"Análisis de Estabilidad Dinámica: Proyecto de ampliación tranque de relaves El Gato"

INFORME Nª : 1368214

FECHA : 7/10/2016

"GEOTECNIA AMBIENTAL LTDA."

DICTUC es una filial de la Pontificia Universidad Católica de Chile

Vicuña Mackenna 4860, Macul, Santiago – Chile / Fono: (56-2) 686 4886 / Fax: (56-2) 686 4954 / www.dictuc.cl

1. Tipo Informe Informe técnico	**2. Cuerpo del Informe** 33 hojas (incluye portada)
3. Título del Proyecto ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DINÁMICA: PROYECTO DE AMPLIACIÓN TRANQUE DE RELAVES EL GATO	**4. Fecha Informe** 7 de Octubre, 2016
5. Autor (es) Jefe de Proyecto: Esteban Sáez Robert Ingeniero de Proyecto: Christian Barrueto	**6. Revisión** Rev0
6. Nombre y Dirección de la Organización Investigadora DICTUC S.A. Vicuña Mackenna N° 4860, Casilla 306 – Correo 22, Macul - Santiago	**7. Período de Investigación** 6 semanas
8. Antecedentes de la Institución Mandante Nombre: GEOTECNIA AMBIENTAL LTDA. Dirección: Av. Blanco 1733, Of. C1, Valparaíso RUT: 76.203.620-7 Teléfono: +56 32 2222332 Fax: +56 32 2257988	**9. Contraparte Técnica** Nombre: Leonardo Díaz Cargo: Jefe Área Control De Operación
10. Resumen El presente análisis ha sido solicitado por GEOTECNIA AMBIENTAL LTDA. y tiene por propósito analizar la respuesta sísmica del proyecto de ampliación de tranque de relaves El Gato, una vez alcanzado su nivel de crecimiento final.	

Dr. Esteban Sáez Robert
Jefe de Proyecto

DICTUC S.A.

Nota: "La información contenida en el presente informe no podrá ser reproducida total o parcialmente, para fines publicitarios, sin la autorización previa y por escrito de Dictuc S.A."

1. Antecedentes

El presente análisis ha sido solicitado por GEOTECNIA AMBIENTAL LTDA. y tiene por objetivo analizar la respuesta sísmica del proyecto de "Ampliación tranque de relaves El Gato" una vez alcanzado su estado de crecimiento final.

El análisis resumido en el presente informe se ha efectuado sobre la base de los antecedentes entregados por GEOTECNIA AMBIENTAL LTDA., los que se detallan a continuación:

- SCM Atacama Kozan. Estudio de Traque de Relave Quebrada El Gato. 1996, E.C. Rowe & Asociados.
- SCM Atacama Kozan. Solicitud Permiso Sectorial SERNAGEOMIN Depósito de Relaves. Febrero 2013, Geotecnia Ambiental (545-MA-082)
- SCM Atacama Kozan. Acciones Destinadas al Aumento de la Vida Útil del Tranque de Relaves El Gato. Julio 2010, Geotecnia Ambiental.
- Plano 03-545A-PDC1-02. Noviembre 2012, Geotecnia Ambiental.
- Informes Trimestrales de Depósitos de Relaves. SCM Atacama Kozan.
- Estudio de Riesgo Sísmico proyecto "Complejo Industrial Planta Manuel Antonio Matta y Fundición Hernán Videla Lira", R.Riddell Ases. Prof. Ltda.

2. Resumen del análisis efectuado

Para la evaluación de la estabilidad dinámica del proyecto, se desarrollaron modelos de Elementos Finitos Bidimensionales (2D) en deformaciones planas de la sección longitudinal principal del tranque de relaves utilizando dos enfoques. Sobre la base de estos modelos, se procedió a evaluar el impacto que tendrían distintos sismos sobre la condición de estabilidad del proyecto en su condición de cierre.

En términos generales, cada uno de los análisis contempló las siguientes fases:

a) Definición de la geometría del modelo sobre la base de la información topográfica y estratigráfica proporcionada por el mandante.
b) Confección de una malla de elementos finitos adaptada a las distintas etapas constructivas y de análisis consideradas en el presente estudio.
c) Calibración de los modelos constitutivos de los distintos materiales involucrados en el modelo en base a los datos entregados por el mandante y la librería de materiales de la que dispone el consultor, compatible con las características de la zona.
d) Análisis estático: en esta etapa se efectuó una simulación tensión-deformación proceso constructivo de la presa de relaves de forma de obtener el estado tensional esperado al final del proyecto. Dicho estado tensional define la condición inicial para el análisis dinámico descrito en el punto siguiente.
e) Análisis dinámico: se efectuaron simulaciones historia-tiempo del modelo para estudiar el efecto de los sismos sobre la presa y sus deformaciones. Como registros sísmicos se utilizaron una serie de terremotos sintéticos provistos por el Estudio de Riesgo Sísmico, así como dos registros naturales del terremoto del Maule, 2010.

Para describir el comportamiento del muro de partida y la presa de arenas del tranque, se empleará un juego de parámetros calibrados en base a los ensayos de laboratorio disponibles. Para el suelo de fundación y las lamas, se utilizarán los datos de exploraciones de terreno junto a parámetros de la librería de materiales que dispone el consultor.

3. Ubicación y modelo geotécnico

El tranque de relaves El Gato pertenece a la Sociedad Contractual Minera Atacama Kozan (S.C.M Atacama Kozan) y está ubicado en la región de Atacama, al este de Copiapó. En la Figura 1 se presenta el plano de ubicación del tranque de relaves a analizar.

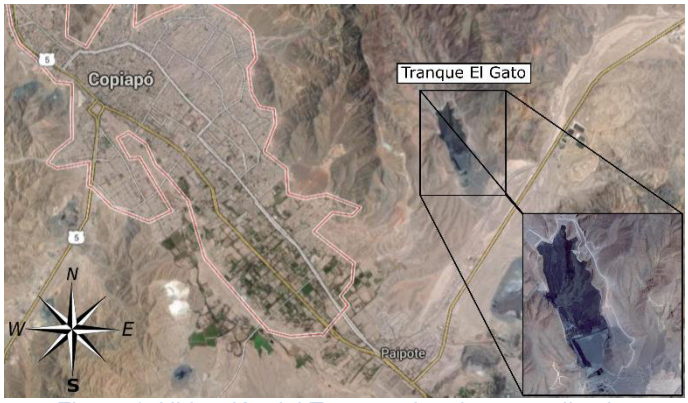

Figura 1: Ubicación del Tranque de relaves analizado.

De acuerdo a la información proporcionada por el mandante, se desarrolló un modelo geotécnico a partir del perfil longitudinal N-S que se muestra en la vista en planta de la Figura 2. Las cotas empleadas fueron obtenidas a partir del plano 03-545A-PDC1-02.

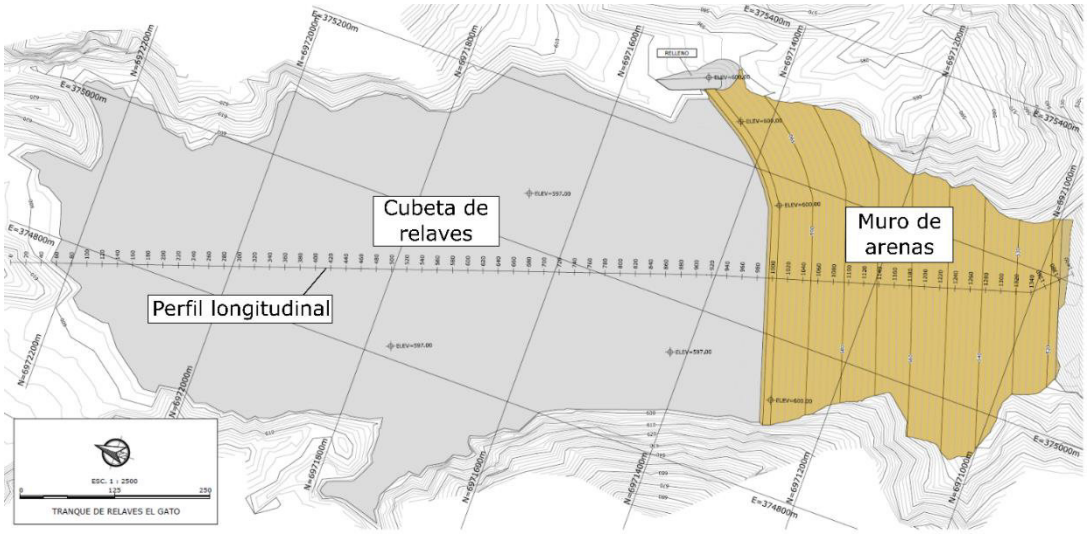

Figura 2: Vista en planta de tranque de relaves y del perfil longitudinal de modelación (N-S).

El perfil generado se presenta en la Figura 3. Desde un punto de vista geotécnico, la zona puede ser caracterizada básicamente por seis unidades de materiales distintos: (M-1) Lamas, (M-2) Arenas de relaves, (M-3) Material de empréstito del muro de partida, (M-4) Suelo arenoso de fundación, (M-5) Suelo gravoso de fundación y (M-6) Roca basal. Cabe notar que se dispone de información detallada de laboratorio sólo para las unidades M-2 y M-3.

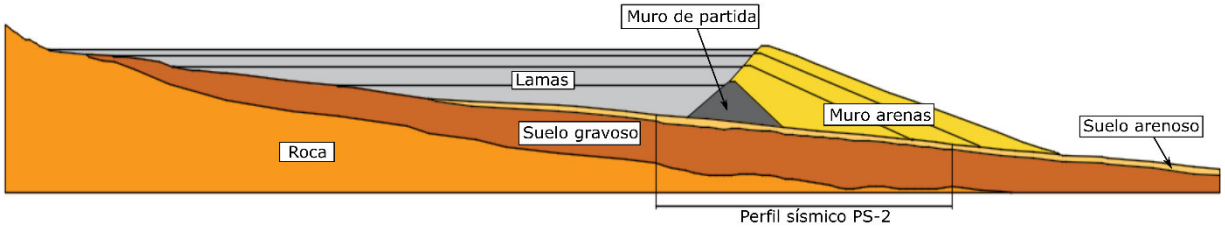

Figura 3: Modelo geotécnico del tranque El Gato.

Para generar la estratigrafía del suelo de fundación se utilizaron los datos disponibles de los perfiles de velocidades de ondas de compresión a partir de refracciones sísmicas, en particular el Perfil Sísmico PS-2 descrito en Informe de Rowe & Asociados. Dado que la extensión de la zona de medición de ondas contempló sólo la parte central de la presa, se asumió que las capas más someras tienden a desparecer a medida que el perfil avanza hacia el norte, dejando completamente expuesta la roca en su punto más septentrional. Por otra parte, para la zona sur del modelo, se consideró un espesor constante y paralelo a la superficie para cada una de las capas de suelo.

El modelo desarrollado posee una longitud de 1600 m y las cotas de modelación para las distintas fases constructivas del análisis estático fueron obtenidas a partir de los estados descritos en informes proporcionados por el mandante. Las cotas de los distintos niveles constructivos se resumen en la Figura 4. Estos niveles definen la secuencia para la modelación del proceso constructivo de la presa.

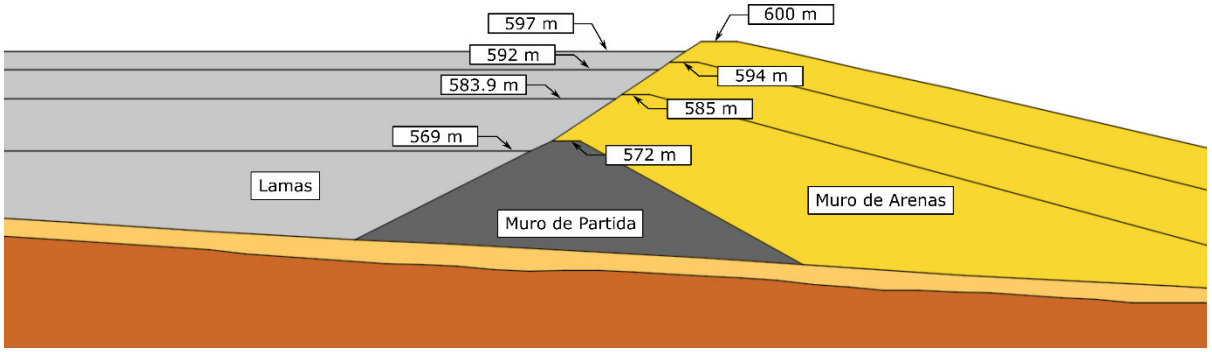

Figura 4: Cotas de modelación de los distintos estados constructivos usados para la modelación estática.

4. Caracterización geotécnica y modelación de materiales

La caracterización geotécnica del suelo se desarrolló por medio de campañas de terreno y laboratorio (ensayos triaxiales) llevadas en estudios previos. Debido a que no se cuenta con información de todos los materiales que componen el modelo, ni tampoco se tiene un nivel de detalle exhaustivo de las exploraciones realizadas, se optó por completar estos datos con información de literatura y de la biblioteca de materiales del consultor.

A continuación se describen los antecedentes de laboratorio y terreno suministrados por el mandante, así como también los parámetros y características supuestas en aquellos casos donde no se cuenta con información. Finalmente, se presentan las propiedades que se emplearán para cada caso en la simulación del problema.

Desde el punto de vista de la modelación del caso de estudio, se efectuaron dos familias de modelos asociadas a dos hipótesis de modelación y *softwares* distintos:

- **Modelación en tensiones totales**: ya que durante la carga sísmica se espera que el depósito de lamas licúe parcial o totalmente, se requiere considerar esta posibilidad durante la modelación. Una forma simplificada de considerar este efecto es asumir que las lamas funcionan en condición perfectamente no drenada y que si licúan alcanzan la denominada resistencia al corte no drenada S_u. En este caso, el material se simula en tensiones totales y se establece el valor de S_u cómo su resistencia al corte. El material sólo puede ser elástico, o bien perfectamente plástico con una resistencia al corte S_u si el esfuerzo de corte inducido por el sismo excede dicho valor. La modelación de este enfoque simplificado se efectuó con el software Plaxis 2D®.
- **Modelación en tensiones efectivas**: en este caso, durante el sismo se desarrollará un incremento de presión de poros en la cubeta de lamas que puede o no inducir la condición de licuación total o parcialmente. Este tipo de enfoque requiere una modelación hidro-mecánica acoplada en la zona de lamas y el empleo de un modelo de comportamiento que sea capaz de simular la generación de presión de poros en las lamas. Durante la carga sísmica, la resistencia y rigidez del material evolucionará progresivamente desde su estado inicial hasta una eventual condición de licuación. Para este segundo enfoque se empleó el software GEFDyn.

De acuerdo a los datos suministrados por el mandante y apoyados por los registros de 16 piezómetros de Atacama Kozan (Figura 11.3, Informe 545-MA-082) que indican que no existe nivel freático al interior del tranque, se asumió que tanto el muro de partida como el de arenas de relaves permanecen completamente secos. De esta forma, sólo las lamas se asumen saturadas para el análisis presentado y el muro se modela en condición seca (perfectamente drenado con presión de poros nula). Sin embargo, se considera necesaria la instalación de piezómetros que permitan validar el modelo.

4.1. Ensayos in – situ

4.1.1. Perfil de velocidades de ondas de compresión

La empresa E.C. Rowe & Asociados en el año 1996, previo a la construcción del tranque, realizó en terreno una serie de ensayos de refracción sísmica con el objetivo de caracterizar geotécnicamente el suelo de la zona (Anexo III del “Estudio de Traque de Relave Quebrada El Gato”). De esta forma, los cuatro perfiles sísmicos que ejecutaron permitieron identificar la presencia de tres estratos en la quebrada El Gato: Suelos M-4 y M-5 y Roca M-6.

De los cuatro perfiles sísmicos disponibles para caracterizar geométrica y mecánicamente el suelo de fundación del sitio, se utilizó el perfil PS-2 por ser paralelo a la sección longitudinal del modelo y por poseer una mayor longitud que el otro perfil disponible en la misma dirección. Los resultados de esta exploración de terreno se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1: Resultados perfil PS-2 del estudio de diseño del tranque.

Suelo	Descripción	Espesor (m)	Velocidad de compresión (m/s)
M-4	Suelo superficial o sedimentos sueltos	5	550
M-5	Sedimentos compactos o roca descompuesta	30	1280
M-6	Roca basal de buena calidad geomecánica	40	4200 - 4400

4.2. Ensayos de laboratorio

Se cuenta con una serie de ensayos triaxiales drenados a distintos confinamientos para el material de empréstito del muro de partida, así como también ensayos triaxiales no drenados para la arena cicloneada que conforma el resto de la presa de relaves. Los resultados de estas pruebas de laboratorio se muestran en las subsecciones siguientes.

4.2.1. Ensayos triaxiales monótonos drenados muro de partida (material de empréstito)

Para este material se efectuaron 3 ensayos triaxiales monótonos drenados a confinamientos de 50, 100 y 200 kPa, los que fueron ejecutados por E.C. Rowe & Asociados. Los resultados obtenidos en laboratorio se presentan en la Figura 5, de donde se puede inferir un ángulo de fricción interna de aproximadamente 47.5°. El comportamiento del material corresponde al de un suelo en estado denso con una alta resistencia y rigidez. Los resultados a 50 y 100 kPa siguen aproximadamente la misma tendencia, mientras que los resultados a 200 kPa difirieren pues muestra un *peak* de resistencia menos marcado y mayor contractancia en la medida que crece la deformación axial, mostrando un cambio de fase a dilatancia mucho más tardío que los dos confinamientos menores.

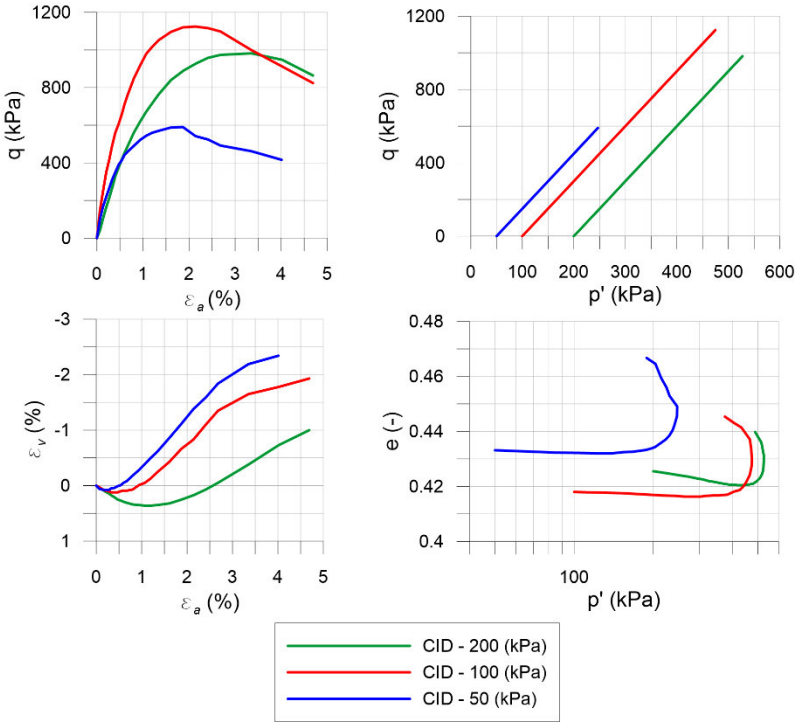

Figura 5: Resultados ensayos triaxiales monótonos drenados sobre material de empréstito del muro de partida a 50, 100 y 200 kPa de confinamiento.

4.2.2. Ensayos triaxiales monótonos no drenados arenas de relave

Para este material se efectuaron 3 ensayos triaxiales monótonos no drenados a confinamientos de 100, 200 y 600 kPa, los que fueron ejecutados por IDIEM. Los resultados obtenidos en laboratorio se

presentan en la Figura 6 y muestran un ángulo de fricción interna de aproximadamente 30.6° y cohesión despreciable.

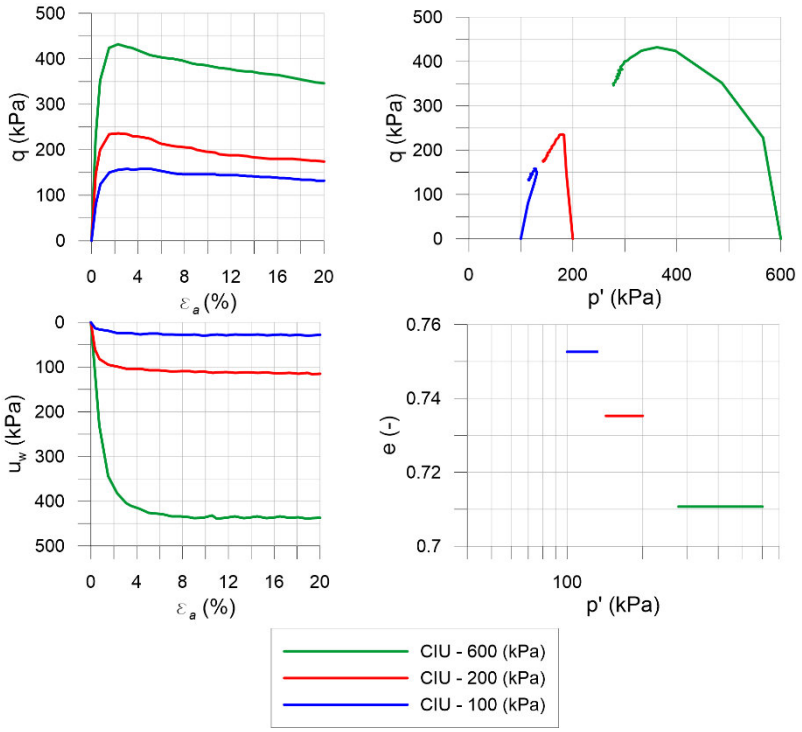

Figura 6: Resultados ensayos triaxiales monótonos consolidados no drenados sobre arena de relaves a 100, 200 y 600 kPa de confinamiento.

4.3. Hipótesis y parámetros geotécnicos de modelación

En esta sección se describen los parámetros de modelación para cada tipo de suelo. Para cada uno de los materiales descritos por ensayos de laboratorio, las propiedades fueron definidas a partir de un proceso de calibración. Se calibraron dos modelos constitutivos, asociados a los dos softwares de elementos finitos empleados durante este estudio. En el caso del código Plaxis 2D®, el modelo empleado fue el *Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness* o *HSSmall* (Benz, 2006) el que permite considerar el endurecimiento del material, degradación de rigidez e incremento de amortiguamiento para el caso de carga cíclica. En el caso del software GEFDyn, se utilizó el modelo de Hujeux (1985), al que a las características anteriores agrega la posibilidad de simular generación de presión de poros durante ciclos de cargas, modelando así la eventual ocurrencia de licuación. Esta última propiedad será fundamental cuando sea aplicado al modelamiento de las lamas. En el caso de no disponer de ensayos de laboratorio, los materiales fueron calibrados en base a la información de terreno disponible y a la experiencia del consultor.

4.3.1. Lamas – Suelo M-1

- Plaxis 2D®

Debido a que no se posee información del material que conforma la cubeta de relaves, se consideró que corresponde a un suelo fino de baja resistencia y rigidez, pero con una densidad elevada por tratarse de un suelo de poca permeabilidad con un alto contenido de humedad. Para modelar el

comportamiento de este tipo de material, se empleó el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb con parámetros de resistencia no drenados, y con una resistencia al corte no drenada S_u incremental en profundidad. En la Tabla 2 se resumen las propiedades usadas.

Tabla 2: Parámetros de caracterización supuestos para los materiales que componen la cubeta de relaves.

Densidad seca (kN/m^2)	Densidad saturada (kN/m^2)	ϕ (°)	S_u (kPa)	v' (-)	V_s (m/s)
11	17	0	$0.1\sigma'_v$	0.35	100

- GEFDyn:

En este código está disponible el modelo de comportamiento de Hujeux (1985), el que tiene la capacidad de modelar trayectorias complejas monótonas y cíclicas en suelos, tanto en condición drenada como no drenada. En particular, el modelo tiene la capacidad de reproducir el incremento de presiones de poros con el número de ciclos de carga, de forma de capturar el fenómeno de licuación cíclica. Ya que no se dispone de datos experimentales de las lamas, se usó como referencia para definir un set de parámetros adecuado los resultados de referencia de Ishihara et al. (1980), en particular los presentados para lamas del depósito antiguo de El Cobre. En la Figura 7 se presenta la curva de licuación experimental proveniente de ensayos triaxiales cíclicos no drenados preparados mediante pluviación para un índice de vacío de confección de entre 0.65 y 0.7 frente a la simulación con el modelo. La licuación fue definida cuando la deformación axial alcanzaba el 5% en doble amplitud (D.A.).
Los valores de los parámetros del modelo se presentan en la Tabla 3. Se puede observar que los parámetros seleccionados permiten reproducir de forma satisfactoria los resultados de licuación al confinamiento seleccionado (100 kPa) en cuanto a número de ciclos para una razón de tensión desviadora constantes, de forma que se consideran aptos para reproducir la eventual licuación del depósito de lamas en el modelo del tranque. Se observa que los valores son prácticamente coincidentes a razones de corte cíclico altas (CSR>0.2), mientras que tienden a predecir la ocurrencia de licuación para una cantidad de ciclos un poco menor para razones más bajas (CSR<0.1).

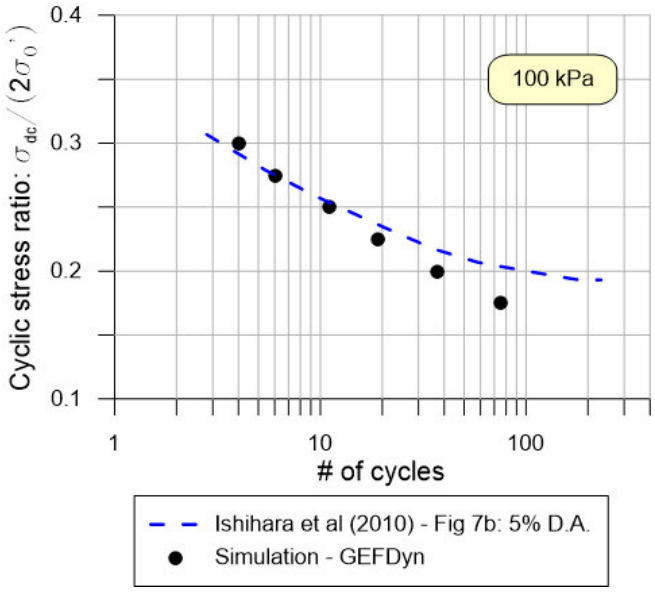

Figura 7: Resultados de calibración de ensayos triaxiales cíclicos consolidados no drenados sobre lamas a 100 kPa de confinamiento.

Tabla 3: Parámetros de modelo constitutivo Hujeux (1985) empleados para la modelación en tensiones efectivas con GEFDyn.

Parámetro	Lamas (M-1)	Arenas de relave (M-2)	Muro de partida (M-3)	M-4	M-5	Significado
G_{ref} (MPa)	290	222	500	222	320	Módulo de corte de referencia
K_{ref} (MPa)	628	444	1000	444	534	Módulo de rigidez volumétrica de referencia
n_e	0.5	0.5	0.5	0.4	0.52	Grado de no linealidad para la evolución de los módulos elásticos con el confinamiento
p'_{ref} (MPa)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	Confinamiento de referencia para la elasticidad no lineal
n	0.59	0.316	0.294	0.35	0.24	Porosidad inicial
φ_{pp}°	30	31	41	31	45	Ángulo de fricción en estado crítico
ψ_c°	30	31	21	31	23	Ángulo característico (límite entre el comportamiento contractivo y el dilatante)
β	33	22	40	43	32	Compresibilidad plástica (asociado al endurecimiento por densidad)
d	2.0	2.5	3.5	3.5	3.1	Distancia entre la recta de consolidación virgin (ICL) y la reta de estado crítico (CSL)
b	0.2	0.25	0.17	0.2	0.25	Factor de superficie de fluencia ($b = 0$ es tipo Mohr-Coulomb y $b = 1$ es tipo Cam-Clay)
p_{c0}' (kPa)	50	1500	7000	1800	2400	Proyección del índica de vacíos inicial sobre la CSL
k (m/s)	10-5	10-4	10-4	10-4	10-4	Permeabilidad saturada
a_m a_{cyc}	5×10-3 1×10-4	1×10-3 5×10-4	1.5×10-3 3×10-4	4×10-3 1×10-4	3×10-3 1×10-4	Coeficientes de endurecimiento para el mecanismo desviador (monótonos y cíclicos)
c_m c_{cyc}	4×10-3 2×10-3	5×10-2 5×10-3	6×10-2 3×10-2	6×10-2 1×10-3	2.9×10-2 1×10-4	Coeficientes de endurecimiento para el mecanismo isotrópico (monótonos y cíclicos)

4.3.2. Arena de relaves – Suelo M-2

- Plaxis 2D

Los parámetros de este suelo fueron obtenidos utilizando los ensayos de laboratorio mencionados en la subsección anterior. Para la simulación de este material se empleó el modelo *Hardening Soil* con rigidez a pequeñas deformaciones (*HS Small Strain*). La curva de rigidez a pequeñas deformaciones fue obtenida de Seed & Idriss (1970), pero debido a que el material ensayado posee una rigidez un poco más baja, se utilizó un módulo de corte inferior al recomendado por los autores para materiales densos.

Los resultados de la calibración se presentan en la Figura 8, mientras que los parámetros de modelación se presentan en la Tabla 4.

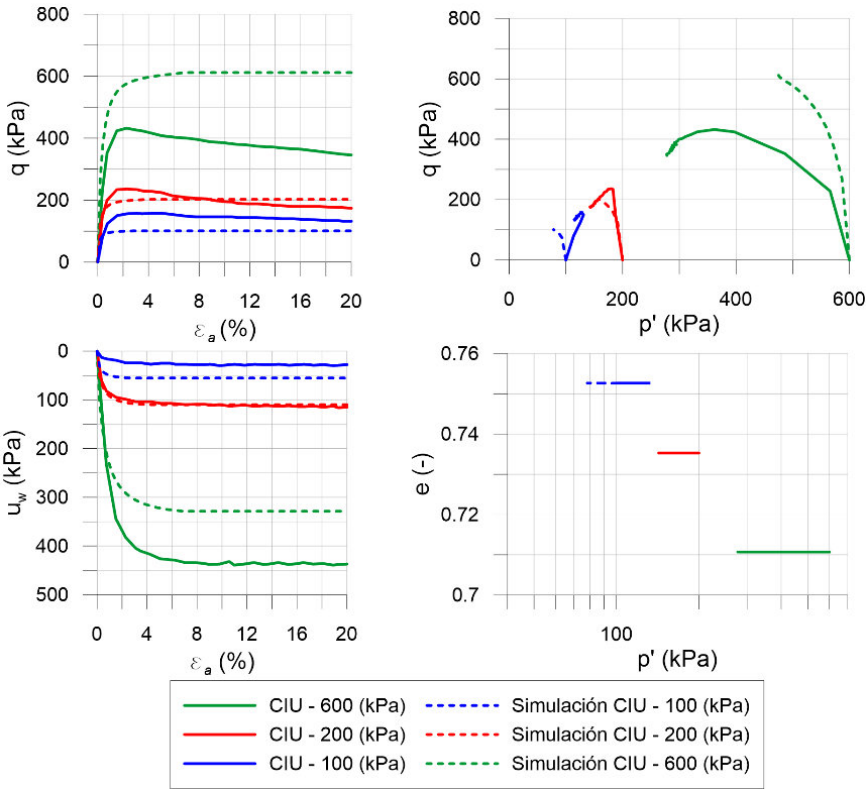

Figura 8: Resultados de calibración sobre arenas de relaves que conforman la presa (*HS Small Strain*).

Tabla 4: Parámetros de caracterización resultantes de la calibración de la arena de relaves.

Densidad (kN/m^2)	ϕ' (°)	c' (kPa)	Ψ (°)	E_{50} (kPa)	E_{oed} (kPa)	E_{ur} (kPa)	G_{max} (kPa)	$\gamma_{0.7}$ (-)	R_f (-)
19	32	0	0	25000	25000	50000	75000	0.00015	0.90

- GEFDyn

En el caso de GEFDyn, se empleó el mismo modelo de Hujeux para reproducir el comportamiento de las arenas de relave. Los resultados del proceso de calibración se muestran en la Figura 9 y en la Tabla 3 se indican los valores de los parámetros. En relación al ajuste conseguido con el modelo HSSmall, se puede notar que mejora bastante la reproducción de los resultados experimentales tanto a bajo confinamiento (100 kPa) como a alto confinamiento (600 kPa). El nivel de ajuste conseguido a 200 kPa es similar para ambos modelos. Es importante notar que la tendencia al cambio de volumen, o bien a variación a presión de poros por tratarse de ensayos no drenados, fue muy difícil de reproducir para el ensayo de 600 kPa. Estoy podría deberse a que a dicho nivel de confinamiento las partículas sólidas comienzan a presentar algún nivel de rotura lo que conduce a aumentar la tendencia contractiva del material gradualmente con el aumento del corte. La modelación de este tipo de aspecto requiere de modelos constitutivos más sofisticados que escapan al alcance de este estudio.

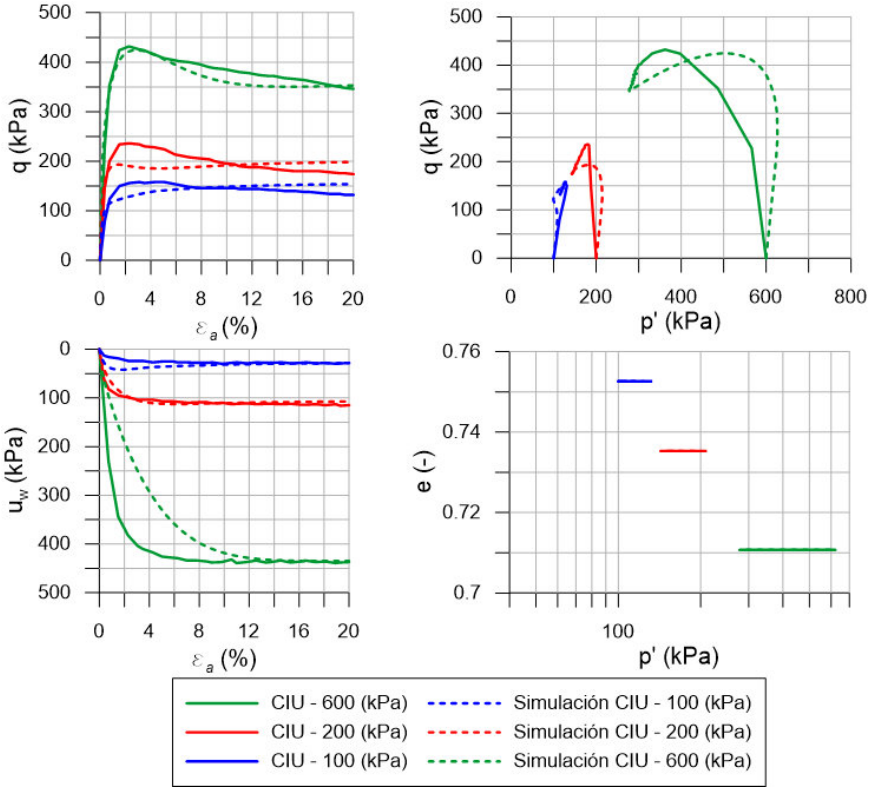

Figura 9: Resultados de calibración sobre arenas de relaves que conforman la presa (*Hujeux*).

4.3.3. Muro de partida – Suelo M-3

- Plaxis 2D

Para representar el muro de partida se emplearon los resultados de laboratorio descritos en la subsección precedente. Desde el punto de vista experimental, los resultados exhiben un comportamiento anómalo entre los ensayos a 100 y 200 kPa, pues no presentan la tendencia esperable en la medida que aumenta el confinamiento, especialmente las trayectorias en el plano q-ε_a. Ya que no se dispone de información para discernir cuál de los dos ensayos es más representativo del comportamiento material, se optará por darle prioridad al ajuste a 100 kPa de confinamiento y luego los resultados a mayor presión serán los que arrojen el modelo sobre la base de dicho ajuste. Al igual que para las arenas de relave, se usó el modelo *HS Small Strain* junto con las curvas de degradación propuestas por Seed & Idriss (1970) para materiales densos. Para incorporar el abrupto cambio en la dilatancia que se observa en las curvas de deformación volumétrica versus deformación axial, se utilizó un índice de vacíos límite de acuerdo a las propiedades de montaje de cada probeta indicadas en los informes de laboratorio (e_{max} = 0.46). Los resultados de la calibración se muestran en la Figura 10 y en la Tabla 5.

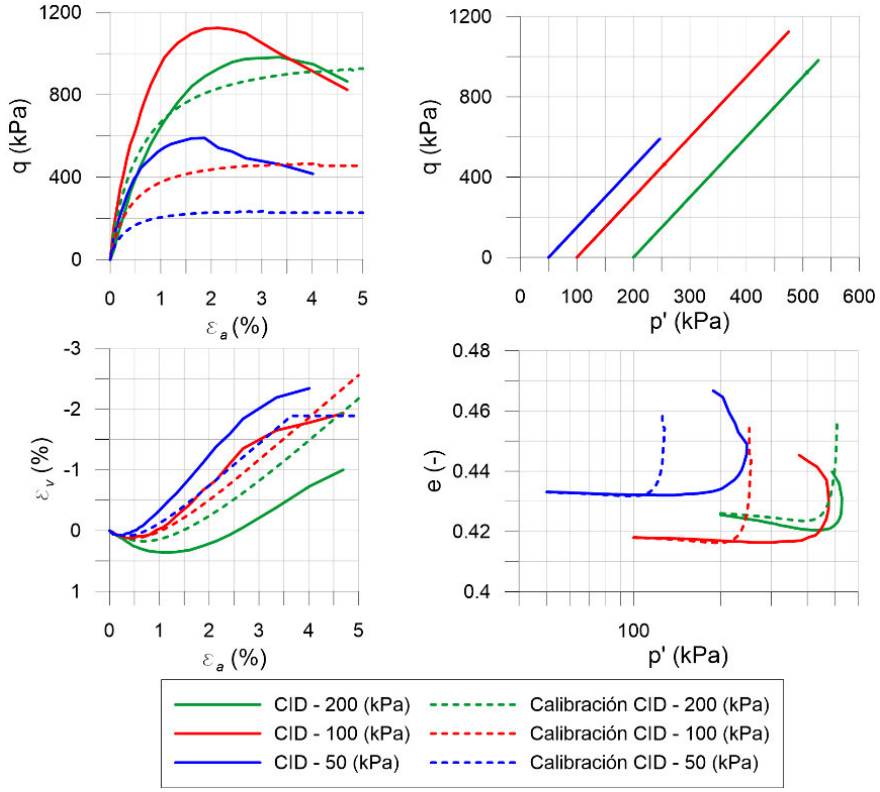

Figura 10: Resultados de calibración sobre material de empréstito usado para construir el muro de partida (*HS Small Strain*).

Tabla 5: Parámetros de caracterización resultantes de la calibración del muro de partida.

Densidad (kN/m^2)	ϕ' (°)	c' (kPa)	Ψ (°)	E_{50} (kPa)	E_{oed} (kPa)	E_{ur} (kPa)	G_{max} (kPa)	$\gamma_{0.7}$ (-)	R_f (-)
20.5	44	0	15	70000	70000	340000	230000	0.00025	0.9

- GEFDyn

En este caso, se volvió a emplear el modelo de Hujeux para reproducir las trayectorias experimentales. Ya que este modelo requiere al menos de dos juegos de resultados a confinamientos distintos para poder definir los valores de sus parámetros, se seleccionó los resultados a 100 y 200 kPa por ser relativamente homotéticos en el plano q-ε_a. Los resultados de este proceso se muestran en la Figura 11 y los valores de los parámetros se indican en la Tabla 3. Se observa una excelente reproducción de las trayectorias de laboratorio hasta una deformación axial de alrededor del 4%, luego de eso los parámetros calibrados tienden a exagerar un poco la tendencia dilatante del material. De todas forma, ya que para las simulaciones del comportamiento del depósito completo esta zona estará fuertemente restringida a la deformación y confinada, no se alcanzarán niveles tan alto de deformación por lo que el juego de parámetros es razonable. Los resultados a 200 kPa son los que naturalmente entrega el modelo cuidando el ajuste a 50 y 100 kPa de confinamiento.

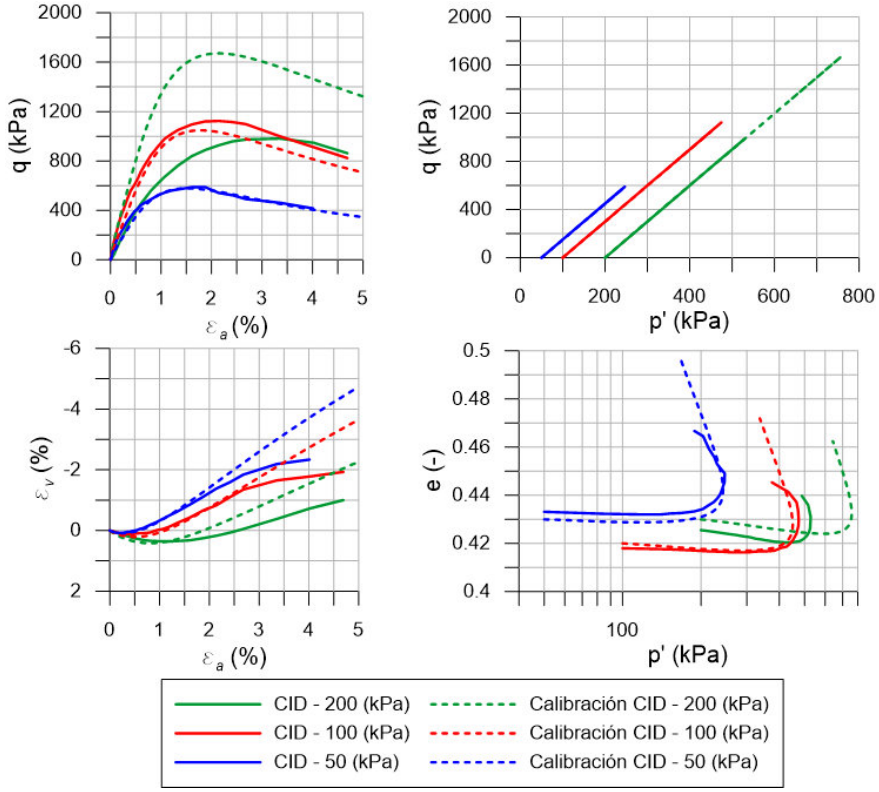

Figura 11: Resultados de calibración sobre material de empréstito usado para construir el muro de partida (Hujeux).

4.3.4. Suelo de fundación

- Plaxis 2D

Empleando los datos descritos en la subsección de exploración más supuestos acordes a las características geotécnicas de estos materiales, los parámetros usados para la caracterización se presentan en la Tabla 6. El modelo utilizado para la simulación es el de Mohr Coulomb para los suelos M-4 y M-5, mientras que para el M-6, correspondiente a roca, se empleó el modelo Lineal Elástico.

Tabla 6: Parámetros de caracterización supuestos para los materiales de fundación de la presa.

Suelo	Densidad (kN/m²)	ϕ' (°)	v (-)	V_p (m/s)
M-4	19	35	0.3	550
M-5	21	40	0.25	1280
M-6	27.5	-	0.25	4300

- GEFDyn

En este caso, ya que no se dispone de ninguna información experimental salvo la sísmica de refracción y la descripción visual de la Tabla 1, se optó por seleccionar juegos de parámetros de la librería del consultor compatibles con la descripción visual indicada. Los valores de los parámetros de Hujeux empleados para las unidades M-4 y M-5 se indican en la Tabla 3. En el caso de M-6 (roca), se adoptó un modelo elástico de forma que los parámetros son idénticos a los indicados en la Tabla 6.

5. Modelación en elementos finitos

Para el análisis de riesgo sísmico del tranque de relaves El Gato se emplearon los *softwares* GEFDyn y Plaxis 2D con las propiedades del modelo geotécnico descritas anteriormente. En las siguientes subsecciones se describen las características del modelo, las etapas de simulación y los registros sísmicos usados en el estudio.

5.1. Geometría y malla

- Plaxis 2D

La geometría del problema está definida por el modelo geotécnico expuesto en la sección 3 del presente informe (Figura 3). La malla de elementos finitos generada a partir del perfil consta de alrededor de 50500 elementos de 6 nodos cada uno y se muestra en las Figuras 12 y 13.

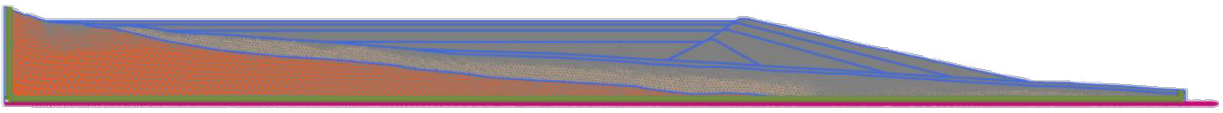

Figura 12: Malla de elementos finitos empleada en el software Plaxis.

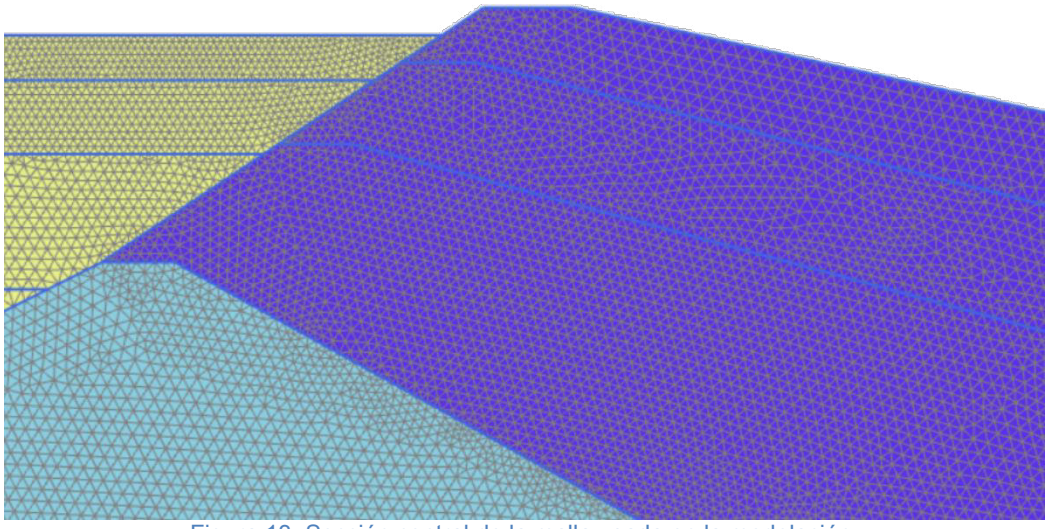

Figura 13: Sección central de la malla usada en la modelación.

Debido a las necesidades particulares de los análisis estáticos y dinámicos, se seleccionaron condiciones de borde distintas dependiendo de la naturaleza de la etapa de simulación. De este modo, para resolver el problema estático se utilizaron las condiciones de borde por defecto del *software* (extremos laterales del modelo no pueden desplazarse en su sentido normal, mientras que el borde

inferior es incapaz de moverse en el sentido vertical). Para la modelación dinámica, debido a que la propagación de ondas hacia bordes rígidos puede generar el rebote de estas hacia el interior, se emplearon bordes laterales del tipo *Free Field* y *Compliant Base* en el extremo inferior del modelo, para así absorber las ondas que abandonan la zona de modelación.

- GEFDyn

En el caso del software GEFDyn el modelo de elementos finitos considerado se presenta en la 14. Este consta de alrededor de 25.000 nodos y 49.500 elementos triangulares lineales. Las diferencias fundamentales con respecto al desarrollado en Plaxis están relacionadas al tratamiento de las condiciones de borde inferiores, así como los elementos de la cubeta (lamas).
En el caso del borde inferior, en este software se emplean elementos de tipo consistentes paraxiales (Modaressi & Benzenati, 1994) que permiten simultáneamente incorporar el sismo incidente como un campo de tensiones, así como absorber las ondas reflejadas del interior del modelo. Si bien el campo incidente se considera como perfectamente vertical, al ingresar al modelo las reflexiones de las ondas entre materiales y bordes pueden aparecer en cualquier otra dirección. Para optimizar la absorción de estas ondas reflejadas, el borde inferior es curvo pues se logra máxima eficiencia cuando las ondas inciden normalmente al borde del modelo. El sismo ingresa al modelo simulando la propagación en el sentido vertical a partir de un punto de control en roca que se usa como referencia para la deconvolución. Para la fase estática, sobre este borde se bloquea el desplazamiento normal y sólo se permite el tangencial.

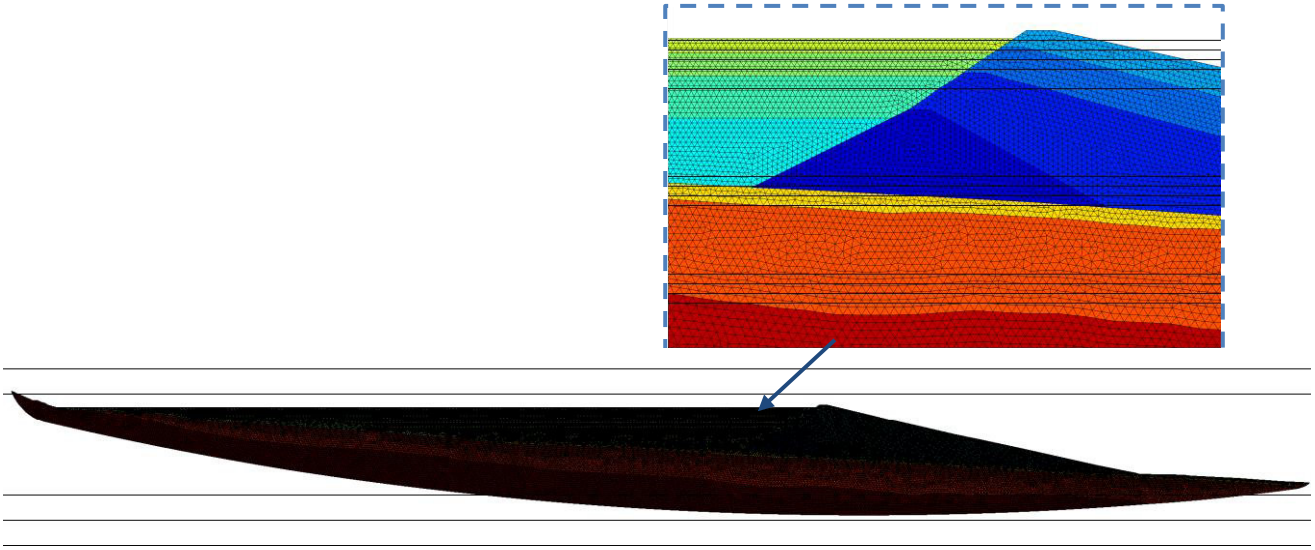

Figura 14: Malla de elementos finitos empleada en el software GEFDyn.

En relación a la cubeta, el modelo desarrollado es de tipo hidromecánico acoplado, lo que quiere decir que existen grados de libertad mecánicos (desplazamientos) e hidráulicos (presiones de poros) para las lamas. Así, si durante la carga sísmica las presiones de poros evolucionan, este efecto será directamente considerado en la evolución de la rigidez y resistencia alcanzando en el caso extremo la condición de licuación. La Figura 14 también muestra un detalle a nivel de la presa de lamas, donde los colores corresponden a grupos de elementos serán progresivamente activados durante la simulación del proceso constructivo (ver 5.2). En este modelo también se consideró una interfaz entre la presa de arenas y las lamas de forma de permitir el deslizamiento relativo por asentamientos diferentes entre ambos materiales. Esta interfaz es de tipo Mohr-Coulomb y considera una fricción equivalente a 2/3 del ángulo de fricción interno de las lamas que es el material menos resistente del modelo.

5.2. Secuencia constructiva

Tal como se mencionó en las secciones 2 y 3, para llegar al estado tensional posterior a la construcción de la presa de relaves, se subdividió el problema en una serie de etapas que simulan el proceso de crecimiento hasta el término de la vida útil del tranque. En la Figura 15 se muestra la secuencia constructiva de modelación, donde cada una de las fases que se presentan fue simulada como etapas estáticas.

El problema dinámico se modela a continuación de la 9° Etapa y corresponde a una perturbación dinámica entorno al equilibrio de tensiones alcanzado en dicha fase constructiva.

En el caso de Plaxis, para incorporar las presiones de poros al interior de la cubeta se definió, desde la etapa 4° a 9°, un nivel freático en la superficie de este material para cada etapa de construcción. Además, para evitar la generación de sobrepresión de poros durante las fases estáticas, se consideró que estas fases tardan lo suficiente como para que exista un comportamiento drenado en las lamas. En el caso de la modelación hidromecánica con GEFDyn, el tiempo entre crecimiento de las lamas fue el suficiente para permitir la disipación de las sobrepresiones que aparece producto del incremento de las tensiones totales por la adición de material al modelo y la tendencia contractiva del material.

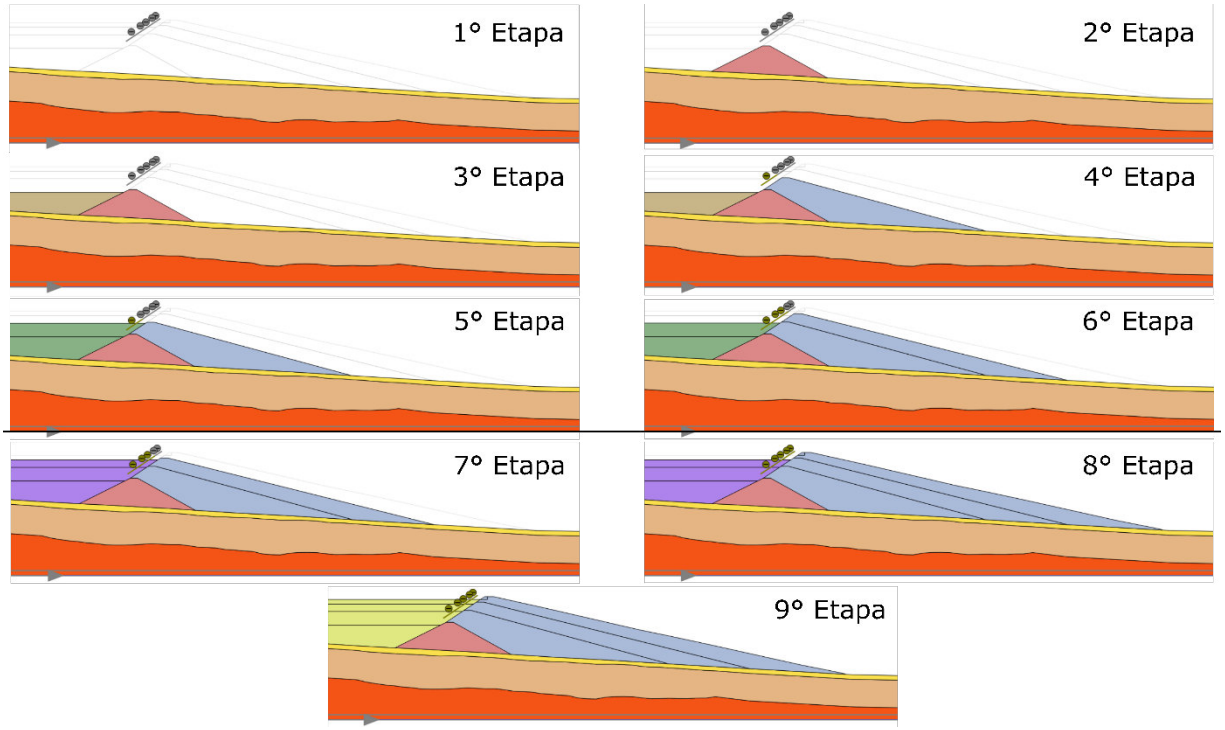

Figura 15: Secuencia constructiva de modelación.

5.3. Carga sísmica

Para analizar dinámicamente el tranque de relaves, se consideraron 2 escenarios de amenaza sísmica según se describe en el Estudio de Riesgo Sísmico proporcionado por el Mandante. El primero de ellos corresponde al “sismo de diseño” con una probabilidad de excedencia de un 10% en 50 años (período de retorno medio de 475 años), mientras que el segundo corresponde al “sismo máximo creíble” con una probabilidad de excedencia de 10% en 500 años (período de retorno medio de 4746 años). Para incorporar estos escenarios a los modelos numéricos desarrollados, se utilizaron 3 registros sintéticos

escalados a los dos niveles de amenaza descritos previamente, lo que entrega un total de 6 casos de análisis. Ya que los modelos incorporan la roca en su nivel basal y el sismo se introduce al modelo en dicho nivel, los registros seleccionados del Estudio de Riesgo Sísmico correspondieron a los definidos para suelo "I" de acuerdo a la NCh433Mod2009, o bien a suelo "A" de acuerdo al Decreto Supremo N°61, es decir, movimiento en roca. El Estudio de Riesgo Sísmico entrega las formas de ondas escaladas a una amplitud máxima de aproximadamente 1g para ser utilizados en los distintos niveles sísmicos que se requieran (Figura 16). Se observa que los registros sintéticos tienen una duración aproximada de 60 segundos, mientras que el movimiento fuerte se inicia a alrededor de los 5 segundos.

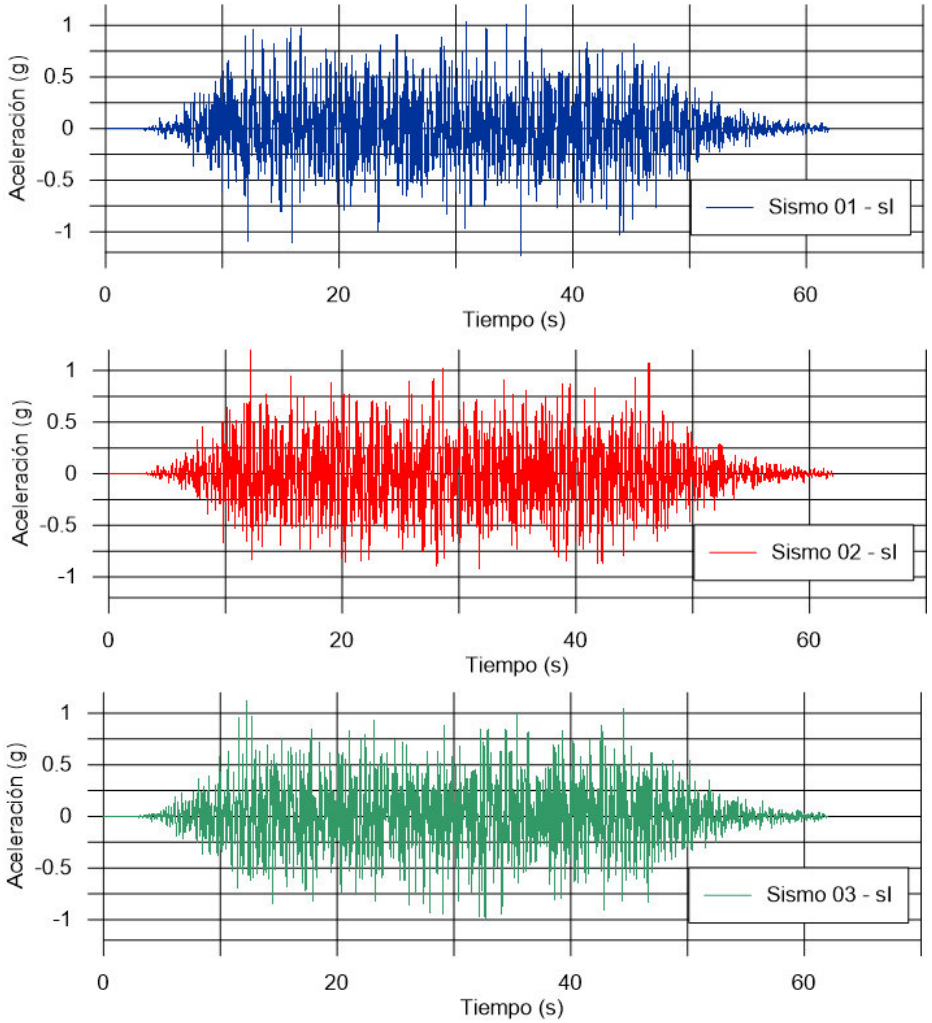

Figura 16: Registros Sísmicos para Suelo I de Estudio de Riesgo Sísmico suministrado por el Mandante.

La Figura 17 muestra los espectros de respuesta asociados a los tres registros sísmicos sintéticos para períodos mayores a 0.02s (frecuencias inferiores a 50 Hz) y 5% de amortiguamiento. Se observa que las aceleraciones espectrales son muy similares entre registros, presentando un *plateau* que se extiende entre aproximadamente 0.1 y 0.4s. Las ordenadas espectrales sobre dicho *plateau* son aproximadamente tres veces el valor de la aceleración máxima, es decir, alrededor de 3g para el sismo no escalado.

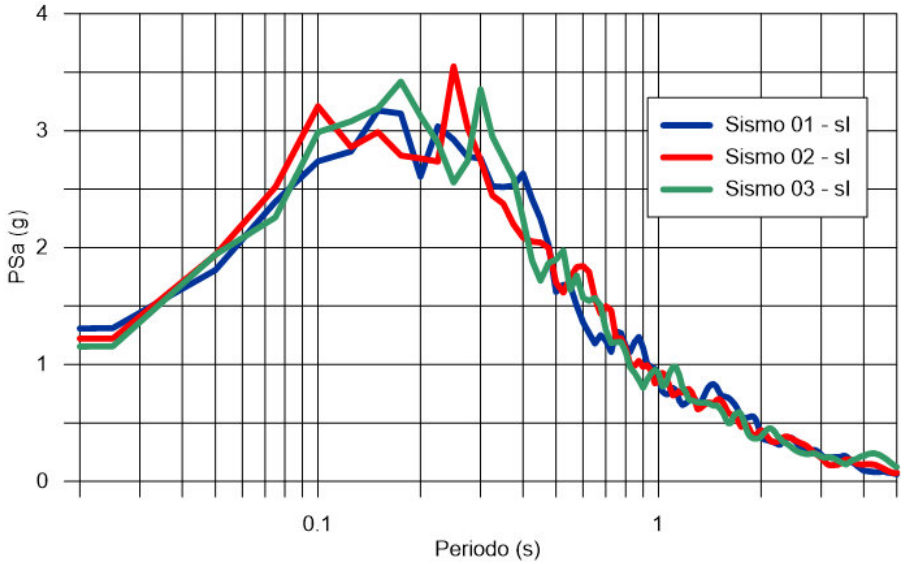

Figura 17: Espectros de Respuesta asociados a los registros sísmicos para Suelo I de Estudio de Riesgo Sísmico suministrado por el Mandante.

La Tabla 7, extraída del Estudio de Riesgo Sísmico, muestra las aceleraciones máximas en superficie (PGA) para los distintos escenarios considerados. En este caso se debe considerar el Sismo de Diseño (SD) con amplitud máxima de **0.471g** y el Sismo Máximo Creíble (SMC) con una aceleración máxima de **0.691g**. Estos factores de escala fueron directamente introducidos al modelo para obtener dichas aceleraciones en condición de campo libre en afloramiento rocoso.

Tabla 7: Parámetros de caracterización supuestos para los materiales de fundación de la presa (extraída de Estudio de Riesgo Sísmico).

	PGA (g)			
Sitio	**Sismo de Diseño**	**Sismo Máx. Probable**	**Sismo Máx. Creíble**	**Sismo Máx. Creíble-ICOLD**
Matta-FHVL	0.471	0.536	0.691	0.760

Además de lo anterior, de acuerdo al Reglamento de Obras Mayores oficializado por la DGA en Diciembre de 2015 para embalses categoría C, el análisis de estabilidad sísmica debe incluir acelerogramas de sismos chilenos de magnitud M_s al menos de 8.5. De los registros disponibles a la fecha, sólo son factibles de emplear registros del terremoto del terremoto del 27F (Maule, 2010- M_w 8.8) debido al requerimiento de magnitud. Ya que los modelos incorporan directamente los efectos de amplificación de suelos, se requiere de registros obtenidos en roca. Ambos requerimientos restringen bastante la disponibilidad de registros, seleccionándose para el análisis la componente horizontal NS de las estaciones Rapel y Convento Viejo ya que se reconoce que son movimientos que no fueron afectados por efectos de amplificación topográfica. La Figura 18 presenta los registros de estos movimientos, mientras que la Figura 19 muestra los espectros de respuesta correspondientes. Se observa que las aceleraciones máximas de Rapel-NS y Convento Viejo-NS son respectivamente **0.198g** y **0.186g**, respectivamente. Si bien estas aceleraciones máximas son menos de la mitad de lo estipulado para los sismos sintéticos de diseño, sus duraciones son mayores a la de estos últimos. El sismo de Rapel-NS tiene una duración total de aproximadamente 80 segundos, mientras que el de Convento Viejo-NS presenta alrededor de 140 segundos de movimiento fuerte. En términos de ordenadas espectrales a 5% de amortiguamiento (Figura 19), el registro de Rapel presenta valores mayores en

prácticamente todo el rango de 0.2 a 10s, pero de todas maneras las formas espectrales son muy similares. En comparación a los registros sintéticos, el decaimiento es más paulatino hacia los períodos mayores, de forma que el contenido en frecuencia es un poco más rico hacia los valores más bajos y por lo tanto poseen relativamente más energía en dicha zona. Ya que la presa de relaves es una obra más bien flexible, esta diferencia podría ser relevante desde el punto vista de su comportamiento sísmico.

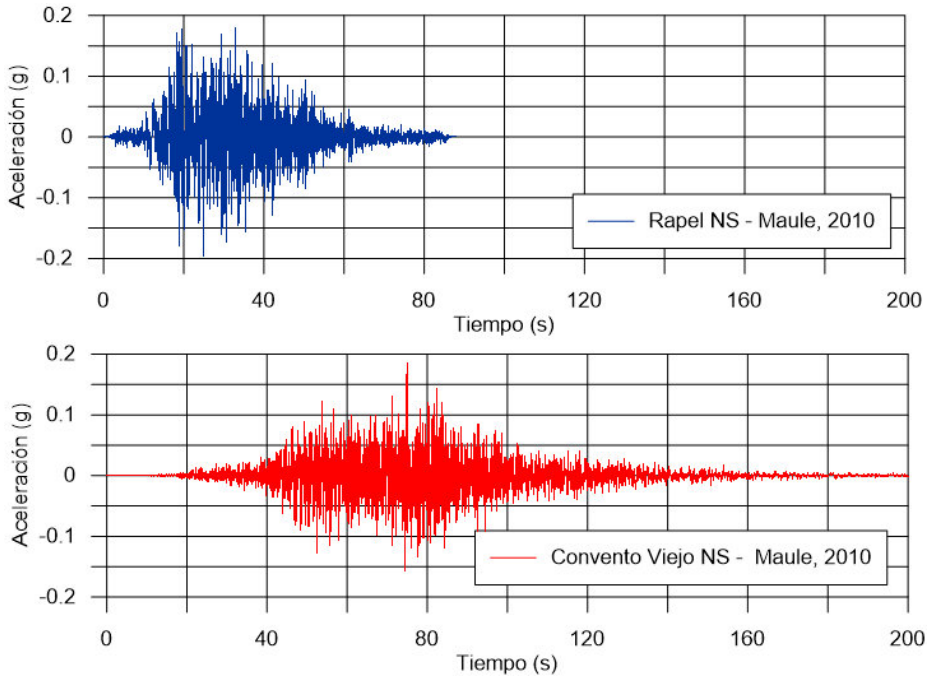

Figura 18: Registro sísmico terremoto del Maule-2010, estaciones Rapel y Convento Viejo componentes NS.

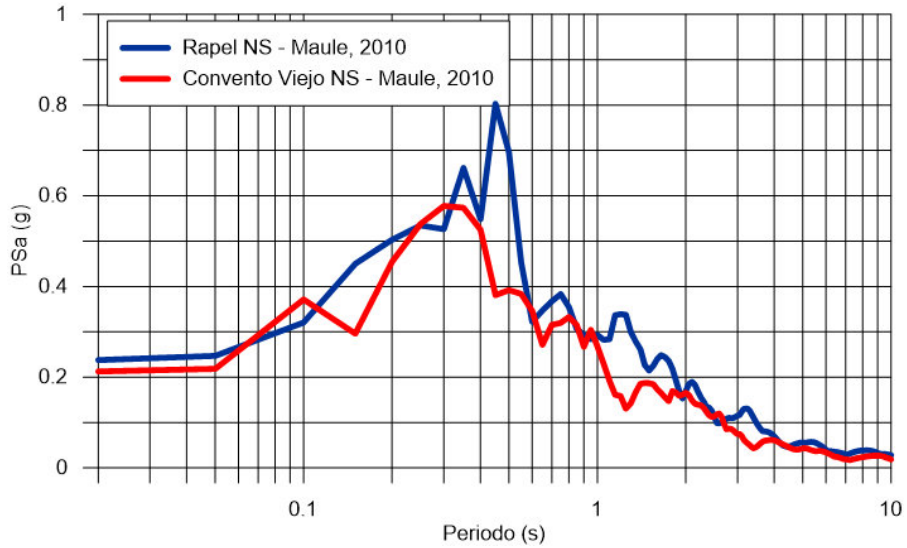

Figura 19: Espectros de respuesta estaciones Rapel y Convento Viejo componentes NS.

6. Resultados

6.1. Análisis estático

6.1.1. Estados de tensiones de cada secuencia

- Plaxis 2D

En la Figura 20 se presenta la variación de las tensiones efectivas verticales para las distintas fases consideradas en el análisis. Se observa que la tensión máxima que se alcanza en la zona central de la presa en la última fase (9° etapa) es del orden de los 1100 kPa ó 1.1 MPa. Este valor es concordante con el peso promedio del material de unos 18 kN/m^3 y a la altura máxima de la presa de alrededor de 52m. La distribución de tensiones es acorde con la forma que tiene la presa y es la usual para este tipo de obras.

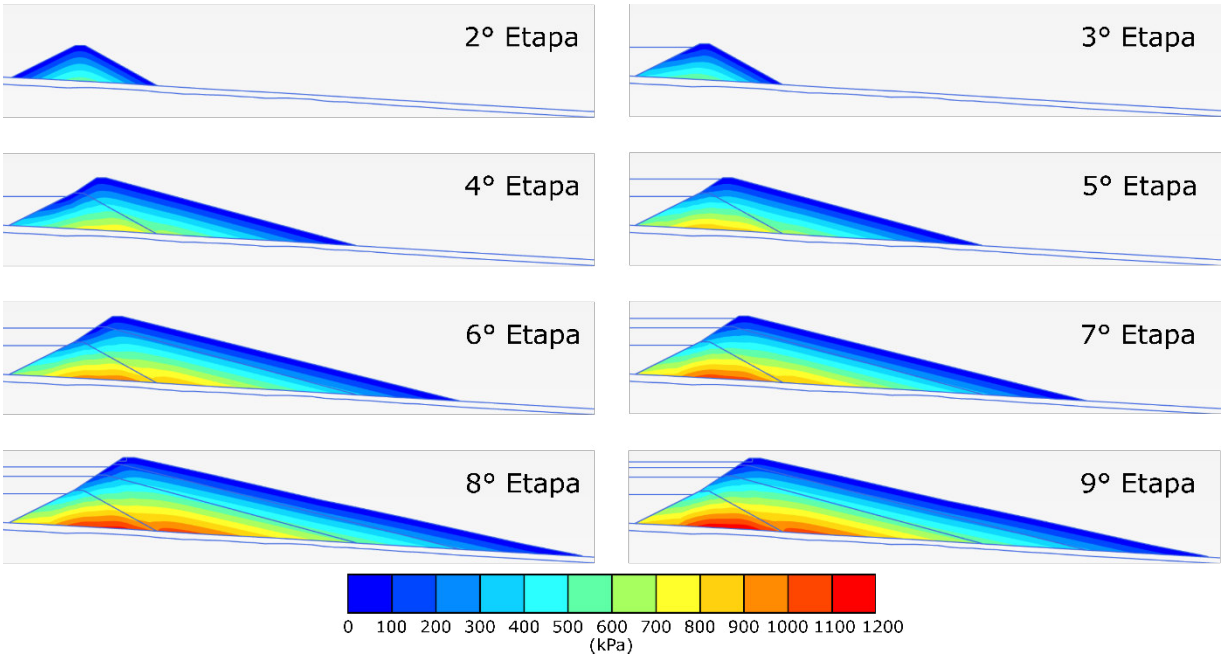

Figura 20: Evolución de las tensiones verticales efectivas (σ'_{yy}) durante secuencia constructiva del tranque en el software Plaxis.

- GEFDyn

Similarmente al caso de Plaxis, la Figura 21 muestra la distribución de tensiones efectivas verticales para las distintas etapas de la secuencia constructiva modelada con el código GEFDyn. Los valores obtenidos son muy similares en todas las etapas con respecto a los de Plaxis, obteniendo un valor máximo de aproximadamente 11×10^5 Pa, o bien 1.1 MPa cerca de la zona central de la presa una vez conseguido el nivel de crecimiento máximo. Es importante notar que en GEFDyn el eje vertical es el *z*, de forma que la tensión vertical efectiva es σ'_{zz} y no σ'_{yy} como en Plaxis.

En beneficio de no extender innecesariamente la presentación de resultados, se presenta en esta sección sólo la distribución de la tensión vertical efectiva, sin embargo los resultados son análogos en términos de cualquier otra componente de tensión normal o corte, así como deformaciones. El estado tensional obtenido por cualquiera de los dos modelos constituye el estado inicial para los cálculos

dinámicos, en efecto la fase sísmica se modela como una perturbación del estado de equilibrio conseguido al cabo de la simulación del proceso de construcción presentado en las Figuras 20 y 21.

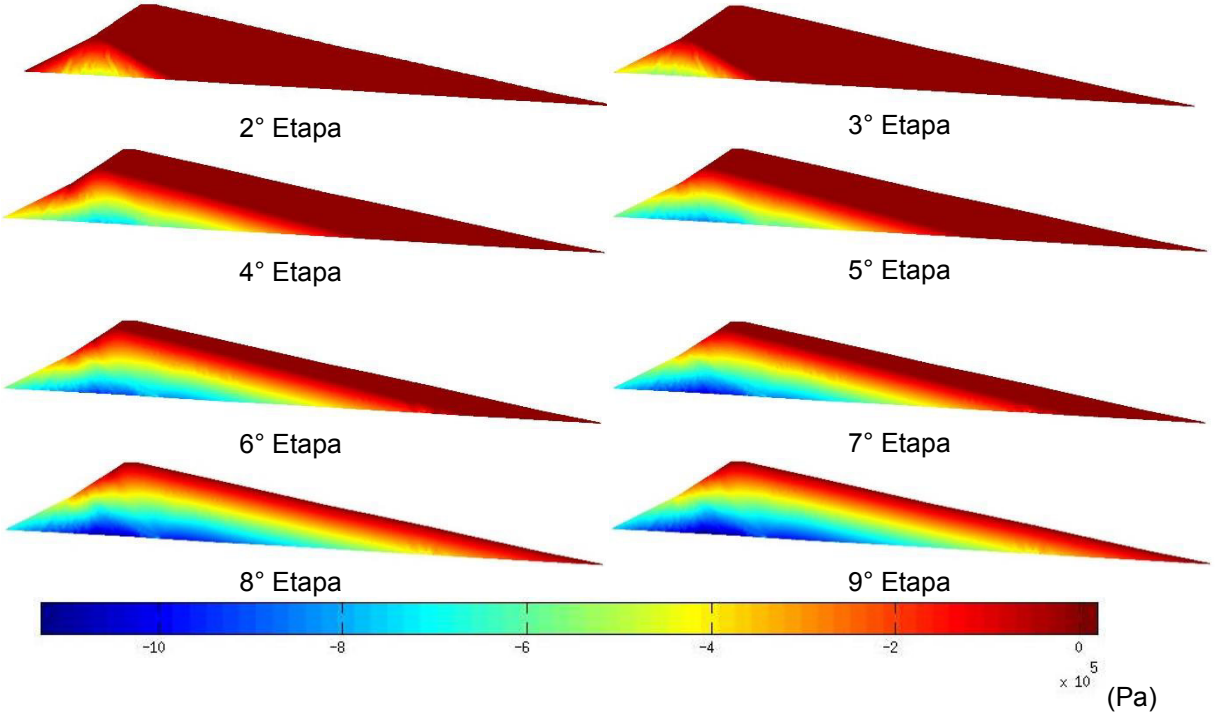

Figura 21: Evolución de las tensiones verticales efectivas (σ'_{zz}) durante secuencia constructiva del tranque en el software GEFDyn.

6.2. Análisis dinámico

En esta sección se presentan los desplazamientos co-sísmicos obtenidos para las distintas simulaciones dinámicas correspondientes a los sismos descritos en la sección 5.3. Estos valores corresponden entonces a los desplazamientos permanentes observados una vez terminado el proceso de simulación del sismo, en otras palabras el corrimiento lateral residual una vez terminado el movimiento.

6.2.1. Sismo de diseño

- Plaxis 2D

En el caso de Plaxis, se obtuvo sistemáticamente una pequeña concentración de deformaciones en la parte superior de la presa interior, del costado de la cubeta de lamas (Figura 22). Esta concentración de deformaciones tiene una amplitud máxima del orden de 3.6 m y define una superficie máxima de falla de alrededor de 4 x 5.5 m de extensión. Esta localización de deformaciones en ningún caso compromete la estabilidad global del sistema, pues se trata de una zona de muy pequeña extensión que podría en el peor de los casos desprenderse y caer sobre la cubeta de lamas sin mayores consecuencias.

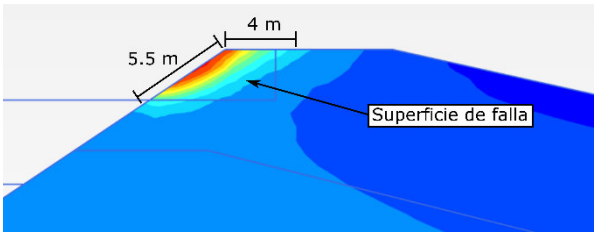

Figura 22: Superficie de falla que se genera durante la fase sísmica en el software Plaxis.

La Figura 23 sintetiza los resultados para los escenarios sísmicos de diseño, se observa un desplazamiento co-sísmico máximo asociado de alrededor de 1.1m que se ubica en la parte superior del pie de la presa. Como se puede observar en los iso-valores de desplazamientos presentados en la Figura 23, no existe indicio alguno de localización de deformación o formación de superficie de falla que pudiera involucrar el colapso de la presa. Por el contrario, las deformaciones están bien limitadas a las capas superiores de material donde el bajo confinamiento favorece el desarrollo de deformaciones mayores. Se concluye que el análisis en tensiones totales conducidos con Plaxis 2D confirma la estabilidad de la presa para el escenario sísmico de diseño.

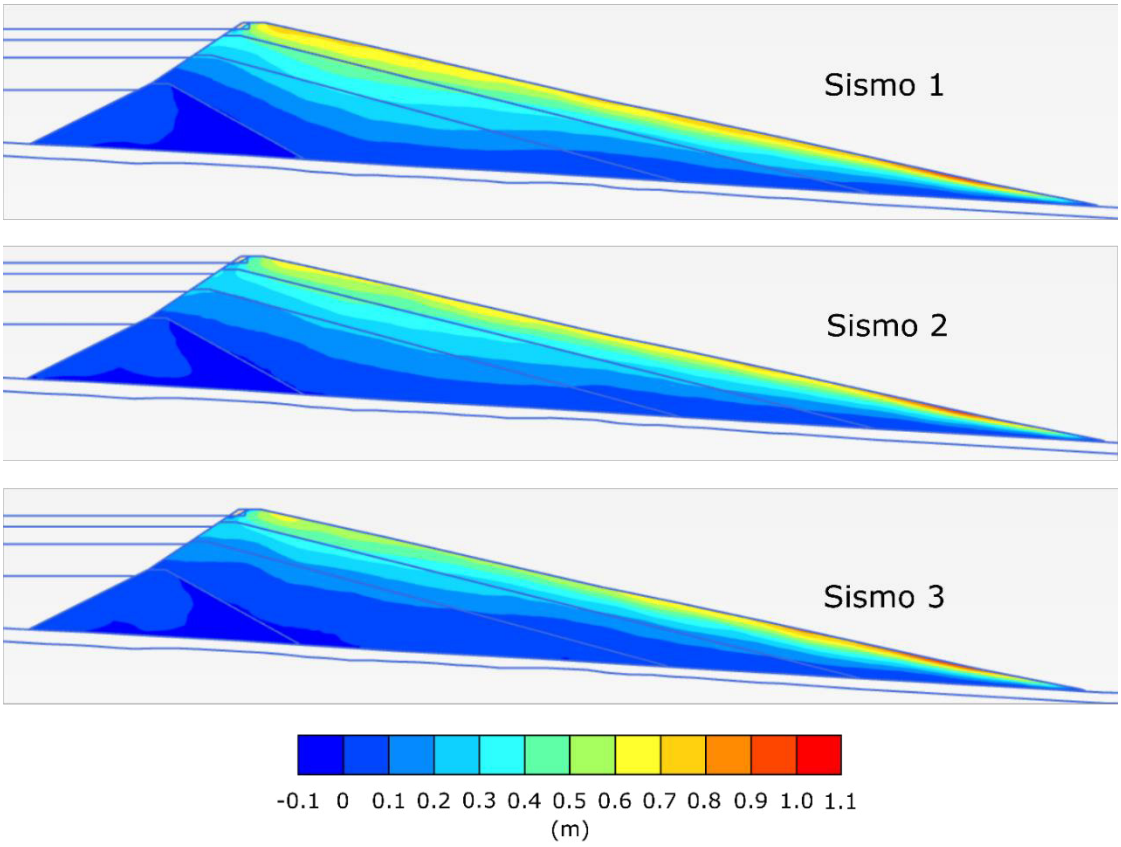

Figura 23: Deformación horizontal post-sísmica del modelo creado en el software Plaxis para los registros sintéticos según el escenario “sismo de diseño”.

- GEFDyn

Ya que la modelación con este software es de tipo hidro-mecánica acoplada, el código tiene la posibilidad de reproducir explícitamente la generación de presión de poros y la aparición de la licuación

en las lamas contenidas en la cubeta. Para ilustrar esta propiedad de la modelación, la Figura 24 muestra algunos instantes del análisis para el Sismo 1 en el escenario de Sismo de Diseño en términos de la razón de incrementos de presión de poros R_u definida de acuerdo a:

$$R_u(t) = \frac{\Delta u_w(t)}{\sigma'_{zz}(t=0)}$$

Donde $\Delta u_w(t)$ es el incremento de presiones de poros en cualquier instante de análisis t y $\sigma'_{zz}(t=0)$ es la tensión vertical efectiva inicial. Así, cuando el incremento de la presión de poros de acerca al valor inicial de las tensiones efectivas el valor de R_u se acerca a la unidad lo que se puede interpretar como licuación completa.

De acuerdo a lo presentado en la Figura 24, al inicio del análisis $R_u = 0$ en toda la cubeta pues aún no comienza el sismo. A los 15s, ya se comienza a observar licuación en la parte superior del depósito de lamas, así como en la zona de menor espesor sobre el terreno natural. A los 30s de análisis, existe licuación significativa en prácticamente todo el depósito de lamas, aun cuando cerca de la presa aún no toma lugar ni el extremo superior ni el extremo inferior gracias a la relativa flexibilidad lateral de la presa. Ya a los 45s la cubeta está íntegramente licuada y prácticamente todas las lamas en contacto con la presa han alcanzado un valor de $R_u \approx 1$. La situación a los 60s, ya muy cerca del término del análisis dinámico, es muy similar a la de los 45s pues aún no ha comenzado la disipación de las sobrepresiones sísmicas en las lamas, aun cuando la parte más significativa del movimiento ha culminado hace unos 10s. Los resultados dan cuenta de la capacidad del modelo hidro-mecánico de reproducir adecuadamente la generación de sobrepresiones en las lamas y así tomar en cuenta el fenómeno de licuación y el incremento de empujes sobre el muro debido a este fenómeno. Para simplificar la presentación se muestran sólo los resultados para el sismo sintético 1 y el escenario del sismo de diseño, pero los resultados para los otros registros analizados es análogo.

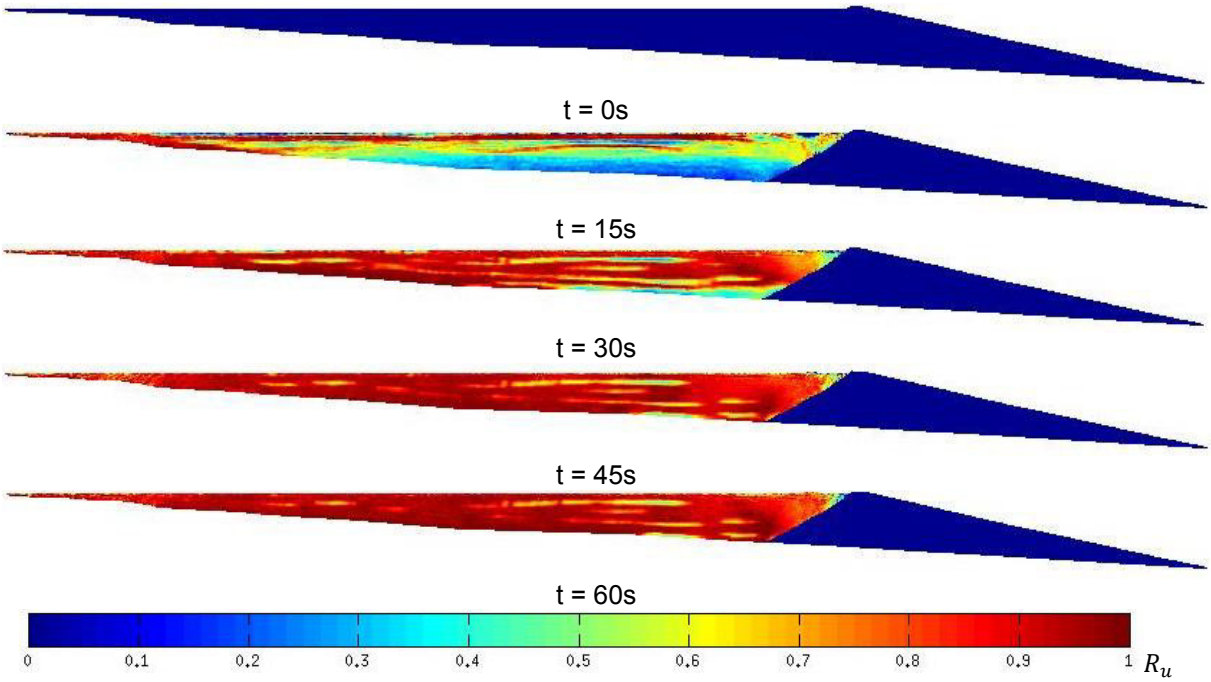

Figura 24: simulación de licuación mediante modelación hidro-mecánica acoplada con GEFDyn. Razón de incremento de presiones de poros en las lamas para distintos instantes de análisis en el caso del Sismo 1 para el escenario de Sismo de Diseño.

La Figura 25 muestra los resultados de las simulaciones para el caso del escenario del sismo de diseño en términos de las deformaciones permanente o residuales. En este caso de observa un movimiento máximo al interior de la cubeta de alrededor de 65 cm localizado en el extremo superior del muro de partida, mientras que el movimiento de la presa de arenas alcanza un máximo de aproximadamente 91 cm hacia el exterior de la presa.

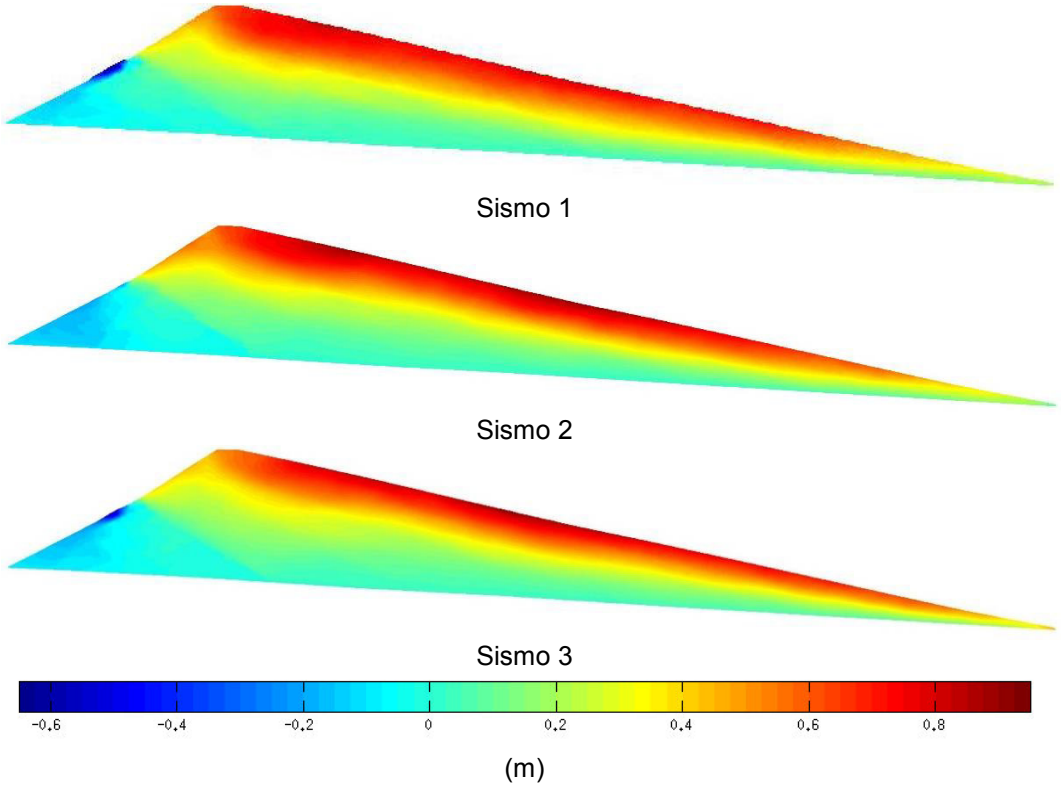

Figura 25: Deformación horizontal post-sísmica del modelo creado en el software GEFDyn para los registros sintéticos según el escenario “sismo de diseño”.

El movimiento del extremo superior del muro de partida se interpreta más bien como un efecto de modelación y tiene que ver con que el set de parámetros calibrados para este material es más expansivo que el material original de laboratorio (Figura 10). Así, a bajos confinamientos (como los que existen en esta zona), se tienden a exagerar un poco las deformaciones lo que explica que se vea como un pequeño hinchamiento localizado. Este efecto es puramente computacional y no debería corresponder necesariamente con lo observado en la obra real. De todas formas no compromete en lo absoluto la estabilidad global de la presa.

En el caso de GEFDyn, las deformaciones máximas observadas son un poco menores que las determinadas con el enfoque de tensiones totales pues se obtiene un corrimiento lateral co-sísmico máximo de aproximadamente 91 cm, inferior a los 110 cm estimados con Plaxis. Ya que la modelación hidro-mecánica acoplada simula el proceso de desarrollo progresivo de la licuación en detalle y los parámetros están apropiadamente calibrados, el valor derivado del análisis de tensiones efectivas debería ser más realista y acercarse de mejor forma a los valores esperados. De todas formas, el enfoque en tensiones totales provee una cota superior y por lo tanto un enfoque conservador para la estimación de estos corrimientos permanentes.

6.2.2. Máximo creíble

- Plaxis 2D

Al igual que para los registros del escenario sísmico de diseño, se observa la formación de una cuña en la zona superior izquierda del coronamiento. En este caso, para la situación de máxima deformación, la superficie de falla alcanza los 6.5 x 7 m de extensión y el análisis muestra un valor de deformación horizontal máximo de aproximadamente 9.6 m.

La Figura 26 presenta los resultados de desplazamiento horizontal obtenidos para los escenarios sísmicos máximos creíbles. Se observa un desplazamiento co-sísmico máximo de alrededor de 2.8 m que se ubica en la parte superior del pie de la presa. Tal como ocurre con los sismos de diseño, los iso-valores de desplazamientos presentados en la Figura 26 muestran que no existen indicios de localización de deformación o formación de una eventual superficie de falla que pudiera involucrar el colapso de la presa. Por el contrario, las deformaciones máximas se encuentran limitadas a las capas superiores de material donde el bajo confinamiento favorece el desarrollo de deformaciones mayores. Se concluye que el análisis en tensiones totales conducidos con Plaxis 2D confirma la estabilidad de la presa para el escenario sísmico máximo creíble.

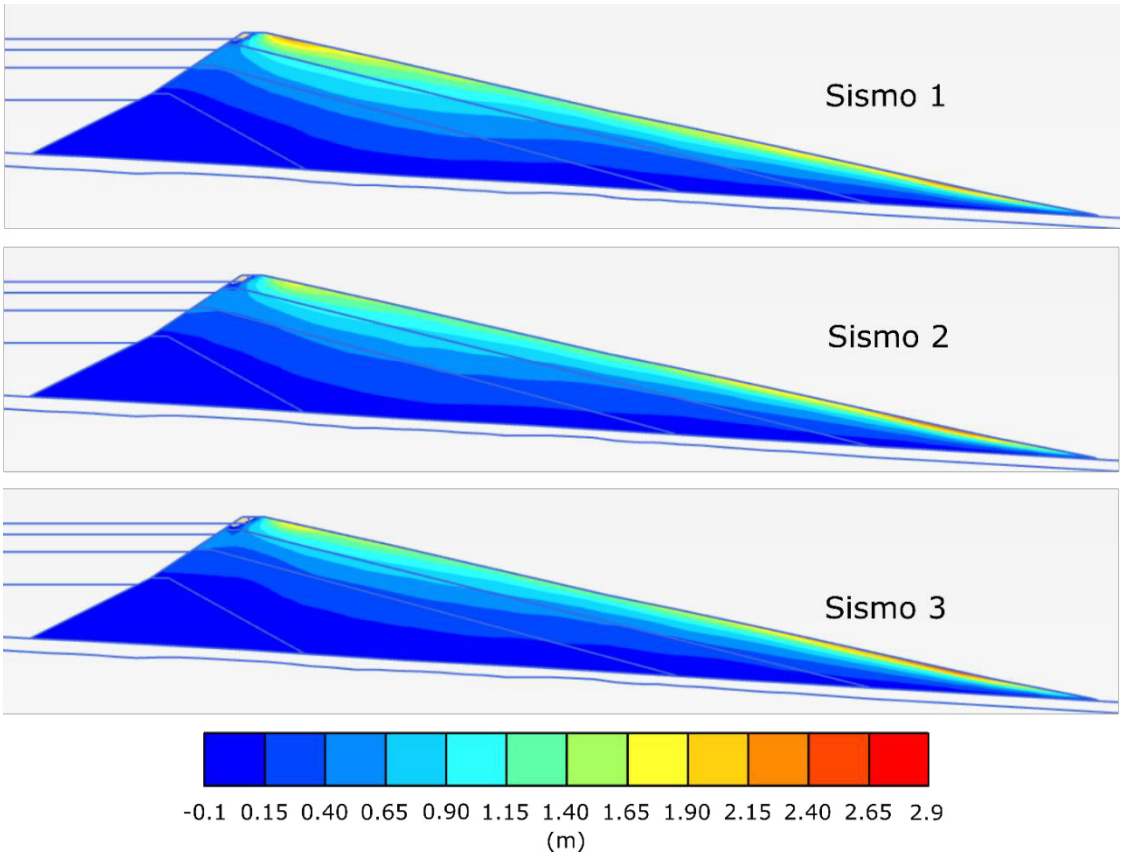

Figura 26: Deformación horizontal post-sísmica del modelo creado en el software Plaxis para los registros sintéticos según el escenario “sismo máximo creíble”.

- GEFDyn

En el caso del modelo hidro-mecánico acoplado, los resultados de desplazamientos residuales se presentan en la Figura 27. En este caso, el valor máximo de corrimiento lateral residual es de 1.8 m aproximadamente para el Sismo sintético 2. Similarmente a lo observado para el sismo de diseño, aparece una pequeña concentración de movimientos hacia el interior de la cubeta cerca del coronamiento del muro de partida (de un valor máximo de 53 cm para el Sismo 2), sin embargo corresponde más bien a un efecto de modelación y los movimientos hacia el interior son bastante menores en promedio. Una vez más, los movimientos laterales más significativos ocurren en la superficie del muro de arena debido a que menores confinamientos se asocian rigideces menores, lo que favorece la concentración de deformaciones. De todas formas los valores máximos son muy razonables y los resultados no indican de ninguna manera la formación de una superficie de falla que pudiera comprometer la estabilidad global del sistema. Luego, las modelaciones en tensiones efectivas conducidas con el software GEFDyn confirmar que la presa es estable para el escenario del sismo máximo creíble (SMC).

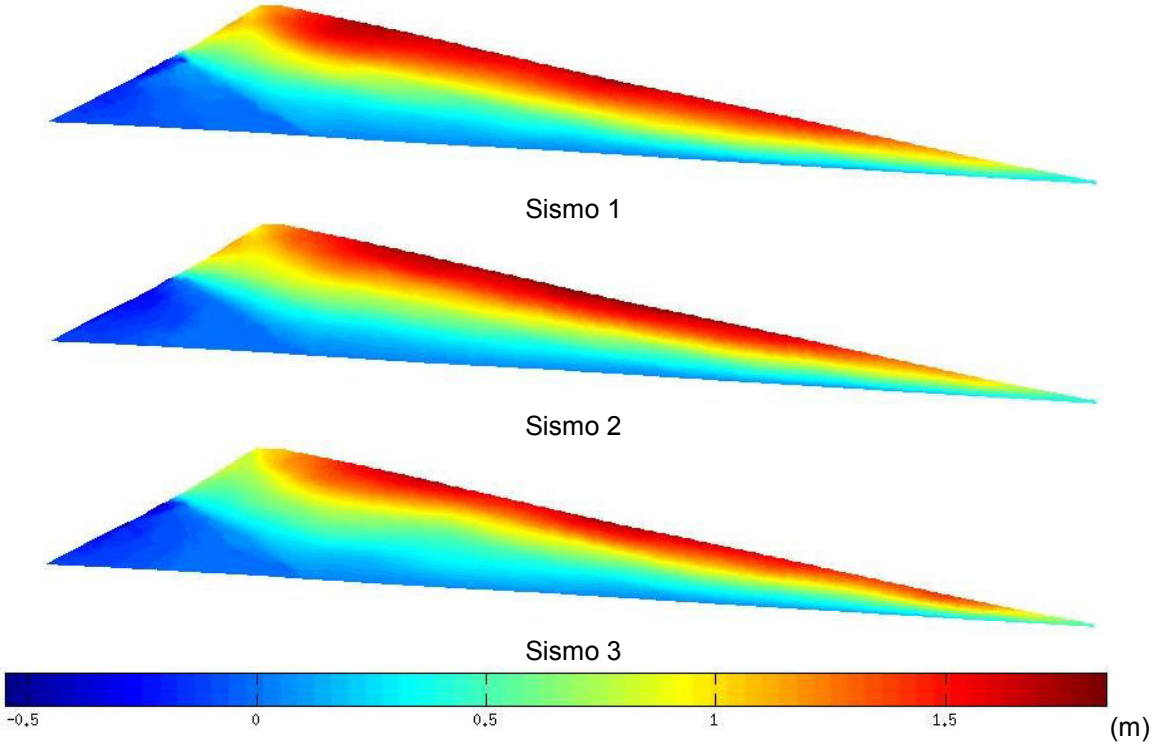

Figura 27: Deformación horizontal post-sísmica del modelo creado en el software GEFDyn para los registros sintéticos según el escenario “sismo máximo creíble”.

6.2.3. Registros sísmicos de M_s mayor a 8.5

- Plaxis 2D

La Figura 28 muestra el desplazamiento horizontal obtenido por el modelo para la componente NS de los registros sísmicos de las estaciones Rapel y Convento Viejo. Debido a que las aceleraciones máximas de estos sismos son menores a las de los descritos en las subsecciones anteriores, los desplazamientos horizontales resultantes del análisis dinámico para estos casos también lo son. Como

se puede apreciar en la Figura 28, en este caso el desplazamiento co-sísmico máximo es de alrededor de 0.3 m y se ubica en la parte superior del pie de la presa para el registro de Rapel NS, mientras que para Convento Viejo NS, se encuentra cercano al coronamiento.

La respuesta dinámica del modelo para estos sismos es similar a la obtenida en los escenarios anteriores, observándose una acumulación superficial de los desplazamientos acompañado de una disminución en profundidad. Para el registro de Convento Viejo NS, no se produce ningún tipo de superficie de falla en la zona del coronamiento cercana a la cubeta, mientras que para el de Rapel se observa una cuña de aproximadamente 2 x 5m con un desplazamiento máximo lateral de 60 cm. Se concluye que el análisis en tensiones totales conducidos con Plaxis 2D confirma la estabilidad de la presa para registros sísmicos correspondientes a sismos de magnitud M_s mayor a 8.5.

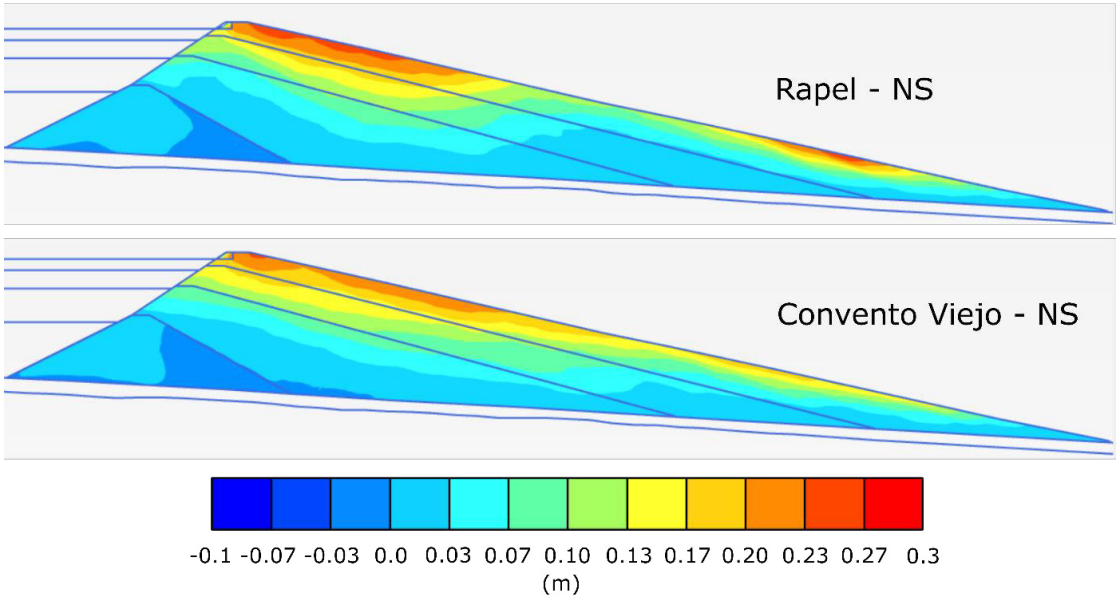

Figura 28: Deformación horizontal post-sísmica del modelo creado en el software Plaxis para los registros de Rapel y Convento Viejo (componentes NS).

- GEFDyn

Tal como se procedió para los registros sintéticos, se procedió a efectuar el análisis dinámico para registros reales de eventos de M_s mayor a 8.5. Como se indicó previamente, dado el requerimiento de magnitud y ya que el modelo incorpora directamente la propagación desde el lecho rocoso, sólo son factibles registros en roca del terremoto del Maule 2010. De entre los pocos registros disponibles, se seleccionó Rapel y Convento viejo componentes Norte-Sur por ser lo de mayor amplitud en dichas estaciones. Sin embargo, las amplitudes son bastante más bajas que la de los registros sintéticos considerados tanto para el escenario del sismo de diseño (SD) como el de máximo creíble (SMC), por lo tanto es de esperar deformaciones menores.

Los resultados del análisis dinámico para el modelo acoplado con GEFDyn se presentan en la Figura 29. Estas figuras confirman que los desplazamientos máximos serán menores, pues se obtiene un corrimiento lateral de 44 cm para el caso de Rapel-NS, mientras que para Convento Viejo es de 39 cm. En comparación a los resultados del análisis en tensiones totales con Plaxis, los valores son un poco superiores aun cuando están bastante por debajo de los resultados de los registros sintéticos para los dos escenarios considerados. En comparación a los registros sintéticos, la distribución de deformaciones es un poco distinta pues los mayores desplazamientos se concentran en el coronamiento

y se ubican en la mitad superior de la presa. Esto debe a que las cargas no son tan fuertes como para hacer que el material incursione en rango no lineal masivamente en la superficie, de forma que no se genera la concentración observada para el análisis de los registros sintéticos.

Ya que los valores máximos de corrimientos co-sísmicos son inferiores a la de otros escenarios analizados y los resultados no indican de ninguna manera la formación de una superficie de falla que pudiera comprometer la estabilidad global del sistema, las modelaciones en tensiones efectivas conducidas con el software GEFDyn confirman que la presa es estable para el escenario de registros asociados a sismos de magnitud M_s mayor a 8.5.

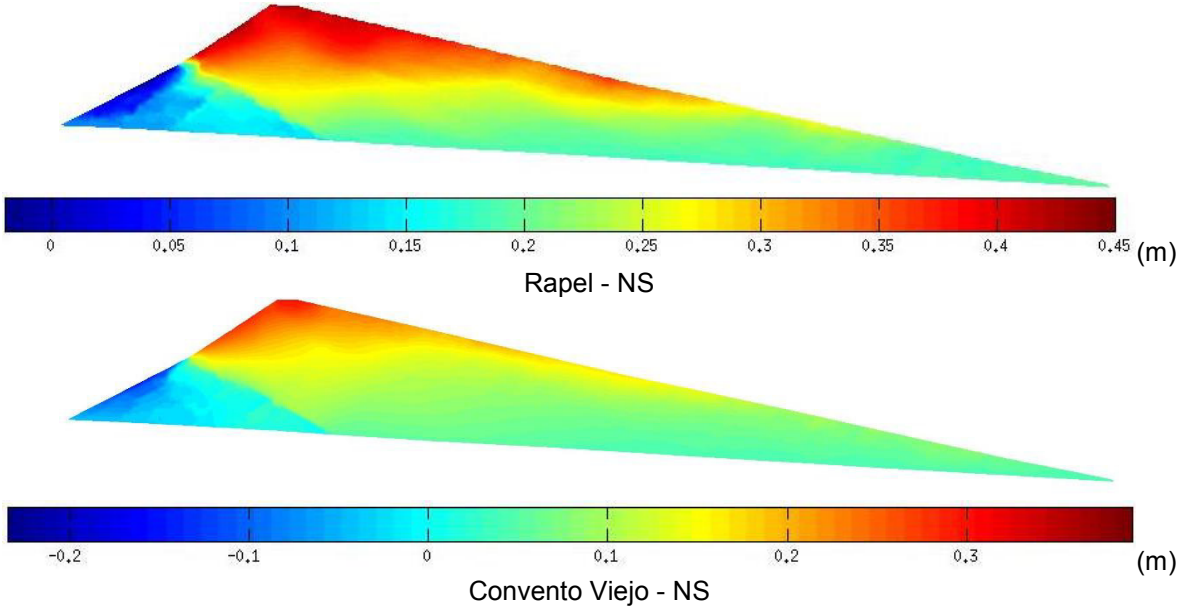

Figura 29: Deformación horizontal post-sísmica del modelo creado en el software GEFDyn para los registros de Rapel y Convento Viejo (componentes NS).

6.3. Empujes sobre el muro de contención

- Plaxis 2D

Con la finalidad de evaluar los empujes dinámicos que realiza la cubeta de relaves sobre la estructura de contención, se procedió a analizar su variación transitoria con respecto al estado inicial al término de la secuencia constructiva. Se decidió tomar como base del análisis los sismos que producen la mayor deformación sobre el muro, i.e. los sismos sintéticos correspondientes el escenario sísmico máximo creíble.

Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 30, donde se grafican los empujes horizontales efectivos que actúan sobre el muro de contención como función de la altura de esta estructura. Se muestran las envolventes mínimas y máximas, así como los perfiles instantáneos cada 5 segundos de análisis. Como se puede apreciar, la demanda sísmica cambia a lo largo de la modelación, produciéndose un incremento de esfuerzos máximo de alrededor de 400 kPa al pie del muro de contención. Este valor corresponde aproximadamente al doble de los valores más pequeños obtenidos, que en este caso son muy similares al estado de tensiones iniciales. La envolvente máxima presentada en la Figura 30 no ocurre simultáneamente en toda la altura del muro, por lo que sería muy conservador

usar este valor para el diseño de la obra de contención. Se puede apreciar que proporcionalmente el incremento de tensiones máximas horizontales es aproximadamente constante en la mitad inferior del muro e igual al doble del empuje estática, mientras que en la parte superior son mucho más variables. En efecto, por ejemplo a los 40m de altura del muro, la tensión dinámica llega a ser del orden de 4 veces superior a la estática en determinados instantes de tiempo. Esto ocurre probablemente debido a que la parte superior de la presa está mucho menos confinada lateralmente que la parte inferior y por lo tanto tiene mayor libertad para deformarse lateralmente.

De todas formas, tal como se mencionó en las subsecciones precedentes sobre la base de los desplazamientos residuales, a pesar del incremento en los esfuerzos sobre el muro la demanda sísmica sobre la estructura no es capaz de comprometer la estabilidad global del sistema.

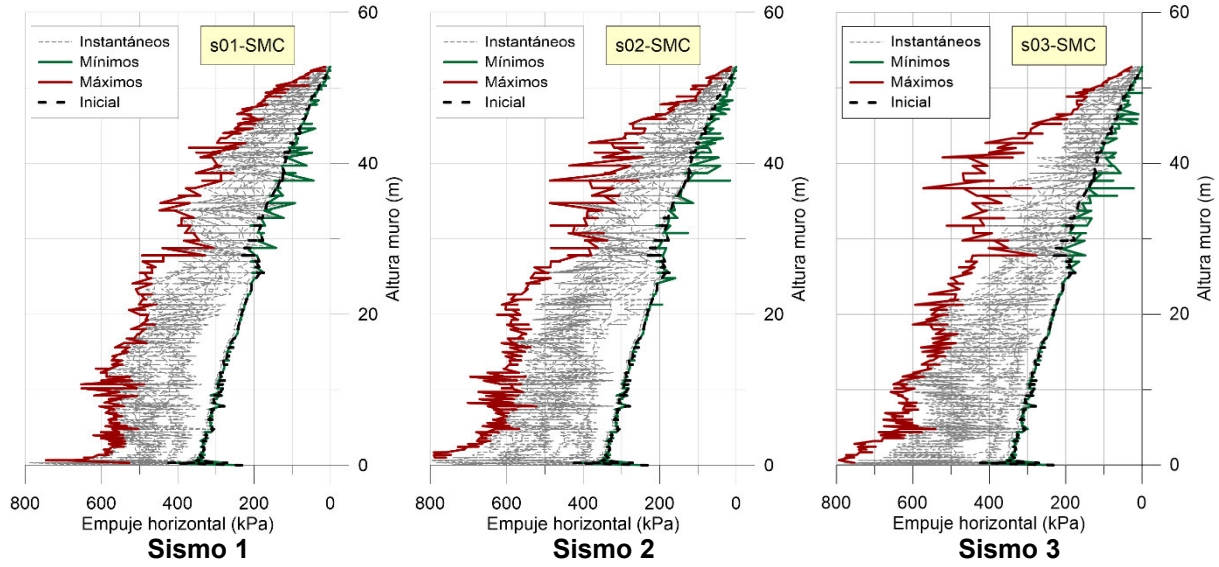

Figura 30: Empujes horizontales sísmicos sobre el muro para el escenario “sismo máximo creíble”.

- GEFDyn

Los resultados para el análisis en tensiones efectivas para todos los escenarios sísmicos se presentan en las figuras 31 a 33. En estas figuras se mantiene la misma convención empleada para el análisis en tensiones totales. En relación a los escenarios sintéticos, los resultados son muy similares entre cada uno de los sismos, observándose valores máximos y variabilidad en la altura análoga entre sismos sintéticos. En comparación a los resultados en tensiones totales de la Figura 30, aquí las variaciones de tensiones horizontales efectivas son mucho más erráticas pues existe la posibilidad de generación de presión de poros y de flujo de agua, lo que genera mayor variación local de las tensiones efectivas. Esta opción no ocurre en el análisis en tensiones totales de la Figura 30, donde toda la cubeta de relaves se mueve “en fase” como una mezcla homogénea de un material saturado suelo/agua lo que naturalmente incrementa los efectos inerciales sobre el muro. Independientemente de esta variabilidad, los órdenes de magnitud máximos son similares entre ambos tipos de análisis, observándose empujes laterales máximos que pueden llegar a doblar los valores iniciales estáticos. A diferencia del caso en tensiones totales, la proporción del incremento de tensiones con la altura es bastante más constante en este caso. Otra diferencia entre ambos cálculos tiene que ver con los valores de empuje lateral mínimo. En el caso de tensiones efectivas, se nota una clara reducción respecto del valor estático producto del paso de las ondas sísmicas. Dependiendo del punto, esta reducción puede llegar a ser menos de la mitad del valor inicial estático.

En relación a los escenarios sísmicos de Diseño y Máximo Creíble, el incremento de empujes dinámicos no es tan marcado como se podría haber esperado, pero de todas formas se nota un aumento sobre todo en la parte inferior del muro de contención. Al igual que el escenario de Diseño, no hay una variación importante entre los tres sismos sintéticos analizados.

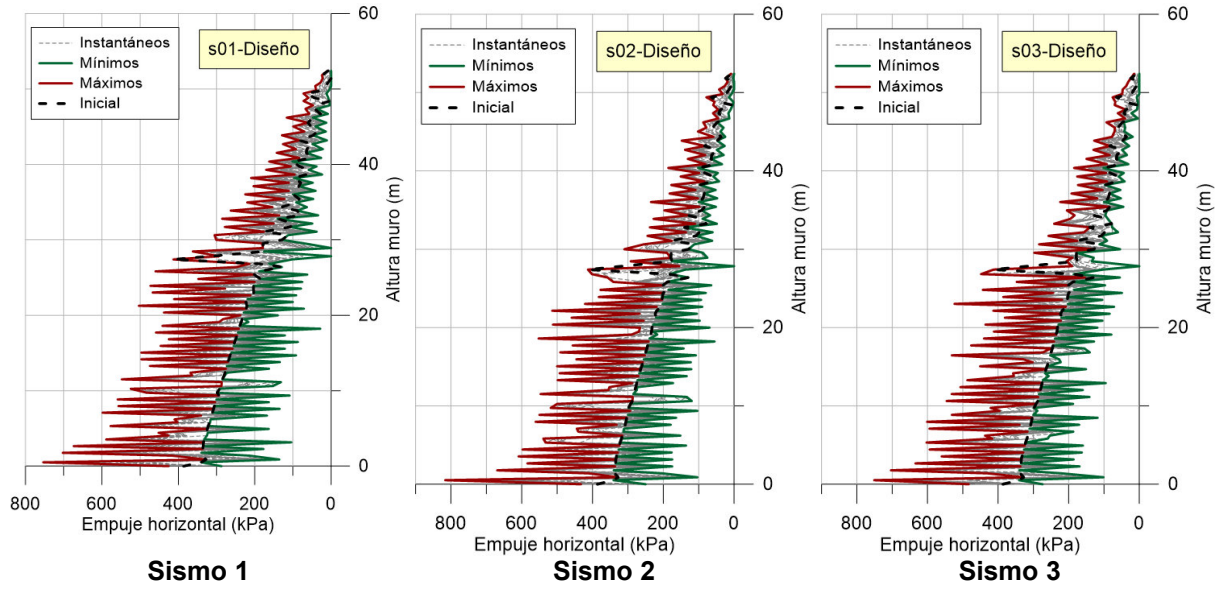

Figura 31: Empujes horizontales sísmicos sobre el muro para el escenario “sismo de diseño”.

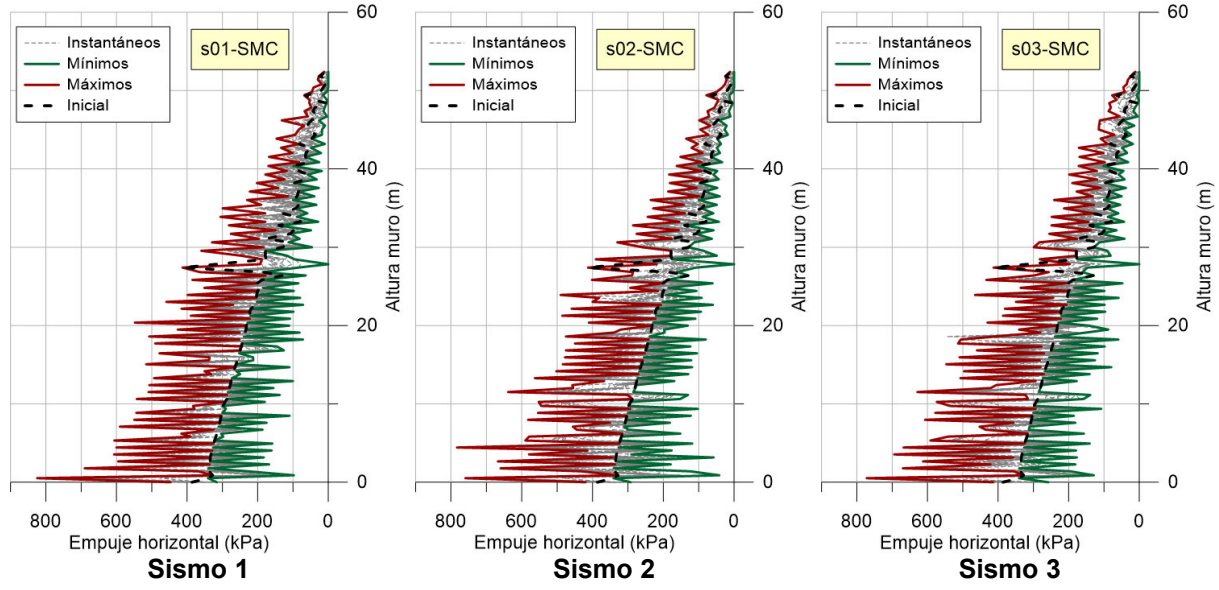

Figura 32: Empujes horizontales sísmicos sobre el muro para el escenario “sismo máximo creíble”.

La Figura 33 muestra los resultados para el caso de los registros naturales. La tendencia general es muy similar a la obtenida para los registros sintéticos en cuanto a forma y distribución de los empujes

dinámicos, pero los incrementos o reducciones absolutas son claramente inferiores a la de los registros sintéticos. Esta distribución observación se correlaciona muy bien con las diferencias obtenidas de los desplazamientos permanentes entre ambos sets de registros. Luego, son los registros sintéticos los que controlan la verificación sísmica del depósito.

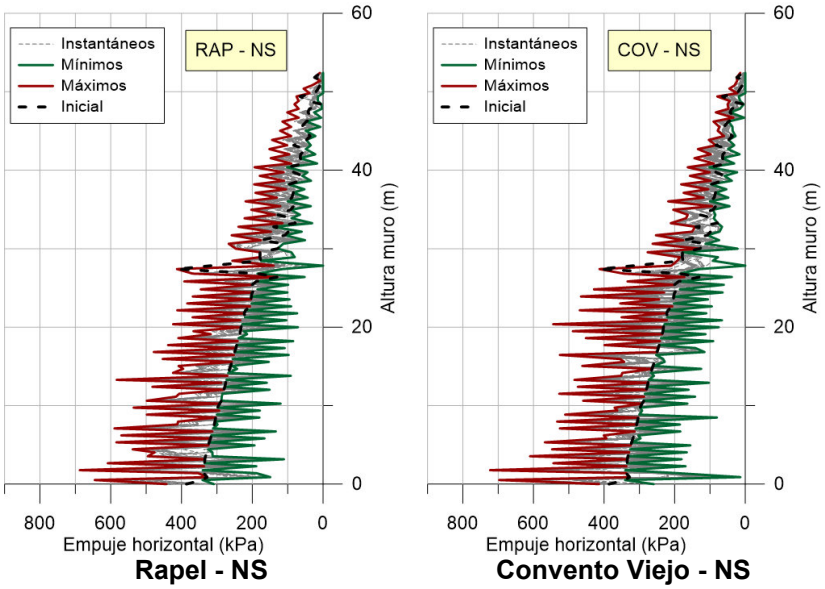

Figura 33: Empujes horizontales sísmicos sobre el muro para registros naturales.

Tal como fue concluido del estudio de desplazamientos co-sísmicos, los resultados no sugieren ningún indicio de eventual falla de la obra analizada, de forma que confirman la estabilidad de la obra para los escenarios analizados.

7. Resumen y conclusiones

Se han efectuado dos modelaciones paralelas para analizar la estabilidad sísmica del proyecto de “Ampliación tranque de relaves El Gato”. Sobre la base de la geometría y los informes geotécnicos proporcionados por el mandante se elaboró un modelo geotécnico que incorpora la información disponible, incluyendo ensayos de laboratorio que permitieron calibrar los modelos constitutivos asociados a los modelos. El primer modelo, en tensiones totales, simula el comportamiento de las lamas mediante un enfoque perfectamente no drenado fue desarrollado con el software Plaxis 2D. El segundo modelo, hidro-mecánico acoplado en tensiones efectivas, permite simular la generación de presiones de poros conforme ocurren los ciclos de carga y así reproducir el fenómeno de licuación. Este segundo modelo fue desarrollado con el software GEFDyn.

Ambos modelos fueron analizados para 8 registros en total, constituidos por 3 registros sintéticos escalados a dos escenarios posibles: Sismo de Diseño (SD) y Sismo Máximo Creíble (SMC), así como dos registros reales asociados a sismos de Magnitud M_s mayor a 8.5. Las formas de ondas y amplitudes de escalamiento fueron extraídas del Estudio de Riesgo Sísmico proporcionado por el mandante. La Tabla 7 resume las deformaciones co-sísmicas horizontales máximas obtenidas por cada uno de los análisis desarrollados por el consultor (16 en total).

Tabla 7: Deformación horizontal co-sísmica máxima para cada escenario analizado.

Escenario sísmico	Sismo	Deformación máxima - Plaxis 2D (m)	Deformación máxima – GEFDyn (m)
Diseño	1	1.08	0.83
	2	1.08	0.89
	3	1.10	0.91
Máximo creíble	1	2.48	1.75
	2	2.70	1.80
	3	2.83	1.73
M_s mayor a 8.5	Rapel NS	0.27	0.44
	Convento Viejo NS	0.24	0.39

De acuerdo a los resultados indicados en la Tabla 7, los desplazamientos máximos tienden a ser mayores para el caso de la modelación en tensiones totales (Plaxis) frente al caso hidro-mecánico, pero de todas formas se mantienen dentro de rangos razonables. Sólo en el caso de los registros de sismos de magnitud M_s mayor a 8.5 la tendencia es opuesta, pero justamente estos casos poseen los menores valores de desplazamientos co-sísmicos. Así, el máximo corrimiento lateral obtenido es de 2.83 m para el caso del Sismo 2 en escenario de Máximo Creíble y modelación en tensiones totales.

En sección 6 se presentó en detalle los resultados obtenidos para cada caso analizado. Se observó que para ninguna de las situaciones analizadas los resultados indicaron la formación de una superficie de falla que pudiera comprometer la estabilidad global del sistema. Luego, las modelaciones tanto en tensiones totales como efectivas conducidas confirman que la presa es estable en condición de crecimiento final para todos los escenarios sísmicos analizados.

8. Referencias

- Aubry, D. and Modaressi, A. “A rational approach to the analysis of construction filling or excavation”. *Proceedings of Numerical Models in Geomechanics*, NUMOG III, 1989: 455-462.
- Aubry, D. and Modaressi, A. “GEFDyn: Manuel Scientifique”, Ecole Centrale Paris, 1996.
- Hujeux, J.-C. “Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols”. *Génie Parasismique*, Presse ENPC, 1985: 287-302.
- Ishihara, K; Troncoso, J; Kawase, Y. and Takahashi, Y. “Cyclic strength characteristics of tailings materials”, Soils and Foundations, Vol.20, No 4, 1980:127-142.
- Modaressi, H. and Benzenati, I. “Paraxial approximation for poroelastic media”. Soil dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 13, No 2, 1994: 117-129.
- Seed, H. Bolton and Idriss, I. M. Soil Moduli and damping factors for dynamic response analyses. Report No. EERC 70-10, Earthquake Engineering Resource Center, University of California, Berkeley. 1970.