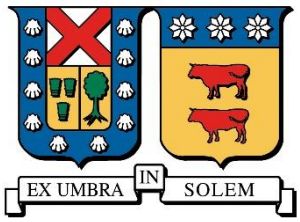
UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

VALPARAÍSO - CHILE



RESPUESTA SÍSMICA DE DEPÓSITOS DE RELAVES ESPESADOS

VÍCTOR MANUEL CÁRDENAS WIEDERHOLD

Memoria para optar al Título de
INGENIERO CIVIL

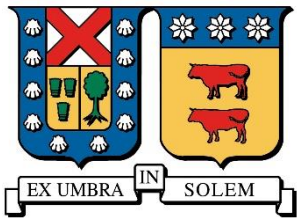
Profesor Guía
GONZALO SUAZO FUENTEALBA

Noviembre de 2017

UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

VALPARAÍSO - CHILE



RESPUESTA SÍSMICA DE DEPÓSITOS DE RELAVES ESPESADOS

Memoria de titulación presentada por

VÍCTOR MANUEL CÁRDENAS WIEDERHOLD

Como requisito parcial para optar al título de

INGENIERO CIVIL

Profesor Guía

GONZALO SUAZO FUENTEALBA

Noviembre de 2017

A mi familia, en especial a mis padres, mi tía, mi hermano, sobrinas y cuñada

AGRADECIMIENTOS

Sin lugar a duda llegar a estas instancias, después de tanto camino recorrido en la universidad, genera sentimientos encontrados. Por una parte, se genera una alegría inmensa al poder concluir una nueva etapa de mi vida e ingresar a otra con las nuevas herramientas adquiridas en este proceso. Pero por otra, genera una nostalgia gigante al mirar hacia atrás y notar que muchas cosas vividas ya no podrán repetirse. Bueno, al fin de cuentas, en esto consiste la vida. Crecer, vivir y proyectarse.

Si debo dar un repaso a todas aquellas personas que han contribuido en mi proceso universitario y mi crecimiento personal, es probable que me falten líneas para citarlos. Las primeras personas que se vienen a mi cabeza son mis padres, una lágrima brota inmediatamente al estar aquí escribiendo sobre ellos. Ellos me lo han dado todo. Más que un logro para mi persona, ésta es una meta que se las regalo con todo mi corazón. Es un sueño cumplido en conjunto. Cuando citen con el pecho inflado a su hijo el ingeniero, yo no podré ocultar todo el orgullo que siento por ellos. Los amo mis viejitos lindos.

En segundo plano, y no menos importante, mi hermano y mi tía. En el camino también se sumaron mi cuñada y mis sobrinas (Elisa y Lucía). Tanta ayuda y motivación que me han dado, no puedo dejar de agradecerlo. Desde una lasagna congelada enviada por mi tía, hasta una videollamada de mi hermano y sus chicas, me sirvieron en muchos de los momentos que más sólo me sentí para sentir ese calor de hogar a la distancia. Muchas gracias por estar siempre.

Ahora me resta citar a mis amigos. Ellos han sido mi nueva familia en la distancia. Las amistades del colegio San Mateo que vinieron a hacer patria a la universidad (Pablo, Cristián, Óscar, Alan, Ismael, entre otros) y también los que han estado desde siempre (Franco, Matías, Juan Enrique, etc.). Otros tanto los conocí en la universidad y en la bohemia porteña, entre ellos Felipe, Rodrigo, Héctor, Sebastián, Ignacio, Tomás, Alexis, etc., gracias por tanta ayuda y buenos momentos. También hubo tiempo para el deporte (quizás, a veces, más de lo podía darme). Dar las gracias a la rama de atletismo y a los clubes de running que integré, fueron mi cable a tierra entre tanto número y ecuación. Especial mención a Daniel Estrada, ¡sos un crack! Y al final, los más importantes, Jorge y Sofía, yo los considero mis hermanos. Tantos buenos momentos vividos juntos y otros no tan buenos, han sido las experiencias que nos han hecho madurar.

Quiero también citarte a ti Carlitos, te extraño mucho y me gustaría estar viviendo este momento contigo. Yo sé que estarás contento desde allá arriba y me mandarás un salud al seco para celebrar.

Finalmente, agradecer a los profesores que han hecho de mi paso por la universidad una etapa de real aprendizaje. Entre algunos citar a Rodrigo Meneses, Hugo Valenzuela,

Pedro Kamann y al profesor guía de esta tesis y mi mentorship de Itasca, Gonzalo Suazo y Miguel Navarrete, respectivamente. Creo que los molesté más de la cuenta, pero, al fin y al cabo, la tarea está realizada.

Sólo me resta decir, ¡Gracias Totales!

RESUMEN

En la última década, la disposición de relaves espesados en superficie se ha convertido en la estrategia preferida por la industria minera para el manejo de residuos generados en los procesos de concentración de minerales. Ésta técnica ofrece una serie de ventajas medioambientales y geomecánicas en comparación con los depósitos convencionales de relaves superficiales como tranques o embalses. Entre algunas de estas ventajas se encuentran una alta recuperación de agua, mayores pendientes de depósito, mejor control de drenaje ácido, menores infiltraciones, y dado que presenta una estabilidad física mayor, podría prescindir de muros de retención perimetrales. Todas estas características de los relaves espesados se logran mediante la reducción del contenido de agua mediante el uso de espesadores, hasta alcanzar concentraciones de sólido (relación entre peso de sólidos y peso total de la pulpa de relaves) de aproximadamente 55 a 70%.

Ésta técnica de manejo fue propuesta por Robinsky (1979) quien sugirió que la resistencia cíclica de estos relaves sería alta debido a la potencial desaturación de los rellenos. Siguiendo esta sugerencia, muchos ingenieros de relaves establecen que los depósitos de espesados no pueden experimentar fenómenos cíclicos como licuefacción. Investigaciones recientes (Suazo, 2016), muestran que los relaves pueden experimentar fenómenos de licuación bajo altas solicitaciones de corte. En el contexto sísmico nacional, es posible que se alcancen dichas solicitaciones bajo eventos sísmicos de alta magnitud.

Consecuente con lo anterior, el presente trabajo de título estudiará la respuesta cíclica y la susceptibilidad a fenómenos de licuefacción de un depósito de relaves espesados. Para ello se evaluarán dos modelos numéricos avanzados (UBCSAND y PM4SAND) que permiten estudiar la respuesta no drenada de suelos simulando, a partir de las deformaciones volumétricas alcanzadas, los incrementos en los excesos de presiones de poros. Dichos modelos se calibrarán con resultados experimentales alcanzados en pruebas de corte cíclico simple directo (DSS). Esta información se obtiene de estudios existentes.

El estudio cuenta con la colaboración del programa Itasca Education Partnership (IEP), quienes facilitaron la licencia del software FLAC2D y apoyaron con el desarrollo del problema en estudio.

Palabras Claves: *Relaves Espesados, Presión de Poros, Licuación, Respuesta Dinámica, FLAC2D, PM4SAND, UBCSAND.*

ABSTRACT

Over the last decade, the disposal of thickened tailings on the surface has become the strategy preferred by the mining industry for the management of wastes generated in mineral concentration processes. This technique offers several environmental and geomechanical advantages compared to conventional deposits of surface tailings such as tanks or reservoirs. Some of these advantages include a large water recovery, larger deposit tanks, better acid drainage control, lower infiltration, and because they have a greater physical stability, it could leave aside perimetral retaining walls. All tailings characteristics are matched with the reduction of water content with the use of thickeners, the target reaches solid concentrations (ratio of solids weight to total weight of tailings pulp) of about 55 to 70%.

This management technique was proposed by Robinsky (1979) who suggested that the cyclic resistance of these tailings would be high due to the potential desaturation of the fillings. Following this suggestion, many tailings engineers establish that thickened tailings can not experience cyclic phenomena such as liquefaction. Recent research (Suazo, 2016) shows that tailings may experience liquefaction phenomena under high shear stresses. In the national seismic context, it is possible that such stresses are reached under high-magnitude seismic events.

Consistent with the above, this thesis work will study the cyclical response and susceptibility to liquefaction phenomena from a thickened tailings deposit. For this purpose, two advanced numerical models (UBCSAND and PM4SAND) will be evaluated to study the non-drained soil response, simulating, from the volumetric deformations, the increases in excess pore pressures. These models will be calibrated with experimental results obtained in cyclic direct simple shear test (DSS). This information is obtained from existing studies.

The study is supported by the Itasca Education Partnership (IEP) program, which facilitated the licensing of FLAC2D software and supported the development of the problem under study.

Keywords: *Thickened Tailings, Pore Pressure, Liquefaction, Dynamic Response, FLAC2D, PM4SAND, UBCSAND.*

ÍNDICE DE CONTENIDOS

AGRADECIMIENTOS iii
RESUMEN v
ABSTRACT vi
ÍNDICE DE CONTENIDOS vii
ÍNDICE DE FIGURAS xii
ÍNDICE DE TABLAS xvi

1 CONTEXTO 1
1.1 Industria Cuprífera en Chile 1
1.1.1 Proceso de Extracción del Cobre 1
1.2 Relaves 2
1.2.1 Catastro 3
1.2.2 Relaves Tradicionales 4
1.2.2.1 Generalidades 4
1.2.2.2 Muro de Contención 4
1.2.2.3 Laguna de Decantación 6
1.2.2.4 Transporte de Relave 7
1.2.2.5 Obras de Captación y Desvío de aguas naturales 7
1.2.2.6 Drenaje y Permeabilidad de las arenas 7
1.2.2.7 Contexto Nacional de los Relaves Tradicionales 8
1.2.3 Depósito de Relaves Espesados 9
1.2.3.1 Generalidades 9
1.2.3.2 Espesado de Relaves 9
1.2.3.3 Transporte de Relave 10
1.2.3.4 Recirculación del Agua 10
1.2.3.5 Contexto Nacional Depósitos de Relaves Espesados 10
1.2.4 Comparación de los Sistemas de Disposición 11
2 MARCO TEÓRICO 13

2.1 Licuación 13
2.1.1 Fenómenos de Licuación 13
2.1.1.1 Estado Crítico 14
2.1.1.1.1 Relación de Vacíos Crítica 14
2.1.1.1.2 Estado Estable de deformación 15
2.1.1.2 Inicio del fenómeno de Licuación 17
2.1.1.3 Influencia del exceso de presión de poro 18
2.1.1.3.1 Licuación de Flujo 18
2.1.1.3.2 Movilidad Cíclica 18
2.2 Respuesta Cíclica No Drenada de Relaves 20
2.2.1 Resistencia Drenada y No Drenada 20
2.2.1.1 Relaves de Arena 20
2.2.1.2 Relaves Finos 21
2.2.2 Ensayos y Modelos del Comportamiento No Drenado de Relaves Espesados 21
2.2.2.1 Revisión información publicada en Chile sobre comportamiento cíclico drenado de Relaves Espesados. 23
2.2.2.2 Potencial de licuación en depósitos de espesados 23
3 FLAC2D: MODELOS CONSTITUTIVOS 25
3.1 FLAC2D 25
3.2 Modelos Constitutivos Existentes 25
3.2.1 PM4SAND 25
3.2.1.1 Formulación del Modelo 26
3.2.1.1.1 Términos Básicos de Esfuerzo y Deformación 26
3.2.1.1.2 Estado Crítico 27
3.2.1.1.3 Fronteras, Dilatancia y Superficies Críticas 28
3.2.1.1.4 Superficie de Fluencia 29
3.2.1.1.5 Esfuerzo Reversible y relación inicial del tensor back-stress 30
3.2.1.1.6 Deformaciones Elásticas y Módulos 30
3.2.1.2 Componentes Plásticos Sin Efecto de Fábrica 31
3.2.1.2.1 Índice de Carga 31
3.2.1.2.2 Endurecimiento y actualización del back-stress ratio 32
3.2.1.2.3 Módulo Plástico 32

3.2.1.2.4 Deformaciones Volumétricas Plásticas - Dilatación....33
3.2.1.2.5 Deformaciones Volumétricas Plásticas - Contracción....33
3.2.1.3 Efectos de Fábrica....34
3.2.1.3.1 Efectos de Fábrica sobre el módulo plástico....35
3.2.1.3.2 Efectos de Fábrica sobre el módulo elástico....35
3.2.1.3.3 Efectos de Fábrica en los ángulos de fricción Peak movilizados en Cargas Drenadas y No Drenadas....36
3.2.1.4 Reconsolidación Post-Sismo....36
3.2.1.5 Implementación de PM4SAND en FLAC....37
3.2.1.5.1 Aspectos de la aproximación numérica de FLAC....37
3.2.1.5.2 Efectos del paso de tiempo en la respuesta de los elementos....38
3.2.1.5.3 Notas adicionales con respecto al archivo DLL....38
3.2.1.5.4 Notas adicionales sobre el uso en problemas de contorno....38
3.2.2 UBCSAND....39
3.2.2.1 Descripción de la versión 904a de UBCSAND....40
3.2.2.1.1 Respuesta Elástica....40
3.2.2.1.2 Respuesta Plástica....40
3.2.2.2 Descripción de la versión 904aR de UBCSAND....44
3.2.2.2.1 Comportamiento singular de los elementos de UBCSAND 904aR....44
3.2.2.3 Análisis Post-Sismo....46
3.2.2.4 Cálculo revisado del Exceso de Presión de Poro....47
3.2.2.5 Uso de UBCSAND en el pasado....48
3.2.3 Comparación PM4SAND/UBCSAND....51
3.2.3.1 Experiencias con suelos de Grano Fino....52
4 CALIBRACIÓN MODELOS CONSTITUTIVOS: PM4SAND Y UBCSAND 53
4.1 Propiedades Drenadas....53
4.1.1 Ángulo de fricción interno....54
4.1.2 Cohesión....55
4.1.3 Densidad Seca....55
4.2 Propiedades No Drenadas....55
4.2.1 Curva Degradación del Corte....55
4.2.2 Curva de Amortiguamiento....56

4.3 Calibraciones....58
4.3.1 UBCSAND....58
4.3.1.1 Parámetros de Entrada....58
4.3.1.2 Parámetros de Calibración....59
4.3.1.3 Otros Parámetros....59
4.3.1.3.1 Módulo de Corte (K_G^e)....59
4.3.1.3.2 Módulo de Compresibilidad (K_b)....61
4.3.1.3.3 Corrección por Contenido de Finos....62
4.3.1.4 Resultados Calibración....62
4.3.1.4.1 Calibración Curvas Características....64
4.3.1.4.2 Corrección por Contenido de Finos....67
4.3.1.4.3 Calibración R_u vs N....68
4.3.2 PM4SAND....71
4.3.2.1 Parámetros de Entrada....71
4.3.2.2 Parámetro de Calibración....71
4.3.2.3 Resultados Calibración....71
4.3.2.3.1 Calibración Curvas Características....72
4.3.2.3.2 Calibración R_u vs N....75
5 SIMULACIÓN TRANQUE DE RELAVES....77
5.1 Geometría....77
5.2 Propiedades....77
5.3 Implementación en FLAC2D....78
5.3.1 Registro Sísmico....78
5.3.2 Historiales de Medición....79
5.3.3 Amortiguamiento....80
5.4 Validación de los Modelos Numéricos....81
5.5 Corrida Estática....82
5.5.1 Resultados....82
5.5.1.1 Desplazamientos....82
5.5.1.2 Esfuerzos....83
5.5.1.3 Presiones de Poros....84

5.6 Corrida Dinámica Elástica 84
5.7 Corrida Dinámica con Modelos Constitutivos 85
5.7.1 Resultados 85
5.7.1.1 MURO 85
5.7.1.1.1 Desplazamientos Sísmicos 85
5.7.1.1.2 Máxima Deformación Unitaria por Corte 87
5.7.1.2 RELAVES 89
5.7.1.2.1 Desplazamientos Sísmicos 89
5.7.1.2.2 Presión de Poro y Coeficiente R_u 91
5.8 Análisis de Resultados 92
6 CONCLUSIONES 98
7 BIBLIOGRAFÍA 100
ANEXO A CÓDIGO MODELO UBCSAND 105
ANEXO B CÓDIGO MODELO PM4SAND 117

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1. Crecimiento del Muro, Aguas Arriba (Caro Pineda, 2009). 5
Figura 1-2. Crecimiento del Muro, Eje Central (Caro Pineda, 2009). 5
Figura 1-3. Crecimiento del Muro, Aguas Abajo (Caro Pineda, 2009). 6
Figura 1-4. Laguna de Decantación, Tranque de Relaves ENAMI Taltal (Caro Pineda, 2009). 6
Figura 2-1. Comportamiento de especímenes inicialmente sueltos o densos bajo condiciones drenadas y no drenadas (a) Aritmética (b) Logarítmica (Kramer, 1996). 15
Figura 2-2. Uso de la línea CVR como límite entre estados susceptibles o no a la falla de flujo (Kramer, 1996). 15
Figura 2-3. (a) Licuación, (b) Dilatación y (c) Licuación Limitada en test de carga monótonica (Kramer, 1996). 16
Figura 2-4. Línea SSL: criterio de estado para susceptibilidad a licuación de flujo (Kramer, 1996). 17
Figura 2-5. Zona de susceptibilidad de licuación de flujo (Kramer, 1996). 18
Figura 2-6. Zona susceptible a experimentar movilidad cíclica (Kramer, 1996). 19
Figura 2-7. Tres casos que generan movilidad cíclica (Kramer, 1996). 20
Figura 3-1. Índice Parámetro de Estado Relativo (Boulanger & Ziotopoulou, 2015). 28
Figura 3-2. Esquema de superficies de fluencia, dilatancia y superficie crítica en el espacio p-q (Boulanger & Ziotopoulou, 2015). 29
Figura 3-3. Respuesta de ensayo Cíclico de Corte Directo No Drenado PM4SAND (Boulanger & Ziotopoulou, 2015). 39
Figura 3-4. Superficie de falla en UBCSAND (Beaty & Byrne, 2011). 41
Figura 3-5. Incremento de deformaciones plásticas y módulo plástico (Beaty & Byrne, 2011). 42
Figura 3-6. Direcciones de las deformaciones plásticas asociadas con la ubicación de la superficie de fluencia (Beaty & Byrne, 2011). 43
Figura 3-7. Historia de la razón de esfuerzos mostrando Carga, Descarga y Recarga (Beaty & Byrne, 2011). 43
Figura 3-8. Comparación de respuesta medida y simulada para arena del río Fraser a) Esfuerzo-Deformación b) R_u c) CSR vs N° de ciclos. 49
Figura 3-9. Respuesta calculada y medida de arena limpia de Monterey y Nevada, bajo carga estática inicial y carga cíclica en corte simple. Datos del ensayo en rojo y de UBCSAND en verde. 49
Figura 3-10. Resultados dinámicos Represa Perris usando UBCSAND. 50
Figura 4-1. Ángulo de Fricción Interno. 54
Figura 4-2. Regresión del Ángulo de Fricción Interno. 54
Figura 4-3. Curva de Degradación $\sigma'_v = 100$ [kPa]; CRC = 0.11. 56
Figura 4-4. Método para obtener la Curva de Amortiguamiento. 56

Figura 4-5. Curva de Amortiguamiento σ'_v = 100 [kPa]. 57
Figura 4-6. Curva de Amortiguamiento σ'_v = 200 [kPa]. 57
Figura 4-7. Curva de Amortiguamiento σ'_v = 400 [kPa]. 57
Figura 4-8. Número de Ciclos vs σ'_v, para CRC=0.13 y la muestra 70SC. 58
Figura 4-9. Densidad Relativa adoptada en la calibración. 59
Figura 4-10. Regresión para obtener el Módulo de Corte. 60
Figura 4-11. Obtención del Módulo de Corte, muestra con CRC = 0.17. 61
Figura 4-12. Obtención del Módulo de Compresibilidad. 62
Figura 4-13. Resultados de la calibración de UBCSAND. 62
Figura 4-14. Resultados de la calibración del parámetro hfac1. 63
Figura 4-15. Resultados de la calibración de UBCSAND corrigiendo el parámetro "Factor". 63
Figura 4-16. Nueva calibración del parámetro hfac1, modificado por "Factor". 64
Figura 4-17. Calibración de la Curva Trayectoria de tensiones efectivas UBCSAND, para σ'_v = 100 [kPa]. 64
Figura 4-18. Calibración de la Curva Esfuerzo-Deformación UBCSAND, para σ'_v = 100 [kPa]. 65
Figura 4-19. Calibración de la Curva Trayectoria de tensiones efectivas UBCSAND, para σ'_v = 200 [kPa]. 65
Figura 4-20. Calibración de la Curva Esfuerzo-Deformación UBCSAND, para σ'_v = 200 [kPa]. 66
Figura 4-21. Calibración de la Curva Trayectoria de tensiones efectivas UBCSAND, para σ'_v = 400 [kPa]. 66
Figura 4-22. Calibración de la Curva Esfuerzo-Deformación UBCSAND, para σ'_v = 400 [kPa]. 67
Figura 4-23. Corrección del parámetro $(N_1)_{60}$ por el Contenido de Finos. 67
Figura 4-24. Corrección del parámetro hfac1 por el Contenido de Finos. 67
Figura 4-25. Calibración del parámetro hfac1 por el Contenido de Finos. 68
Figura 4-26. Calibración de la Curva Ru vs N, UBCSAND, para σ'_v = 100 [kPa] y $(N_1)_{60}$ = 14. 68
Figura 4-27. Calibración de la Curva Ru vs N, UBCSAND, para σ'_v = 200 [kPa] y $(N_1)_{60}$ = 14. 69
Figura 4-28. Calibración de la Curva Ru vs N, UBCSAND, para σ'_v = 400 [kPa] y $(N_1)_{60}$ = 14. 69
Figura 4-29. Calibración de la Curva Ru vs N, UBCSAND, para σ'_v = 100 [kPa] y $(N_1)_{60}$ = 20. 70
Figura 4-30. Calibración de la Curva Ru vs N, UBCSAND, para σ'_v = 200 [kPa] y $(N_1)_{60}$ = 20. 70
Figura 4-31. Calibración de la Curva Ru vs N, UBCSAND, para σ'_v = 400 [kPa] y $(N_1)_{60}$ = 20. 71
Figura 4-32. Resultados de la calibración PM4SAND. 71

Figura 4-33. Resultados de la calibración del parámetro hpo.....72
Figura 4-34. Calibración de la Curva Trayectoria de tensiones efectivas PM4SAND, para σ'_v = 100 [kPa].....72
Figura 4-35. Calibración de la Curva Esfuerzo-Deformación PM4SAND, para σ'_v = 100 [kPa].....73
Figura 4-36. Calibración de la Curva Trayectoria de tensiones efectivas PM4SAND, para σ'_v = 200 [kPa].....73
Figura 4-37. Calibración de la Curva Esfuerzo-Deformación PM4SAND, para σ'_v = 200 [kPa].....74
Figura 4-38. Calibración de la Curva Trayectoria de tensiones efectivas PM4SAND, para σ'_v = 400 [kPa].....74
Figura 4-39. Calibración de la Curva Esfuerzo-Deformación PM4SAND, para σ'_v = 400 [kPa].....75
Figura 4-40. Calibración de la Curva Ru vs N, PM4SAND, para σ'_v = 100 [kPa] y $(N_1)_{60}$ = 14.....75
Figura 4-41. Calibración de la Curva Ru vs N, PM4SAND, para σ'_v = 200 [kPa] y $(N_1)_{60}$ = 14.....76
Figura 4-42. Calibración de la Curva Ru vs N, PM4SAND, para σ'_v = 400 [kPa] y $(N_1)_{60}$ = 14.....76
Figura 5-1. Geometría del Modelo en FLAC2D.....77
Figura 5-2. Registro Sísmico de entrada (sin correcciones).....79
Figura 5-3. Dimensiones malla del modelo, Criterio de Kuhlemeyer.....79
Figura 5-4. Historiales de medición implementados en los relaves.....80
Figura 5-5. Historiales de medición implementados en el muro aguas arriba.....80
Figura 5-6. Historiales de medición implementados en el muro aguas abajo.....80
Figura 5-7. Validación del modelo, UBCSAND.....81
Figura 5-8. Validación del modelo, PM4SAND.....81
Figura 5-9. Desplazamientos Verticales, Corrida Estática.....82
Figura 5-10. Desplazamientos Horizontales, Corrida Estática.....83
Figura 5-11. Esfuerzos Verticales, Corrida Estática.....83
Figura 5-12. Esfuerzos Horizontales, Corrida Estática.....83
Figura 5-13. Presiones de Poros, Corrida Estática.....84
Figura 5-14. Desplazamientos Sísmicos, Coronamiento y Talud Aguas Arriba, UBCSAND.....85
Figura 5-15. Desplazamientos Sísmicos, Talud Aguas Abajo, UBCSAND.....86
Figura 5-16. Desplazamientos Sísmicos, Coronamiento y Talud Aguas Arriba, PM4SAND.....86
Figura 5-17. Desplazamientos Sísmicos, Talud Aguas Abajo, PM4SAND.....87
Figura 5-18. Máxima Deformación Unitaria por Corte, UBCSAND.....88
Figura 5-19. Máxima Deformación Unitaria por Corte, PM4SAND.....88
Figura 5-20. Desplazamientos Horizontales puntos de historia en Relaves, UBCSAND.....89

Figura 5-21. Contornos de desplazamientos horizontales, UBCSAND. 89
Figura 5-22. Contornos de desplazamientos verticales, UBCSAND. 90
Figura 5-23. Desplazamientos Horizontales puntos de historia en Relaves, PM4SAND. 90
Figura 5-24. Contornos de desplazamientos horizontales, PM4SAND.....91
Figura 5-25. Contornos de desplazamientos verticales, PM4SAND.....91
Figura 5-26. Contornos de coeficiente Ru, UBCSAND. 92
Figura 5-27. Contornos de coeficiente Ru, PM4SAND. 92
Figura 5-28. Análisis de sensibilidad R_u para diferentes $(N_1)_{60}$ iniciales, UBCSAND.....94
Figura 5-29. Análisis de sensibilidad R_u para diferentes $(N_1)_{60}$ iniciales, PM4SAND. 95
Figura 5-30. Análisis de sensibilidad τ v/s γ para diferentes $(N_1)_{60}$ iniciales, UBCSAND....95
Figura 5-31. Análisis de sensibilidad τ v/s γ para diferentes $(N_1)_{60}$ iniciales, PM4SAND. ...96
Figura 5-32. Contornos de coeficiente Ru para $(N_1)_{60} = 20$, UBCSAND.....96

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Catastro Depósitos de Relaves en Chile..... 3
Tabla 1.2. Catastro Depósitos de Relaves por Región. 3
Tabla 1.3. Ventajas Sistemas de Disposición. 11
Tabla 1.4. Desventajas Sistemas de Disposición. 12
Tabla 3.1. Comparación Modelos Constitutivos. 51
Tabla 4.1. Densidad Seca de la muestra ensayada.....55
Tabla 5.1. Propiedades Resistentes estructuras del modelo. 78
Tabla 5.2. Frecuencias naturales para aplicación del amortiguamiento.....84

INTRODUCCIÓN

La Normativa de Seguridad Minera, en su Decreto Supremo N°248 artículo 5, define un Depósito de Relaves como toda obra estructurada en forma segura para contener los relaves provenientes de una Planta de concentración húmeda de especies de minerales. Además, contempla sus obras anexas. Su función principal es la de servir como depósito, generalmente, definitivo de los materiales sólidos proveniente del relave transportado desde la Planta, permitiendo así la recuperación, en gran medida, del agua que transporta dichos sólidos (Sernageomin, 2002).

Desde 1992 a la fecha la "Ley Mineral", es decir, la pureza con que se encuentra el cobre ha caído visiblemente. En Chile ésta cifra asciende hasta un 46 %. O sea, se transitó de una ley de 1.6 % hasta una de 0.87 % en promedio. "En concreto esto significa que en la década de 1990 había que sacar una tonelada de material para obtener 16 kilos de cobre fino. Hoy, sólo se consiguen 8 kilos de mineral en promedio. Y como está mejorando la tecnología de extracción, se está explorando hasta por una ley de 0.3 %, a mayor profundidad y en condiciones de relieve cada vez más extremas. Así, como las reservas probadas de cobre permiten inferir que la producción minera seguirá al alza durante al menos dos décadas más, lo lógico es proyectar que los relaves seguirán con un crecimiento exponencial", según lo señalado por Rodrigo Álvarez Seguel (director nacional del Sernageomin).

Chile dispone de la institucionalidad ambiental en general (creada en 1994 y reformada en 2010), y en particular de la Ley 20.551 que Regula el Cierre de Faenas e Instalaciones Mineras.

Surge entonces la interrogante de como disponer esa gran cantidad de material de desecho, optimizando los espacios existentes y cumpliendo con la normativa ambiental vigente. Entonces, una buena alternativa la constituye el espesamiento de los relaves, aprovechando varias de sus ventajas, como la recolección de agua, su menor volumen de depósito, su bajo potencial de infiltración y contaminación. Pero en Chile, al ser un país de alta sismicidad, plantea desafíos extras. Para disponer de ésta buena solución se deberá estudiar la respuesta sísmica de los tranques de relaves espesados para poder disponer de ellos en la realidad de nuestro país. Este estudio se constituye como un acercamiento al diseño sísmico basado en la modelación numérica de este sistema de deposición de relaves.

OBJETIVOS

Objetivos Generales

- Estudiar el fenómeno de la licuación en los Relaves Espesados.
- Evaluar modelos numéricos tradicionales para el estudio de la licuefacción de relaves finos (espesados).
- Explorar la respuesta dinámica de un depósito de relaves espesados.

Objetivos Específicos

- Calibrar mediciones reales con modelos constitutivos existentes en FLAC2D (UBCSAND y PM4SAND), a fin de estudiar cómo se produce el aumento de presión de poros en dichos modelos y evaluar si son adecuados.
- El objetivo último de este trabajo es lograr comparar la respuesta dinámica de un tranque de depósitos espesados, por medio de los modelos constitutivos anteriormente señalados.

CAPÍTULO 1

CONTEXTO

1.1 Industria Cuprífera en Chile

Según la Comisión Chilena del Cobre (COCHILCO), Chile genera el 30 % del cobre de mina a nivel mundial, siendo el mayor productor cuprífero y el país con mayores reservas del total existente (también un 30 %), muy por encima de países como Australia y Perú, con un 13 % y un 10 %, respectivamente.

La industria generó una producción de 5.764.000 toneladas de cobre fino en el año 2015. Si el país desarrolla todos los proyectos en carpeta, la producción podría llegar a 7.8 millones de toneladas anuales en 2024.

La minería, en general, produce 14.150.611 millones de pesos, lo que corresponde a un 9.0 % del PIB nacional.

1.1.1 Proceso de Extracción del Cobre

Se tienen dos tipos de material mineralizado, los sulfuros y los óxidos. La presencia de éstos en un yacimiento define dos zonas que tienen características diferentes y a su vez determinan la manera de explotar el mineral.

La zona de sulfuros corresponde a la mineralización original del yacimiento, también llamada primaria. Los sulfuros contienen minerales formados por combinaciones de cobre, azufre y hierro, los que otorgan a las rocas un aspecto metálico.

La zona de óxidos se encuentra en la superficie del yacimiento o cerca de ella y contiene óxidos de cobre, los que típicamente tienen un color verde o azul. Los minerales oxidados se han formado por acción del oxígeno y otros agentes que atacan las rocas mineralizadas que se encuentran en la superficie.

Los procesos requeridos para la obtención del cobre, para cada uno de los tipos de material mineralizado, se detallan a continuación:

1. Obtención del mineral como óxidos: Lixiviación, Extracción por Solvente y Electro obtención.
2. Obtención del mineral como sulfuros: Flotación y Fundición.

El material que queda como residuo del mineral una vez que todo el mineral ha sido lixiviado se denomina “Ripio”, el cual es desechado en áreas especiales o botaderos de ripio.

El proceso de fundición, por otra parte, genera residuos constituidos por escorias vítreas (generalmente de composición silicatada y de alta estabilidad que son depositadas en escombreras), “polvos de humo” (materia particulada con alto contenido en metales pesados, resultante de la depuración de las emisiones atmosféricas) y lodos o barros de similar composición.

Finalmente, la pulpa sobrante después del proceso de flotación (material de descarte) se denomina “Relave”, que es el desecho que se estudiará en este trabajo. Es el material sólido sin interés económico mezclado con agua y reactivos. Corresponde aproximadamente al 97 % en peso del mineral que es sometido a los procesos de extracción, más el agua agregada por transporte (Caro Pineda, 2009).

1.2 Relaves

En general, los relaves son clasificados según la USCS como limos arenosos de baja a nula plasticidad ((Bussière, 2007); (Cifuentes & Verdugo, 2009); (Capone, 2009)). Poseen un contenido de finos del orden de 50 a 65 %, para el caso de relaves convencionales, y entre un 50 % y un 70 % para relaves espesados. La fracción gruesa de los relaves se denomina “arena” y la fina, mezclada con el agua, se denomina “lamas”.

Según Blight (Blight, 2003), las densidades promedio de la pulpa a depositar (lodo de relave), son de 1460 kg/m^3 para los relaves convencionales y de 1720 kg/m^3 para los relaves espesados (Ferrer Tagle, 2011).

Según cifras oficiales, Chile produce 1.400.000 toneladas diarias de relaves provenientes de la producción de cobre fino (Portal de la Minería, 2015). Este número podría aumentar significativamente en las próximas décadas, debido a la adopción de la extracción subterránea de minerales (con baja ley de mineral) y la búsqueda de economías de escalas.

El tratamiento de los relaves tiene tres etapas fundamentales:

1. *Transporte:* Realizado en forma hidráulica, ya sea por gravedad o por medio de la impulsión con bombas.
2. *Tratamiento:* Involucra tres procesos: Hidrocicloneo, Espesado y Filtrado. El primero es un sistema que separa las arenas de las lamas. El espesado se utiliza para aumentar la concentración de sólidos de la pulta antes de ser depositada y así recuperar agua de proceso. El filtrado extrae agua de los relaves obteniendo material sólido con bajo contenido de humedad.
3. *Depositación:* Involucra un diseño de ingeniería para el almacenamiento seguro y cumpliendo las normativas de los relaves. Las técnicas tradicionales de depositación incluyen los Tranques y los Embalses de relaves. Técnicas más actuales corresponden a los depósitos de relaves espesados.

1.2.1 Catastro

En el mes de junio del año 2014 se crea el Departamento Depósitos de Relaves, como estructura reguladora del Sernageomin. La creación de esta unidad responde a una necesidad nacional para el mejoramiento del control sobre el diseño, construcción, operación y cierre de los Depósitos de Relaves (D.S N°248), además de las regulaciones de seguridad minera dadas por el D.S N°132.

El Departamento creado realizó la elaboración de un Catastro Nacional de los depósitos de relave existentes en Chile, considerando la gran, mediana y pequeña minería. A continuación, se detalla la información existente hasta Diciembre del 2015 (Sernageomin, 2015):

Tabla 1.1. Catastro Depósitos de Relaves en Chile.
Fuente: Catastro de Depósitos de Relaves, Sernageomin.

Tipo \ Estado	Abandonado	Activo	No Activo	Sin Información	TOTAL
Embalse	4	45	43	3	**95**
En Pasta	-	3	-	-	**3**
Espesado	-	3	1	-	**4**
Tranque de Relave	120	61	397	29	**607**
TOTAL	**124**	**112**	**441**	**32**	**709**

Nota: No se incluyen los depósitos de tipo Filtrados y Pretiles de Relave.

Tabla 1.2. Catastro Depósitos de Relaves por Región.
Fuente: Catastro de Depósitos de Relaves, Sernageomin.

Tipo \ Región	I	II	III	IV	RM	V	VI	VII	XI	TOTAL
Embalse	1	10	27	26	3	21	6	1	-	**95**
En Pasta	-	-	1	1	-	1	-	-	-	**3**
Espesado	-	3	-	-	-	-	1	-	-	**4**
TR	6	39	137	327	23	61	9	1	4	**607**
TOTAL	**7**	**52**	**165**	**354**	**26**	**83**	**16**	**2**	**4**	**709**
TOTAL %	**1.0%**	**7.3%**	**23.3%**	**49.9%**	**3.7%**	**11.7%**	**2.3%**	**0.3%**	**0.6%**	**100%**

Nota: No se incluyen los depósitos de tipo Filtrados y Pretiles de Relave.

Según la Tabla 1.1. podemos observar 4 tipos de depósitos de relaves, siendo el método más utilizado en Chile los Tranques de Relaves (TR). Para este estudio se dividirán en 2 tipos, los Relaves Tradicionales (que incluye a los Embalses y Tranques de Relaves) y los Depósitos de Relaves Espesados (que toman en cuenta los relaves en Pasta y Espesados).

Además, se puede visualizar en la Tabla 1.2. que la mayor concentración de depósitos de relaves se encuentra en la IV región, seguida por la III y V región del país. Los principales yacimientos a nivel nacional se concentran entre la IV y VI región de Chile, lo que resultará en que los principales depósitos de relaves coincidan con las zonas más pobladas del país. A modo de ejemplo, el Tranque el Mauro, con una capacidad de 1.700 millones de toneladas, es el depósito de relaves mineros más grande de Latinoamérica y el tercero en el mundo. Se

encuentra a 60 km de Los Vilos (IV región) y ubicado a tan sólo de 10 km de la comunidad de Caimanes.

1.2.2 Relaves Tradicionales

1.2.2.1 Generalidades

Existen dos tipos de formas de depósito de relaves tradicionales, los Tranques de relaves y los Embalses. La principal característica del primero de los mencionados es que el material se separa en arenas (material grueso) y lamas (finos más agua), siendo las arenas utilizadas para la construcción del muro de contención y las lamas depositadas en la cubeta. En cambio, los Embalses de relaves utilizan material de empréstito para la construcción del muro de contención y se encuentran impermeabilizados en el coronamiento y en su talud interno.

En ambos casos el material depositado proviene del proceso de flotación. La concentración de sólidos en peso (Cp) es del orden del 20 al 25 %. Si la pasta es espesada se pueden obtener Cp del orden del 60 % o mayor.

En el caso de los Tranques de relaves, el material pasa a través de un proceso de separación de las fracciones gruesas y finas, con la ayuda de "Hidrociclones". Las arenas son utilizadas en la construcción del muro de contención, mientras que las lamas se depositan en la cubeta del tranque.

1.2.2.2 Muro de Contención

Para el caso de los Tranques, el muro está formado por un muro de partida, construido con material de empréstito, más una cuña de arena (obtenida del mismo relave). En el caso de los Embalses de relaves el muro es construido en su totalidad con material de empréstito.

Generalmente, los depósitos de relaves se ubican en quebradas, lo que permite minimizar el tamaño del muro de confinamiento. Se debe realizar un estudio del contenido de arenas en los relaves, realizando una curva de crecimiento con lo que se obtiene la factibilidad económica y técnica de la construcción del muro. Con ello se determina el volumen del muro de partida, el cual se va peraltando con las arenas del mismo relave, o bien con material de empréstito. En ambos casos se necesita aumentar el grado de densificación del material, siendo para ello, lo más usual, la utilización de compactación por rodillos.

El crecimiento del muro puede ser a través de tres métodos:

1. Crecimiento de Aguas Arriba: El crecimiento del muro se realiza hacia el sector de la cubeta, quedando el muro completo fundado en las lamas, las cuales generalmente quedan en estado suelto y potencialmente licuable.

   Este tipo de método constructivo está prohibido por la normativa actual.

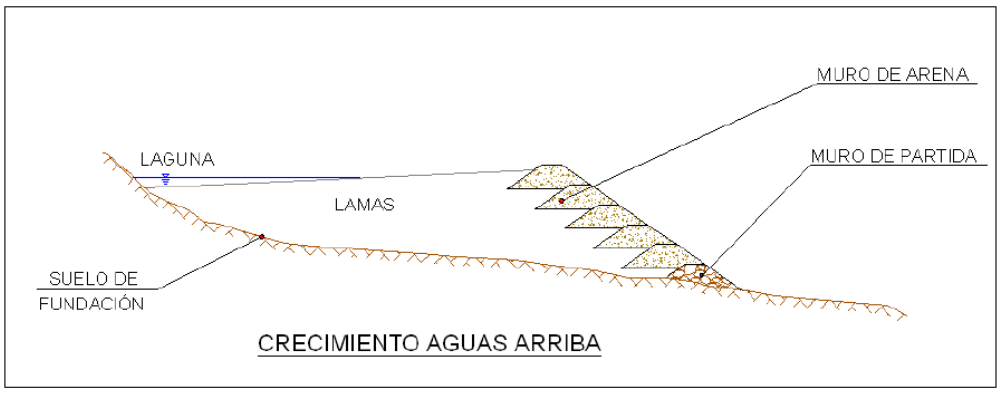


Figura 1-1. Crecimiento del Muro, Aguas Arriba (Caro Pineda, 2009).

2. Crecimiento de Eje Central: En este tipo de crecimiento el eje del muro se mantiene durante toda su etapa de construcción, lo que lo hace más estable que la estructura de crecimiento de aguas arriba debido a que el muro se apoya sobre arena compactada. Eso sí, se requiere un volumen mayor de material para su construcción.

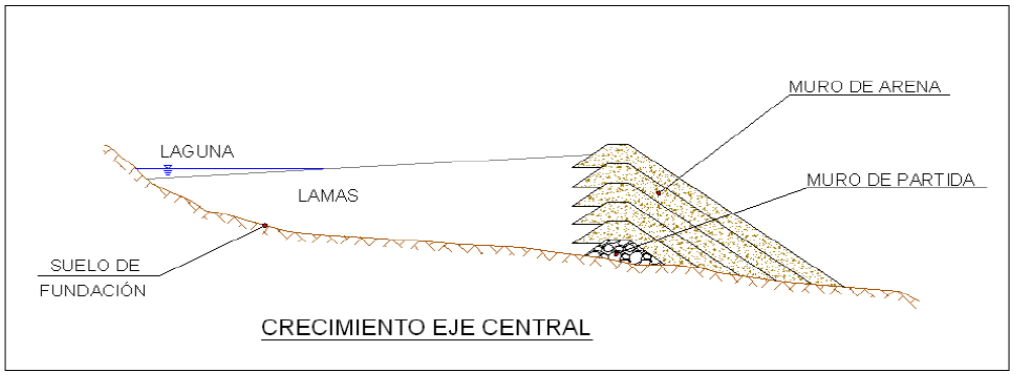


Figura 1-2. Crecimiento del Muro, Eje Central (Caro Pineda, 2009).

3. Crecimiento de Aguas Abajo: En este tipo de construcción el muro crece, como su nombre lo indica, hacia aguas abajo del depósito, lo que genera un prisma resistente más estable, pero a su vez requiere de más material para su construcción. En Chile, este es el sistema más utilizado en la actualidad.

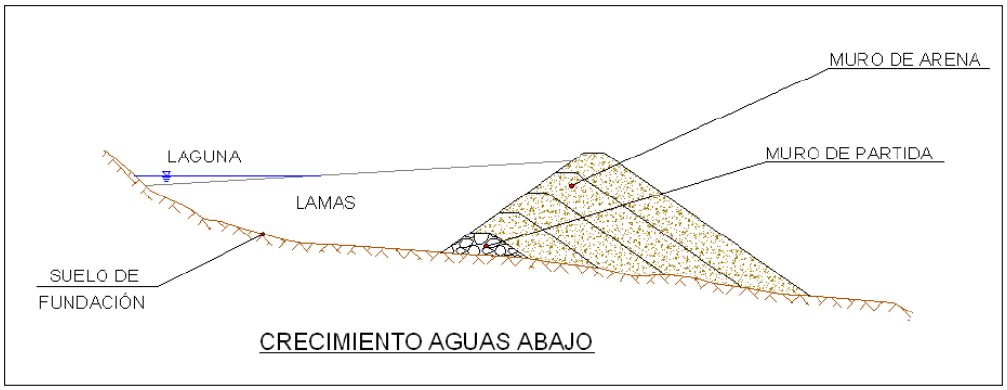


Figura 1-3. Crecimiento del Muro, Aguas Abajo (Caro Pineda, 2009).

1.2.2.3 Laguna de Decantación

Cuando los relaves se depositan con gran cantidad de agua, forman una pulpa poco homogénea, que decanta al interior de la cubeta en forma gravitacional y se separan las partículas gruesas de las finas, generando una laguna de decantación. Parte de esta agua, además de las aguas lluvias que caen sobre la cubeta, son recirculadas a la planta de flotación para ser reutilizadas en el proceso. El agua recirculada es del orden del 50 al 60 % del agua de los relaves. El resto del agua queda contenida en el tranque o se pierde por infiltración y evaporación

Para recuperar el agua se pueden utilizar torres de evacuación ubicadas en la cubeta, las que conducen el agua gravitacionalmente mediante ductos enterrados bajo el depósito, hasta algún sector de almacenamiento, desde donde son recirculadas hasta la planta.

Otro método para recuperar el agua libre del tranque de relaves es mediante estaciones de bombeo flotantes, que recuperan y recirculan el agua a la planta.



Figura 1-4. Laguna de Decantación, Tranque de Relaves ENAMI Taltal (Caro Pineda, 2009).

1.2.2.4 Transporte de Relave

El transporte de los relaves convencionales depende de diversos factores, entre los que destacan topografía, distancias entre plantas de flotación y depósito, caudal a transportar y las características del relave (concentración de sólidos en peso, el peso específico de los sólidos, granulometría, viscosidad, etc.).

El transporte puede ser de dos tipos: gravitacional o mediante equipos de bombeo. El primero depende principalmente de las características del trazado, mientras que el segundo método dependerá del caudal a transportar.

1.2.2.5 Obras de Captación y Desvío de aguas naturales

En los depósitos de relave se deben construir obras de captación y desviación de las aguas asociadas a los cauces naturales y/o aguas lluvias, para impedir que éstas ingresen a la cubeta del tranque. Las obras típicas son bocatomas, canales de contorno y descargas, que permiten captar el agua, conducirla y descargarla a sus cursos naturales aguas abajo del depósito.

Además, se utilizan sistemas de riego para evitar el levantamiento de material particulado por erosión eólica.

1.2.2.6 Drenaje y Permeabilidad de las arenas

Debido al gran contenido de agua que tienen los relaves depositados, existen riesgos potenciales de infiltración hacia las napas subterráneas, lo que obliga a disponer de obras adicionales para minimizar o neutralizar dichos efectos (impermeabilizaciones, zanjas cortafugas, redes de drenaje etc.), las que se diseñan de acuerdo con las características y permeabilidad del suelo de apoyo y a las características del proyecto.

La permeabilidad de las arenas, así como también la capacidad de los drenes basales, son aspectos claves para la estabilidad de las presas. El diseño de las presas del tipo aguas abajo y línea central está basado principalmente en evitar que se sature el cuerpo de arena y que, de suceder, esto ocurra en una zona restringida en la base de la presa, donde debe existir una red generosa de drenes basales que impida que el nivel freático sea superior a las condiciones de diseño.

Es fundamental para el adecuado diseño de este tipo de presas que la permeabilidad de las arenas supere en 2 a 3 órdenes de magnitud a las permeabilidades de los relaves y/o lamas depositados y en contacto con la presa, garantizando con este contraste que el flujo de agua proveniente de los relaves depositados y, principalmente, del agua de transporte y depositación de las arenas sea lo más próximo a un flujo gravitacional en un medio no saturado, alcanzando rápidamente los drenes basales de la presa.

El drenaje basal se debe diseñar con altos factores de seguridad (FS $\geq$ 10) y construir con un riguroso control de calidad. Mantener un sistema de drenaje operando adecuadamente

durante la etapa de operación y cierre, constituye el elemento fundamental para garantizar la estabilidad física de la presa a corto y largo plazo, ya que al mantener niveles freáticos bajos las arenas del muro presentarán un comportamiento drenado, eliminando con ello el riesgo de licuefacción (Urbano, 2016).

1.2.2.7 Contexto Nacional de los Relaves Tradicionales

En Chile, un país esencialmente minero, con una topografía montañosa y con una de las actividades sísmicas más altas del mundo, no se han registrado fallas de presas construidas aguas abajo o según línea central, salvo algunos incidentes que no tuvieron mayores consecuencias, mientras que ha habido varias fallas en presas aguas arriba, con por lo menos dos casos catastróficos (Valenzuela, 2016).

Algunos casos de fallas de presas de relaves en Chile, del tipo aguas arriba, han sido:

- **Falla de la Presa de Barahona N°1 (1928):** Esta falla ocurrió como consecuencia del terremoto de Talca de 1928, terremoto de $M_s = 8.3$. Producto de la falla, se liberó un volumen del orden de 2.7 Mm^3 de relaves que descendieron por el cajón del rio Cachapoal dejando un saldo de 54 muertos. Su falla ocurrió por licuación y posterior flujo de relaves.
- **Presa de El Cobre N°1 (1965):** Quizás este sea el caso más emblemático de Chile, más de 200 muertos y la contaminación de un amplio sector de un valle agrícola. La falla ocurrió luego del terremoto de 1965 a 120 km al norte de Santiago, de $M_s = 7.4$, y con epicentro a 40 km de la presa. Su falla se relaciona con licuación de arenas.
- **Presa de Cerro Negro (1985):** Como consecuencia del terremoto de Valparaíso en 1985 con $M_s = 7.8$, una porción de la parte central de la presa falla liberando cerca de 130.000 toneladas de relaves, fluyendo hasta 8 km aguas abajo. La falla fue producto de grietas en la presa, licuefacción de lamas y relaves, "overtopping" del muro y flujo de relaves (Castro y Troncoso, 1989).
- **Presas de relaves afectadas por el terremoto del Maule (2010), terremoto de M_w=8.8:** Las presas de relaves que fallaron durante este sismo son las siguientes: Las Palmas, Veta del Agua, Chancón y Bellavista. De las mencionadas, Las Palmas fue la más catastrófica, causando la muerte de 4 personas.

Todas las presas de cierta importancia construidas después de 1965, pertenecientes a la mediana y gran minería han tenido un comportamiento satisfactorio, incluyendo las más altas. Entre estas presas se cuentan algunas con estudios para llegar a una altura máxima como se indica a continuación: El Mauro con 250 m de altura, Quillayes con 175-198 m, Las Tórtolas 150-170 m, Los Leones 160 m y Candelaria con 163 m.

1.2.3 Depósito de Relaves Espesados

1.2.3.1 Generalidades

El artículo 6, de la Normativa de Seguridad Minera, define a los Relaves Espesados como aquel depósito de relaves donde, antes de ser depositados, son sometidos a un proceso de sedimentación, mediante espesadores, eliminándole una parte importante del agua que contienen. En este contexto podemos incluir depósitos en pasta y espesados, según Tabla 1.1. El depósito de relaves espesados deberá ser construido de tal forma que se impida que el relave fluya a otras áreas distintas a las del emplazamiento determinado y contar con un sistema de piscinas de recuperación del agua remanente (Sernageomin, 2002).

También son conocidos como método TTD, por sus siglas en inglés "Thickened Tailings Disponsal" (Depositación de Relaves Espesados). Las primeras experiencias de depositación de relaves espesados fueron desarrolladas por Eli Robinsky en los años 70, en Canadá.

En este caso, los relaves provenientes del proceso de flotación son sometidos a un proceso de espesamiento por floculación y sedimentación resultando un material con Cp entre 60 y 75 %. Este material es descargado al depósito por medio de torres, distribución o desde alguna ladera, dependiendo de la topografía.

De muestras secadas para obtener el límite de contracción de este tipo de relaves, se obtienen humedades menores que 25 %. De acuerdo con Capone (Capone, 2009), la pulpa de relave espesado no genera segregación de partículas por decantación (a diferencia de los relaves convencionales), debido a su escasa cantidad de agua, por lo que no se forma una laguna en la superficie, asegurando que la granulometría es prácticamente homogénea en cualquier punto del depósito, y con un coeficiente de uniformidad bajo (mal graduado), como lo demuestran Barbour et al. (Barbour, Wilson, & St-Arnaud, 1993) en el depósito de Kidd Creek en Ontario, Canadá. Sin embargo, ésta no es una característica común en todos los depósitos, como se discutirá más adelante.

El material espesado se deposita en pendientes suaves de 2 a 7 %, formándose unas lomas autosoportantes, con lo que se minimiza o elimina la necesidad de muros de contención. La mejor condición de estabilidad sísmica se logra favoreciendo la evaporación para que el relave se densifique por secamiento.

1.2.3.2 Espesado de Relaves

En el proceso de espesamiento la pulpa es recibida con concentraciones en peso entre 20 a 50 % desde la flotación. Con el proceso de dilución se logran concentraciones de sólidos en peso del orden de 8 a 12 %. Luego, mediante la floculación, se aglutinan las partículas sólidas presentes en el agua, facilitando su sedimentación. Para ello se adicionan reactivos de diversas características (dependiendo el tipo de relave), denominados floculantes. Este proceso se demora varias horas y se realiza en estanques metálicos llamados "Espesadores".

1.2.3.3 Transporte de Relave

Los relaves espesados poseen mayor viscosidad que los tradicionales, debido al alto porcentaje de sólidos y al efecto del floculante utilizado en el proceso de espesado. Por ello es recomendable agregar un sistema "rompe flóculo" a la salida del espesador, que puede ser una bomba centrífuga ubicada en la descarga, lo que permite agitar el relave y servir de impulsión para su transporte al depósito.

En forma adicional, la descarga de relaves espesados al depósito podría ser realizada desde una ladera mediante una red de tuberías, o "spigot" o en un llano mediante torres de descarga formando un depósito cónico.

1.2.3.4 Recirculación del Agua

Como no hay segregación de partículas por sedimentación, no se forman lagunas de aguas claras. En la planta de espesamiento se recupera hasta el 85 % del agua utilizada en el proceso, la que recircula hacia la planta. Se generan tensiones capilares que pueden ayudar a impedir que el agua descienda e infiltre.

Destacar que las aguas lluvias que llegan al depósito escurren por la pendiente del material, con una penetración mínima, ya que el relave posee muy baja permeabilidad.

1.2.3.5 Contexto Nacional Depósitos de Relaves Espesados

En Chile la primera minera que probó el sistema de relaves espesados fue Cabildo, con una producción que no superaba las 5 mil toneladas día de relave o mineral. Actualmente, según el catastro de depósitos de relaves en Chile, existe un total de 4 depósitos del tipo espesado y 3 en pasta, de los cuales 1 solamente es "no activo" (Cabe mencionar que este catastro tiene información actualizada sólo hasta diciembre del 2015). A continuación, se presentan algunos de los proyectos y depósitos existentes por región:

- I Región - Planta Piloto Collahuasi
- II Región - Minera Esperanza y Proyecto Sierra Gorda
- III Región - COEMIN
- IV Región - Planta Delta Ovalle
- V Región - Minera Las Cenizas
- Región Metropolitana - Depósito de Pasta Alhué Minera Florida
- XI Región - El Toqui

Para generar un dimensionamiento de los volúmenes tratados en Chile se puede citar a Collahuasi que está en el orden de las 135 mil toneladas día, Pelambres en 200 mil, mientras que Chuquicamata tiene un gran proyecto futuro de ir a 430 mil. Comparado con el resto del mundo las operaciones actuales están por debajo de las 30.000 toneladas día. Podemos citar por ejemplo a Kidd Creek, en Canadá, con una producción diaria de 8.000 a 10.000 toneladas. Un caso de gran tamaño es Quebrada Honda, en Perú, con un volumen de 147.000 toneladas día.

La utilización de este tipo de depósito en Chile ha enfrentado una serie de dificultades debido a problemas de escalamiento de la tecnología. Los principales problemas han surgido debido a problemas de ajuste de espesadores a grandes volúmenes de relaves, lo que ha generado depósitos con contenido de sólidos inferiores a los de proyecto, un mayor contenido de agua en la pulpa y han dificultado que los supuestos originales de Robinsky para la tecnología de depósitos de relaves espesados se cumplan a nivel nacional (segregación, tasas de evaporación, etc.).

1.2.4 Comparación de los Sistemas de Disposición

A continuación, se presentan dos tablas comparativas de los diferentes sistemas de disposición presentados. Cabe mencionar que estas ventajas y desventajas son de carácter teóricas y en algunos casos no se cumplen en la práctica.

Tabla 1.3. Ventajas Sistemas de Disposición.
Fuente: Elaboración Propia

VENTAJAS	
Relave Tradicional	**Relave Espesado**
Existe una gran cantidad de experiencia en Chile, en diseño, construcción y operación.	Se deposita un volumen menor, debido a la baja cantidad de agua, lo que se traduce en una extensión menor del depósito.
Muros de contención de los tranques han demostrado ser estables y responden de buena forma ante eventos sísmicos.	Tienen bajo potencial de infiltración y permeabilidad.
Reducción del costo del muro, al utilizar la arena del relave en la construcción de éste.	Se evita la polución debido a que la pasta es homogénea y densa, lo que implica que las partículas finas se distribuyan uniformemente con la fracción gruesa.
	Disminuye el requerimiento de muro (sólo actúa como confinamiento) al ser una estructura autosoportante.
	La recuperación del agua se realiza en la planta de espesado. se recupera cerca de un 85 % del agua.

Tabla 1.4. Desventajas Sistemas de Disposición.
Fuente: Elaboración Propia

DESVENTAJAS	
Relave Tradicional	**Relave Espesado**
El volumen ocupado por este tipo de depósitos es mayor que uno de tipo espesado.	No existe mucha experiencia en Chile y además los depósitos más grandes existentes en el mundo son inferiores a los órdenes de producción chileno.
Se genera una Laguna de Decantación, lo que implica un alto potencial de infiltración.	Muro de confinamiento construido con material de empréstito, lo que encarece la obra.
Requiere sistemas de drenaje para evitar la formación de un nivel freático en el muro de contención.	Los relaves deben descargarse de manera impulsada, ya sea por bombas centrífugas o de desplazamiento positivo, lo que encarece este tipo de obra.
Se genera un potencial de levantamiento de material particulado por erosión eólica o arrastre por aguas lluvias. Esto se debe a la segregación de la fracción fina de la gruesa.	Los espesadores son maquinaria de alto costo de suministro, instalación y operación. Además, los volúmenes en Chile son muy grandes (se deben suministrar espesadores especiales).
Sólo se recupera cerca del 50 al 60 % del agua depositada. Las obras de captación, recuperación y desvío de las aguas suelen ser de gran envergadura.	

En términos generales se puede concluir que los relaves tradicionales tienen la ventaja de tener una amplia experiencia constructiva en Chile, mientras que los depósitos espesados necesitan de mayor estudio, ya que los depósitos y espesadores existentes a nivel mundial andan muy por debajo de las producciones de la gran minería Chilena.

Sin lugar a duda el tema de la recuperación de agua es un tópico que va más allá de la minería, es una meta país. La tecnología de los relaves espesados aporta en gran medida a la reutilización de las aguas, que de por sí, es un recurso escaso, como también lo son los espacios para depositar los desechos mineros. Por ello son evidentes estas grandes ventajas de los depósitos espesados, que, si bien necesitan mayores recursos para su factibilidad técnica e implementación, lo compensan con sus ventajas ambientales. Sin embargo, lo anterior es estrictamente válido en la medida que las condiciones de un proyecto se cumplan en la etapa de construcción y operación.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 Licuación

2.1.1 Fenómenos de Licuación

La generación de exceso de presión de poros bajo cargas en condición no drenada es la marca de todo fenómeno de licuación. La tendencia a densificar de un suelo seco relativamente suelto bajo condiciones de carga estática o cíclica es bien sabida. Cuando los suelos están saturados, las solicitaciones dinámicas ocurren bajo condiciones no drenadas, lo que produce que la tendencia a densificar del suelo genere un exceso de presión de poros y subsecuentemente disminuyan las tensiones efectivas (Kramer, 1996).

La licuación se define como "la transformación de un material granular de un estado sólido a un estado licuado como consecuencia del incremento de la presión de poros" (Youd & Garris, 1973).

Los ensayos de laboratorio muestran el número de ciclos de carga que se requieren para la falla de licuación. El número de ciclos disminuye a medida que aumenta la razón de corte cíclico y la densidad de preparación disminuye. Mientras la falla de licuación puede ocurrir sólo con unos pocos ciclos de gran amplitud en probetas sueltas, cientos de ciclos de baja amplitud pueden ser necesarios para que una probeta densa licúe.

Un elemento de suelo frente a una carga sísmica puede producir dos comportamientos en condición no drenada: movilidad cíclica o falla de flujo (Casagrande, 1975).

La movilidad cíclica corresponde a una disminución de rigidez, pero no de resistencia. Se alcanza la condición de 100% de exceso de presión de poros puntualmente, pero luego el suelo dilata y recupera su resistencia, permitiendo grandes deformaciones.

Por otro lado, la falla de flujo puede producir los más dramáticos efectos y severas inestabilidades relacionados con el fenómeno de licuación (Kramer, 1996). Este fenómeno se refiere a una pérdida de la resistencia del material. Para que ocurra, debe pasar que la resistencia no drenada S_{us} sea mayor que el corte estático, que se define como el esfuerzo de corte in-situ en la masa de suelo posterior a la solicitación sísmica. Si este esfuerzo es mayor que la resistencia S_{us}, se pierde el equilibrio de la masa de suelo y se genera un deslizamiento.

Por muchos años, se pensó que el fenómeno de licuación estaba limitado a las arenas. Granos finos de suelo eran considerados incapaces de generar las altas presiones de poros asociadas a la licuación y los suelos de grano más gruesos son considerados tan permeables que no se generan presiones de poros significativas en ellos. Sin embargo, los límites sobre los criterios de susceptibilidad a la licuación se han ampliado (Kramer, 1996). Suelos de granos finos que satisfacen cada uno de los siguientes 4 Criterios Chinos (Wang, 1979), pueden ser considerados susceptibles a una pérdida de resistencia significativa:

$$\begin{gathered} Fracción\ Fina\ menor\ a\ 0.005\ mm\ \leq 15\% \\ Límite\ Líquido, LL\ \leq 35\% \\ Contenido\ de\ agua\ \geq 0.9LL \\ Índice\ Liquidez\ \leq 0.75 \end{gathered} \qquad [\ 2.1\ ]$$

También la licuación se ve afectada por la granulometría del suelo. Suelos bien graduados son generalmente menos susceptibles a licuar que los suelos mal graduados. El relleno de huecos entre las partículas más grandes por las partículas más pequeñas en un suelo bien graduado resulta en un menor potencial de cambio de volumen bajo condiciones drenadas y, consecuentemente, menores excesos de presión de poro bajo condiciones no drenadas.

La forma de las partículas también puede influir en la susceptibilidad a la licuación. Suelos con partículas redondeadas son conocidos por densificar más fácilmente que las partículas angulares, siendo más susceptibles. Esto se ve frecuentemente en zonas fluviales y aluviales.

2.1.1.1 Estado Crítico

La tendencia a generar exceso de presión de poro, de un suelo en particular, está fuertemente influenciada por la densidad y las condiciones de esfuerzo iniciales, es decir, la susceptibilidad a la licuación depende del estado inicial del suelo.

2.1.1.1.1 Relación de Vacíos Crítica

Según ensayos triaxiales drenados, con deformación controlada, realizados sobre muestras inicialmente sueltas y densas de arena (Casagrande, 1936), se obtuvo que todos los especímenes testeados a la misma presión efectiva de confinamiento se aproximan a la misma densidad, cuando fallan por corte a grandes deformaciones. Los especímenes sueltos se contraen durante la aplicación del corte, mientras que las muestras densas se contraen, pero luego rápidamente comienzan a dilatar. A largas deformaciones todas las muestras se aproximan a la misma densidad y continúan cizallando a una resistencia al corte constante. La razón de vacíos correspondiente a esta densidad constante fue nombrada *relación de vacíos crítica*, e_c. Desarrollando test a diferentes presiones efectivas de confinamiento, Casagrande descubrió que la relación de vacíos crítica estaba relacionada de forma única con la presión efectiva de confinamiento, y la nombró la *línea de relación de vacíos crítica* (CVR). La línea CVR puede ser usada como límite entre los estados sueltos (contractivo) y densos

(dilatado) de los suelos, en términos de la relación de vacíos y la presión efectiva de confinamiento. Esto se observa en la siguiente figura:

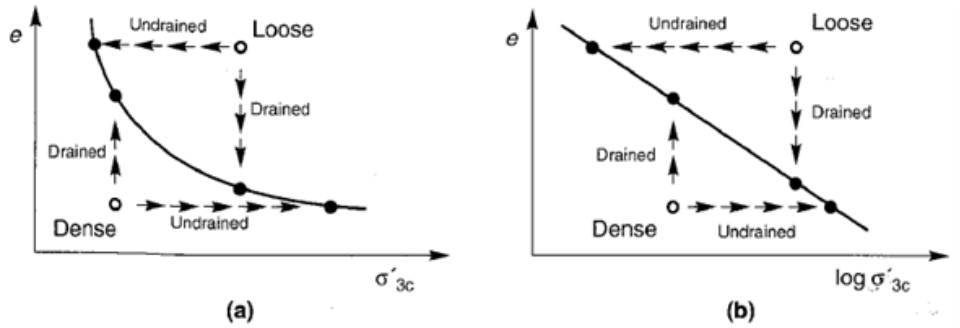


Figura 2-1. Comportamiento de especímenes inicialmente sueltos o densos bajo condiciones drenadas y no drenadas (a) Aritmética (b) Logarítmica (Kramer, 1996).

Desde que la línea CVR marcó el límite entre los comportamientos contractivos y dilatantes, fue considerado que marcaba los límites entre los estados en los cuales las partículas de suelos pueden o no pueden ser susceptibles a una falla de flujo.

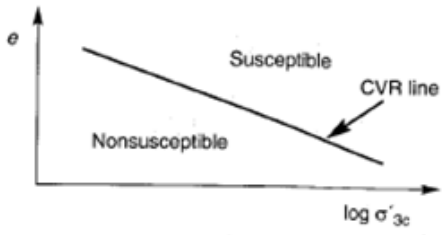


Figura 2-2. Uso de la línea CVR como límite entre estados susceptibles o no a la falla de flujo (Kramer, 1996).

2.1.1.1.2 Estado Estable de deformación

Castro (Castro, 1969) desarrolló ensayos triaxiales estáticos y cíclicos sobre especímenes isotrópicamente consolidados y algunos ensayos estáticos sobre especímenes anisotrópicamente consolidados. Fueron observados tres tipos de comportamiento de esfuerzo-deformación (ilustrados en la imagen 1.13). Especímenes muy sueltos (Muestra A) exhibieron un peak de resistencia no drenada, a un nivel pequeño de deformaciones, y luego colapsan y fluyen a largas deformaciones, bajo presiones efectivas de confinamiento y resistencia a las deformaciones pequeñas. Este tipo de comportamiento se reconoce como falla de flujo. Especímenes densos (muestra B) inicialmente contraen, pero luego dilatan hasta una alta presión efectiva de confinamiento (relativamente constante) y son alcanzadas largas resistencias a la deformación. A densidades intermedias (muestra C) luego de alcanzarse la resistencia peak, a bajas deformaciones, le sigue un período limitado de deformación sostenida, que termina con la aparición de la dilatancia a deformaciones intermedias. Esta inversión de comportamiento contractivo a dilatante ocurre en el *punto*

de transformación de fase (Ishihara, Tatsuoka, & Yasuda, 1975). Más carga produce dilatación continua a altas presiones efectivas de confinamiento y, consecuentemente, mayores resistencias a largas deformaciones. Este tipo de comportamiento fue nombrado *licuación limitada*.

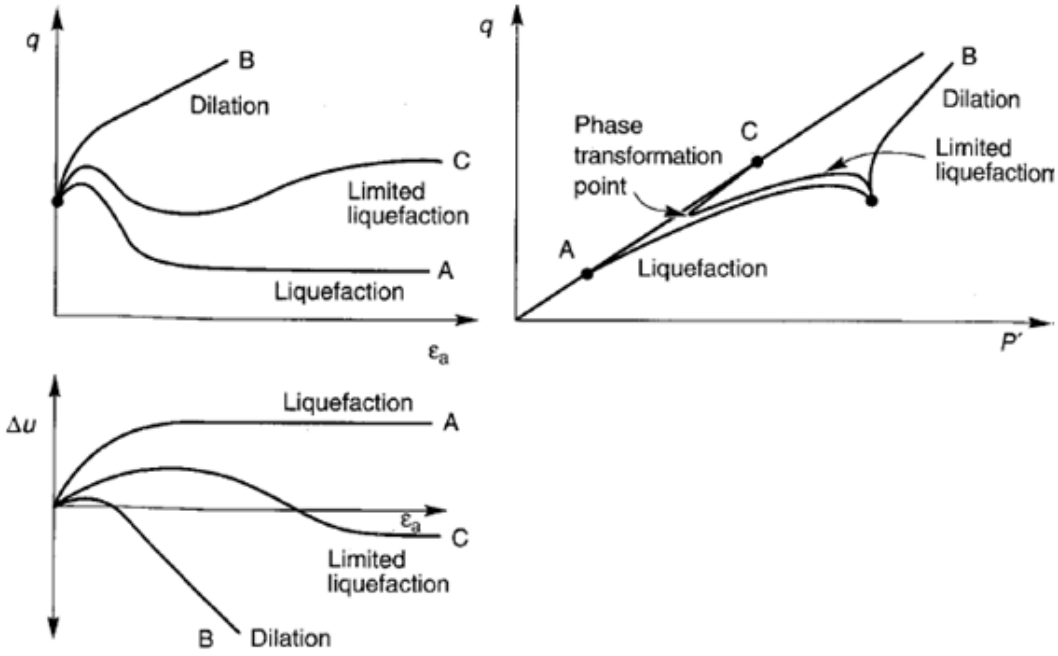


Figura 2-3. (a) Licuación, (b) Dilatación y (c) Licuación Limitada en test de carga monótonica (Kramer, 1996).

El estado en el cual el suelo fluye continuamente bajo una fuerza de corte, una presión efectiva de confinamiento, un volumen y una velocidad constante fue definido como (Castro & Poulos, 1977) (Poulos, 1981) el *estado estable de deformación*. Las condiciones para este estado son diferentes para trayectorias de tensiones en compresión o extensión.

El lugar geométrico de puntos que describen la relación entre la razón de vacíos y la presión efectiva de confinamiento (en el estado estable de deformación) es llamado la *línea de estado estable* (steady-state line SSL). Ésta línea es útil para identificar las condiciones bajo las cuales un suelo en particular puede o no ser susceptible a una licuación de flujo. Un suelo cuyo estado yace sobre la línea SSL será susceptible a la falla de flujo sólo si el esfuerzo de corte estático excede su resistencia residual. Por otro lado, la movilidad cíclica puede ocurrir en suelos cuyo estado yace sobre o bajo la línea, es decir, puede ocurrir en suelos sueltos o densos.

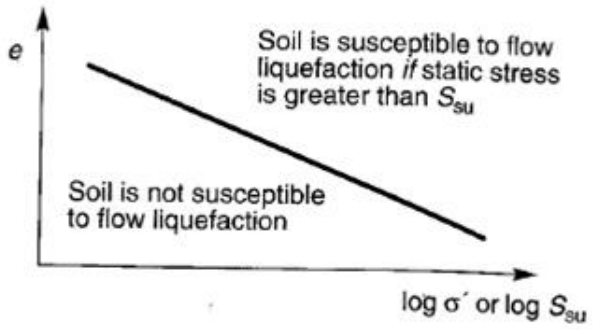


Figura 2-4. Línea SSL: criterio de estado para susceptibilidad a licuación de flujo (Kramer, 1996).

La ubicación de la línea SSL es sensible a las características composicionales del suelo. Su posición vertical es fuertemente influenciada por la granulometría y su pendiente por la angulosidad de sus partículas.

2.1.1.2 Inicio del fenómeno de Licuación

El hecho de que un depósito de suelo sea susceptible a la licuación no significa que ésta ocurra necesariamente en un determinado sismo. Su ocurrencia requiere una perturbación lo suficientemente fuerte para iniciar o gatillar este evento. La evaluación de la naturaleza de dicha perturbación es una de las partes críticas de evaluar el riesgo de la licuación.

Las condiciones a las cuales la licuación de flujo es iniciada son más fácilmente ilustradas con la ayuda de las rutas de esfuerzos. Las condiciones de esfuerzo efectivo, al inicio del fenómeno, pueden ser descritas en una ruta de esfuerzos espaciales por una superficie tridimensional llamada *superficie de licuación de flujo* (FLS).

FLS marca el límite entre los estados estables e inestables en condiciones no drenadas de corte. Si las condiciones de esfuerzo, en un elemento de suelo, alcanzan la superficie FLS bajo condiciones no drenadas, bajo cargas monótonas o cíclicas, la licuación de flujo será provocada y la resistencia de corte será reducida a la resistencia residual. Por lo tanto, FLS describe las condiciones a las cuales la falla de flujo será iniciada.

La licuación de flujo ocurre en 2 etapas. La primera etapa, que toma lugar a pequeñas deformaciones, involucra la generación de suficiente exceso de presión de poro para mover la ruta de esfuerzos de su posición inicial a la superficie de licuación. Este exceso de presión de poro puede ser generado por cargas no drenadas tanto monótonas como cíclicas. Cuando la ruta de esfuerzo efectivo alcanza la FLS, el suelo se vuelve inherentemente inestable y la segunda etapa inicia. Esta etapa involucra deformaciones sostenidas (y la generación de más presión de poro) que es accionada por los esfuerzos de corte requeridos para el equilibrio estático. Grandes deformaciones son desarrolladas durante la segunda etapa. Si en la primera

etapa se alcanza la superficie de falla bajo condiciones no drenadas y esfuerzos controlados, la segunda etapa será inevitable.

2.1.1.3 Influencia del exceso de presión de poro

La generación del exceso de presión de poro es la llave para el inicio de la licuación. Sin cambios en la presión de poros, y, por lo tanto, cambios en los esfuerzos efectivos, no pueden ocurrir ni la licuación verdadera (falla de flujo) ni la movilidad cíclica. Estos diferentes fenómenos pueden, sin embargo, requerir diferentes niveles de presión de poros para que ocurran.

2.1.1.3.1 Licuación de Flujo

Puede ser iniciada por carga cíclica sólo cuando los esfuerzos de corte requeridos para el equilibrio estático son mayores que la resistencia del estado estable (steady-state). Por lo tanto, estados iniciales que yacen en la zona sombreada de la Figura 2-5 son susceptibles a la falla de flujo.

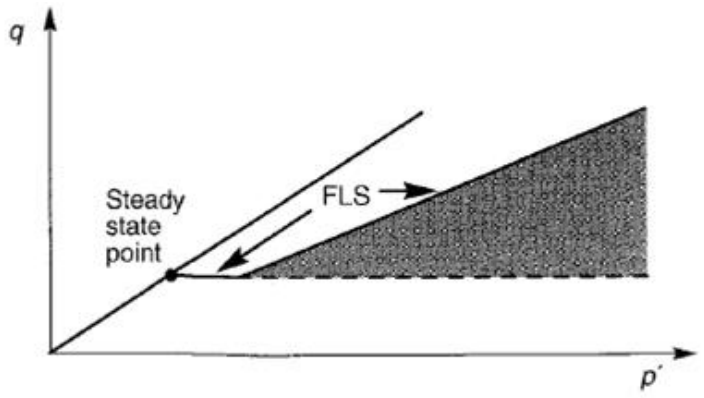


Figura 2-5. Zona de susceptibilidad de licuación de flujo (Kramer, 1996).

Sin embargo, la ocurrencia de esta falla requiere una perturbación no drenada lo suficientemente fuerte para mover la ruta de esfuerzos efectivos desde su punto inicial a la *superficie de licuación de flujo*. Si las condiciones iniciales de esfuerzo caen cerca de la FLS, como los alcanzados en un elemento de suelo sometidos a grandes tensiones de corte bajo condiciones drenadas, la falla de flujo puede ser desencadenada por un pequeño exceso de presión de poro.

2.1.1.3.2 Movilidad Cíclica

A pesar de que la falla de flujo no ocurra, la movilidad cíclica puede ser desarrollada cuando la resistencia de corte estática es inferior que la resistencia del estado estable. Por lo tanto, estados iniciales que trazados en la zona sombreada de la Figura 2-6 son susceptibles a la movilidad cíclica. Este fenómeno puede ocurrir en suelos densos o sueltos, ya que la zona sombreada se extiende desde bajas presiones efectivas de confinamiento a presiones muy altas y corresponden a estados graficados por sobre y bajo la línea SSL.

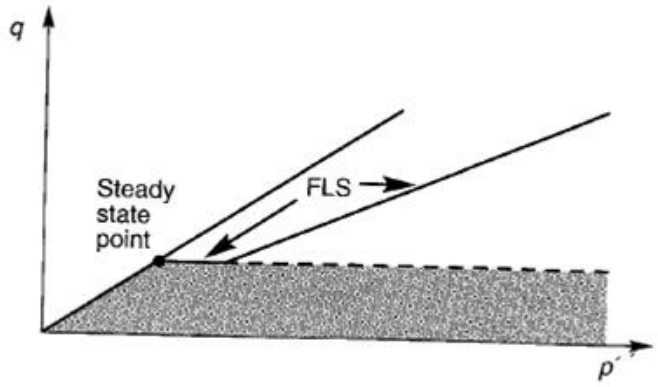


Figura 2-6. Zona susceptible a experimentar movilidad cíclica (Kramer, 1996).

Tres combinaciones de condiciones iniciales y cargas cíclicas generalmente producen la movilidad cíclica:

a) La primera (ilustrada en la Figura 2-7(a)) ocurre cuando $\tau_{static} - \tau_{cyc} > 0$ (no hay inversión del esfuerzo de corte) y $\tau_{static} + \tau_{cyc} < S_{Su}$ (no se excede la resistencia última). En este caso la ruta de esfuerzos efectivos se mueve a la izquierda hasta que alcanza la envolvente de falla drenada. Como no puede cruzar esta envolvente, la carga adicional simplemente causa que se mueva arriba y abajo a lo largo de la envolvente. Como resultado, los esfuerzos efectivos se estabilizan. La presión de confinamiento efectiva disminuyó significativamente, y la resultante baja rigidez puede permitir deformaciones permanentes significativas dentro de cada ciclo de carga.

b) La segunda condición (Figura 2-7(b)) ocurre cuando $\tau_{static} - \tau_{cyc} > 0$ y $\tau_{static} + \tau_{cyc} > S_{Su}$ (la resistencia última es excedida momentáneamente). Nuevamente, la carga cíclica causa que la ruta de esfuerzos efectivos se desplace a la izquierda. Cuando toca la FLS, se produce inestabilidad momentaria. Significativas deformaciones permanentes pueden desarrollarse durante este período, pero la deformación generalmente cesa al fin de cada ciclo de carga cuando los esfuerzos de cortes vuelven a ser τ_{static}.

c) La combinación final (Figura 2-7(c)) ocurre cuando $\tau_{static} - \tau_{cyc} < 0$ (hay inversión de esfuerzos) y $\tau_{static} + \tau_{cyc} < S_{Su}$. En este caso la resistencia de corte cambia en cada ciclo e incluye cargas en compresión y extensión. Evidencia experimental demuestra que la generación de presión de poro aumenta con el aumento del grado de inversión del esfuerzo. Cada vez que la ruta de esfuerzos efectivos pasa a través del origen, (lo hace dos veces durante cada ciclo de carga) el espécimen está instantáneamente en un estado de cero resistencia efectiva ($r_u = 100$ %). Deformación permanente significativa se puede acumular durante cada ciclo, pero la falla de flujo no puede ocurrir.

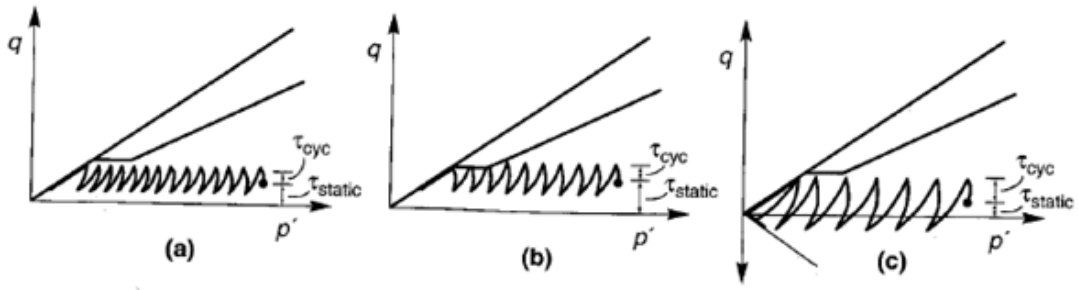


Figura 2-7. Tres casos que generan movilidad cíclica (Kramer, 1996).

En contraste con la licuación de flujo, no existe un punto claro en el cual la movilidad cíclica es iniciada. El nivel de deformaciones depende de la resistencia al corte estático y la duración del evento sísmico.

2.2 Respuesta Cíclica No Drenada de Relaves

Las presas de arenas de relaves comparten con las presas de relleno hidráulico la percepción que la comunidad en general tiene de ellas: que se trataría de estructuras relativamente vulnerables, que no darían la misma seguridad que las presas convencionales construidas, por ejemplo, para embalse de aguas. Esta percepción se debe en parte al hecho que la estabilidad de estas presas depende del comportamiento geotécnico de arenas depositadas hidráulicamente y con un esfuerzo limitado de compactación y, por lo tanto, supuestamente susceptibles de licuefacción (Valenzuela, 2016).

Existen aspectos importantes para el diseño de presas de arenas de relave de gran altura, aspectos que se refieren especialmente al efecto de las altas presiones de confinamiento sobre varios de los parámetros representativos del comportamiento de los materiales constituyentes de la presa, como son la permeabilidad, la compresibilidad y la resistencia al corte de las arenas. También son importantes las características de compresibilidad y permeabilidad de gravas y enrocados sometidas a grandes presiones, ya que estos materiales forman parte de la estructura de los drenes basales de estas presas.

2.2.1 Resistencia Drenada y No Drenada

2.2.1.1 Relaves de Arena

Típicamente, las zonas de arena están por encima de la línea de filtración, porque las arenas son sustancialmente más permeables que los relaves finos (Castro, 2003). En ese caso la estabilidad va a depender de la resistencia drenada de las arenas, sin embargo, uno debe verificar la posición de la línea de filtración con la instrumentación de piezómetros, porque si estas arenas se vuelven saturadas, y puesto que generalmente no son compactadas, su resistencia no drenada puede ser mucho menor que su resistencia drenada, y entonces la resistencia no drenada gobierna durante un terremoto.

2.2.1.2 Relaves Finos

Dependiendo del ritmo de la construcción, la permeabilidad de la fundación, y su coeficiente de consolidación, el relave fino puede o no estar completamente consolidado. Piezómetros en los relaves son importantes para determinar su grado de compactación, lo que determina su resistencia no drenada. Incluso si uno determina que el relave fino consolida rápidamente después de nuevos depósitos o construcción de diques, se necesita evaluar la estabilidad estática y sísmica basada en la resistencia no drenada.

El carácter del relave fino varía con su distancia desde los puntos de descarga a lo largo del dique. La fracción gruesa es depositada cerca de los puntos de descarga y por lo tanto los relaves son progresivamente más finos cuando la distancia desde el dique aumenta. Ya que los límites del estanque fluctúan, algunos de los relaves finos pueden estar expuestos a desecación. El relave depositado resultante es generalmente estratificado, en términos de composición y consistencia. A menudo, ensayos de cono de penetración (CPTU) muestran gran variabilidad en la resistencia a la penetración y respuesta a la presión de poro del fluido, con los valores más bajos de la resistencia a la penetración representando relaves normalmente consolidados que pueden controlar la estabilidad.

2.2.2 Ensayos y Modelos del Comportamiento No Drenado de Relaves Espesados

Para caracterizar los relaves espesados de un depósito en particular, Robinsky (1999) propone determinar la granulometría de éstos, realizar ensayos de consolidación, de permeabilidad, de viscosidad, ensayos para evaluar la resistencia al corte de los relaves, relaciones entre la consistencia y la pendiente del depósito, y ensayos para determinar el límite de contracción.

En relaves compuestos por partículas finas de tipo arcilloso, es posible utilizar el ensayo de veleta de corte in-situ para determinar la resistencia al corte, en tanto que para relaves conformados por partículas de propiedades limo-arenosas (como por ejemplo los relaves de mineral de cobre o hierro), es difícil realizar ensayos sobre muestras “no-perturbadas” (Robinsky E. , 1999) (Fourie, 2006). Por otro lado, para el caso de presas convencionales de relave, Castro (Castro, 2003) afirma que es posible obtener muestras “no-perturbadas” de alta calidad para realizar ya sea ensayos triaxiales o de veleta in-situ.

Cifuentes y Verdugo (Cifuentes & Verdugo, 2009) tomaron muestras del depósito convencional de relave de Ovejería de la División Andina de Codelco y, utilizando este material, simularon muestras inalteradas (secadas al sol en cajas) y muestras remoldeadas de relave espesado con un 72 % de concentración de partículas sólidas. Luego, efectuaron ensayos triaxiales no-drenados a distintas presiones de confinamiento para caracterizar las respuestas monótona y cíclica no-drenada de un relave espesado, encontrándose que el relave espesado podía presentar respuestas contractivas y, por lo tanto, era susceptible a licuar.

También existen resultados de ensayos para cargas monótona y cíclica efectuados con un aparato de corte simple, para distintas presiones de confinamiento e índices de vacíos (Al-

Tarhouni, Simms, & Sivathayalan, 2009). En estos ensayos se utilizaron dos tipos de muestras: secadas hasta el límite de contracción y re-saturadas, y muestras remoldeadas a una humedad dada. En este caso se obtuvo que la resistencia cíclica de las muestras desecadas eran mayores a las de las otras muestras. También se concluyó que, independiente de si la respuesta del relave es dilatante o contractiva, estará afecto a considerables deformaciones bajo cargas cíclicas, por lo que es necesario establecer criterios de deformaciones máximas en el diseño de depósitos de relaves espesados.

Por otra parte, Verdugo y Santos (Verdugo & Santos, 2009) realizaron ensayos triaxiales no-drenados en un amplio rango de presiones de confinamiento, sobre muestras que pretendían reproducir y comparar la respuesta cíclica y monótona de los dos estados extremos en que se podría encontrar el relave espesado en el depósito: para un índice de vacíos mínimo (muestra seco y re-saturada) y un índice de vacíos máximo (como "pulpa" húmeda). Según Robinsky (Robinsky E. , 1999), el mayor aumento de resistencia de los relaves espesados debería ocurrir por desecación: se producen succiones capilares entre las partículas finas acercándolas entre sí y expulsando agua hacia la superficie (la que luego es evaporada), provocando un aumento de la densidad, y con ello de resistencia en el material. Sin embargo, las muestras de Verdugo y Santos presentaron un comportamiento contractivo (potencialmente licuable), y se concluyó que la desecación del relave espesado no provee un aumento significativo de la densidad, siendo más importante la densificación por incremento del confinamiento. Además, en base al mismo estudio, Verdugo (Verdugo, 2011) mostró que la resistencia cíclica de los relaves espesados no depende en gran medida de la presión de confinamiento.

Como información adicional se pueden citar los ensayos de corte simple no drenados efectuados por Seidalinova (Seidalinova, 2014): fabricó dos tipos de probetas de relave espesado a un porcentaje de sólidos de 70 %, un tipo mediante una metodología similar de secado de muestra en caja de acrílico mencionada por Santos (Santos, 2011); y el otro mediante fabricación tipo slurry.

Los ensayos efectuados fueron corte simple no drenado en un rango variado de tensiones de confinamiento e isotrópicamente consolidados para los dos tipos de probetas. Adicionalmente para las probetas tipo slurry, se ensayaron bajo distintas razones de sobreconsolidación (over consolidation ratio OCR). Los resultados indicaron que para una misma razón de sobreconsolidación, la línea de transformación de fase y de estado último son similares, pero las resistencias no drenadas varían, siendo mayores para las probetas secadas. Para los ensayos a distintas razones de sobreconsolidación, se observó que a mayor razón de sobreconsolidación, la resistencia no drenada aumenta.

2.2.2.1 Revisión información publicada en Chile sobre comportamiento cíclico drenado de Relaves Espesados.

Troncoso (Troncoso, 1992) publicó curvas de degradación del módulo de corte y de amortiguamiento. Los resultados muestran que las curvas no se ven afectadas en gran forma por la densidad relativa.

Troncoso y Verdugo (Troncoso & Verdugo, 1985) estudiaron el efecto de la cantidad de finos de arenas de relave en el módulo de corte en un rango de deformación angular entre 10^{-2} % y $5x10^{-1}$ %. Los resultados indican que, a mayor cantidad de finos, el módulo de corte disminuye en el rango de deformación cercano a 10^{-2} %, haciéndose esta diferencia menor a medida que la deformación angular aumenta.

Rojas-González et al. (Rojas-González, Ben-Khalal, & Lewis, 1985) efectuó ensayos de columna resonante a densidades relativas de 50 %, 70 % y 90 % a muestras de arenas de relaves de minas de cobre de Chile, en condiciones saturadas y no saturadas. Sus resultados indican que para arenas de relave el módulo de corte es mayor a una misma deformación angular que para las arenas naturales indicadas por Seed e Idriss (Seed & Idriss, 1970); y para esa misma deformación angular, el amortiguamiento es menor. No se observan mayores diferencias entre los resultados de las probetas secas o saturadas (Urbano, 2016).

2.2.2.2 Potencial de licuación en depósitos de espesados

Una cantidad razonable de investigaciones de la resistencia a la licuación de desechos mineros de grano fino está disponible (Wijewickreme, Sanin, & Greenaway, 2005). Estos estudios han mostrado que la licuación puede ser desencadenada en estos materiales bajo una específica razón de esfuerzos al corte cíclico (CSR). También se ha observado que la resistencia cíclica de este tipo de material está afectada por la mineralogía, contenido de finos, razón de vacíos y modo de carga, entre otros.

Uno de los aspectos importantes cuando se estudia el potencial de pérdida de resistencia en suelos de grano fino, durante carga sísmica, es identificar el tipo de comportamiento fundamental del material (Boulanger & Idriss, 2004). Estos autores usaron los términos “sand-like” y “clay-like” para clasificar suelos de grano fino, cuya resistencia cíclica no drenada es fundamentalmente más parecida a las arenas o las arcillas, respectivamente. Clasificar los suelos de acuerdo con estas categorías no es una tarea fácil, debido a la transición en el comportamiento que ocurre entre los limos no plásticos (que responden como arenas) y las arcillas plásticas (Suazo, Fourie, Doherty, & Hasan, 2015).

Algunos estudios también han mostrado que depósitos no clasificados de relaves espesados son susceptibles a la licuación si el contenido de agua permanece relativamente alto (cerca de la saturación). En este contexto, es comúnmente sugerido que los relaves espesados se vuelven resistentes a la licuación si la desaturación va más allá del límite de contracción. Sin embargo, investigaciones recientes (Tsukamoto, Kawabe, Matsumoto, & Hagiwara, 2014) han mostrado que la licuación puede ocurrir a grados de desaturación tan bajos como 40 %

en arenas limosas (aunque en un terremoto muy largo). Un comportamiento similar es esperado para relaves espesados no saturados de baja plasticidad mientras las condiciones de volumen constante permanezcan durante el sismo. Por lo tanto, la licuación es una preocupación verdadera en los depósitos de relaves espesados (Suazo & Fourie, 2016).

Los modelos numéricos se han utilizado con buenos resultados para la fracción gruesa de los relaves (arenas), sin embargo, no se tiene información respecto al uso de modelos constitutivos para el estudio de la respuesta cíclica de relaves integrales (limo-arenoso o limo). No existe un punto intermedio de clasificación entre los comportamientos tipo “sand-like” y “clay-like”.

CAPÍTULO 3

FLAC2D: MODELOS CONSTITUTIVOS

3.1 FLAC2D

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) es un programa de diferencia finita explícita de dos dimensiones. Fue desarrollado en 1986 en un principio para desarrollar análisis de microcomputadoras operando con sistema Microsoft Windows. Hoy en día, el software está diseñado para la computación a alta velocidad de modelos con grillas de miles de elementos. Problemas típicos de ingeniería son resueltos en algunas horas. FLAC fue diseñado originalmente para la geotecnia y minería y, desde entonces, la versatilidad del programa lo ha hecho esencial en el análisis y diseño de otros campos de la ingeniería.

FLAC ofrece un amplio rango de capacidades para resolver problemas en mecánica. Los materiales son representados por elementos dentro de una grilla que es ajustada para adaptarse a la forma del objeto modelado. Cada elemento se comporta de acuerdo con una ley lineal o no lineal de esfuerzo-deformación prescrito, en respuesta a una fuerza aplicada o restricciones de bordes. El material puede fluir o ceder y la grilla puede deformarse y moverse con el material que representa.

FLAC también contiene un potente lenguaje de programación incorporado, "FISH" (FLAC-ish), que permite al usuario definir nuevas variables y funciones (Itasca Consulting Group, 2011).

3.2 Modelos Constitutivos Existentes

Existe un gran número de modelos constitutivos que han desarrollado los usuarios (User-defined models) e implementados en FLAC, para poder simular la generación de las presiones de poros. Para la presente investigación se calibrarán datos reales con las simulaciones de los modelos UBCSAND y PM4SAND, por ser los que han entregado mejores respuestas en el pasado.

3.2.1 PM4SAND

Modelo desarrollado por Ross Boulanger y Katerina Ziotopoulou (en su versión 3-2015). El modelo constitutivo PM4SAND sigue el marco básico de la relación de esfuerzos controlados, estado crítico compatible y modelo de plasticidad de superficie límite para

arenas, el cual fue inicialmente presentado por Manzari y Dafalias (Manzari & Dafalias, 1997) y luego expandido por Dafalias y Manzari (2004). Fueron realizadas modificaciones a este modelo y luego implementadas para mejorar su habilidad de aproximarse a relaciones de diseño usadas en ingeniería para estimar el comportamiento esfuerzo-deformación, el cual es importante para predecir las deformaciones del suelo a causa de la licuación durante un evento sísmico.

PM4SAND está codificado como una librería de enlace dinámico (DLL) para usarse con el software FLAC 7.0 (Itasca Consulting Group, 2011).

El modelo descrito fue desarrollado para aplicaciones de ingeniería sísmica, con metas específicas: (1) la habilidad de aproximar razonablemente relaciones empíricas usadas en la práctica, y (2) la capacidad de ser calibrado dentro de una cantidad razonable de esfuerzo. En esencia, el enfoque adoptado fue calibrar el modelo constitutivo a nivel de las ecuaciones, de tal forma que las formas funcionales para las relaciones constitutivas fueran tomadas por su capacidad de aproximar las tendencias importantes incorporadas en las correlaciones empíricas basadas en el laboratorio y los casos, que son usualmente usadas en la realidad (Boulanger & Ziotopoulou, 2015).

3.2.1.1 Formulación del Modelo

El modelo de Dafalias y Manzari (2004) extiende su versión previa añadiendo un tensor fábrica-dilatancia, para tener en cuenta los cambios que se producen en la muestra durante la carga. Este tensor es usado para modelar macroscópicamente el efecto que en forma microscópica se observa en la fábrica de la arena durante la dilatación plástica y la respuesta contractiva cuando se dan esfuerzos reversibles (carga cíclica). El modelo PM4SAND descrito en este capítulo es presentado en su formulación multi-axial, junto con el modelo original Dafalias-Manzari para su comparación (Dafalias & Manzari, 2004).

3.2.1.1.1 Términos Básicos de Esfuerzo y Deformación

Modelo basado en tensiones efectivas, con el símbolo prima omitido en el esfuerzo por conveniencia, ya que todos los esfuerzos son efectivos para el modelo.

Los esfuerzos son representados por el tensor $\boldsymbol{\sigma}$, los esfuerzos principales efectivos por $\boldsymbol{\sigma_1}$, $\boldsymbol{\sigma_2}$ y $\boldsymbol{\sigma_3}$, el esfuerzo efectivo promedio por $\mathbf{p}$, el esfuerzo desviatorio por el tensor $\mathbf{s}$ y la relación de tensión desviatoria por $\mathbf{r}$. La presente implementación fue simplificada tomando las ecuaciones y relaciones en términos de los esfuerzos solamente en el plano. Esto limita el modelo para aplicaciones de deformaciones en el plano, no siendo correcto para casos generales, pero tiene la ventaja de simplificar la implementación y mejorar la velocidad computacional por reducir el número de operaciones.

$$\sigma = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} \end{pmatrix} \qquad [\,3.1\,]$$

$$p = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy}}{2} \qquad [\ 3.2\ ]$$

$$s = \sigma - p\boldsymbol{I} = \begin{pmatrix} s_{xx} & s_{xy} \\ s_{xy} & s_{yy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} - p & \sigma_{xy} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} - p \end{pmatrix} \qquad [\ 3.3\ ]$$

$$r = \frac{s}{p} = \begin{pmatrix} r_{xx} & r_{xy} \\ r_{xy} & r_{yy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\sigma_{xx} - p}{p} & \frac{\sigma_{xy}}{p} \\ \frac{\sigma_{xy}}{p} & \frac{\sigma_{yy} - p}{p} \end{pmatrix} \qquad [\ 3.4\ ]$$

Las deformaciones del modelo son representadas por el tensor **ε**, el cual puede ser separado en deformaciones volumétricas ε_v y el tensor de deformaciones desviatorias **e**.

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} \qquad [\ 3.5\ ]$$

$$e = \varepsilon - \frac{\varepsilon_v}{3}\boldsymbol{I} \qquad [\ 3.6\ ]$$

En forma incremental, los términos de las deformaciones volumétricas y desviadoras pueden ser descompuestos en una parte elástica y plástica:

$$\begin{aligned} de &= de^{el} + de^{pl} \\ d\varepsilon_v &= d\varepsilon_v{}^{el} + d\varepsilon_v{}^{pl} \end{aligned} \qquad [\ 3.7\ ]$$

Dónde:

de^{el} = Tensor de incrementos de deformaciones desviadoras elásticas.

de^{pl} = Tensor de incrementos de deformaciones desviadoras plásticas.

$\varepsilon_v{}^{el}$ = Incremento de deformaciones volumétricas elásticas.

$\varepsilon_v{}^{pl}$ = Incremento de deformaciones volumétricas plásticas.

3.2.1.1.2 Estado Crítico

Dafalias y Manzari (2004), basaron su modelo en los resultados de Li y Wang (1998), usando una poderosa relación para aproximar la curva de la línea de estado crítico que se produce en un amplio intervalo de tensiones de confinamiento.

$$e_{cs} = e_o - \lambda\left(\frac{p_{cs}}{p_A}\right)^m \qquad [\ 3.8\ ]$$

dónde p_{cs} = esfuerzo promedio en el estado crítico, e_{cs} = razón de vacíos en el estado crítico, y e_o, λ, y m son parámetros que controlan la posición y forma de la línea de estado crítico (Li & Wang, 1998).

En cambio, el modelo aquí presente usa el "índice parámetro de estado relativo" (ξ_R) como se presenta en Boulanger (Boulanger R. , 2003a) y muestra la figura 2.1. El parámetro de estado relativo (Konrad, 1988) es el parámetro de estado, normalizado por la diferencia entre la máxima razón de vacíos (e_{max}) y la mínima relación de vacíos (e_{min}) valores que son usados para definir la densidad relativa (D_R). ξ_R es sólo el parámetro de estado relativo definido usando una relación empírica para la línea de estado crítica.

$$\xi_R = D_{R,cs} - D_R \qquad [\ 3.9\ ]$$

$$D_{R,cs} = \frac{R}{Q - \ln(100\frac{p}{p_A})} \qquad [\ 3.10\ ]$$

dónde $D_{R,cs}$ = Densidad relativa en el estado crítico para la tensión efectiva media actual. Los parámetros Q y R son cerca de 10 y 1, respectivamente, para arenas cuarzosas (Bolton, 1986).

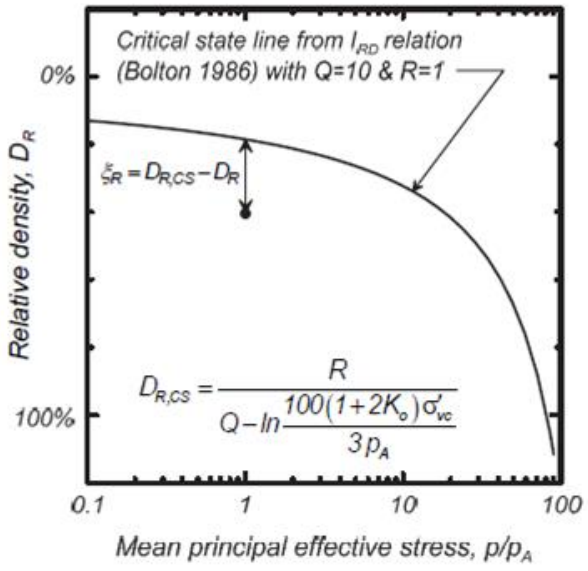


Figura 3-1. Índice Parámetro de Estado Relativo (Boulanger & Ziotopoulou, 2015).

3.2.1.1.3 Fronteras, Dilatancia y Superficies Críticas

El presente modelo simplifica las superficies removiendo la dependencia con el ángulo de Lode (esto significa que los ángulos de fricción son los mismos en cargas de compresión o

extensión). La relación de la frontera M^b y la dilatancia M^d pueden estar relacionadas con los esfuerzos críticos **M** a través de las siguientes expresiones:

$$M^b = M \cdot \exp(-n^b \xi_R) \qquad [3.11]$$

$$M^d = M \cdot \exp(n^d \xi_R) \qquad [3.12]$$

dónde n^b y n^d son parámetros que determinan los valores de M^b y M^d, respectivamente. Para la presente implementación, el esfuerzo medio normal **p** es tomado como el promedio de los esfuerzos normales en el plano, **q** es la diferencia entre los esfuerzos máximos y mínimos y la relación de **M** es entonces reducida a:

$$M = 2 \cdot \sin(\phi_{cv}) \qquad [3.13]$$

dónde ϕ_{cv} es el ángulo de fricción efectivo a volumen constante o estado crítico. Las tres superficies pueden ser visualizadas convenientemente como líneas en un plano **p-q** (donde $q=\sigma_1-\sigma_3$) o como superficies circulares en el gráfico de razón de esfuerzos de r_{yy} versus r_{xx}.

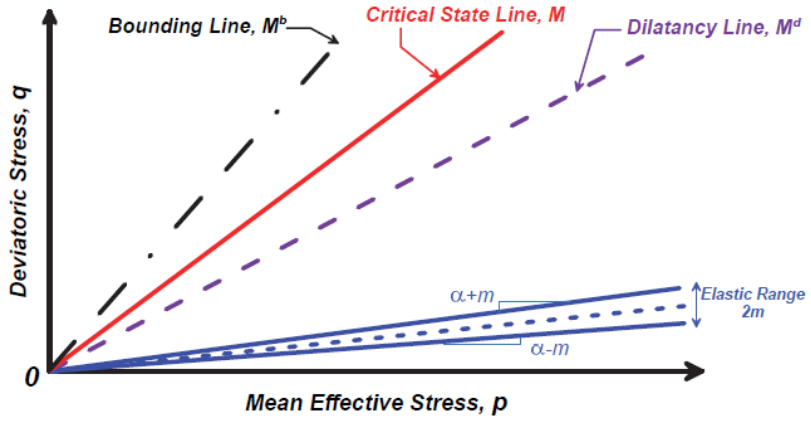


Figura 3-2. Esquema de superficies de fluencia, dilatancia y superficie crítica en el espacio p-q (Boulanger & Ziotopoulou, 2015).

El presente modelo permite que n^b y n^d sean diferentes para estados críticos sueltos o densos de la misma arena.

3.2.1.1.4 Superficie de Fluencia

La superficie de fluencia y el tensor **α** (back-stress ratio) sigue el modelo de Dafalias-Manzari, aunque su forma final se simplifica considerablemente por la suposición previa de remover la dependencia con el ángulo de Lode. La superficie de fluencia es un pequeño cono

en el espacio de los esfuerzos y su centro lo define el tensor α. Está definido por la siguiente expresión:

$$f = [(s - p\alpha):(s - p\alpha)]^{1/2} - \sqrt{1/2}pm = 0 \qquad [\ 3.14\ ]$$

El tensor α define el centro de la superficie de fluencia, y el parámetro *m* define el radio del cono en términos de la razón de esfuerzos.

La formulación de la superficie de contorno ahora requiere que sean definidos los tensores de esfuerzo de contorno y dilatancia. Dafalias y Manzari (2004) mostraron que es más conveniente realizar un seguimiento del tensor α y en forma similar definir las superficies de contorno y dilatancia en términos del back-strees ratio. Un tensor α imaginario para la superficie de contorno α^b es definido como:

$$\alpha^b = \sqrt{1/2}[M^b - m]\boldsymbol{n} \qquad [\ 3.15\ ]$$

dónde el tensor **n** es normal a la superficie de fluencia. Un tensor α imaginario para la superficie de dilatancia α^d es similarmente definido como:

$$\alpha^d = \sqrt{1/2}[M^d - m]\boldsymbol{n} \qquad [\ 3.16\ ]$$

El cálculo de la respuesta constitutiva puede ser convenientemente expresado en términos del tensor α más bien que en términos de la razón de esfuerzos.

3.2.1.1.5 Esfuerzo Reversible y relación inicial del tensor back-stress

Una inversión en la dirección de la carga está definida siguiendo la práctica tradicional de la superficie límite, cuando:

$$(\alpha - \alpha_{in}):\boldsymbol{n} < 0 \qquad [\ 3.17\ ]$$

Un esfuerzo reversible causa que la relación actual de esfuerzos se vuelva el esfuerzo inicial para una carga subsecuente. Pequeños ciclos de carga reversible pueden reajustar los esfuerzos iniciales y causar que el módulo K_p se incremente, en cuyo caso la respuesta esfuerzo-deformación se vuelve excesivamente rígido después de una pequeña inversión de la carga. Este es un problema bien conocido de las formulaciones de superficie límite, para el cual diferentes aproximaciones ofrecen ventajas y desventajas.

3.2.1.1.6 Deformaciones Elásticas y Módulos

Las deformaciones desviadoras elásticas y las deformaciones volumétricas elásticas son calculadas como sigue:

$$de^{el} = \frac{ds}{2G} \qquad [\ 3.18\ ]$$

$$d\varepsilon_v^{el} = \frac{dp}{K} \quad [\ 3.19\ ]$$

donde **G** es el módulo de corte elástico y **K** es el módulo de compresibilidad elástico. El módulo de corte presente en el modelo es dependiente del esfuerzo efectivo promedio, de acuerdo con:

$$G = G_o p_A \left(\frac{p}{p_A}\right)^{1/2} C_{SR} \quad [\ 3.20\ ]$$

donde G_o es una constante, p_A es la presión atmosférica (101.3 kPa) y C_{SR} es el factor que da cuenta de los efectos de relación de esfuerzos. Los efectos de la razón de esfuerzos y su historia sobre el módulo de corte son aproximadamente tomados en cuenta en el modelo por el factor C_{SR}.

$$C_{SR} = 1 - C_{SR,o} \cdot \left(\frac{M}{M^b}\right)^{mSR} \quad [\ 3.21\ ]$$

El módulo de compresibilidad elástico está relacionado con el módulo de corte a través del coeficiente de Poisson:

$$K = \frac{2(1+\upsilon)}{3(1-2\upsilon)} G \quad [\ 3.22\ ]$$

3.2.1.2 Componentes Plásticos Sin Efecto de Fábrica

3.2.1.2.1 Índice de Carga

El índice de carga L es usado para calcular las componentes plásticas de las deformaciones incrementales volumétricas y del tensor de deformaciones desviatorias.

$$d\varepsilon_v^{el} = \langle L \rangle D \quad [\ 3.23\ ]$$

$$de^{pl} = \langle L \rangle R' \quad [\ 3.24\ ]$$

dónde D es la dilatancia, R es la dirección de $d\varepsilon^{pl}$, R' es la componente desviatoria de R, y $\langle\ \rangle$ son los paréntesis de MacCauley que fija los valores negativos a cero $\langle L \rangle = L$ si $L \geq 0$ y $\langle L \rangle = 0$ si $L < 0$). El tensor R, por asumir que no depende del ángulo de Lode, es:

$$R = n + \frac{1}{3} D\boldsymbol{I} \quad [\ 3.25\ ]$$

dónde **n** es la unidad normal a la superficie de fluencia. Notar que la suposición de no dependencia del ángulo de Lode también significa que R' = **n**. La dilatancia D relaciona las deformaciones plásticas incrementales volumétricas con las deformaciones plásticas incrementales desviatorias.

$$D = \frac{d\varepsilon_v^{pl}}{|de^{pl}|} \quad [\ 3.26\ ]$$

La dilatancia D puede ser también relacionada con las deformaciones de corte convencionales en ingeniería, en la aproximación de deformaciones en el plano, como sigue:

$$D = \frac{d\varepsilon_v^{el}}{\sqrt{1/2}|d\gamma^{pl}|} \quad [\ 3.27\ ]$$

El índice de carga es:

$$L = \frac{2Gn{:}\,de - n{:}\,rKd\varepsilon_v}{K_p + 2G - KDn{:}\,r} \quad [\ 3.28\ ]$$

El incremento de esfuerzos para deformaciones incrementales impuestas puede ser calculado como:

$$d\sigma = 2Gde + Kd\varepsilon_v \boldsymbol{I} - \langle \boldsymbol{L} \rangle (2Gn + KD\boldsymbol{I}) \quad [\ 3.29\ ]$$

3.2.1.2.2 Endurecimiento y actualización del back-stress ratio

La actualización del back-stress ratio depende de aspectos del endurecimiento del modelo. Dafalias y Manzari (2004) actualizan esta razón (tensor α) de acuerdo con la superficie límite:

$$d\alpha = \langle L \rangle \left(\frac{2}{3}\right) h(\alpha^b - \alpha) \quad [\ 3.30\ ]$$

dónde **h** es el coeficiente de endurecimiento. El factor 2/3 fue incluido por conveniencia de manera que las constantes del modelo serían iguales en las derivaciones triaxiales o multiaxiales. Posteriormente mostraron que la condición de consistencia ∂f=0 era satisfecha cuando el módulo plástico K_p estaba relacionado con el coeficiente de endurecimiento como:

$$K_p = \frac{2}{3} p \cdot h \cdot (\alpha^b - \alpha){:}\,\boldsymbol{n} \quad [\ 3.31\ ]$$

Esta expresión puede ser reordenada de manera de mostrar que la ecuación de consistencia puede ser satisfecha expresando el coeficiente de endurecimiento como:

$$h = \frac{3}{2} \cdot \frac{K_p}{p \cdot (\alpha^b - \alpha){:}\,\boldsymbol{n}} \quad [\ 3.32\ ]$$

La relación para el módulo plástico puede tomar una gama de formas, con la condición de que el coeficiente de endurecimiento y la actualización del tensor α sigan las expresiones mencionadas.

3.2.1.2.3 Módulo Plástico

Las relaciones del módulo plástico han sido revisadas en el modelo presente para proporcionar una mejor aproximación de las relaciones empíricas para el módulo de corte

secante y los coeficientes de amortiguamiento equivalentes durante carga cíclica drenada de deformaciones controladas. El módulo plástico es calculado como:

$$K_p = G \cdot h_o \cdot \frac{\left[(\alpha^b - \alpha) : \boldsymbol{n}\right]^{0.5}}{[exp[(\alpha^b - \alpha) : \boldsymbol{n}] - \mathbf{1}] + C_{\gamma 1}} \qquad [\ 3.33\ ]$$

3.2.1.2.4 Deformaciones Volumétricas Plásticas - Dilatación

Deformaciones volumétricas plásticas están relacionadas con las deformaciones plásticas desviatorias a través de la dilatancia D, que es calculado en el modelo de Dafalias y Manzari (2004) y es el componente base del modelo presentado acá:

$$D = A_{do} \cdot \left[(\alpha^d - \alpha) : \boldsymbol{n}\right] \qquad [\ 3.34\ ]$$

Notar que la dilatación (se incrementa la razón de vacíos) ocurre cuando el término $(\alpha^d - \alpha) : \boldsymbol{n}$ es menor que cero, mientras que la contracción (decrece la relación de vacíos) ocurre cuando es positivo.

Un valor por defecto para A_{do} es calculado basado en la expresión anterior usando las condiciones al momento de inicializar el modelo FLAC. Si se quiere un valor alternativo manualmente impuesto como propiedad del modelo, el valor por defecto será desactivado.

3.2.1.2.5 Deformaciones Volumétricas Plásticas - Contracción

Deformaciones volumétricas plásticas durante la contracción (esto es, cuando $(\alpha^d - \alpha) : \boldsymbol{n}$ es mayor a cero) son calculadas usando las mismas expresiones que la dilatancia.

Se encontró que el uso de esta expresión limita la capacidad del modelo de aproximar un número de importantes respuestas de cargas; ejemplo, es sobreestimada la pendiente de la razón de resistencia cíclica (CRR) versus el número de ciclos de carga uniformes equivalentes para pruebas no drenadas cíclicas.

Deformaciones volumétricas plásticas durante la contracción son calculadas en el modelo presentado usando la siguiente expresión:

$$D = A_{dc} \cdot [(\alpha - \alpha_{in}) : \boldsymbol{n} + C_{in}]^2 \frac{(\alpha^d - \alpha) : \boldsymbol{n}}{(\alpha^d - \alpha) : \boldsymbol{n} + C_D} \qquad [\ 3.35\ ]$$

$$A_{dc} = \frac{A_{do}}{h_p} \qquad [\ 3.36\ ]$$

Las diversas formas en las relaciones anteriores se han desarrollado para mejorar diferentes aspectos del rendimiento del modelo calibrado. El valor de D se estableció proporcional a la raíz de $((\alpha - \alpha_{in}) : \boldsymbol{n} + C_{in})$ para mejorar la pendiente de la relación entre CRR y el número de los ciclos de carga uniforme. El término C_{in} depende de la fábrica y mejora las rutas de

esfuerzos para la carga cíclica no drenada y la respuesta de deformaciones volumétricas durante carga cíclica drenada. La inclusión de esta constante permite cierta deformación volumétrica para el desarrollo temprano en la descarga para un punto fuera de la superficie de dilatancia. Los términos restantes del lado derecho de la ecuación fueron elegidos para ser cercanos a la unidad en la mayoría de intervalos de carga, garantizando al mismo tiempo que D suavemente vaya a cero cuando α se acerca a α^d. Resultados razonables se obtienen usando valores de C_d de 0.10.

Un límite superior se impuso a la tasa de contracción, con el valor límite calculado como:

$$D \leq 1.5 \cdot A_{do} \frac{(\alpha^d - \alpha) : \boldsymbol{n}}{(\alpha^d - \alpha) : \boldsymbol{n} + C_D} \qquad [\ 3.37\ ]$$

Este límite previene problemas numéricos que se encontraron con tasas de contracción excesivamente grandes. No parece haber limitado la capacidad del modelo para recrear las tasas de contracción reales.

3.2.1.3 Efectos de Fábrica

El tensor de fábrica-dilatancia fue modificado para el presente modelo, según:

$$dz = -\frac{C_z}{1 + \langle \frac{z_{cum}}{2z_{max}} - 1 \rangle} \frac{\langle -d\varepsilon_v^{pl} \rangle}{D} (z_{max} n + z) \qquad [\ 3.38\ ]$$

En esta expresión, el tensor **z** evoluciona en respuesta a las deformaciones plásticas desviatorias que ocurren sólo durante la dilatación (dividiendo la deformación volumétrica plástica por la dilatancia da deformación de corte plástico). En adición, la evolución de la fábrica está restringida a ocurrir cuando $(\alpha^d - \alpha) : \boldsymbol{n} < 0$; esta restricción adicional imposibilita la evolución de la fábrica durante la dilatación por encima de la superficie de dilatancia rotada no así por debajo de la superficie no rotada. El parámetro z_{cum} es el valor acumulado de los cambios absolutos en **z** calculados de acuerdo con:

$$dz_{cum} = |dz| \qquad [\ 3.39\ ]$$

La tasa de evolución para **z** por consiguiente decrece cuando se incremente z_{cum} lo que permite a la respuesta cíclica de esfuerzo-deformación no drenada progresivamente acumular deformación de corte antes que se bloquee en un bucle repetitivo de esfuerzo-deformación. En adición, también se rastrea el valor más grande pasado (amplitud escalar) para **z** durante su historia de carga:

$$z_{peak} = máx(\sqrt{\frac{z : z}{2}}, z_{peak}) \qquad [\ 3.40\ ]$$

Los valores de **z**, z_{peak} y z_{cum} luego son utilizados para facilitar la acumulación de deformación de corte bajo carga simétrica a través de sus efectos sobre las relaciones en el módulo plástico y dilatancia.

3.2.1.3.1 Efectos de Fábrica sobre el módulo plástico

Un efecto de fábrica sobre el módulo plástico fue añadido al modelo reduciendo el módulo plástico cuando el tensor de fábrica se incrementa en la amplitud peak, como:

$$K_p = G \cdot h_o \cdot \frac{[(\alpha^b - \alpha):\boldsymbol{n}]^{0.5}}{[exp[(\alpha - \alpha_{in}):\boldsymbol{n}] - \mathbf{1}] + C_{\gamma 1}} \cdot \frac{C_{k\alpha}}{1 + C_{K_p}\left(\frac{z_{peak}}{z_{max}}\right)\langle(\alpha^b - \alpha):\boldsymbol{n}\rangle\sqrt{1 - C_{zpk2}}} \qquad [\ 3.41\ ]$$

La expresión anterior produce una reducción en el módulo plástico cuando la fábrica es favorable ($\mathbf{z}:\mathbf{n} \geq 0$) y con el incremento de las deformaciones de corte plástico (que conceptualmente rompería cualquier cimentación). Esto reduce ambos, el módulo plástico y el amortiguamiento histerético a grandes deformaciones de corte (notar que $z_{peak} = 0$ a menos que el suelo se haya cargado con suficiente fuerza para pasar fuera de la superficie de dilatancia), mejora las deformaciones volumétricas que se desarrollan en la carga cíclica drenado, y mejora la ruta de la carga cíclica no drenada.

El efecto acumulativo de los parámetros anteriores se puede entender como sigue. Si el suelo es fuertemente cargado en una dirección y forma una cantidad significativa de fábrica y luego es descargado, a continuación, subsecuentemente se actualizan los términos: C_{zpk2} y C_{zpk1} tienden a 1 y $C_{k\alpha}$ será más grande. Si las cargas se aumentan hasta que el suelo comienza a cizallar y formar fábrica a incluso mayores esfuerzos (altos valores de **p**) luego se forma la fábrica) entonces $C_{k\alpha}$ será 1 ($C_{zpk2} = 0$). En este camino, un elemento que ha desarrollado fábrica durante carga monotónica o cíclica sin inversión del sentido total de la tensión de corte (un elemento dentro de una pendiente empinada donde las tensiones tangenciales estáticas son mayores que los esfuerzos de corte cíclicos) será, luego de ser descargado y cargado, inicialmente mucho más rígido (incremento de K_p) seguido de un ablandamiento (menor K_p) si el suelo es cargado en terreno virgen.

3.2.1.3.2 Efectos de Fábrica sobre el módulo elástico

El módulo de corte elástico y el módulo de compresibilidad elástico pueden degradar con el incremento del valor acumulado del término de deformación plástica desviatoria, z_{cum}. Esta componente del modelo fue añadida para dar cuenta de la destrucción progresiva, con el aumento de la deformación de corte plástico, de todos los depósitos de cimentación u otro envejecimiento o fenómenos de deformaciones relacionados que producen cualquier incremento en el módulo de deformación de corte. La destrucción de la cementación menor por deformaciones de corte plástica se evidencia en el campo midiendo la velocidad de la onda de corte en la arena después de los sismos. La degradación del módulo de corte elástico es calculada como:

$$G = G_o p_A \left(\frac{p}{p_A}\right)^{1/2} C_{SR} \left(\frac{1 + \frac{z_{cum}}{z_{max}}}{1 + \frac{z_{cum}}{z_{max}} C_{GD}}\right) \qquad [\ 3.42\ ]$$

dónde C_{GD} es el factor por el cual el módulo de corte es degradado a valores muy largos de z_{cum}. Este cambio en el módulo G causa que el módulo de compresibilidad K progresivamente decrezca cuando se incrementa z_{cum}. Este cambio en K mejora la capacidad del modelo para realizar un seguimiento de la respuesta esfuerzo-deformación de arena licuable. En particular, un decrecimiento de K con el incremento de z_{cum} reduce la tasa de endurecimiento por deformación después de la transformación de fase a grandes niveles de deformación por corte, y mejora la capacidad de aproximar la respuesta histerética de esfuerzo-deformación de un suelo a medida que se licua.

3.2.1.3.3 Efectos de Fábrica en los ángulos de fricción Peak movilizados en Cargas Drenadas y No Drenadas

Kutter y Chen (Kutter & Chen, 1997) mostraron que las tasas de dilatación plástica son diferentes en la carga drenada y no drenada en la misma arena limpia, con la consecuencia que el ángulo de fricción movilizado también es diferente para los casos drenados y no drenados. Este comportamiento puede parecer contradictorio con tener una superficie limite que es sólo dependiente del estado relativo de la arena (a través del parámetro n^b) si el ángulo de fricción movilizado para rutas de cargas drenadas y no drenadas están ambos controlados por la superficie límite. Por lo cual este modelo produce el mismo ángulo para los dos tipos de carga.

3.2.1.4 Reconsolidación Post-Sismo

Deformaciones volumétricas desarrolladas durante la reconsolidación post-licuación de las arenas son difíciles de modelar numéricamente usando la convencional separación de las deformaciones en sus componentes elásticas y plásticas, ya que una gran porción de las deformaciones post-licuación son debidas a los efectos de la sedimentación los cuales no son fáciles de incorporar en dichas componentes. Simulaciones en elementos simples usando varios modelos constitutivos muestran que su predicción general de las deformaciones de reconsolidación son un orden de magnitud menor que las observadas en estudios experimentales (Ziotopoulou & Boulanger, 2013) (Howell, Rathje, & Boulanger, 2014).

El presente modelo fue modificado para proveer estimaciones más realistas de las deformaciones de reconsolidación durante el tramo post-sismo de la simulación numérica. La modificación implica el enfoque pragmático de reducir el módulo de corte elástico G post-sismo (y en consecuencia el módulo de compresibilidad K) que incrementa las deformaciones de reconsolidación, compensando así las deformaciones de sedimentación que no son explícitamente modeladas. El usuario puede activar esta característica después del término del movimiento, de tal manera que las deformaciones se aproximan mejor en el resto de la

simulación. Esta función no debe activarse para la porción de la simulación donde actúa el sismo.

Los módulos elásticos post-sismo son determinados multiplicando el módulo elástico convencional por un factor de reducción F_{sed}, como sigue:

$$G_{post-shaking} = F_{sed} G \quad [3.43]$$

$$K_{post-shaking} = F_{sed} K \quad [3.44]$$

El valor de F_{sed} es calculado como:

$$F_{sed} = F_{sed,min} + (1 - F_{sed,min}) \left(\frac{p'}{20 p'_{sed}} \right) \leq 1 \quad [3.45]$$

$$p'_{sed} = p'_{sed_o} + \left(\frac{z_{cum}}{z_{cum} + z_{max}} \right) \langle 1 - \frac{M^{cur}}{M^d} \rangle^{0.25} \quad [3.46]$$

$$F_{sed,min} = 0.04 \quad [3.47]$$

$$p'_{sed_o} = -\frac{p_{atm}}{5} \quad [3.48]$$

dónde el valor constante $F_{sed,min}$ representa el menor valor que F_{sed} puede alcanzar y el parámetro p'_{sedo} es el esfuerzo promedio efectivo hasta el que se mejorado la deformación de reconsolidación. El valor de F_{sed} progresivamente se reduce desde la unidad hacia el valor de $F_{sed,min}$ y z_{cum} progresivamente se incrementa con tal que M^{cur} sea menor que M^d. $F_{sed,min} = 0.04$ produce respuestas razonables.

3.2.1.5 Implementación de PM4SAND en FLAC

3.2.1.5.1 Aspectos de la aproximación numérica de FLAC

FLAC es un programa de diferencias finitas explícitas el cual usa pasos de tiempo iguales o más pequeños que el tiempo mínimo requerido por las ondas para viajar entre cualquier par de nodos. Esta aproximación asegura que la información física no se propaga más rápido que la información numérica. FLAC calcula un paso de tiempo por defecto basado en las propiedades del modelo (tamaño de los elementos, rigidez del material, permeabilidad,

amortiguamiento). Los usuarios pueden especificar un paso de tiempo menor al dado por defecto.

La convergencia del modelo constitutivo integrado depende en mayor medida del incremento del tamaño de las deformaciones, lo cual depende de la tasa de carga y el paso de tiempo. La convergencia de la solución global explícita depende en mayor medida del incremento de los esfuerzos generados en los materiales, que es de nuevo controlado indirectamente por el paso de tiempo por defecto.

3.2.1.5.2 Efectos del paso de tiempo en la respuesta de los elementos

Las soluciones no son sensibles al paso de tiempo para el rango de problemas y las tasas de cargas examinadas.

3.2.1.5.3 Notas adicionales con respecto al archivo DLL

La habilidad de usar los archivos DLL con las condiciones de contorno "free-field" de FLAC no ha sido configurada aún. El usuario no debe tener PM4SAND en la columna exterior de elementos en los cuales se aplicarán estos bordes. Del mismo modo, no se puede utilizar el modelo en la fila inferior de los elementos sobre una base compatible.

3.2.1.5.4 Notas adicionales sobre el uso en problemas de contorno

FLAC incluye procedimientos de solución estáticos y dinámicos. PM4SAND ha sido validado sólo para el uso de procedimientos dinámicos. La solución estática usa valores extremadamente altos de amortiguamiento lo que puede acarrear esfuerzos normales y cortantes significativos, lo que a su vez causa problemas con la respuesta de un material altamente no lineal.

Una cantidad nominal para el amortiguamiento tipo Rayleigh debe ser incluido en zonas donde se use PM4SAND, evitando así ruido numérico. Una razón de amortiguamiento del 0.005 ha sido encontrada suficiente para la mayoría de las aplicaciones.

A continuación, un ejemplo que muestra la respuesta de PM4SAND para un ensayo de corte directo cíclico no drenado, mostrando las variaciones de esfuerzos, razones de esfuerzo y términos del tensor de fábrica.

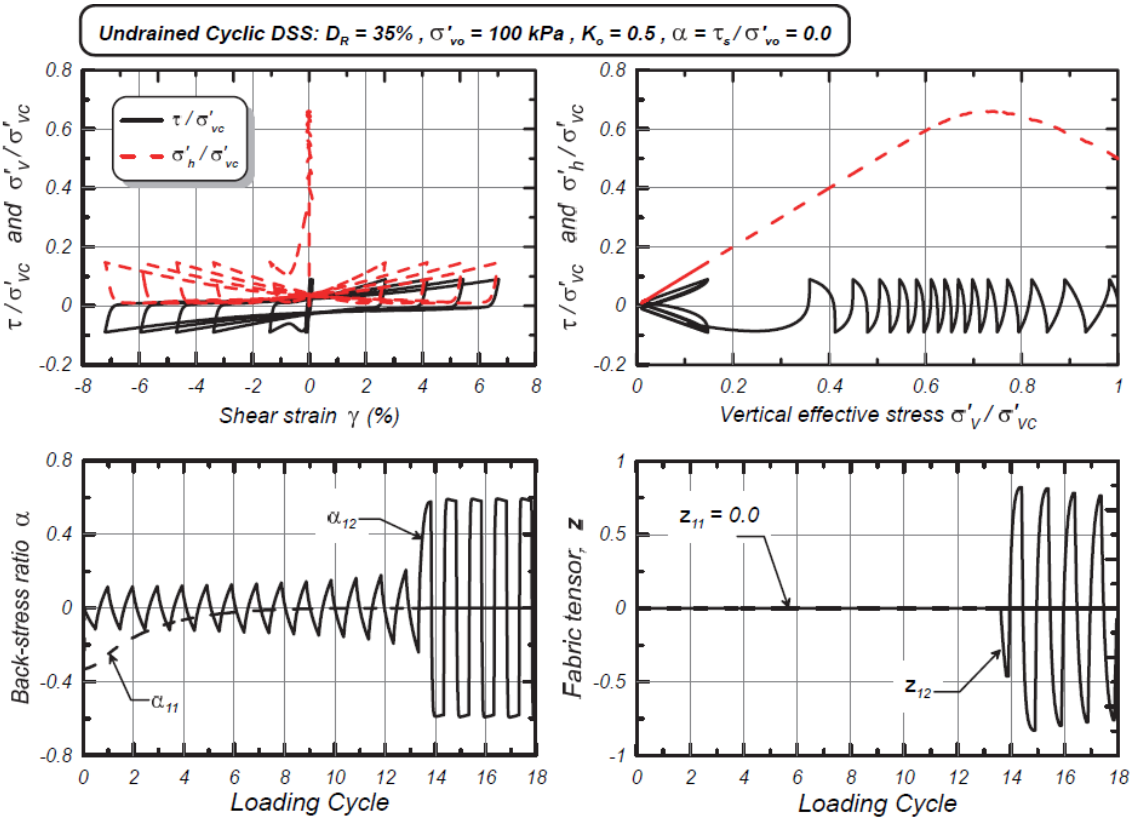


Figura 3-3. Respuesta de ensayo Cíclico de Corte Directo No Drenado PM4SAND (Boulanger & Ziotopoulou, 2015).

3.2.2 UBCSAND

Modelo constitutivo desarrollado en la Universidad de British Columbia, por el profesor Peter Byrne con contribución de Michael Beaty (Beaty & Byrne, 2011). UBCSAND es un modelo de esfuerzos efectivos plásticos para uso en análisis avanzado de esfuerzo-deformación de estructuras geotécnicas. El modelo fue desarrollado en un comienzo para suelos tipo arena teniendo el potencial para desarrollar licuación bajo carga sísmica (ejemplo, arenas y arenas limosas con densidad relativa menor al 80%). El modelo predice el comportamiento esfuerzo-deformación de corte de un suelo, usando una relación hiperbólica asumida, y estima la respuesta volumétrica asociada del esqueleto del suelo usando una regla de flujo que es función de la razón actual de esfuerzos η. El modelo puede ser usado en problemas totalmente acoplados de mecánica y flujo de agua subterránea, donde los cálculos son realizados simultáneamente.

La primera versión de UBCSAND, que fue ampliamente usada para análisis sísmicos, fue completada en 2002 y fue llamada UBCSAND 904a. Esta versión ha tenido un uso y escrutinio considerable desde su desarrollo, y se ha utilizado como la versión de base para varios códigos modificados. Una de estas modificaciones, versión 904aR, fue desarrollada durante la evaluación de una presa en California (Success Dam) para mejorar el

comportamiento del modelo bajo determinados tipos de cargas. Se prestó especial atención a la predicción de las presiones intersticiales en exceso cuando significativas tensiones tangenciales estáticas estaban presentes.

3.2.2.1 Descripción de la versión 904a de UBCSAND

UBCSAND es un modelo constitutivo que estima directamente la respuesta del esqueleto de suelo con un incremento general de carga. La respuesta del fluido del poro está acoplada a la respuesta del esqueleto a través del módulo de compresibilidad del fluido. UBCSAND está basado en la teoría clásica de plasticidad y el comportamiento característico de la arena observado en pruebas de laboratorio bajo condiciones de carga monotónica y cíclica.

3.2.2.1.1 Respuesta Elástica

El componente elástico de la respuesta se supone que es isotrópico y especificado por un módulo de corte, G^e, y un módulo de compresibilidad, B^e, como sigue:

$$G^e = K_G^e \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma'}{P_a}\right)^{ne} \qquad [\ 3.49\ ]$$

$$B^e = \alpha \cdot G^e \qquad [\ 3.50\ ]$$

Dónde:

K_G^e: es un número del módulo de corte que depende de la densidad relativa y varía desde 500 para arena suelta hasta 2000 para arena densa.

P_a: presión atmosférica en las unidades elegidas.

σ': es el esfuerzo promedio en el plano de la carga e igual a $(\sigma'_x + \sigma'_y)/2$

ne: varía entre 0.4 y 0.6, o aproximadamente 0.5

α: depende de la razón de Poisson elástica que está en el rango 0.0 ~ 0.2 (Hardin & Drenvich, 1972) con el resultado que α varía entre 2/3 y 4/3 o es aproximadamente 1.

3.2.2.1.2 Respuesta Plástica

Deformaciones plásticas son controladas por la superficie de fluencia y la regla de flujo. La superficie de fluencia está representada por una línea radial desde el origen en el espacio de los esfuerzos como muestra la Figura 3-4. Para la primera carga de corte, la superficie de fluencia está controlada por el estado actual de esfuerzos, punto A de la Figura 3-4. Cuando el esfuerzo de corte se incrementa, la razón de esfuerzo η ($= \tau/\sigma'$) se incrementa y causa que el punto de estrés se mueva al punto B. τ y σ' son los esfuerzos efectivos de corte y normales sobre el plano de máximo esfuerzo de corte. La superficie de fluencia es

arrastrada a su nueva ubicación pasando a través del punto B y el origen. Esto resultada en deformaciones plásticas, de corte y volumétricas. El incremento de deformaciones de corte plásticas, $d\gamma^p$, está relacionado con el cambio en la razón de esfuerzo de corte, $d\eta$, como muestra la Figura 3-5 y puede ser expresada como:

$$d\gamma^p = \frac{1}{G^p/\sigma'} \cdot d\eta \qquad [\ 3.51\ ]$$

dónde G^p es el módulo de corte plástico y, asumiendo una relación hiperbólica entre η y γ^p, está dado por:

$$G^p = G_i^P \cdot (1 - \frac{\eta}{\eta_f} \cdot R_f)^2 \qquad [\ 3.52\ ]$$

Dónde:

G_i^p: es el módulo plástico a bajos niveles de razón de esfuerzo (η=0)

η_f: es la razón de esfuerzo a la falla e igual a sin ϕ_f

ϕf: es el ángulo de fricción peak.

R_f: es la relación de falla usada para truncar la mejor relación hiperbólica que encaja y evitar el exceso de predicción de resistencia en la falla. R_f generalmente varía entre 0.7 y 0.98 y decrece con el incremento de la densidad relativa.

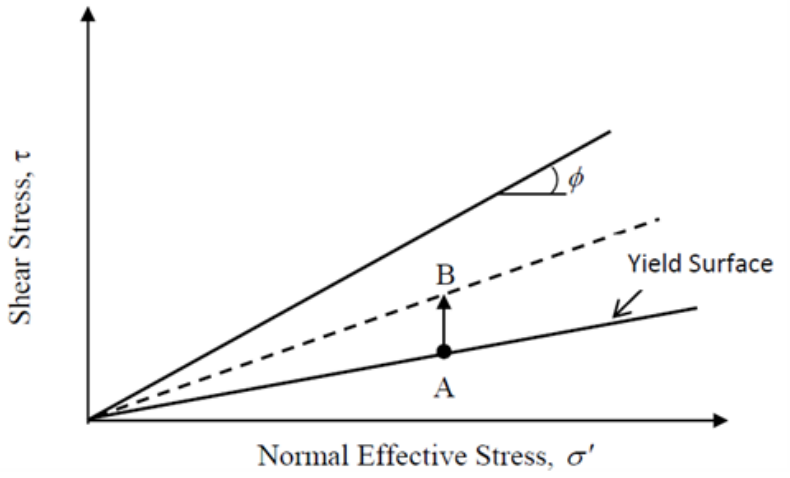


Figura 3-4. Superficie de falla en UBCSAND (Beaty & Byrne, 2011).

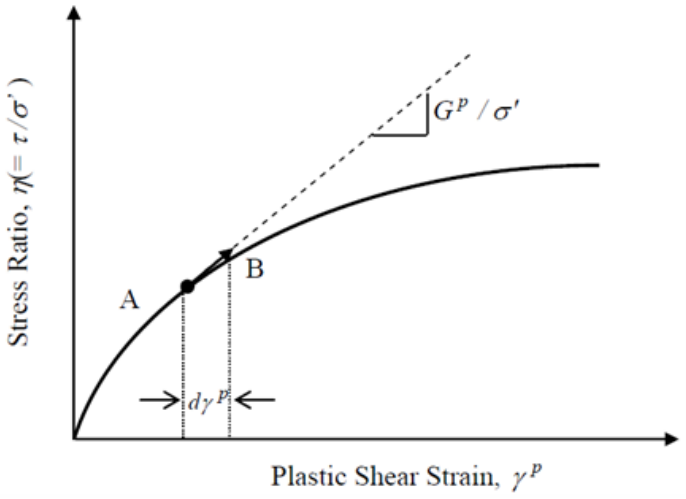


Figura 3-5. Incremento de deformaciones plásticas y módulo plástico (Beaty & Byrne, 2011).

El incremento asociado de las deformaciones volumétricas plásticas, $d\varepsilon_v^p$, está relacionado con los incrementos de las deformaciones de corte plásticas, $d\gamma^p$, a través de la regla de flujo:

$$d\varepsilon_v^p = (\sin\phi_{cv} - \frac{\tau}{\sigma'}) \cdot d\gamma^p \qquad [\ 3.53\ ]$$

dónde ϕ_{cv} es el ángulo de fricción a volumen constante o el ángulo de transformación de fase. Ésta regla de flujo puede ser derivada de consideraciones de energía y es similar a la teoría de la dilatación del esfuerzo (Rowe, 1962) (Matsuoka & Nakai, 1977).

La ubicación de la fluencia y la correspondiente dirección de las deformaciones plásticas resultantes de la regla de flujo son mostradas en la Figura 3-6. Significativa compactación plástica inducida por el corte ocurre a bajas razones de esfuerzo, mientras a esfuerzos correspondientes a ϕ_{cv} no se observa compactación. A razones de esfuerzo mayores que ϕ_{cv}, se predice que el corte induce expansión o dilatación plástica. Ésta simple regla de flujo está en correspondencia con el comportamiento característico de arenas observado en pruebas de laboratorio. Tras la descarga, que se define como una reducción en la magnitud de η, se asume que la arena se comporta elásticamente y no se generan deformaciones plásticas.

El signo de la razón de esfuerzo es controlado por el signo del esfuerzo de corte en el plano horizontal. Esta es una suposición simplificadora, pero reconoce la importancia del plano horizontal en muchas estructuras geotécnicas. Son rastreados por separados los valores máximos, positivos y negativos, de la razón de esfuerzo. Esto permite al comportamiento plástico incluir aspectos del endurecimiento cinemático e isotrópico.

El módulo de corte plástico expuesto es aplicable para carga virgen o primera carga. Siempre que el incremento de carga actual empuje la superficie de fluencia fuera del límite de la razón de esfuerzo máxima, este incremento se considera primera carga. Cuando un incremento de carga ocurre sin sobrepasar el límite de la razón de esfuerzo máxima, se asume que la arena

se comporta plásticamente, pero con un módulo plástico que es algunas veces mayor que el de primera carga. El límite de la razón de esfuerzo máxima se define como los mayores valores positivos y negativos de η que hayan ocurrido desde que se inicia la carga.

No todos los incrementos de carga generan deformaciones plásticas en la versión 904a. La descarga ocurre cuando hay una disminución en la magnitud de la razón de esfuerzos. Si la razón de esfuerzos comienza a incrementarse en magnitud antes que haya habido un cambio en el signo de la razón, el incremento de carga es considerado un incremento de recarga. Estos incrementos de recarga se asumen que responden elásticamente sin corte plástico o deformaciones volumétricas. La recarga se produce hasta que la relación de carga es igual a la relación de tensiones máxima anterior, que se produjo durante el ciclo de carga actual. Una vez que se ha alcanzado esta relación de tensiones, incrementos de carga posteriores generan deformaciones plásticas Esta definición de recarga se muestra esquemáticamente en la Figura 3-7.

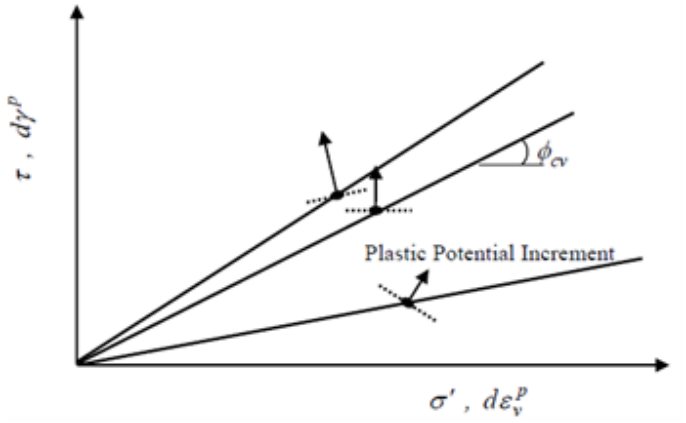


Figura 3-6. Direcciones de las deformaciones plásticas asociadas con la ubicación de la superficie de fluencia (Beaty & Byrne, 2011).

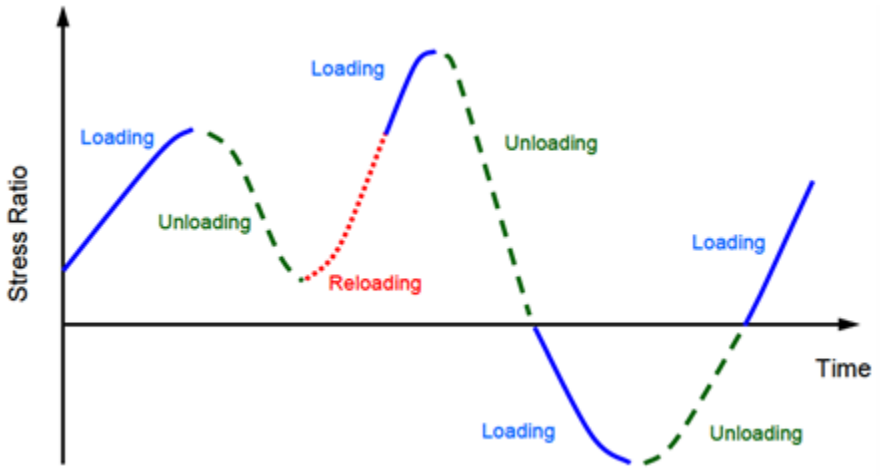


Figura 3-7. Historia de la razón de esfuerzos mostrando Carga, Descarga y Recarga (Beaty & Byrne, 2011).

3.2.2.2 Descripción de la versión 904aR de UBCSAND

La versión 904a incluye la simplificación de que ciclos parciales de la descarga y recarga son elásticos. Estos ciclos se definen como aquellos en los que cae la tensión de corte y luego aumenta, pero no hay una inversión de la dirección de la tensión de corte. Muchos de los ciclos de esfuerzo cortante más grandes fueron considerados ciclos de descarga-recarga parcial y no contribuye al exceso de presión de poros.

UBCSAND fue modificado para mejorar la predicción de la respuesta para casos con significante tendencia estática. Esto fue acompañado usando relaciones publicadas entre la razón de resistencia cíclica y la tendencia estática como guía. Sin embargo, el efecto estático sobre la resistencia a la licuación es algo incierto, se dirigen típicamente en procedimientos simplificados a través de un factor llamado K_α. Dos relaciones para K_α fueron propuestas por Harder y Boulanger (1997) y Idriss y Boulanger (2003). Estas relaciones se basan en un conjunto limitado de resultados de la prueba de corte simple que se consideraron para proporcionar los datos más fiables. Estos planos representan el estado actual de la práctica para la evaluación de los taludes y terraplenes (Harder & Boulanger, 1977) (Idriss & Boulanger, 2003).

Las modificaciones a UBCSAND para su versión 904aR son gobernadas por 2 criterios:

1. Capturar las tendencias generales incorporadas en los planos K_α.
2. Limitar los cambios en la estructura, los supuestos, parámetros de entrada, y el comportamiento de la versión 904a.

Los primeros cambios hechos a UBCSAND se resumen a continuación:

1. Ciclos de descarga-recarga parciales generan deformaciones volumétricas plásticas.
2. Rigidez plástica de corte fue modificada para ciclos de carga no simétricas.
3. Ablandamiento post-dilatancia hace una función de acumular deformaciones dilativas.
4. Transición suave entre la primera y segunda superficie de fluencia.
5. Relaciones revisadas para R_f y ϕ_f.
6. Ecuaciones calibradas para m_hfac1.

3.2.2.2.1 Comportamiento singular de los elementos de UBCSAND 904aR

Se realizaron una serie de análisis de elementos singulares para demostrar el comportamiento predicho por UBCSAND 904aR. Estos análisis fueron construidos para simular una prueba de laboratorio idealizada de Corte Directo: los dos nodos de la base están fijados contra la traslación y los dos nodos superiores se ven limitados por lo que sus movimientos son idénticos. La carga es impuesta aplicando una velocidad horizontal a los nodos superiores. El movimiento vertical de los nodos superiores no está fijado externamente. La porosidad de los elementos se asume como 0.5, mientras que el módulo de compresibilidad

del fluido de los poros se tomó como una cuarta parte del valor del agua sin aire, o K_w = 5e6 kPa.

Efecto de K_o: La respuesta a la licuación predicha por UBCSAND es una función de K_o, la razón entre el esfuerzo efectivo horizontal y vertical inicial.

Efecto de la Rigidez del Fluido sobre la generación de la Presión de Poro: La presión de poro de interés para la licuación es aquella generada por las deformaciones volumétricas plásticas. Las presiones de poros también pueden ser generadas por los cambios transitorios de la tensión total, pero éstos conducen a pequeños cambios en la tensión efectiva a menos que el suelo está parcialmente saturado. Un incremento de carga aplicado va a inducir un incremento total de las deformaciones volumétricas, $d\varepsilon_v$, que es la suma de los incrementos elásticos y plásticos, $d\varepsilon^e_v$ y $d\varepsilon^p_v$. Para condiciones no drenadas el cambio resultante en la presión de poros, du, es (Byrne & Beaty, 2004):

$$du = \frac{B_f}{n} \cdot d\varepsilon_v \qquad [\ 3.54\ ]$$

dónde B_f es la rigidez de compresibilidad del fluido del poro (mezcla de agua y aire) y n es la porosidad. El cambio correspondiente en los esfuerzos efectivos medios, dσ', a un incremento dado de deformaciones volumétricas, es:

$$d\sigma' = B^e \cdot d{\varepsilon_v}^e \qquad [\ 3.55\ ]$$

El incremento del esfuerzo total medio, dσ, es igual al incremento del esfuerzo efectivo medio y la presión de poros. Si por simplicidad se asume que dσ=0, luego du= - dσ', por lo que:

$$du = \frac{B^e}{1 + \frac{B^e}{B_f/n}} \cdot d{\varepsilon_v}^p = B_{skem} \cdot B^e \cdot d{\varepsilon_v}^p \qquad [\ 3.56\ ]$$

dónde B_{skem} es el valor de Skempton comúnmente usado para valorar la saturación de muestras en el laboratorio. La razón entre la rigidez del esqueleto y la rigidez del fluido de poro, $B^e/\ B_f$, es un gran factor en la respuesta de la presión de poro.

De la regla de Boyle, y asumiendo la misma presión en el agua y el aire, se tiene que B_f es una función de *p*, la presión absoluta actual del fluido, y de S_{ro}, la saturación medida a presión nula, dada por:

$$B_f \cong \frac{p^2}{(1 - S_{ro}) \cdot P_a} < 2e6\ [kPa] \qquad [\ 3.57\ ]$$

Si la presión del agua *p* en el suelo aumenta, luego el agua fluirá en los vacíos, comprimiendo el aire e incrementando B_f. Este incremento en la rigidez del fluido con la presión está incluido en la ecuación anterior. Grados iniciales de saturación en exceso del 99.9 % son requeridos para obtener B_f > 5e5 kPa para presiones de poro menores que 100 kPa. Tales valores de B_f

generalmente producen una respuesta a la licuación similar a una condición completamente saturada.

3.2.2.3 Análisis Post-Sismo

El marco de trabajo del modelo constitutivo UBCSAND es derivado de observaciones hechas en pruebas de laboratorio. Aspectos claves del modelo, incluyendo las relaciones entre rigidez de corte/ esfuerzo efectivo/ razón de esfuerzos, y entre deformaciones volumétricas plásticas/ deformaciones de corte/ razón de esfuerzos, son todas derivadas de observaciones generales. Basar el marco del modelo en pruebas de laboratorio de alta calidad permite un enfoque fundamental para el desarrollo del modelo.

Mientras la habilidad del modelo de representar el comportamiento de laboratorio puede ser demostrado a través de simulaciones de elementos de prueba, un requerimiento crítico para el modelo es asegurar que pueda simular el comportamiento observado en el campo. Tales comportamientos de campo pueden ser muy complejo debido a muchos factores que sólo son aproximados en el laboratorio, como las cargas en 3 dimensiones, el drenaje de la presión de poro y la estratigrafía a pequeña y gran escala.

Un aspecto que no puede ser tratado adecuadamente por un modelo basado en el laboratorio es la predicción de las resistencias residuales o post-licuación. Estas resistencias han sido inferidas de casos históricos de campo a través del análisis observado de pendientes o declives (Seed & Harder, 1990). Los bajos valores de resistencia estimados a partir de estos casos históricos son probablemente afectados por mecanismos complejos, tales como flujo de entrada de agua de poro, redistribución de relación de vacíos, y la mezcla estratigráfica. Mientras UBCSAND predice un comportamiento suavizado de esfuerzo-deformación después de la licuación, la resistencia movilizada resultante puede no ser consistente con las interpretaciones comunes de resistencia residual.

Para solucionar este problema, un análisis post-terremoto es normalmente ejecutado al final del análisis sísmico de UBCSAND. Este análisis es similar a una evaluación de la estabilidad estándar usando resistencias residuales y técnicas de equilibrio límite, excepto la evaluación tanto de la estabilidad inherente como de la tendencia a deformaciones significativas. Este análisis es acompañado de identificar los elementos que han licuado durante los terremotos. Esto es típicamente basado en la máxima razón de exceso de presión de poro, r_u, alcanzado durante el terremoto en cada elemento. Un criterio de r_u cercano a 0.7 es siempre usado. Mientras la licuación se asume a menudo que ocurre cuando r_u es 1.0, usando un límite reducido refleja que zonas con r_u de 0.7 pueden estar muy cerca de la licuación, y las zonas que experimentan una tendencia estática sostenida nunca alcanzan un r_u de 1.0 a pesar de que el comportamiento es consistente con la licuefacción. Para los modelos con capas de baja permeabilidad, u otras características problemáticas, zonas adicionales pueden necesitar ser consideradas aptas de licuar, sobre la base de estimaciones razonables de flujo de agua de poro después del terremoto.

Para implementar el análisis post-terremoto, el movimiento de entrada se termina y se permite al modelo correr por un período de tiempo para permitir que cualquier movimiento residual decaiga. Zonas con valores peak de r_u que excedan los límites de r_u son convertidos del modelo UBCSAND al modelo Mohr-Coulomb. Una resistencia no drenada igual a la resistencia residual es asignada y bajos valores de módulos de corte y compresibilidad son usados. Por ejemplo, para el análisis de la presa de California, el módulo de corte de las zonas licuables fue tomado como 10 veces la resistencia residual, y el módulo de compresibilidad fue asignado como 100 veces el módulo de corte. Las zonas no licuables continúan usando el modelo UBCSAND para permitir una predicción más certera de la respuesta esfuerzo-deformación debido a la redistribución de carga. Este análisis se continúa en el modo dinámico y el modelo se deforma hasta que se recupere la estabilidad.

La habilidad de UBCSAND para dilatar significativamente con las deformaciones permite grandes resistencias alcanzadas en estos elementos, resistencias que son significativamente mayores que las típicamente usadas en la evaluación de la estabilidad post-licuación. Aunque estas grandes resistencias podrían desarrollarse en el campo, es probable que se degraden como agua de poro fluyendo en las zonas de dilatación de las zonas adyacentes. Para hacer frente a esta preocupación, la habilidad de UBCSAND de movilizar la resistencia a través de la dilatación después del terremoto está limitada a un máximo de la resistencia drenada determinada en cada elemento al comienzo del sismo.

3.2.2.4 Cálculo revisado del Exceso de Presión de Poro

La razón de exceso de presión de poro r_u en cualquier elemento ha sido tradicionalmente definido como $r_u = (u\text{-}u_o) \,/\, \sigma'_{vo}$, donde u es la presión de poro para el tiempo al cual r_u es definido, u_o es la presión de poro inicial, y σ'_{vo} es el esfuerzo vertical efectivo inicial. La definición de r_u fue desarrollada para situaciones de una dimensión con movimiento horizontal como el representado de un análisis de columna en SHAKE. En esta situación, el esfuerzo vertical total no cambia durante el terremoto. r_u es igual a 0 al comienzo del sismo y será igual a 1 al instante en que los esfuerzos efectivos se vuelven cero. El propósito del parámetro r_u es dar una medida normalizada del incremento de la presión de poro, donde 0 indica que no se incrementa y 1 indica licuación.

La definición tradicional de r_u es algo problemático en los análisis generales de 2 dimensiones. Los esfuerzos totales cambian durante el terremoto debido a las fluctuaciones temporales, así como cambios permanentes debido a la redistribución de la tensión. La definición tradicional para r_u puede mostrar grandes fluctuaciones durante el sismo que no son debidas a la licuación. Por los cambios permanentes en las tensiones totales, el valor peak para r_u correspondiente a la licuación de los elementos puede ser muy diferente que 1, a menudo en un rango de 0.7 a 1.5.

Un pequeño cambio puede ser hecho en la definición de r_u manteniendo la intención original de este índice. El exceso de la presión de poro puede ser definido como $r_u = 1\text{-}\ \sigma'_v/\sigma'_{vo}$ donde σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo al momento que r_u es definido. El nuevo r_u es igual a 0 al

comienzo de la carga y 1 en el instante en que desaparecen los esfuerzos efectivos. La estabilidad mejorada en la estimación de valores de r_u cercanos a 1 es necesaria cuando este parámetro es usado como criterio para definir las zonas licuables.

3.2.2.5 Uso de UBCSAND en el pasado

Existe una serie de investigaciones que han utilizado el modelo constitutivo UBCSAND para diferentes aplicaciones y simulaciones.

Por ejemplo, el estudio "ANALYSIS AND DESIGN OF EARTH STRUCTURES TO RESIST SEISMIC SOIL LIQUEFACTION" de Peter Byrne et al. utiliza el modelo constitutivo para analizar esfuerzos efectivos de una columna de arena de 10 m que yace en una base rígida, prediciendo además la razón de exceso de presión de poro en el tiempo (Byrne, Naesgaard, & Mahmood, 2006). Como se aprecia en la Figura 3-8.

Otra aplicación es el trabajo llamado "CALIBRATION OF NUMERICAL MODEL FOR LIQUEFACTION-INDUCED EFFECTS ON LEVEES AND EMBANKMENTS" de Michelle Shriro y Jonathan Bray. UBCSAND es usado para evaluar las deformaciones sísmicas del recién construido laboratorio de la marina de Moss Landing (California), resultantes de la licuación inducida durante el terremoto de Loma Prieta de 1989 (Shriro & Bray, 2013). Esto se observa en la Figura 3-9.

Finalmente se ha utilizado el modelo para simular las zonas licuables de represas, como se realiza en el paper "LESSONS LEARNED FROM FLAC ANALYSES OF SEISMIC REMEDIATION OF PERRIS DAM". En este trabajo se analiza la represa Perris, ubicada en Riverside County. El modelo se usa para predecir el incremento de la presión de poro y la pérdida de resistencia de la mayoría de las zonas licuables, especialmente en la punta de la represa (Friesen, Driller, Beaty, Balakrishnan, & Newman, 2014). La simulación dinámica se observa en la Figura 3-10.

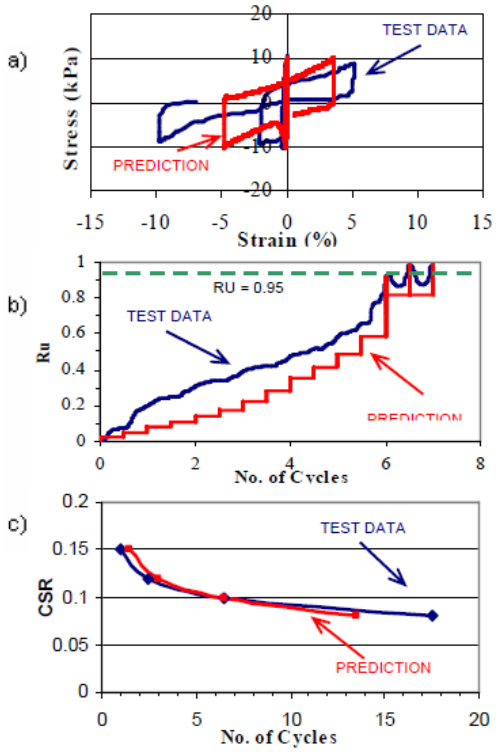


Figura 3-8. Comparación de respuesta medida y simulada para arena del río Fraser a) Esfuerzo-Deformación b) R_u c) CSR vs N° de ciclos.

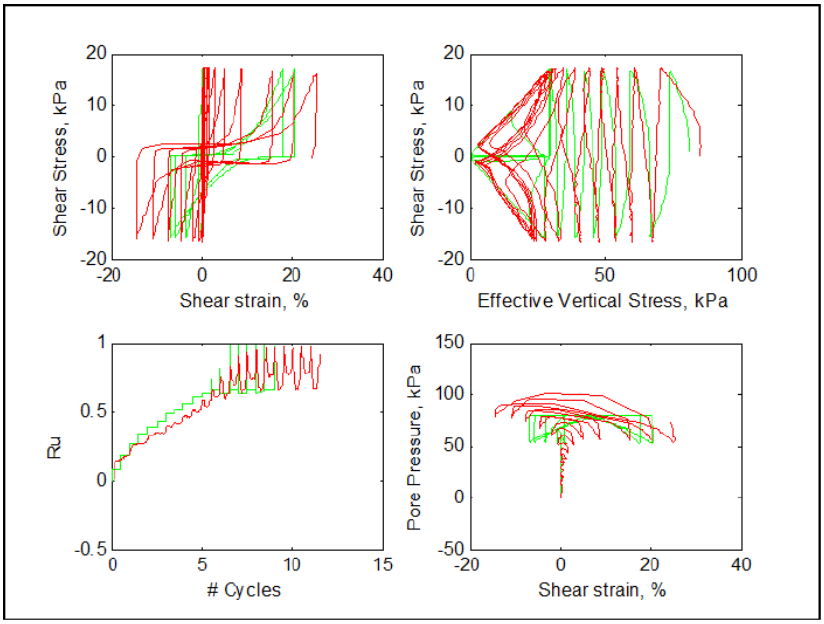


Figura 3-9. Respuesta calculada y medida de arena limpia de Monterey y Nevada, bajo carga estática inicial y carga cíclica en corte simple. Datos del ensayo en rojo y de UBCSAND en verde.

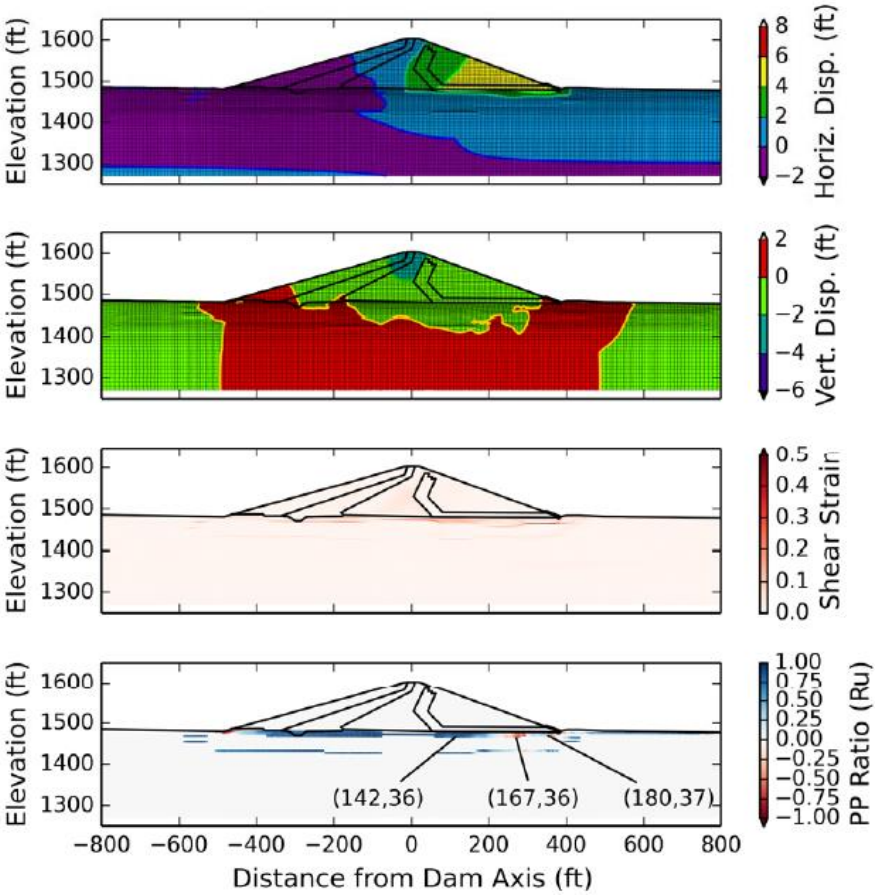


Figura 3-10. Resultados dinámicos Represa Perris usando UBCSAND.

Se ha observado que el modelo UBCSAND predice menores desplazamientos que los modelos Mohr-Coulomb. Esto se debe a que UBCSAND predice mayores grados de dilatancia e incremento de resistencia que Mohr-Coulomb, lo que inhibe los desplazamientos. Esto debe ser cuidadosamente evaluado.

También se ha demostrado que es un instrumento de confianza para evaluar los efectos de la licuación, por ejemplo, en la fundación de un terraplén de suelo. Esto quedó de manifiesto en la calibración de las deformaciones debido al fenómeno de "Lateral Spreading" del laboratorio de la marina de "Moss Landing" (California). Eso sí, se deben realizar una serie de calibraciones iniciales, para entender las tendencias en los parámetros de entrada, requiriendo para ello algunos parámetros de ajuste.

El modelo se caracteriza por capturar la etapa de rigidez pre-licuación, el comienzo de la licuación al número adecuado de ciclos y la respuesta post-licuación de manera más adecuada que modelos tradicionales (ejemplo Mohr-Coulomb).

3.2.3 Comparación PM4SAND/UBCSAND

La siguiente tabla comparativa fue desarrollada a partir de la teoría presente detrás de cada uno de los modelos anteriormente presentados. Es por ello por lo que pueden existir ciertas diferencias en la práctica y la validez de un modelo u otro dependerá del esfuerzo realizado en su calibración.

Tabla 3.1. Comparación Modelos Constitutivos.
Fuente: Elaboración Propia

PM4SAND	UBCSAND
Basado en el modelo de Dafalias y Manzari y modificado a nivel de ecuaciones para incluir observaciones empíricas y casos.	Fue desarrollado basado en la teoría plástica y observaciones de laboratorio sobre arenas.
Modelo formulado para deformaciones planas y es controlado por la razón actual de esfuerzos (q/p').	Modelo formulado para deformaciones planas y depende sólo del corte y esfuerzo efectivo.
El ángulo de fricción volumétrica constante es un parámetro opcional. Controla la pendiente de la línea de estado crítico.	El ángulo de fricción volumétrica constante controla la dirección del flujo plástico.
El modelo es capaz de acumular daño en los diferentes ciclos de carga, lo que es controlado por el tensor de fábrica que incorpora el modelo.	El modelo no tiene forma de acumular daño causado por los ciclos de carga, tampoco diferencia entre ellas, por lo que repite la respuesta en cada ciclo.
La transición de estado contractivo a expansivo es controlada por la línea de dilatancia.	La transmisión de comportamiento contractivo a expansivo es controlada por el ángulo de fricción a volumen constante.
La superficie de fluencia es un cono pequeño en el espacio-esfuerzo y cuyo centro lo define el back-stress ratio.	La superficie de fluencia son líneas radiales desde el origen hacia un esfuerzo constante.
La regla de flujo separa componentes volumétricos y desviatorios. Deformaciones desviatorias se basan en el módulo plástico y a su vez se relacionan con las deformaciones volumétricas por la dilatación.	La regla de flujo separa deformaciones plásticas de la pendiente de la superficie de fluencia. Las deformaciones volumétricas están asociadas al corte a través del ángulo de dilatancia.

Segun el estudio “Two Constitutive Models for Simulation of Liquefaction in Sandy Soils”, de Jack Montgomery, UBCSAND y PM4SAND replican la respuesta general de suelos sometidos a pruebas de corte directo cíclico no drenado, pero cada modelo lo hace de

diferentes formas. Estos dos modelos representan dos niveles diferentes de complejidad. Los resultados del estudio sugieren que el modelo más complejo, es decir, PM4SAND, replica de mejor forma la respuesta esperada (Montgomery, 2010). Cabe destacar que no es una conclusión absoluta, ya que el estudio sólo se basa en una simulación de laboratorio.

En el trabajo doctoral de Ronnie Kamai titulado "Liquefaction-Induced Shear Strain Localization Processes in Layered Soil Profiles" se presenta una comparación entre una prueba centrífuga y los resultados de una simulación numérica para dicha prueba. La muestra consiste en arena de Nevada con un arco incrustado de limo y dos planos incrustados también de limo. En términos generales las simulaciones de UBCSAND subestiman los desplazamientos observados en la superficie para dos registros sísmicos utilizados, mientras que PM4SAND los sobrestima. En PM4SAND se puede observar que se desencadena la licuación más temprano y se generan deformaciones de corte más grandes para cada ciclo de carga. UBCSAND genera mayores deformaciones que PM4SAND bajo altos niveles de carga estática sostenida de corte. En la interfase de los materiales ambos modelos subestiman las deformaciones, mientras que en la arena suelta la sobrestiman (Kamai, 2011).

Las diferencias en las respuestas observadas de estos dos modelos constitutivos son atribuibles principalmente a: (1) su diferente respuesta para patrones de carga no uniformes (como por ejemplo movimiento fuerte seguido de movimiento débil), especialmente bajo carga estática de corte sostenida, y (2) su diferente respuesta a deformaciones volumétricas expansivas para flujo inducido.

3.2.3.1 Experiencias con suelos de Grano Fino

Finalmente cabe mencionar que estos modelos han sido utilizados para simular materiales de grano fino en condiciones dinámicas, considerando para ello simplificaciones al considerar los materiales más parecidos a un comportamiento tipo "sand-like" o "clay-like". Eso sí se tienen las limitaciones de la representatividad de las condiciones asumidas, las cuales pueden diferir de las condiciones de sitio reales.

De manera general se puede indicar que ambos modelos han predicho adecuadamente las zonas licuables y el exceso de presión de poro en suelos de grano fino. En el caso de UBCSAND, el modelo se ha empleado para el análisis de licuación de un sitio (en específico el Hotel Sapanca de Turquía). El modelo permitió conocer de manera integral el comportamiento de los estratos a licuarse, predecir la magnitud de sus deformaciones, esfuerzos cortantes y zonas con altas relaciones de exceso de presión de poro.

Sin embargo, los trabajos desarrollados considerando suelos de tipo fino no son amplios. Se realizan simplificaciones para considerar estos suelos bien como arena, o como arcillas.

CAPÍTULO 4

CALIBRACIÓN MODELOS CONSTITUTIVOS: PM4SAND Y UBCSAND

El software FLAC 2D tiene implementado una serie de modelos constitutivos y dispone de la opción CPP-UDM, la que permite incorporar modelos desarrollados por los usuarios (escritos en C++ y compilados como archivos DLL).

En este capítulo se calibrarán dos modelos creados por los usuarios para simular el aumento de presión de poros que tienen los suelos potencialmente licuables, debido a las tensiones de corte inducidas por un sismo.

Los ensayos de laboratorio fueron realizados en la universidad UWA (University of Western Australia) por Gonzalo Suazo como parte de su trabajo para optar al grado de doctor, bajo la tutela de Andy Fourie. El material ensayado corresponde a relaves de grano fino (no clasificados) con diferente contenido de sólidos (70 a 78 %), cuyo uso corresponde a rellenos de pasta cementados, utilizados en caserones.

El trabajo experimental fue desarrollado con un aparato de corte directo (DSS) de anillo apilado. Se logró una condición de volumen constante durante la carga de corte, registrándose el cambio en la tensión vertical total requerida para mantener la altura constante. El drenaje se permite a través de los platos superiores e inferiores del aparato. La prueba se realiza lo suficientemente lento para permitir que se disipe cualquier exceso de presión de poro, por lo que los cambios en la tensión vertical total son equivalentes a los cambios en la tensión efectiva mientras se siguen trayectorias de tensiones no drenadas. Entonces, bajo estas condiciones, los cambios registrados en los esfuerzos verticales totales son equivalentes a los excesos de presión de poro registrados en un ensayo DSS conducido en forma totalmente no drenada.

4.1 Propiedades Drenadas

Fueron 3 tipos de material ensayado para la realización de este estudio, los cuales difieren en sus contenidos de sólidos: 70 %, 75 % y 78 %. A cada muestra se le aplican diferentes razones de esfuerzo cíclico inicial, que van desde un factor de 0.11 hasta 0.19,

dependiendo el material. Además, las presiones de confinamiento inicial (σ'_v) aplicadas son de 100, 200, 400 y 800 [kPa].

La calibración se realizó para la muestra de 70 % de contenido de sólido, por lo cual, a continuación, se detallan algunas de sus propiedades:

4.1.1 Ángulo de fricción interno

Como no se realizaron ensayos monótonos en las muestras, el procedimiento de cálculo para identificar ϕ consiste en identificar el punto en el cual los ciclos del gráfico esfuerzo normal (σ) vs esfuerzo de corte (τ) degradan. Una vez identificado este punto se obtiene el par: esfuerzo vertical y esfuerzo de corte último. La pendiente de dicho par con el origen permite identificar el ángulo de fricción interno buscado. Cuando se tengan varios puntos para una razón inicial de esfuerzo (esto debido a diferentes presiones de confinamiento inicial aplicado), ϕ se calcula como el promedio de dichos puntos.

70 SC							
CRC = 0.11				CRC = 0.13			
σ'_v ini (kPa)	σ'_v (kPa)	τ (kPa)	Φ (°)	σ'_v ini (kPa)	σ'_v (kPa)	τ (kPa)	Φ (°)
100	12.49	10.42	39.84	100	14.97	12.04	38.81
200				200	32.88	24.84	37.07
400	52	42.89	39.52	400	73.73	50.26	34.28
800				800			
Φprom (°)		39.68		Φprom (°)		36.72	
CRC = 0.17				CRC = 0.19			
σ'_v ini (kPa)	σ'_v (kPa)	τ (kPa)	Φ (°)	σ'_v ini (kPa)	σ'_v (kPa)	τ (kPa)	Φ (°)
100	25.18	14.19	29.40	100			
200	56.39	32.16	29.70	200			
400	116.13	64.53	29.06	400			
800	239.86	131.05	28.65	800	250.19	151.09	31.13
Φprom (°)		29.20		Φprom (°)		31.13	

Figura 4-1. Ángulo de Fricción Interno.

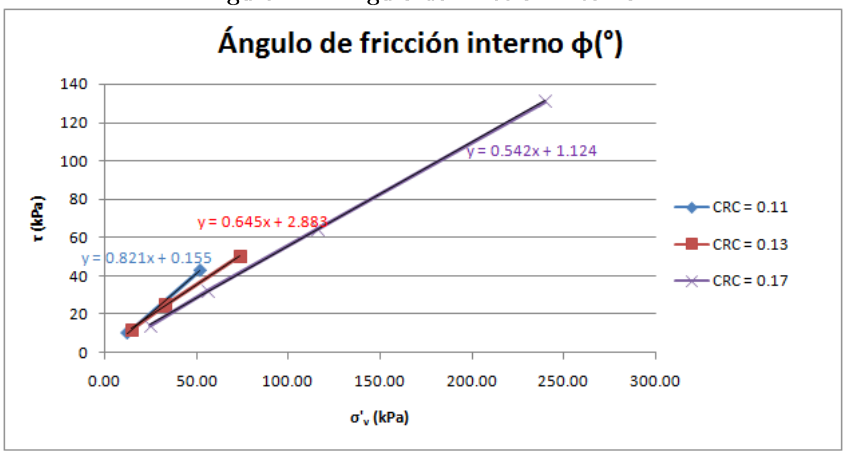


Figura 4-2. Regresión del Ángulo de Fricción Interno.

4.1.2 Cohesión

La cohesión es nula debido al tipo de suelo ensayado, suelos de grano fino que rozan el límite de los limos.

4.1.3 Densidad Seca

La densidad se obtiene a partir de las relaciones existentes de razón de vacíos versus densidad seca (para una gravedad específica y una densidad del agua definidas). Esta ecuación se detalla a continuación:

$$G_s = 3.18\ ;\ \gamma_w = 1000\ \left[\frac{kg}{m^3}\right]$$
$$\gamma_d = \frac{G_s * \gamma_w}{(1+e)}\ \left[\frac{kg}{m^3}\right] \qquad [\ 4.1\ ]$$

Luego se obtienen las siguientes densidades secas para las diferentes presiones de confinamiento inicial utilizadas:

Tabla 4.1. Densidad Seca de la muestra ensayada.
Fuente: Elaboración Propia

Densidad Seca			
σ'_v [kPa]	**e**	**n**	**γ [ton/m^3]**
100	0.584	0.369	2.01
200	0.563	0.360	2.03
400	0.539	0.350	2.07
800	0.511	0.338	2.10

4.2 Propiedades No Drenadas

4.2.1 Curva Degradación del Corte

El ensayo realizado es cíclico, por lo cual se tienen los valores de esfuerzos de corte vs deformación para todos los ciclos previo a la falla del espécimen. La pendiente entre el máximo y mínimo esfuerzo de corte (referidos a sus correspondientes valores de deformación) nos entrega el corte para cada uno de los ciclos. La curva de degradación es construida entonces a partir de la división de dichas pendientes por el valor de $G_{máx}$ (obtenido en el primer ciclo de carga).

A modo de ejemplo se presenta la curva de degradación del corte para una muestra con 70 % de contenido de sólidos, CRC inicial de 0.11 y (σ'_v) inicial de 100 [kPa]:

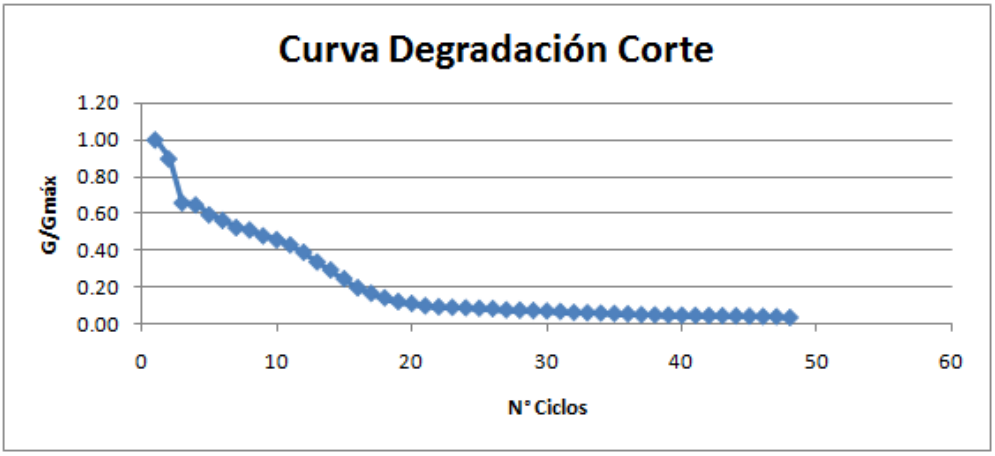


Figura 4-3. Curva de Degradación $\sigma'_v = 100$ [kPa]; CRC = 0.11.

4.2.2 Curva de Amortiguamiento

Esta curva se genera a partir del área medida para cada ciclo en las curvas de esfuerzo de corte (τ) vs deformación (γ), siguiendo la siguiente relación:

$$D = \frac{1}{4} * \frac{A_L}{\pi * A_T} \qquad [4.2]$$

Dónde:

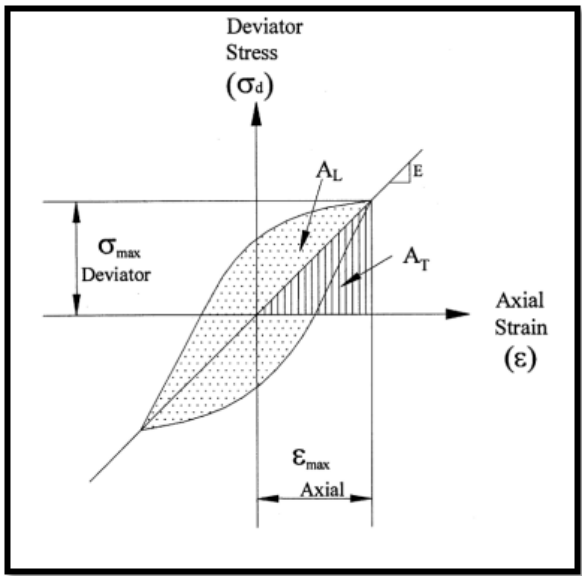


Figura 4-4. Método para obtener la Curva de Amortiguamiento.

Siguiendo este procedimiento, se generan las siguientes curvas para el material con 70 % SC y un CRC inicial de 0.13. Los gráficos indican el nivel de confinamiento inicial de cada muestra de suelo:

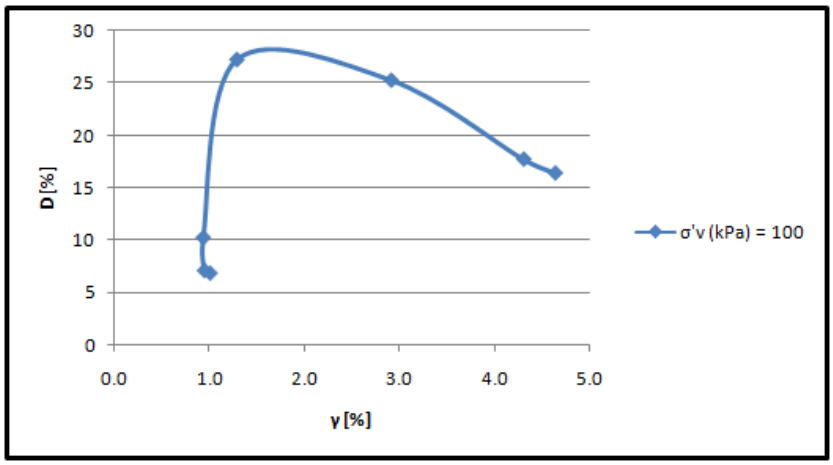


Figura 4-5. Curva de Amortiguamiento $\sigma'_v = 100$ [kPa].

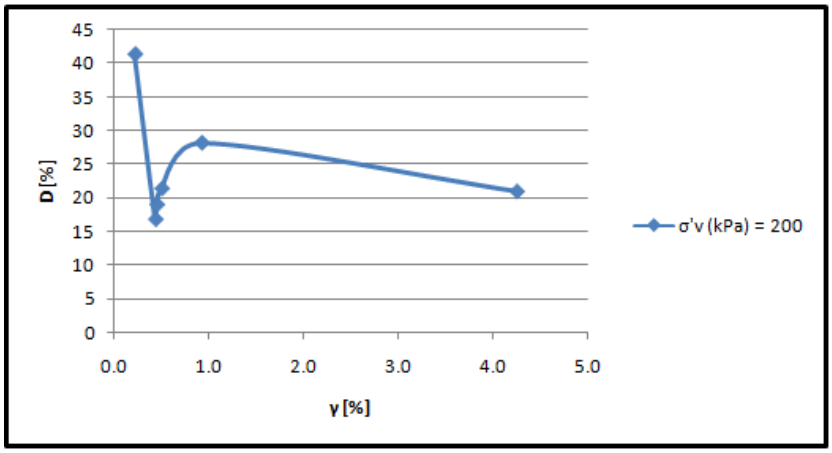


Figura 4-6. Curva de Amortiguamiento $\sigma'_v = 200$ [kPa].

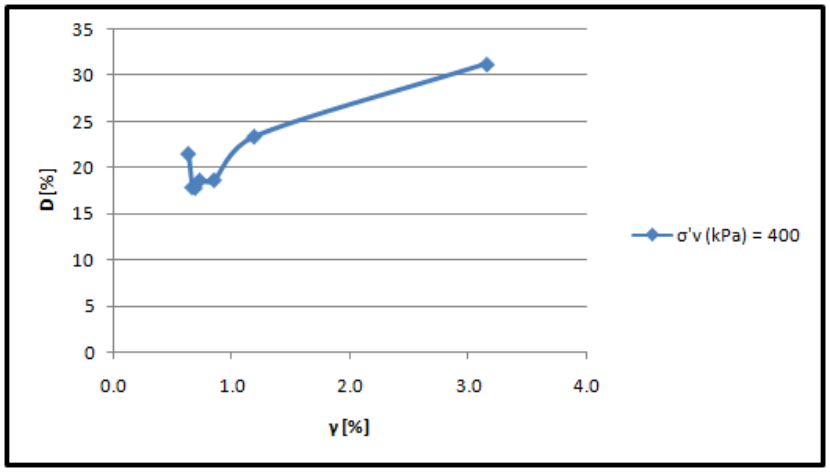
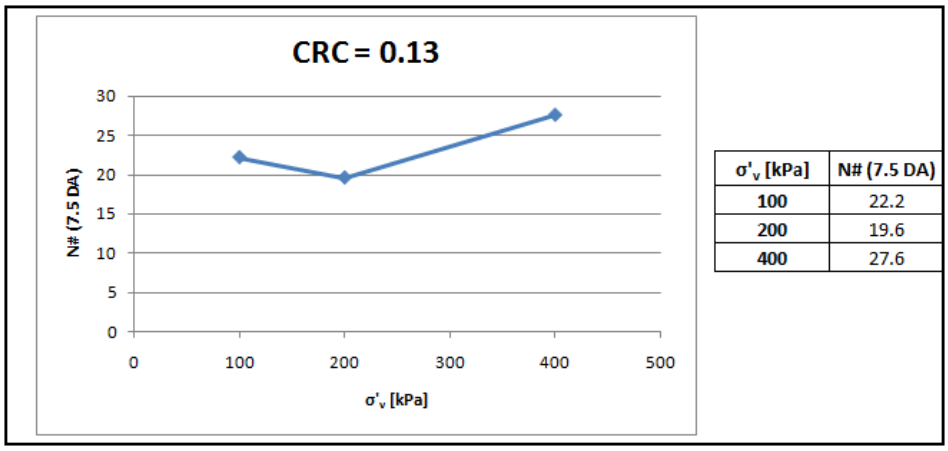


Figura 4-7. Curva de Amortiguamiento $\sigma'_v = 400$ [kPa].

4.3 Calibraciones

Para llevar a cabo la calibración de los modelos constitutivos de los suelos licuables se desarrolla un modelo en FLAC para simular el ensayo de corte directo (DSS) en condiciones no drenadas. El parámetro escogido como criterio de falla de la muestra experimental fue una deformación del 7.5 % en doble amplitud. El procedimiento escogido para realizar la calibración consiste en ingresar diferentes valores de la razón de esfuerzo cíclico inicial (CRC) y obtener el aumento de presión de poros que causa la licuación ($R_u \simeq 1$) para el número de ciclos obtenido en los ensayos de laboratorio, variando para ello los parámetros de calibración.

La muestra considerada para realizar la calibración corresponde al suelo con 70 % de contenido de sólidos y un CRC inicial de 0.13, muestra ensayada a diferentes presiones de confinamiento inicial. El número de ciclos a la cual se alcanza la licuación se presenta a continuación:



σ'v [kPa]	N# (7.5 DA)
100	22.2
200	19.6
400	27.6

Figura 4-8. Número de Ciclos vs σ'v, para CRC=0.13 y la muestra 70SC.

4.3.1 UBCSAND

4.3.1.1 Parámetros de Entrada

1. $(N_1)_{60}$: Número de golpes para arena limpia (SPT), considerando el contenido de fino.
2. ϕ: Ángulo de fricción volumétrico constante.
3. $G_{máx}$: Módulo de corte elástico máximo (es de carácter opcional).
4. K: Módulo de compresibilidad elástico.

Como no se cuenta con un ensayo realizado de SPT, una ecuación común para relacionar la densidad relativa con el número de golpes $(N_1)_{60}$ se presenta a continuación:

$$D_R = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{C_d}} \qquad [4.3]$$

Según Idriss y Boulanguer (2008), el valor de C_d ha sido evaluado en múltiples investigaciones y varía entre 35 y 65 para arenas limpias (46 es un valor que puede capturar la respuesta de la mayoría de los test) (Idriss & Boulanger, 2008).

A continuación, se muestran varios valores de densidad relativa característicos de los relaves espesados, el valor resaltado en amarillo corresponde al utilizado en este estudio:

DR	Cd	$(N_1)_{60}$
50	46	12
55	46	14
60	46	17
65	46	19
70	46	23

Figura 4-9. Densidad Relativa adoptada en la calibración.

4.3.1.2 Parámetros de Calibración

1. hfac1: El primer uso de este parámetro es para ajustar la rigidez al corte plástico con los esfuerzos de confinamiento, con el fin de lograr la relación esperada entre el estrés de confinamiento inicial y la relación de resistencia cíclica, es decir, simular K_σ.

2. hfac2: Es usado, en conjunto con hfac1, para modelar el número de ciclos para la licuación y su valor tiene un efecto sobre la velocidad de aumento de la presión de poro del agua con la carga cíclica. Es por lo que para la calibración este parámetro se puede mantener constante y sólo variar hfac1.

3. hfac3: Varía entre 0.5 y 2.5 para arenas. Este parámetro es moderadamente influenciado por la densidad relativa de la arena a bajo CSR (< 0.2) y por el valor del CSR inducido por un terremoto a altos CSR (>0.2).

4.3.1.3 Otros Parámetros

4.3.1.3.1 Módulo de Corte (K_G^e)

Se utiliza la expresión de la respuesta elástica que establece el modelo UBCSAND:

$$G^e = K_G^e * P_a * \left(\frac{\sigma'}{P_a}\right)^{ne} \qquad [4.4]$$

Haciendo el símil con la expresión dada por Seed et al, en el paper "Moduli and Damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils" (1986), el cual establece (Seed, Wong, Idriss, & Tokimatsu, 1986):

$$G = 1000 * K_2 * (\sigma'_m)^{\frac{1}{2}} \quad en\ psf \qquad [4.5]$$

Siendo:

$$(K_2)_{máx} \simeq 20 * (N_1)_{60}^{1/3} \qquad [4.6]$$

Entonces

$$G = 1000 * 20 * (N_1)_{60}^{\frac{1}{3}} * (\sigma'_m)^{\frac{1}{2}} \quad en\ psf$$
$$G = 21.7 * 1000 * 20 * (N_1)_{60}^{\frac{1}{3}} * (\sigma'_m)^{\frac{1}{2}} \quad en\ S.I. \qquad [4.7]$$

Realizando la comparación entre las ecuaciones [4.4] y [4.7], se puede establecer que:

$$K_G^e = 21.7 * 20 * (N_1)_{60}^{\frac{1}{3}} \quad en\ S.I. \qquad [4.8]$$

Para obtener entonces el valor de la constante, se utiliza el método de los mínimos cuadrados para obtener los valores conocidos del corte máximo experimental por medio de la ecuación dada en [4.4]. Este valor debe ser multiplicado por un factor de 21.7.

De la data de los ensayos realizados se tiene el valor de $G_{máx}$ para cada set de presiones de confinamiento y esfuerzo cíclico inicial, por lo cual se realiza el procedimiento descrito previamente y se realiza la siguiente regresión (sólo se muestra en este caso la regresión realizada para el material con 70 % de contenido de sólidos):

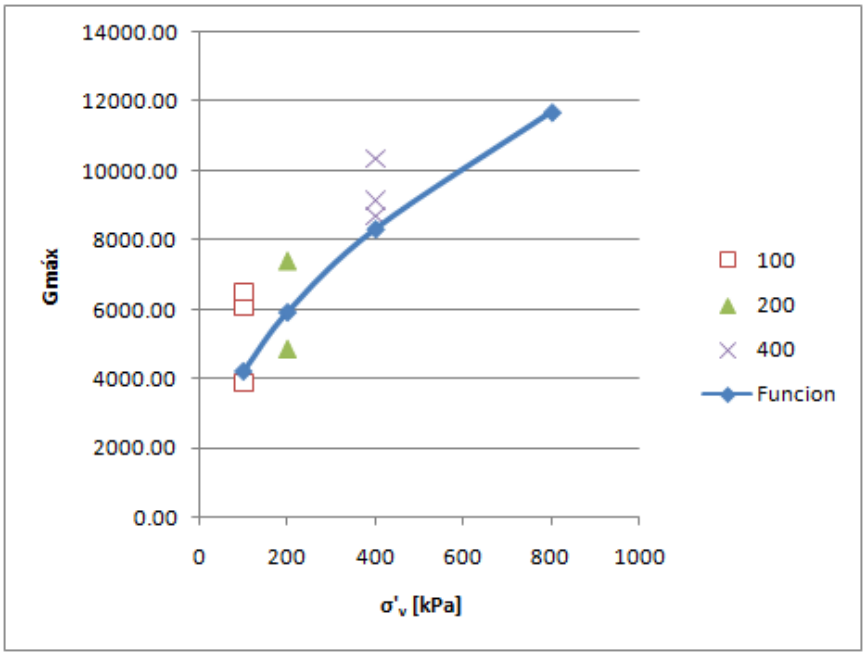


Figura 4-10. Regresión para obtener el Módulo de Corte.

Se puede apreciar que la mayor cantidad de datos corresponden a un CRC=0.17, por lo cual se toman estos sets de datos como representativos de la muestra y se realiza el ajuste (línea azul del gráfico), obteniéndose:

CRC	σ'v (kPa)	G	σ'_{yy} (kPa)	σ'_{xx} (kPa)	σ'_{mean} (kPa)	Eq
0.17	**100**	3877.53	100	40	70	4259.40
	200	4872.48	200	80	140	5985.50
	400	10327.85	400	160	280	8411.10
	800	10920.33	800	320	560	11819.67

K_G^e	ne
50.411	0.491

En S.I.	1093.9

Figura 4-11. Obtención del Módulo de Corte, muestra con CRC = 0.17.

4.3.1.3.2 Módulo de Compresibilidad (K_b)

FLAC utiliza las siguientes relaciones constitutivas:

$$K = \frac{E}{3 * (1 - 2\nu)} \qquad [4.9]$$

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \nu)} \qquad [4.10]$$

Por lo tanto, se puede establecer la relación:

$$K * 3 * (1 - 2\nu) = G * 2 * (1 + \nu)$$
$$K = \frac{G * 2 * (1 + \nu)}{3 * (1 - 2\nu)} \qquad [4.11]$$

Por otro lado, UBCSAND define indistintamente el módulo de compresibilidad como (Beaty & Byrne, 2011):

$$B^e = K_b * P_a * \left(\frac{\sigma'}{P_a}\right)^{me} \qquad [4.12]$$

$$B^e = \alpha * G^e = \alpha * K_G^e * P_a * \left(\frac{\sigma'}{P_a}\right)^{ne} \qquad [4.13]$$

Relacionando las ecuaciones [4.12] y [4.13] se puede establecer en forma simplificada que:

$$ne = me$$
$$K_b = \alpha * K_G^e \qquad [\ 4.14\ ]$$

Del paso anterior ya se conocen los valores de *ne* (se asume entonces que *me*=*ne*=0.5) y K_G^e, por lo cual se obtiene el siguiente valor para el parámetro K_b:

ν	0.2
K_G^e	1093.9
α	1.33
K_b	1458.5

Figura 4-12. Obtención del Módulo de Compresibilidad.

Cabe destacar que α varía entre 2/3 y 4/3 cuando el módulo de Poisson varía entre 0.0 a 0.2.

4.3.1.3.3 Corrección por Contenido de Finos

Se debe corregir la resistencia a la penetración debido a que los valores usados en el modelo UBCSAND son calibrados para un contenido de finos menores al 5 %.

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$$
$$\Delta(N_1)_{60} = \exp(1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.01} - \left(\frac{15.7}{FC + 0.01}\right)^2) \qquad [\ 4.15\ ]$$

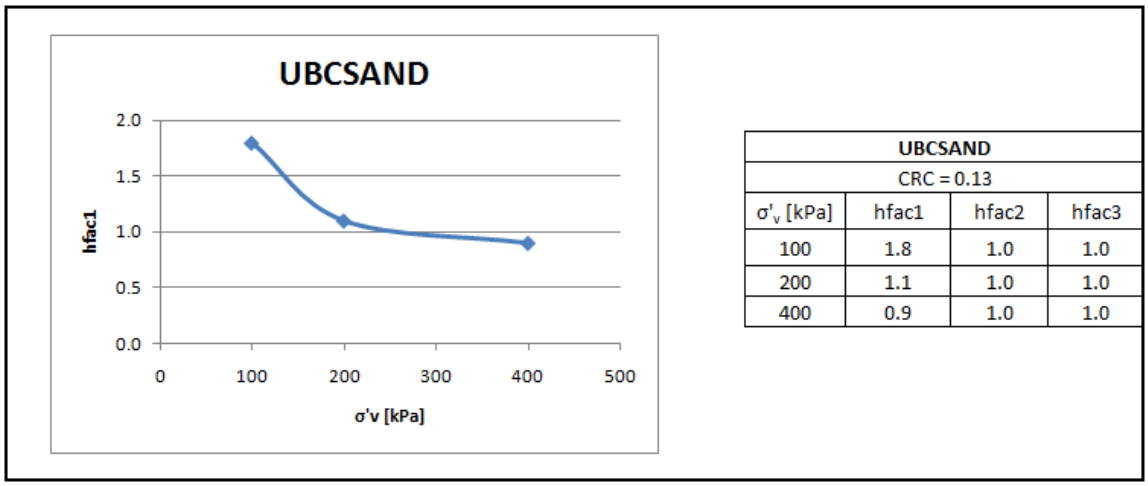
4.3.1.4 Resultados Calibración

A continuación, se presenta el resultado de las calibraciones realizadas para el modelo constitutivo UBCSAND. Como se mencionó en la sección anterior, es recomendable sólo variar el parámetro de ajuste hfac1, dejando los otros 2 parámetros fijos. En la siguiente figura se muestra entonces como varía hfac1 con el fin de alcanzar el número de ciclos de falla requerido:

σ'_v (kPa)	N° Ciclos	hfac1	hfac2	hfac3
100	22.0	1.8	1.0	1.0
200	19.0	1.1	1.0	1.0
400	28.0	0.9	1.0	1.0

Figura 4-13. Resultados de la calibración de UBCSAND.

Con ello se construye la siguiente curva, que sirve para simular como varía el parámetro de ajuste hfac1 para diferentes presiones de confinamiento:



UBCSAND			
CRC = 0.13			
σ'_v [kPa]	hfac1	hfac2	hfac3
100	1.8	1.0	1.0
200	1.1	1.0	1.0
400	0.9	1.0	1.0

Figura 4-14. Resultados de la calibración del parámetro hfac1.

Teniendo en cuenta que la simulación numérica realizada en FLAC corresponde a la modelación de un ensayo DSS, también es posible realizar la calibración de las curvas de esfuerzo-deformación y la trayectoria de esfuerzos efectivos.

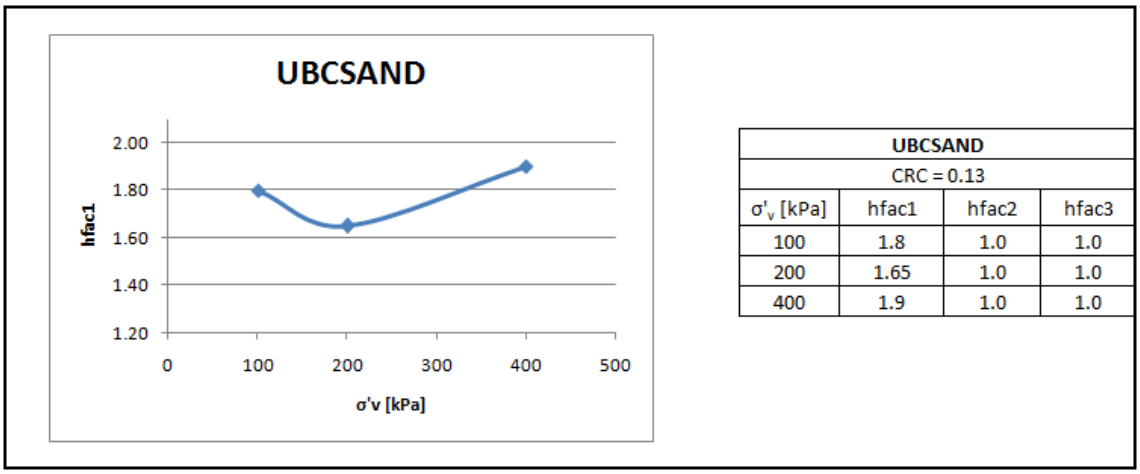
En una primera instancia no se logra calibrar las curvas mencionadas para los parámetros de ajuste definidos en la figura 4.13, ya que no se obtienen los valores del esfuerzo de corte del laboratorio. Es por ello que se procede a ajustar un parámetro interno de UBCSAND, llamado "Factor", el cual multiplica directamente los valores de S_{xy15} (utilizado internamente para el cálculo del esfuerzo de corte) y CRR (relación de resistencia cíclica).

Realizando las modificaciones de "Factor" se logra alcanzar los valores de esfuerzo de corte requerido. Los nuevos valores de los parámetros de ajuste se muestran en la siguiente tabla:

Considerando $Factor					
σ'_v (kPa)	N° Ciclos	hfac1	hfac2	hfac3	$Factor
100	22.0	1.8	1.0	1.0	1.0
200	19.0	1.65	1.0	1.0	1.2
400	28.0	1.9	1.0	1.0	1.45

Figura 4-15. Resultados de la calibración de UBCSAND corrigiendo el parámetro "Factor".

La nueva curva que relaciona hfac1 con la presión de confinamiento corresponde a:



UBCSAND			
CRC = 0.13			
σ'_v [kPa]	hfac1	hfac2	hfac3
100	1.8	1.0	1.0
200	1.65	1.0	1.0
400	1.9	1.0	1.0

Figura 4-16. Nueva calibración del parámetro hfac1, modificado por "Factor".

4.3.1.4.1 Calibración Curvas Características

A continuación, se presentan las curvas de esfuerzo-deformación y trayectoria de tensiones efectivas calibradas para este modelo constitutivo:

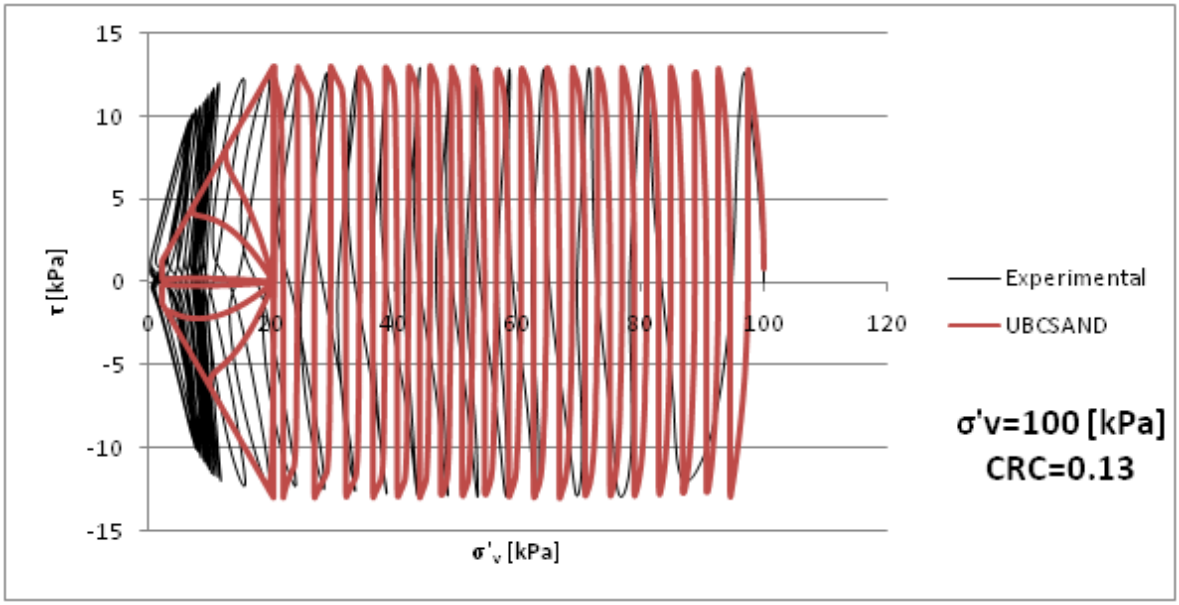


Figura 4-17. Calibración de la Curva Trayectoria de tensiones efectivas UBCSAND, para $\sigma'_v = 100$ [kPa].

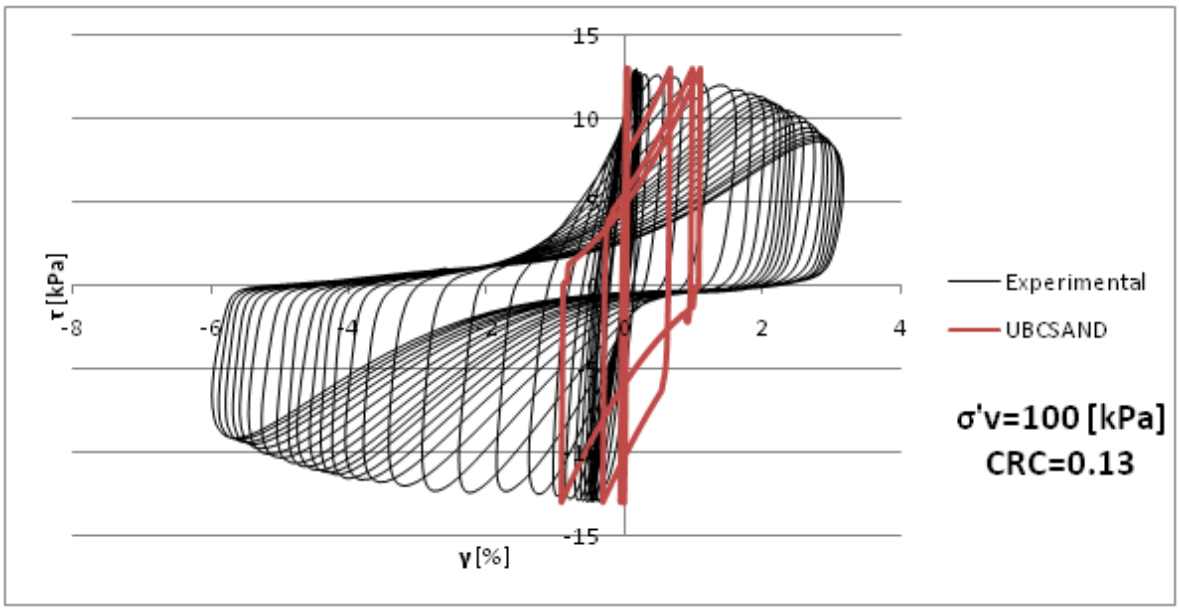


Figura 4-18. Calibración de la Curva Esfuerzo-Deformación UBCSAND, para $\sigma'_v = 100$ [kPa].

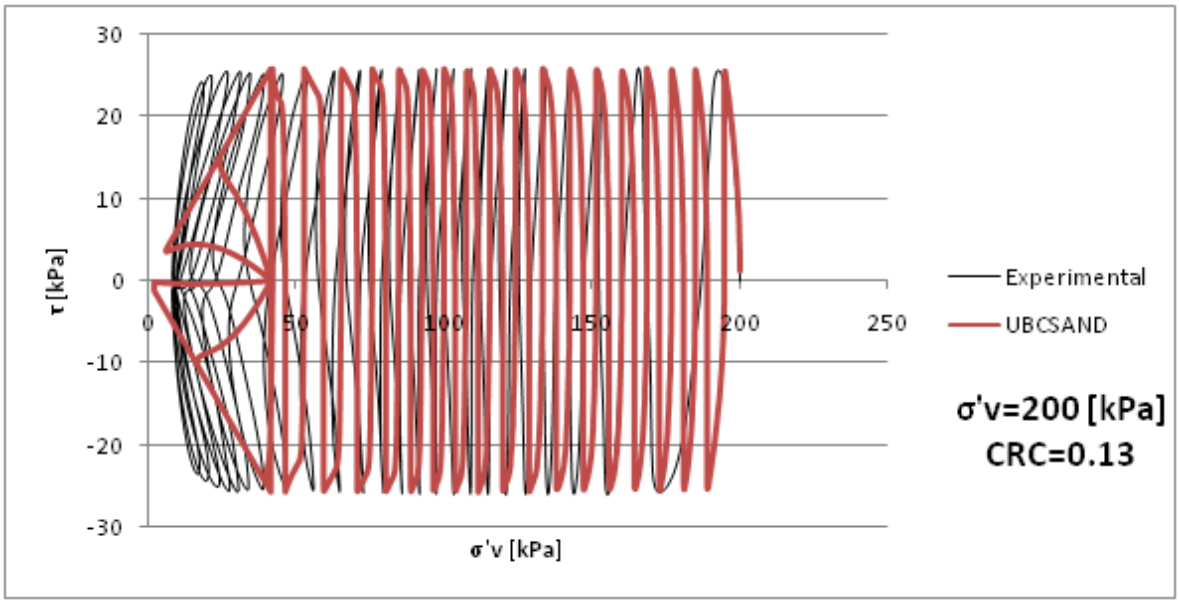


Figura 4-19. Calibración de la Curva Trayectoria de tensiones efectivas UBCSAND, para $\sigma'_v = 200$ [kPa].

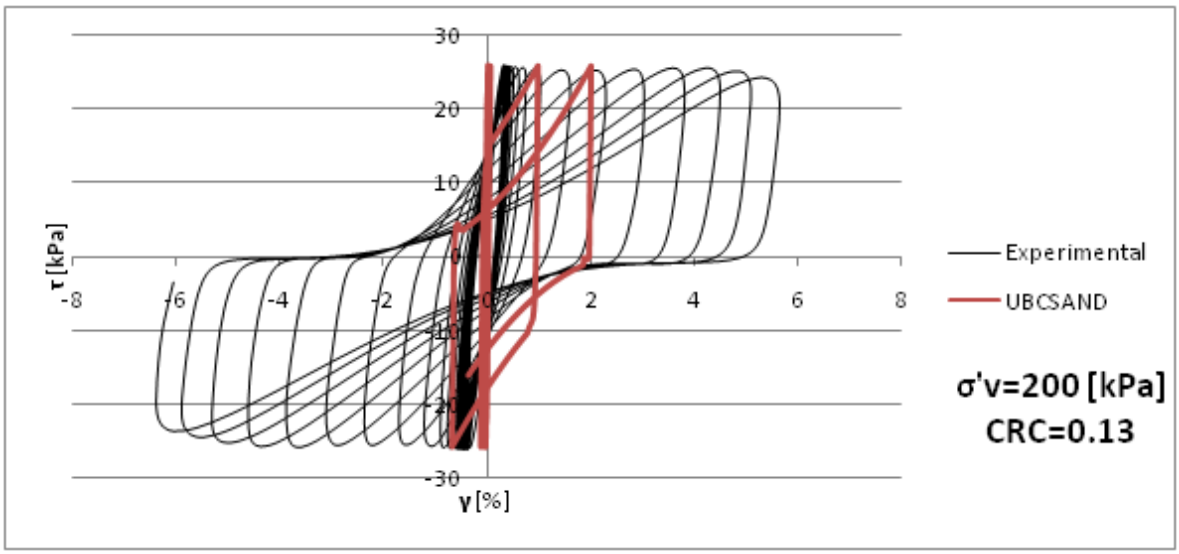


Figura 4-20. Calibración de la Curva Esfuerzo-Deformación UBCSAND, para $\sigma'_v = 200$ [kPa].

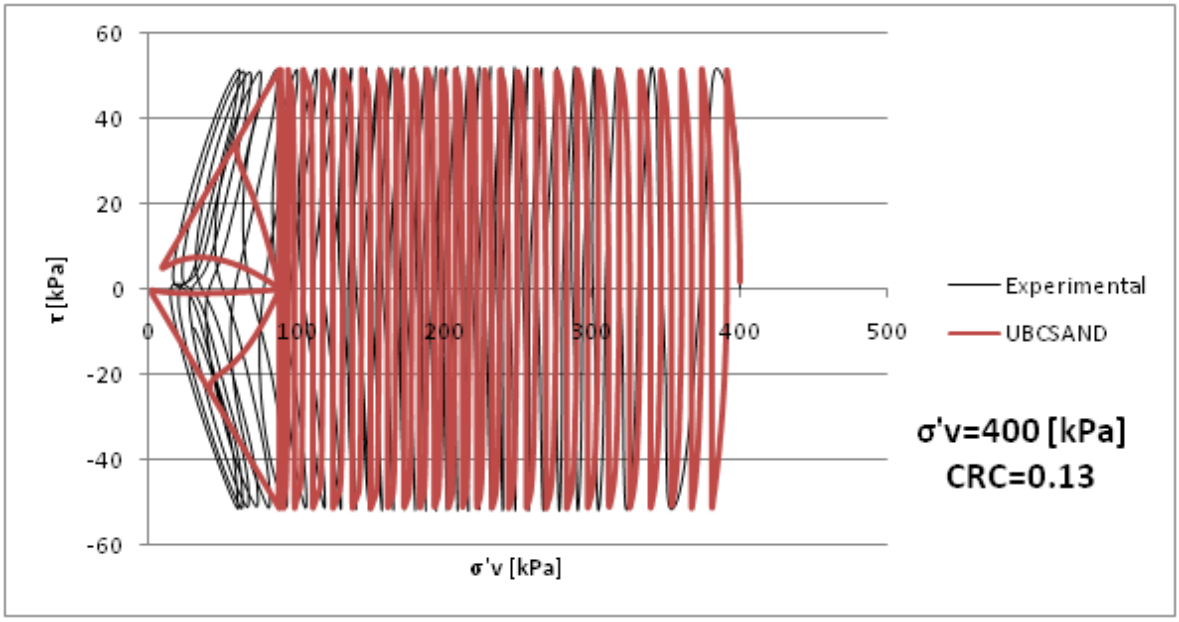


Figura 4-21. Calibración de la Curva Trayectoria de tensiones efectivas UBCSAND, para $\sigma'_v = 400$ [kPa].

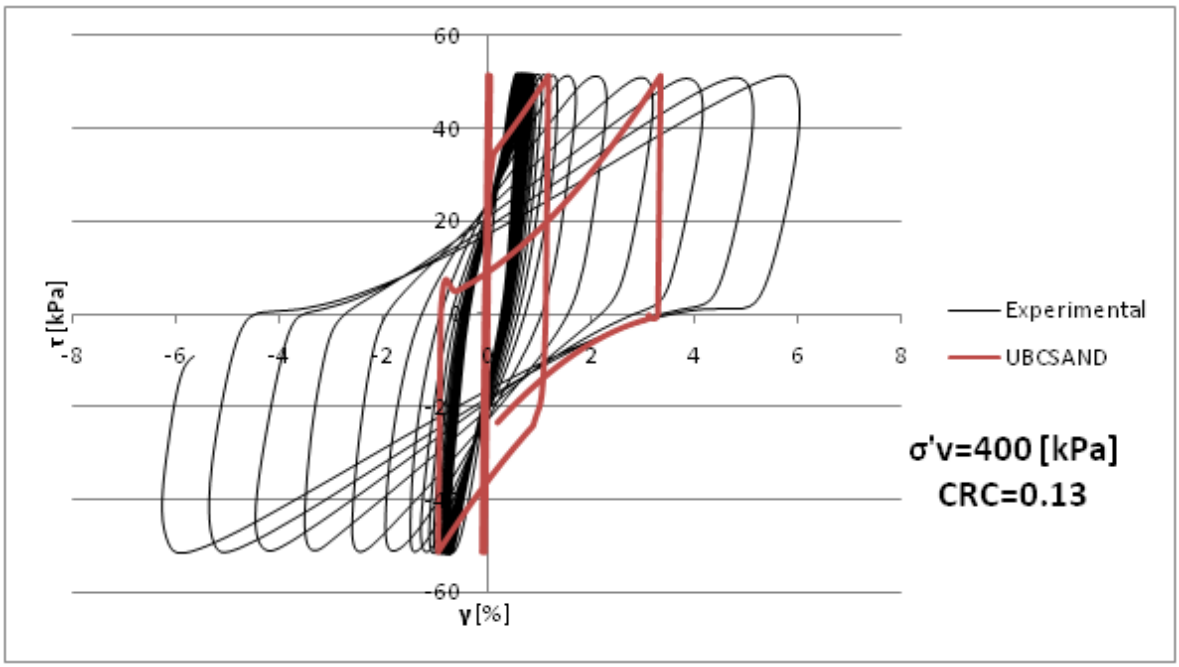


Figura 4-22. Calibración de la Curva Esfuerzo-Deformación UBCSAND, para $\sigma'_v = 400$ [kPa].

4.3.1.4.2 Corrección por Contenido de Finos

Si se corrige la resistencia a la penetración $(N_1)_{60}$, debido a que el contenido de finos de la muestra es cercano al 60 % (superior al límite de UBCSAND del 5 %), se obtienen los siguientes valores:

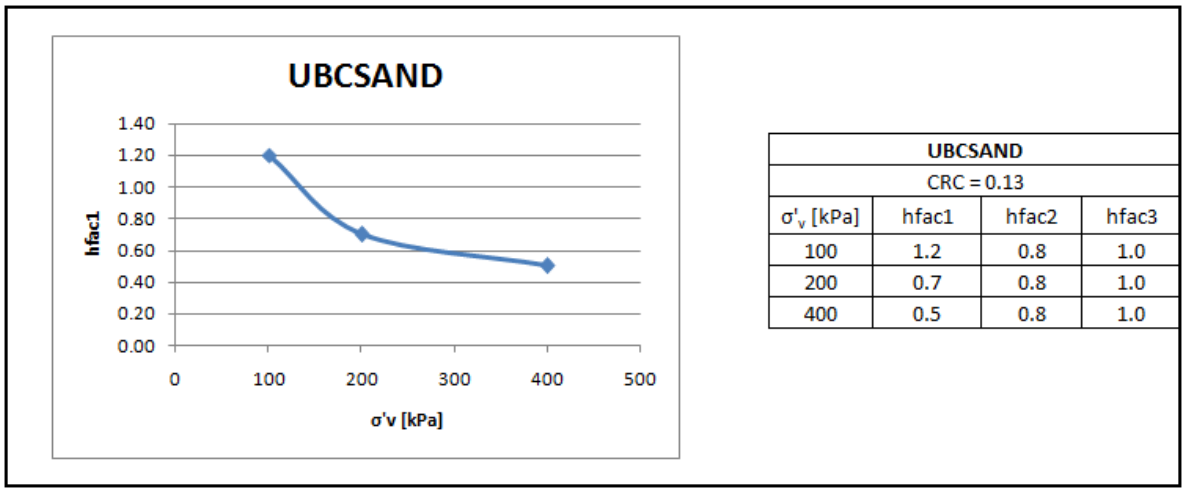
FC	$(N_1)_{60}$	$\Delta (N_1)_{60}$	$(N_1)_{60cs}$
50	14	5.61	19.61
55	14	5.61	19.61
60	14	5.60	19.60
65	14	5.59	19.59

Figura 4-23. Corrección del parámetro $(N_1)_{60}$ por el Contenido de Finos.

Por lo tanto, se asume un $(N_1)_{60}$ de 20. Con este nuevo valor, se procede a mostrar la variación que se produce en el parámetro de ajuste hfac1:

σ'_v (kPa)	N° Ciclos	hfac1	hfac2	hfac3
100	22.0	1.2	0.8	1.0
200	19.0	0.7	0.8	1.0
400	28.0	0.50	0.8	1.0

Figura 4-24. Corrección del parámetro hfac1 por el Contenido de Finos.



UBCSAND			
CRC = 0.13			
σ'_v [kPa]	hfac1	hfac2	hfac3
100	1.2	0.8	1.0
200	0.7	0.8	1.0
400	0.5	0.8	1.0

Figura 4-25. Calibración del parámetro hfac1 por el Contenido de Finos.

Se observa además que el parámetro hfac2 fue rebajado hasta 0.8, ya que de otra forma el parámetro hfac1 entregaba valores muy bajos para la calibración.

4.3.1.4.3 Calibración R_u vs N

A continuación, se presentan los resultados de la calibración realizada para el aumento de presión de poros para los ciclos a los que se somete la muestra. Ésta fue realizada para un $(N_1)_{60}$ de 14 y posteriormente para un SPT de 20 (por la corrección del contenido de finos).

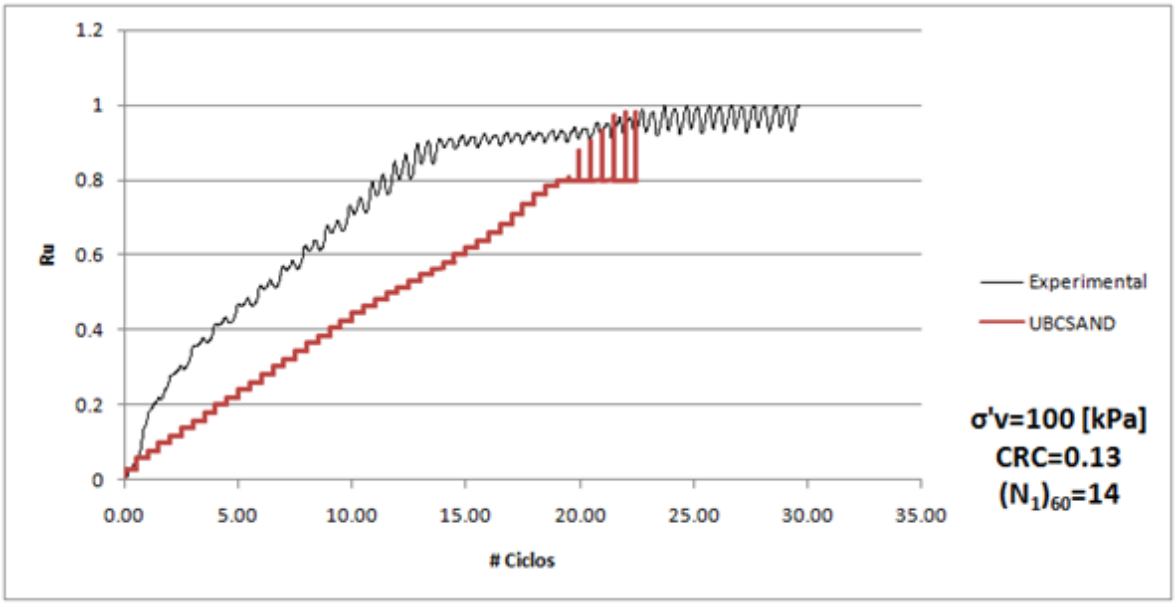


Figura 4-26. Calibración de la Curva Ru vs N, UBCSAND, para $\sigma'_v = 100$ [kPa] y $(N_1)_{60} = 14$.

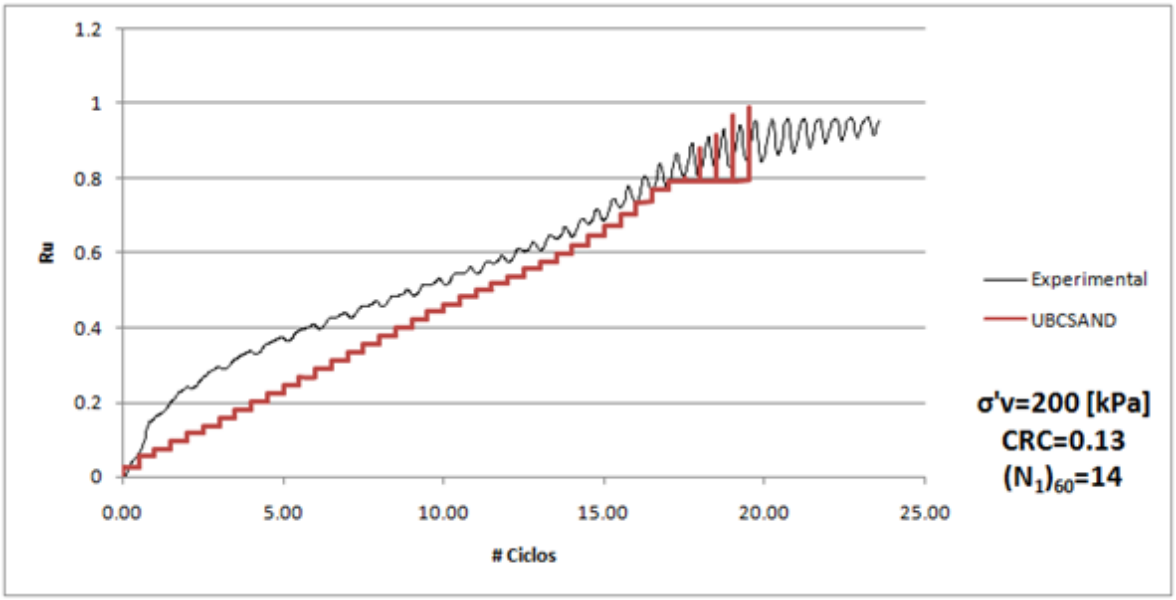


Figura 4-27. Calibración de la Curva Ru vs N, UBCSAND, para $\sigma'_v = 200$ [kPa] y $(N_1)_{60} = 14$.

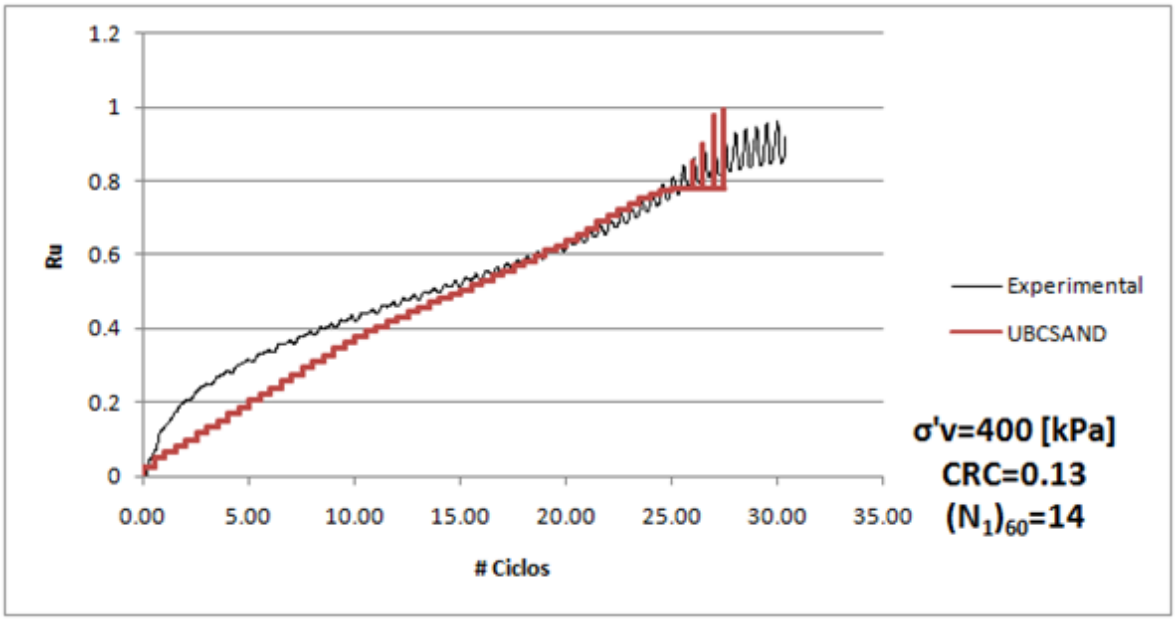


Figura 4-28. Calibración de la Curva Ru vs N, UBCSAND, para $\sigma'_v = 400$ [kPa] y $(N_1)_{60} = 14$.

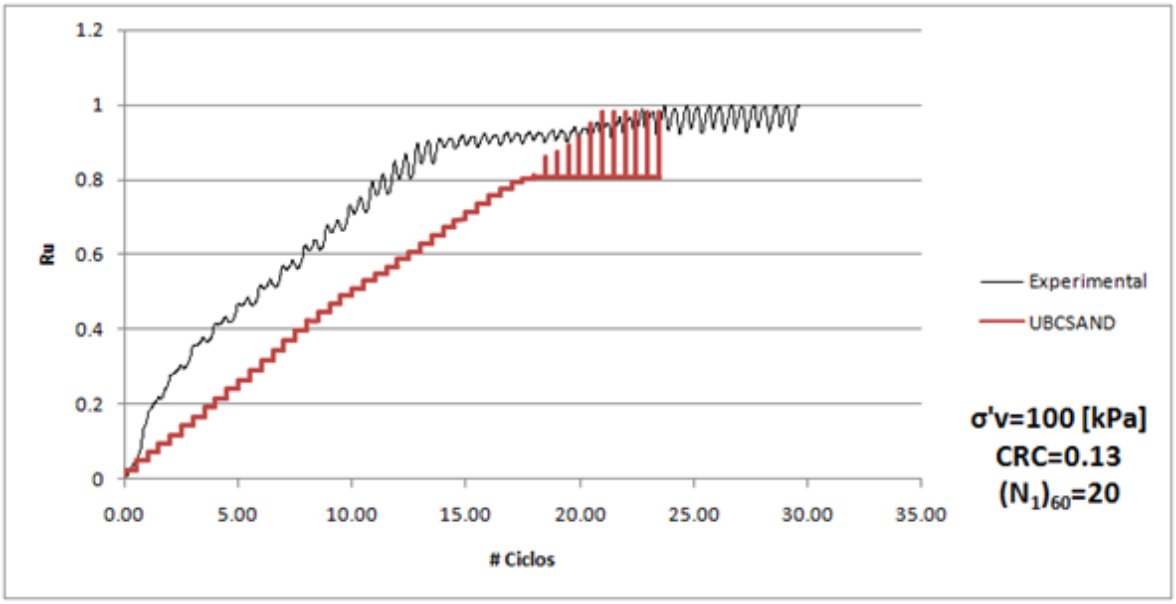


Figura 4-29. Calibración de la Curva Ru vs N, UBCSAND, para $\sigma'_v = 100$ [kPa] y $(N_1)_{60} = 20$.

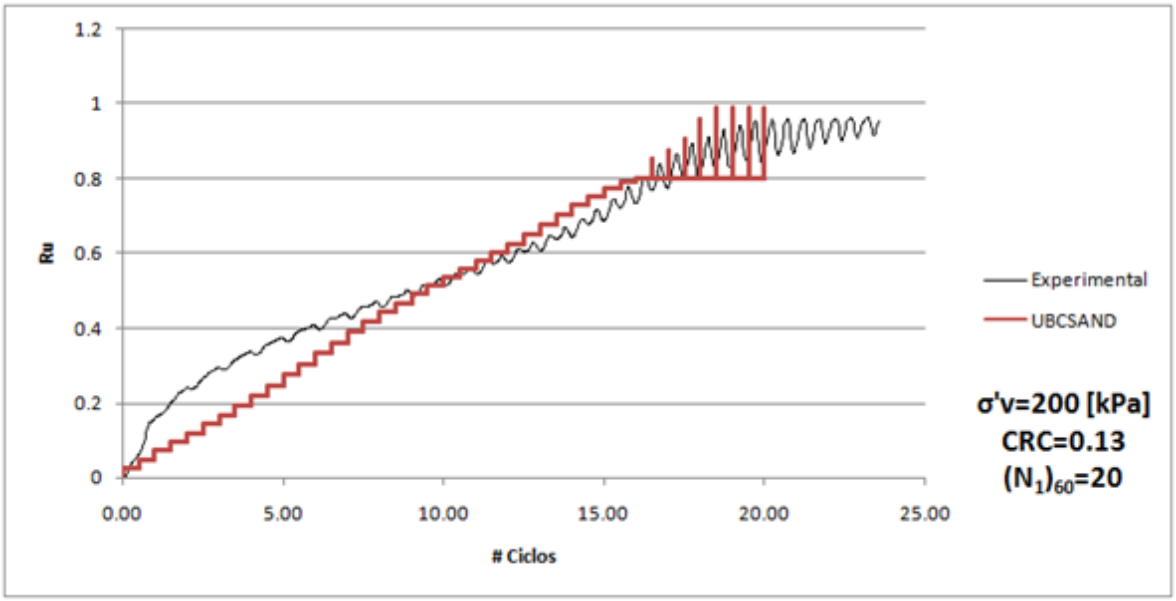


Figura 4-30. Calibración de la Curva Ru vs N, UBCSAND, para $\sigma'_v = 200$ [kPa] y $(N_1)_{60} = 20$.

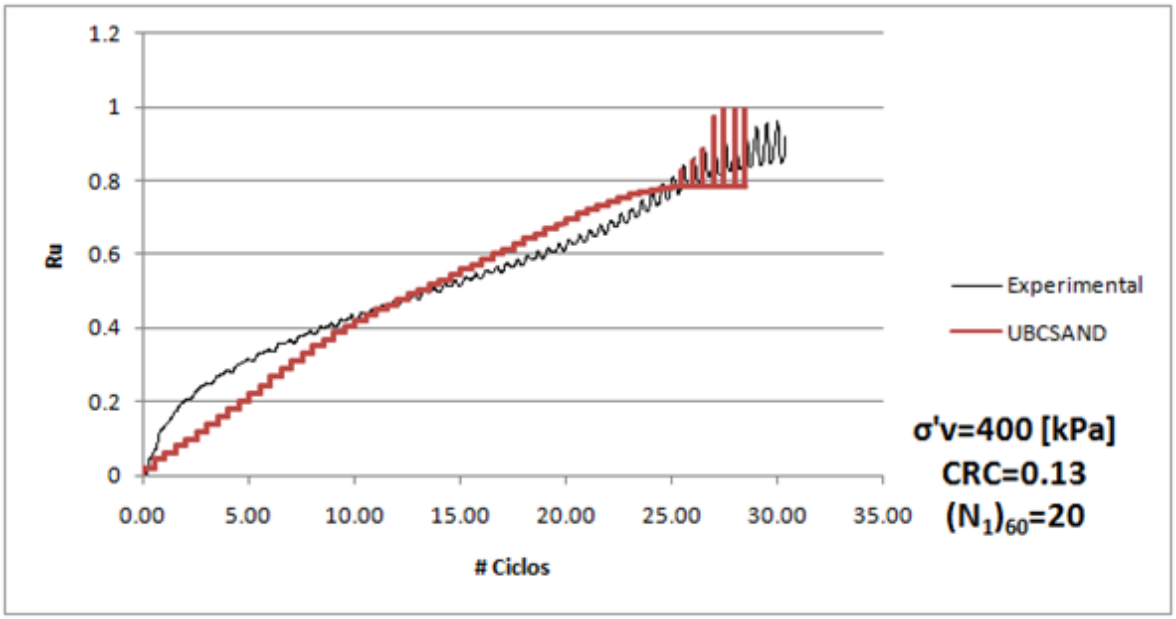


Figura 4-31. Calibración de la Curva Ru vs N, UBCSAND, para $\sigma'_v = 400$ [kPa] y $(N_1)_{60} = 20$.

4.3.2 PM4SAND

4.3.2.1 Parámetros de Entrada

1. $(N_1)_{60}$: Densidad Relativa
2. ϕ: Ángulo de fricción volumétrico constante (Opcional)
3. $G_{máx}$: Módulo de corte elástico máximo
4. ν: Módulo de Poisson

4.3.2.2 Parámetro de Calibración

Razón de Contracción (hpo): Variable primaria que ajusta la razón de contracción y por lo tanto puede ser ajustada para obtener una razón de resistencia cíclica objetivo.

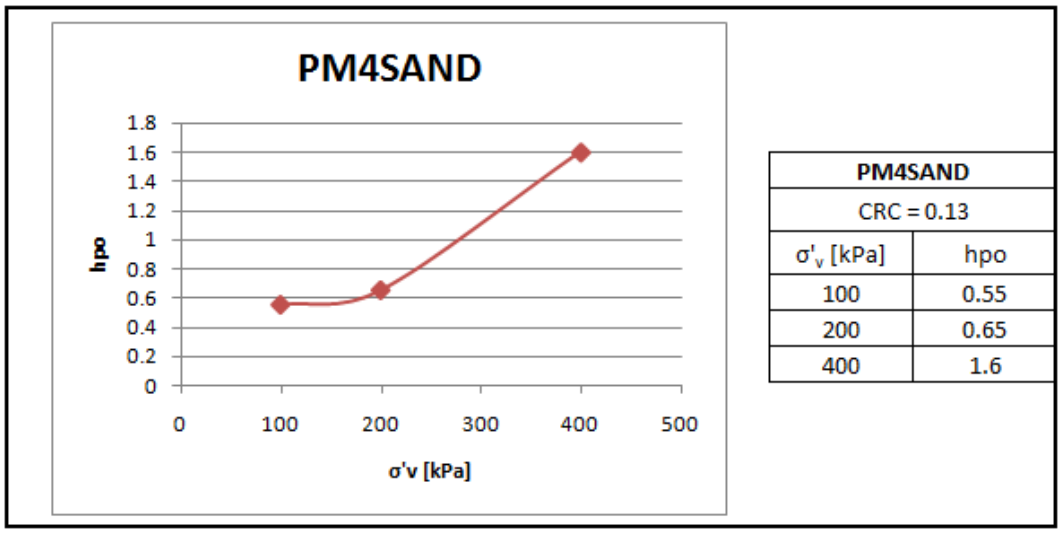
4.3.2.3 Resultados Calibración

A continuación, se presenta el resultado de las calibraciones realizadas para el modelo constitutivo PM4SAND. En la siguiente tabla se aprecia cómo se debe variar la razón de contracción (hpo) para alcanzar el mismo número de ciclos de falla que el alcanzado en los ensayos realizados a las muestras:

σ'_v (kPa)	N° Ciclos	hpo
100	21.5	0.55
200	18.5	0.65
400	28.0	1.60

Figura 4-32. Resultados de la calibración PM4SAND.

Con ello se construye la siguiente curva, que sirve para simular como varía la razón de contracción para diferentes presiones de confinamiento:



PM4SAND	
CRC = 0.13	
σ'_v [kPa]	hpo
100	0.55
200	0.65
400	1.6

Figura 4-33. Resultados de la calibración del parámetro hpo.

4.3.2.3.1 Calibración Curvas Características

A continuación, se presentan las curvas de esfuerzo-deformación y trayectoria de tensiones efectivas calibradas para este modelo constitutivo. Cabe mencionar que la calibración se alcanza con el mismo parámetro hpo utilizado anteriormente.

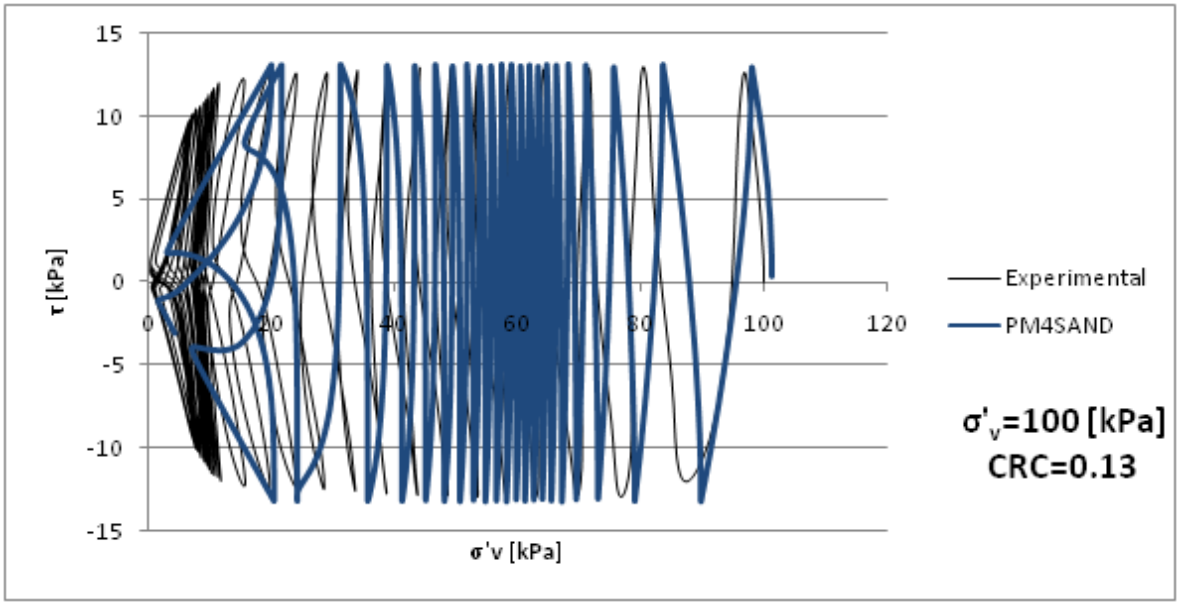


Figura 4-34. Calibración de la Curva Trayectoria de tensiones efectivas PM4SAND, para σ'_v = 100 [kPa].

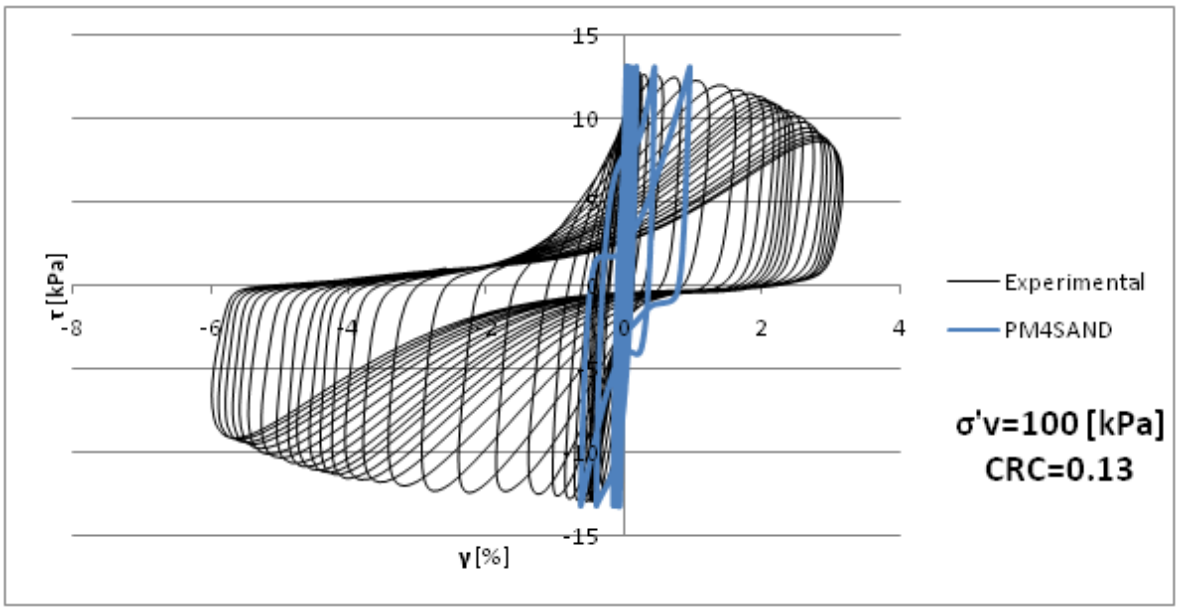


Figura 4-35. Calibración de la Curva Esfuerzo-Deformación PM4SAND, para $\sigma'_v = 100$ [kPa].

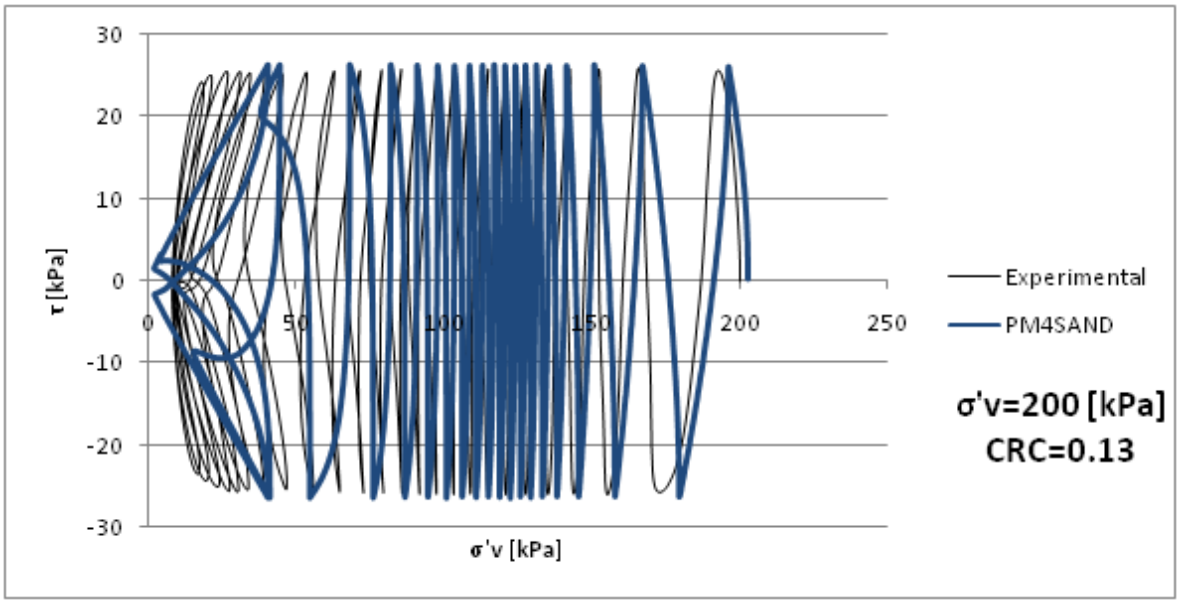


Figura 4-36. Calibración de la Curva Trayectoria de tensiones efectivas PM4SAND, para $\sigma'_v = 200$ [kPa].

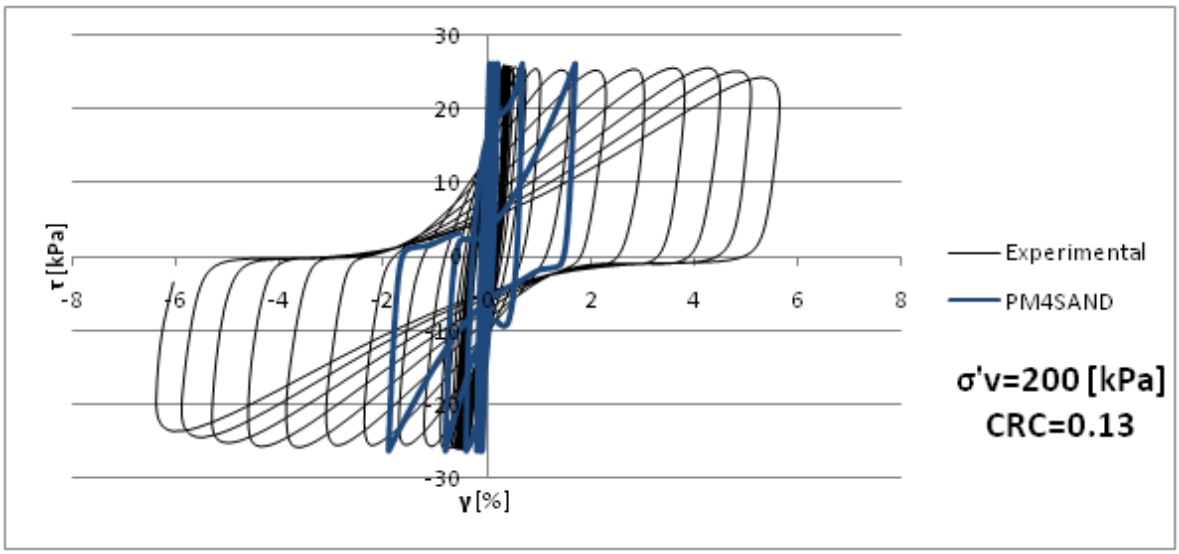


Figura 4-37. Calibración de la Curva Esfuerzo-Deformación PM4SAND, para $\sigma'_v = 200$ [kPa].

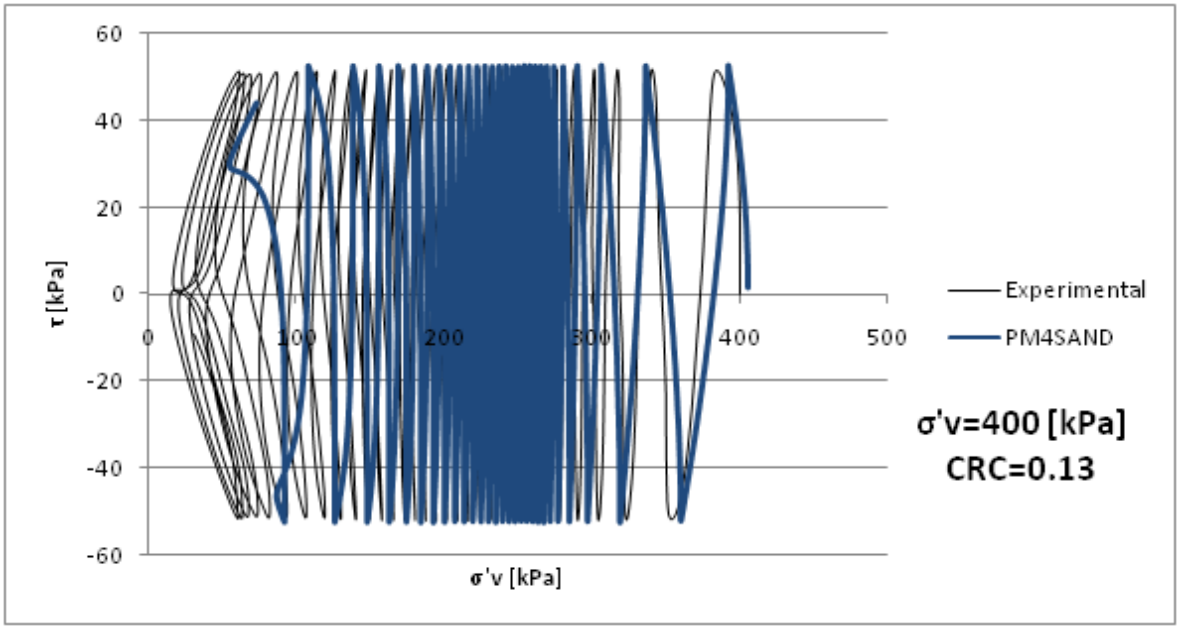


Figura 4-38. Calibración de la Curva Trayectoria de tensiones efectivas PM4SAND, para $\sigma'_v = 400$ [kPa].

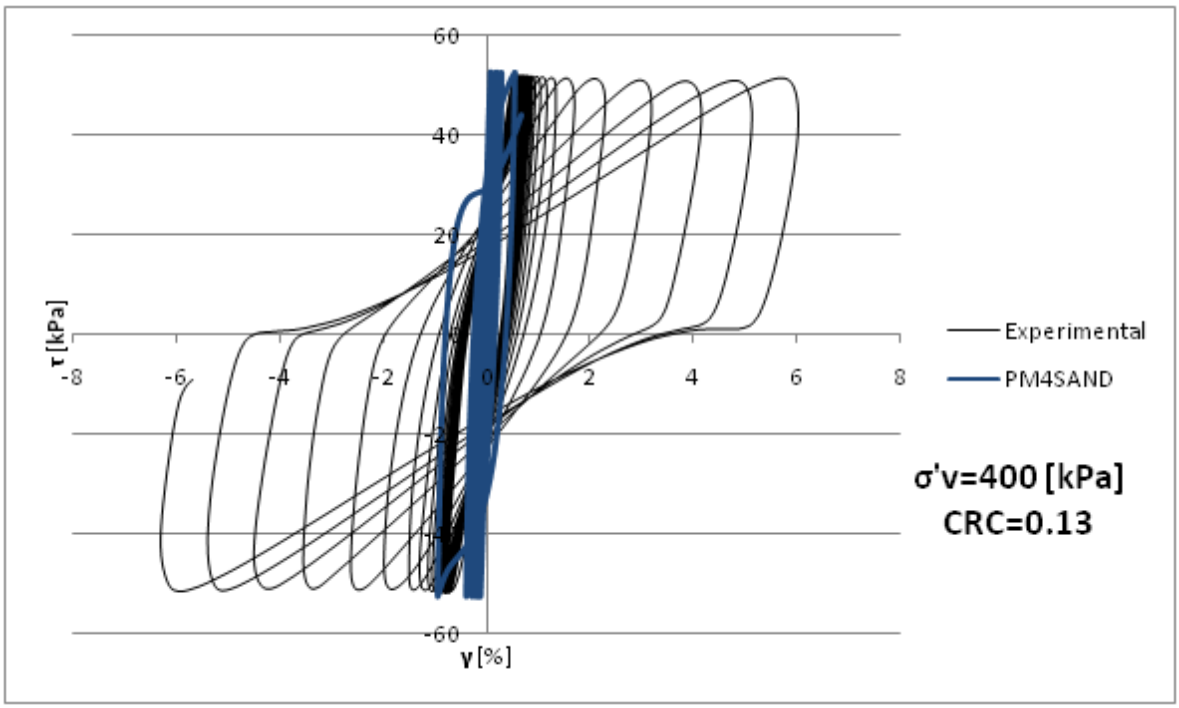


Figura 4-39. Calibración de la Curva Esfuerzo-Deformación PM4SAND, para $\sigma'_v = 400$ [kPa].

4.3.2.3.2 Calibración R_u vs N

De igual modo se presentan los resultados de la calibración realizada para el aumento de presión de poros para los ciclos a los que se somete la muestra. Ésta fue realizada para un $(N_1)_{60}$ de 14.

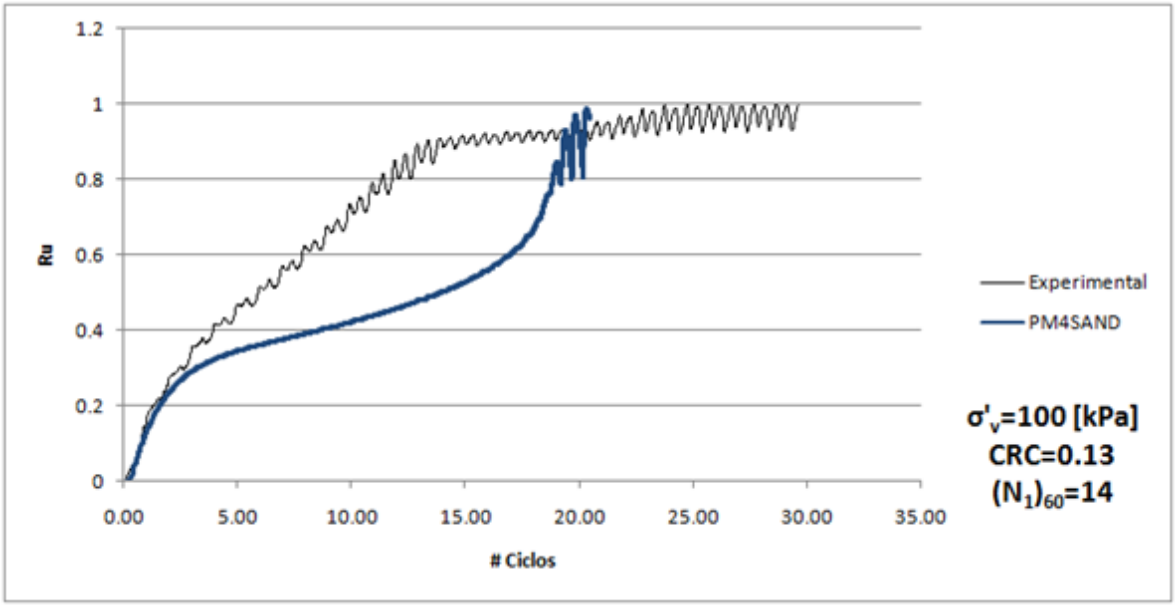


Figura 4-40. Calibración de la Curva Ru vs N, PM4SAND, para $\sigma'_v = 100$ [kPa] y $(N_1)_{60} = 14$.

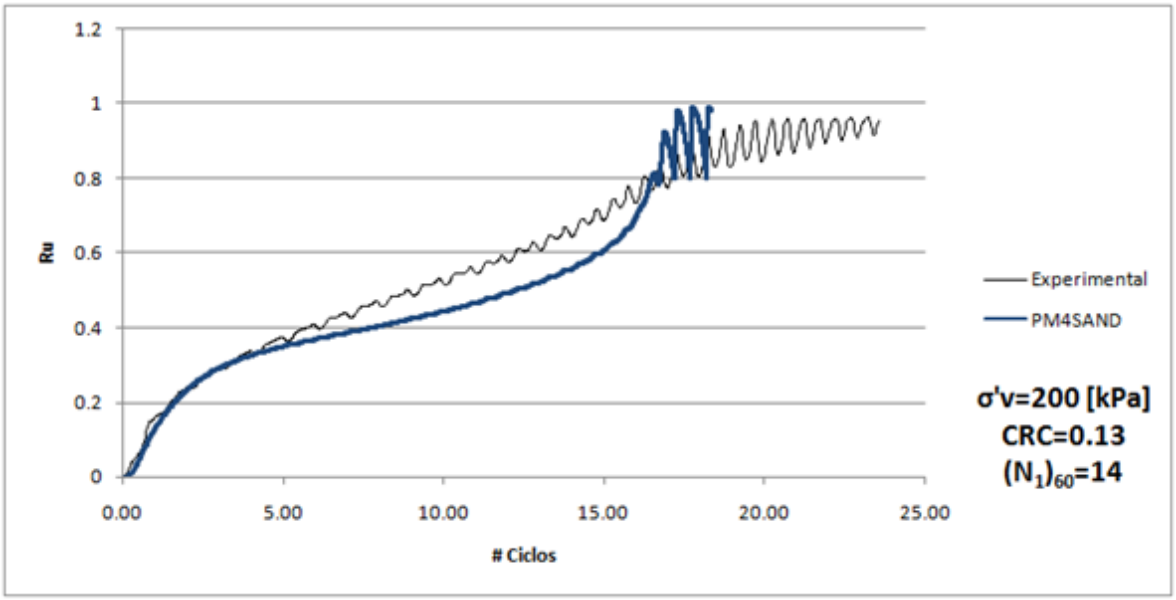


Figura 4-41. Calibración de la Curva Ru vs N, PM4SAND, para $\sigma'_v = 200$ [kPa] y $(N_1)_{60} = 14$.

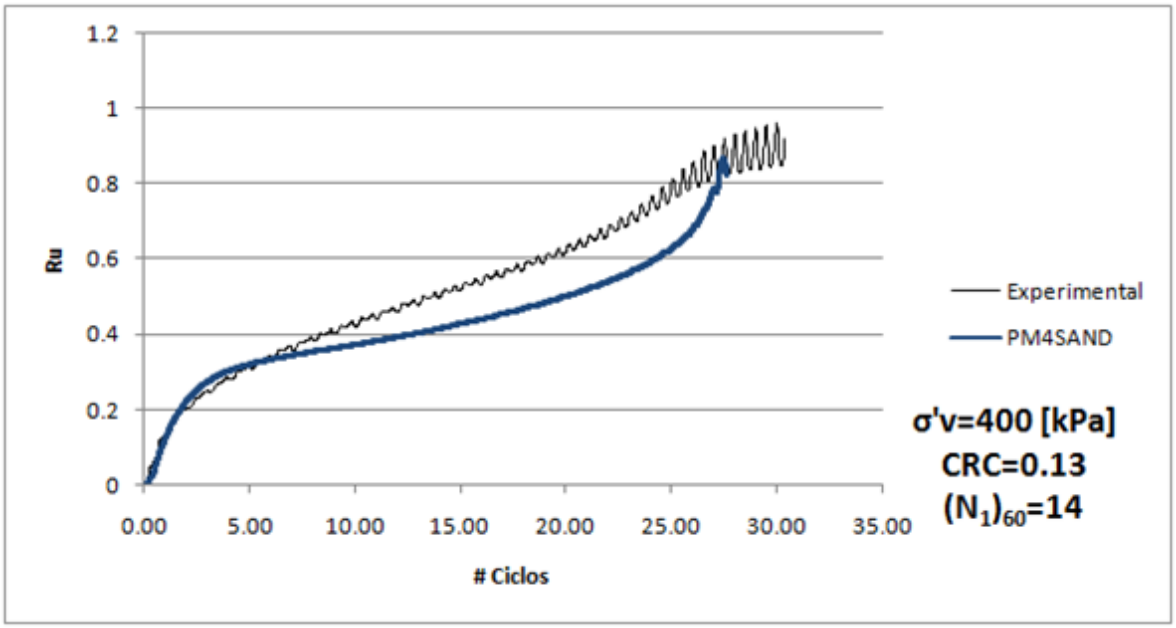


Figura 4-42. Calibración de la Curva Ru vs N, PM4SAND, para $\sigma'_v = 400$ [kPa] y $(N_1)_{60} = 14$.

CAPÍTULO 5

SIMULACIÓN TRANQUE DE RELAVES

5.1 Geometría

En está simulación se quiere representar un depósito cuya cota de coronamiento del muro alcanza su valor máximo aprobado, que implica una altura de muro de 200 [m]. La pendiente del depósito es de un 4.5 %, mientras que la fundación se estima en unos 300 [m] de roca basal.

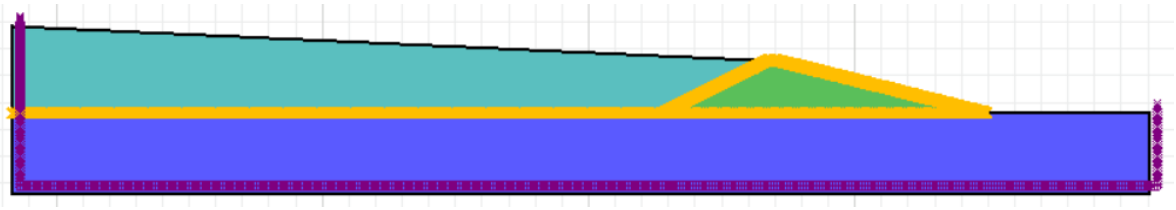


Figura 5-1. Geometría del Modelo en FLAC2D.

En la imagen se observa en azul el suelo de fundación, en celeste el relave espesado depositado sobre el muro, de color verde.

5.2 Propiedades

A continuación, se muestran las propiedades adoptadas para cada una de las estructuras del modelo:

Tabla 5.1. Propiedades Resistentes estructuras del modelo.
Fuente: Elaboración Propia

Propiedades	Fundación	Muro	Relave
	Roca	*Arena*	*Espesado*
Densidad Seca [ton/m3]	2.20	2.00	1.6
Módulo de Young [Pa]	5.50.E+09	8.00.E+08	1.41.E+08
Razón de Poisson drenado	0.25	0.35	0.45
Velocidad onda de Corte [m/s]	1000.0	384.9	174.0
Módulo de Compresibilidad [Pa]	3.7.E+09	8.9.E+08	4.7.E+08
Módulo de Corte [Pa]	2.2.E+09	3.0.E+08	4.8.E+07
Cohesión [kPa]	0.0	0.0	0.0
Ángulo de fricción [°]	40.0	37.4	38.81
Ángulo de dilatancia [°]	10.0	7.4	0.0

5.3 Implementación en FLAC2D

5.3.1 Registro Sísmico

Antes de utilizar el registro sísmico, directamente en el software FLAC2D, se deben realizar una serie de procedimientos para poder ingresar este input. Los principales procedimientos son:

1. Corrección de Línea Base: Con el fin de eliminar velocidades o desplazamientos residuales, luego de que el movimiento ha finalizado.

2. Obtención de las frecuencias dominantes del sismo: Es recomendable realizarla sobre el registro de velocidades del sismo utilizado y luego utilizar la función FISH llamada FFT.fis, que corresponde a una transformada de Fourier. Con esto se puede obtener el alto de zona (H_{zona}) de la malla del modelo, adoptando el criterio de Kuhlemeyer.

$$C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \qquad [5.1]$$

$$C_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4G}{3}}{\rho}} \qquad [5.2]$$

$$f_{p,s}^{max} = \frac{1}{10} * \frac{C_{p,s}}{L} \qquad [5.3]$$

A continuación, se presenta el registro previo a las correcciones mencionadas. Tiene una duración de 62 [s] y una aceleración peak de 0.40 [g]. Cabe destacar que el software trabaja sobre el registro de velocidades y no el de aceleraciones.

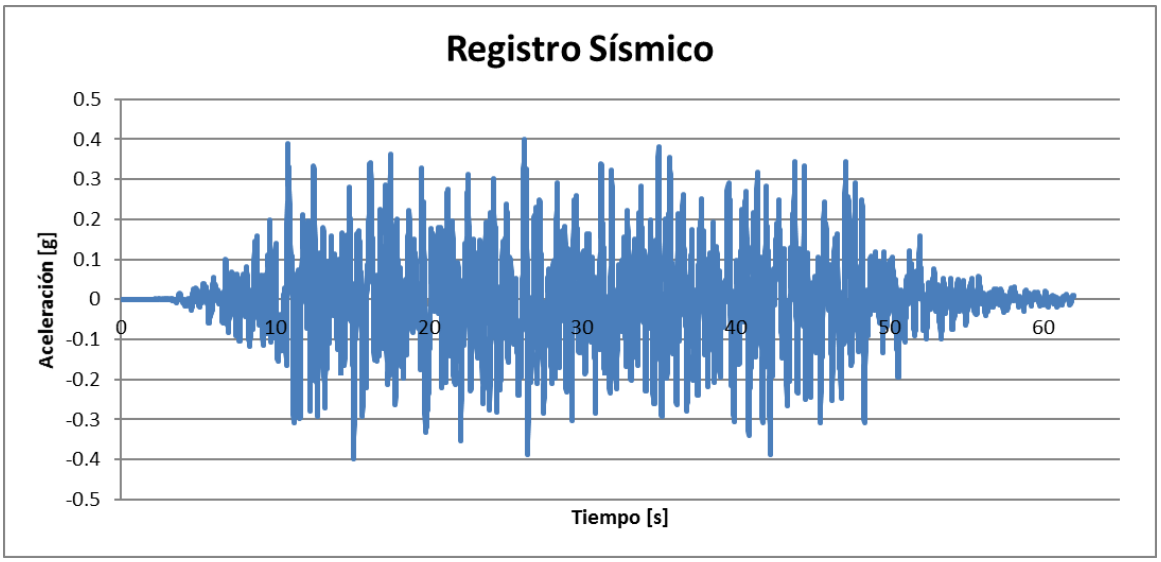


Figura 5-2. Registro Sísmico de entrada (sin correcciones).

Luego de aplicadas las correspondientes transformadas de Fourier se obtiene que el sismo tiene una frecuencia máxima de aproximadamente 5 [Hz]. Utilizando el criterio de Kuhlemeyer, se obtienen las siguientes dimensiones para asegurar la correcta transmisión numérica de la onda a través de la grilla del modelo (Kuhlemeyer & J. Lysmer, 1973). Esto se logra asegurando que f sea mayor a los 5 [hz], que corresponden a la frecuencia del sismo:

Velocidad Onda de Corte			Dimensión Malla		f	
Muro	384.9	[m/s]	2	[m]	19.2	[Hz]
Relave	174.0	[m/s]	3.5	[m]	5.0	[Hz]
Roca	1000.0	[m/s]	10	[m]	10.0	[Hz]

Figura 5-3. Dimensiones malla del modelo, Criterio de Kuhlemeyer.

5.3.2 Historiales de Medición

Han sido implementados diversos historiales de medición en el modelo numérico, los cuales registran desplazamiento, velocidad o aceleración (marcados en rojo en la Figura 5-4, Figura 5-5 y Figura 5-6). Otros historiales registran presiones de poros. En las siguientes imágenes se muestran los principales historiales implementados en el modelo:

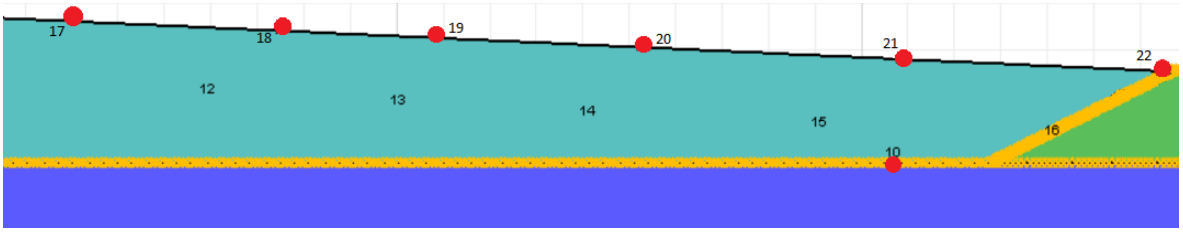


Figura 5-4. Historiales de medición implementados en los relaves.

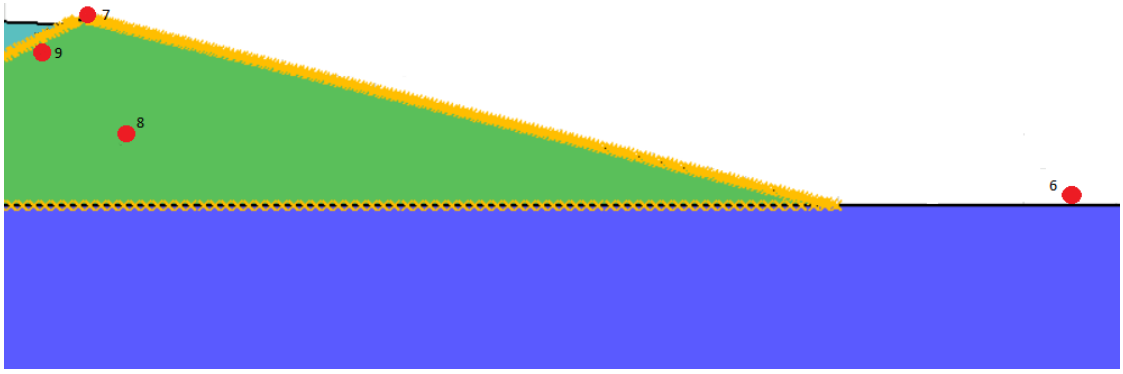


Figura 5-5. Historiales de medición implementados en el muro aguas arriba.

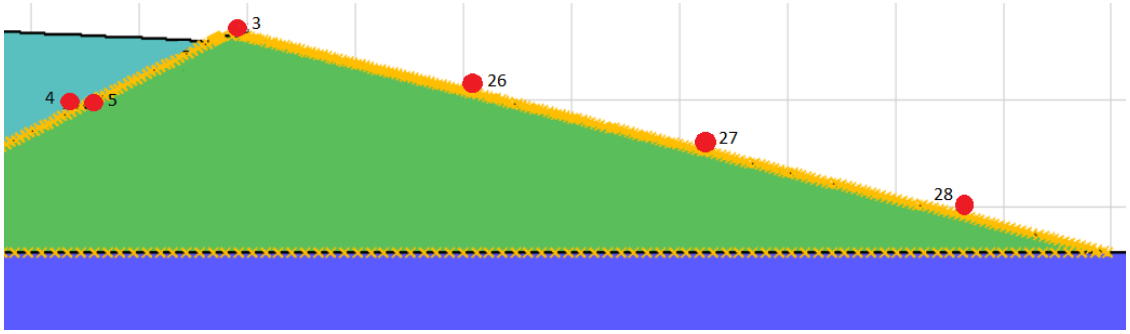


Figura 5-6. Historiales de medición implementados en el muro aguas abajo.

5.3.3 Amortiguamiento

El software FLAC 2D trae incorporado modelos de amortiguamiento. El amortiguamiento, en la simulación numérica, debe reproducir, en magnitud y forma, la energía pérdida en el sistema.

En el dominio del tiempo es comúnmente utilizado el amortiguamiento tipo *Rayleigh*, cuando este es relativamente independiente de la frecuencia. Otra alternativa es el amortiguamiento *histerético*, el cual permite incorporar directamente al modelo, módulos de deformación y amortiguamiento. En términos generales, este último tipo de amortiguamiento es más realista, pero no provee disipación de energía a muy bajos niveles de deformación, lo que es

irreal. Para evitar esto, se ha incorporado un poco de amortiguamiento tipo *Rayleigh* sobre el *histerético*, con el fin de hacer más realista la corrida dinámica.

5.4 Validación de los Modelos Numéricos

La validación de los modelos numéricos se realiza comparando el espectro de aceleraciones del registro de entrada con el medido en el campo libre de los modelos numéricos. Estos últimos son obtenidos de los historiales de medición de la aceleración horizontal en roca. En la Figura 5-7 se muestra la validación para el modelo UBCSAND y en la Figura 5-8 para PM4SAND.

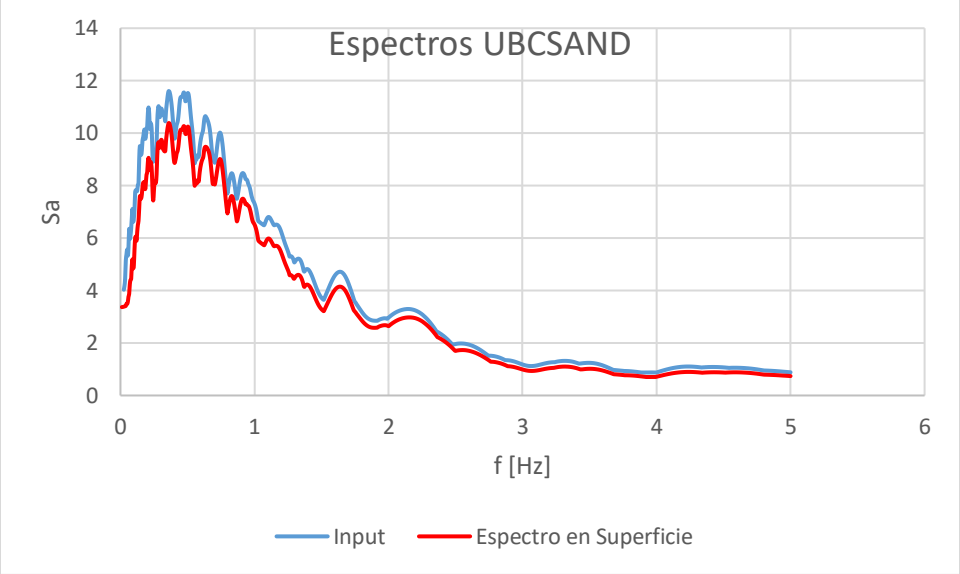


Figura 5-7. Validación del modelo, UBCSAND.

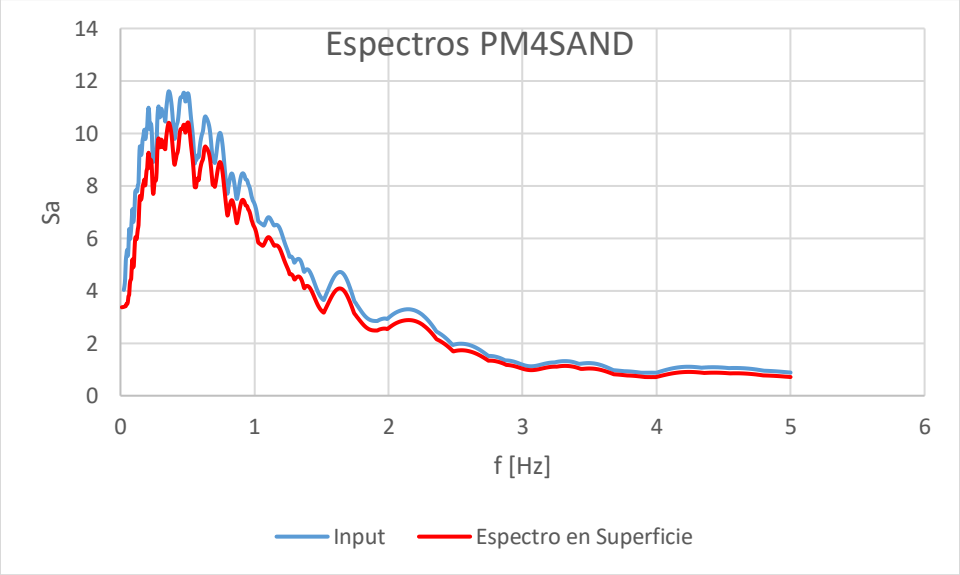


Figura 5-8. Validación del modelo, PM4SAND.

Se observa que los espectros se ajustan adecuadamente, lo cual sirve para verificar los siguientes aspectos:

I. El registro aplicado en la base del modelo representa apropiadamente el sismo de diseño en la roca y se propaga en la grilla sin alteraciones.
II. Las condiciones de borde utilizadas son adecuadas para la transmisión de las ondas.
III. El modelo constitutivo, las propiedades y parámetros de amortiguamiento considerados para la roca son adecuados.

5.5 Corrida Estática

A continuación, algunas consideraciones utilizadas en el análisis estático:

1. Se aplicaron condiciones de borde de empotramiento en la base del modelo y apoyo con desplazamiento horizontal restringido en sus bordes laterales.
2. En primera instancia se hacen nulas todas las zonas del modelo a excepción de la fundación, a la que se le asignan sus parámetros y luego se corre el modelo hasta el equilibrio.
3. Se deben reestablecer las condiciones de nulos desplazamientos y velocidades en la fundación.
4. Luego se activan el muro y los relaves (no hay construcción por etapa), evaluando además las presiones generadas por la saturación de los relaves, y se corre el modelo hasta el equilibrio para evaluar su estado tensional.

5.5.1 Resultados

5.5.1.1 Desplazamientos

Los desplazamientos verticales y horizontales para la etapa final de construcción se muestran en la Figura 5-9 y Figura 5-10, respectivamente. El desplazamiento máximo en dirección vertical se da en el relave aguas arriba, generándose un asentamiento de 2.5 [m], mientras que, en dirección horizontal, el desplazamiento máximo se da en el centro del relave alcanzando sólo lo 0.5 [m].

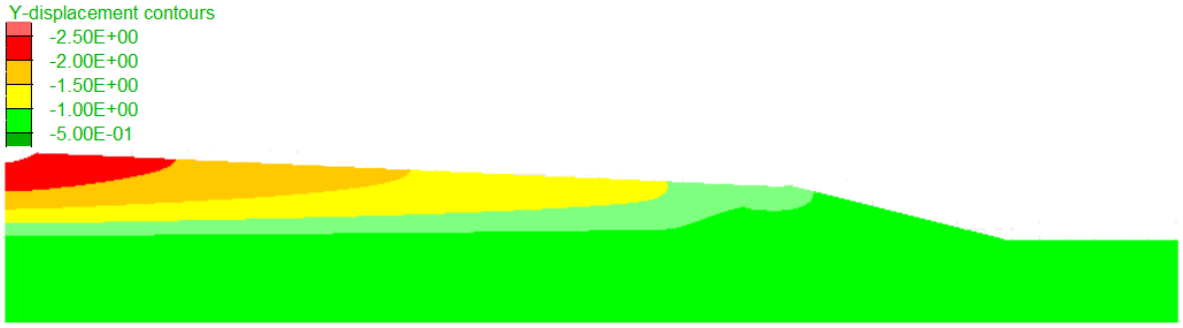


Figura 5-9. Desplazamientos Verticales, Corrida Estática.

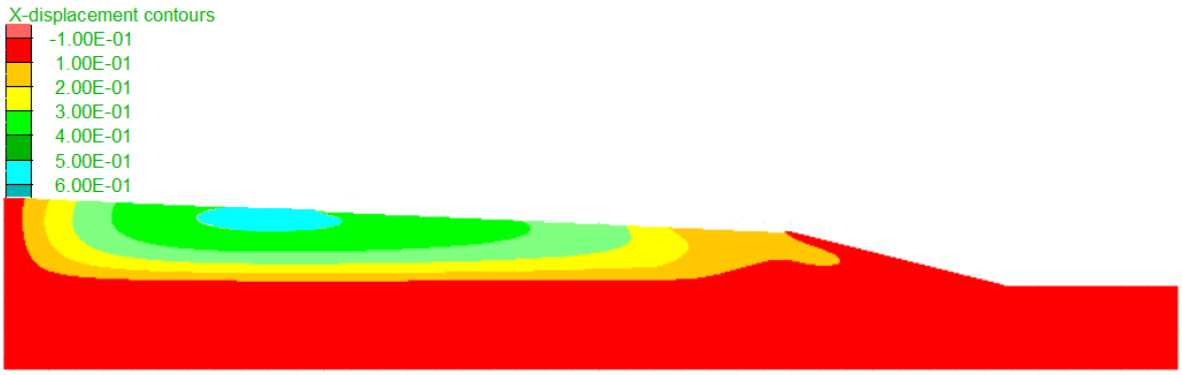


Figura 5-10. Desplazamientos Horizontales, Corrida Estática.

5.5.1.2 Esfuerzos

La Figura 5-11 y Figura 5-12 muestran los esfuerzos verticales y horizontales totales en la etapa constructiva final del modelo. Se observa que los esfuerzos horizontales son mayores en el relave que en el muro, producto de la presión de poros hidrostática. También se observa una discontinuidad entre los relaves y la fundación, lo cual es producto de la gran diferencia en resistencia entre los materiales. Los esfuerzos verticales están acorde a las fuerzas gravitacionales.

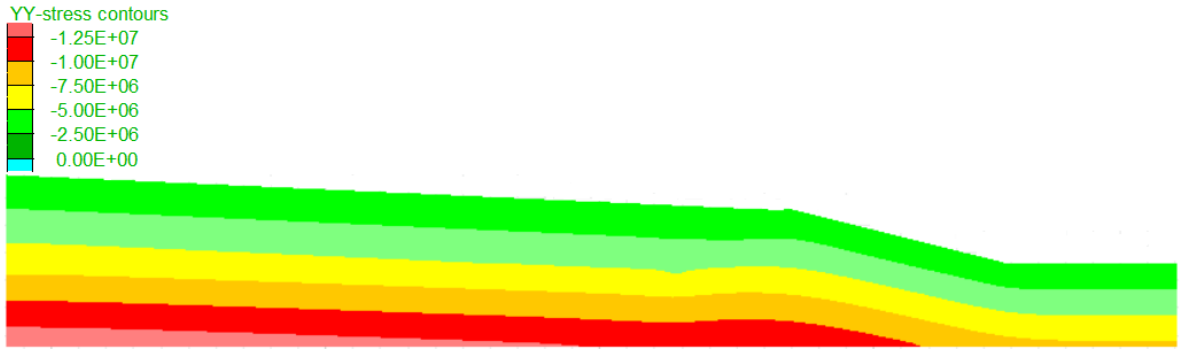


Figura 5-11. Esfuerzos Verticales, Corrida Estática.

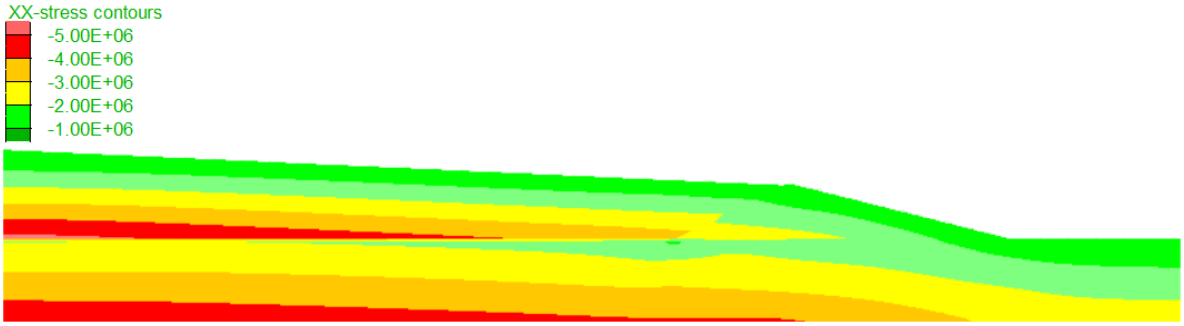


Figura 5-12. Esfuerzos Horizontales, Corrida Estática.

5.5.1.3 Presiones de Poros

En la Figura 5-13 se observan los contornos de la presión de poro que se generan por la saturación de los relaves, lo cual está acorde a su comportamiento esperado.

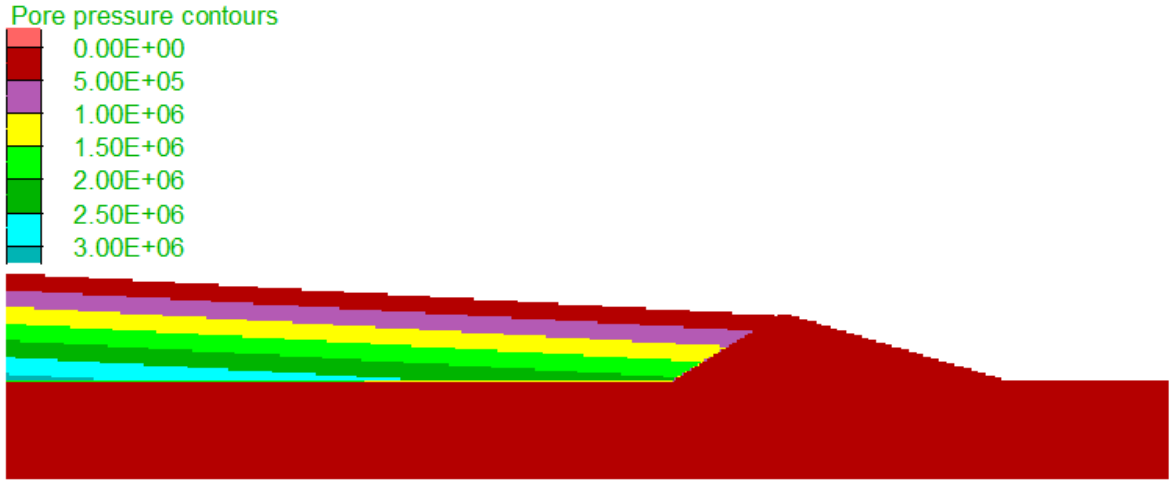


Figura 5-13. Presiones de Poros, Corrida Estática.

5.6 Corrida Dinámica Elástica

La finalidad de una corrida dinámica elástica (materiales con modelos constitutivos elásticos o con propiedades de cohesión y tensión altas, que simulen comportamiento lineal) es estimar las deformaciones por corte máximas en el rango elástico de los materiales, obtener la frecuencia central o natural del sector de análisis y observar si el modelo sufre algún tipo de rotación. Una vez cambiadas las propiedades del modelo, se reinician desplazamientos y velocidades, además de iniciar el tiempo de cálculo y llevar el modelo a un estado donde se inicialicen las plasticidades ocurridas en la etapa estática. Luego se procede a ingresar las condiciones de borde y puntos de historia para monitorear y registrar velocidades en sectores de análisis de mayor interés.

Del análisis de Fourier, sobre el registro de velocidades de puntos de historias ubicados en el relave, muros y fundación, se obtienen las frecuencias para aplicar un correcto amortiguamiento:

Tabla 5.2. Frecuencias naturales para aplicación del amortiguamiento.
Fuente: Elaboración Propia

Estructura	Frecuencia Dominante [Hz]	Amortiguamiento Rayleigh [%]	Amortiguamiento Histerético	Amortiguamiento Local
Muro	1.5	1	Aplica	0.6
Relave	1.5	1	No Aplica	0.6
Fundación	1.5	0.5	No Aplica	0.6

El amortiguamiento local es usado en esta ocasión para facilitar la convergencia del modelo.

5.7 Corrida Dinámica con Modelos Constitutivos

Ahora bien, para la modelación dinámica con licuación (comportamiento no lineal), se debe asignar el modelo constitutivo (UBCSAND, PM4SAND) a los materiales, junto con las propiedades dinámicas, en lugares donde se podría producir licuación. Además, se debe ingresar un valor muy alto de latencia (1e6) en un principio, para realizar una corrida estática que tiene como fin un reacomodo del modelo en sus esfuerzos iniciales.

Además, se deben aplicar condiciones de borde de campo libre (free field) en los extremos horizontales del modelo y en la base se debe asignar condición de borde absorbente (quiet). El registro sísmico es aplicado en esta base.

5.7.1 Resultados

5.7.1.1 MURO

5.7.1.1.1 Desplazamientos Sísmicos

- **UBCSAND**

En las siguientes figuras se muestran los desplazamientos sísmicos (puntos de historia de la Figura 5-6) desarrollados en el coronamiento y talud interno del muro (Figura 5-14) y además los desplazamientos del talud aguas abajo (Figura 5-15) del muro. Éstos se presentan tanto en dirección horizontal, como vertical y en función del tiempo de aplicación del sismo.

En la Figura 5-14 se observa que el coronamiento y el talud aguas arriba prácticamente no se asientan, mostrando sólo desplazamientos horizontales de baja magnitud (0.6 [m])

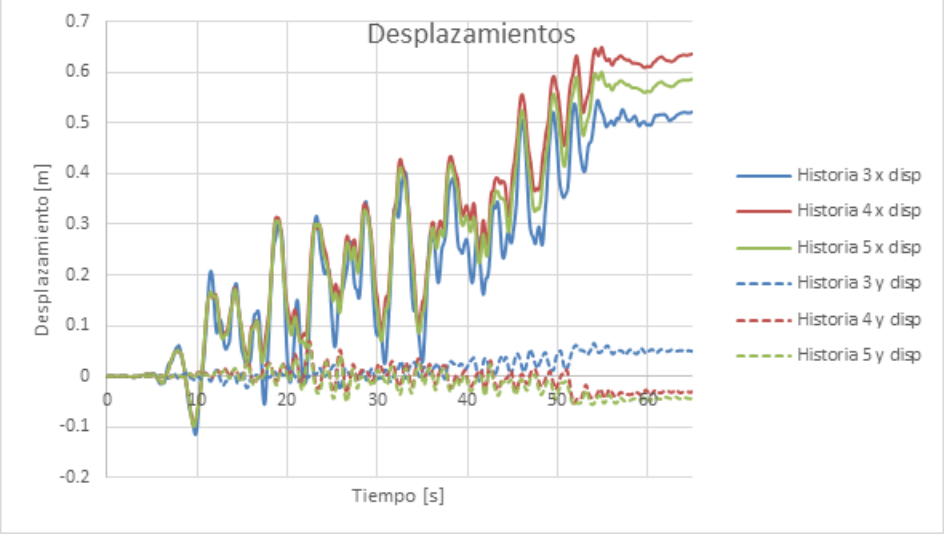


Figura 5-14. Desplazamientos Sísmicos, Coronamiento y Talud Aguas Arriba, UBCSAND.

Pero para el caso del talud aguas abajo si se observan desplazamientos verticales del orden de los 0.3 [m], en tanto los desplazamientos horizontales alcanzan los 2.8 [m].

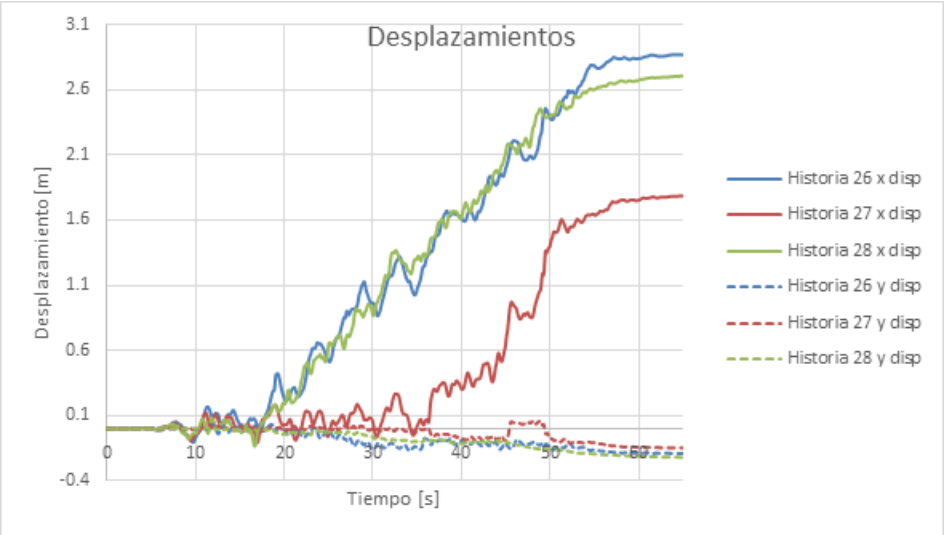


Figura 5-15. Desplazamientos Sísmicos, Talud Aguas Abajo, UBCSAND.

- PM4SAND

De igual forma, en esta sección se muestran los desplazamientos sísmicos desarrollados en el coronamiento y talud interno del muro (Figura 5-16) y además los desplazamientos del talud aguas abajo (Figura 5-17) del muro, pero para el caso del modelo PM4SAND.

En la Figura 5-16 se muestra un desplazamiento prácticamente nulo en la dirección y, mientras que si se observa un desplazamiento en la horizontal, el cual ronda el metro.

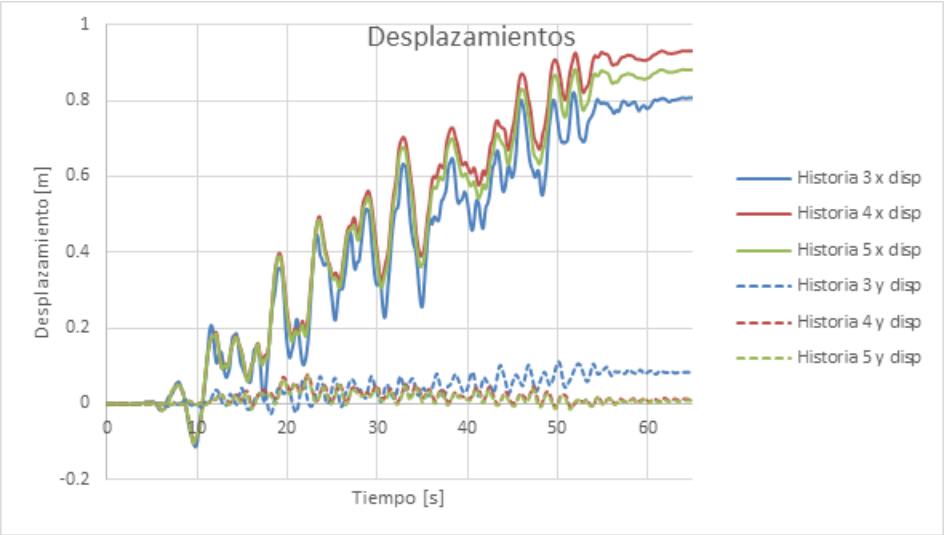


Figura 5-16. Desplazamientos Sísmicos, Coronamiento y Talud Aguas Arriba, PM4SAND.

Ahora bien, para el caso del talud aguas abajo, si se observan desplazamientos considerables una vez finalizado el sismo, sobre todo en el punto de historias más cercano a la cota de

fundación. En la horizontal se alcanzan los 4 metros de desplazamiento, mientas que en la vertical se alcanza el metro de levantamiento de terreno. Cabe destacar que, revisando el modelo global, se observa este mismo comportamiento descrito en otras zonas a lo largo del talud, pero en forma muy puntual.

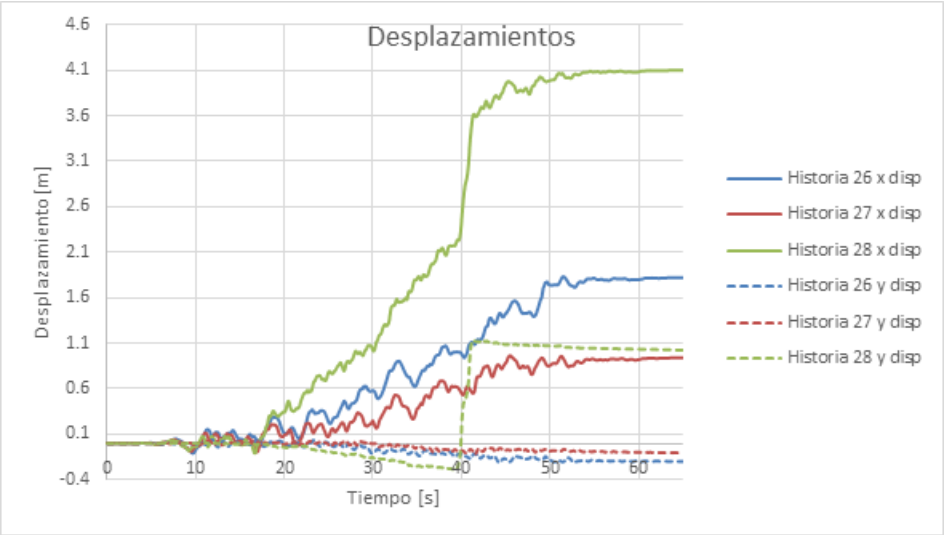


Figura 5-17. Desplazamientos Sísmicos, Talud Aguas Abajo, PM4SAND.

5.7.1.1.2 Máxima Deformación Unitaria por Corte

- UBCSAND

En la Figura 5-18 se muestra la máxima deformación unitaria por corte una vez corrido el registro sísmico. Se observa que existe una zona de deformaciones unitarias por corte de un 50 %, en las cercanías del talud que da hacia los relaves. Por la otra cara, si bien se observan deformaciones por corte puntuales y superficiales, no tienen la misma magnitud. Hacia el relave aguas arriba, también se observan deformaciones que van del 30 al 10 %.

Entonces se pueden esperar inestabilidades en el modelo, sobre todo en las proximidades del muro, ya que las deformaciones registradas son mayores y más superficiales. Sin embargo, esta condición cambiará rápidamente al revertirse la dirección del sismo. El resultado final será la acumulación de desplazamiento y deformaciones residuales en el muro.



Figura 5-18. Máxima Deformación Unitaria por Corte, UBCSAND.

- PM4SAND

En la siguiente figura se observa la máxima deformación unitaria por corte para el caso del modelo PM4SAND. Los máximos se dan en el talud aguas abajo del muro, alcanzando el orden del 50 % de deformación, en forma puntual. Mientras que en la interacción relave-muro y en el relave mismo, no se observan grandes deformaciones. Éstas van del orden del 30 al 10 %, similar al caso analizado en el modelo UBCSAND, pero de menor extensión a lo ancho del modelo. Es decir, si bien se alcanzan deformaciones unitarias similares, estas no son tan generalizadas.



Figura 5-19. Máxima Deformación Unitaria por Corte, PM4SAND.

5.7.1.2 RELAVES

5.7.1.2.1 Desplazamientos Sísmicos

- UBCSAND

En la Figura 5-20 se muestran los desplazamientos sísmicos experimentados por los relaves en los puntos de historia mostrados en la Figura 5-4. Éstos se presentan en la dirección horizontal, en función del tiempo del registro sísmico. Se puede observar que se registran grandes desplazamientos, los cuales alcanzan un máximo en la parte medial de la extensión del relave, mientras que en la cercanía del muro y aguas arriba, los desplazamientos tienden a disminuir. Este comportamiento se ve de mejor forma en la vista de la Figura 5-21.



Figura 5-20. Desplazamientos Horizontales puntos de historia en Relaves, UBCSAND.

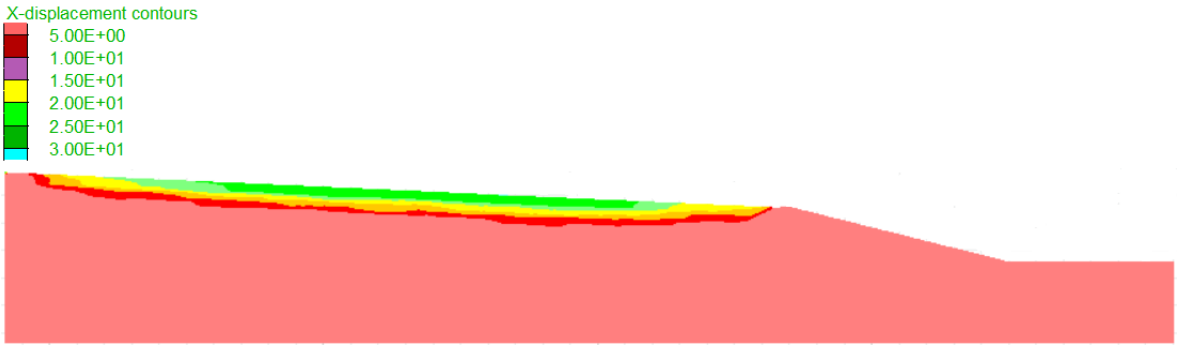


Figura 5-21. Contornos de desplazamientos horizontales, UBCSAND.

También se observa que aguas arriba, los desplazamientos verticales son negativos, del orden de los -7.5 [m] (Figura 5-22), es decir, la superficie de los relaves sufre un asentamiento, mientras que cercano al muro principal se forma el efecto contrario, es decir, hay un desplazamiento vertical hacia arriba, del orden de los 5 [m].

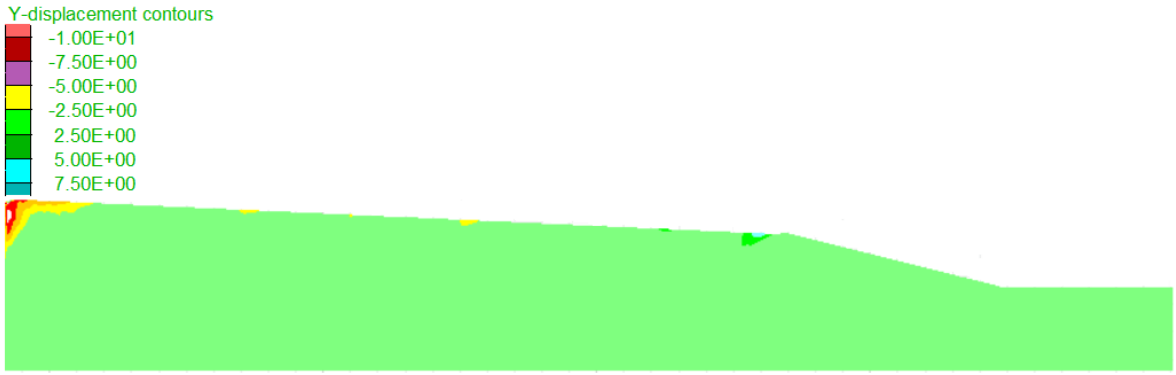


Figura 5-22. Contornos de desplazamientos verticales, UBCSAND.

- PM4SAND

En la Figura 5-23 se muestran de igual forma los desplazamientos sísmicos (dirección x) experimentados por los relaves en los puntos de historia mostrados en la Figura 5-4, pero en este caso para el modelo PM4SAND. Se puede observar que se registran desplazamientos de menor magnitud, pero a diferencia del caso anterior, los máximos se alcanzan a lo largo de la primera capa del relave, en casi toda su extensión. Los desplazamientos son del orden de los 4.5 [m]. Lo mencionado queda retratado en la Figura 5-24.

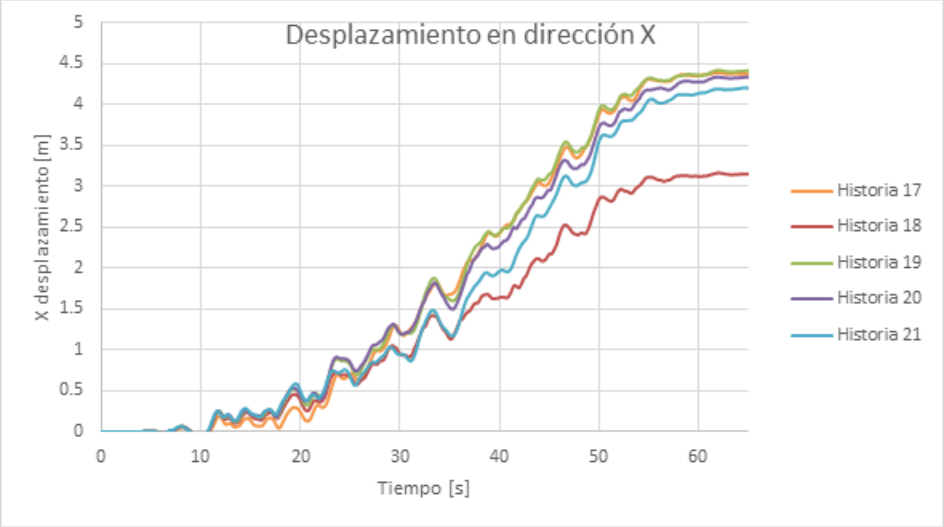


Figura 5-23. Desplazamientos Horizontales puntos de historia en Relaves, PM4SAND.

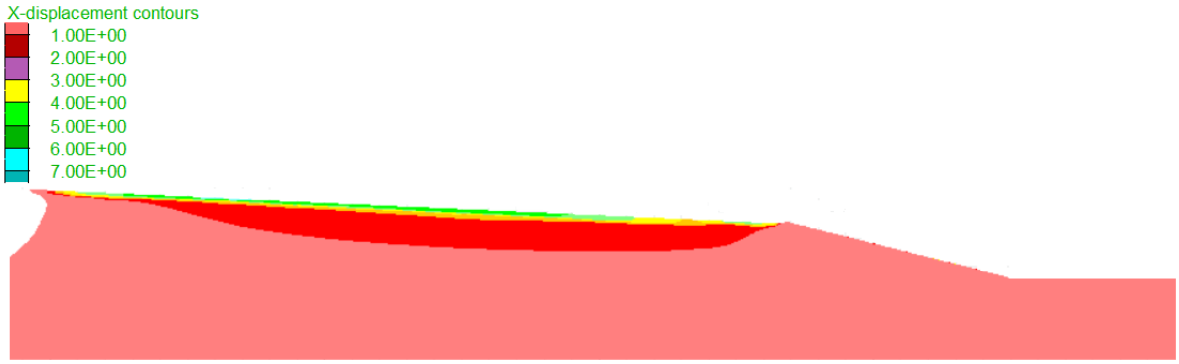


Figura 5-24. Contornos de desplazamientos horizontales, PM4SAND.

Para el caso de los desplazamientos en dirección y, se observa un asentamiento de los relaves aguas arriba, del orden de los 2 [m], mientras que en las cercanías del muro principal también se produce el efecto contrario, es decir, un desplazamiento hacia arriba del orden de 1 [m].



Figura 5-25. Contornos de desplazamientos verticales, PM4SAND.

5.7.1.2.2 Presión de Poro y Coeficiente R_u

Un valor de R_u igual a 1.0 (100% de presión de poros) se considera teóricamente como un estado de licuación. En la modelación, valores de R_u superiores a 0.7 producen una pérdida de rigidez importante en el material, por lo cual se asume este valor como el criterio para señalar el estado de licuación en el relave.

- **UBCSAND**

La Figura 5-26 muestra los contornos del coeficiente R_u calculado por medio de funciones FISH, para el final de la simulación del sismo aplicado. Las zonas en verde indican un estado de licuación, según el criterio mencionado, por lo cual se observa que prácticamente todos los relaves contenidos en el depósito experimentan licuación.

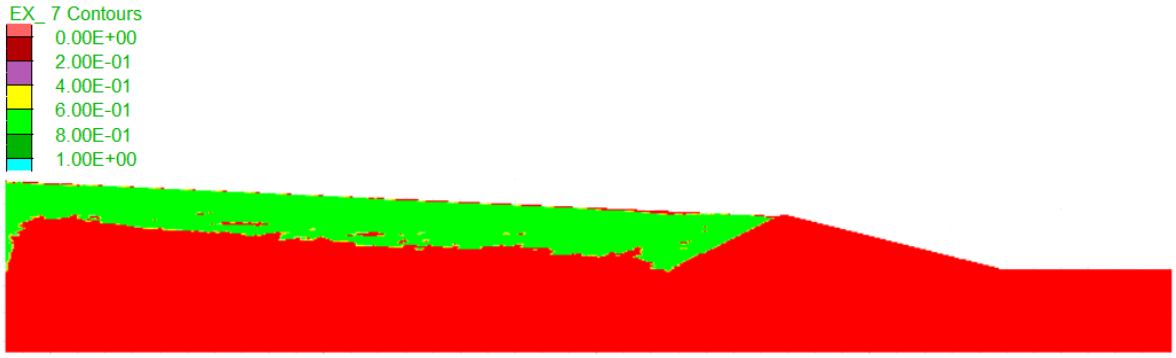


Figura 5-26. Contornos de coeficiente Ru, UBCSAND.

- PM4SAND

Siguiendo el mismo criterio adoptado, en la Figura 5-27 se observa el coeficiente R_u para el modelo PM4SAND. Para este caso, el fenómeno de licuación se espera sólo para los primeros metros del relave.



Figura 5-27. Contornos de coeficiente Ru, PM4SAND.

5.8 Análisis de Resultados

A continuación, se detalla el análisis crítico de las observaciones obtenidas de los modelos constitutivos utilizados:

- Si bien ambos modelos constitutivos rescatan de buena forma la respuesta ante un ensayo de corte directo no drenado (curvas Esfuerzo-Deformación, trayectorias de Tensiones Efectivas y aumento de Presión de Poros), se observa que PM4SAND simula de mejor forma las trayectorias seguidas en las curvas de esfuerzo-deformación y tensiones efectivas. En cambio, para simular el aumento de presión de poros, UBCSAND replica de mejor forma la trayectoria seguida por el coeficiente R_u.

- El proceso para alcanzar dicha calibración se hace más directo por medio del modelo PM4SAND, ya que el parámetro de calibración es solamente el factor llamado hpo. En cambio, para UBCSAND hay que corregir por contenido de finos y modificar el

parámetro “Factor” para alcanzar los valores de esfuerzos de cortes desarrollados en los ensayos, todo esto previo a calibrar los parámetros hfac1, hfac2 y hfac3, los cuales tienen relación directa con los términos de rigidez al corte y números de ciclos para alcanzar la licuación.

- La validación de los modelos, por medio de la comparación de los espectros de aceleraciones en superficie, demuestran que la transmisión del sismo se realiza de forma correcta, por lo cual la grilla generada y las dimensiones del modelo son adecuadas.

- Los resultados de los análisis estáticos muestran que las deformaciones experimentadas por el muro y los relaves se encuentran dentro de los rangos esperados para el tipo de material que constituye estas estructuras. No se observan grandes desplazamientos en la horizontal (0.5 [m]) ni en la vertical (2 [m]), ya que debido a las grandes dimensiones de estas estructuras es normal que se genere un asentamiento una vez finalizado el proceso constructivo.

- Para el caso del análisis dinámico de los relaves, también se observa un asentamiento en las cercanías del pretil de relaves (-7.5 [m] UBCSAND, -2 [m] PM4SAND), lo cual se compensa con un desplazamiento hacia arriba en las cercanías del muro (5 [m] UBCSAND, 1 [m] PM4SAND). Aún con estos grandes desplazamientos, los relaves no sobrepasan la revancha establecida de 5.5 [m].

- En el caso de los desplazamientos horizontales de los relaves (análisis dinámico), se observan diferencias significativas entre los modelos constitutivos empleados. En UBCSAND los desplazamientos máximos se dan en la parte medial de la extensión de la cubeta y alcanzan los 25 [m]. En cambio, en el modelo PM4SAND los desplazamientos son menores (5 [m]) pero más extendidos y profundos a lo largo del relave. Cerca del muro también se observan desplazamientos del orden de los 2 [m].

- Los resultados del análisis dinámico del muro arrojan mayores similitudes entre los modelos constitutivos. En el talud interno y coronamiento se alcanzan desplazamientos horizontales de 0.6 [m] (UBCSAND) y 0.8-1.0 [m] (PM4SAND), mientras que los desplazamientos verticales son casi nulos. Para el talud aguas abajo se observan desplazamientos horizontales cercanos a los 2.8 [m] (UBCSAND) y a los 4.0 [m] (PM4SAND), mientras que en la vertical se observan pequeños asentamientos de casi todos los puntos de medición. Un comportamiento diferente se da en el punto de historia 28 para la corrida con el modelo PM4SAND y a los 40 [s] de corrido el sismo. Se genera una discontinuidad en los desplazamientos y un levantamiento del terreno, lo cual se puede deber a la falla del talud. Este comportamiento es más bien puntual, según lo observado en los contornos de desplazamientos, por lo cual no se

puede concluir de forma segura que el talud haya fallado.

- La comparación de los contornos del coeficiente R_u arroja diferencias significativas entre los modelos constitutivos. Si bien en ambos casos se observa que se generan presiones de poros excesivos, para el caso del análisis con UBCSAND prácticamente todo el relave experimenta licuación, mientras que en PM4SAND sólo se genera un lente de superficie licuable en las cercanías de la superficie.

Si bien existen ciertas diferencias entre los modelos, del análisis de las calibraciones realizadas se aprecia que, tanto UBCSAND, como PM4SAND son altamente sensibles al parámetro $(N_1)_{60}$. Esto afecta tanto la resistencia alcanzada como también la forma y trayectoria en que estos modelos degradan dicha resistencia. También se aprecia que los modelos son sensibles en la trayectoria seguida para simular el comportamiento del exceso de presión de poro, por medio del coeficiente R_u.

Para validar esta hipótesis se presenta a continuación un análisis de sensibilidad para ver como varía el coeficiente R_u para diferentes razones de $(N_1)_{60}$ iniciales. También se presenta el mismo análisis para evaluar la variación de las curvas de esfuerzo de corte v/s deformación. Este análisis fue realizado sobre la base de las calibraciones realizadas en los ensayos DSS, para una presión de confinamiento inicial $\sigma'_V = 100$ [kPa] y CRC = 0.13.

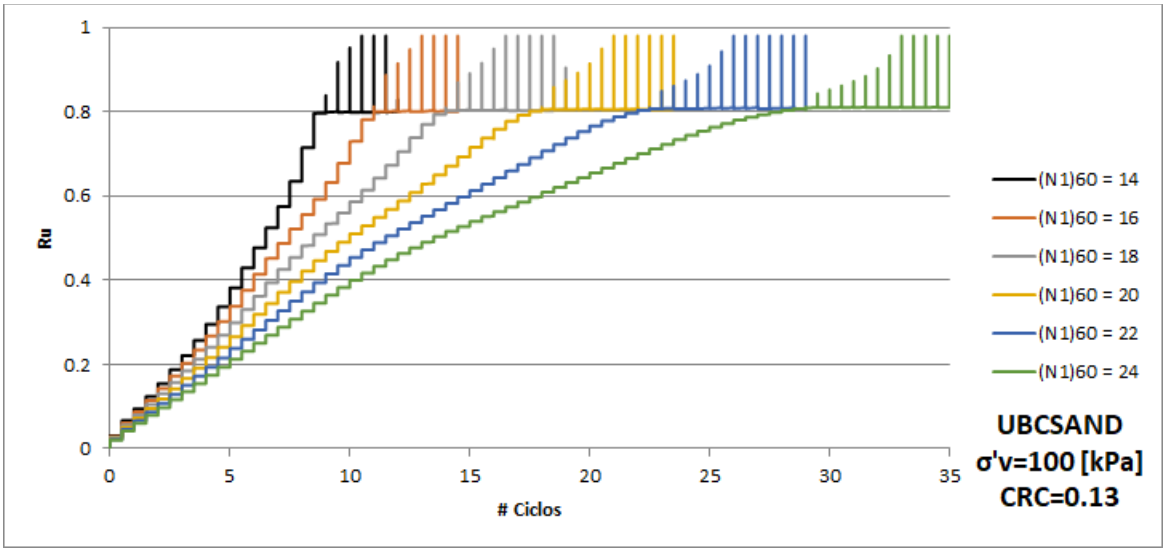


Figura 5-28. Análisis de sensibilidad R_u para diferentes $(N_1)_{60}$ iniciales, UBCSAND.

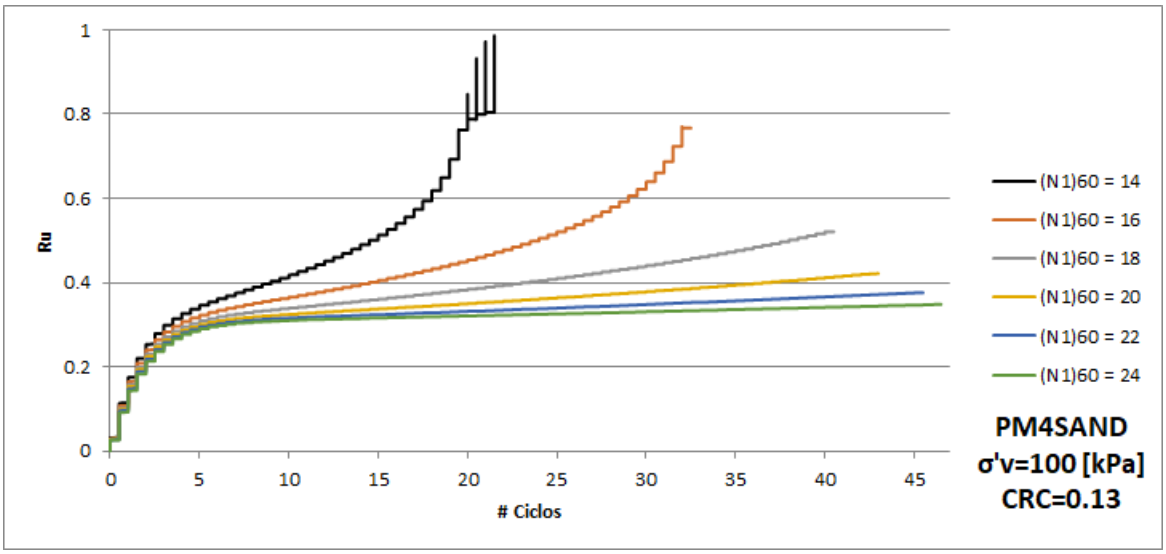


Figura 5-29. Análisis de sensibilidad R_u para diferentes $(N_1)_{60}$ iniciales, PM4SAND.

Según lo indicado en las Figuras 5-28 y 5-29, se aprecia que a menor $(N_1)_{60}$ inicial el coeficiente R_u es alcanzado en un menor número de ciclos, lo cual es lógico porque se produce un aumento de resistencia de los materiales. También se aprecia que para todos los valores de $(N_1)_{60}$ considerados, en UBCSAND siempre se alcanza un estado de licuación. En cambio, el modelo PM4SAND tiende a estabilizarse sobre el valor R_u=0.4 para los valores de $(N_1)_{60}$ por sobre 20, por lo cual no se alcanza un estado de licuación. Se aprecia entonces que el modelo UBCSAND tiende a subestimar el aumento en la rigidez de los materiales.

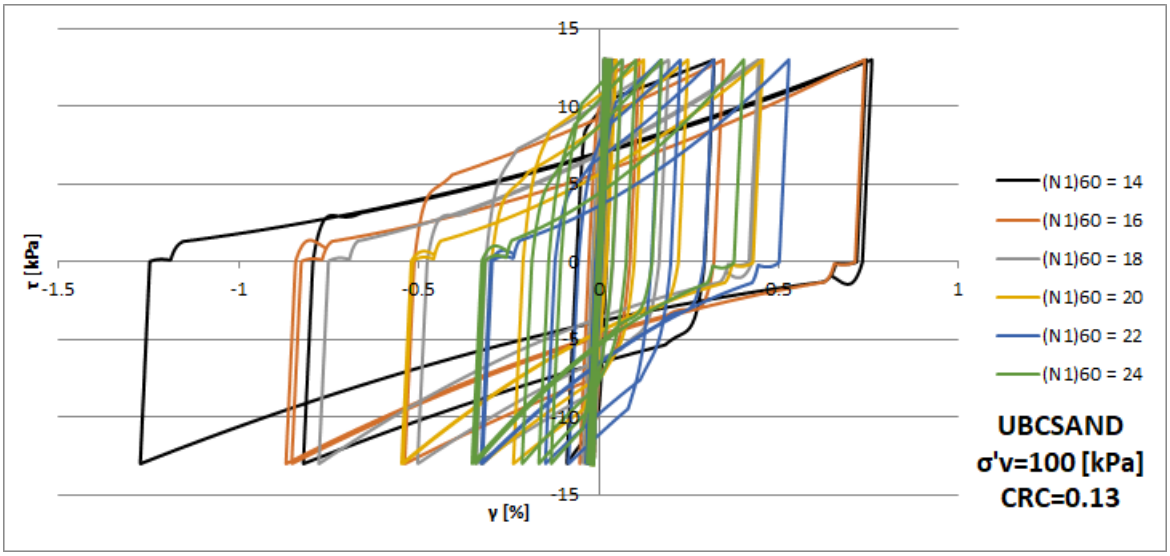


Figura 5-30. Análisis de sensibilidad τ v/s γ para diferentes $(N_1)_{60}$ iniciales, UBCSAND.

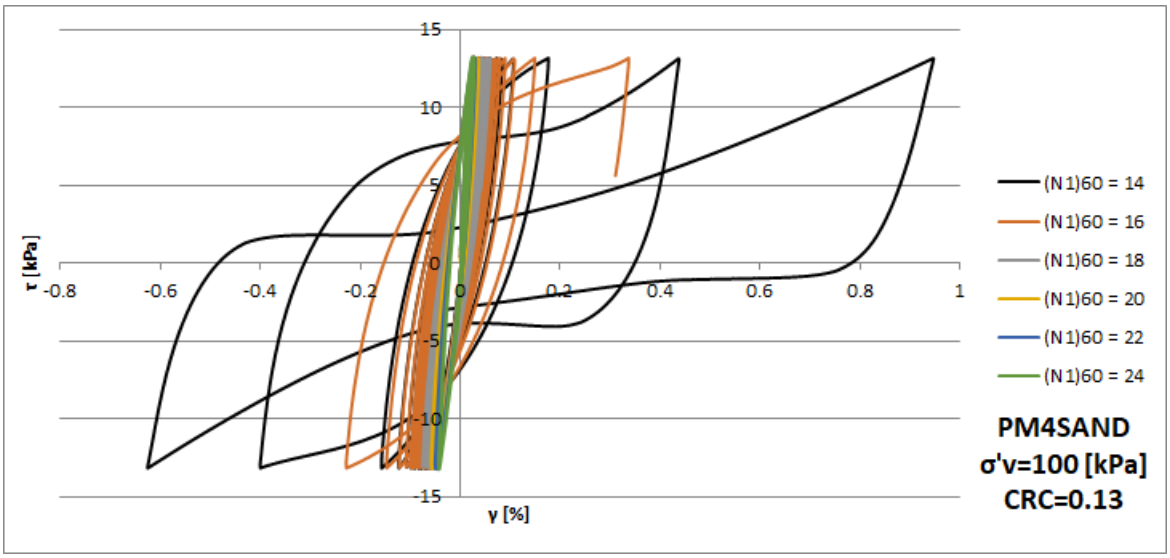


Figura 5-31. Análisis de sensibilidad τ v/s γ para diferentes $(N_1)_{60}$ iniciales, PM4SAND.

En las Figuras 5-30 y 5-31 se presentan las curvas τ versus γ para diferentes valores de $(N_1)_{60}$ inicial. Si bien en ambos casos el esfuerzo de corte se mantiene constante (no depende de las propiedades intrínsecas del material), la deformación de cada muestra tiende a disminuir cuando el parámetro $(N_1)_{60}$ aumenta. Es decir, cada muestra se vuelve más resistente y la degradación del módulo de corte es menor. Ahora bien, PM4SAND tiende a presentar mayor rigidez en el material a medida que aumenta $(N_1)_{60}$.

Se sabe que en el modelo UBCSAND se deben corregir sus propiedades por el contenido de finos presente en la muestra. Entonces, se deberían comparar los resultados del modelo UBCSAND para un valor de $(N_1)_{60} = 20$ con los resultados obtenido en PM4SAND para $(N_1)_{60} = 14$. En este caso, y según lo apreciado en la sensibilidad, los resultados serían concordantes con lo obtenido en la simulación del tranque, ya que UBCSAND presentaría mayor resistencia que la actual. Es por lo que a continuación se presentan los resultados de la nueva corrida corregida para UBCSAND.

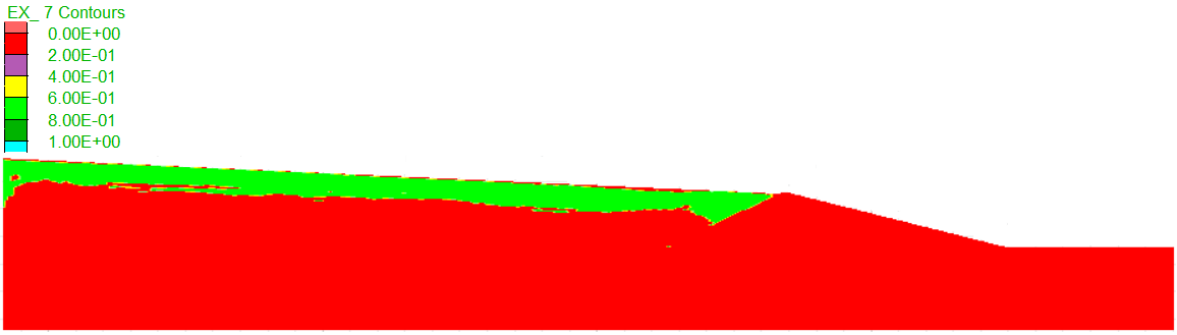


Figura 5-32. Contornos de coeficiente Ru para $(N_1)_{60} = 20$, UBCSAND.

Como se aprecia, la resistencia del modelo aumentó, por lo que hay menor superficie del relave en estado de licuación. Si bien la superficie licuable es aún mayor que en el modelo PM4SAND, se puede observar que es mucho menor que la corrida sin corregir el contenido de finos. Ahora el modelo es congruente con lo observado en el análisis de sensibilidad presentado.

Estudios anteriores han demostrado que la calibración de los modelos constitutivos debe hacerse tomando en cuenta consideraciones sobre los parámetros más relevantes para la respuesta del modelo. Por ejemplo, en el caso del tipo de carga: (1) la respuesta a la carga cíclica bajo una carga estática de corte sostenida, y (2) la respuesta a cargas no uniformes. Otros aspectos significativos de la calibración son: (1) la degradación del módulo dependiendo de la deformación, (2) los efectos de la sobrecarga en el desencadenamiento de la licuación y (3) el efecto de la carga estática de corte sobre la licuación, (Kamai, 2011).

La diferencia de respuestas entre PM4SAND y UBCSAND ha sido atribuida mayoritariamente a (1) sus diferentes respuestas antes cargas no uniformes (por ejemplo, movimiento fuerte seguido de bajos niveles de excitación), sobre todo en presencia de carga estática de corte, debido a que PM4SAND continua generando deformaciones bajo carga cíclica reducida y UBCSAND sólo genera deformaciones adicionales muy pequeñas, y (2) sus diferentes respuestas de las deformaciones volumétricas ante el flujo de entrada, debido a que PM4SAND tiene incorporado como función de estado a la dilatación, la cual disminuye mientras el corte continúa, mientras que en UBCSAND hay que establecer manualmente en cero a la dilatación para permitir la concentración de deformaciones por corte.

Estudios Futuros: Examinar la respuesta de un embalse de relaves combinando los relaves tradicionales y espesados. Realizar un análisis de sensibilidad sobre el efecto que tienen la resistencia cíclica y la permeabilidad en las deformaciones resultantes.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES

Como es sabido, la escasez de agua encabeza la lista de preocupaciones de las mineras a nivel mundial. Chile, siendo líder en producción cuprífera a nivel mundial, no es ajeno a esta preocupación. A ello se suma la escasez de sitios en los cuales depositar el material de desecho de la minería. Es ahí donde la técnica de espesamiento de relaves genera una expectativa cada vez mayor debido a sus grandes prestaciones, tanto ambientales como estructurales. Pero para disponer ampliamente de ellos, hay que generar las bases técnicas necesarias para su utilización.

El objetivo de este estudio ha sido comparar diferentes herramientas que brinda el mercado para analizar a nivel dinámico los relaves depositados sobre un tranque. En específico, se analizó el software FLAC 2D a través de sus modelos UBCSAND y PM4SAND, siendo el primero de los mencionados una herramienta de gran utilidad en la industria.

Si bien son grandes las prestaciones que genera este software, lo primero a mencionar es que debido a la complejidad que involucra el análisis numérico de la grilla generada, la cantidad de recursos utilizados hace las corridas lentas y tediosas, sin posibilidad de edición del código una vez ejecutado. Es por lo que hay que tomar en consideración este punto a la hora de realizar un estudio formal para un proyecto de gran envergadura, más aún en una industria cada vez más demandante y con tiempos acotados.

A la hora de realizar una calibración sobre muestras ensayadas en laboratorio, los modelos presentados son de alta prestación. Replican de buena forma la respuesta esperada en las curvas de deformaciones y de generación de exceso de presión de poros. Para ello se requiere que los parámetros sean calibrados óptimamente (UBCSAND: hfac1, hfac2, hfac3, Factor, PM4SAND: hpo). Este es un paso fundamental para poder realizar a posterior un análisis estático o dinámico de algún modelo desarrollado.

Del análisis de las calibraciones realizadas se aprecia que, tanto UBCSAND, como PM4SAND son altamente sensibles al parámetro $(N_1)_{60}$. Lo que afecta, como ya ha sido mencionado, tanto la resistencia alcanzada como también la forma y trayectoria en que estos modelos degradan dicha resistencia. También se aprecia que los modelos son sensibles en la trayectoria seguida para simular el comportamiento del exceso de presión de poro, por medio del coeficiente R_u.

Se concluye que PM4SAND es una herramienta más directa y precisa a la hora de realizar las calibraciones, ya que requiere de un solo parámetro de calibración y replica de mejor forma las trayectorias seguidas por los materiales bajo diferentes niveles de solicitaciones.

Refiriéndonos a la simulación del tranque se puede apreciar que el modelo PM4SAND es mucho más conservador, debido a que la superficie de licuación obtenida resulta ser menor, como también lo son las deformaciones generadas en dirección horizontal. Esto es atribuible a que PM4SAND resulta ser un modelo mucho más sólido teóricamente hablando. Como el hecho de diferenciar los ciclos de una carga sísmica y generar las deformaciones correspondientes. Además, tiene relevancia la manera con que cada modelo degrada el módulo de corte. Se recomienda realizar siempre un análisis del contenido de finos antes de utilizar el modelo UBCSAND, ya que esto modifica el parámetro $(N_1)_{60}$, aumentándolo y, por ende, se obtiene un material con mejores propiedades de resistencia.

Finalmente, es importante volver a señalar la relevancia de estudios posteriores que evalúen el comportamiento combinado de los depósitos espesados sobre los convencionales, ya que con permisos cada vez más restrictivos para depositar desechos, esta solución combinada se plantea como una gran solución. También sería interesante incluir efectos extras en el análisis, como los efectos de la humedad y densidad, en el comportamiento sísmico de depósitos de relaves espesados.

CAPÍTULO 7

BIBLIOGRAFÍA

Al-Tarhouni, M., Simms, P., & Sivathayalan, S. (2009). Seismic Behaviour of Thickened Gold Tailings. *Proceedings of Paste 2009*, (págs. 291–300). Viña del Mar, Chile.

Barbour, S., Wilson, G., & St-Arnaud, L. (1993). Evaluation of the saturated-unsaturated groundwater conditions of a thickened tailings deposit. *Canadian Geotechnical Journal*, (págs. 935–946).

Beaty, M. H., & Byrne, P. M. (2011). *UBCSAND Constitutive Model version 904aR.* Columbia: Doc. Rep. UDM web site.

Blight, G. (2003). Quantified comparisons of disposal of thickened and unthickened tailings. *Tailings and Mine Waste*, (págs. 63-71).

Bolton, M. (1986). The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique*, 36(1), 65-78.

Boulanger, R. (2003a). Relating Ka to relative state parameter index. (págs. 770–73). J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.

Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2004). *Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays.* Davis, CA, USA: Center for Geotechnical Modeling, University of California.

Boulanger, R. W., & Ziotopoulou, K. (2015). *PM4SAND (Version 3): A SAND PLASTICITY MODEL FOR EARTHQUAKE ENGINEERING APPLICATIONS.* Davis, California: University of California at Davis.

Bussière, B. (2007). Colloquium 2004: Hydrogeotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geoenvironmental disposal approaches. *Canadian Geotechnical Journal*, (págs. 1019–1052).

Byrne, P., & Beaty, M. (2004). Numerical Modeling of Liquefaction and Comparison With Centrifuge Tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 193-211.

Byrne, P., Naesgaard, E., & Mahmood, S.-K. (2006). Analysis and Design of Earth Structures to resist seismic soil Liquefaction.

Capone, M. (2009). Método de Depositación de Relaves TTD y Análisis de Estabilidad Sísmica en un Caso Real. *Memoria de Título.* Valparaíso: USM.

Caro Pineda, G. (2009). Aplicabilidad del Decreto Supremo chileno D.S. N°248 en depositos de relaves espesados y en pasta. Valparaíso, Chile: UTFSM Departamento de Obras Civiles.

Casagrande, A. (1936). Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, 257-276.

Casagrande, A. (1975). Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands – A Critical Review. *V Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (págs. 81-133).

Castro, G. (1969). Liquefaction of sands. *Harvard Soil Mechanics Series 87.* Cambridge, Massachusetts: Harvard University.

Castro, G. (2003). Evaluation of Seismic Stability of Tailings Dams. *12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.* Cambridge, MA.

Castro, G., & Poulos, S. (1977). Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 106, No. GT6, pp. 501-506.

Cifuentes, L., & Verdugo, R. (2009). Undrained Monotonic and Cyclic Response in Thickened Tailings. *Proceedings of Paste 2009*, (págs. 313-322). Viña del Mar.

Dafalias, Y., & Manzari, M. T. (2004). Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 130(6), 622-634.

Das, B. M. (2001). *Fundamentos de Ingenieria Geotécnica.* México: Thomson Editores.

De la Hoz, K. (2007). *Estimación de los parámetros de Resistencia al Corte en suelos Granulares Gruesos.* Santiago: Universidad de Chile.

Ferrer Tagle, G. (Octubre de 2011). Estudio del comportamiento Sísmico de Relaves Espesados mediante el análisis de columna unidimensional, considerando grietas de contracción. Santiago, Chile: Escuela de Ingenieria, PUC.

Fourie, A. (2006). Mechanics of early age cemented paste backfill.

Friesen, S., Driller, M., Beaty, M., Balakrishnan, A., & Newman, E. (2014). Lessons Learned from FLAC analyses of seismic remediation of Perris Dam. *34th Annual USSD Conference.* San Francisco, California.

Harder, L., & Boulanger, R. (1977). Application of Kσ and Kα Correction Factors. *Proc. of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, (págs. 167-190). Buffalo, N.Y.

Hardin, B., & Drenvich, V. (1972). Shear Modulus and Damping in Soils: Design equations and curves. *J., Soil Mech.& Found. Engg., ASCE*, 667-692.

Howell, R., Rathje, E., & Boulanger, R. (2014). Evaluation of simulation models of lateral spread sites treated with prefabricated vertical drains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*.

Idriss, I., & Boulanger, R. (2003). Estimating Kα for use in Evaluating Cyclic Resistance of Sloping Ground. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering.

Idriss, I., & Boulanger, R. (2008). *Soil Liquefaction During Earthquakes.* Oakland, California: EERI Monograph.

Ishihara, K., Tatsuoka, F., & Yasuda, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. En *Soils and Foundations* (págs. 29-44).

Itasca Consulting Group, I. (2011). *FLAC Fast Lagrangian Analysis of Continua, Ver. 7.0.* Minneapolis: Itasca.

Kamai, R. (2011). *Liquefaction-Induced Shear Strain Localization Processes in Layered Soil Profiles.* Davis: University of California.

Konrad, J. (1988). Interpretation of flat plate dilatometer tests in sands in terms of the state parameter. *Géotechnique*, 38(2), 263-77.

Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering.* New Jersey, USA: Prentice Hall.

Kuhlemeyer, R., & J. Lysmer. (1973). Finite Element Method Accuracy forWave Propagation Problems. *J. Soil Mech. & Foundations, Div. ASCE*, 421-427.

Kutter, B., & Chen, Y. (1997). Constant p' and constant volume friction angles are different. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, (págs. 304-316).

Li, X., & Wang, Y. (1998). Linear representation of steady-state line for sand. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(12), 1215-1217.

Manzari, M., & Dafalias, Y. (1997). A critical state two-surface plasticity model for sand. *Géotechnique*, (págs. 255-272).

Matsuoka, H., & Nakai, T. (1977). Stress-strain relationship of soil based on the SMP. *In Proceedings of the Specialty Session 9, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (págs. 153-162).

Montgomery, J. (2010). Two Constitutive Models for Simulation of Liquefaction in Sandy Soils. *ECI 284 Term Project.*

Portal de la Minería. (03 de Septiembre de 2015). *Portal de la Minería.* Obtenido de http://www.portaldelamineria.cl/

Poulos, S. (1981). The steady state of deformation. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 107, No. GT5, pp. 553-562.

Ríos, M. (2015). *Modelación de ensayos triaxiales en programa de elementos finitos PLAXIS 2D.* Valparaíso: UTFSM, Departamento de Obras Civiles.

Robinsky. (1999). *Thickened Tailings Disposal in the Mining Industry.* Toronto, Canada.

Robinsky, E. (1999). Thickened Tailings Disponsal in the Mining Industry. Toronto, Canada.

Rojas-González, L., Ben-Khalal, H., & Lewis, K. (1985). Dynamic Properties and Behavior of Copper Tailings. *Proceedings of the XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (págs. 1289–1292). San Francisco, California, USA.

Rowe, P. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *In Proceedings of the Royal Society of London, Mathematical and Physical Sciences*, 500-557.

Santos, E. (2011). Comportamiento monótono y cíclico no drenado de arenas de relaves integrales. Santiago, Chile: Universidad de Chile.

Seed, H., & Idriss, I. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. Earthquake engineering research center.

Seed, H., Wong, R., Idriss, I., & Tokimatsu, K. (1986). Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE.*

Seed, R., & Harder, L. (1990). SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength. *Proceedings, H. Bolton Seed Memorial Symposium* (págs. pp. 351-376). Berkeley: University of California.

Seidalinova, A. (2014). Monotonic and cyclic shear loading response of fine-grained gold tailings. University of British Columbia.

Sernageomin. (2002). *Normativa de Seguridad Minera.* Santiago, Chile.

Sernageomin. (2015). *Catastro de Depósitos de Relaves.* Santiago: Departamento de Depósitos de Relaves.

Shriro, M., & Bray, J. (2013). Calibration Of Numerical Model For Liquefaction-Induced Effects On Levels And Embankments. *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, (pág. Paper 10). Missouri.

Suazo, G., & Fourie, A. (2016). Cyclic shear response of fine-grained thickened tailings. *19th International Seminar on Paste Thickened Tailings.* Santiago, Chile: Paste 2016.

Suazo, G., Fourie, A., Doherty, J. P., & Hasan, A. (2015). *Effects of confining stress, density and initial static shear stress on the cyclic shear response of fine-grained unclassified tailings.* Perth, Australia: University Of Western Australia.

Troncoso, J. (1992). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Antisísmica.* Santiago, Chile: Ediciones Universidad Católica de Chile.

Troncoso, J., & Verdugo, R. (1985). Silt content and dynamic behavior of tailing sands. *Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (págs. 1311-1314). San Francisco.

Tsukamoto, Y., Kawabe, S., Matsumoto, J., & Hagiwara, S. (2014). Cyclic resistance of two unsaturated silty sands against soil liquefaction. *Journal of Soils and Foundations*, 1094-1103.

Universidad de Cantabria. (2010). Cap. 6: Deformabilidad y Resistencia de los Suelos. *Geotecnia I.* Cantabria.

Urbano, S. M. (Enero de 2016). Estudio experimental Propiedades Dinámicas de Relaves Espesados. Aplicación al análisis de estabilidad de un depósito de relaves. Santiago, Chile: Escuela de Ingenieria, PUC.

Valenzuela, L. (2016). Presas de Relaves y Relleno Hidráulico, Conferencia Casagrande 2015. Santiago: Arcadis.

Verdugo, R. (2011). Seismic Stability Analysis of Large Tailings Dams. *Proceedings of the 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering.* Santiago, Chile.

Verdugo, R., & Santos, E. (2009). Liquefaction Resistance of Thickened Tailings of Copper Mines. *Proceedings of the 17th International Conference on.* Alexandria, Egypt.

Wang, W. (1979). Some findings in soil liquefaction. Beijing, China: Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute.

Wijewickreme, D., Sanin, M. V., & Greenaway, R. (2005). *Cyclic shear response of fine-grained mine tailings.* Toronto, Canada: Geotech. J. 42, No. 5, 1408–1421.

Youd, T., & Garris, C. (1973). *Liquefaction-Induced Ground Surface Disruption.* Utah.

Ziotopoulou, K., & Boulanger, R. (2013). Numerical modeling issues in predicting postliquefaction reconsolidation strains and settlements. *10th International Conference on Urban Earthquake Engineering*, (págs. 469-475). Tokyo, Japon.

ANEXO A CÓDIGO MODELO UBCSAND

```
;Units: SI: meter-kilogram-second
;Branch 1:Geometria.sav
set gravity 9.81 ; m/s2
config gwflow cppudm dynamic extra 20
grid 410,124
gen 3837.4458,4058.3447 3837.4458,4358.3447 6277.446,4358.3447 &
 6277.4453,4058.3447 i=1,251 j=1,31
gen 6277.4453,4058.3447 6277.446,4358.3447 7497.446,4358.3447 &
 7497.4453,4058.3447 i=251,351 j=1,31
gen 7497.4453,4058.3447 7497.446,4358.3447 8107.446,4358.3447 &
 8107.446,4058.3447 i=351,411 j=1,31
gen 3837.4458,4358.3447 3837.4458,4681.854 6667.446,4553.3447 &
 6277.446,4358.3447 i=1,251 j=31,121
gen 6277.446,4358.3447 6667.446,4553.3447 7497.446,4553.3447 &
 7497.446,4358.3447 i=251,351 j=31,121
gen 6667.446,4553.3447 6677.446,4558.3447 7497.446,4558.3447 &
 7497.446,4553.3447 i=251,351 j=121,125
; Define material models
model elastic i=1,250 j=1,30
model elastic i=251,350 j=1,30
model elastic i=351,410 j=1,30
model elastic i=1,250 j=31,120
model elastic i=251,350 j=31,120
model elastic i=251,350 j=121,124
; Fixed boundary conditions
fix x i=1 j=1,31
fix x y i=1,251 j=1
fix x y i=251,351 j=1
fix x i=411 j=1,31
fix x y i=351,411 j=1
fix x i=1 j=31,124
table 1 delete
table 1 7.4974E3 4.3583E3 6.6974E3 4.5583E3 6.6774E3 4.5583E3 6.2774E3 &
 4.3583E3 3.8374E3 4.3583E3
gen table 1
ini x 7487.9062 y 4360.6104 i 351 j 32
group 'null' region 348,52
model null group 'null'
group delete 'null'
```

```
mark i 254 351 j 31
unmark i 251 254 j 31
unmark i 250 256 j 31
mark i 249 257 j 31
;Propiedades y Grupos
group 'Roca' reg 1 1
prop dens 2200 bulk 3666666667 shea 2.2E9 group 'Roca'
;
group 'Muro' reg 260 38
prop dens 2000 bulk 888888889 shea 296296296 group 'Muro'
;
group 'Relave' reg 115 44
prop dens 1600 bulk 468466667 shea 48462069 group 'Relave'
;
;Para corregir una bad zone
;
ini x 7493.3604 y 4359.245 i 351 j 32
save Geometria.sav

;Branch 2:Roca.sav
model null group 'Muro'
model null group 'Relave'
set gravity=9.81
set flow=off
water density=1000
set dyn=off
history 999 unbalanced
solve elastic sratio 1e-6
save Roca.sav

;Branch 3:Roca_Relave_elas.sav
model e group 'Muro'
prop dens 2000 bulk 888888889 shea 296296296 group 'Muro'
model e group 'Relave'
prop dens 1600 bulk 468466667 shea 48462069 group 'Relave'
solve
save Roca_Relave_elas.sav

;Branch 4:Roca_Relave_Mohr.sav
model mohr group 'Muro'
prop density=2000 bulk=888888889 shear=296296296  cohesion=0.0 &
```

```
 friction=37.4 dilation=7.4 tension=0.0 group 'Muro'
model mohr group 'Relave'
prop density=1600 cohesion=0.0 friction=38.81 dilation=0.0 tension=0.0 &
 group 'Relave'
;
;Definir Gmax y Bulk en funcion del confinamiento
;
def rigidez
 loop i (1,izones)
 loop j (1,jzones)
if z_group(i,j)='Relave'
 k2max=50.41
 _poisson=0.45
 _pp=(gpp(i,j)+gpp(i+1,j)+gpp(i,j+1)+gpp(i+1,j+1))/4
 _pa=101000
 _k0=0.5
 sigm=abs((1+2*_k0)*abs(syy(i,j)+_pp))/3
 gmax=21.7*_pa*k2max*(sigm/_pa)^0.5
 gest=gmax/10
 if set_din=1
  shear_mod(i,j)=gmax
  bulk_mod(i,j)=2*gmax*(1+_poisson)/(3*(1-2*_poisson))
 endif
 if set_din=0
  shear_mod(i,j)=gest
  bulk_mod(i,j)=2*gest*(1+_poisson)/(3*(1-2*_poisson))
 endif
 ex_1(i,j)=sigm
 ex_2(i,j)=gmax
endif
 end_loop
 end_loop
end
set set_din 0
rigidez
;
;Plot shear and bulk
;
save Roca_Relave_Mohr.sav

;Branch 5:Pore_pressure.sav
```

```
water bulk 0
water density 1000
table 23 delete
table 23 3.8374E3 4.6819E3 6.6675E3 4.5533E3
def pp_funcion
  loop i (1,251)
    loop j (31,121)
;Find zone
      xx=x(i,j)
      yy=y(i,j)
;cargar la presion a gpp
      if table(23,xx)>yy then
 _h=table(23,xx)-yy
        gpp(i,j)=rho_water*9.81*_h
      end_if
    end_loop
  end_loop
end
set rho_water=1000
pp_funcion
set srat 1e-4
solve
set set_din 1
rigidez
solve
save Pore_pressure.sav

restore 'Pore_pressure.sav'
;Branch 0:Dynamic_Loading_and_UBCSAND.sav
;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;UBCSAND
set dyn on
ini fmod 5e8 group 'Relave'
ini hyst default -3.325 0.823 group 'Muro'
ini dy_damp rayl 0.01 1.5 group 'Relave'
ini dy_damp rayl 0.01 1.5 group 'Muro' stiffness
ini dy_damp rayl 0.005 1.5 group 'Roca'
;ini dy_damp local 0.6
;model load 'modelUBCSAND003.dll'
model dll ubcsand group 'Relave'
def inputvariables
;; input $m_N160
```

```
$AtmPa   = 1e5       ; Atmospheric pressure in model units - Pascals
;
loop i (1,izones)
loop j (1,jzones)
if ex_1(i,j) > 0 ;  'Relave' ;  then ; UBCSAND
   $m_n160  = 18        ; (N1)60cs index for relative density -SLIME in BULGARIA
    z_prop(i,j,'m_pa')   = $AtmPa
    z_prop(i,j,'m_n160')=$m_N160
;plastic modification factors
    z_prop(i,j,'m_hfac1')= 1.2 ; $hfac1
    z_prop(i,j,'m_hfac2')= 1.0 ;Secondary hardener, Refines shape of pore pressure rise with
cycles
    z_prop(i,j,'m_hfac3')= 1.0 ;dilation "hardener", Controls post-trigger response
end_if
end_loop
end_loop
end
inputvariables
def properties
; input dens_UBCS$
   $m_kge      = 1094  ; 21.7*15.*$m_n160^.333; Seed & Idriss
   $m_kb       = 1459  ; $m_kge*0.7
   $m_phicv    = 38.81
   $m_phif     = $m_phicv + $m_n160/10.0 + max(0.0,($m_n160-15.)/5.) ;; here should
go real value for friction
   $m_me       = 0.5
   $m_ne       = 0.5
   $m_kgp      = 0.003*$m_kge*$m_n160^2 + 100.0
   $m_np       = 0.4
   $m_rf       = min(0.99,1.1*$m_n160^(-0.15))
   $m_anisofac = 1.0
   $m_sat      = 1.0 ; z_prop(ii,jj,'m_sat')
;
command
  prop m_kge      = $m_kge      group 'Relave'
  prop m_kb       = $m_kb       group 'Relave'
  prop m_me       = $m_me       group 'Relave'
  prop m_ne       = $m_ne       group 'Relave'
  prop m_kgp      = $m_kgp      group 'Relave'
  prop m_np       = $m_np       group 'Relave'
  prop m_phif     = $m_phif     group 'Relave'
```

```
  prop m_phicv    = $m_phicv    group 'Relave'
  prop m_rf       = $m_rf       group 'Relave'
  prop m_anisofac = $m_anisofac group 'Relave'
  prop m_sat      = $m_sat      group 'Relave'
end_command
end
;
properties
*** Solve Equilibrium ***
prop m_static = 1.0    group 'Relave'    ; UBCSAND acts like M-C
prop m_ratmax = 0.0    group 'Relave'    ; Initializes some plastic properties
save Dynamic_Loading_and_UBCSAND.sav

;Branch 1:Apply_loading.sav
;
;;;;;;;;;;;;;;;;;;Cargar el sismo
;
call 'sismo_suelo_tipo_III.txt'
call INT.FIS
set int_in=99 int_out=98 ; registro velocidad
integrate
set int_in 98 int_out 97 ; registro desplazamiento
integrate
;
; Correccion linea base
;
; call baseline.fis
; set itab_unc=98 itab_corr=120 drift=-0.0006976 ttime=61.99
; set itab_cmot=104
; baseline
; call INT.FIS
; set int_in=104 int_out=100
; integrate
;
call mon_ex.fis
mon_ex
;
def apply_stress
dens$  = density(1,1)    ; base uniforme (se escoge celda unica)
bulk$  = bulk_mod(1,1)
shear$ = shear_mod(1,1)
```

```
C_s = sqrt(shear$/dens$)
C_p = sqrt((bulk$ + (4.*shear$/3.))/dens$)
sxy0$ = -0.50*(2.*dens$*C_s)  ; factor de atenuacion 0.50
command
apply sxy sxy0$  hist table 98 j=1
end_command
end
; Solve with UBCSAND as mohr
step 10
solve srat 1e-4
save Apply_loading.sav

;Branch 2:Solve_.sav
ini xdisp 0 ydisp 0 xvel 0 yvel 0
prop state 0
;
def estado
loop ii(1,izones)
loop jj(1,jzones)
if z_group(ii,jj)='Relave'
state(ii,jj)=0 ; resetea estado de plasticidad en relave
endif
endloop
endloop
end
estado
;
def pp_ini
   loop i (1,251)
      loop j (31,121)
         ex_2(i,j) = pp(i,j)
         ex_3(i,j) = (sxx(i,j)+syy(i,j)+szz(i,j))/3.0 + pp(i,j)
         ex_6(i,j) = 0.0
      endloop
   endloop
end
pp_ini
;
def excesspp
   whilestepping
   if nstep = nsample then
```

```
   loop i (1,251)
      loop j (31,121)
      if model(i,j) # 1
         if pp(i,j) > ex_2(i,j) then
            ex_5(i,j) = pp(i,j) - ex_2(i,j)
         else
            ex_5(i,j) = 0.0
         endif
         ex_4(i,j) = abs(ex_5(i,j)/ex_3(i,j))
         ex_6(i,j)= max(ex_6(i,j),abs(ex_4(i,j)))
   if ex_6(i,j) > 0.7 then
       ex_7(i,j)=1.0
   else
      ex_7(i,j)=0.0
   endif
       endif
     endloop
   endloop
   nstep = 1
   endif
   nstep = nstep + 1
end
set nsample=50 nstep=1
excesspp
;
;
prop m_static = 0.0 group 'Relave'
set corr_ffrot on
apply ff
apply_stress
apply xquiet yquiet from 1,1 to 411,1
his reset
history 1 dytime
history 2 xdisp i=222, j=1
;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;Historias en el Muro
history 3 xdisp i=252, j=125
history 4 xdisp i=250, j=91
history 5 xdisp i=252, j=91
history 23 ydisp i=252, j=125
history 24 ydisp i=250, j=91
history 25 ydisp i=252, j=91
```

```
history 26 xdisp i=287, j=100
history 27 xdisp i=314, j=75
history 28 xdisp i=339, j=48
history 29 ydisp i=287, j=100
history 30 ydisp i=314, j=75
history 31 ydisp i=339, j=48
;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;Historias de Aceleraciones
history 6 xaccel i=375, j=31
history 7 xaccel i=252, j=125
history 8 xaccel i=280, j=60
history 9 xaccel i=256, j=103
history 10 xaccel i=226, j=34
;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;Historias en el Relave
history 11 pp i=20, j=80
history 12 pp i=70, j=75
history 13 pp i=110, j=70
history 14 pp i=150, j=65
history 15 pp i=200, j=60
history 16 pp i=251, j=55
;
history 17 xdisp i=40, j=118
history 18 xdisp i=80, j=117
history 19 xdisp i=110, j=117
history 20 xdisp i=150, j=116
history 21 xdisp i=200, j=115
history 22 xdisp i=250, j=115
;
solve dytime 65 srat 1e-8 step 10000000
save Solve_.sav

;Branch 3:acelera.sav
his write 6 vs 1 table 10
his write 7 vs 1 table 11
his write 8 vs 1 table 12
his write 9 vs 1 table 13
his write 10 vs 1 table 14
;
;Espectro
;
ca spec.fis
set pmin    = 0.01
```

```
set pmax    = 5
set dmp     = 0.05
set acc_in  = 10
set sd_out  = 42
set sv_out  = 43
set sa_out  = 44
set n_point = 1000
spectra
;
set pmin    = 0.01
set pmax    = 5
set dmp     = 0.05
set acc_in  = 11
set sd_out  = 52
set sv_out  = 53
set sa_out  = 54
set n_point = 1000
spectra
;
set pmin    = 0.01
set pmax    = 5
set dmp     = 0.05
set acc_in  = 12
set sd_out  = 62
set sv_out  = 63
set sa_out  = 64
set n_point = 1000
spectra
;
set pmin    = 0.01
set pmax    = 5
set dmp     = 0.05
set acc_in  = 13
set sd_out  = 72
set sv_out  = 73
set sa_out  = 74
set n_point = 1000
spectra
;
set pmin    = 0.01
set pmax    = 5
```

```
set dmp     = 0.05
set acc_in  = 14
set sd_out  = 82
set sv_out  = 83
set sa_out  = 84
set n_point = 1000
spectra
;
set pmin    = 0.01
set pmax    = 5
set dmp     = 0.05
set acc_in  = 99
set sd_out  = 122
set sv_out  = 123
set sa_out  = 124
set n_point = 1000
spectra
save acelera.sav

;Branch 4:Desplazamiento.sav
table 30 del
table 31 del
table 32 del
table 33 del
table 34 del
table 35 del
table 36 del
table 37 del
table 38 del
table 150 del
table 151 del
table 152 del
table 153 del
table 154 del
table 155 del
table 156 del
table 157 del
table 158 del
;
;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;Dentro del Relave
his write 17 vs 1 table 30
```

his write 18 vs 1 table 31
his write 19 vs 1 table 32
his write 20 vs 1 table 33
his write 21 vs 1 table 34
his write 22 vs 1 table 35
;
;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;Dentro del Muro
his write 3 vs 1 table 36
his write 4 vs 1 table 37
his write 5 vs 1 table 38
his write 23 vs 1 table 150
his write 24 vs 1 table 151
his write 25 vs 1 table 152
his write 26 vs 1 table 153
his write 27 vs 1 table 154
his write 28 vs 1 table 155
his write 29 vs 1 table 156
his write 30 vs 1 table 157
his write 31 vs 1 table 158
save Desplazamiento.sav

ANEXO B CÓDIGO MODELO PM4SAND

```
;Units: SI: meter-kilogram-second
;UDM Models:
config cppudm
model load 'modelpm4s003.dll'
;Branch 1:Geometria.sav
set gravity 9.81 ; m/s2
config gwflow cppudm dynamic extra 20
grid 410,124
gen 3837.4458,4058.3447 3837.4458,4358.3447 6277.446,4358.3447 &
 6277.4453,4058.3447 i=1,251 j=1,31
gen 6277.4453,4058.3447 6277.446,4358.3447 7497.446,4358.3447 &
 7497.4453,4058.3447 i=251,351 j=1,31
gen 7497.4453,4058.3447 7497.446,4358.3447 8107.446,4358.3447 &
 8107.446,4058.3447 i=351,411 j=1,31
gen 3837.4458,4358.3447 3837.4458,4681.854 6667.446,4553.3447 &
 6277.446,4358.3447 i=1,251 j=31,121
gen 6277.446,4358.3447 6667.446,4553.3447 7497.446,4553.3447 &
 7497.446,4358.3447 i=251,351 j=31,121
gen 6667.446,4553.3447 6677.446,4558.3447 7497.446,4558.3447 &
 7497.446,4553.3447 i=251,351 j=121,125
; Define material models
model elastic i=1,250 j=1,30
model elastic i=251,350 j=1,30
model elastic i=351,410 j=1,30
model elastic i=1,250 j=31,120
model elastic i=251,350 j=31,120
model elastic i=251,350 j=121,124
; Fixed boundary conditions
fix x i=1 j=1,31
fix x y i=1,251 j=1
fix x y i=251,351 j=1
fix x i=411 j=1,31
fix x y i=351,411 j=1
fix x i=1 j=31,124
table 1 delete
table 1 7.4974E3 4.3583E3 6.6974E3 4.5583E3 6.6774E3 4.5583E3 6.2774E3 &
 4.3583E3 3.8374E3 4.3583E3
gen table 1
ini x 7487.9062 y 4360.6104 i 351 j 32
```

```
group 'null' region 348,52
model null group 'null'
group delete 'null'
mark i 254 351 j 31
unmark i 251 254 j 31
unmark i 250 256 j 31
mark i 249 257 j 31
;Propiedades y Grupos
group 'Roca' reg 1 1
prop dens 2200 bulk 3666666667 shea 2.2E9 group 'Roca'
;
group 'Muro' reg 260 38
prop dens 2000 bulk 888888889 shea 296296296 group 'Muro'
;
group 'Relave' reg 115 44
prop dens 1600 bulk 468466667 shea 48462069 group 'Relave'
;
;Para corregir una bad zone
;
ini x 7493.3604 y 4359.245 i 351 j 32
save Geometria.sav

;Branch 2:Roca.sav
model null group 'Muro'
model null group 'Relave'
set gravity=9.81
set flow=off
water density=1000
set dyn=off
history 999 unbalanced
solve elastic sratio 1e-6
save Roca.sav

;Branch 3:Roca_Relave_elas.sav
model e group 'Muro'
prop dens 2000 bulk 888888889 shea 296296296 group 'Muro'
model e group 'Relave'
prop dens 1600 bulk 468466667 shea 48462069 group 'Relave'
solve
save Roca_Relave_elas.sav
```

```
;Branch 4:Roca_Relave_Mohr.sav
model mohr group 'Muro'
prop density=2000 bulk=888888889 shear=296296296  cohesion=0.0 &
 friction=37.4 dilation=7.4 tension=0.0 group 'Muro'
model mohr group 'Relave'
prop density=1600 cohesion=0.0 friction=38.81 dilation=0.0 tension=0.0 &
 group 'Relave'
;
;Definir Gmax y Bulk en funcion del confinamiento
;
def rigidez
 loop i (1,izones)
 loop j (1,jzones)
if z_group(i,j)='Relave'
 k2max=50.41
 _poisson=0.45
 _pp=(gpp(i,j)+gpp(i+1,j)+gpp(i,j+1)+gpp(i+1,j+1))/4
 _pa=101000
 _k0=0.5
 sigm=abs((1+2*_k0)*abs(syy(i,j)+_pp))/3
 gmax=21.7*_pa*k2max*(sigm/_pa)^0.5
 gest=gmax/10
 if set_din=1
  shear_mod(i,j)=gmax
  bulk_mod(i,j)=2*gmax*(1+_poisson)/(3*(1-2*_poisson))
 endif
 if set_din=0
  shear_mod(i,j)=gest
  bulk_mod(i,j)=2*gest*(1+_poisson)/(3*(1-2*_poisson))
 endif
 ex_1(i,j)=sigm
 ex_2(i,j)=gmax
endif
 end_loop
 end_loop
end
set set_din 0
rigidez
;
;Plot shear and bulk
;
```

```
save Roca_Relave_Mohr.sav

;Branch 5:Pore_pressure.sav
water bulk 0
water density 1000
table 23 delete
table 23 3.8374E3 4.6819E3 6.6675E3 4.5533E3
def pp_funcion
  loop i (1,251)
    loop j (31,121)
;Find zone
      xx=x(i,j)
      yy=y(i,j)
;cargar la presion a gpp
      if table(23,xx)>yy then
 _h=table(23,xx)-yy
        gpp(i,j)=rho_water*9.81*_h
      end_if
    end_loop
  end_loop
end
set rho_water=1000
pp_funcion
set srat 1e-4
solve
set set_din 1
rigidez
solve
save Pore_pressure.sav

restore 'Pore_pressure.sav'
;Branch 0:Dynamic_Loading_and_PM4SAND.sav
;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;PM4SAND
set dyn on
ini fmod 5e8 group 'Relave'
ini hyst default -3.325 0.823 group 'Muro'
ini dy_damp rayl 0.01 1.5 group 'Relave'
ini dy_damp rayl 0.01 1.5 group 'Muro' stiffness
ini dy_damp rayl 0.005 1.5 group 'Roca'
;ini dy_damp local 0.6
model load 'modelpm4s003.dll'
```

```
model dll pm4sand group 'Relave'
;
def $input_variables
 $Pa          = 101300.0 group 'Relave'     ; Atmospheric pressure (Pa)
 $N160         = 14.0  group 'Relave'
 $Cd          = 46.0  group 'Relave'
 $Dr          = sqrt($N160/$Cd) group 'Relave'
 $Kwater       = 2.0e9   group 'Relave'  ; Water bulk modulus (Pa)
 $waterDens    = 1000.0  group 'Relave'  ; Density of water (kg/m^3)
 $Gs          = 3.18  group 'Relave'
 $void        = 0.8 - $Dr*0.3 group 'Relave'
 $por         = $void/(1.0+$void) group 'Relave'
 $rho_d        = $Gs * $waterDens /(1.0+$void) group 'Relave'
 $rho_s        = $rho_d *(1.0+$void/2.67) group 'Relave'
 $Vs1         = 85*($N160+2.5)^0.25 group 'Relave'
 $Ko          = 0.37   group 'Relave'
 $Go          = ($rho_s * $Vs1^2 / $Pa) / ((1.0+$Ko)/2.0)^0.5 group &
 'Relave'
 $hpo         = 0.55 group 'Relave'
end
$input_variables
;
; MATERIAL PROPERTIES Assign PM4Sand model
;
def $asssign_props
          ; Assign the 4 primary parameters - the 18 secondary ones will get default values
          command
          prop  dens=$rho_d   group 'Relave'
    prop  poros=$por   group 'Relave'
    prop  D_r =$Dr    group 'Relave'
    prop  G_o=$Go   group 'Relave'
    prop  h_po=$hpo  group 'Relave'
    prop  P_atm = $Pa group 'Relave'
          end_command
end
$asssign_props
; Input water properties -- Zero for drained (consolidation)
water  bulk=0.0  dens=$waterDens tens=1.0e10
;
; Confirm equilibrium and get ready for static bias
;
```

```
set dyn off
solve
;
prop First_Call=0.0 group 'Relave'
save Dynamic_Loading_and_PM4SAND.sav

;Branch 1:PM4SAND_Apply_loading.sav
;
;;;;;;;;;;;;;;;;;;Cargar el sismo
;
call 'sismo_suelo_tipo_III.txt'
call INT.FIS
set int_in=99 int_out=98 ; registro velocidad
integrate
set int_in 98 int_out 97 ; registro desplazamiento
integrate
;
; Correccion linea base
;
; call baseline.fis
; set itab_unc=98 itab_corr=120 drift=-0.0006976 ttime=61.99
; set itab_cmot=104
; baseline
; call INT.FIS
; set int_in=104 int_out=100
; integrate
;
call mon_ex.fis
mon_ex
;
def apply_stress
dens$  = density(1,1)    ; base uniforme (se escoge celda unica)
bulk$  = bulk_mod(1,1)
shear$ = shear_mod(1,1)
C_s = sqrt(shear$/dens$)
C_p = sqrt((bulk$ + (4.*shear$/3.))/dens$)
sxy0$ = -0.50*(2.*dens$*C_s)  ; factor de atenuacion 0.50
command
apply sxy sxy0$  hist table 98 j=1
end_command
end
```

```
;
;;;;;Caso no drenado
;
def $update_bulk
    $maxK = 0.0
    loop $i (1, 251)
        loop $j (31, 121)
            $dummy = z_prop($i,$j,'bulkK')
            $maxK  = max($dummy,$maxK)
  end_loop
    end_loop
    $waterBulk  = min($Kwater,20000.0*$maxK)
 command
        water bulk=$waterBulk  dens=$waterDens  tens=0.0
    end_command
end
$update_bulk
save PM4SAND_Apply_loading.sav

;Branch 2:PM4SAND_Solve_.sav
set dyn on
ini xdisp 0 ydisp 0 xvel 0 yvel 0
prop state 0
;
def estado
loop ii(1,izones)
loop jj(1,jzones)
if z_group(ii,jj)='Relave'
state(ii,jj)=0 ; resetea estado de plasticidad en relave
endif
endloop
endloop
end
estado
;
def pp_ini
   loop i (1,251)
      loop j (31,121)
         ex_2(i,j) = pp(i,j)
         ex_3(i,j) = (sxx(i,j)+syy(i,j)+szz(i,j))/3.0 + pp(i,j)
         ex_6(i,j) = 0.0
```

```
      endloop
   endloop
end
pp_ini
;
def excesspp
   whilestepping
   if nstep = nsample then
   loop i (1,251)
      loop j (31,121)
      if model(i,j) # 1
         if pp(i,j) > ex_2(i,j) then
            ex_5(i,j) = pp(i,j) - ex_2(i,j)
         else
            ex_5(i,j) = 0.0
         endif
         ex_4(i,j) = abs(ex_5(i,j)/ex_3(i,j))
         ex_6(i,j)= max(ex_6(i,j),abs(ex_4(i,j)))
 if ex_6(i,j) > 0.7 then
    ex_7(i,j)=1.0
 else
    ex_7(i,j)=0.0
 endif
       endif
     endloop
   endloop
   nstep = 1
   endif
   nstep = nstep + 1
end
set nsample=50 nstep=1
excesspp
;
set dytime 0
set corr_ffrot on
apply ff
apply_stress
apply xquiet yquiet from 1,1 to 411,1
his reset
history 1 dytime
history 2 xdisp i=222, j=1
```

```
;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;Historias en el Muro
history 3 xdisp i=252, j=125
history 4 xdisp i=250, j=91
history 5 xdisp i=252, j=91
history 23 ydisp i=252, j=125
history 24 ydisp i=250, j=91
history 25 ydisp i=252, j=91
history 26 xdisp i=287, j=100
history 27 xdisp i=314, j=75
history 28 xdisp i=339, j=48
history 29 ydisp i=287, j=100
history 30 ydisp i=314, j=75
history 31 ydisp i=339, j=48
;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;Historias de Aceleraciones
history 6 xaccel i=375, j=31
history 7 xaccel i=252, j=125
history 8 xaccel i=280, j=60
history 9 xaccel i=256, j=103
history 10 xaccel i=226, j=34
;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;Historias en el Relave
history 11 pp i=20, j=80
history 12 pp i=70, j=75
history 13 pp i=110, j=70
history 14 pp i=150, j=65
history 15 pp i=200, j=60
history 16 pp i=251, j=55
;
history 17 xdisp i=40, j=118
history 18 xdisp i=80, j=117
history 19 xdisp i=110, j=117
history 20 xdisp i=150, j=116
history 21 xdisp i=200, j=115
history 22 xdisp i=250, j=115
;
solve dytime 65 srat 1e-8 step 10000000
save PM4SAND_Solve_.sav

;Branch 3:acelera.sav
his write 6 vs 1 table 10
his write 7 vs 1 table 11
his write 8 vs 1 table 12
```

```
his write 9 vs 1 table 13
his write 10 vs 1 table 14
;
;Espectro
;
ca spec.fis
set pmin    = 0.01
set pmax    = 5
set dmp     = 0.05
set acc_in  = 10
set sd_out  = 42
set sv_out  = 43
set sa_out  = 44
set n_point = 1000
spectra
;
set pmin    = 0.01
set pmax    = 5
set dmp     = 0.05
set acc_in  = 11
set sd_out  = 52
set sv_out  = 53
set sa_out  = 54
set n_point = 1000
spectra
;
set pmin    = 0.01
set pmax    = 5
set dmp     = 0.05
set acc_in  = 12
set sd_out  = 62
set sv_out  = 63
set sa_out  = 64
set n_point = 1000
spectra
;
set pmin    = 0.01
set pmax    = 5
set dmp     = 0.05
set acc_in  = 13
set sd_out  = 72
```

```
set sv_out  = 73
set sa_out  = 74
set n_point = 1000
spectra
;
set pmin    = 0.01
set pmax    = 5
set dmp     = 0.05
set acc_in  = 14
set sd_out  = 82
set sv_out  = 83
set sa_out  = 84
set n_point = 1000
spectra
;
set pmin    = 0.01
set pmax    = 5
set dmp     = 0.05
set acc_in  = 99
set sd_out  = 122
set sv_out  = 123
set sa_out  = 124
set n_point = 1000
spectra
save acelera.sav

;Branch 4:Desplazamiento.sav
table 30 del
table 31 del
table 32 del
table 33 del
table 34 del
table 35 del
table 36 del
table 37 del
table 38 del
table 150 del
table 151 del
table 152 del
table 153 del
table 154 del
```

```
table 155 del
table 156 del
table 157 del
table 158 del
;
;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;Dentro del Relave
his write 17 vs 1 table 30
his write 18 vs 1 table 31
his write 19 vs 1 table 32
his write 20 vs 1 table 33
his write 21 vs 1 table 34
his write 22 vs 1 table 35
;
;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;;Dentro del Muro
his write 3 vs 1 table 36
his write 4 vs 1 table 37
his write 5 vs 1 table 38
his write 23 vs 1 table 150
his write 24 vs 1 table 151
his write 25 vs 1 table 152
his write 26 vs 1 table 153
his write 27 vs 1 table 154
his write 28 vs 1 table 155
his write 29 vs 1 table 156
his write 30 vs 1 table 157
his write 31 vs 1 table 158
save Desplazamiento.sav
```