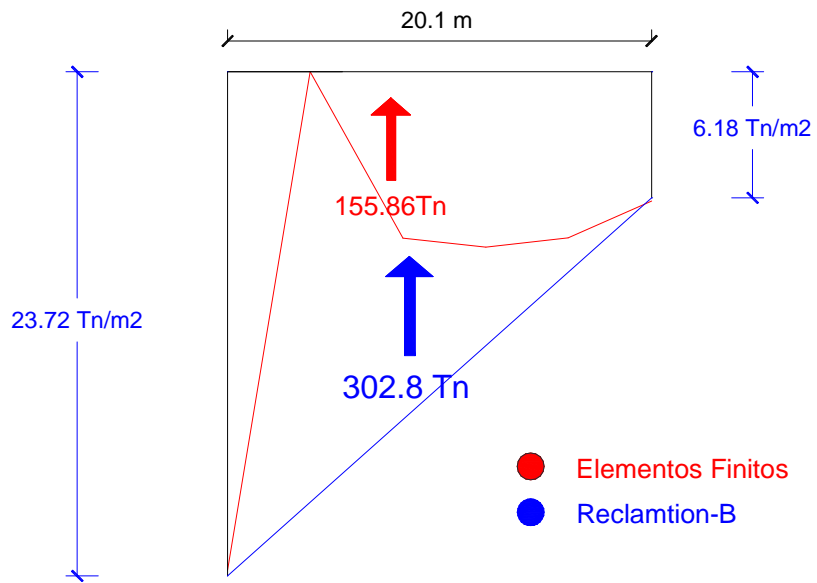


Figura 6. 55 Subpresión Reclamtion- B vs Elementos finitos (Con sistema de drenaje)

Con sistema de drenaje y se asume que existe fisuramiento (T)

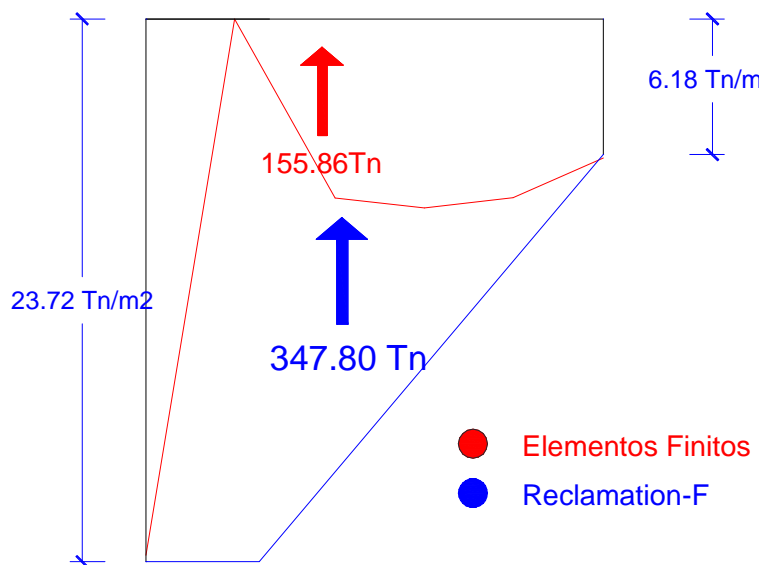


Figura 6. 56 Subpresión Reclamation- F vs Elementos finitos (Con sistema de drenaje y existe

T)

6.6.3. Modelo propuesto por FERC vs Elementos Finitos

Con sistema de drenaje y existe fisuramiento (T)

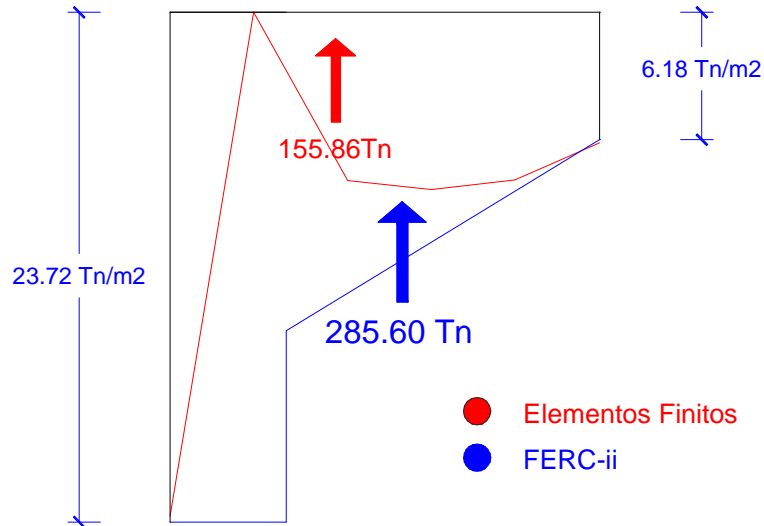


Figura 6. 57 Subpresión FERC- ii vs Elementos finitos (Con sistema de drenaje y existe T)

Como se puede observar los modelos generados por la USACE son mucho más conservadores que los generados por los Elementos Finitos. Para el control de la estabilidad y cálculo de los esfuerzos generados en la presa Santa Cruz se optó por el diseño óptimo en el cálculo de la fuerza de subpresión generado por el modelo 4 (con cortina de inyección & sistema de drenaje), propuesto por el método de elementos finitos. También se optó por los modelos 2 y 3 del método ya antes mencionado.

CAPÍTULO 7

OBTENCIÓN DE ESFUERZOS FINALES Y VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD

7.1. INTRODUCCIÓN

La presa Santa Cruz deberá ser analizada y verificada teniendo en cuenta todas las situaciones a las que se encuentran sometida durante su ejecución y funcionamiento. Para ello se considera las siguientes combinaciones.

- Combinación de carga usual
- Combinación de carga inusual
- Combinación de carga extrema

Para el criterios de estabilidad y seguridad en presas a gravedad se tomó en cuenta las guías publicados por Corps, Reclamation y FERC. En el cual plantea el desarrollo del cálculo de la estabilidad, las tres agencias federales se basan en un análisis de equilibrio, utilizando el diagrama de cuerpo libre de la sección de hormigón de la presa a gravedad.

Los siguientes requisitos básicos para la estabilidad de una presa son:

- Que sean seguros al deslizamiento y Volcamiento
- Que los esfuerzos de compresión y tensión se encuentre de acuerdo a los admisibles.

En las siguientes tablas se presenta los criterios de combinaciones de cargas y los de estabilidad para presas de hormigón de acuerdo a la guía publicada por la USACE.

Tabla 7. 1 Condiciones de carga Corps (Fuente: USACE 2000)

Corps Condiciones de Carga (EM 1110-2-2100)

Condición No	Condición de Carga	Descripción
1	Carga Inusual Condición de Construcción	Estructura de la presa completa. No cabecera y aguas abajo
2	Condición de Carga Usual Operaciones Normales	Altura normal del embalse (Peores condiciones, con periodo de retorno de 10 años) Aguas abajo mínimo Subpresión Hielo y presión de sedimentos en su caso
3	Condición de carga Inusual Inundación poco frecuentes	Altura del embalse que represente un evento de inundación que represente un periodo de retorno de 300 años. Aguas abajo mínimo Subpresión Hielo y presión de sedimentos en su caso
4	Condición de carga extrema Construcción con operaciones básicas Sismo	Sismo de Base Operativa (OBE) Aceleración horizontal en dirección ascendente. No cabecera y aguas abajo
5	Condición de carga Inusual Embalse coincidente con la base operativa Sismo	Sismo de Base Operativa (OBE) Aceleración horizontal en dirección aguas abajo. Condición del embalse (la altura del embalse debe ser igual o superior en un 50%) Subpresión previo al Sismo Presión de sedimentos, en su caso No hay la presión de Hielo
6	Condición de carga extrema Coincide el embalse con el diseño máximo Sismo	Máximo sismo de diseño (MDE). Aceleración horizontal en dirección aguas abajo. Condición del embalse (la altura del embalse debe ser igual o superior en un 50%) Subpresión previo al Sismo Presión de sedimentos, en su caso No hay la presión de Hielo
7	Usual, Inusual, o condiciones de carga extrema Diseño Máximo	Combinación del embalse y aguas abajo que producen la carga más crítica en la estructura, con un periodo de retorno ilimitado (puede ser cualquier caso hasta el Diluvio máximo probable) Subpresión Presión de sedimentos, en su caso No hay la presión de Hielo

Tabla 7. 2 Condiciones de carga Reclamation (Fuente: USACE 2000)

Reclamation Combinación de Carga		
Condición No	Condición de Carga	Descripción
1	Combinación de carga Usual	Altura del embalse normal Subpresión limo hielo aguas abajo Temperatura mínima
2	Combinación de carga Inusual	Máxima altura del embalse Subpresión limo hielo aguas abajo Temperatura mínima
3	Combinación de carga Extrema	Carga usual, más el sismo máximo creíble.
4	Otras cargas y de investigación	Combinaciones de carga usuales o inusuales con drenaje inoperativo Cargas muertas Otras combinaciones de carga a criterio del Ingeniero.

Tabla 7. 3 Condiciones de carga FERC (Fuente: USACE 2000)

FERC Condiciones de Carga		
Condición No	Condición de Carga	Descripción
1	Caso más desfavorable estático	Aguas abajo del embalse y la combinación que produce la condición más inestable. Subpresión Hielo y la presión de corte
2	Caso dinámico máxima	Máximo sismo creíble con una aceleración horizontal en sentido descendente. Elevación del embalse normal. Elevación de aguas abajo mínimo. Nivel de Subpresión antes del terremoto. Fisura de presión.

A continuación se presenta los coeficientes de seguridad utilizados por Corps, Reclamation y FERC.

Tabla 7. 4 Coeficiente de Seguridad y Esfuerzos Admisibles Corps (Fuente: USACE 2000)

Condición de Carga	Situación resultante en la base	Factor mínimo de deslizamiento de seguridad	Presión sobre el cimiento	Esfuerzo del Hormigón	
				Compresión	Tensión
Usual	1/3.	2	<= Admisible	0.3f'c	0
Inusual	1/2.	1.5	<= Admisible	0.5f'c	0.6f'c ^{2/3}
Extrema	Dentro de la base	1.1	<= 1.33xAdmisible	0.9f'c	1.5f'c ^{2/3}

Tabla 7. 5 Coeficiente de Seguridad y Esfuerzos Admisibles Reclamation (Fuente: USACE 2000)

Condición de Carga	Situación resultante en la base	Factor mínimo de deslizamiento de seguridad	Esfuerzo del Hormigón	
			Compresión	Tensión
Usual	1/3.	2	1/3*f'c	1/3*ft
Inusual	1/2.	1.5	1/2*f'c	1/2*ft
Extrema	Dentro de la base	1	f'c	ft

Tabla 7. 6 Coeficiente de Seguridad FERC (Fuente: USACE 2000)

Condición de Carga	Ubicación de la Resultante	Factor de seguridad al Deslizamiento	Factor de seguridad en el esfuerzo de cimientos
Caso más desfavorable estático	No especificado	1.5 ^{2,3}	3
Caso máximo dinámico	No especificado	1.0 ⁴	1

Tabla 7. 7 Esfuerzos Admisibles FERC (Fuente: USACE 2000)

Condición de carga	Esfuerzo cortante en el Pre-agrietamiento Falla en el plano ¹	Esfuerzo del eje principal dentro del hormigón sin fisuras
Caso más desfavorable estático	0.93*σ _n	1.7*(f'c) ^{2/3}
Caso máximo dinámico	1.4*σ _n	2.6*(f'c) ^{2/3}

Determinación del coeficiente de deslizamiento y Volcamiento.

- Coeficiente a deslizamiento

$$Ksd = \frac{f * N + C * B}{T} \quad 7.1$$

Donde K_{sd} = Coeficiente de estabilidad al deslizamiento, f = coeficiente de fricción, N = sumatoria de las fuerzas normales en la base, C = es la cohesión, B = longitud de la base y T = fuerzas que generan el problema de deslizamiento.

Para el cálculo de los coeficientes de fricción y cohesión se presenta la siguiente tabla 7.8.

Tabla 7. 8 Coeficientes de fricción y cohesión

Tipo de Roca	f	C (Mpa)
1.- Granito u otras rocas no fisurada, con resistencia temporal a la compresión mayor a 400kg/cm ² (40Mpa)	0.75	0.4
2.- Rocas poco fisurada con mejoramiento de lechada de cemento hasta la profundidad mayor o igual a 0.1 altura del reservorio, con resistencia temporal a la compresión mayores a 400 kg/cm ² (40Mpa)	0.7	0.3
3.- Rocas fisurada con resistencia temporal a la compresión entre 50 y 400kg/cm ² (5-40Mpa)	0.65	0.2

Para en caso de la presa Santa Cruz se utilizo una fricción 0.75 y una cohesión $c=0.40$ Mpa

- Coeficiente al Volcamiento

$$K_{sv} = \frac{M_e}{M_v} \quad 7.2$$

Donde: M_e = momento estabilizador, M_v = momento volcador.

7.2. APLICACIÓN A LA PRESA SANTA CRUZ

Para determinar la estabilidad y las fuerzas resultantes del presa Santa Cruz se consideraron las siguientes características.

- Presa
 - Presa a Gravedad
 - Hormigón compactado con rodillo (RCC)
 - Resistencia específica del concreto $f'_c=14$ Mpa
 - Esfuerzo a tensión $f_t= 1.2$ Mpa
 - Modulo de Elasticidad $E=20$ Gpa
- Suelo
 - Suelo = Macizo rocoso
 - Modulo de Elasticidad $E_s=43.1$ GPa
 - Suelo isotrópico
 - Permeabilidad $k= 1e-9$ m/seg

Con cada una de estas características se obtuvieron las fuerzas que actúan en la presa Santa Cruz, cabe recalcar que las fuerzas ya fueron calculados en los capítulos anteriores, es por eso que nos concentramos en la estabilidad y esfuerzos resultantes.

En cuanto a la fuerza que actúa en la base de la presa también conocida como subpresión se tomó en cuenta la fuerza producida por el modelo de elementos finitos, los cuales se aplicaron de la siguiente manera. Para cargas usuales se considero el modelo 4 (con sistema de drenaje y cortina de inyección), Para las cargas inusuales se considero el modelo 3 (con sistema de drenaje) y Para las cargas extremas se considero el modelo 2 (con cortina de inyección).

7.3. COMBINACIÓN DE CARGAS

Para el análisis de la presa Santa Cruz se realizaron las siguientes combinaciones de carga.

7.3.1. Cargas Usuales

Combinación 1

➤ Inicio de la vida útil

- ✚ Nivel normal de operación en el embalse cota 1188.6
- ✚ Nivel aguas abajo de la presa cota 1171.04
- ✚ Subpresión (con sistema de drenaje y cortina de inyección)

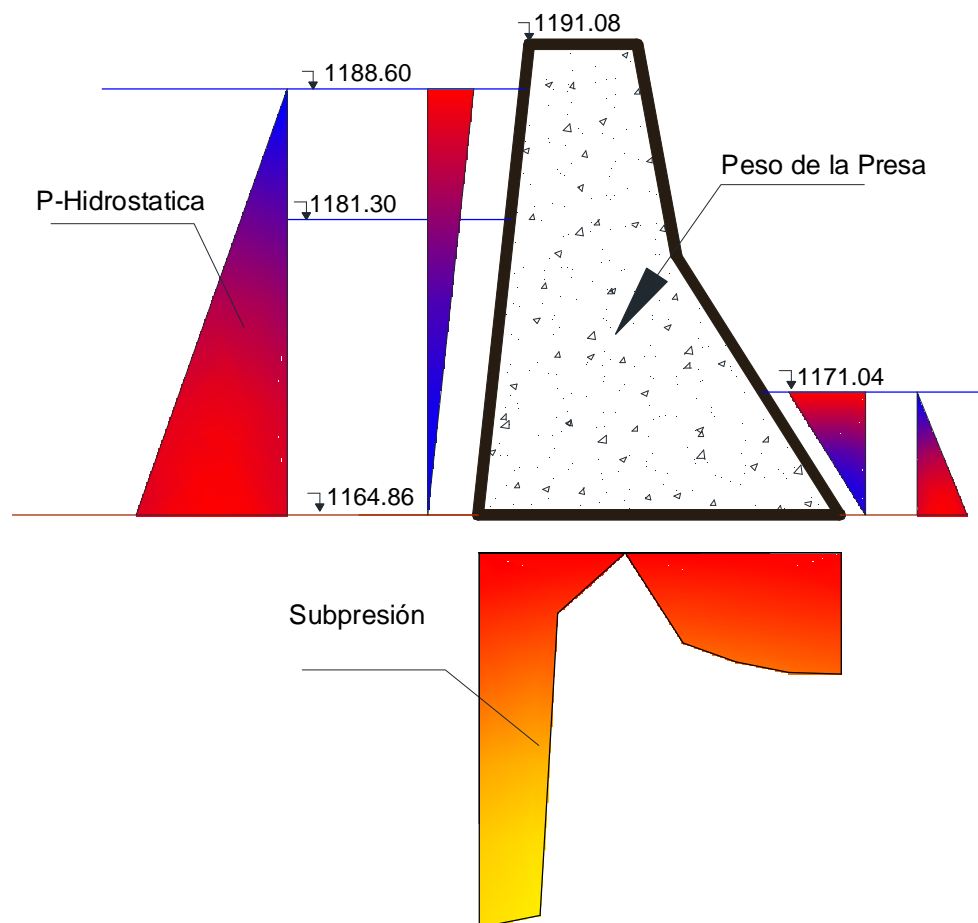


Figura 7. 1 Combinación 1

Combinación 2

➤ Final de la vida útil

- ✚ Nivel normal de operación en el embalse cota 1188.6
- ✚ Nivel aguas abajo de la presa cota 1171.04
- ✚ Subpresión (se considera con sistema de drenaje y cortina de inyección)
- ✚ Presión de sedimentos (nivel mínimo de operación cota 1181.30)

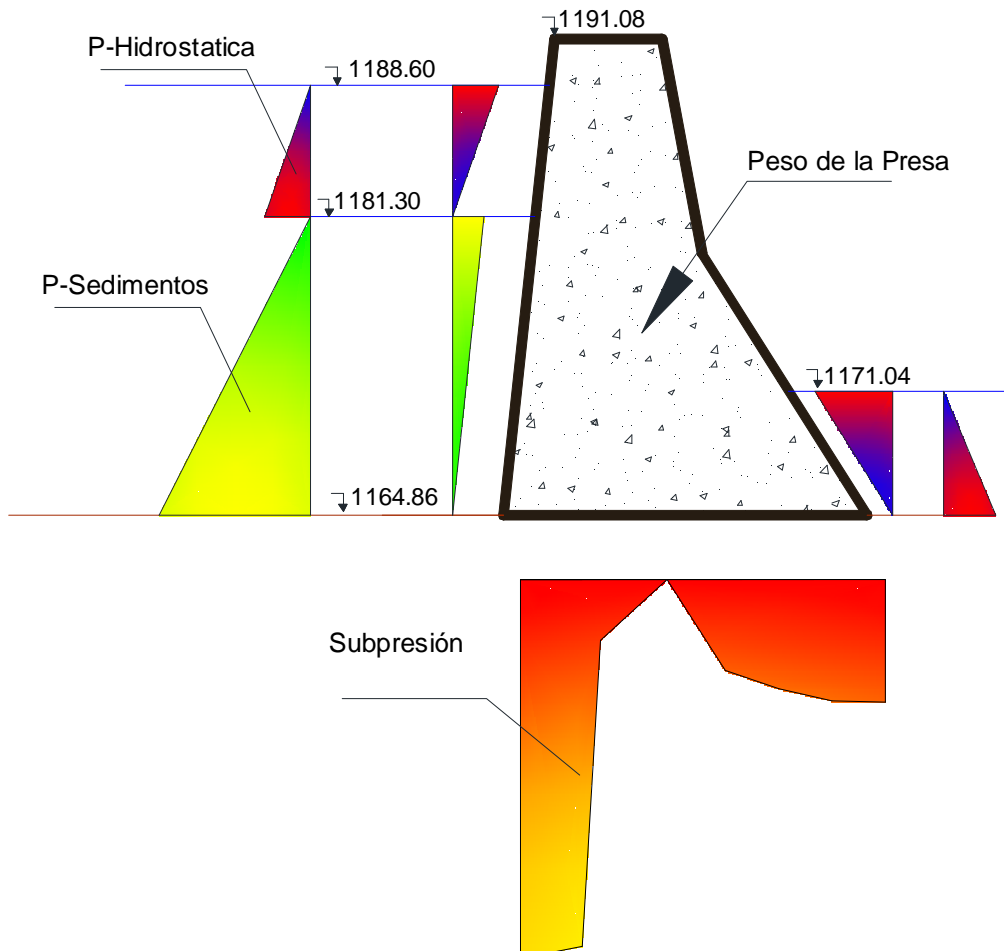


Figura 7. 2 Combinación 2

7.3.2. Cargas inusuales

Combinación 3

➤ Inicio de la vida útil

- ✚ Sismo OBE en dirección del flujo de agua
- ✚ Nivel normal de operación en el embalse cota 1188.6
- ✚ Nivel aguas abajo de la presa cota 1171.04
- ✚ subpresión (se considera que solo funciona el sistema de drenaje)
- ✚ Presiones hidrodinámicas

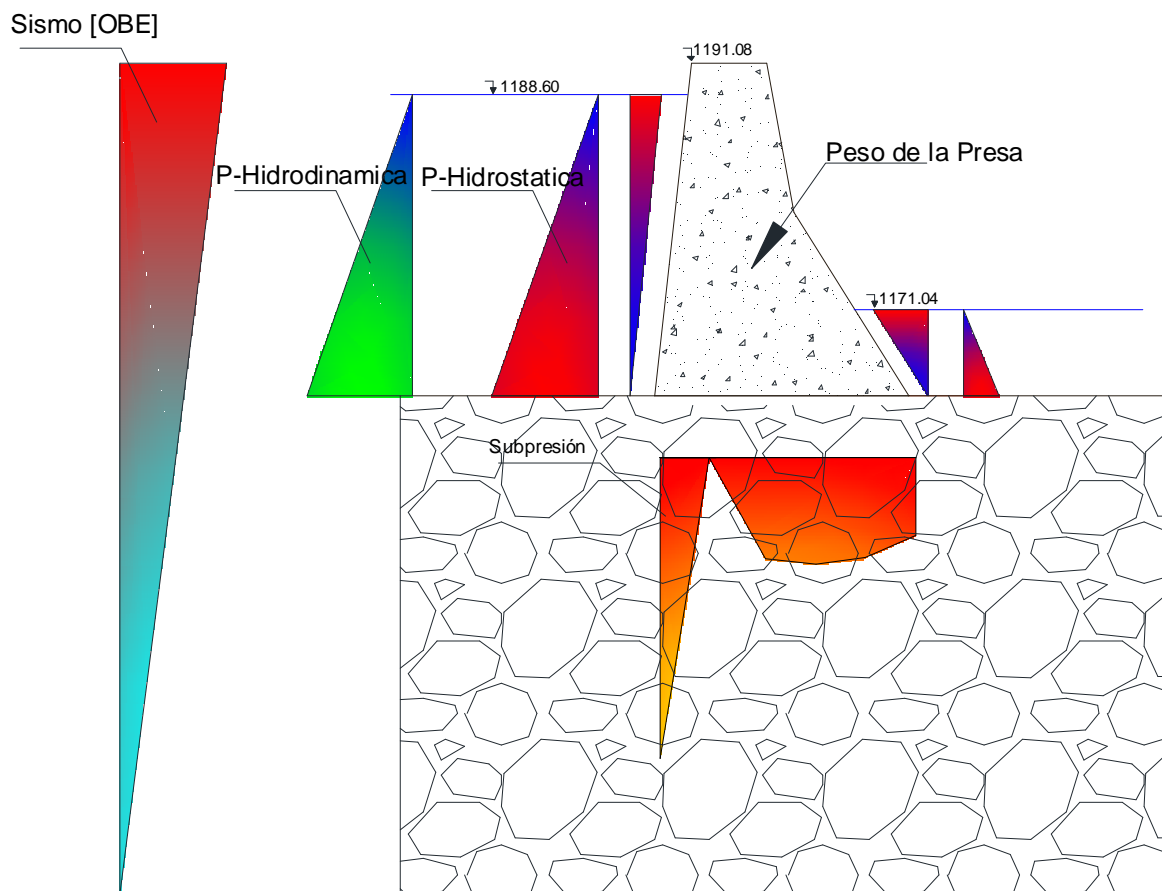


Figura 7. 3 Combinación 3

Combinación 4

➤ Final de la vida útil

- ✚ Sismo OBE en dirección del flujo de agua
- ✚ Nivel normal de operación en el embalse cota 1188.6
- ✚ Nivel aguas abajo de la presa cota 1171.01
- ✚ subpresión (se considera que solo funciona el sistema de drenaje)
- ✚ Presiones hidrodinámicas
- ✚ Presión de sedimentos (nivel mínimo de operación cota 1181.30)

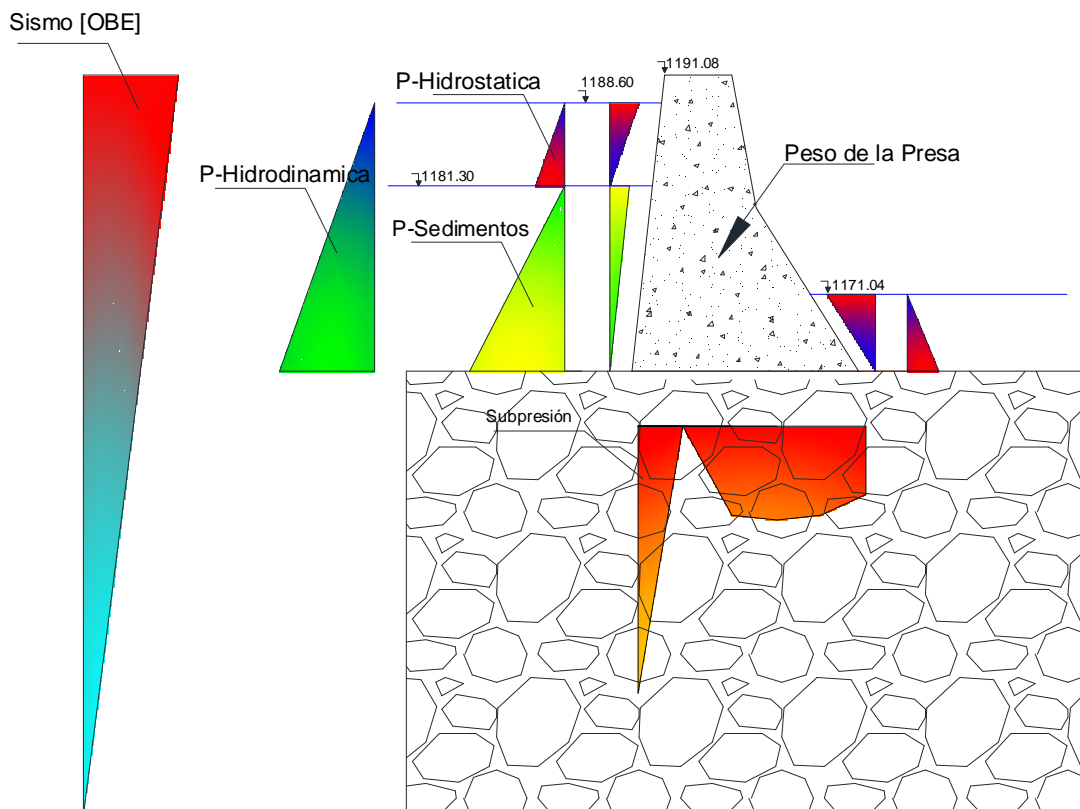


Figura 7. 4 Combinación 4

7.3.3. Cargas extremas

Combinación 5

➤ Inicio de la vida útil

- ✚ Sismo MCE en dirección del flujo de agua
- ✚ Nivel normal de operación en el embalse cota 1188.6
- ✚ Nivel aguas abajo de la presa cota 1171.01
- ✚ subpresión (se considera que solo funciona la cortina de Inyección)
- ✚ Presiones hidrodinámicas

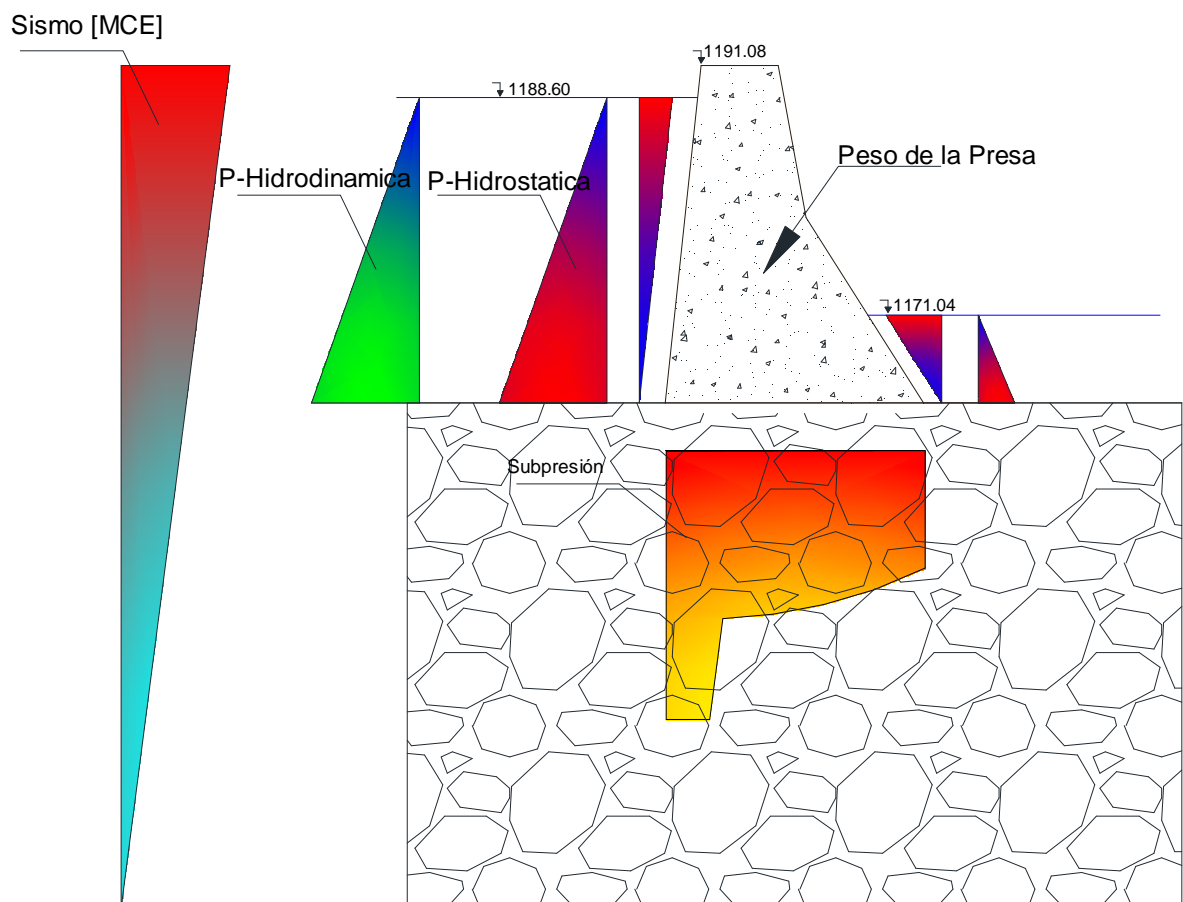


Figura 7. 5 Combinación 5

Combinación 6

➤ Final de la vida útil

- ✚ Sismo MCE en dirección del flujo de agua
- ✚ Nivel normal de operación en el embalse cota 1188.6
- ✚ Nivel aguas abajo de la presa cota 1171.01
- ✚ subpresión (se considera que solo funciona la cortina de Inyección)
- ✚ Presiones hidrodinámicas
- ✚ Presión de sedimentos (nivel mínimo de operación cota 1181.30)

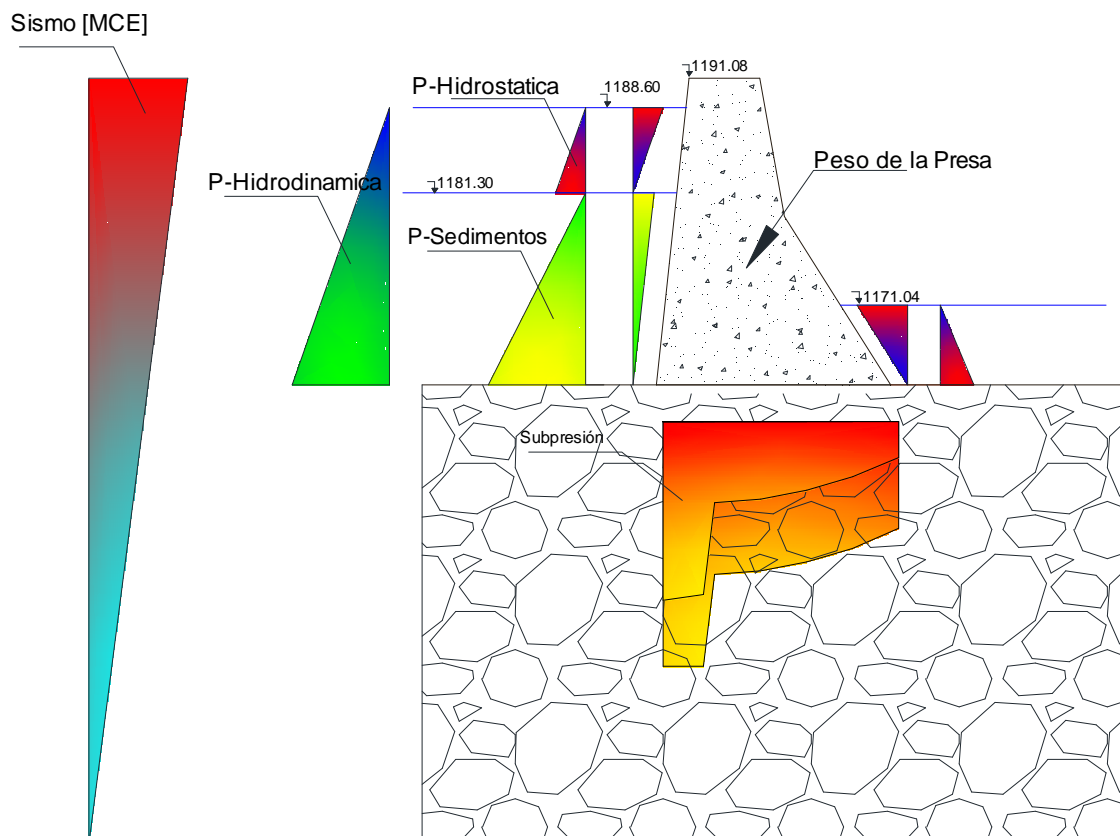


Figura 7. 6 Combinación 6

7.4. ESTABILIDAD DE LA PRESA

Para cada combinación se reviso la estabilidad de la presa cuyo coeficiente de seguridad fue comparado con la tabla 7.5, con la cual se desarrollo la siguiente tabla 7.9 & 7.10 de resultados de estabilidad de la presa Santa Cruz.

Tabla 7. 9 Factor de seguridad al deslizamiento

Tipo de Carga	Combinación de Carga	Factor Seguridad Deslizamiento	Valor Calculado	
Usual	Combinación 1	2	4.23	ok
	Combinación 2		2.57	ok
Inusual	Combinación 3	1.5	2.95	ok
	Combinación 4		2.62	ok
Extrema	Combinación 5	1	2.42	ok
	Combinación 6		2.18	ok

Tabla 7. 10 Factor de seguridad al Volcamiento

Tipo de Carga	Combinación de Carga	Factor Seguridad Volcamiento	Valor Calculado	
Usual	Combinación 1	1.2	1.24	ok
	Combinación 2		1.2	ok
Inusual	Combinación 3	1.1	1.52	ok
	Combinación 4		1.37	ok
Extrema	Combinación 5	1.1	1.6	ok
	Combinación 6		1.46	ok

El factor de seguridad y Volcamiento cumple en cada una de la combinaciones propuestas con lo cual se procede a calcular los esfuerzos resultantes.

7.5. ESFUERZOS

7.5.1. Calculo de los esfuerzos

Los esfuerzos se obtiene de los desplazamiento finales los cuales se obtuvieron de la siguiente formula.

$$q_F = inv(K_T) * Q_F$$

7.3

Donde: q_F = desplazamientos finales, K_T = Matriz de rigidez de la estructura, Q_F = Vector de carga finales.

Los desplazamiento finales se obtuvieron de acuerdo a las combinaciones propuestas.

Para el cálculo de los esfuerzo se ejecuta el subrutina de CEINCI-LAB denominado **esfuerzo_elemento_finito** dentro de esta sub-rutina se encuentra el programa **esfuerzo_estructura** el cual nos permite realizar una matriz mediante el ensamblaje directo.

Se considera los esfuerzos dentro del elemento finto como un sistema lineal, para realizar la extrapolación de los nudos en cada elemento finito.

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

7.4

Donde: σ_{x1} , σ_{x2} , σ_{x3} , σ_{x4} son los esfuerzos en los puntos de integración de la cuadratura de Gauss en dirección X;

σ_{y1} , σ_{y2} , σ_{y3} , σ_{y4} son los esfuerzos en los puntos de integración de la cuadratura de Gauss en dirección Y;

τ_{xy1} , τ_{xy2} , τ_{xy3} , τ_{xy4} son los esfuerzos de corte en los puntos de integración;

a y b representa las coordenadas donde las funciones de forma van a ser evaluadas.

$\sigma_x(x,y)$, $\sigma_y(x,y)$, $\tau_{xy}(x,y)$ Son los esfuerzos en un nodo esquinero del elemento finito.

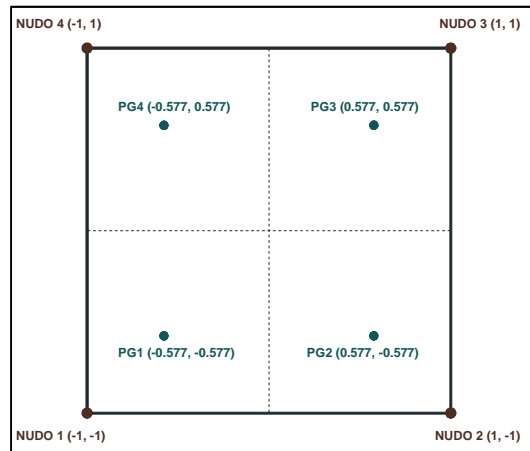


Figura 7.7 Elemento finito y puntos de integración de la cuadratura de Gauss (Fuente Tarambís 2011)

Por último con los resultados en los nodos de cada elemento finito se efectúa un promedio a nivel nodal y se halla los esfuerzos en los nodos.

7.5.2. Esfuerzos Resultantes

- **Combinación 1**

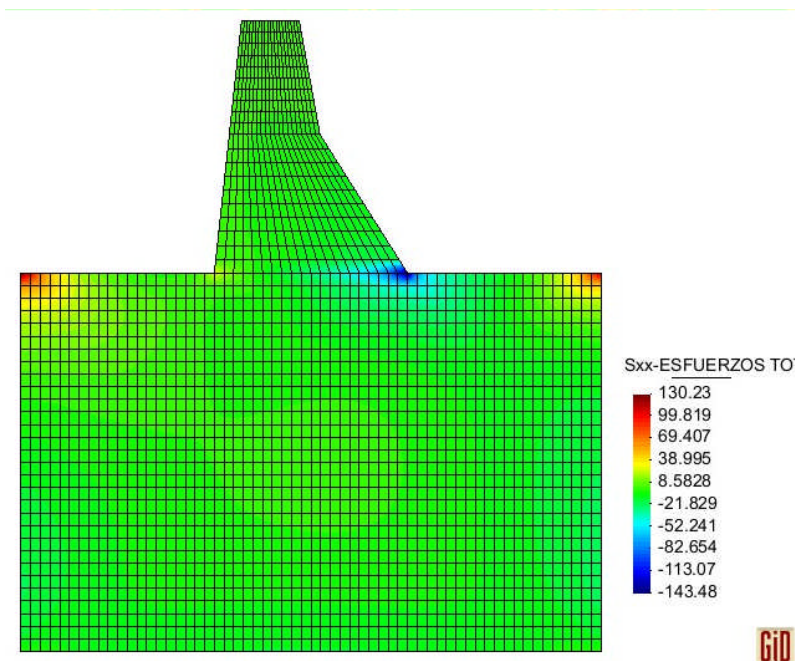


Figura 7.8 Esfuerzos horizontales σ_x Combinación 1

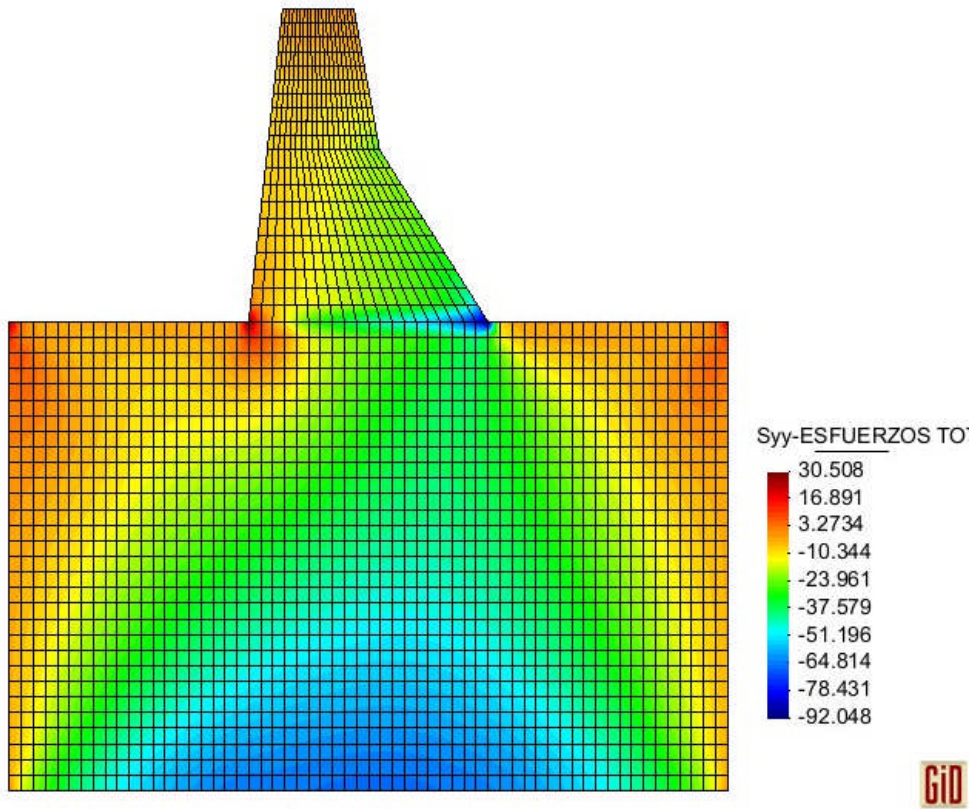


Figura 7. 9 Esfuerzos verticales σ_y Combinación 1

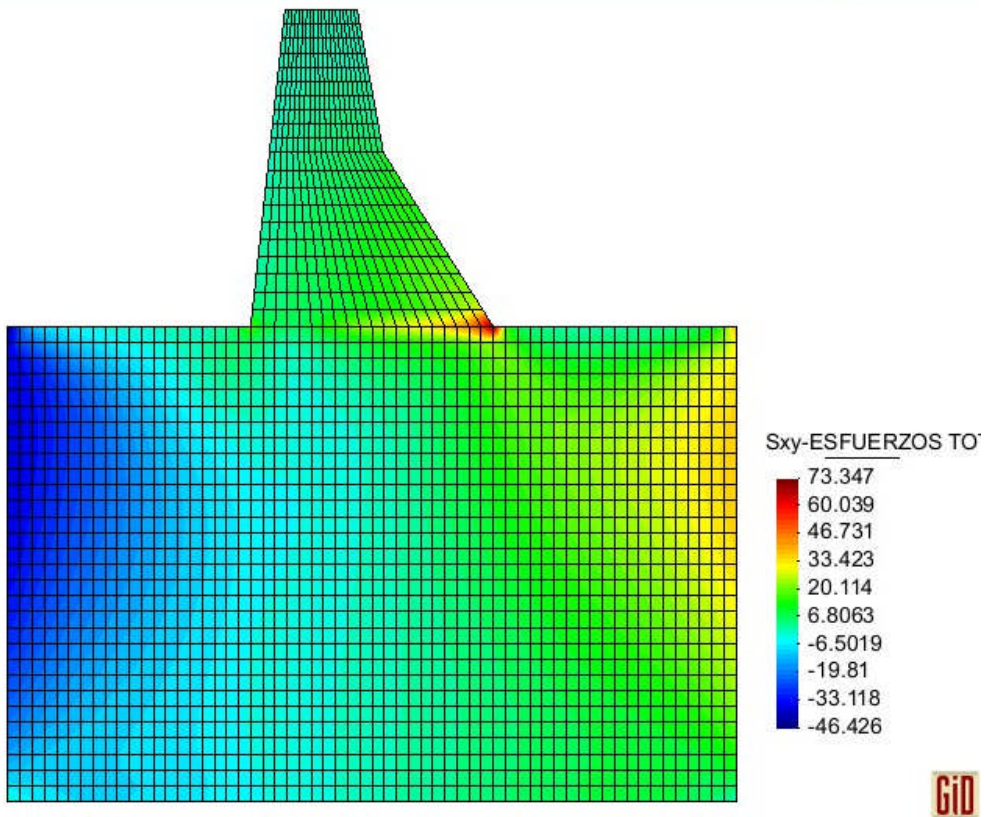


Figura 7. 10 Esfuerzos de corte τ_{xy} Combinación 1

- **Combinación 2**

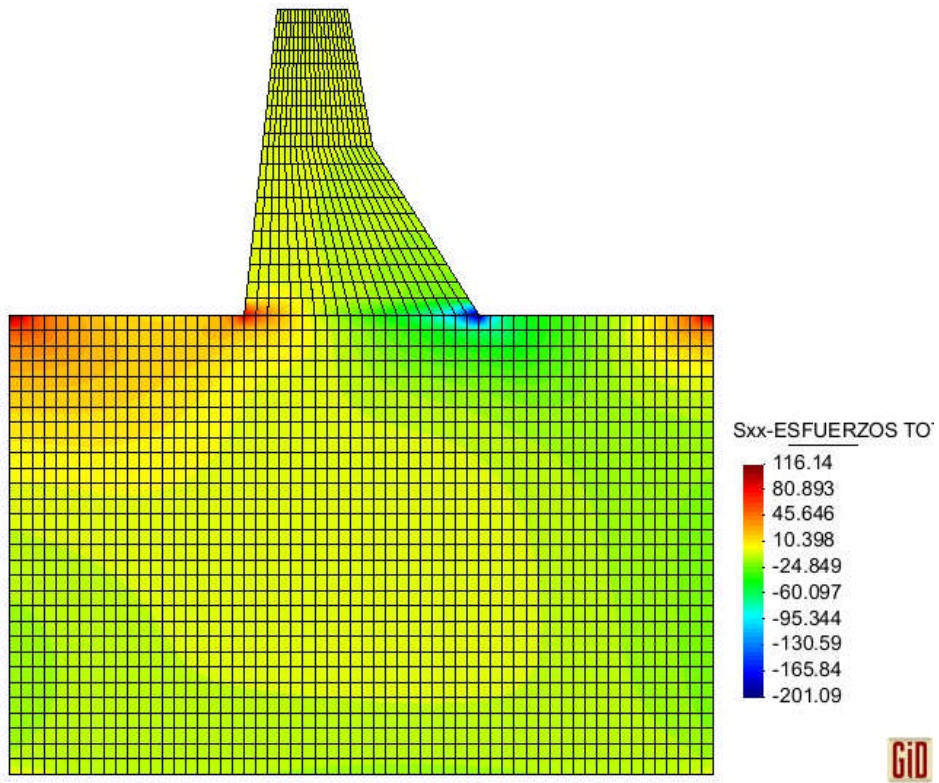


Figura 7. 11 Esfuerzos horizontales σ_x Combinación 2

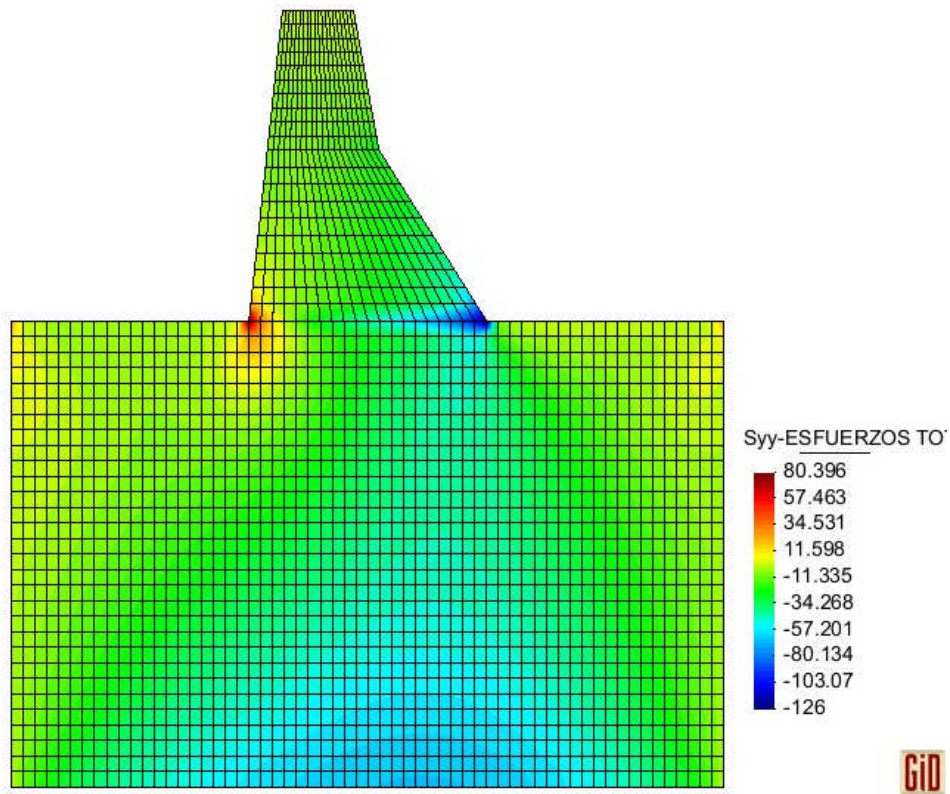


Figura 7. 12 Esfuerzos vertical σ_y Combinación 2

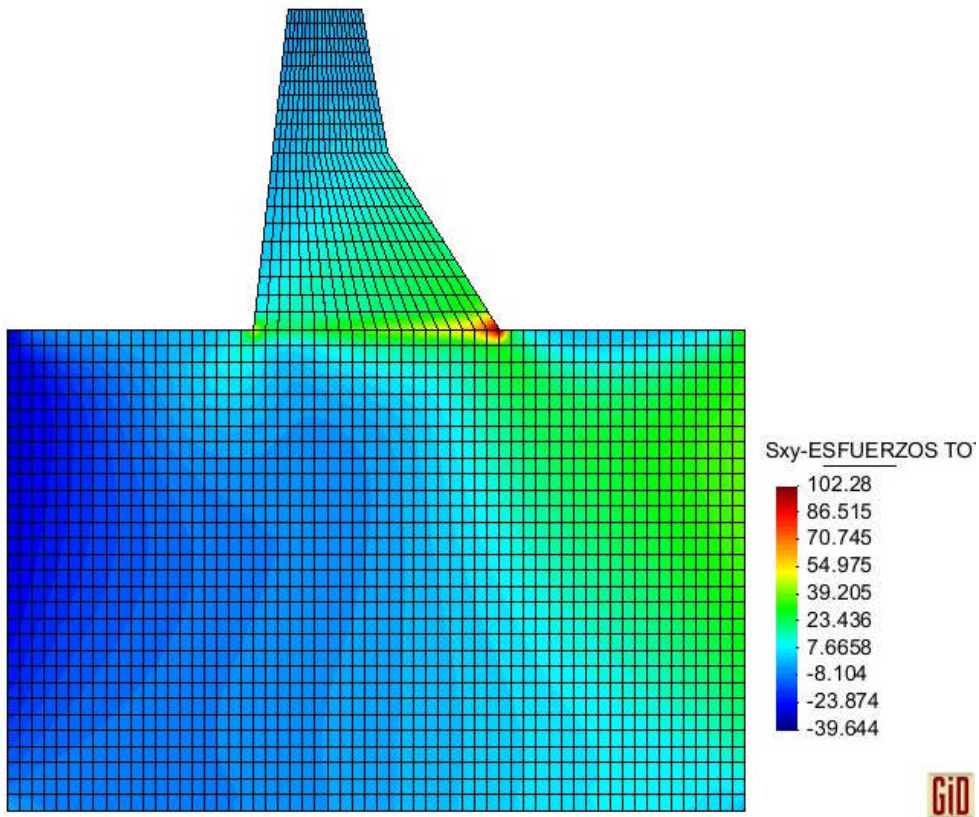


Figura 7. 13 Esfuerzos de corte τ_{xy} Combinación 2

- **Combinación 3**

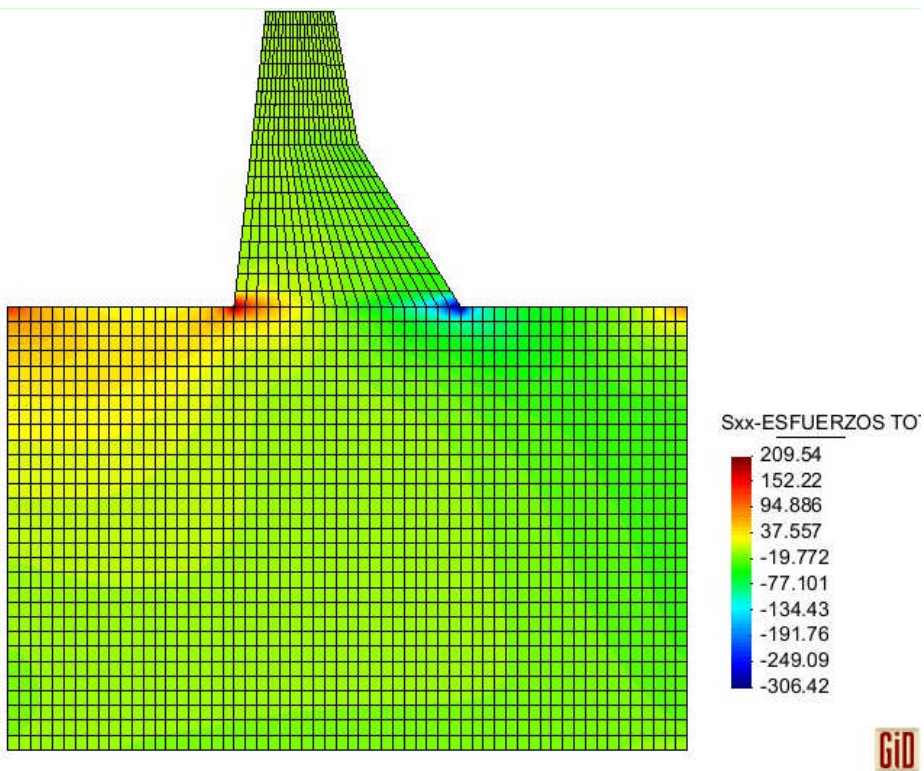


Figura 7. 14 Esfuerzos horizontales σ_x Combinación 3

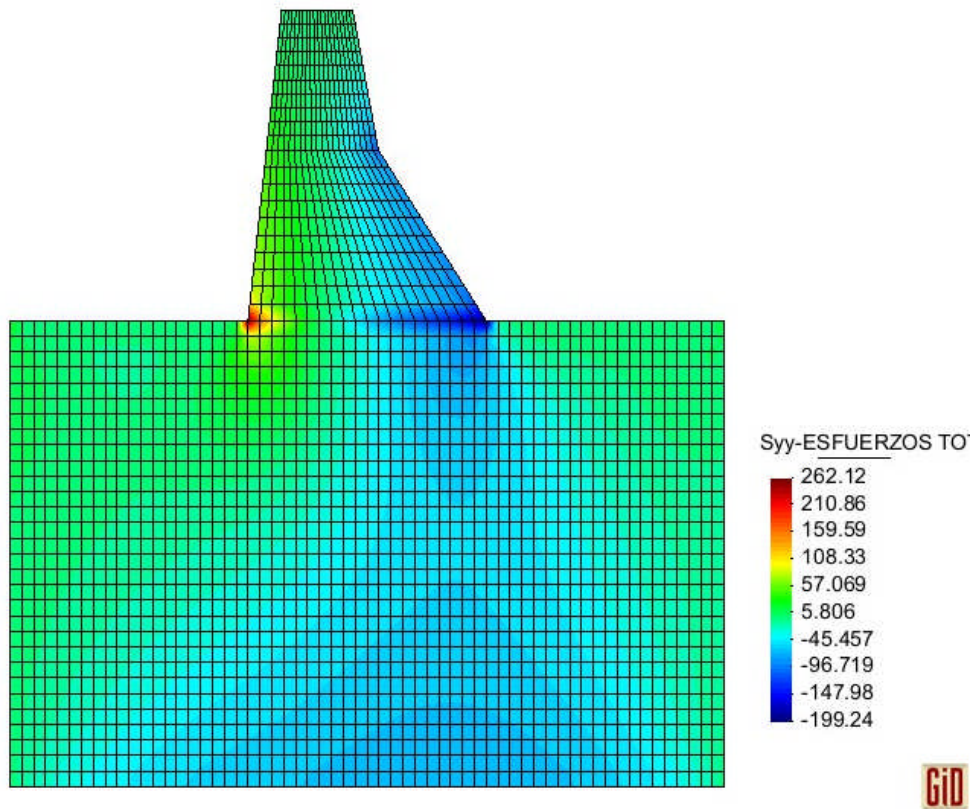


Figura 7. 15 Esfuerzos verticales σ_y Combinación 3

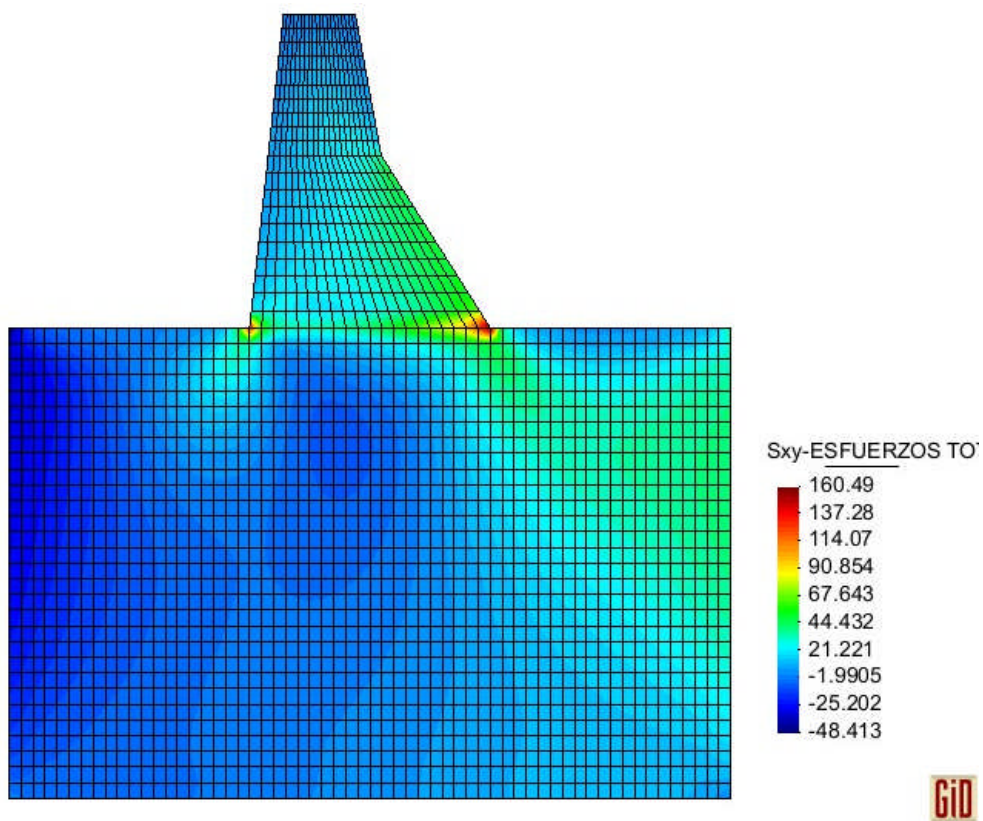


Figura 7. 16 Esfuerzos de corte τ_{xy} Combinación 3

- **Combinación 4**

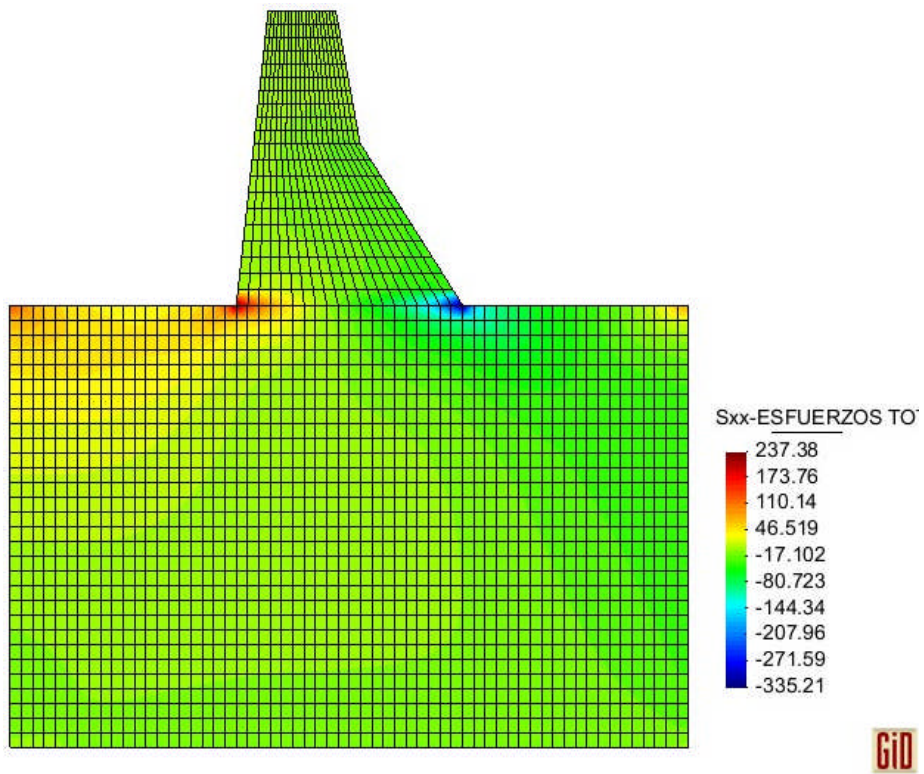


Figura 7. 17 Esfuerzos horizontales σ_x Combinación 4

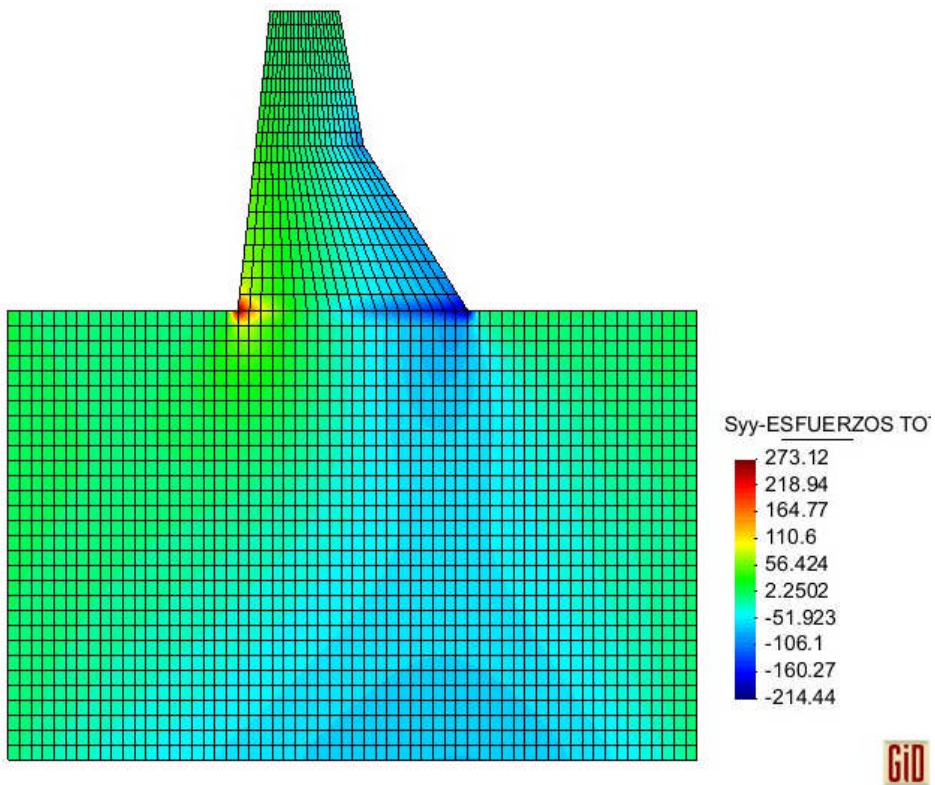


Figura 7. 18 Esfuerzos verticales σ_y Combinación 4

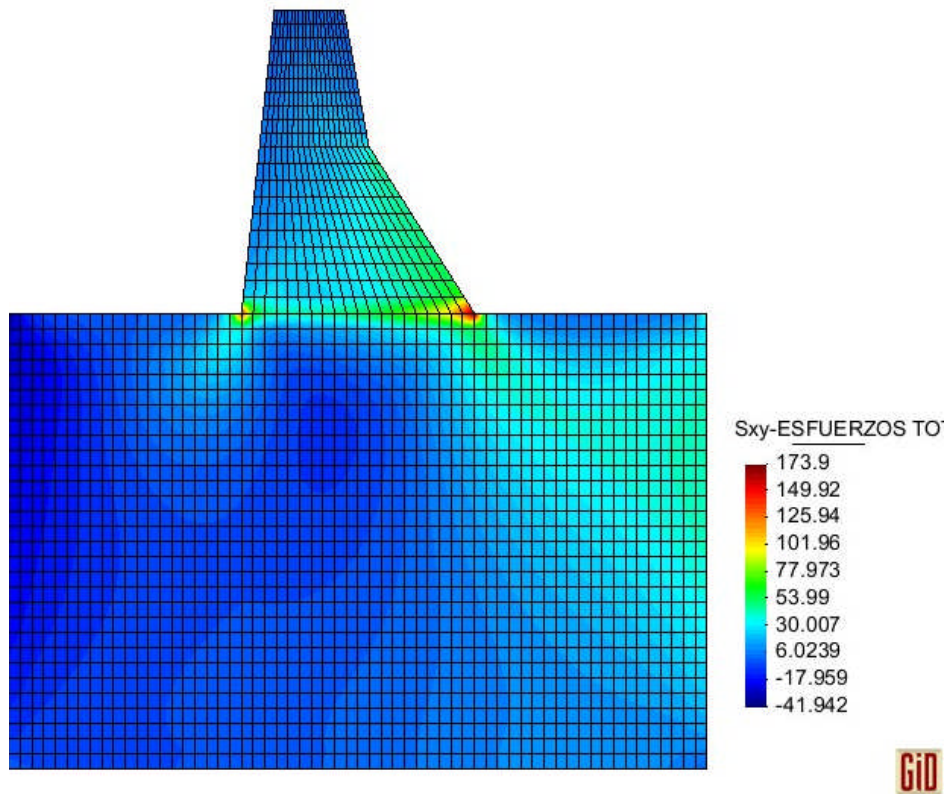


Figura 7. 19 Esfuerzos de corte τ_{xy} Combinación 4

- **Combinación 5**

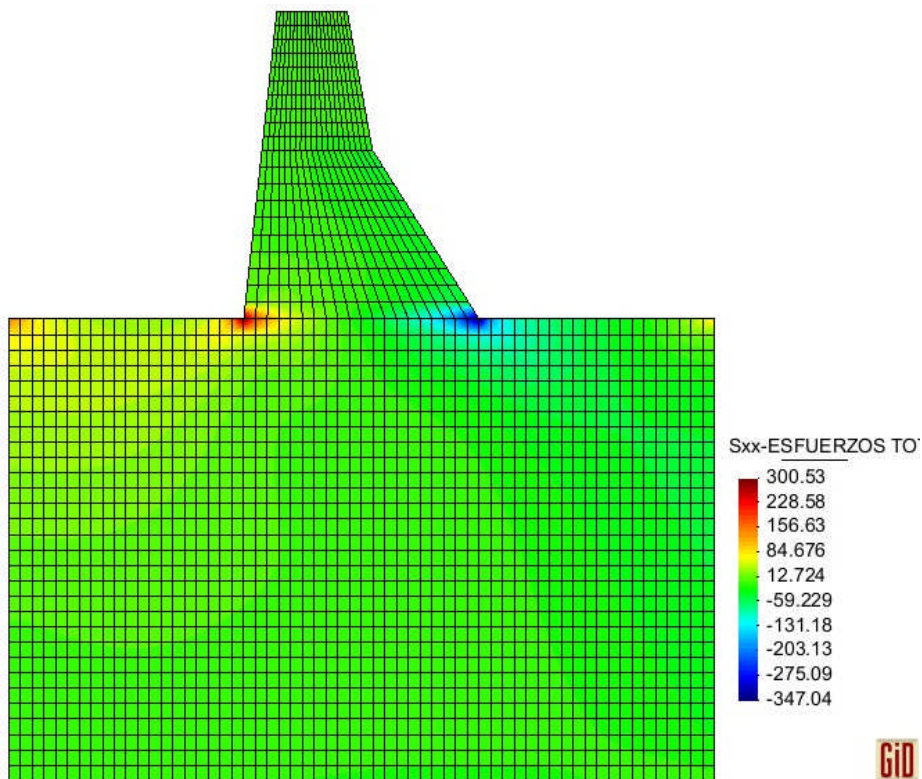


Figura 7. 20 Esfuerzos horizontales σ_x Combinación 5

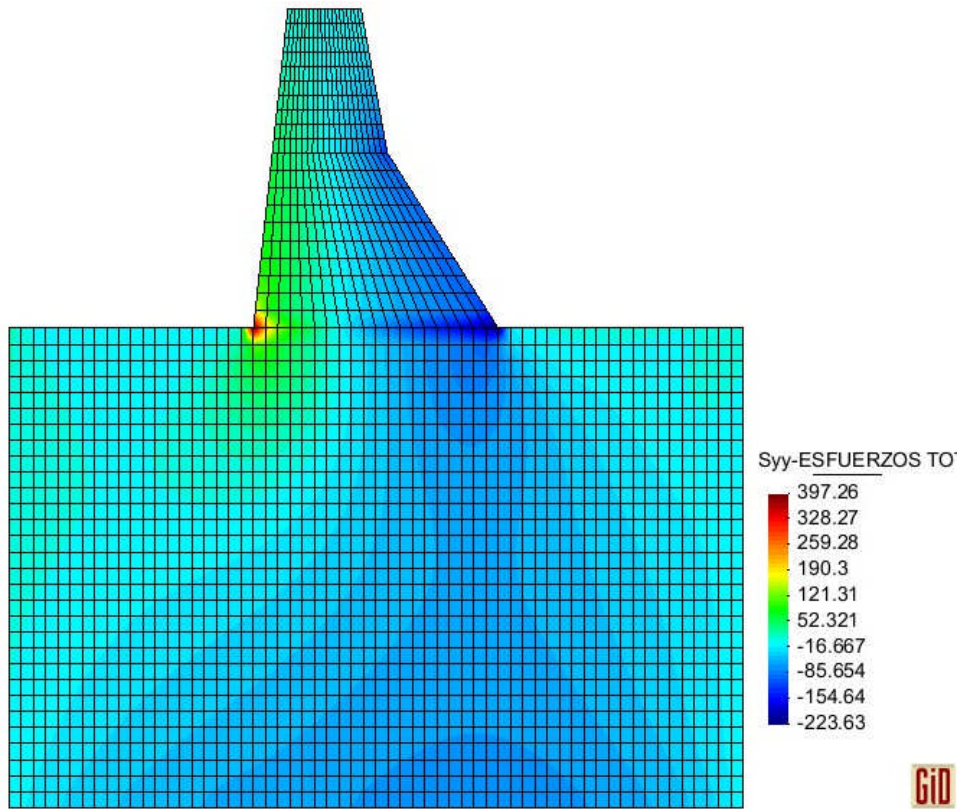


Figura 7. 21 Esfuerzos verticales σ_y Combinación 5

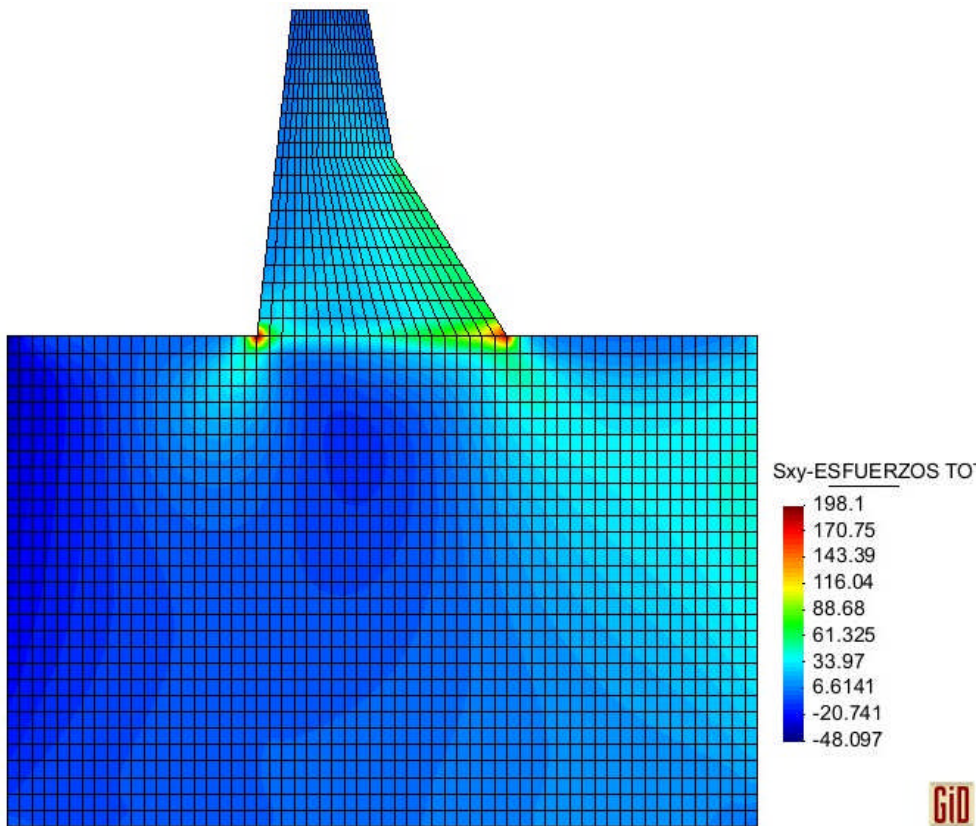


Figura 7. 22 Esfuerzos de corte τ_{xy} Combinación 5

- **Combinación 6**

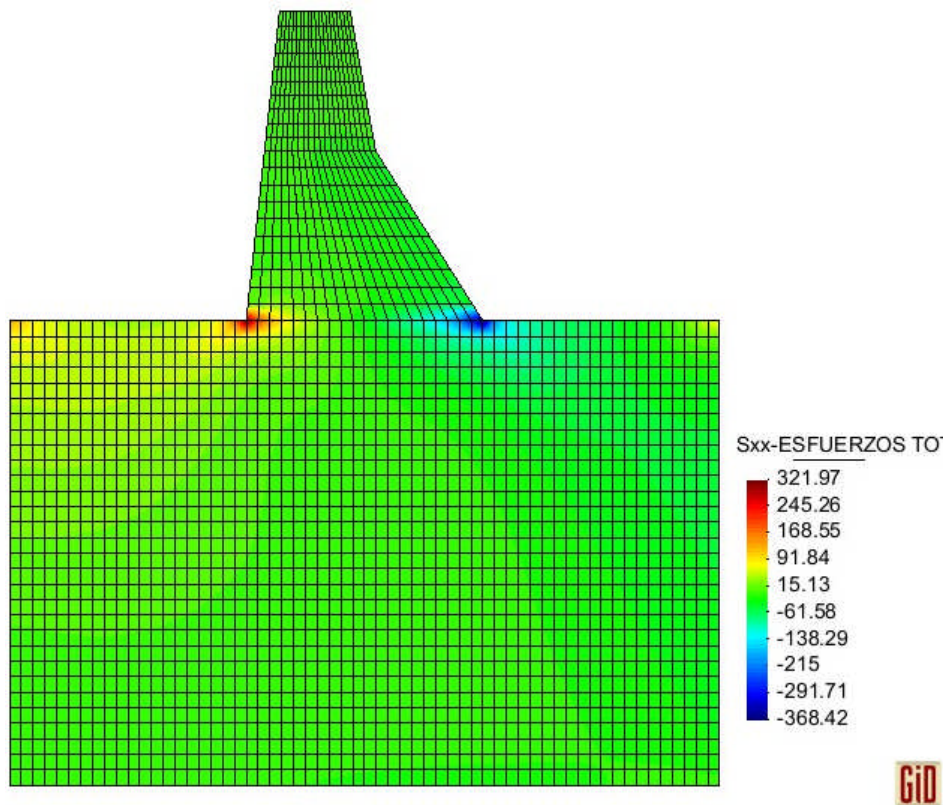


Figura 7. 23 Esfuerzos horizontales σ_x Combinación 6

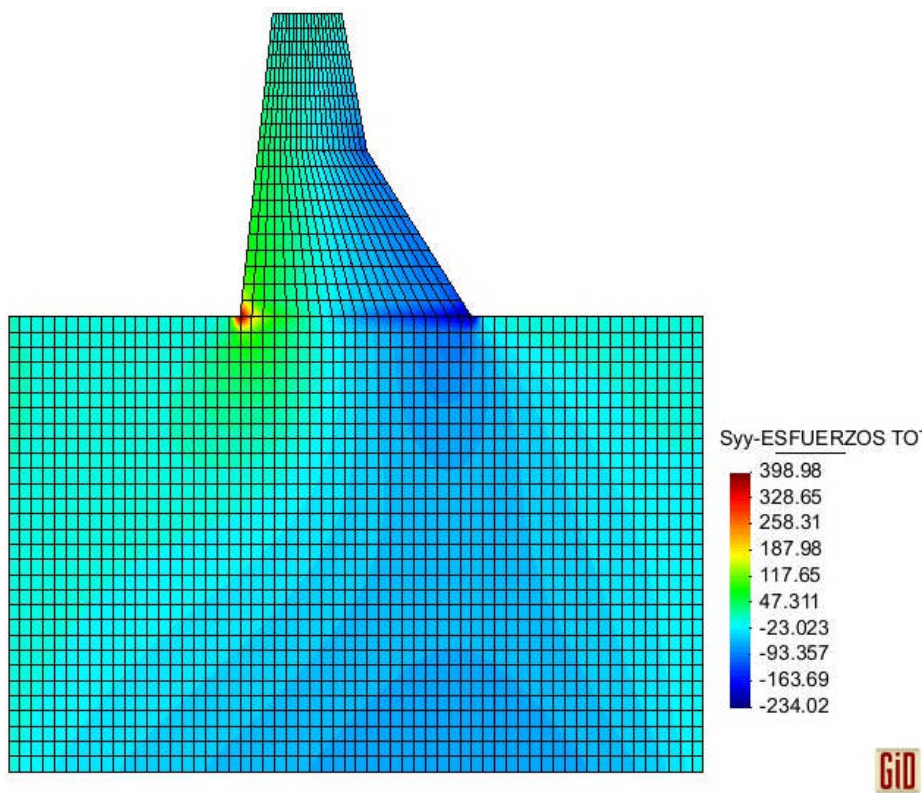


Figura 7. 24 Esfuerzos verticales σ_y Combinación 6

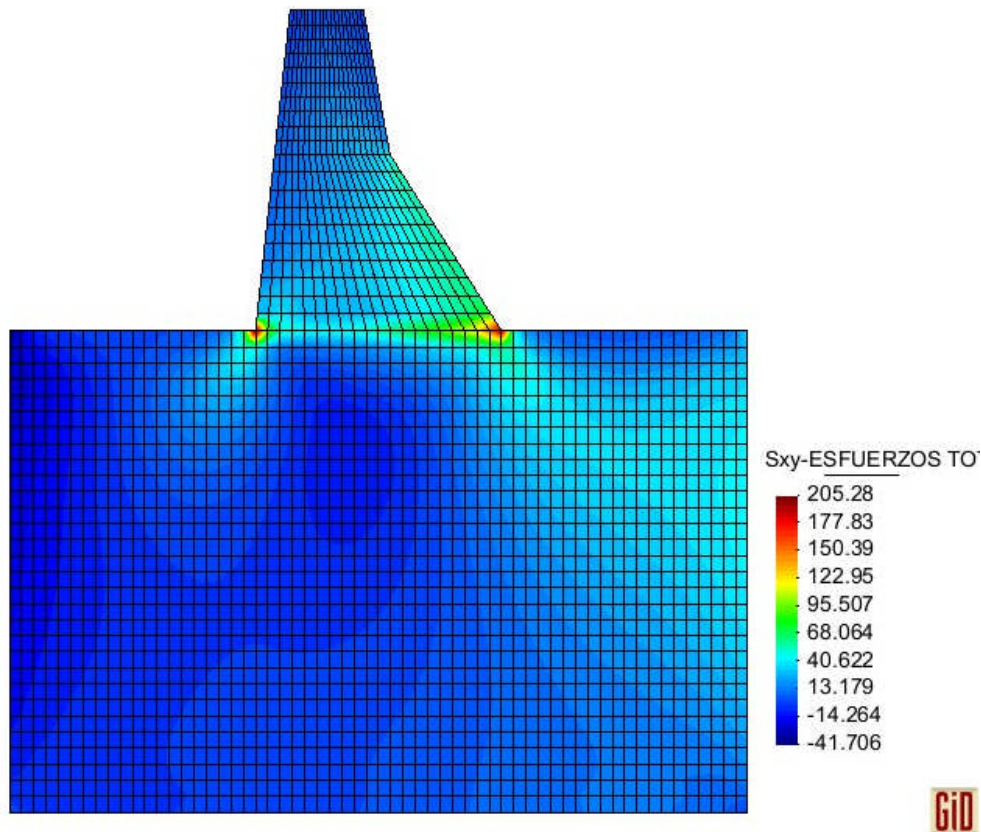


Figura 7. 25 Esfuerzos de corte τ_{xy} Combinación 6

Para un mejor control se realizo una tabla en el cual se coloco los esfuerzos producidos tanto en la cara aguas arriba como en la cara aguas abajo y se comparo los esfuerzos admisible con el criterio propuesto por Reclamation.

Tabla 7. 11 Esfuerzos Admisibles

Tipo de Carga	Combinación de Carga	Esfuerzo de Compresión Admisible kg/cm2	Esfuerzo de Tensión Admisible kg/cm2	Esfuerzo de Corte Admisible kg/cm2
Usual	Combinación 1	$1/3 * f'c = 47.61$	$1/3 * ft = 4.12$	$0.53 * \sqrt{f'c} * 1.5 = 9.54$
	Combinación 2			
Inusual	Combinación 3	$1/2 * f'c = 153.00$	$0.7 * ft = 17.90$	$0.53 * \sqrt{f'c} * 1.5 = 13.91$
	Combinación 4			
Extrema	Combinación 5	$f'c = 306.12$	$ft = 25.51$	$0.53 * \sqrt{f'c} * 1.5 = 13.91$
	Combinación 6			

Compresión -

Tracción +

Tabla 7. 12 Esfuerzos Calculados

Valor Calculado					
σ_x		σ_y		τ_{xy}	
Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo
1.23	-7.08	0.96	-6.59	0.98	4.63
3.80	-9.86	3.57	-8.87	2.56	6.47
9.20	-15.17	15.32	-14.38	5.97	10.31
10.35	-16.53	15.62	-15.31	6.63	11.14
12.60	-17.21	22.39	-16.28	8.54	11.80
13.41	-18.20	22.09	-16.88	9.01	12.36

Los esfuerzo cumplen con cada una de las combinaciones propuestas, en los siguientes gráficos se presenta las propiedades del RCC en con las cuales cumplieron los esfuerzos admisibles.

Combinaciones Usuales: Para que puedan cumplir con los esfuerzos admisibles se debe calcular con un RCC de $f'c = 142.85 \text{ kg/cm}^2$ y $ft = 12.24 \text{ kg/cm}^2$, este tipo de hormigón se debe aplicar en toda la presa.

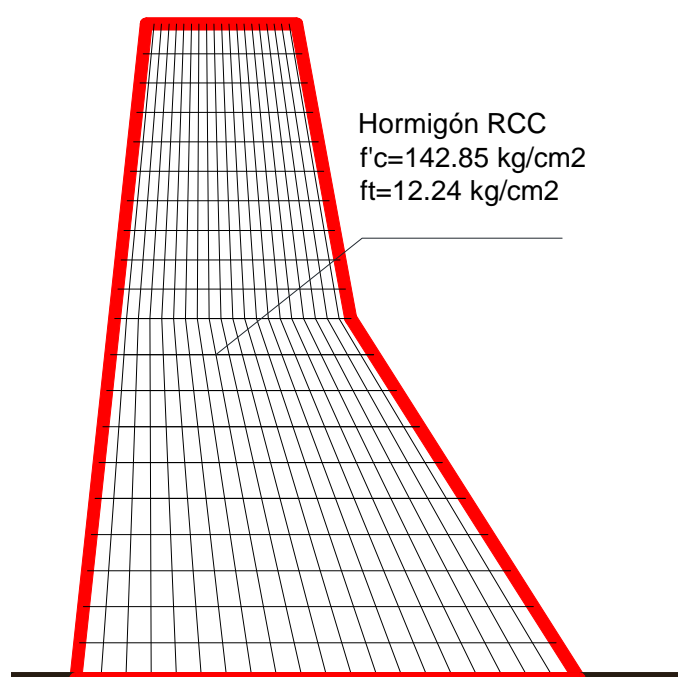


Figura 7. 26 Hormigón RCC Cargas Usuales

Combinaciones Inusuales: Para que puedan cumplir con los esfuerzos admisibles se deben calcular con un RCC de $f'c = 142.85 \text{ kg/cm}^2$, $ft = 12.24 \text{ kg/cm}^2$, en esta combinación tuvo problemas en la cara aguas arriba de la presa es por eso que se reforzó un Hormigón vibrado convencional cuyas propiedades son $f'c = 306.12 \text{ kg/cm}^2$ y $ft = 25.51 \text{ kg/cm}^2$. Este ultimo Hormigón se debe aplicar en la parte inferior aguas arriba que corresponde al elemento finito # 1.

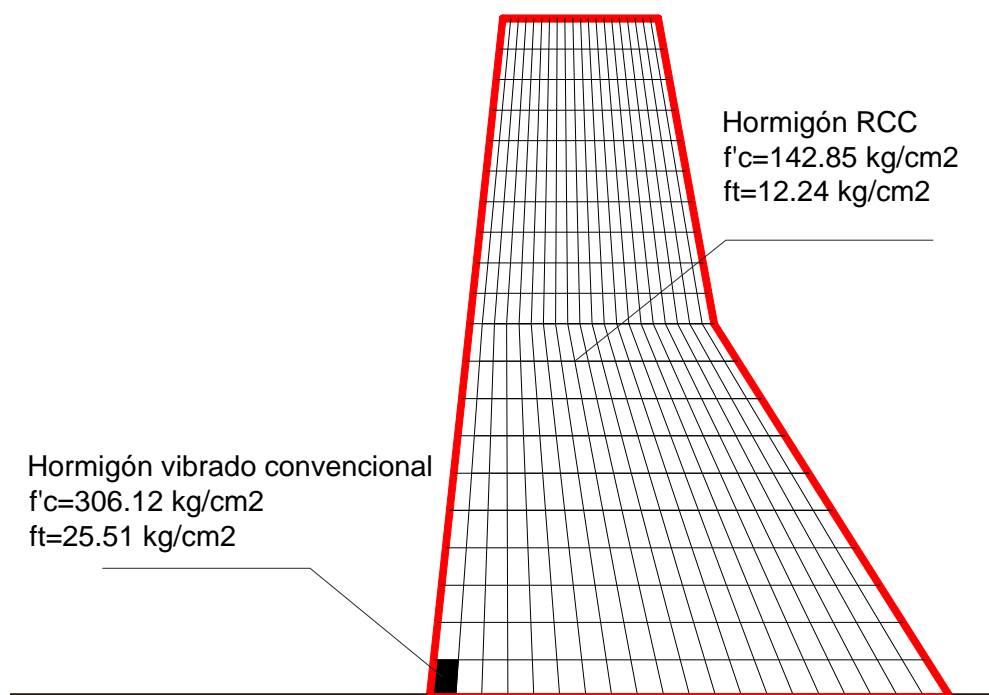


Figura 7. 27 Hormigón RCC y Vibrado Cargas Inusuales

Combinaciones Extremas: Para que puedan cumplir con los esfuerzos admisibles se deben calcular con un RCC de $f'c = 142.85 \text{ kg/cm}^2$, $ft = 12.24 \text{ kg/cm}^2$, en esta combinación tuvo problemas en la cara aguas arriba de la presa es por eso que se reforzó con un Hormigón vibrado convencional $f'c = 306.12 \text{ kg/cm}^2$ y $ft = 25.51 \text{ kg/cm}^2$. Este ultimo Hormigón vibrado se debe aplicar en la parte inferior aguas arriba que corresponde al los elementos finitos # 1 , 2 y 21.

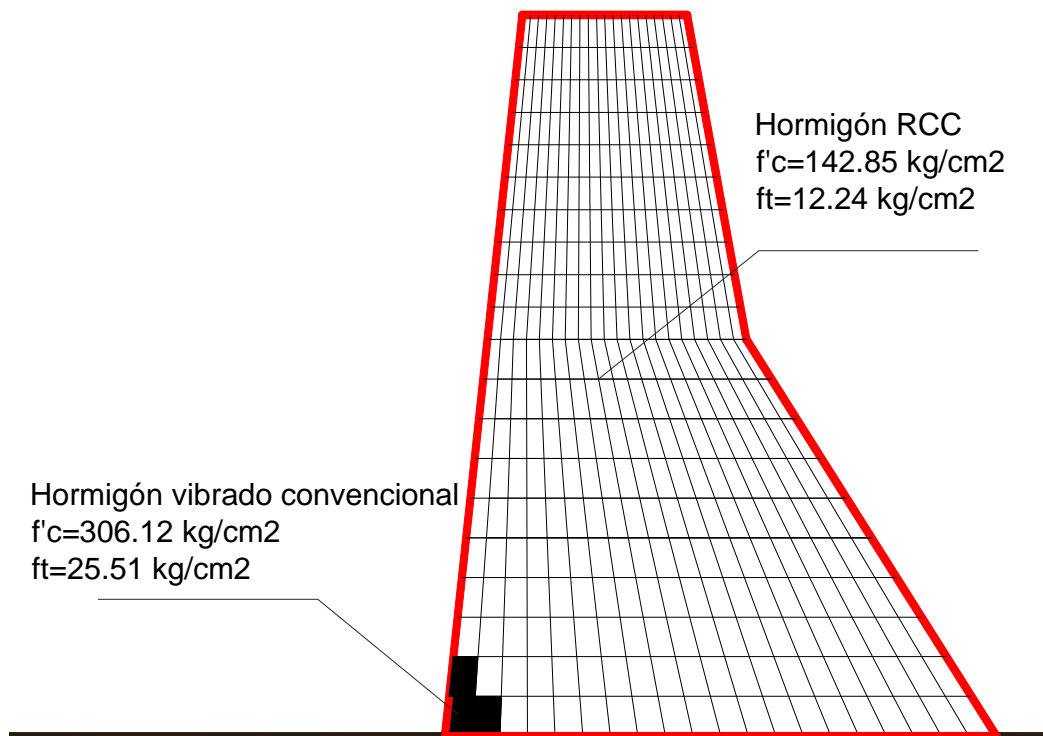


Figura 7. 28 Hormigón RCC y Vibrado Cargas Extremas.

También se realizó las fuerzas producidas por la propuesta de la USACE, cuyos resultados se presentan a continuación.

Tabla 7. 13 Factor de seguridad al deslizamiento

Tipo de Carga	Combinación de Carga	Factor Seguridad Deslizamiento	Valor Calculado	
Usual	Combinación 1	2	4.23	ok
	Combinación 2		2.57	ok
Inusual	Combinación 3	1.5	2.81	ok
	Combinación 4		2.48	ok
Extrema	Combinación 5	1	2.33	ok
	Combinación 6		2.1	ok

Tabla 7. 14 Factor de seguridad al Volcamiento

Tipo de Carga	Combinación de Carga	Factor Seguridad Volcamiento	Valor Calculado	
Usual	Combinación 1	1.2	1.25	ok
	Combinación 2		1.2	ok
Inusual	Combinación 3	1.1	1.53	ok
	Combinación 4		1.38	ok
Extrema	Combinación 5	1.1	1.6	ok
	Combinación 6		1.47	ok

Tabla 7. 15 Esfuerzos Admisibles

Combinación de Carga	Esfuerzo de Compresión Admisible kg/cm2	Esfuerzo de Tensión Admisible kg/cm2	Esfuerzo de Corte Admisible kg/cm2
Combinación 1 Combinación 2	$1/3 * f'c = 47.61$	$1/3 * ft = 6.12$	$0.53 * \sqrt{f'c} * 1.5 = 9.50$
Combinación 3 Combinación 4	$1/2 * f'c = 153.00$	$0.7 * ft = 17.90$	$0.53 * \sqrt{f'c} * 1.5 = 13.91$
Combinación 5 Combinación 6	$f'c = 306.12$	$ft = 25.51$	$0.53 * \sqrt{f'c} * 1.5 = 13.91$

Compresión -

Tracción +

Tabla 7. 16 Esfuerzos Calculados

Valor Calculado					
σ_x		σ_y		τ_{xy}	
Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo
2.202	-6.427	2.625	-5.74	1.621	4.113
4.931	-9.186	5.561	-7.99	3.44	5.927
10.414	-14.509	17.545	-13.516	7.003	9.835
11.572	-15.867	17.858	-14.454	7.68	10.661
13.467	-16.747	23.853	-15.677	9.0998	11.422
14.2805	-17.714	23.554	16.274	9.572	11.991

Los resultados tanto de los factores de seguridad como los esfuerzos admisibles cumplen con cada una de las combinaciones propuestas, para una mayor detalle revisar el Anexos-B.

CAPÍTULO 8

COMENTARIO, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1. COMENTARIO

El presente proyecto se enfocó en el análisis de la subpresión mediante la guía publicada por la USACE, en la cual, el cálculo se basa en la experiencia adquirida por las tres agencias federales: Corps, Reclamation y FERC. Con el afán de comparar y profundizar más sobre el tema, se realizó el cálculo de la subpresión mediante elementos finitos, utilizando el software SEEP/W que es parte de Geostudio. Como trabajo complementario se realizó el análisis sísmico y de presiones hidrodinámicas mediante elementos finitos. Para los esfuerzos finales se realizaron combinaciones de carga como son usuales, inusuales y extremas.

8.2. CONCLUSIONES

- Es importante analizar el flujo del agua en el suelo bajo una estructura y los daños que pueden ocasionar este flujo, para lo cual se debe tomar en cuenta, el tipo de suelo, la permeabilidad, el caudal de filtración, las presiones generadas en el suelo por la presencia de la estructura y la estabilidad.
- La subpresión es una fuerza activa que debe incluirse en el análisis estructural y estabilidad de toda obra hidráulica para garantizar su normal funcionamiento.
- Para disminuir el efecto de la subpresión en las obras hidráulicas se deben incluir estructuras tales como: pantalla de inyección, red de drenaje y filtros.

- La red de drenaje nos permite disminuir la fuerza producida por la subpresión, este sistema debe ser inspeccionado y controlado mediante piezómetros colocados en el periodo de construcción.
- En la zona de ubicación del proyecto de la Presa Santa Cruz, el espectro de diseño generado para un sismo MCE al 10%, produce un desplazamiento de 0.26cm y un coeficiente sísmico de 0.35, siendo este mayor que el generado por el sismo OBE al 5% obteniendo un desplazamiento de 0.14 cm y un coeficiente sísmico de 0.27.
- Al determinar las presiones hidrodinámicas se encontró que el método de elementos finitos da valores más crítico para la estructura, en comparación con los modelos propuestos por Zangar y Housner, esto se debe a que el método de elementos finitos incluye en su modelo la longitud del embalse y el coeficiente sísmico.
- Comparando los métodos de cálculo de la subpresión propuestos en el informe de la USACE se determino que tienen resultados similares, esto se debe a que cada agencia federal se baso en la experiencia adquirida en el funcionamiento de varias presas durante algunos años.
- El modelo desarrollado por Suriyachat y Yungyune (2003), determina la subpresión mediante elementos finitos sin necesidad de generar redes de flujo.
- El software SEEP/W, desarrollado por Geostudio utiliza la teoría propuesta por Suriyachat y Yungyune para el cálculo de la subpresión, hace varias simplificaciones tales como: flujo permanente en el tiempo, suelo isotrópico y se ejecuta con un solo estrato del suelo.

- Al comparar los modelos propuestos por la USACE y los desarrollados con los Elementos Finitos, se puede observar que los resultados por los métodos de la USACE son mayores que los resultados con elementos finitos.
- Del análisis de estabilidad de la presa Santa Cruz se obtuvo que el mínimo coeficiente en condiciones de funcionamiento extremo es 1.20 lo que asegura la confiabilidad del diseño.

8.3. RECOMENDACIONES

- La fuerza de subpresión debe ser incluida en el cálculo de estabilidad y esfuerzos de una presa.
- Para disminuir la fuerza de subpresión se recomienda colocar una pantalla de Impermeabilización y para su control se debe colocar sistemas de medición.
- Se debe planificar un sistema de mantenimiento de los drenajes en el periodo de explotación para asegurar el normal funcionamiento de la presa.
- Para el cálculo de las presiones hidrodinámicas, se recomienda utilizar el método de elementos finitos por generar resultados más confiables.
- Para mejorar el análisis de la fuerza generada por la subpresión se debe utilizar un modelo que considere diferentes estratos, un flujo variable en el tiempo y un suelo anisotrópico.

REFERENCIAS

- Aguiar R., (1991), “*Diferencias Finitas*”, Quinto Curso Nacional de Estructuras. Nivel de Post Grado, Escuela Politécnica del Ejército, Capítulo II, 8-17, Quito.
- Aguiar R., (2004), “Análisis Matricial de Estructuras”, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Tercera Edición, 550 p., Quito.
- Aguiar R., (2007,1), “Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado”, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 117 p., Quito.
- 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., (2010,1), “Estudio de Peligrosidad Sísmica y Espectro de Diseño de la Presa Chontal”, Consultora ASTEC GEODATA, 30 p., Quito.
- Aguiar R., (2010,2), “Estudio de Peligrosidad y Análisis Sísmico del Proyecto Hidroeléctrico Chontal”, Primer Congreso Nacional de Ciencias Aplicadas al conocimiento de los riesgos naturales y antrópicos. Universidad de la Península de Santa Elena, 13 p., La Libertad.
- Aguiar R., (2010,3), “Estudio de Vulnerabilidad Sísmica del Proyecto Hidroeléctrico Agoyán”.

- Aguiar R., Mroginski (2010), "Matriz de rigidez para un elemento finito saturado en dos dimensiones", Revista Ciencia, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 13 (2), 119-140, Quito.
- Aguiar R., Sosa D. y Mroginski J. (2011), "Cálculo de la Presión Hidrodinámica con Elementos Finitos", Repositorio ESPE, Modelo de Fluido Incompresible.
- Aguiar R., Sosa D., (2010), "Estudio Comparativo de dos Modelos para Calcular la Presión Hidrodinámica. Aplicación a la Presa Minas-La Unión-Pitahuiña", VI Congreso de Ciencia y Tecnología. ESPE 2011, 20 p., Quito.
- 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.
- Bruhwiler, E. 1990. "*Fracture of mass concrete under simulated seismic action*", Dam Engineering, I(3).
- Cannon, R. W. 1991. "*Tensile strength of roller compacted concrete*", a preliminary submittal to U.S. Army Corps of Engineers, North Pacific Division.
- 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.
- Chaves E & Mínguez R.(2010)., "Mecánica computacional en la ingeniería con aplicaciones en Matlab"., 313-325 p., Ciudad Real.

- Chopra, A. K., and Chakrabarti, P. (1973), *"The Koyna earthquake and the damage to Koyna Dam"*, Bulletin of the Seismological Society of America.
- Chwang A., and Housner G., (1978), "Hydrodynamic pressures on sloping dams during earthquakes. Part 1. Momentum method", Journal Fluid. Mechanics, 87 (2), 335-341, Great Britain.
- Cristobal J (1972), "Cálculo de la profundidad activa de grieta en presas de gravedad." Este Artículo se lo encuentra en internet.
- Franco M., "El cimiento y la seguridad de la presa." Este artículo se lo encuentra en internet
- G. Ruggeri (2004)., "Working Group on Uplift pressures under Concrete Dams".
- GEO-SLOPE. (2010,2).,"Seepage Modeling with SEEP/W 2007"., Capítulos 4,7,8,13.
- Hidráulica, Construcción y Conservación., "Seguridad de presas al deslizamiento efecto de la subpresión", www.hcc-es.com, Madrid.
- Hidráulica, Construcción y Conservación., "Sistema de rehabilitación de drenes con agua a alta presión"., www.hcc-es.com, Madrid.
- Issamy C. (2002)., " A manutenção dos drenos nas fundações de barragens o caso da usina hidrelétrica de ITAIPU, 1-50 p., Curitiba. Rosario-Argentina.
- López Germán., (2010,11)., " Introducción a la modelación de redes de flujo mediante el uso del programa SEEP/W 2007., Córdoba.

- Membrillera M., (2007,9)., Contribución a la aplicación del análisis y declaración de riesgos en presas españolas, incluyendo priorización de inversiones.,10-20 p., Valencia.
- Miranda R. (2005), "Flujo a través del macizo rocoso de la margen izquierda de fundación de la presa PORCE II - Implicaciones del flujo en la seguridad de la presa", Medellín
- 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.
- Raphael, Jerome M. 1984. "*Tensile strength of concrete*", ACI Journal.
- Revista extranjera, "Causas de la rotura de la presa Bounzey u consecuencias relativas a la estabilidad de los macizos de fabrica".
- Reyna T. & María L. (2010)., " Solución de la Ecuación de Laplace., Córdoba.
- Robert M. Ebeling, Larry K. Nuss, Fred T. Tracy and Bruce Brand.,(2000,1)., "Evaluation and Comparison of Stability Analysis and Uplift Criteria for Concrete Gravity Dams by Three Federal Agencies, EE.UU.
- Sánchez R., (2010), "Gestión de riesgos en la construcción de embalses para Hidroelectricidad", Primer Congreso Internacional Gestión de Riesgos, Ambiente y Energías Alternativas. Colegio de Ingenieros Geólogos de Pichincha, Quito.
- Sandoval W., (2011), "Tipos de Presas y Cálculos de Presas en Suelos Rocosos".

- Soriano A., (1997). " Observación de los cimientos durante la propuesta en carga de la presa"., Madrid.
- Toro M. (2009,7)., Evaluación de filtraciones en presas. Modelación numérica de flujo en medios porosos saturados y no saturados., 16-33 p., Santiago de Chile.
- Torrent L. (1987,11)., Nota sobre la estabilidad de la presas de gravedad., 717-724 p.
- Torres N. (2010,10)., " Filtraciones"., 2-50 p.,
- www.geo-slope.com/products/seepw2007.aspx
- www.hcc-es.com
- Zangar C. N., (1952), "Hydrodynamic pressures on dams due to horizontal earthquake", Engineering Monographs 11, United States Department of the Interior Bureau of Reclamation, Colorado.