

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS

**“ANÁLISIS DINÁMICO DE UNA PRESA DE RELAVES
MEDIANTE MODELAMIENTO NUMÉRICO CON EL MODELO
UBCSAND”**

**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

ELABORADO POR

ALAIN ALEXIS ARMACANQUI MONTERO

ASESOR

M.Sc. DENYS PARRA MURRUGARRA

**Lima- Perú
2021**

© 2021, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados
**“El autor autoriza a la UNI a reproducir de la Tesis en su totalidad o en parte,
con fines estrictamente académicos.”**

Armacanqui Montero, Alain Alexis

alain_12_11@hotmail.com

982343431 – 5236841

DEDICATORIA

A mi Dios, por cumplir su propósito en mi vida, a mis padres Manuel, Angelica y mi hermano Hector por su apoyo y compañía. A mi pareja Melissa por estar conmigo en las buenas y en las malas.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a todas las personas e instituciones que hicieron posible la realización de este trabajo. En primer lugar, me gustaría agradecer a mi asesor, el ingeniero Denys Parra, quien mostró un gran interés en mi tema desarrollado, no dudó en brindarme su apoyo y su predisposición al trabajo y a las consultas que se presentaban.

También agradezco al ingeniero Martín Villanueva por la oportunidad de aprender con él y su continuo apoyo en el desarrollo de este trabajo y por los consejos brindados en esta etapa de mi carrera. Así también al CISMID que me abrió las puertas cuando era estudiante. AITASCA por apoyarme con el asesoramiento con el uso del programa FLAC_2D y a) Ingeniero Luis Cañabi por su entusiasmo brindado en mi investigación, estoy muy agradecido por el programa IEP de ITASCA que busca fomentar la investigación académica en la geotecnia.

Del mismo modo, agradezco a mis compañeros Orlando Huaña, Erick Lino, Clinton Loli, Renzo Cornejo, Wendy Osorio y Cesar Melgarejo por su amistad. Una mención especial a la ingeniera Diana Calderón que con sus enseñanzas comenzó mi interés por la geotecnia, por compartir de una manera desinteresada sus experiencias y conocimiento en ingeniería geotécnica. A Andrés Reyes por compartirme información actualizada desde la Universidad de British Columbia para mi investigación.

Asimismo, a mi alma máter la Universidad Nacional de Ingeniería por darme las herramientas necesarias para poder desenvolverme como profesional y por inculcar en mí el deseo de investigación, de aprendizaje continuo y la pasión por la ingeniería civil y en especial por la ingeniería geotécnica. En este punto, quiero mencionar y agradecer a mis amigos de la facultad Rubén, José, Yuri, Gustavo y Otto por compartir conmigo durante los cinco años de carrera y por ser parte de una etapa inolvidable de mi vida.

Finalmente, agradezco a mi familia, en especial a mis padres Angélica y Manuel por su sacrificio continuo desde que era pequeño, su perseverancia la cual me permitió desarrollarme profesionalmente. También a mi hermano Héctor por todos sus consejos y su apoyo.

ÍNDICE

	Pág.
RESUMEN	3
ABSTRACT	5
PRÓLOGO	7
LISTA DE TABLAS	9
LISTA DE FIGURAS	11
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	16
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	17
1.1 GENERALIDADES.....	19
1.2 PROBLEMÁTICA	19
1.3 OBJETIVOS	20
1.3.1 Objetivo General	20
1.3.2 Objetivos Específicos	20
1.4 HIPÓTESIS	21
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	22
2.1 MODELOS CONSTITUTIVOS EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA.....	25
2.1.1 Modelos constitutivos elásticos	25
2.1.2 Modelos constitutivos elastoplásticos	27
2.1.3 Modelo constitutivo UBCSAND	32
2.1.4 Métodos para la determinación del factor de seguridad	38
2.2 MÉTODO SEMIEMPÍRICO PARA LA EVALUACIÓN DE LICUACIÓN	40
2.2.1 Relación de esfuerzo cortante cíclico (CSR).....	41
2.2.2 Procesos de campo no replicados en pruebas de laboratorio	42
2.2.3 Marco de análisis para desarrollar correlaciones de activación de licuación	43
2.2.4 Factor de escalamiento por magnitud del sismo	46
2.3 ENSAYOS DINÁMICOS DEL SUELO	46
2.3.1 Ensayos de campo.....	48
2.3.2 Ensayos de laboratorio.....	49
2.3.3 Comportamiento bajo cargas cíclicas	57
2.3.4 Comportamiento drenado durante la aplicación de cargas cíclicas	57
CAPÍTULO III: MATERIALES Y CALIBRACIÓN DEL MODELO CONSTITUTIVO	61
3.1 UNIDAD 1: BASAMENTO ROCOSO	61
3.2 UNIDAD 2: MORRENA CUERPO DE PRESA	62

3.3	UNIDAD 3: CORONA DE PRESA	62
3.4	UNIDAD 4: DESMONTE DE MINA	63
3.8	UNIDAD 5: RELAVE	64
3.9	MODELAMIENTO GEOTÉCNICO	68
3.10	PARÁMETROS DINÁMICOS.....	70
3.10.1	Amortiguamiento	73
3.11	PROCEDIMIENTOS DE VALIDACIÓN DE LOS MODELOS CONSTITUTIVOS	80
3.11.1	Simulación del ensayo DSS con el modelo UBCSAND	80
	CAPÍTULO IV: MODELAMIENTO NUMÉRICO	91
4.1	MODELO GEOMÉTRICO POR ETAPAS	91
4.2	SIMULACIÓN NUMÉRICA DE LA CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA	92
4.3	REGISTROS SÍSMICOS UTILIZADOS	93
4.4	ANÁLISIS DINÁMICO ELÁSTICO	96
4.5	ANÁLISIS DINÁMICO PLÁSTICO	101
	CAPÍTULO V: EVALUACIÓN DE LICUACIÓN CON UN MÉTODO SEMIEMPÍRICO	116
5.1	SISMO DE LIMA 1974 (MW=8.1, SUELO TIPO B)	117
5.1.1	Sondaje PAN-01 NF=2.20m (Realizado en el dique de línea central, cercano a la orilla)	117
5.1.2	Sondaje PAN-03 NF=2.00m (Realizado en el vaso de almacenamiento).....	119
5.2	SISMO DE ATICO 2001 (MW=8.4, SUELO TIPO B).....	121
5.2.1	Sondaje PAN-01 NF=2.20m (Realizado en el dique línea central, cercano a la orilla).....	121
5.2.2	Sondaje PAN-03 NF=2.00m (Realizado en el vaso de almacenamiento).....	123
	CAPÍTULO VI: ANÁLISIS DE RESULTADOS	125
6.1	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD SEUDOESTÁTICO (TALUD AGUAS ABAJO)	125
6.2	DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN LOS PUNTOS DE CONTROL UBICADOS EN LA SUPERFICIE DE FALLA	125
6.3	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POS-SISMO (TALUD AGUAS ARRIBA) ..	128
6.4	ESTABILIZACIÓN DEL TALUD (AGUAS ARRIBA).....	129
	CONCLUSIONES	130
	RECOMENDACIONES	132
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	135
	ANEXOS	138

RESUMEN

El presente trabajo de investigación describe el modelamiento numérico de una presa de relaves a través del programa FLAC de diferencias finitas con el modelo constitutivo UBCSAND, utilizando los sismos de Lima 1974 y Atico 2001 ajustados espectralmente al espectro de peligro uniforme de la zona del proyecto para 475 años de periodo de retorno.

El modelamiento geométrico se inicia en el estado actual de la presa para estabilizar el sistema y obtener las deformaciones estáticas. Se asignó las propiedades mecánicas (de resistencia) y las propiedades de flujo (permeabilidades de los materiales). Se aplicó el método acoplado para lograr el efecto combinado del flujo en el modelo, es decir el sentido y la velocidad con la que se mueve el flujo y de la presión de poros, que determina el esfuerzo efectivo de los materiales.

Se asignó las ecuaciones de amortiguamiento a los materiales, las que definen la variación de la rigidez según el rango de deformación. Se ingresó el sismo, en forma de registro de velocidades en la base del modelo.

Se calibro el modelo constitutivo de UBCSAND con las curvas del ensayo de corte simple cíclico (DSS), la curva de esfuerzo cortante contra el esfuerzo efectivo vertical y la curva de esfuerzo cortante contra la deformación cortante. Asimismo, se calibró con la curva de CSR (relación de esfuerzo cortante cíclico) contra el número de ciclos para alcanzar la licuación.

Entre otras calibraciones se tuvo la de la ecuación de amortiguamiento histerético para los demás materiales en donde se usó el modelo constitutivo Mohr Coulomb.

El modelamiento numérico con el modelo constitutivo UBCSAND permitió la generación del incremento de presión de poros y estudiar la licuación de los relaves del depósito mediante el parámetro "Ru". El incremento de presión de poros, debido al movimiento sísmico, hace que las partículas se separen, disminuyan su esfuerzo efectivo y pierdan rigidez.

Por otro lado, se compara el método de equilibrio límite con un análisis más riguroso, como es el análisis dinámico mediante el método de diferencias finitas, en donde se comprueba la estabilidad física en términos de condiciones de

serviciabilidad, generando mayor información de esfuerzos y deformaciones en puntos de control colocados en puntos de interés de la presa.

Los resultados del factor de seguridad pseudoestático y pos sismo resultantes del método de equilibrio límite se verá reflejado en el rango de deformaciones obtenidos del análisis dinámico concluyéndose que las deformaciones son permisibles y no comprometerán la integridad física de la presa.

Se realizó la evaluación del potencial de licuación a través del método semiempírico de Idriss y Boulanger (2008), comparándose con los resultados del análisis numérico y concluyéndose que los relaves del depósito presentan licuación para los sismos utilizados.

La performance del modelamiento geotécnico con diferencias finitas es comparada con la del método semiempírico de Idriss y Boulanger de 2008, esto ha servido evaluar la aplicación de análisis más rigurosos para la realización de estudios de factibilidad o ingeniería de detalle. Si bien es cierto los métodos semiempíricos proporcionan una idea inicial acerca del comportamiento de la presa acerca de si habrá licuación en ciertas zonas frente a un terremoto, no proporciona información acerca del efecto de la licuación sobre la presa durante y después del terremoto.

Esta investigación busca ser una referencia técnica para la realización futuros diseños de las presas de relave en el Perú considerando análisis rigurosos.

ABSTRACT

This research describes the numerical modeling of a tailings dam through the FLAC finite difference program with the constitutive model UBCSAND, using the Lima 1974 and Atico 2001 earthquakes adjusted spectrally to the uniform danger spectrum of the project area in 475 years return period.

Geometric modeling begins with the current state of the dam to stabilize the system and obtain static deformations. Also, mechanical properties (resistance) and flow properties (permeabilities of materials) were assigned. The coupled method was applied to achieve the combined effect of the flow in the model, that is, the direction and speed with which the flow moves and the pore pressure, which determines the effective stress of the materials.

The damping equations were assigned to the materials, which is defined as the variation of the stiffnesses according to the deformation range, and the earthquake was entered, in the form of a speed record at the base of the model. The constitutive model of UBCSAND was calibrated with the curves of the simple cyclic shear test (DSS), the shear stress curve against the vertical effective stress and the shear stress curve against the shear deformation. Also, it was calibrated with the CSR curve (cyclical shear stress ratio) against the number of cycles.

Among other calibrations, we had the hysteretic damping equation for the other materials where the mohr coulomb model was used.

The numerical modeling allows to study the liquefaction of the tailings of the deposit by means of the parameter "Ru", through the relation of acting stresses and resistant stresses, where the acting stress is the excess pressure of pores due to seismic movement, which generates a decrease in stress effective and loss of stiffness of the particles. In other words, it is the ratio of the excess pore pressure generated by the seismic movement against the initial vertical effective stress, which is the resistance of the soil.

On the other hand, the limit equilibrium method will be compared with a rigorous analysis, such as dynamic analysis which use the finite difference method. This will verify that physical stability in terms of serviceability conditions, generates more information on stresses and deformations at control points placed at sites of interest in the dam.

The results of the pseudo-static safety factor and the earthquake resulting from the limit equilibrium method will be reflected in the range of deformations obtained from the dynamic analysis.

The liquefaction potential evaluation was performed using the semi-empirical method of Idriss and Boulanger (2008), comparing it with the results of the numerical analysis and concluding that the tailings of the deposit present liquefaction for the earthquakes used.

The performance of the geotechnical modeling with finite differences will be compared with the semi-empirical method of Idriss and Boulanger from 2008, this will serve to weigh the use of more rigorous analyzes to carry out feasibility studies or detailed engineering. Although the empirical methods do give an initial idea about the behavior of the dam about whether there will be liquefaction in certain areas in the face of an earthquake, they do not give me information about the effect of liquefaction on the dam during and after an earthquake.

This research seeks to be a technical reference for the future design of tailings dams in Peru considering rigorous analysis.

PRÓLOGO

El presente trabajo de tesis se ha enfocado en la evaluación del comportamiento sísmico de una presa de relaves mediante modelamiento numérico utilizando un modelo avanzado denominado UBCSAND. Este tipo de estudios permite realizar un diseño más confiable de una estructura geotécnica ya que realiza el análisis de manera rigurosa a través de un procedimiento esfuerzo-deformación y constituye el estado del arte actual en el análisis geotécnico sísmico de este tipo de estructuras, en este caso una instalación de almacenamiento de relaves, un componente de vital importancia en una operación minera.

La investigación llevada a cabo comprende la revisión de diferentes modelos constitutivos utilizados en ingeniería geotécnica, repasando también los ensayos que se requieren para la determinación de los parámetros de resistencia cortante y parámetros dinámicos que requieren los análisis. Para el análisis dinámico se realizó un riguroso proceso de calibración y validación del modelo constitutivo UBCSAND para los materiales de relaves que presentarán licuación inducida por sismo, mientras que para la roca se utilizó el modelo lineal elástico y para el resto de materiales se utilizó el modelo Mohr-Coulomb.

Es necesario indicar que uno de los principales méritos de este trabajo es el haber realizado una simulación de las condiciones lo más reales posibles de la operación y construcción por etapas de la presa de relaves de acuerdo con las prácticas comunes en la industria minera y de acuerdo a las recomendaciones del diseño. Los resultados del análisis dinámico se expresan en términos de desplazamientos horizontales y verticales, distribución del exceso de presiones de poro y presiones de poro, esfuerzos efectivos y cortantes, entre los más importantes. Asimismo, se ha realizado el análisis de licuación de los relaves y el análisis post-sismo del talud aguas arriba cuyos últimos dos crecimientos fueron realizados con el método de línea central el cual se apoya parcialmente sobre los relaves que experimentarán licuación.

Es importante reconocer el valioso aporte de este tipo de trabajos para la ingeniería de nuestro país, ya que traza el camino a seguir para la ejecución de análisis rigurosos esfuerzo-deformación, tanto estáticos como dinámicos en estructuras geotécnicas, lo cual se espera que se constituya en la práctica estándar en nuestro país en un futuro próximo.

M. Sc. Denys Parra Murrugarra

ASESOR

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 2.1 Valores de $(N_1)_{60cs-Sr}$ para contenido de finos, (recomendado por Seed, 1987)36	
Tabla 3.1 Parámetros geotécnicos de los criterios de fallas Mohr Coulomb y Hoek	61
Tabla 3.2 Parámetros geotécnicos - Cimentación	62
Tabla 3.3 Parámetros geotécnicos - Morrena de cuerpo de presa	62
Tabla 3.4 Parámetros geotécnicos - Material GP-GC	63
Tabla 3.5 Parámetros geotécnicos - Material GP	64
Tabla 3.6 Propiedades de resistencia del relave-Vaso de almacenamiento	67
Tabla 3.7 Parámetros geotécnicos - Vaso de almacenamiento	68
Tabla 3.8 Parámetros geotécnicos de los materiales	68
Tabla 3.9 Parámetros geotécnicos de los materiales para el análisis dinámico	69
Tabla 3.10 Características de los especímenes en el ensayo RCTS	70
Tabla 3.11 Variación del módulo de corte, módulo de corte normalizado y relación de amortiguamiento del material con deformación por corte de pruebas RC (Columna resonante) de la muestra SRK_03; presión de confinamiento isotrópica, $\sigma_0 ' = 100$ psi (14.4 ksf = 689 kPa).....	75
Tabla 3.12 Set de fórmulas de parámetros del modelo constitutivo UBCSAND	82
Tabla 3.13 Número de ciclos vs CSR	88
Tabla 3.14 Calibración del ensayo DSS del relave	89
Tabla 4.1 Registro de aceleraciones para la generación de sismos sintéticos	93
Tabla 4.2 Valores del espectro de respuesta EPU-475.....	94
Tabla 4.3 Frecuencia central para cada material	100
Tabla 5.1 Resumen de ensayos SPT - Vaso de almacenamiento	116
Tabla 5.2 Evaluación del potencial de licuación con el método empírico de Idriss y Boulanger (2008) para el sondaje PAN-01 con el sismo de Lima 1974	117
Tabla 5.3 Evaluación del potencial de licuación con el uso del modelo constitutivo UBCSAND para el sondaje PAN-01 con el sismo de Lima 1974.....	117
Tabla 5.4 Evaluación del potencial de licuación con el método empírico de Idriss y Boulanger (2008) para el sondaje PAN-03 con el sismo de Lima 1974	119

Tabla 5.5 Evaluación del potencial de licuación con el uso del modelo constitutivo UBCSAND para el sondaje PAN-03 con el sismo de Lima 1974.....	119
Tabla 5.6 Evaluación del potencial de licuación con el método empírico de Idriss y Boulanger (2008) para el sondaje PAN-01 con el sismo de Atico 2001	121
Tabla 5.7 Evaluación del potencial de licuación con el uso del modelo constitutivo UBCSAND para el sondaje PAN-01 con el sismo de Atico 2001	121
Tabla 5.8 Evaluación del potencial de licuación con el método empírico de Idriss y Boulanger (2008) para el sondaje PAN-03 con el sismo de Atico 2001	123
Tabla 5.9 Evaluación del potencial de licuación con el uso del modelo constitutivo UBCSAND para el sondaje PAN-03 con el sismo de Atico 2001	123
Tabla 6.1 Desplazamientos horizontales en puntos ubicados en la falla para el sismo de Lima 1974	126
Tabla 6.2 Desplazamientos horizontales en puntos ubicados en la falla para el sismo de Atico 2001.....	127

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura N° 2.1 Modelos constitutivos básicos	25
Figura N° 2.2 Modelos constitutivos elastoplásticos clásicos.....	25
Figura N° 2.3 Módulo de deformación volumétrica (a) y módulo de corte (b).....	27
Figura N° 2.4 Envolvente de falla de Mohr y criterio de rotura de Mohr-Coulomb	30
Figura N° 2.5 Criterio de fluencia de Mohr-Coulomb en el plano (σ, τ).....	31
Figura N° 2.6 Superficie de fluencia del modelo Mohr-Coulomb.....	31
Figura N° 2.7 Leyes de flujo asociadas a las superficies de fluencia.....	32
Figura N° 2.8 Diagrama de flujo que muestra el procedimiento acoplado de análisis de esfuerzo efectivo / esfuerzo total (Naesgaard y Byrne 2007)	34
Figura N° 2.9 Resistencia residual posterior a la licuación según (a) Seed <i>et al.</i> (1984), (b) Seed and Harder (1990), (c) Olson and Stark (2002) y (d) Idriss and Boulanger (2008).	38
Figura N° 2.10 Esfuerzos y presiones de poros en un perfil de suelo horizontal antes del terremoto y para la condición en la que se ha activado $ru = 100\%$ en la arena suelta pero no se ha producido una filtración significativa.	42
Figura N° 2.11 Esfuerzos cíclicos en un elemento del suelo debajo de una superficie horizontal durante el movimiento horizontal	44
Figura N° 2.12 La zona de licuación esperada se determina comparando los esfuerzos cíclicos inducidos por el terremoto con las resistencias cíclicas del suelo.	44
Figura N° 2.13 Esquema del enfoque utilizado para desarrollar relaciones entre la CRR <i>in situ</i> de arena y los resultados de las pruebas <i>in situ</i>	45
Figura N° 2.14 Prueba de refracción sísmica	49
Figura N° 2.15 Métodos para la creación de impulsos	49
Figura N° 2.16 Espécimen en el aparato de columna resonante - corte torsional	52
Figura N° 2.17 Típica curva de respuesta en el dominio de las frecuencias en el ensayo de columna resonante	53
Figura N° 2.18 Espécimen en el aparato combinado de columna resonante - corte torsional.	53
Figura N° 2.19 Módulo de corte y amortiguamiento en el ensayo de corte torsional.....	53
Figura N° 2.20 Configuración general del equipo RCTS	54

Figura N° 2.21 Triaxial (izquierda) e idealización de corte simple (derecha) ambas condiciones de carga cíclica.....	55
Figura N° 2.22 Esquema del dispositivo DSS (modificado, según Boulanger, 1990).....	56
Figura N° 2.23 Respuesta de una muestra de arena a carga cíclica no drenada en ensayo de corte simple cíclico (Sriskandakumar, 2004).....	59
Figura N° 2.24 Ilustración conceptual de las diferentes etapas en una respuesta típica de una arena licuada en un ensayo de corte simple cíclico no drenado (Seid-Karbasi, 2009)	60
Figura N° 3.1 Granulometría de algunos suelos que han licuado (Henríquez, 2007).....	65
Figura N° 3.2 Granulometría típica de la arena del rio Fraser usada para el ensayo DSS (Sriskandakumar, 2004).	65
Figura N° 3.3 Comportamiento de la deformación axial y el esfuerzo desviador.....	66
Figura N° 3.4 Curva $p'-q$ obtenida en el material	66
Figura N° 3.5 Resultados del ensayo RCTS. Curvas de degradación de módulo (Lino, 2016).....	71
Figura N° 3.6 Resultados del ensayo RCTS. Curvas de amortiguamiento (Lino, 2016)..	72
Figura N°3.7 Espécimen SRK-01 durante el ensayo RCTS.....	72
Figura N° 3.8 Formulaciones para calibrar la curva de degradación tanto para suelos granulares como para arcillas	74
Figura N° 3.9 Curva del módulo normalizado de corte del ensayo RCTS de la muestra SRK_03	75
Figura N° 3.10 Relación de amortiguamiento del ensayo RCTS de la muestra SRK_03	76
Figura N° 3.11 Ajuste de la curva de reducción del módulo de corte del FLAC (color negro) con la curva del ensayo RCTS de la muestra SRK_03 (color cyan).....	77
Figura N° 3.12 Ajuste de la curva de amortiguamiento del FLAC (color negro) con la curva del ensayo RCTS de la muestra SRK_03 (color cyan)	77
Figura N° 3.13 Ajuste de la curva de reducción del módulo de corte del FLAC (color negro) con la curva del ensayo RCTS de la muestra SRK_03 (color cyan).....	78
Figura N° 3.14 Ajuste de la curva de amortiguamiento del FLAC (Color negro) con la curva del ensayo RCTS de la muestra SRK_03 (color cyan)	78
Figura N° 3.15 Ajuste de la curva de reducción del módulo de corte del FLAC (color negro) con la curva del ensayo RCTS de la muestra SRK_03 (color cyan).....	79
Figura N° 3.16 Ajuste de la curva de amortiguamiento del FLAC (color negro) con la curva del ensayo RCTS de la muestra SRK_03 del año 2016 (color cyan)	79

Figura N° 3.17 Curvas de S_{xy} VS σ'_v del modelo UBCSAND FLAC ($N_{60cs}= 5$, $Dr=40\%$ color negro) y Fraser River ($Dr=40\%$ color cyan).....	83
Figura N° 3.18 Lazos histeréticos del resultado del modelo UBCSAND FLAC ($N_{60cs}= 5$, $Dr=40\%$ color negro) y Fraser River ($Dr=40\%$ color cyan).....	83
Figura N° 3.19 Curvas de S_{xy} VS σ'_v del modelo UBCSAND FLAC ($N_{60cs}= 10$, $Dr=40\%$ color negro) y Fraser River ($Dr=40\%$ color cyan).....	84
Figura N° 3.20 Lazos histeréticos del resultado del modelo UBCSAND FLAC ($N_{60cs}= 10$, $Dr=40\%$ color negro) y Fraser River ($Dr=40\%$ color cyan).....	84
Figura N° 3.21 Curvas de S_{xy} VS σ'_v del modelo UBCSAND FLAC ($N_{60cs}= 14$, $Dr=40\%$ color negro) y Fraser River ($Dr=40\%$ color cyan).....	85
Figura N° 3.22 Lazos histeréticos del resultado del modelo UBCSAND FLAC ($N_{60cs}= 14$, $Dr=40\%$ color negro) y Fraser River ($Dr=40\%$ color cyan).....	85
Figura N° 3.23 Curvas de S_{xy} VS σ'_v del modelo UBCSAND FLAC ($N_{60cs}= 18$, $Dr=40\%$ color negro) y Fraser River ($Dr=40\%$ color cyan).....	86
Figura N° 3.24 Lazos histeréticos del resultado del modelo UBCSAND FLAC ($N_{60cs}= 18$, $Dr=40\%$ color negro) y Fraser River ($Dr=40\%$ color cyan).....	86
Figura N° 3.25 Comparación de las curvas CSR vs N_L . Curvas de la arena del Fraser River para las densidades relativas ($Dr= 38\%$ $\sigma'_v= 50$ kPa), ($Dr= 40\%$, 80% $\sigma'_v= 100$ kPa), ($Dr= 44\%$, 81% $\sigma'_v= 200$ kPa).....	87
Figura N° 3.26 CSR vs N_L Idriss y Boulanger para las densidades relativas ($Dr=55\%$, 63% , 70%) y Christchurch sand ($Dr= 50\%$, 60%).....	87
Figura N° 3.27 Comparación de curvas CSR vs N_L del FLAC con las curvas de otras investigaciones	88
Figura N° 3.28 Graficas que muestran cómo se comporta la muestra en licuación, Curva de esfuerzo cortante (color rojo), curva de la presión poros (color morado), curva de esfuerzo efectivo vertical (color negro).....	90
Figura N° 4.1 Vista en planta de la proyección de la segunda etapa de la presa	91
Figura N° 4.2 Sección de diseño A-A	91
Figura N° 4.3 Distribución de materiales	92
Figura N° 4.4 Espectro de peligro uniforme T=475 años	94
Figura N° 4.5 Ajuste espectral realizado para el sismo de Lima 1974 (COMP: 90°)	95
Figura N° 4.6 Registro de aceleraciones del sismo de Lima 1974 (COMP: 90°)	95
Figura N°4.7 Registro de aceleraciones sintéticas resultado del ajuste espectral del sismo de Lima 1974 (COMP: 90°) al EPU (T=475 años)	95

Figura N°4.8 Ajuste espectral realizado para el sismo de Atico 2001 (COMP: E-W °)	96
Figura N°4.9 Registro de aceleraciones del sismo de Atico 2001 (COMP: E-W °)	96
Figura N°4.10 Registro de aceleraciones sintéticas resultado del ajuste espectral del sismo de Atico 2001 (COMP: E-W °) al EPU (T=475 años)	96
Figura N° 4.11 Esquema de un análisis dinámico	97
Figura 4.12: Registro de velocidades del punto de control ubicado en el Desmonte de mina 99	
Figura 4.13 Espectro de potencia de velocidades - Desmonte de mina (frecuencia central $f= 4.50$ Hz y periodo predominante $T= 0.22s$).....	99
Figura N°4.14 Selección de frecuencia central (curso de ITASCA, 2018)	100
Figura N° 4.15 Distribución de presiones de poros generados por el sismo de Lima 1974 con periodo de retorno de 475 años (en Pa).....	102
Figura N° 4.16 Desplazamientos horizontales generados por el sismo de Lima 1974 (en metros).....	102
Figura N° 4. 17 Desplazamientos horizontales vs tiempo dinámico (puntos de control) generados por el sismo de Lima 1974 (en metros).....	103
Figura N° 4. 18 Distribución de exceso de presión de poros (Ru) generadas por el sismo de Lima 1974	104
Figura N° 4.19 Desplazamiento vertical de punto en la cresta del ultimo crecimiento del dique-línea central generadas por el sismo de Lima 1974 (tiempo dinámico 100.0s) (en metros)	105
Figura N° 4.20 Esfuerzos cortantes PAN-01 generadas por el sismo de Lima 1974 (tiempo dinámico 100.0s) (en Pa)	105
Figura N° 4.21 Esfuerzos efectivos verticales PAN-01 generadas por el sismo de Lima 1974 (tiempo dinámico 100.0s) (En Pa).....	106
Figura N° 4.22 Esfuerzos cortantes PAN-03 generadas por el sismo de Lima 1974 (tiempo dinámico 100.0s) (En Pa)	107
Figura N° 4.23 Esfuerzos efectivos verticales PAN-03 generadas por el sismo de Lima 1974 (tiempo dinámico 100.0s) (En Pa).....	108
Figura N° 4.24 Distribución de presiones de poros generados por el sismo de Atico 2001 con periodo de retorno de 475 años (en Pa).....	109
Figura N° 4.25 Desplazamientos horizontales generados por el sismo de Atico 2001 (en metros).....	109

Figura N° 4.26 Desplazamientos horizontales vs tiempo dinámico (puntos de control) generados por el sismo de Atico 2001 (en metros).....	110
Figura N° 4.27 Distribución de exceso de presión de poros (Ru) generadas por el sismo de Atico 2001	111
Figura N° 4.28 Desplazamiento vertical de punto en la cresta del ultimo crecimiento del dique-línea central generadas por el sismo de Atico 2001 (tiempo dinámico 100.0s). (En metros).....	111
Figura N° 4.29 Esfuerzos cortantes PAN-01 generadas por el sismo de Atico 2001 (tiempo dinámico 100.0s)	112
Figura N° 4.30 Esfuerzos efectivos verticales PAN-01 generadas por el sismo de Atico 2001 (tiempo dinámico 100.0s)	113
Figura N° 4.31 Esfuerzos cortantes PAN-03 generadas por el sismo de Atico 2001 (tiempo dinámico 100.0s)	114
Figura N° 4.32 Esfuerzos efectivos verticales PAN-03 generadas por el sismo de Atico 2001 (tiempo dinámico 100.0s)	114
Figura N° 5.1 Evaluación de licuación	116
Figura N° 5.2 Evaluación de licuación del sondaje PAN-01 con el sismo de Lima 1974	118
Figura N° 5.3 Evaluación de licuación del sondaje PAN-03 con el sismo de Lima 1974	120
Figura N° 5.4 Evaluación de licuación del sondaje PAN-01 con el sismo de Atico 2001	122
Figura N° 5.5 Evaluación de Licuación del sondaje PAN-03 con el sismo de Atico 2001	124
Figura N° 6.1 Análisis de estabilidad para determinar el factor de seguridad.....	125
Figura N° 6.2 Puntos de control ubicados en la curva de falla	126
Figura N° 6.3 Curva de falla en donde se colocaron los puntos de control para el sismo de Lima 1974	127
Figura N° 6.4 Curva de falla en donde se colocaron los puntos de control para el sismo de Atico	128
Figura N° 6.5 Análisis de estabilidad pos-sismo del talud aguas arriba de la presa de relaves	129
Figura N° 6.6 Análisis de estabilidad pos-sismo del talud aguas arriba de la presa de relaves con estabilización mediante enrocado en el pie aguas arriba del último crecimiento	129

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

RCTS	Ensayos de columna resonante y corte torsional cíclico
DSS	Corte simple cíclico
S_{xy}	Esfuerzo cortante
S_{yy}	Esfuerzo vertical
S_{yyo}	Esfuerzo efectivo vertical inicial
CSR	Relación de esfuerzo cortante cíclico
CRR	Relación de resistencia cíclica
(N₁)_{60cs-Sr}	Valor de Nro de golpes de SPT normalizado y con corrección por finos para su uso en el cálculo de la resistencia al corte residual
Dr	Densidad relativa
G	Modulo de corte
K	Módulo de bulk
t	Tiempo
γ	Peso unitario
w	Contenido de humedad
e	Relación de vacíos
Y	Peso específico seco del suelo
Φ^o	Angulo de fricción interna del suelo
c'	Cohesión
FS	Factor de seguridad
FS_L	Factor de licuación
V_s	Velocidad de ondas de corte
V_p	Velocidad de ondas compresionales
SUCS	Sistema unificado de clasificación de suelos
SPT	Standard Penetration Test (ensayo de penetración estándar)
NSPT	Número de golpes de martillo del ensayo SPT
N.F.	Nivel freático
Δu	Exceso de presión de poros
σ_{vo}'	Esfuerzo efectivo vertical inicial

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

En los últimos años se ha incrementado significativamente en el Perú la necesidad de construir estructuras de tierra para distintos usos, principalmente en la minería, tales como presas de relaves, presas para almacenamiento de agua, pilas de lixiviación, depósito de desmonte. Con relación a las presas de relave, existen una gran cantidad de este tipo de estructuras construidas en el país, y una buena parte de ellas se encuentran ubicadas en regiones de alta o mediana sismicidad.

Por otro lado, se han realizado múltiples ensayos estáticos y dinámicos para determinar las propiedades de los materiales que componen las presas de relaves bajo cargas estáticas y dinámicas. Así se disponen de métodos de diseño para evaluar su estabilidad sísmica y su potencial de deformación.

En lo que se refiere al cálculo de las deformaciones inducidas por acciones sísmicas, éstas se ven influenciadas por las propiedades dinámicas de los materiales, las características de la excitación sísmica (número de ciclos, magnitud, rango de frecuencias) y las condiciones iniciales y de frontera con las que se analiza la respuesta de las presas.

En el año 1986, ICOLD en su boletín 524 menciona que el análisis pseudoestático es válido como una primera aproximación para el diseño y que la aplicación de una aceleración uniforme a toda la presa es una aproximación antigua pero que aún sigue siendo empleada, como es el caso de los análisis realizados en el Perú.

De acuerdo con las guías del Ministerio de Energía Minas (MINEM), las presas de relaves pueden ser analizadas y presentadas para aprobación con cálculos de estabilidad a partir de análisis de equilibrio límite. Sin embargo, se conoce que esta metodología no representa el comportamiento esfuerzo-deformación del material, y solo proporciona un factor de seguridad en base al cual se determina sus condiciones de estabilidad.

La presa de relaves Andaychagua, motivo de la presente investigación, se encuentra ubicada en una unidad minera en la sierra del Perú, y fue diseñada a partir de los resultados de análisis de estabilidad con equilibrio límite utilizando el modelo constitutivo Mohr-Coulomb.

Por otro lado, existen modelos numéricos más sofisticados que permiten reproducir el comportamiento elastoplástico del suelo compatible con análisis

cíclicos, tal como el modelo constitutivo UBCSAND, que fue desarrollado originalmente en 1995 por el doctor Peter Byrne, profesor de la Universidad de British Columbia, Vancouver, Canadá. El modelo fue desarrollado principalmente para suelos arenosos y arenas con limos con densidad relativa menor a 80%. El modelo permite simular el comportamiento esfuerzo-deformación del material bajo cargas estáticas o cíclicas en condición drenada o no-drenada y estimar la respuesta volumétrica asociada del esqueleto del suelo, es decir, acopla completamente (calcula simultáneo) el comportamiento mecánico del esqueleto de arena y el flujo de presión de poros (Byrne *et al.* 2004, Seid-Karbasi, 2009). Las desventajas de este modelo constitutivo están relacionadas a la lógica de detección de la reversión de esfuerzos se basa solamente en esfuerzos cortantes horizontales, y a la formulación que solo aplica a análisis bidimensionales.

Este modelo constitutivo se puede calibrar mediante ensayos convencionales de laboratorio, sin embargo, como en la mayoría de los casos en los que se utilizan modelos constitutivos, no siempre se ajusta al comportamiento real de los materiales.

Se tiene como referencia los ensayos de laboratorio de corte simple cíclico que realizó Seidalinova (2014) a 50 kPa de confinamiento. Los parámetros elásticos y plásticos del modelo constitutivo se pueden calibrar de dos formas: con el número de golpes del ensayo SPT con el parámetro $(N_1)_{60}$ o en base al módulo de corte elástico obtenido de campo o de laboratorio. En esta investigación se revisó el estudio de Cifuentes (2012), quien realizó ensayos geofísicos en depósitos de relave convencionales depositados en un clima bastante seco. Estos ensayos fueron utilizados también para el modelamiento sísmico con UBCSAND de Alvarado (2017).

En lo que se refiere a la utilización de modelos constitutivos en Chile, Alvarado (2017) evaluó la estabilidad sísmica de un depósito de relaves espesados dispuesto mediante descarga central considerando la no existencia de agua almacenada al pie del depósito. Se utilizaron resultados de ensayos de corte cíclicos, y el modelo constitutivo UBCSAND para modelar el comportamiento del relave espesado. Además, se consideraron diversas pendientes de disposición, y para los análisis tiempo-historia se utilizaron registros de aceleración en roca del terremoto de Chile de 2010, $M_w = 8.8$. Entre otros, los principales resultados que se obtuvieron fueron desplazamientos en distintos puntos del depósito, las presiones de poros en diferentes zonas del modelo y las deformaciones cortantes

unitarias asociadas. En base a esta investigación se concluye que un depósito de relaves espesados, saturado, sin tener una poza de agua almacenada al pie y sometido a un sismo de gran magnitud presentaría gran desplazamiento lateral sin, aparentemente, perjudicar la estabilidad global de la estructura en términos de deformaciones cortantes unitarias y razón de exceso de presión de poros.

1.1 GENERALIDADES

La continuidad de la minería en la actualidad es importante para el país por lo cual empresas mineras buscan optimizar el almacenamiento de las presas de relaves. Según datos del MINEM para el 2018, el Perú cuenta con una cartera de 47 proyectos mineros por un valor aproximado de US\$ 46,996 millones. Aun así, los conflictos sociales han paralizado grandes proyectos mineros como Conga, Río Blanco y Tía María, que sumarían una inversión de US\$ 8,700 millones.

En los últimos 20 años el sector minero ha experimentado un crecimiento importante. De un crecimiento de 2.4% en el año 2000, pasó a 7.6% en el año 2008, y aun estando en un contexto en que la cotización de metales industriales como el cobre comenzaron a descender por el impacto del coronavirus Covid-19, se espera en los meses siguientes y en los próximos años el precio se incremente por la mayor demanda que se experimentará globalmente en la próxima década.

No cabe duda de que la actividad minera representa para el país un importante agente dinamizador de la economía, toda vez que contribuye de manera significativa al aumento de los ingresos por las exportaciones, así como al incremento de la inversión privada y a la recaudación fiscal.

1.2 PROBLEMÁTICA

Las fallas de los depósitos de relave generan una gran contaminación ambiental y una muy mala percepción de las comunidades y poblaciones aledañas. Lo cierto es que desde que la actividad minera se ha intensificado en el país, los costos directos para reducir los efectos generados por la contaminación ambiental minera han aumentado. Ya hacia inicios del 2000 el valor de los pasivos ambientales mineros (definido como el monto requerido para mitigar los efectos de la contaminación ambiental minera) superaba los US\$ 1,000 millones.

La utilización de métodos de equilibrio límite para diseños de presas de relave, si bien son muy utilizados en análisis de estabilidad convencionales, no permite la representación precisa de las deformaciones plásticas, pudiendo el diseño ser

muy conservador, trayendo consigo diseños sobredimensionados que no representan correctamente la realidad.

Por otro lado, en el Perú el uso de los modelos constitutivos geotécnicos en conjunto con los métodos de diferencias finitas o elemento finitos para la determinación de las condiciones de serviciabilidad después de la ocurrencia de un terremoto, no está muy difundido y no tiene el entendimiento y la aceptación de las entidades públicas que fiscalizan la construcción de las presas de relave para las empresas mineras, por lo que esta investigación busca ser una referencia técnica para la realización futuros diseños de presas de relave en el Perú considerando análisis rigurosos.

La utilización de un modelo constitutivo en un análisis numérico sin validar sus parámetros no permite tener una buena capacidad predictiva del material en el comportamiento esfuerzo-deformación, por lo que resulta necesario también que los esfuerzos en el modelamiento numérico estén orientados inicialmente a la validación y calibración de los parámetros del modelo constitutivo a ser utilizado.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

Desarrollar un planteamiento para mejorar el análisis dinámico de estructuras geotécnicas en el Perú con el método de diferencias finitas a fin de mejorar la eficiencia y confiabilidad en el diseño de estructuras geotécnicas, en base a distintos criterios de serviciabilidad y performance sísmica, asimismo compararlo con la performance de los métodos semiempíricos.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Calibración del modelo constitutivo UBCSAND asignando las propiedades según los ensayos de laboratorio (ángulo de fricción, densidad relativa, presión de confinamiento, etc.), y ajuste a curvas de CSR vs número de ciclos obtenidas de la literatura.
- Realización de un análisis dinámico con el registro sísmico correspondiente, con el uso de programa FLAC 2D de diferencias finitas.
- Comparación de la ocurrencia de licuación de los relaves a través del modelamiento geotécnico con diferencias finitas con la del método semiempírico de Idriss y Boulanger de 2008.

1.4 HIPÓTESIS

El diseño sismorresistente de estructuras geotécnicas será más eficiente y confiable si se aplica un método de diferencias finitas que no solo incluya las condiciones de estabilidad física mediante la obtención del factor de seguridad en condición pseudoestática, sino también que tenga en cuenta las condiciones de serviciabilidad en el diseño en condiciones dinámicas. Además, se comprobará que el método de diferencias finitas tiene una mejor performance que los métodos semiempíricos.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

La evaluación de la respuesta del terreno ante solicitaciones sísmicas tiene como objetivo predecir los movimientos en la superficie para el desarrollo de los espectros de respuesta de diseño, calcular los esfuerzos y deformaciones dinámicas, y determinar las fuerzas sísmicas que pueden causar la inestabilidad de estructuras de tierra y estructuras de retención (Kramer, 1996).

Este es un análisis complejo, que implica el conocimiento de: el comportamiento del suelo bajo acciones cíclicas, las cargas sísmicas, y la representación numérica del paso de ondas sísmicas a través del suelo, que implica a su vez el conocimiento de diferentes técnicas numéricas para la solución de ecuaciones diferenciales.

Análisis dinámico de una presa

El procedimiento general de análisis de una presa de relaves sometido a un evento sísmico incluye los siguientes pasos:

- a) Se determina la sección de la presa y el sismo de diseño.
- b) Se calcula la distribución inicial de esfuerzos en el terraplén antes de que ocurra el sismo de diseño.
- c) Se seleccionan las propiedades dinámicas no lineales de los materiales constitutivos.
- d) Se calculan los esfuerzos dinámicos inducidos en el terraplén por el sismo de diseño.
- e) Se determinan los efectos que puedan tener los esfuerzos dinámicos sobre cada elemento en términos de desplazamientos al final del movimiento sísmico, los que tendrán la característica de ser permanentes.

Adicionalmente, se pueden calcular también los desplazamientos permanentes mediante métodos simplificados, que requieren un esfuerzo mucho menor que un modelamiento numérico, con la finalidad de comparar la magnitud de los mismos con aquellos que proporciona el método riguroso, y verificar la confiabilidad de los métodos simplificados.

Descripción matemática del método de diferencias finitas en FLAC

El programa FLAC que usa el método de diferencias finitas, fue desarrollado para el análisis y diseño de estructuras de tierra y construcciones subterráneas. La solución explícita en tiempo real de las ecuaciones de movimiento permite el análisis de una rotura progresiva, que es un fenómeno importante en los estudios relacionados con el diseño de depósitos de desmonte. Este programa ha sido ideado sobre todo para resolver problemas de colapso plástico y de flujo plástico, ya que el método de solución explícita permite seguir procesos físicamente inestables sin divergencias numéricas, así como para la simulación de grandes deformaciones en condiciones dinámicas y modelos que requieren un gran número de elementos.

Modelación numérica bidimensional

Los pasos para el desarrollo del modelo numérico de una sección típica de una estructura geotécnica tienen el fin de comprobar que su comportamiento ante las distintas condiciones de carga y etapas constructivas, deben representar de manera razonable la realidad.

El modelamiento de cualquier elemento en un programa de diferencias finitas o elementos finitos, consta básicamente de las mismas etapas:

1. Definición de la geometría.
2. Creación y asignación de materiales.
3. Creación de una malla de elementos.
4. Definición de las condiciones iniciales y de borde.
5. Definición de las etapas de cálculo.
6. Ejecución del cálculo del modelo.

Selección del tipo de amortiguamiento

El análisis dinámico en FLAC se puede realizar usando un modelo constitutivo que incorpore amortiguamiento del tipo histerético, o de lo contrario se debe añadir al modelo algún esquema de amortiguamiento para condiciones previas a la falla. Un ejemplo de lo último ocurre cuando se emplea el modelo de Mohr Coulomb al cual típicamente se le añade el amortiguamiento de Rayleigh. Por otro lado, para materiales donde se prevé la licuación, el modelo constitutivo debe ser capaz de

modelar el incremento de presión de poros y la degradación de la rigidez. El modelo de Finn incorporado en FLAC, si bien permite modelar la licuación; necesita que se añada algún esquema de amortiguamiento. En el caso del modelo UBCSAND, este ya incorpora amortiguamiento histerético previo a la licuación.

En FLAC, para la incorporación del amortiguamiento se tienen principalmente dos esquemas: el amortiguamiento de Rayleigh y el amortiguamiento denominado en dicho software como “histerético”.

Para el caso del amortiguamiento de Rayleigh, se necesita del porcentaje de amortiguamiento y la frecuencia central de aplicación para simular correctamente la disipación de energía histerética del suelo. Para obtener el porcentaje de amortiguamiento se puede realizar una simulación unidimensional en programas que emplean el conocido método lineal equivalente como es el caso de SHAKE, donde con ayuda de la curva de porcentaje de amortiguamiento versus la deformación cíclica se puede obtener el valor de amortiguamiento para el nivel de deformación de corte esperado (el cual se obtiene típicamente como el 65% de la máxima deformación de corte calculada). También se puede obtener el porcentaje de amortiguamiento al realizar la simulación dinámica en FLAC asumiendo valores de reducción del módulo de corte y porcentajes de amortiguamiento según niveles de deformación esperados para cada material e ir corrigiendo estos valores en función a los resultados de deformación obtenidos, volviendo a realizar otra simulación dinámica, y repetir el proceso hasta encontrar una conformidad de deformaciones (Peña, 2008). Para obtener la frecuencia central del sistema, se puede realizar una simulación dinámica sin amortiguamiento y así la máxima frecuencia obtenida será la frecuencia central buscada.

Adicionalmente, cuando se emplea el amortiguamiento de Rayleigh se debe aplicar un factor de reducción al módulo de corte según los niveles de deformación de corte esperados (realizando un procedimiento similar al cálculo del porcentaje de amortiguamiento)

Para el caso del amortiguamiento llamado “histerético”, se necesita ingresar las funciones que representan las curvas de degradación del módulo de corte y variación del porcentaje de amortiguamiento con la deformación de corte. Además, se debe agregar un pequeño porcentaje de amortiguamiento de Rayleigh para disipación de energía en bajos niveles de deformación de corte.

2.1 MODELOS CONSTITUTIVOS EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA

Con el objetivo de predecir el comportamiento de los suelos sometidos a diferentes tipos de carga surgen los primeros modelos matemáticos, los cuales usan relaciones constitutivas en su formulación. Estos modelos presentan relaciones esfuerzo - deformación para caracterizar el material y pueden clasificarse en modelos elásticos y plásticos según los esquemas que se muestran:

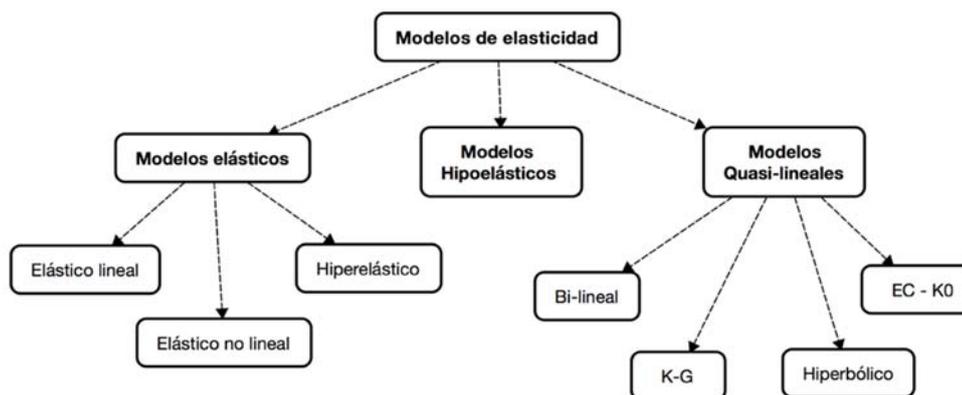


Figura N° 2.1 Modelos constitutivos básicos

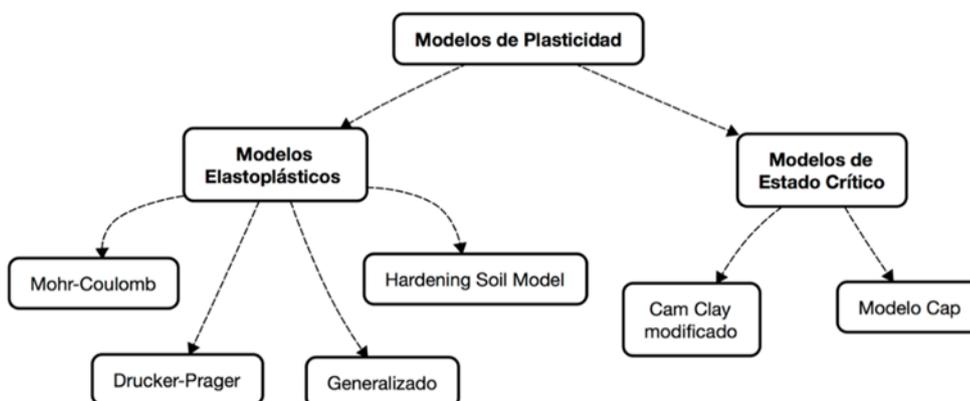


Figura N° 2.2 Modelos constitutivos elastoplásticos clásicos

2.1.1 Modelos constitutivos elásticos

El enfoque más tradicional para representar el comportamiento esfuerzo - deformación de los materiales sólidos, entre ellos los de origen geológico es usando la teoría de la elasticidad, donde los gradientes de desplazamiento son considerados infinitesimales, por tanto, resulta en deformaciones y rotaciones también infinitesimales.

Timoshenko indicaba lo siguiente: “es usual definir a un material elástico como aquel que recupera su estado inicial después de haber sido sometido a un ciclo completo de carga y descarga sin haber sufrido deformaciones permanentes”.

Modelo elástico lineal

La relación constitutiva general de un modelo elástico puede ser escrita por la expresión $\sigma_{ij} = C_{ijkl}\varepsilon_{kl}$, donde σ_{ij} y ε_{ij} son vectores de esfuerzo y deformación respectivamente y C_{ijkl} es la matriz constitutiva que los relaciona.

En el caso de materiales linealmente elásticos e isotrópicos se aplica la ley constitutiva conocida como la ley de Hooke generalizada, expresada como:

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij}$$

donde: λ y μ son las constantes elásticas de Lamé. En el contexto de modelos constitutivos, es mejor expresar la ecuación anterior en términos del módulo de deformación volumétrica K ($\lambda = K - \frac{2}{3}G$) y el módulo de corte G ($\mu = G$), resultando:

$$\sigma_{ij} = K \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2G \left(\varepsilon_{ij} - \frac{\varepsilon_{kk}}{3} \delta_{ij} \right) = KI_1 \delta_{ij} + 2GE_{ij}$$

donde: $I_1 = \varepsilon_{kk}$ es el primer invariante del tensor de deformaciones y $E_{ij} = \varepsilon_{ij} - \frac{1}{3}\varepsilon_{kk} \delta_{ij}$ es el tensor de deformaciones de corte.

Considerando que el tensor de deformaciones puede ser descompuesto en sus partes esféricas ($\frac{1}{3}J_1 \delta_{ij}$) y de corte (S_{ij}) se obtiene:

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{3} J_1 \delta_{ij} + S_{ij}$$

donde: $J_1 = \sigma_{kk}$ es el primer invariante del tensor de esfuerzos.

De ello se deduce inmediatamente que:

$$p\delta_{ij} = \frac{1}{3} J_1 \delta_{ij} = KI_1 \delta_{ij} \quad \text{y} \quad S_{ij} = 2GE_{ij}$$

es decir, una componente causa solo variación de volumen ($\varepsilon_v = \varepsilon_{kk} = I_1$) en cuanto que el tensor de esfuerzos de corte causa solo distorsión. Esta independencia entre la respuesta volumétrica y de corte no solo se deduce de la relación constitutiva lineal sino también de la hipótesis de isotropía.

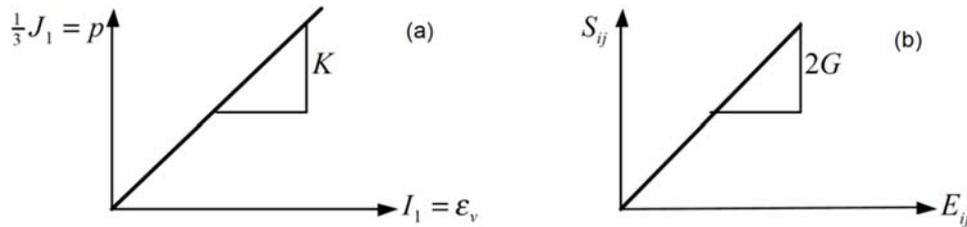


Figura N° 2.3 Módulo de deformación volumétrica (a) y módulo de corte (b)

Finalmente, el módulo de elasticidad E y el coeficiente de Poisson ν se relacionan con los módulos de deformación volumétrica K y de corte G según las siguientes ecuaciones:

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad \text{y} \quad K = \frac{E}{3(1 - 2\mu)}$$

Con lo cual, en forma matricial, la relación constitutiva (Ley de Hooke generalizada) puede ser escrita en términos de las constantes elásticas K y G como sigue:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{13} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G & K - \frac{2}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ K - \frac{2}{3}G & K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{12} \\ \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{13} \end{Bmatrix}$$

2.1.2 Modelos constitutivos elastoplásticos

Las limitaciones de los modelos elásticos, hiperelásticos e hipolásticos en relación a sus capacidades para representar consistentemente los procesos de carga y los estados de descarga - recarga contribuyeron al interés por la investigación de modelos constitutivos más versátiles y realistas.

La teoría de la plasticidad es el fundamento para el desarrollo de estos modelos, inicialmente centrados para el comportamiento de metales y posteriormente extendidos para materiales con fricción interna, como es el caso de los suelos.

Definiciones básicas

- **Componentes de deformación**

En la teoría de plasticidad infinitesimal las deformaciones de los materiales están compuestas por deformaciones elásticas (reversibles) ε_{ij}^e y deformaciones plásticas (irreversibles) ε_{ij}^p .

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p$$

- **Límite de fluencia**

Es el estado de esfuerzos a partir del cual el material pasa a comportarse como elastoplástico, siendo definido por un criterio de fluencia matemáticamente expresado por una función dependiente del tensor de esfuerzos, conocida como la *función de fluencia* F . Las características de este límite varían de acuerdo a las propiedades del material.

$$F(\sigma_{ij}) = k \text{ o } F(\sigma_{ij}) = 0$$

Asumiendo propiedades de homogeneidad e isotropía del material, una función de fluencia puede ser expresada en términos de los esfuerzos principales o de los invariantes de esfuerzo de acuerdo con:

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = k \text{ o } F(J_1, J_2, J_3) = k$$

Un comportamiento para estados de esfuerzos situados en el interior de la superficie definida por F es considerado elástico, convirtiéndose en elastoplástico para estados de esfuerzo situados sobre la superficie de fluencia.

- **Función de potencial plástico (Q)**

Función dependiente del tensor de esfuerzos del material, cuyo gradiente determina la dirección de los incrementos de deformación plástica.

- **Ley de flujo**

Relaciona el incremento de deformación plástica con los esfuerzos durante la ocurrencia de flujo plástico y está definida por medio de la función Q . En el caso

que el *potencial plástico* Q coincida con la superficie de fluencia F , la ley de flujo es **asociada**, caso contrario es llamada **no asociada**.

Modelo de Mohr-Coulomb

La envolvente de falla definida por la ecuación:

$$\tau_f = f(\sigma)$$

Es una curva. Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente para aproximarse al esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb, 1776).

De acuerdo con el criterio de Mohr-Coulomb la resistencia al corte τ_f en la inminente falla es determinada por:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

donde:

c es la cohesión del material;

ϕ es el ángulo de fricción del material y

τ y σ son los esfuerzos de corte y normal en el plano de falla.

La importancia de la envolvente de falla se puede explicar de la siguiente manera: si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano en una masa de suelo (Figura N° 2.4a) son tales que se grafican como el punto A en la Figura N° 2.4b, entonces la falla por corte se produce a lo largo de ese plano. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre el plano se grafican como el punto B (que cae sobre la envolvente de falla), entonces la falla de corte se producirá a lo largo de ese plano. Un estado de esfuerzo sobre un plano representado por el punto C no puede existir porque su gráfica está por encima de la envolvente de falla, y la falla por corte en el terreno ya se habría producido [7].

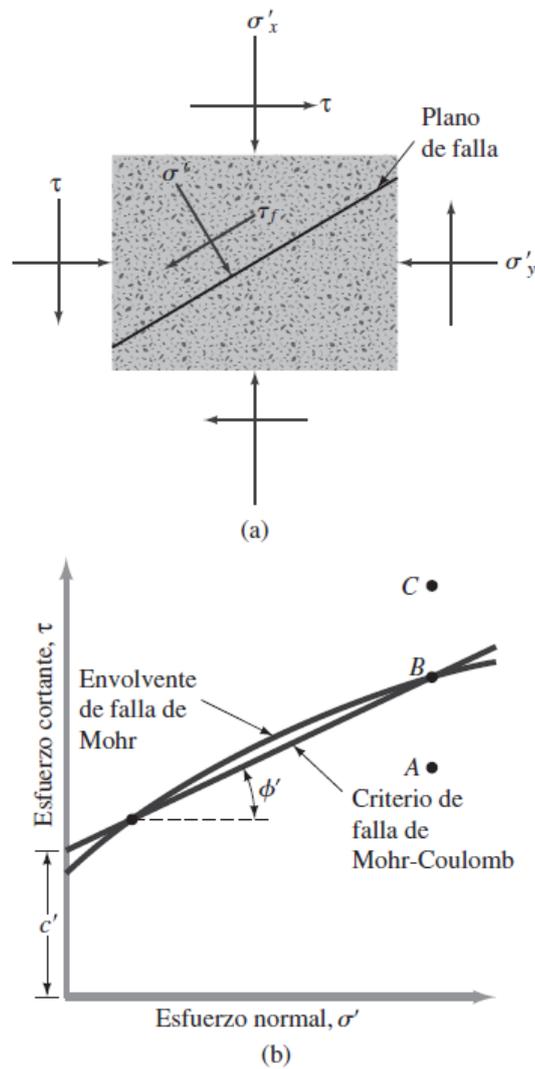


Figura N° 2.4 Envolvente de falla de Mohr y criterio de rotura de Mohr-Coulomb

El concepto del círculo de Mohr (ver Figura N° 2.5) puede ser utilizado para expresar la función de fluencia en términos de los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 las cuales representan los esfuerzos principales mayor y menor, respectivamente, de esta forma se obtiene:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \text{sen} \phi + c \cos \phi$$

$$F = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \text{sen} \phi - c \cos \phi = 0$$

La ecuación de la superficie de fluencia descrita representa una pirámide hexagonal irregular en el espacio de esfuerzos principales, como se ilustra en la Figura N° 2.6.

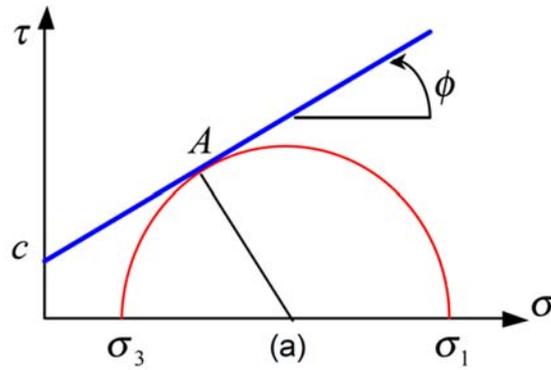


Figura N° 2.5 Criterio de fluencia de Mohr-Coulomb en el plano (σ, τ)

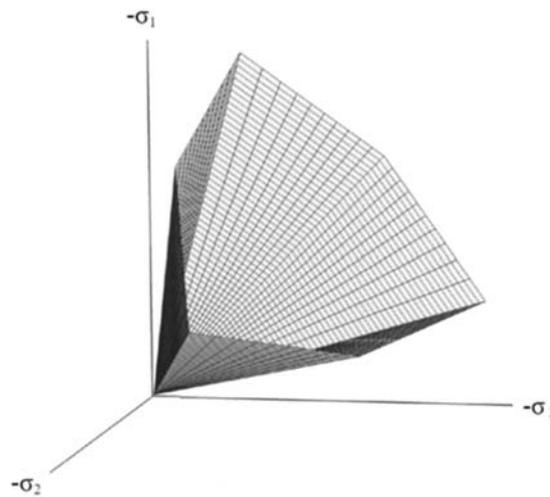


Figura N° 2.6 Superficie de fluencia del modelo Mohr-Coulomb

En general, los parámetros del modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, c y ϕ , pueden ser obtenidos a partir de ensayos de compresión triaxial convencional llevando el material hasta la condición de falla y asumiendo que la envolvente de resistencia presenta un comportamiento lineal, lo cual no necesariamente es válido para suelos granulares sometidos a altos esfuerzos de confinamiento.

En el caso particular de un análisis con $\phi = 0$, el criterio de Mohr-Coulomb coincide con el criterio Tresca, resultando en un vector de incremento de las deformaciones plásticas ($d\varepsilon^p$) normal tanto a la superficie de fluencia como al eje de las deformaciones plásticas volumétricas, indicando así que estas son nulas ($d\varepsilon_v^p = 0$) durante el flujo plástico. Esta condición es observada en el corte de arcillas normalmente consolidadas en condiciones no drenadas, donde la función de fluencia F , que depende solo del parámetro S_u (resistencia no drenada), puede ser escrita como $F = \sigma_1 - \sigma_3 - 2S_u = 0$.

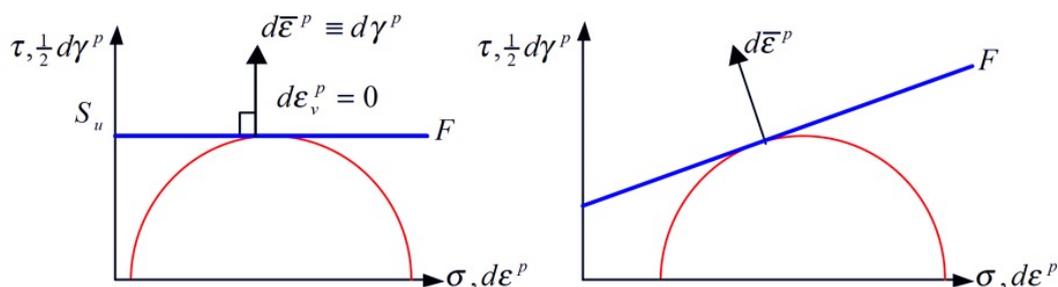


Figura N° 2.7 Leyes de flujo asociadas a las superficies de fluencia

En el caso general del modelo de Mohr-Coulomb, el vector $d\epsilon^p$ presenta una inclinación ϕ con respecto a la vertical, esto indica la existencia de deformaciones plásticas volumétricas negativas que resultan en un comportamiento dilatante del material. Tal comportamiento es típico en arenas densas y arcillas sobreconsolidadas en condiciones no drenadas.

El modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb requiere de cuatro parámetros de suelo, siendo dos utilizados para describir las deformaciones elásticas (K y G) y los otros dos están directamente asociados con el criterio de falla (c y ϕ).

2.1.3 Modelo constitutivo UBCSAND

UBCSAND es un modelo elastoplástico de esfuerzos efectivos, usado en análisis avanzados de esfuerzo-deformación de estructuras geotécnicas. El modelo se desarrolló principalmente para suelos similares a arenas que tienen el potencial de licuación bajo carga sísmica (por ejemplo, arenas y arenas limosas con una densidad relativa inferior aproximadamente a 80%). El modelo predice el comportamiento de esfuerzo-deformación cortante del suelo usando una relación hiperbólica supuesta, y estima la respuesta volumétrica asociada del esqueleto del suelo usando una regla de flujo que es una función de la relación de esfuerzo actual. El modelo se puede utilizar de forma totalmente acoplada, donde los cálculos mecánicos y de flujo de aguas subterráneas se realizan simultáneamente.

La primera versión de UBCSAND que se usó ampliamente para análisis sísmicos se completó en 2002 y se hizo conocido como UBCSAND 904a. Esta versión ha sido utilizada ampliamente, ha sido sometida a escrutinio desde su desarrollo, y se ha utilizado como la versión base para varios códigos; una de estas modificaciones, la versión 904aR, se desarrolló durante la evaluación de "Success Dam" en California para mejorar el comportamiento del modelo bajo ciertos tipos

de carga. Se prestó especial atención a la predicción del exceso de presiones de poros bajo la acción de esfuerzos cortantes significativos.

Parámetros del Modelo UBCSAND:

- k_G^e es el número de módulo de corte elástico.
- k_B^e es el número de módulo de masa elástico.
- k_G^p es el número de módulo de corte plástico.
- n_e es el índice de módulo de corte elástico.
- n_p es el índice del módulo de corte plástico.
- m_e es el índice de módulo de masa elástica.
- c' es la cohesión efectiva.
- ϕ_p es el ángulo máximo de fricción.
- ϕ_{cv} es el ángulo de fricción de volumen constante.
- R_f es la relación de falla.
- $(N1)_{60}$ es el valor corregido de la prueba de penetración estándar del suelo.
- R_f es el índice de falla.
- σ' (kPa) es el esfuerzo efectivo vertical normal medio $(\sigma'_x + \sigma'_y)/2$.
- P_A es la presión atmosférica
- f_{achard} es el factor de densificación

Para el método de diferencias finitas existen otros modelos como el CamClay y el Cap-Yield (CySoil) que son elásticos hasta la fluencia (a esfuerzo máximo) e incompatibles con análisis cíclicos.

Procedimiento general de análisis con el modelo UBCSAND

Los aspectos clave que deben abordarse en el diseño de las estructuras de tierra sometidas a movimientos sísmicos son:

- ¿Ocurrirá la licuación?
- ¿La estabilidad posterior a la licuación es adecuada para evitar un deslizamiento de flujo?
- ¿Son aceptables las deformaciones inducidas?

Implementación del procedimiento en FLAC

El proceso numérico propuesto es el siguiente:

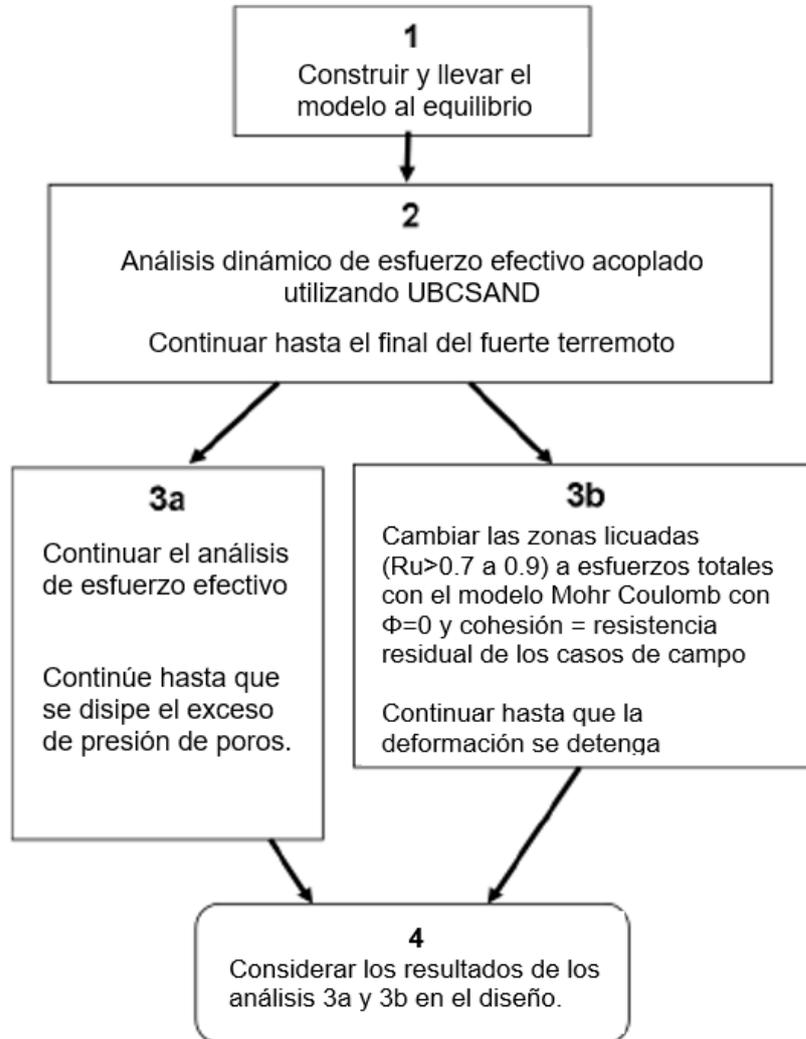


Figura N° 2.8 Diagrama de flujo que muestra el procedimiento acoplado de análisis de esfuerzo efectivo / esfuerzo total (Naesgaard y Byrne 2007)

(1) El modelo se construye y se lleva al equilibrio estático, inicialmente usando un modelo constitutivo Mohr Coulomb, dentro del programa FLAC. Se utilizó el modelo Mohr Coulomb debido a que no genera un incremento de presión de poros y por ende el desarrollo de la licuación. Este análisis, en esta primera etapa, puede mostrar zonas con desplazamientos relativamente grandes (pero aún muy inferiores a aquellos con un modelo de licuación) que permiten tener una idea preliminar de zonas donde puede ocurrir licuación.

(2) Las zonas de suelo potencialmente licuables en el modelo se cambian al modelo de esfuerzo efectivo UBCSAND y las zonas no licuables se cambian al

modelo constitutivo Mohr Coulomb. El modelo general se lleva al equilibrio, primero con la configuración estática de FLAC y luego con la configuración dinámica de FLAC. Las resistencias drenantes dentro de los suelos granulares y las resistencias no drenadas dentro de los suelos de grano fino se calculan y guardan para un uso posterior. A continuación, se lleva a cabo un análisis dinámico acoplado en esfuerzos efectivos hasta el final del terremoto. Durante los análisis, se rastrean las zonas donde se ha activado la licuación (relación de presión de poros $R_u (\Delta u / \sigma'_{v0}) > 0.70$ a 1.0). Tras el final del terremoto, se guarda un archivo de datos. Después de esto, los análisis se bifurcan y continúan como dos casos separados (3a y 3b en la Figura N° 2.8).

(3a) En la ruta 3a el análisis acoplado en esfuerzos efectivos continúa (hasta que el movimiento se haya detenido y las presiones de poros se hayan disipado) a un nivel en el que es poco probable que falle el flujo de presión de poros / redistribución de vacío. Este análisis debe proporcionar información sobre las deformaciones inducidas por el terremoto durante y después del movimiento. Además, se identificará en que tiempo del sismo se ha generado la mayor activación de licuación ($R_u > 0.70$) de las zonas del modelo basado en la estratigrafía asumida.

(3b) En la ruta 3b, el modelo se vuelve a cambiar a un modelo de Mohr Coulomb con esfuerzo total, pero se mantiene en modo dinámico. El módulo de corte y volumen se dejan en el mismo valor que en la última iteración del análisis de esfuerzo efectivo anterior. Las propiedades de los elementos que se consideran licuados ($R_u > 0.70$ a 1.0) durante el paso (2) cambian a la resistencia "residual" que se deriva del análisis posterior de los historiales de casos y es una función de SPT $(N_1)_{60cs}$ y posiblemente también esfuerzo efectivo vertical. Por ejemplo, usando la ecuación de Idriss y Boulanger 2008 (81); si un elemento tiene un SPT $(N_1)_{60cs-Sr} = 14$ y una presión de confinamiento efectiva vertical inicial de 100 kPa, entonces:

$$\frac{S_r}{\sigma'_{v0}} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60cs-Sr}}{16} + \left(\frac{(N_1)_{60cs-Sr} - 16}{21.2}\right)^3 - 3.0\right) \leq \tan \phi'$$

$$= 0.119 \leq 0.577 \text{ y, por lo tanto, } S_r = 0.119 \times 100 \text{ kPa} = 11.9 \text{ kPa}$$

Dónde:

S_r = resistencia "residual" después de la licuación

σ'_{vo} = esfuerzo efectivo vertical inicial (pre-sismo)

$(N_1)_{60cs-Sr}$ = SPT N valor normalizado y corregido por finos según la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Valores de $(N_1)_{60cs-Sr}$ para contenido de finos, (recomendado por Seed, 1987)

Fines content (% passing No. 200 sieve)	$\Delta(N_1)_{60-Sr}$
10	1
25	2
50	4
75	5

Fuente: (Idriss y Boulanger, 2008)

De la Tabla 2.1 se observa que a mayor contenido de finos aumenta el $(N_1)_{60cs-Sr}$ y disminuye así el potencial de licuación.

Si el elemento se licua durante el paso (2), entonces la cohesión (referida a la del modelo de Mohr Coulomb) en el elemento se establece en 11,9 kPa (que es la resistencia residual del ejemplo) y el ángulo de fricción se considera como cero. Si se desea, se puede aplicar un factor de seguridad a la resistencia "residual" para reducir aún más su valor. Los otros elementos que no han licuado, si son de grano fino, reciben sus resistencias cortantes no drenadas o resistencias cortantes no drenadas reducidas para tener en cuenta los efectos del movimiento, siendo común aplicar un 80% de reducción (es decir, cohesión = 0,8 x S_u y ángulo de fricción = 0). Los suelos granulares no licuados reciben una cohesión cero y un ángulo de fricción igual al ángulo de fricción máximo. Sin embargo, si la presión de poros en un elemento es menor que la presión de poros estática previa a la vibración inicial, a los elementos se les da una resistencia no drenada igual a la resistencia drenada antes del movimiento (guardada al final de la etapa (2)). El análisis de la Ruta 3b continúa (en modo dinámico, pero sin ingresar ningún sismo) hasta que las deformaciones se detienen y se alcanza el equilibrio estático. Si las deformaciones son mínimas durante esta fase, se considera que la falla de flujo con las resistencias residuales tradicionales no se produce, mientras que si las deformaciones son grandes, los análisis proporcionan una indicación de las posibles consecuencias de la licuación y la falla de flujo. El análisis 3b se ejecuta de forma relativamente rápida y puede repetirse fácilmente con parámetros de resistencia "residuales" alternativos.

(4) Los resultados de la Ruta 3a, el análisis de esfuerzo efectivo acoplado y la Ruta 3b, el análisis combinado en esfuerzos efectivos acoplados / esfuerzos totales, deben considerarse para el diseño.

(5) Si se desea, la finalización de la consolidación posterior a la licuación puede incluirse en el modelo de una manera aproximada mediante el uso de correlaciones entre la deformación volumétrica posterior a la licuación (ϵ_v) y SPT ($N_{1,60}$) como las desarrolladas por Wu (2002), Seed (1987), o Ishihara y Yoshimine (1992). En general, el adicional del esfuerzo volumétrico solo se induce en elementos que se han licuado. Se proponen dos procedimientos alternativos similares a los dados por Beaty (2001). Los dos procedimientos son similares, excepto que en un procedimiento, la deformación volumétrica deseada se somete en el elemento licuado, y en el otro, solo se aplica el potencial de deformación [19].

Análisis acoplado en esfuerzos efectivos de una presa de relaves - Fases 2 y 3a

Inicialmente, todo el modelo se llevó al equilibrio estático utilizando el modelo de Mohr Coulomb y parámetros de resistencia drenados (Fase 1). Luego, antes del sismo, los elementos de arena se cambiaron al modelo UBCSAND, mientras que partes del núcleo de arcilla / limo se dejaron con un modelo Mohr Coulomb pero se les asignaron parámetros de resistencia no drenados. El modelo se equilibró en modo dinámico y todos los desplazamientos se restablecieron a cero (final de la Fase 1). Después de esto, el análisis dinámico con entrada de movimiento sísmico en la base se ejecutó hasta que sea detenido por una distorsión excesiva en la malla. Esto constituye la Fase 2 y 3a en la Figura N° 2.8. Se guardó un archivo después del final del movimiento más fuerte (aproximadamente a la mitad del sismo) para su uso en el análisis alternativo en esfuerzos totales de Fase 3b.

Análisis en esfuerzos totales post-licuación de una presa de relaves - Fase 3b

Los elementos que presentaron licuación (se considera que ocurren cuando la relación de presión de poros ($R_{u_{max}} > 0.7$) durante la parte más intensa del movimiento sísmico del análisis (Fase 2) cambiaron a un modelo de Mohr Coulomb con ángulo de fricción cero, cero dilatación y cohesión igual a una resistencia residual (S_r) calculada utilizando a partir de la razón con el esfuerzo efectivo pre-sismo inicial (σ') y la relación S_r / σ' recomendada por Idriss y

Boulanger (2007) (Figura N° 2.9(d)). El análisis dinámico se continuó hasta que se detenga por una distorsión excesiva de la malla o se termine el sismo [19].

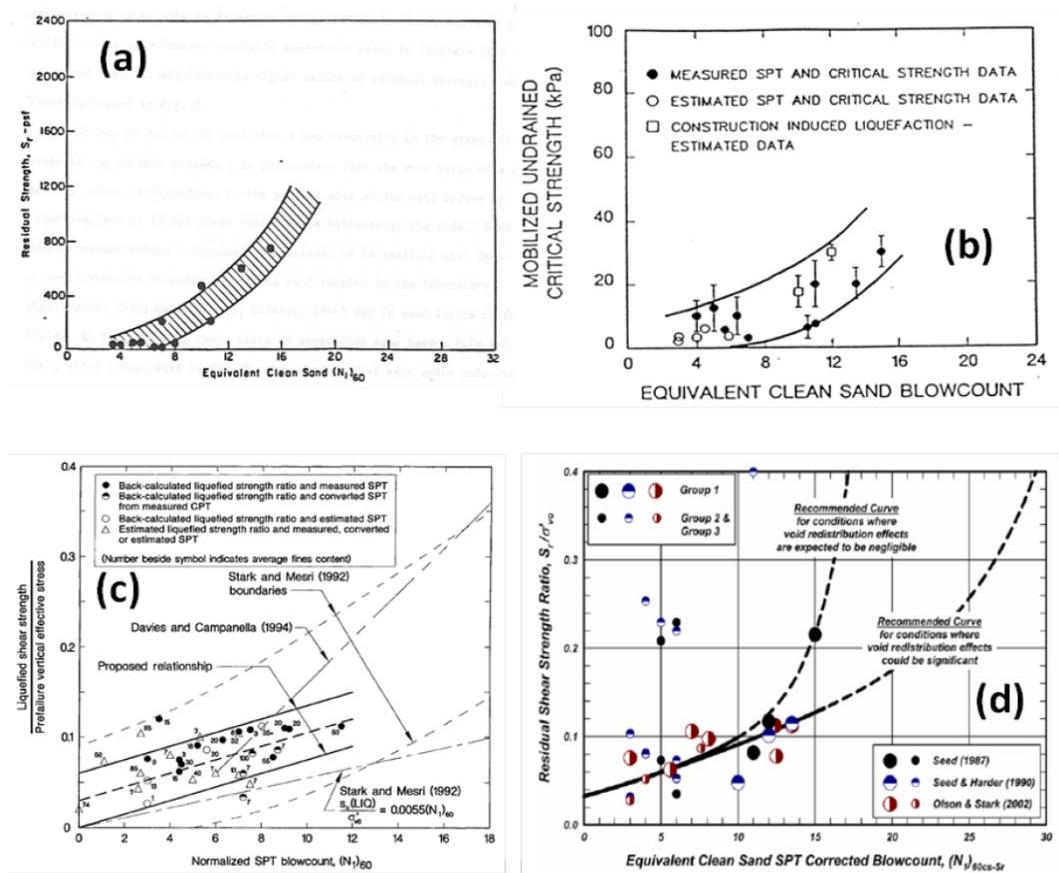


Figura N° 2.9 Resistencia residual posterior a la licuación según (a) Seed *et al.* (1984), (b) Seed and Harder (1990), (c) Olson and Stark (2002) y (d) Idriss and Boulanger (2008).

2.1.4 Métodos para la determinación del factor de seguridad

Métodos de equilibrio límite

Los métodos de equilibrio límite asumen que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes, son iguales a lo largo de la superficie de falla y equivalentes a un factor de seguridad de 1.0.

El análisis se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en tajadas o dovelas. Se han mejorado los sistemas de dovelas desarrollados por Petterson y Fellenius. Algunos métodos son precisos y otros, solamente aproximados. Se han desarrollado métodos de análisis más precisos y complejos como los de Morgenstern y Price y Spencer, ayudados por programas de cómputo que permiten realizar análisis muy rigurosos. Generalmente, las ecuaciones que

definen estos métodos son no lineales por lo que se requiere de iteraciones para resolverlas; cada método posee un cierto grado de precisión.

Método de reducción de parámetros

El método de reducción de parámetros o también conocido como “phi-c reduction” es usado en el programa FLAC y PLAXIS de similar forma. En FLAC, la superficie de falla puede evolucionar durante el cálculo de una manera representativa de la evolución natural del plano de falla física en el talud. No es necesario hacer una estimación de la ubicación de la línea de falla circular al comenzar un análisis, como sucede con los métodos de equilibrio límite. FLAC encontrará el plano de falla y el mecanismo de falla simulando el comportamiento del material directamente. Se debe seleccionar una cuadrícula razonablemente fina para garantizar que el plano de falla estará bien definido a medida que se desarrolle. Es recomendable usar la mejor grilla posible cuando se estudian problemas que involucran fallas localizadas.

FLAC puede realizar un cálculo del factor de seguridad utilizando el método de reducción de resistencia. El método se implementa a través del comando SOLVE fos. En este enfoque, la resistencia del material se reduce hasta que se produce un falla del talud. Tanto el ángulo de fricción como la cohesión se reducen simultáneamente por un factor constante, y las corridas FLAC se realizan automáticamente con cada nuevo par de parámetros de resistencia utilizando un enfoque de horquillado hasta que se encuentre un factor de seguridad.

En esta metodología los parámetros de resistencia al corte del suelo $\tan\phi$ y c son sucesivamente reducidos hasta que la falla de la estructura ocurre. El ángulo de dilatación ψ , en principio, no es afectado por el procedimiento de reducción de parámetros. Sin embargo, este ángulo nunca puede ser mayor que el ángulo de fricción. Cuando el ángulo de fricción ϕ ha sido reducido demasiado que es casi igual al ángulo de dilatación dado, cualquier reducción adicional del ángulo de fricción conducirá a la misma reducción en el ángulo de dilatación.

El multiplicador total ΣMsf es usado para definir los valores de los parámetros de resistencia de suelo para una etapa dada en el análisis:

$$\Sigma Msf = \frac{\tan \phi_{input}}{\tan \phi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}} = \frac{S_{u,input}}{S_{u,reduced}}$$

Donde los parámetros de resistencia con la etiqueta “input” se refieren a las propiedades ingresadas en el material y los parámetros con la etiqueta “reduced” se refieren a los valores reducidos usados en el análisis. ΣMsf se establece como 1 al inicio del cálculo, es decir, que los valores de resistencia al inicio del cálculo, son los que se ingresa al inicio del análisis antes de ser reducidos.

Para la estimación del factor de seguridad, el método de reducción de parámetros utiliza el procedimiento de cálculo “load advancement”. En este caso se usa el multiplicador incremental ΣMsf para especificar la reducción de resistencia del primer paso de cálculo. Este incremento es por defecto establecido en 0,1, que es generalmente un buen valor para empezar el proceso de cálculo. Luego, los parámetros de resistencia son sucesivamente reducidos automáticamente hasta que todos los pasos hayan sido realizados. En el software Plaxis, el número de pasos de cálculo por defecto es de 100, pero se pueden fijar valores de hasta 10000 si es necesario. En general, se debe revisar si el paso final ha resultado en un mecanismo de falla desarrollado completamente. Si este es el caso, el factor de seguridad es dado por:

$$FS = \frac{\text{resistencia disponible}}{\text{resistencia en la falla}} = \text{valor de } \Sigma Msf \text{ en la falla}$$

El método de reducción de parámetros proporciona factores de seguridad como los obtenidos mediante un análisis convencional de dovelas. Para una descripción detallada del método se recomienda revisar el trabajo de Brinkgreve y Bakker [4].

2.2 MÉTODO SEMIEMPÍRICO PARA LA EVALUACIÓN DE LICUACIÓN

El desarrollo de procedimientos analíticos para evaluar la generación de licuación se ha basado en datos empíricos para proporcionar el vínculo entre la resistencia a la licuación y varios índices de prueba *in situ*. Este desarrollo se puede describir mediante los siguientes pasos:

- Establecer un marco de análisis bien sustentado en los fundamentos de la mecánica y la física del suelo.
- Recopilar historias de casos que representen un rango de características de licuación observadas, incluidos los casos en los cuales la licuación no ocurrió.
- Interpretar las historias de casos utilizando el marco de análisis establecido, a partir del cual se pueden derivar relaciones semiempíricas que distinguen entre la ocurrencia y la no ocurrencia de licuación.

Al igual que con la evaluación, el desarrollo de procedimientos de ingeniería para evaluar las posibles consecuencias de la licuación y el diseño.

Las estrategias de mitigación han implicado una síntesis de consideraciones teóricas y empíricas.

2.2.1 Relación de esfuerzo cortante cíclico (CSR)

La resistencia de una arena a desarrollar licuación depende de muchos factores, incluyendo el número de ciclos de carga, densidad relativa, esfuerzo de confinamiento, tipo de deposición, historia previa de esfuerzos y deformaciones, cementación, y otros factores externos (Idriss y Boulanger, 2008). La licuación de arenas saturadas puede desencadenarse por diferentes combinaciones de relación de esfuerzos cortantes cíclicos uniformes (CSR por sus siglas en inglés “*cyclic shear stress ratio*”), que es el esfuerzo cortante cíclico uniforme dividido para el esfuerzo efectivo inicial de confinamiento y el número de ciclos de cargas (N). Un mayor CSR podrá desencadenar licuación ($ru=1$ o 100%) en pocos ciclos de carga, mientras que, un menor CSR requerirá más ciclos de cargas (Idriss y Boulanger, 2008).

Seed e Idriss (1971) sugirieron representar los esfuerzos cíclicos inducidos por terremotos mediante el uso de un valor representativo (valor promedio o uniforme equivalente) igual al 65% del esfuerzo cíclico máximo.

La CSR inducida por el terremoto correspondiente, por lo tanto, se calcula como:

$$CSR = 0.65 \frac{\tau_{\max}}{\sigma'_{vc}}$$

El valor de 0.65 proviene del estudio de Seed e Idriss (1971), quienes indican que para la mayoría de los registros sísmicos de aceleraciones se cumple que solo el 10% de los ciclos excede la aceleración equivalente a $0.65a_{\max}$, por lo que el número de ciclos uniformes equivalentes se calcula a partir del 65% de la aceleración pico. El procedimiento general de evaluación de licuación no se vería afectado esencialmente por la elección de una relación de esfuerzo de referencia diferente, siempre que los factores de ajuste para la duración del movimiento y las correlaciones de licuación halladas empíricamente se derivaran para ese esfuerzo de referencia [10]. La aceleración máxima en la cresta del sondaje se obtuvo al conseguir el registro de aceleraciones de un punto de control ubicado en la cresta

del sondaje y calcular su espectro de aceleraciones, se obtuvo la amax en la cresta para cada sismo.

2.2.2 Procesos de campo no replicados en pruebas de laboratorio

El exceso de presión de poros generado por un terremoto se disipará con el tiempo a medida que el agua de los poros se filtre fuera de las zonas de mayor exceso de carga de agua ($h = u / \gamma_w$) a zonas de menor exceso de carga de agua en los poros. La filtración de agua de poro resultante que tiene lugar durante y después del terremoto puede complicar en gran medida la ocurrencia espacial de pérdida de resistencia y deformación en un depósito de suelo.

Las pruebas de elementos de laboratorio (p. ej., ensayos de corte triaxiales o simples) no replican estos efectos, que tienen implicaciones importantes para el diseño práctico, como se discute a continuación.

Un ejemplo de la redistribución de las presiones de agua de los poros dentro de un perfil de suelo en capas se ilustra en el perfil de la Figura N° 2.10. Una capa de arena suelta con una distancia entre el punto B al A está cubierta por arena densa.

Los esfuerzos verticales totales y efectivos y las presiones de agua en los poros se muestran para las condiciones antes y después del terremoto que ha provocado la "licuación" en la arena suelta.

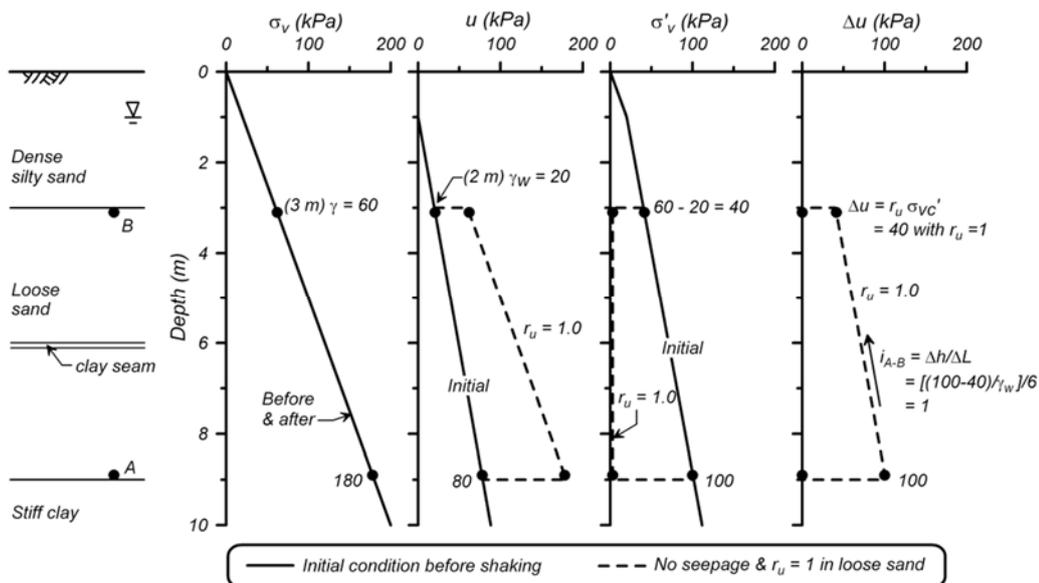


Figura N° 2.10 Esfuerzos y presiones de poros en un perfil de suelo horizontal antes del terremoto y para la condición en la que se ha activado $r_u = 100\%$ en la arena suelta pero no se ha producido una filtración significativa.

La redistribución de vacíos y las deformaciones de corte localizadas que se deben a la filtración de agua de poro inducida por licuación son fenómenos complicados que son difíciles de predecir cuantitativamente, por una variedad de razones, como la heterogeneidad de los depósitos geológicos, la formación de grietas y forúnculos de arena, y la incertidumbre en la intensidad y duración del movimiento sísmico [10].

2.2.3 Marco de análisis para desarrollar correlaciones de activación de licuación

Se han propuesto varios enfoques o marcos en los últimos 45 años para evaluar el potencial para desencadenar la licuación. El enfoque más utilizado ha sido el enfoque basado en la relación que compara los esfuerzos cíclicos inducidos por el terremoto con la resistencia cíclica del suelo.

Los esfuerzos cíclicos inducidos por el terremoto debajo de terrenos horizontales se atribuyen principalmente a los efectos de la componente horizontal. La Figura N° 2.11 ilustra esquemáticamente los esfuerzos y las presiones de poros que actúan sobre un elemento de suelo debajo de una superficie plana antes y durante la sacudida horizontal del terremoto. El movimiento vertical de este perfil produciría cambios transitorios adicionales en el esfuerzo vertical total, el esfuerzo horizontal total y presión de poros, pero los esfuerzos efectivos verticales y horizontales no se verían afectados. Esto es por qué los efectos del sacudimiento vertical no se consideran en el análisis de los perfiles de terreno nivelado.

Los esfuerzos cíclicos horizontales inducidas son normalizadas por el esfuerzo efectivo vertical (σ_{vc}) para llegar a una CSR, que luego se compara con la CRR del suelo, como se muestra en la Figura N° 2.12.

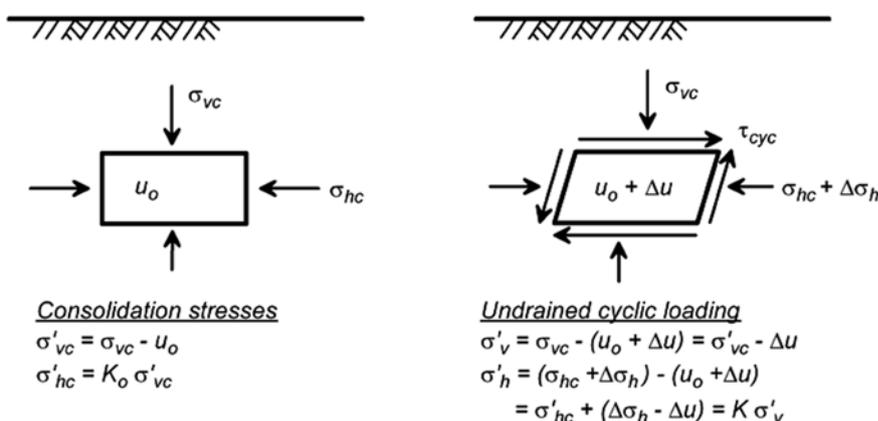


Figura N° 2.11 Esfuerzos cíclicos en un elemento del suelo debajo de una superficie horizontal durante el movimiento horizontal

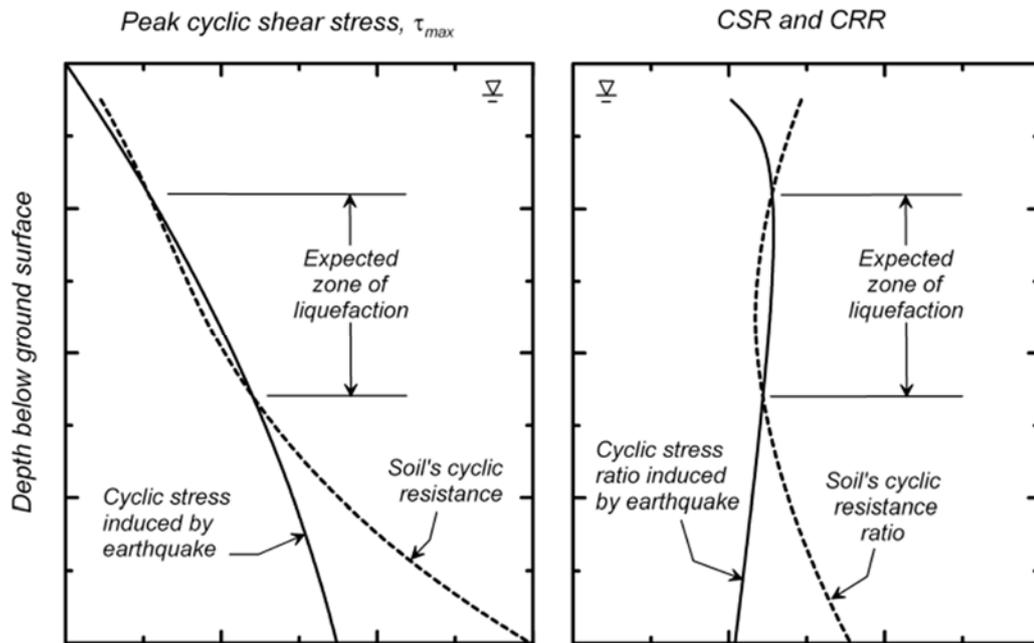


Figura N° 2.12 La zona de licuación esperada se determina comparando los esfuerzos cíclicos inducidos por el terremoto con las resistencias cíclicas del suelo.

Se espera la ocurrencia de licuación a profundidades donde los esfuerzos inducidos exceden las resistencias cíclicas. Esto se observa a partir del FS_L , que es factor de licuación, que está determinado por la siguiente relación:

$$FS_{liq} = \frac{CRR}{CSR}$$

El desarrollo de los procedimientos de diseño requiere métodos para estimar los esfuerzos de corte cíclico inducidos por el terremoto (es decir, la CSR) y la CRR *in situ*.

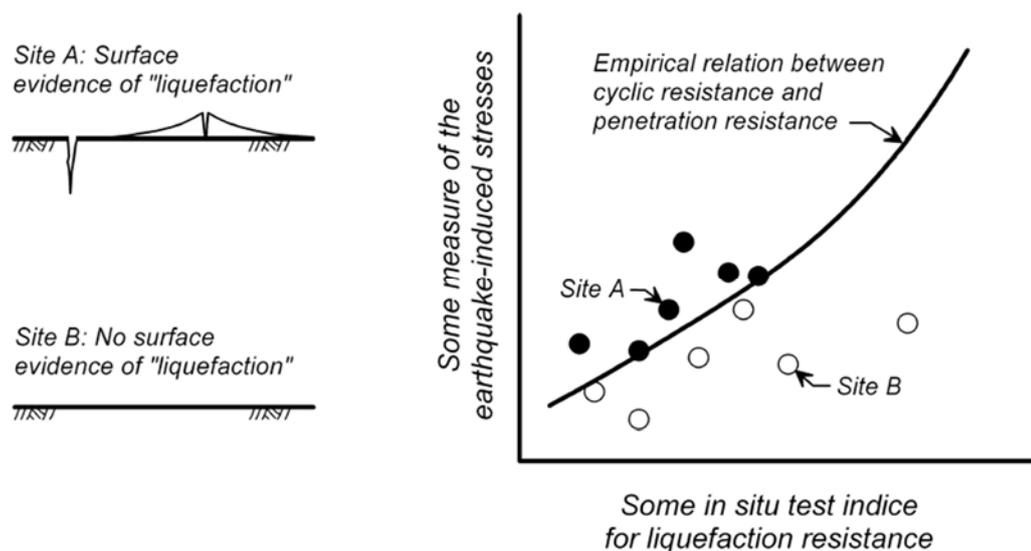


Figura N° 2.13 Esquema del enfoque utilizado para desarrollar relaciones entre la CRR *in situ* de arena y los resultados de las pruebas *in situ*.

En consecuencia, se desarrollan relaciones semiempíricas entre la CRR *in situ* de las arenas y los resultados de las pruebas *in situ*, en base de las compilaciones de historias de casos en las que se ha observado o no evidencia de licuación, como se ilustra esquemáticamente en la Figura N° 2.13. Para cada sitio, se examinan los resultados de las pruebas de CSR inducidas por terremotos y las pruebas *in situ* (p. ej., resultados de SPT y CPT), y se identifica una capa crítica. Luego se desarrolla una línea límite que separa los casos en los que se observó "licuación" (por ejemplo, el Sitio A en la Figura N° 2.13) de los casos en los que no se observó la licuación (por ejemplo, el Sitio B en la Figura N° 2.13). Esta línea límite se adopta como la relación entre la CRR *in situ* y el índice de prueba *in situ*.

La definición de "licuación" en este contexto se refiere a observaciones, principalmente de la superficie del suelo, que se interpreta como que la arena a algunas profundidades debe haber desarrollado un exceso de presión de poros y deformaciones significativas (corte o volumétricas). Los efectos observados pueden incluir ebulliciones de suelo y agua, grietas en el suelo, deformaciones del suelo (laterales o verticales), agitación de estructuras enterradas y asentamientos o fallas de cimientos estructurales. La interpretación de las observaciones de campo es complicada por el hecho de que las observaciones de superficie pueden no ser concluyentes para identificar las profundidades a las que probablemente se produjo la licuación o para identificar la ausencia de licuación en profundidad. Por ejemplo, las arenas pueden licuarse dentro de bolsas localizadas o intervalos de

profundidad que no son lo suficientemente extensos o poco profundos como para producir manifestaciones en la superficie [10].

2.2.4 Factor de escalamiento por magnitud del sismo

Se utiliza un factor de escala de magnitud (MSF) para ajustar la CSR y/o CRR a un valor común de M (convencionalmente tomado como $M = 7.5$), porque la CRR depende del número de ciclos de carga, que se correlaciona con M (Seed et al. 1975b). La definición básica de MSF está dada por la siguiente expresión:

$$MSF = \frac{CRR_M}{CRR_{M=7.5}}$$

Las relaciones de MSF se pueden derivar combinando (1) relaciones basadas en laboratorio entre el CRR y el número de ciclos de estrés uniformes y (2) correlaciones del número de ciclos uniformes equivalentes con la magnitud sísmica. Estas dos relaciones son interdependientes, como se describe a continuación, y por lo tanto, debe desarrollarse en paralelo para mantener la compatibilidad y la coherencia.

Para calcular el valor de MSF, Idriss (2008) utilizó la siguiente relación entre MSF y M:

$$MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058$$
$$MSF \leq 1.8$$

En nuestro caso de estudio se ha analizado el sismo de Lima, 1974 y el de Atico, 2001 para los cuales aplicando la relación anterior se obtuvo el valor de MSF de 0.85 y 0.79, respectivamente.

2.3 ENSAYOS DINÁMICOS DEL SUELO

La naturaleza y distribución de los daños producidos por un terremoto está fuertemente influenciada por la respuesta del suelo sometido a carga cíclica. Esta respuesta es controlada en gran parte por las propiedades mecánicas del suelo. La ingeniería geotécnica sísmica engloba un amplio rango de problemas que involucran muchos tipos de carga y muchos mecanismos potenciales de falla, además, se sabe que diferentes propiedades del suelo influyen en su comportamiento para problemas distintos. Para muchos problemas importantes,

particularmente aquellos dominados por los efectos de la propagación de ondas, solo un nivel de bajo de deformaciones es inducido en el suelo. Para otros problemas importantes, como aquellos que involucran la estabilidad de una masa de suelo, grandes deformaciones son inducidas en el suelo. El comportamiento del suelo sujeto a una carga dinámica se rige por lo que han llegado a ser conocidos popularmente como propiedades dinámicas de los suelos.

Análisis dinámico sin considerar licuación con el modelo UBCSAND

Empleado el modelo UBCSAND se puede realizar la simulación dinámica sin la generación de un incremento de la presión de poros y por ende el desarrollo de licuación. Se puede usar también el modelo Mohr Coulomb pero incorporando el amortiguamiento de Rayleigh o "histerético"; este análisis puede mostrar zonas con desplazamientos relativamente grandes (pero aún muy inferiores aquellos obtenidos con un modelo de licuación) que permiten tener una idea preliminar de zonas donde puede ocurrir licuación.

Parámetros de verificación:

- Tiempo historia de velocidades en la base y en la cresta del modelo.
- Contorno de máximas deformaciones de corte.
- Desplazamiento vertical y horizontal en la cresta.
- Gráficas de esfuerzo de corte vs deformación de corte en zonas representativas de cada material.
- Desplazamiento vertical en el elemento inferior, izquierdo e inferior derecho del modelo para identificar si ocurre la rotación en la base.

Además, para evaluar los sectores donde se produciría la licuación, se debe monitorear la relación entre la razón de esfuerzo cortante cíclico y la razón de resistencia cíclica del suelo (factor de licuación o también factor de seguridad contra licuación).

Si bien, al emplear el modelo de Finn o UBCSAND se determinan las zonas licuables, también se pueden emplear metodologías como la de Youd e Idriss (2001), a partir de un factor de licuación. para estimar la razón de resistencia cíclica del suelo. Con esto, se puede realizar una comparación en la evaluación del potencial de licuación entre el estado de la práctica y el estado del arte. Además, como se detallará más adelante, en las zonas identificadas que

presentarán licuación se puede realizar un análisis estático (solo con cargas de gravedad) y con el modelo de Mohr Coulomb con propiedades residuales para estimar los desplazamientos después de ocurrido el sismo, en presas donde se prevé ocurrirá licuación.

2.3.1 Ensayos de campo

Los ensayos de campo nos permiten medir las propiedades del suelo *in situ*. La medición de las propiedades dinámicas de los suelos en campo tiene varias ventajas. Los ensayos de campo no requieren de muestreo, lo cual puede alterar las condiciones de esfuerzo en los especímenes de suelo. Muchos ensayos de campo miden la respuesta de volúmenes relativamente grandes de suelo, de este modo minimizan la posibilidad de evaluar las propiedades a partir de muestras pequeñas y no representativas. Muchos ensayos de campo inducen deformaciones de suelo que son similares a los del problema de interés, particularmente para problemas de propagación de ondas y diseño de cimentaciones.

Algunos ensayos de campo pueden ser realizados desde la superficie de suelo, mientras que otros requieren la perforación de pozos o el avance de un ensayo dentro del suelo. Los ensayos superficiales pueden ser usados en lugares donde la perforación y el muestreo son complicadas. Por otro lado, los ensayos realizados en perforaciones tienen la ventaja que la información se obtiene directamente desde el sondeo y, por tanto, la interpretación es más directa que en los ensayos superficiales.

- **Pruebas sísmicas de refracción**

Considera el tiempo de arribo de la primera onda, independientemente de la trayectoria, para alcanzar el receptor dado. El ensayo implica la medición del tiempo de viaje de las ondas P y/o S desde una fuente de impulso hacia un arreglo lineal de puntos, ubicados a diferentes distancias de la fuente a lo largo de la superficie.

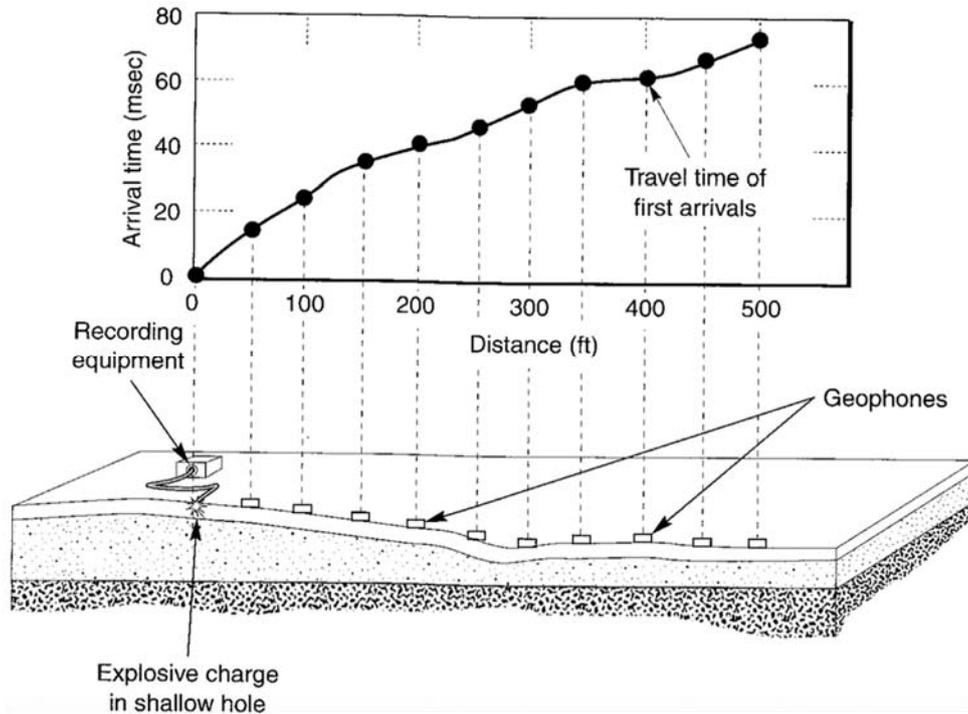


Figura N° 2.14 Prueba de refracción sísmica

Dado que las ondas P viajan más rápido, su arribo a los receptores colocados es detectado inicialmente y el tiempo de arribo es fácilmente medido. La resolución de las ondas S puede ser mejorada notablemente invirtiendo la polaridad del impulso. A continuación, muestra los diferentes métodos para la creación de impulsos, el gráfico (a) se refiere al uso de explosivos que generan ondas P, (b) a los impactos verticales que también generan ondas P y (c) a los impactos horizontales (laterales) que generan ondas S.

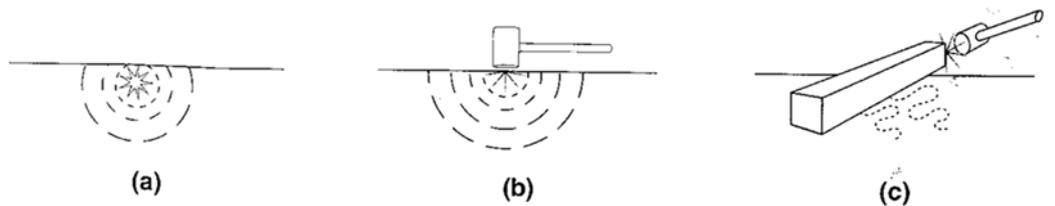


Figura N° 2.15 Métodos para la creación de impulsos

2.3.2 Ensayos de laboratorio

Los ensayos de laboratorio son usualmente realizados sobre especímenes pequeños que son asumidos como representativos de un gran cuerpo de suelo. En general, los especímenes son ensayados como elementos, es decir, las muestras son sometidas a esfuerzos iniciales uniformes y a cambios en las condiciones de esfuerzo y deformación también uniformes. Sin embargo, en otros

ensayos de laboratorio los especímenes son ensayados como modelos y los resultados deben ser interpretados en términos de las condiciones de borde no uniformes que actúan sobre el modelo.

La habilidad de los ensayos de laboratorio para proporcionar mediciones exactas de las propiedades del suelo depende de su habilidad para replicar las condiciones iniciales y las condiciones de carga del problema de interés. Ningún ensayo de laboratorio puede representar todas las trayectorias posibles de esfuerzo y deformación con una rotación general de los ejes de esfuerzos principales; consecuentemente, diferentes pruebas serán más adecuadas para distintos problemas.

- **Ensayo de columna resonante**

Existe solo un número limitado de ensayos de laboratorio para determinar las propiedades del suelo a bajas deformaciones. Uno de los ensayos mayormente usados en el laboratorio es el ensayo de columna resonante.

Este ensayo somete especímenes cilíndricos sólidos o huecos a una carga torsional armónica o axial por medio de un sistema de carga electromagnético. El sistema de carga usualmente aplica cargas armónicas para las cuales la frecuencia y la amplitud pueden ser controladas, pero también se usan cargas de ruido aleatorias y cargas de impulso.

Después que la columna resonante ha sido preparada y consolidada, la carga cíclica se lleva a cabo. La frecuencia de carga es inicialmente establecida en un valor bajo y es luego, gradualmente incrementada hasta que la respuesta (amplitud de deformación) alcance un valor máximo. La frecuencia más pequeña para la cual la respuesta es localmente maximizada es la frecuencia fundamental del espécimen. La frecuencia fundamental es una función de la rigidez a baja deformación del suelo, la geometría del espécimen y ciertas características del aparato de columna resonante.

El módulo de corte puede ser relacionado con la frecuencia fundamental mediante la siguiente relación:

$$\frac{I}{I_0} = \frac{\omega_n h}{v_s} \tan \frac{\omega_n h}{v_s}$$

donde:

I = momento de inercia polar de la masa del espécimen

I_0 = momento de inercia polar de la masa rígida superior

$\omega_n = 2\pi f_n$ frecuencia fundamental del espécimen

V_s = velocidad de ondas de corte del espécimen

h = altura del espécimen de columna resonante

Para un espécimen dado, los valores de I_0 , I , y h son generalmente conocidos en el momento que la carga cíclica comienza. La frecuencia fundamental ω_n es luego obtenida experimentalmente, y la ecuación anterior es usada para calcular V_s . El módulo de corte es luego obtenido a partir de la ecuación $G = \rho V_s^2$. El amortiguamiento puede ser calculado con la curva de respuesta en el dominio de las frecuencias o a partir del decremento logarítmico mediante la colocación del espécimen en vibración libre. De esta forma, el ensayo de columna resonante permite medir las características de rigidez (G) y amortiguamiento (ξ).

- **Ensayo de corte torsional cíclico**

En este ensayo, un espécimen de suelo cilíndrico es cargado en torsión. En el ensayo se permiten esfuerzos iniciales isotrópicos o anisotrópicos y se pueden imponer esfuerzos de corte cíclicos sobre planos horizontales con una continua rotación de los ejes de esfuerzos principales. Este ensayo se suele utilizar para medir las características de rigidez y amortiguamiento sobre un amplio rango de niveles de deformación, generalmente mayor a los niveles alcanzados por el ensayo de columna resonante.

- **Ensayo combinado de columna resonante - corte torsional, RCTS**

El ensayo de columna resonante es usado para medir el módulo de corte G y la razón de amortiguamiento D a pequeñas deformaciones, los cuales son función del nivel de deformación. En el ensayo, el nivel de deformación es incrementado paso a paso y en cada paso se miden el módulo de corte y la razón de amortiguamiento. El resultado del ensayo es una relación entre el módulo de corte y la deformación cortante y entre la razón de amortiguamiento y la deformación cortante sobre un rango de deformaciones que varía entre 10^{-4} y $10^{-1}\%$. Con el objetivo de corroborar los resultados del ensayo de columna resonante e investigar los efectos de la frecuencia y el número de ciclos de carga sobre las propiedades dinámicas, se realiza sobre el mismo espécimen un ensayo de corte

torsional cíclico en el rango no lineal de las deformaciones. A este ensayo se le conoce como RCTS la cual combina los ensayos de columna resonante (RC) y corte torsional cíclico (TS).

En el ensayo de columna resonante, de manera similar a como ya fue explicado anteriormente, el módulo de corte es calculado a partir de la frecuencia natural usando la ecuación de propagación de ondas elásticas, mientras que el amortiguamiento del material es evaluado a partir de la curva de decremento en vibración libre o a partir de la curva de respuesta en el dominio de las frecuencias.

En el ensayo de corte torsional cíclico, el módulo de corte es calculado a partir de la pendiente de la línea que pasa por los puntos finales del lazo histerético y el amortiguamiento se obtiene del área que conforma dicho lazo. Una vista de la configuración general del equipo RCTS:

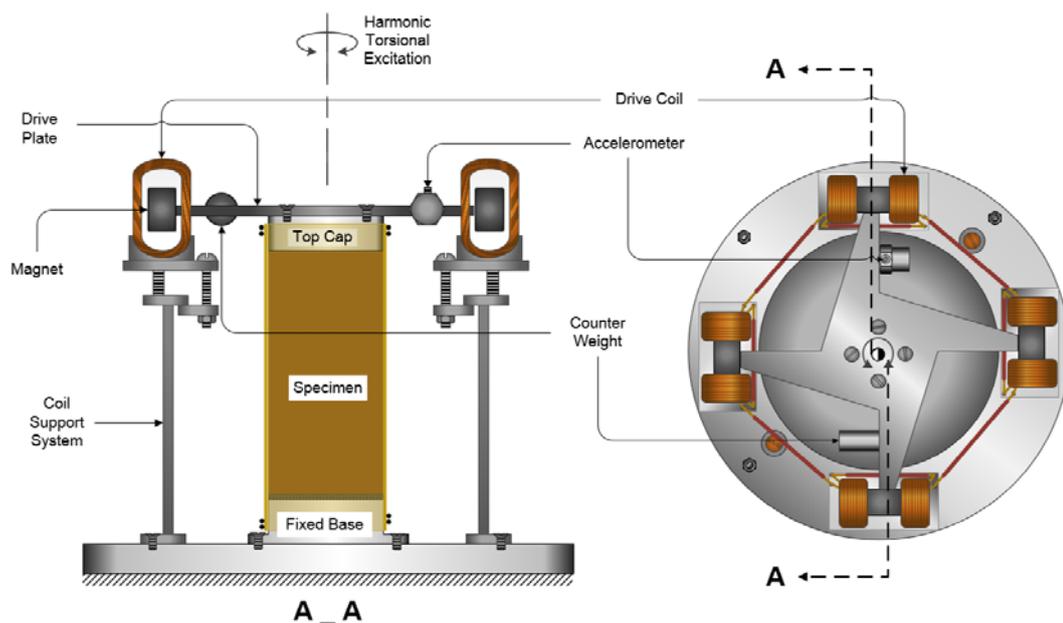


Figura N° 2.16 Espécimen en el aparato de columna resonante - corte torsional

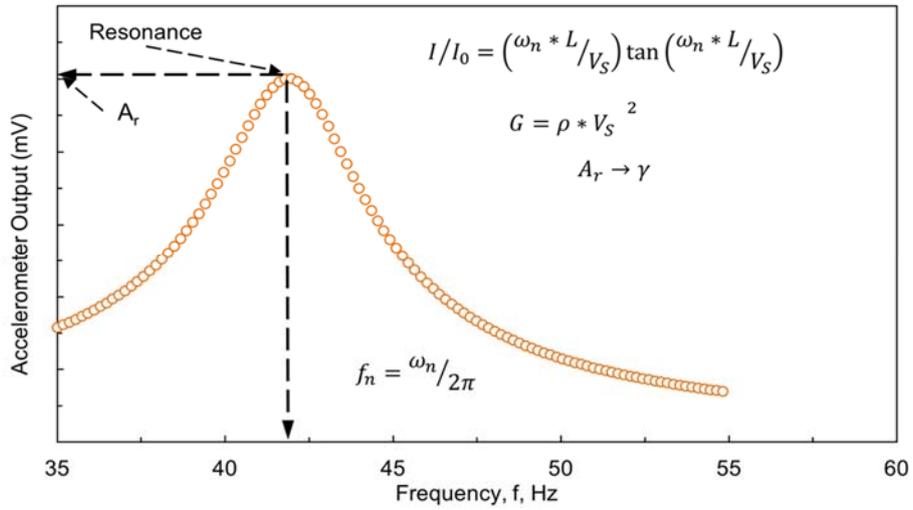


Figura N° 2.17 Típica curva de respuesta en el dominio de las frecuencias en el ensayo de columna resonante

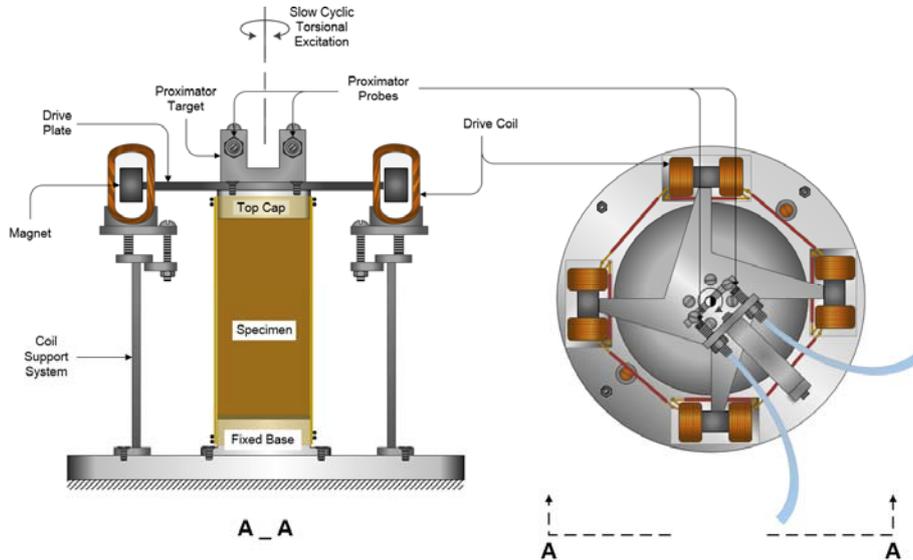


Figura N° 2.18 Especimen en el aparato combinado de columna resonante - corte torsional.

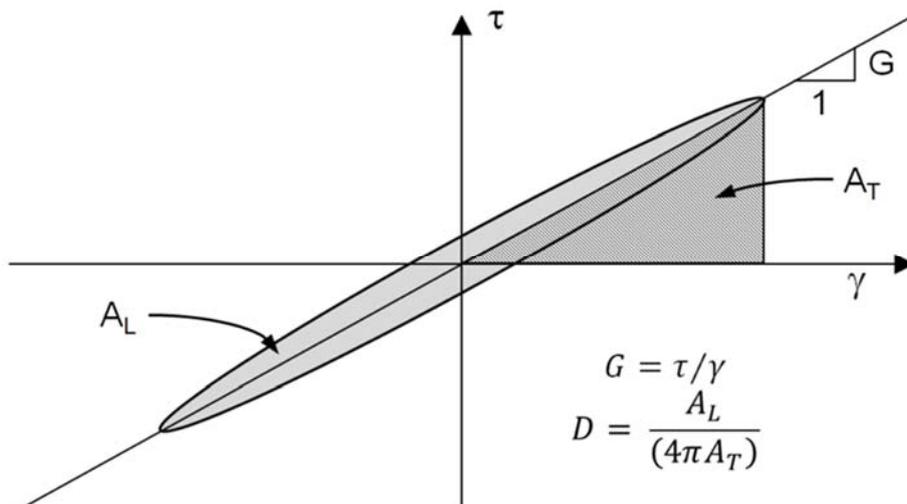


Figura N° 2.19 Módulo de corte y amortiguamiento en el ensayo de corte torsional

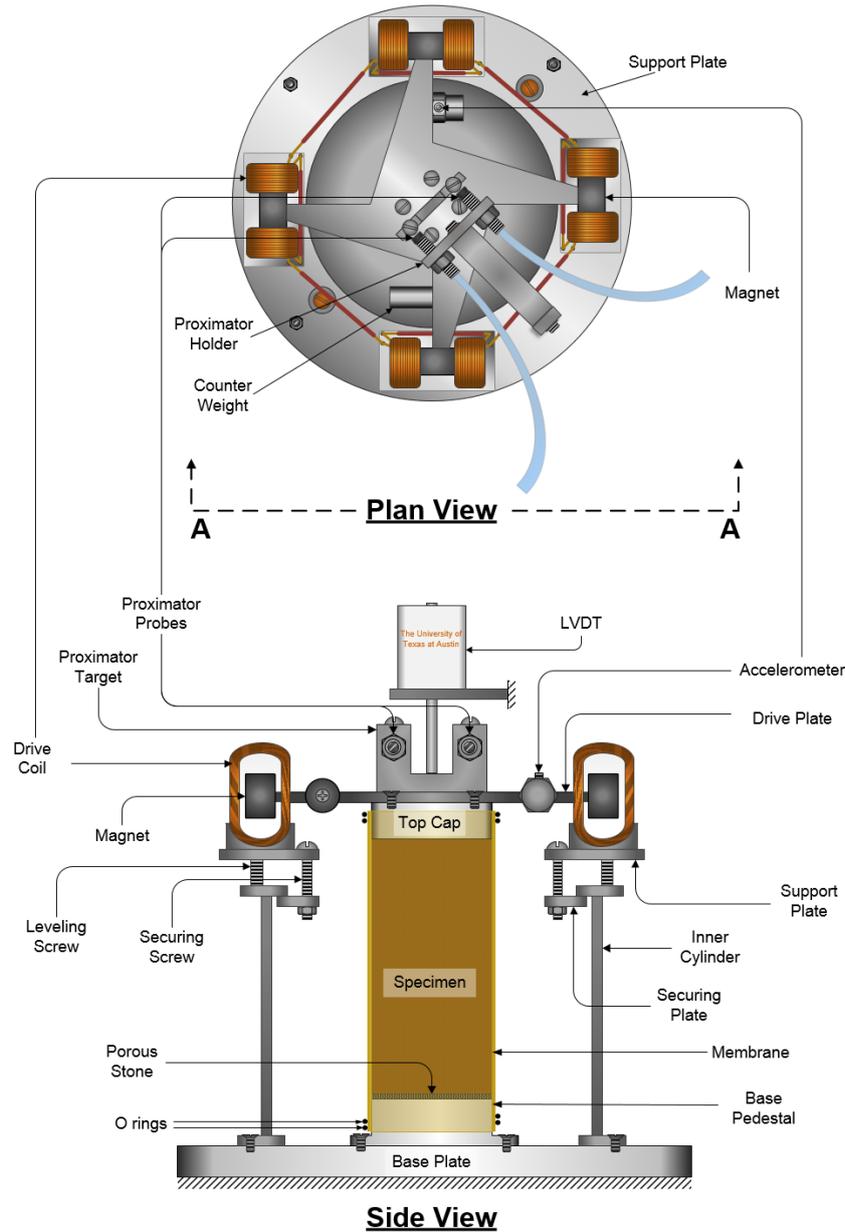


Figura N° 2.20 Configuración general del equipo RCTS

- **Ensayo de corte directo simple, DSS**

Estudios de laboratorio anteriores sobre el comportamiento cíclico no drenado de suelos sin cohesión han hecho un uso extensivo del dispositivo triaxial debido a su relativa simplicidad de uso y su disponibilidad más común en instalaciones de investigación en comparación con otros aparatos de prueba. Sin embargo, la respuesta de campo libre inducida por movimientos sísmicos implica un modo de deformación de corte simple que se reproduce con más rigor en un ensayos de corte simple cíclico. La conversión de los datos de prueba triaxiales al modo de deformación por corte simple, como se encuentra en condiciones de campo libre

con superficie horizontal, se ha expresado tradicionalmente en términos de la relación de esfuerzo cíclico (CSR) usando la siguiente ecuación:

$$\text{CSR} = [\tau / \sigma'_v] \text{ campo} = (1 + 2 \cdot K_0) / 3 \cdot [|q| / (2 \cdot \sigma'_c)] \text{ TX}$$

donde los términos de esfuerzos efectivos aquí empleados son consistentes con los esfuerzos totales mostradas en la Figura N° 2.21. La relación real para las resistencias de licuación entre condiciones de corte triaxiales y simples es una función compleja que depende de factores como la muestra del suelo, la amplitud de los esfuerzos cíclicos impuestos y la estructura del suelo, entre otros, que no son capturados en la ecuación anterior (Tatsuoka *et al.*, 1986). Una de las principales razones de esta discrepancia es que los esfuerzos impuestos sobre un espécimen de ensayo triaxial son muy diferentes de los esfuerzos inducidos por los terremotos a los suelos en los depósitos de campo libre en el nivel del suelo. Las pruebas DSS se concibieron como un medio para superar este inconveniente de las pruebas triaxiales.

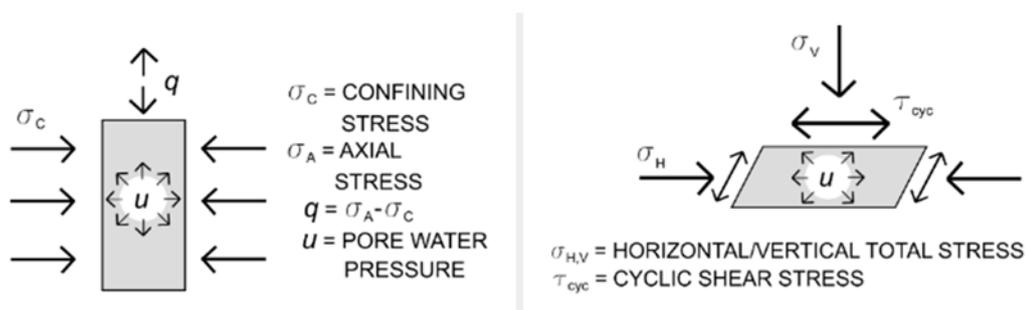


Figura N° 2.21 Triaxial (izquierda) e idealización de corte simple (derecha) ambas condiciones de carga cíclica

Las condiciones ideales de carga de DSS no drenados corresponden a un estado plano de deformación, donde un elemento de suelo experimenta deformaciones de corte en el plano vertical mientras se somete a esfuerzos cortantes en el plano horizontal; la altura constante y el volumen constante se aplican durante el proceso de corte. La implementación de las condiciones de corte simple en la práctica presenta varias dificultades técnicas (véase, por ejemplo, Boulanger, 1990). Esto ha resultado, a lo largo de los años, en el desarrollo de una variedad de procedimientos de prueba y diseños de aparatos de prueba. Las muestras ensayadas pueden tener una sección transversal rectangular o circular. Las muestras circulares pueden confinarse lateralmente mediante una membrana reforzada con alambre (dispositivos de tipo NGI), mediante una pila de anillos

rígidos (dispositivos tipo SGI), o envolviendo la muestra dentro de una membrana de látex plano y aplicando una presión lateral, análogamente a una prueba triaxial.

El diseño del sistema de carga debe minimizar el balanceo de las caras horizontales de la muestra, lo que se debe a la falta de uniformidad significativa en los estados de esfuerzo a lo largo de la muestra. Además, para superar los posibles efectos de escala, las muestras ensayadas deben tener una relación diámetro / altura importante (≥ 4), a diferencia de las muestras triaxiales. Esto puede dar como resultado una muestra con una altura relativamente pequeña, que a su vez puede presentar dificultades para estimar con precisión la densidad relativa de la muestra, un problema que se ha encontrado en este estudio.

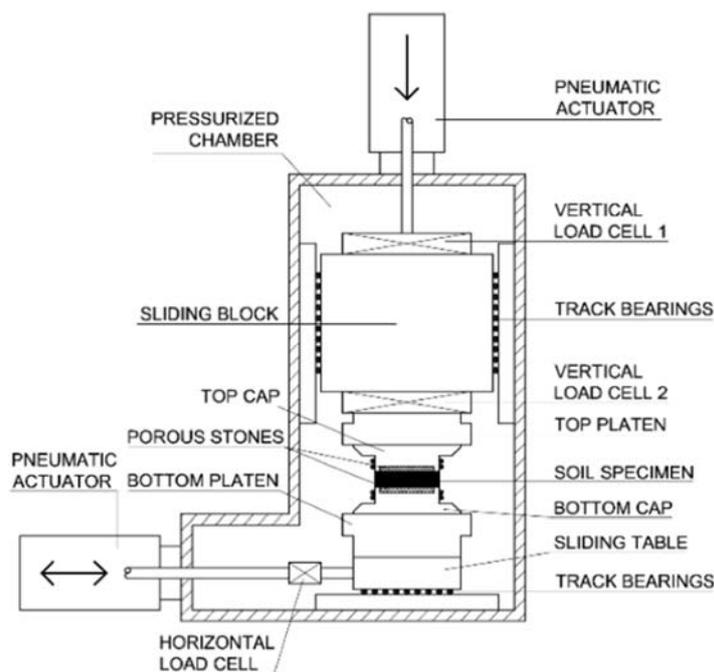


Figura N° 2.22 Esquema del dispositivo DSS (modificado, según Boulanger, 1990)

El dispositivo diseñado por la Universidad de California, Berkeley (Figura N° 2.22) está provisto de una cámara de presión, donde el aire comprimido se utiliza para aplicar esfuerzos de confinamiento a la muestra, y utiliza una contrapresión para la saturación. Las caras superior e inferior de la muestra están en contacto con dos piedras porosas instaladas en los huecos de dos tapas de aluminio. Estos proporcionan un medio para realizar una conexión firme entre la muestra y los sistemas de carga horizontal y vertical. La tapa inferior está sujeta a una mesa deslizante montada en los rodamientos de la pista y conectada a un actuador neumático servocontrolado. La tapa superior está conectada, a través de un bloque deslizante análogo en los rodamientos de la pista, a un actuador neumático

controlado manualmente. Los sistemas de rodamientos de la pista están diseñados para minimizar el balanceo de la tapa superior y la fricción. Se utiliza un conjunto de transductores para medir y registrar cargas y desplazamientos verticales y horizontales, presión de agua intersticial y cambio de volumen.

2.3.3 Comportamiento bajo cargas cíclicas

Las cargas cíclicas, y en particular las sísmicas, aplicadas sobre una masa de suelo, generan la propagación de ondas a través de este medio. Las ondas del tipo distorsionales (ondas S), producen esfuerzos cortantes cíclicos en el suelo. Si bien este tipo de ondas no son las únicas generadas por cargas sísmicas, son las portadoras de la mayor parte de la energía y es usual, en los análisis sísmicos suponer que toda la energía del movimiento es propagada en ondas de corte (Henriquez, 2007) [9].

Para simular la propagación vertical de las ondas S, es decir esfuerzos cortantes actuando en planos horizontales y por ende dando una condición de deformación plana, en laboratorio se emplean ensayos tales como; triaxiales cíclicos, de corte, simple cíclico, de mesa vibratoria y ensayos en centrífuga. El ensayo triaxial cíclico fue el primer equipo desarrollado y reproduce la condición de esfuerzos normales constantes superpuestos con esfuerzos cortantes generados por sismos, pero a un plano de 45° . Posteriormente se desarrollaron aparatos de corte simple cíclico con el fin de conseguir una mejor aproximación a las condiciones de campo. El ensayo en mesa vibratoria permite reducir los efectos de borde de los ensayos de corte simple, además permite visualizar el efecto de la vibración horizontal multidireccional.

A pesar de lo mencionado, cada uno de estos ensayos presenta ventajas y desventajas que van desde los niveles de precisión y costos hasta la cantidad de ensayos similares (base de datos).

2.3.4 Comportamiento drenado durante la aplicación de cargas cíclicas

Los efectos de la densidad relativa (D_r) de las arenas en condiciones de carga cíclica drenada pueden verse en la, que compara la respuesta de arenas a carga cíclica con 4% de amplitud de deformación de corte en estados suelto ($D_r=40\%$)

y denso ($D_r=80\%$). En las curvas esfuerzo deformación de la

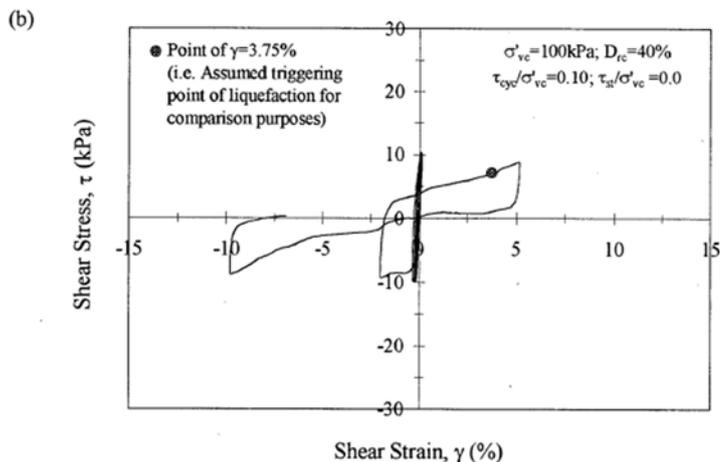


Figura N° 2.23, se muestra la respuesta más suave del material en el primer momento de carga; sin embargo, conforme se van dando los ciclos, las mayores amplitudes de deformación por corte causan más degradación. La

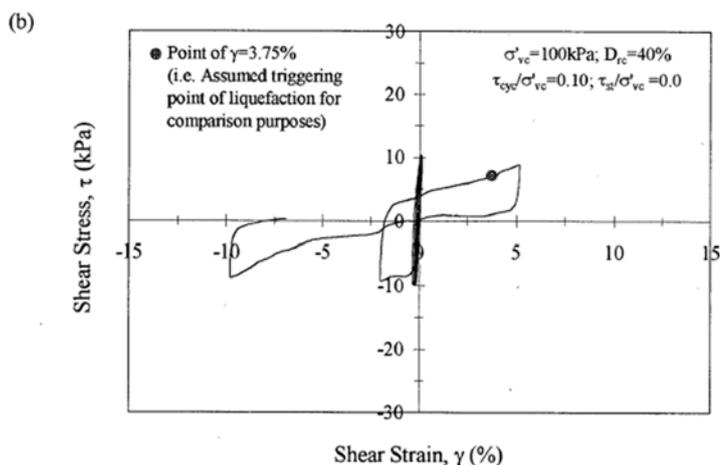


Figura N° 2.23b muestra que la deformación volumétrica inducida por corte es acumulativa, además el suelo denso muestra un incremento progresivo en la deformación volumétrica acumulativa con el número de ciclos de corte pero a una menor extensión comparado con el suelo suelto, el suelo denso muestra una dilatación significativa (después de la transformación de fase que está representado por las líneas rojas) durante cargas cíclicas y deformaciones volumétricas acumulativas relativamente pequeñas. Aunque las arenas densas puedan dilatarse durante una porción del ciclo de carga, el efecto global es una reducción en volumen durante cualquier ciclo de carga y una contracción neta en volumen con el número de ciclos.

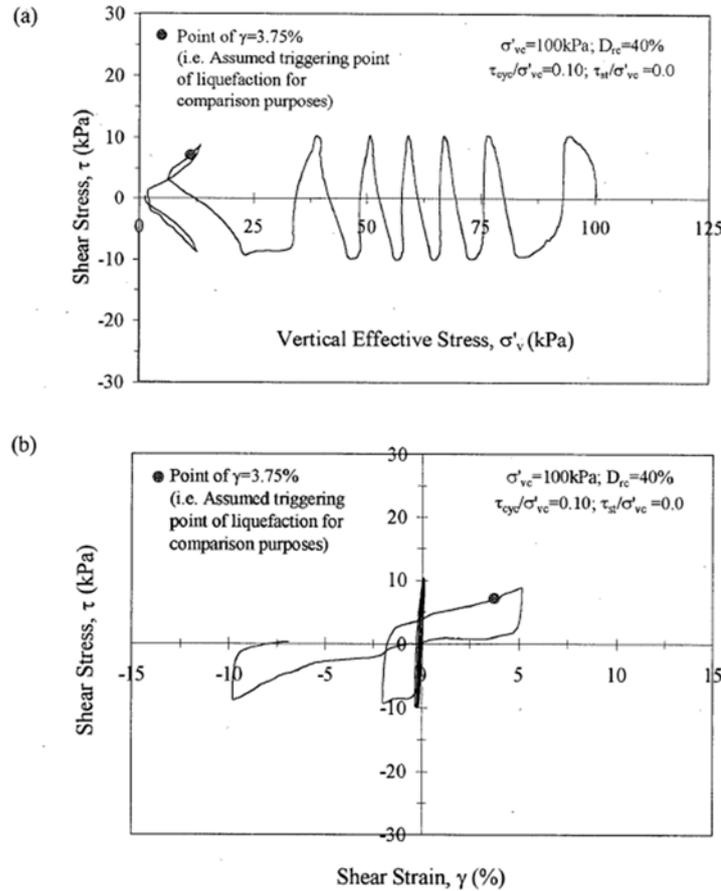


Figura N° 2.23 Respuesta de una muestra de arena a carga cíclica no drenada en ensayo de corte simple cíclico (Sriskandakumar, 2004)

La respuesta típica de licuación se ilustra esquemáticamente en la Figura N° 2.24, que se ha dividido en cinco fases. Durante la fase 1 previo a la licuación, la trayectoria de esfuerzos está debajo de la línea de transformación de fase PT (antes del punto A) y la presión de poros se eleva gradualmente causando una disminución lenta de la rigidez del suelo bajo la carga cíclica. Una vez que la línea PT es alcanzada (fase 2), cargas adicionales provocan dilatación mientras el punto de esfuerzos sube por encima de la línea PT (punto B). Bajo descarga (fase 3), el punto de esfuerzo cae ligeramente por debajo de la línea PT y el suelo se contrae, conduciendo al punto de esfuerzo de vuelta al origen o cero esfuerzos efectivos (momentáneamente $R_u=100\%$) y un estado licuado (fase 4). Bajo recarga (fase 5) el suelo se dilata, subiendo por encima de la línea PT ganado resistencia. En subsiguientes ciclos de descarga y recarga, la trayectoria se repite. Note que, aunque el suelo licua durante descarga cíclica, recupera su resistencia de estado crítico en grandes deformaciones a medida que se cargue. La resistencia post licuación y rigidez dependen en gran medida de su densidad. Mayores densidades tendrán mayor rigidez post licuación y resistencia de estado crítico. Las

deformaciones cíclicas son pequeñas mientras el punto de esfuerzo este por debajo de la línea PT y se hacen grandes una vez que el punto de esfuerzo alcanza y supera la línea PT [26].

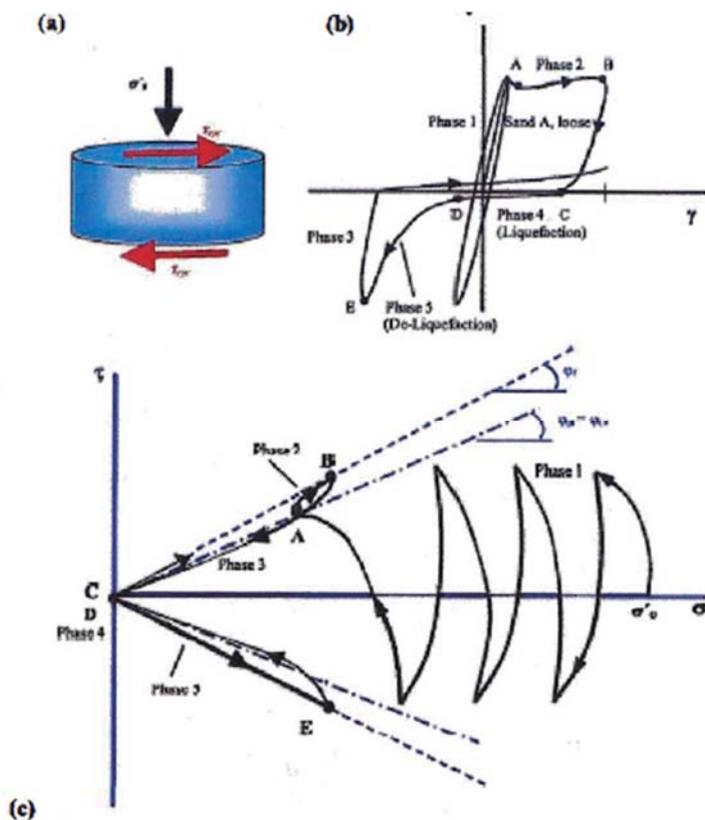


Figura N° 2.24 Ilustración conceptual de las diferentes etapas en una respuesta típica de una arena licuada en un ensayo de corte simple cíclico no drenado (Seid-Karbasi, 2009)

De lo señalado, se presentan diferentes respuestas para el caso de movilidad cíclica y para la licuación por flujo parcial (licuación limitada), así como para la licuación por flujo total (licuación por flujo propiamente dicha).

CAPÍTULO III: MATERIALES Y CALIBRACIÓN DEL MODELO CONSTITUTIVO

El objetivo principal de este capítulo es presentar las características geotécnicas de los materiales que conforman la presa de relaves que será analizada. En total se cuenta con cinco tipos de materiales a caracterizar: basamento rocoso, morrena cuerpo de presa, corona de presa, desmonte de mina y el relave.

3.1 UNIDAD 1: BASAMENTO ROCOSO

Los parámetros del suelo de cimentación se obtuvieron en primera instancia a partir de la recopilación de estudios anteriores. Se definió al suelo de cimentación con ángulo de fricción interna de 35° y 200 kPa de cohesión.

La caracterización geomecánica del macizo rocoso fue en los afloramientos de roca que circundan al área del depósito y presa de relaves y con el método de estaciones geomecánicas (EG) o mapeos por celdas.

Además, se cuenta con información del estudio geofísico sobre el dique de contención, la unidad geotécnica presentó un valor promedio de velocidad de ondas S (V_s) de 900 m/s, valor correspondiente a una roca, de acuerdo la clasificación del IBC (2006). De los valores de velocidad de ondas S y P se obtuvieron los valores de K_{max} y G_{max} usados en el análisis dinámico.

Tabla 3.1 Parámetros geotécnicos de los criterios de fallas Mohr Coulomb y Hoek

Litología	GSI	σ_{cs} (MPa)	ρ (gr/cm ³)	mi	Mohr Coulomb	
					c (MPa)	ϕ (°)
Filita	60-65	142	2.24	7.0	0.21	34.9

Dónde: GSI: índice de resistencia geológica, σ_{cs} : resistencia a la compresión simple de la roca intacta, mi: constante del material, c: cohesión, ϕ : ángulo de fricción

Fuente: SRK, 2019

Los parámetros de resistencia fueron obtenidos a partir de resultados de ensayos de carga puntual sobre las rocas muestreadas de los afloramientos.

De la información recolectada a través de las evaluaciones realizadas en distintas etapas de crecimiento de la presa de relaves, se puede observar como los valores de los parámetros de resistencia varían de acuerdo a cada estudio realizado.

En la

Tabla 3.2 se detalla los parámetros que serán utilizados en el análisis de estabilidad física.

Tabla 3.2 Parámetros geotécnicos - Cimentación

Unidad Geotécnica	Tipo de suelo	γ kN/m ³	ϕ°	c' (kPa)
Unidad 1	Basamento rocoso	22	35	200

Fuente: Elaboración propia

3.2 UNIDAD 2: MORRENA CUERPO DE PRESA

De la información recolectada a través de los estudios realizados en distintas etapas del crecimiento de la presa y depósito de relaves, se conoce que el material morrénico colocado en el cuerpo de la presa corresponde a los suelos de ladera. Se han tomado los mismos parámetros de resistencia utilizados en los análisis de estabilidad realizados en anteriores etapas para la construcción y análisis del dique de contención. En el estudio realizado en el año 2008 se caracterizó al material con una densidad seca de 20 kN/m³, ángulo de fricción de 42° y cohesión nula.

De acuerdo a lo descrito anteriormente, se ha considerado de manera conservadora para los análisis de estabilidad física, parámetros de resistencia en términos de esfuerzos efectivos, en la Tabla 3.3 se detalla los parámetros que serán utilizados en el análisis de estabilidad física.

Tabla 3.3 Parámetros geotécnicos - Morrena de cuerpo de presa

Unidad Geotécnica	Tipo de suelo	γ kN/m ³	ϕ°	c' (kPa)
Unidad 2	Morrena cuerpo de presa	20	42	0

Fuente: Elaboración propia

3.3 UNIDAD 3: CORONA DE PRESA

De la información recolectada a través de los estudios realizados en distintas etapas de la presa y depósito de relaves, el material colocado presenta una clasificación GP-GC (grava pobremente graduada con arcilla). Se tomaron los mismos parámetros resistentes utilizados en los análisis de estabilidad realizados

en anteriores etapas para la construcción y análisis del dique de contención. En el estudio realizado en el año 2008 se caracterizó al material con una densidad seca de 20 kN/m³, ángulo de fricción de 39° y 15 kPa de cohesión.

Además, se cuenta con información proporcionado del estudio geofísico realizado en 2015 sobre el dique de contención, la unidad geotécnica presento un valor promedio de velocidad de propagación de ondas S (Vs) de 500 m/s, valor correspondiente a un suelo muy denso, de acuerdo la clasificación del IBC (2006). Realizando la correlación a partir de los valores de ondas S (Vs) a números de golpes del martillo del ensayo SPT (NSPT) se obtuvo el valor del ángulo de fricción de 36°.

De la información recolectada a través de los ensayos realizados en distintas etapas del dique de contención de la presa de relaves, se puede observar una variación en las propiedades del material GP-GC. Esto puede deberse a los ensayos realizados en el material en la época de estudio. Además, se cuenta con valores referenciales del ángulo de fricción para el material obtenidos de la prospección geofísica.

De acuerdo a lo descrito anteriormente, se ha considerado de manera conservadora para los análisis de estabilidad física, parámetros de resistencia en términos de esfuerzos efectivos, en la Tabla 3.4 se detalla los parámetros que serán utilizados en el análisis de estabilidad física.

Tabla 3.4 Parámetros geotécnicos - Material GP-GC

Unidad Geotécnica	Tipo de suelo	Y kN/m ³	φ°	c' (kPa)
Unidad 3	GP-GC	20	39	15

Fuente: Elaboración propia

3.4 UNIDAD 4: DESMONTE DE MINA

De la información recolectada a través de los estudios realizados en distintas etapas de la presa de relaves, el material colocado presenta una clasificación GP (grava pobremente graduada). Se han tomado los mismos parámetros resistentes utilizados en los análisis de estabilidad realizados en anteriores etapas para la construcción y análisis del dique de contención. Se caracterizó al material con parámetros de resistencia en términos de esfuerzos efectivos con una densidad

seca de 20 kN/m^3 , ángulo de fricción de 42° y cohesión nula. En la Tabla 3.5 se detalla los parámetros que serán utilizados en el análisis de estabilidad física.

Tabla 3.5 Parámetros geotécnicos - Material GP

Unidad Geotécnica	Tipo de suelo	γ kN/m ³	ϕ°	c' (kPa)
Unidad 4	GP	20	42	0

Fuente: Elaboración propia

3.8 UNIDAD 5: RELAVE

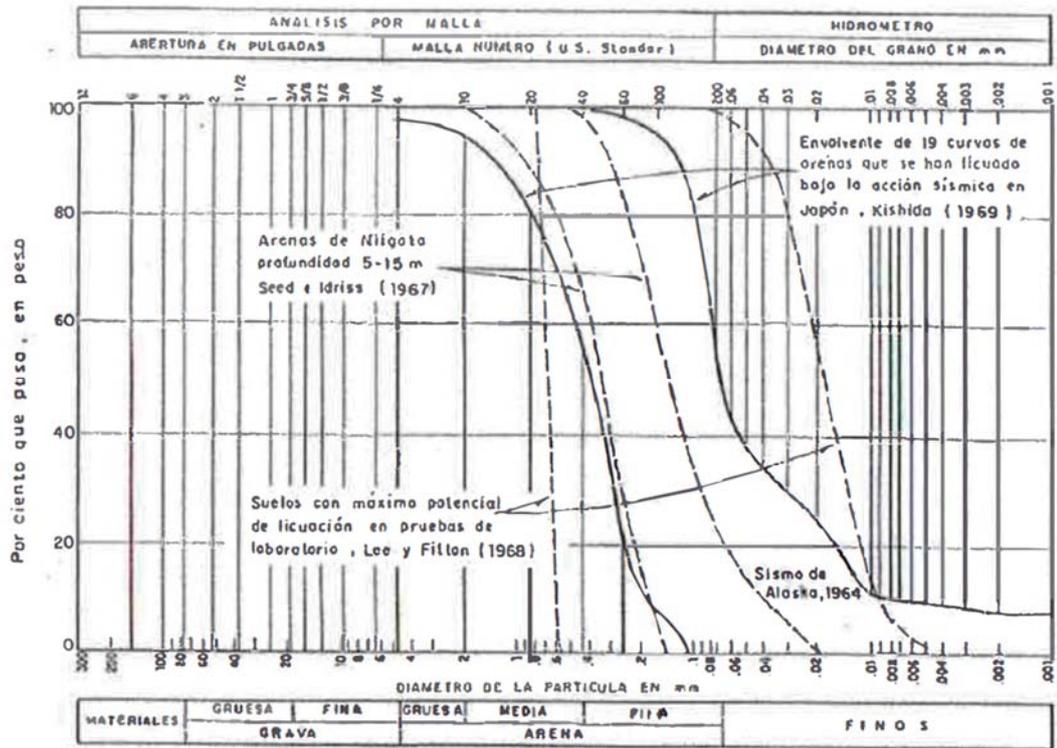
El material que conforma el vaso de almacenamiento es de relaves, ha sido caracterizado en ocasión de diferentes estudios realizados anteriormente como potencialmente licuable debido a los bajos valores de $(N_1)_{60}$. Con fines de modelamiento, se ha considerado para este material un valor promedio de $(N_1)_{60cs}$ de 14.

Los ensayos de laboratorio realizados en estas muestras consistieron en: granulometría por tamizado, límites de Atterberg, compresión triaxial consolidado no drenado.

De acuerdo con la información obtenida en los ensayos mencionados y a la información histórica, se conoce que el material de relave se encuentra conformado por materiales cuya clasificación SUCS es una arena pobremente gradada (SP). Su granulometría se aproxima a la de la arena del estudio realizado en río Fraser con $C_u=1.60$, $C_c=0.84$ y una $D_r=40\%$ (Sriskandakumar, 2004), cuyo ensayo DSS se utilizó para la calibración de este material con el modelo constitutivo UBCSAND [27].

La Figura N° 3.1 muestra algunos límites que separan los suelos licuables de los no licuables. Se puede notar que la licuación no solo ocurre en suelos arenosos, los suelos limosos son también susceptibles a licuar. La frontera inferior, muestra la influencia del contenido de finos en la disminución de la tendencia del suelo a densificar. Los finos plásticos hacen más difícil la liberación de las partículas de arena para moverse unas con respecto a otras, buscando un arreglo más denso (National Research Council, 1985). Por otro lado, si bien la frontera superior muestra que los suelos más permeables (gravas) presentan muy baja susceptibilidad a licuar, estos suelos pueden estar confinados *in situ* con estratos

impermeables, generándose condiciones no drenadas y siendo entonces susceptibles a presentar licuación.



El ensayo de compresión triaxial consolidado no drenado (CU), remoldeado a la densidad natural.

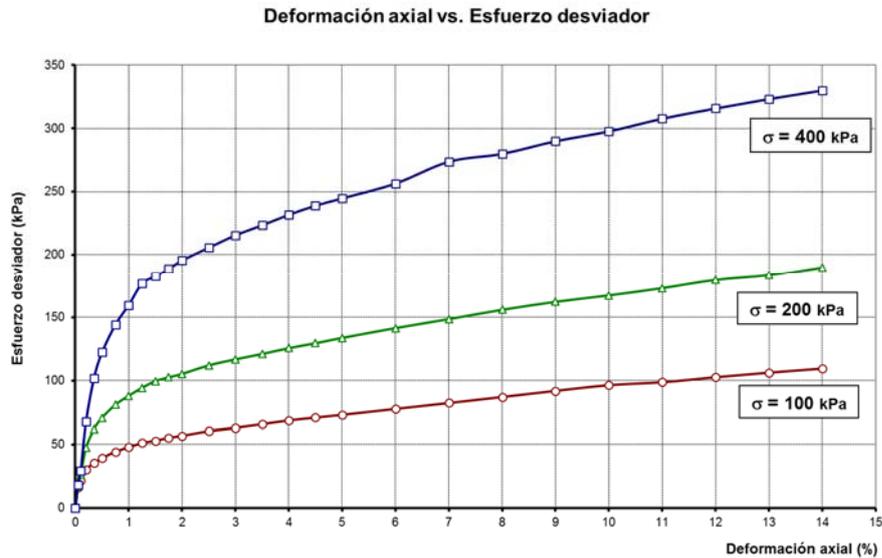


Figura N° 3.3 Comportamiento de la deformación axial y el esfuerzo desviador

Con el objetivo de estimar parámetros de resistencia en el material de relave en condiciones efectivas, se analizaron las curvas p' - q' de los ensayos de laboratorio, los resultados se observan a continuación:

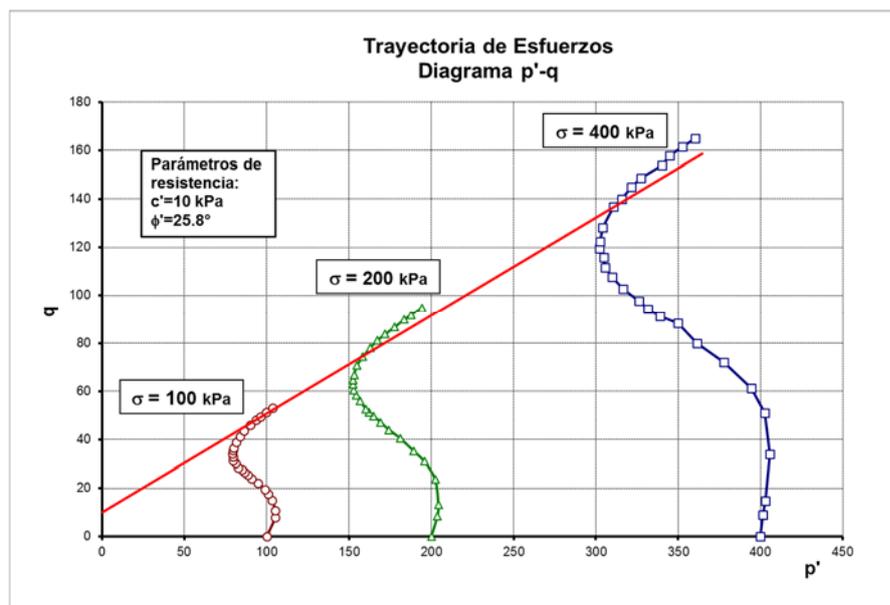


Figura N° 3.4 Curva p' - q obtenida en el material

Los resultados indican que los parámetros de resistencia cortante en términos de esfuerzos efectivos son cohesión de 10 kPa y ángulo de fricción interna de 25.8° .

Asimismo, se realizaron ensayos de penetración estándar (SPT) de los cuales se determinaron el número de golpes de (N_{SPT}) para correlacionar mediante métodos empíricos la compacidad y parámetros de resistencia.

Además, se cuenta con información proporcionada del estudio geofísico sobre el dique de contención. La unidad geotécnica presentó un valor promedio de velocidad de ondas S (V_s) de 200 m/s, valor correspondiente a un suelo denso a muy denso, de acuerdo la clasificación del IBC (2006). Realizando la correlación a partir de los valores de ondas S (V_s) a números de golpes del martillo del ensayo SPT (N_{SPT}) se obtuvo el valor del ángulo de fricción de 30° .

Tabla 3.6 Propiedades de resistencia del relave-Vaso de almacenamiento

Material	Calicata	Ensayo	γ_d (gr/cm^3)	ω (%)	C' (kPa)	Φ' ($^\circ$)
Relave	CA-11	Triaxial CU	1.3	30	5	25.8
Relave	PAN-01	SPT		Φ° SPT		24.6
Relave	PAN-02	SPT		Φ° SPT		23.5
Relave	PAN-03	SPT		Φ° SPT		26.2

Fuente: SRK Consulting (2016)

De la información recolectada a través de los ensayos realizados en distintas etapas del crecimiento de la presa y depósito de relaves, se puede observar un ligero incremento en las propiedades de los materiales de relave. Esto puede deberse a los procesos de consolidación y reacomodo de partículas que aumenta la compacidad relativa en los materiales, lo cual se da a lo largo del tiempo debido al aumento de cargas a la cual está siendo sometido el material, siendo esto reflejado en los valores extraídos de las correlaciones N_{SPT} vs Φ .

Los parámetros obtenidos en el estudio de 2015 se realizaron mediante ensayos especiales de compresión triaxial consolidados drenados, siendo los ensayos de compresión triaxial los que mejor reflejan las trayectorias de esfuerzos a los cuales son sometidos los materiales. Además, se cuenta con valores referenciales del ángulo de fricción para el material obtenidos de la prospección geofísica [28].

De acuerdo con lo descrito anteriormente, se ha considerado parámetros de resistencia en términos de esfuerzos efectivos, en la Tabla 3.7 se detalla los parámetros que serán utilizados en el análisis de estabilidad física.

Tabla 3.7 Parámetros geotécnicos - Vaso de almacenamiento

Unidad Geotécnica	Tipo de suelo	γ kN/m ³	ϕ°	c' (kPa)
Unidad 5	Relave	15.3	25.8	5

Fuente: Elaboración propia

3.9 MODELAMIENTO GEOTÉCNICO

En la Tabla 3.8 se presenta un resumen de los parámetros de resistencia de los materiales que se encuentran en la presa y depósito de relaves. Estos parámetros fueron usados para el método de equilibrio límite, en todas las unidades geotécnicas se utilizó el modelo constitutivo Mohr Coulomb.

Tabla 3.8 Parámetros geotécnicos de los materiales

Unidad geotécnica	Tipo de suelo	γ kN/m ³	ϕ°	c' (kPa)
Unidad 1	Basamento rocoso	22	35	200
Unidad 2	Morrena cuerpo de presa	20	42	0
Unidad 3	Corona de presa	20	39	15
Unidad 4	Desmante de mina	20	42	0
Unidad 5	Relave	15.3	25.8	5

Fuente: Elaboración propia

En el análisis dinámico para el material de relave se usó el modelo constitutivo UBCSAND, para el basamento rocoso se usó el modelo lineal elástico. En todas las demás unidades geotécnicas se utilizó el modelo Mohr Coulomb (M-C).

El módulo de bulk (K_0) y el módulo de corte (G_0) usados para el análisis dinámico se obtuvieron de ensayos de geofísica correspondientes para cada tipo de material.

Para los geomateriales se cuenta con ensayos de MASW y línea sísmica realizados *in situ* en la zona de estudio. De estos ensayos obtengo las velocidades de ondas S y P, de las que se obtiene el K_0 y G_0 a través de las siguientes relaciones:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

La relación entre el módulo de rigidez (G), la velocidad V_s y la densidad de un material geológico es la siguiente:

$$G = \rho V_s^2$$

La relación lineal entre el cambio fraccional del volumen y la presión hidrostática aplicada a una masa de material geológico está gobernada por el módulo de incompresibilidad volumétrica o de Bulk (K). La relación que tiene con el módulo de Young y el coeficiente de Poisson es:

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}$$

Tabla 3.9 Parámetros geotécnicos de los materiales para el análisis dinámico

Tipo de Material	Densidad (kN/m ³)	$\phi^{o'}$ (deg.)	C (Kpa)	K_0 (Pa)	G_0 (Pa)	$(N_1)_{60cs}$
Basamento rocoso	22	35	200	8.45e9	5.3e9	---
Morrena cuerpo de presa	20	36	----	3.25e9	1.5e9	---
Corona de presa	20	35	----	1.73e9	8.0e8	----
Desmonte de mina	20	40	----	5.08e9	2.5e9	---
Relave	15	25.8	----	----	----	Variable con promedio igual a 14

Fuente: Elaboración propia

De los ensayos de penetración estándar (SPT) se obtuvo un $(N_1)_{60}$ de 8, es decir un equivalente en número de golpes de SPT con las correcciones del equipo. Finalmente añadiendo la corrección por finos se obtiene conservadoramente un $(N_1)_{60cs}$ de 14.

El parámetro $(N_1)_{60cs}$ es importante para calibrar el modelo constitutivo UBCSAND con las curvas del ensayo DSS (corte simple cíclico) obtenidos de la literatura, esto se desarrolla en el acápite 3.11.1.

3.10 PARÁMETROS DINÁMICOS

Para estimar las propiedades dinámicas del desmonte de mina se utilizaron los resultados de un ensayo RCTS, de otro proyecto cercano, en donde se realizó el mismo ensayo con un desmonte de mina con características similares ($D_r=50\%$). Este ensayo da como resultado la curva de degradación del módulo de corte y la curva de amortiguamiento del desmonte de mina, con las cuales se puede calibrar las combinaciones de curvas que se dispone en el FLAC (ver Figura N° 3.5).

El ensayo fue realizado en el laboratorio geotécnico de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad de Texas en Austin, Estados Unidos. Esto debido a que en nuestro país antes del año 2016 no se contaba con ensayos de este tipo para estimar propiedades dinámicas en los suelos. Con la muestra enviada a la Universidad de Texas se prepararon 04 especímenes de prueba, cada uno de ellos a diferentes densidades relativas. Las características de las muestras ensayadas se resumen en la Tabla 3.10.

Las curvas normalizadas de degradación de módulo obtenidas para los 4 especímenes ensayados se muestran en la Figura N° 3.5, mientras que las curvas de amortiguamiento se presentan en la Figura N° 3.6. Esta información será utilizada para la calibración del modelo numérico a utilizar.

Tabla 3.10 Características de los especímenes en el ensayo RCTS

Muestra	D (cm)	γ_t (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	w (%)	Gs	S (%)	E	Densidad relativa (%)
SRK-01	7.09	2.47	2.39	3.33	3.23	30.6	0.35	66
SRK-02	5.06	2.52	2.44	3.13	3.23	31.4	0.32	79
SRK-03	7.01	2.39	2.33	2.39	3.23	20.2	0.39	50
SRK-04	4.97	2.42	2.36	2.60	3.23	22.7	0.37	58

Fuente: (Lino, 2016)

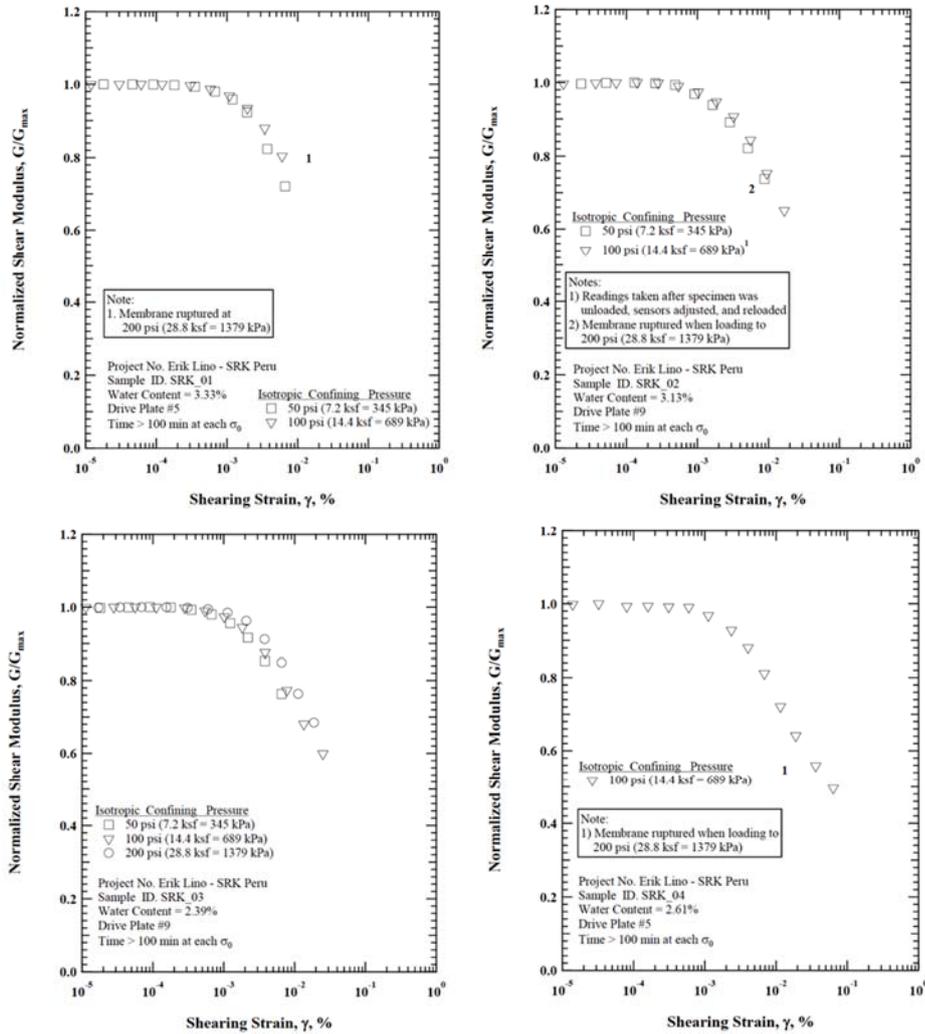
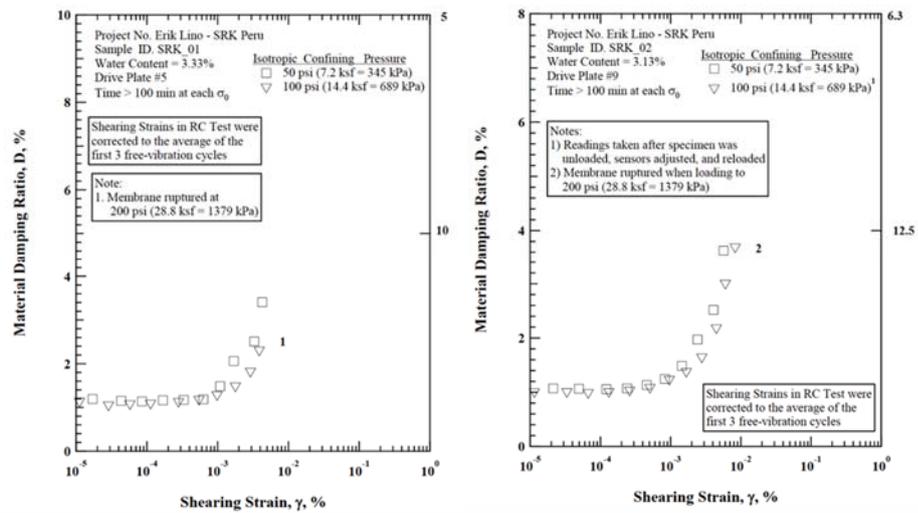


Figura N° 3.5 Resultados del ensayo RCTS. Curvas de degradación de módulo (Lino, 2016)



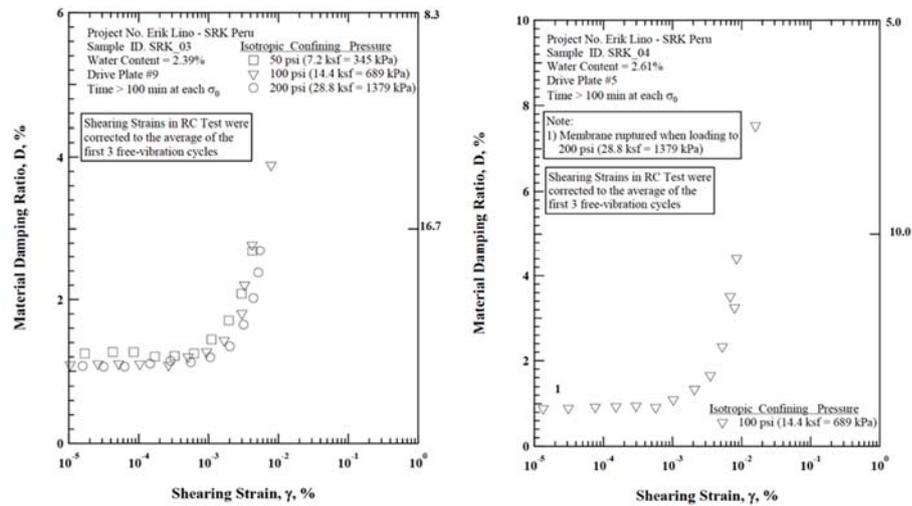


Figura N° 3.6 Resultados del ensayo RCTS. Curvas de amortiguamiento (Lino, 2016)

Se puede observar que las curvas de degradación de módulo normalizadas de la Figura N° 3.5 guardan cierta similitud y que el ensayo fue realizado a diferentes presiones de confinamiento.

Por otro lado, en la Figura N°3.7 se presenta una imagen de la instalación del espécimen SRK-01 en el ensayo RCTS.



Figura N°3.7 Especimen SRK-01 durante el ensayo RCTS

3.10.1 Amortiguamiento

Los análisis se realizaron empleando el amortiguamiento histérico, debido principalmente a los tiempos de cálculo. En FLAC demora casi 7 veces más realizar un análisis empleando el amortiguamiento de Rayleigh en comparación con el amortiguamiento histerético (Itasca, 2009). Además, los análisis de licuación demandan una gran cantidad de tiempo debido a la complejidad del análisis y a las grandes deformaciones esperadas.

Para la caracterización dinámica, se asumió que los materiales están gobernados por las curvas de factor de reducción de módulo (G/G_{max}) y las curvas de razón de amortiguamiento (λ). Para emplear el amortiguamiento histerético se usó la función interna en FLAC de `ini hyst default` para expresar mediante funciones continuas la reducción del módulo de corte y el incremento de amortiguamiento con los niveles de deformación por corte.

En la Figura N° 3.9 se muestra la curva de reducción del módulo de corte vs la deformación de corte para el desmonte de mina. De forma similar, en la Figura N° 3.10 se muestran las curvas de variación del amortiguamiento con la deformación de corte, ambas curvas obtenidas del ensayo RCTS (Lino, 2016).

También se muestra para nuestro caso la mejor función de aproximación “`ini hyst default -3.325 0.823`” en la Figura N° 3.13 y Figura N° 3.14.

Desde FLAC versión 6.0 se provee un amortiguamiento histerético opcional para simulaciones dinámicas. El amortiguamiento es independiente de los modelos de material y consiste en un multiplicador dependiente de la deformación en la tangente aplicada al módulo de corte [14].

Si el módulo secante es dado por una curva de degradación, entonces el módulo tangente puede ser obtenido:

$$\tau = M_s(\gamma)\gamma$$

$$M_t = \frac{d\bar{\tau}}{d\gamma} = M_s + \frac{dM_s}{d\gamma}$$

$$\bar{\tau} = \tau / G_o$$

M_s = secant modulus
 M_t = tangent modulus
 τ = shear stress
 γ = shear strain

El programa FLAC versión 8.0 tiene códigos FISH preestablecidos en su ruta de instalación como el MODRED.FIS el cual nos permite ajustar nuestras curvas de reducción de módulo de corte y amortiguamiento a curvas de laboratorio y así determinar el amortiguamiento para el problema particular.

Se tienen tres opciones para seleccionar que nos ofrece el FLAC:

Data set	Default	Sig3	Sig4	Hardin
Sand — upper range (Seed & Idriss, 1970)	$L_1 = -3.325$ $L_2 = 0.823$	$a = 1.014$ $b = -0.4792$ $x_o = -1.249$	$a = 0.9762$ $b = -0.4393$ $x_o = -1.285$ $y_o = 0.03154$	$\gamma_{ref} = 0.06$

Data set	Default	Sig3	Sig4	Hardin
Clay — upper range (Seed & Sun, 1989)	$L_1 = -3.156$ $L_2 = 1.904$	$a = 1.017$ $b = -0.587$ $x_o = -0.633$	$a = 0.922$ $b = -0.481$ $x_o = -0.745$ $y_o = 0.0823$	$\gamma_{ref} = 0.234$

Figura N° 3.8 Formulaciones para calibrar la curva de degradación tanto para suelos granulares como para arcillas

Se comparará la tabla del ensayo RCTS para la muestra SRK_03 de desmonte de mina con los resultados de amortiguamiento que ofrece el FLAC.

Tabla 3.11 Variación del módulo de corte, módulo de corte normalizado y relación de amortiguamiento del material con deformación por corte de pruebas RC (Columna resonante) de la muestra SRK_03; presión de confinamiento isotrópica, $\sigma_0 = 100$ psi (14.4 ksf = 689 kPa)

Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, G, ksf	Normalized Shear Modulus, G/Gmax	Average Shearing Strain [†] , %	Material Damping Ratio [‡] , D, %
1.13E-05	12499	1.00	1.05E-05	1.09
2.81E-05	12503	1.00	2.61E-05	1.10
5.62E-05	12507	1.00	5.20E-05	1.10
1.12E-04	12506	1.00	1.04E-04	1.10
2.81E-04	12478	1.00	2.68E-04	1.08
5.45E-04	12380	0.99	5.10E-04	1.20
1.02E-03	12176	0.97	9.39E-04	1.27
1.83E-03	11809	0.94	1.68E-03	1.43
3.84E-03	10952	0.88	3.00E-03	1.81
7.77E-03	9670	0.77	3.28E-03	2.20
1.35E-02	8507	0.68	4.19E-03	2.77
2.51E-02	7492	0.60	7.85E-03	3.89

Fuente: Resultados del ensayo RCTS (Lino E., 2016)

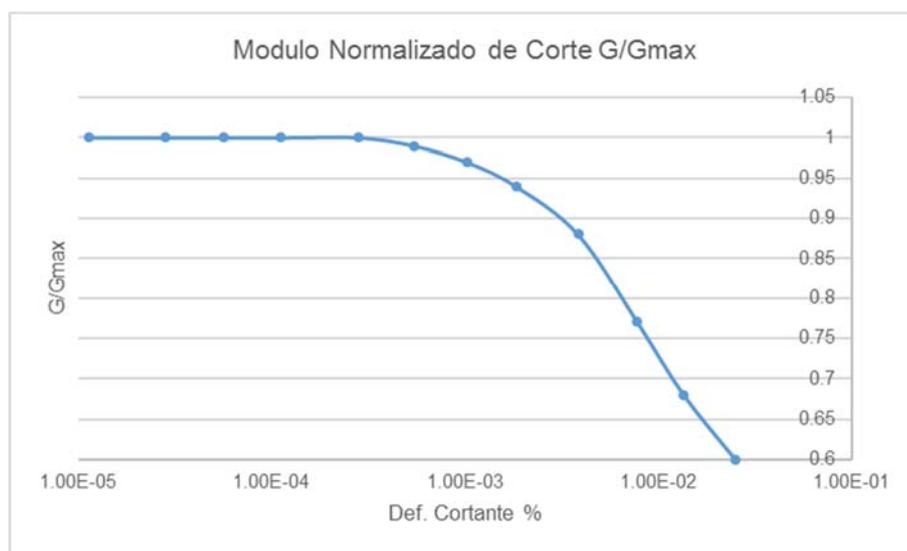


Figura N° 3.9 Curva del módulo normalizado de corte del ensayo RCTS de la muestra SRK_03

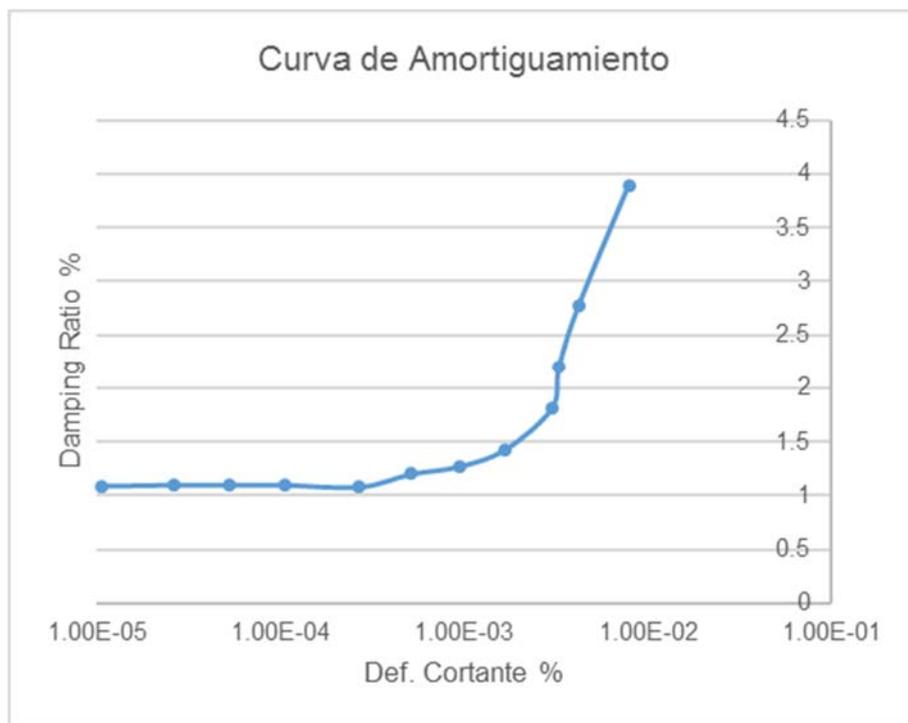


Figura N° 3.10 Relación de amortiguamiento del ensayo RCTS de la muestra SRK_03

En el FLAC se representarán con la siguiente codificación:

; modulus reduction curve

table 1*

; damping ratio curve

table 2*

(*) Coordenadas del ensayo de laboratorio, ver Tabla 3.11

Se han probado las combinaciones que se disponen para ver cuál es la que se ajusta mejor al ensayo de laboratorio de desmonte de mina.

ini hyst sig3 1.014 -0.4792 -1.249:

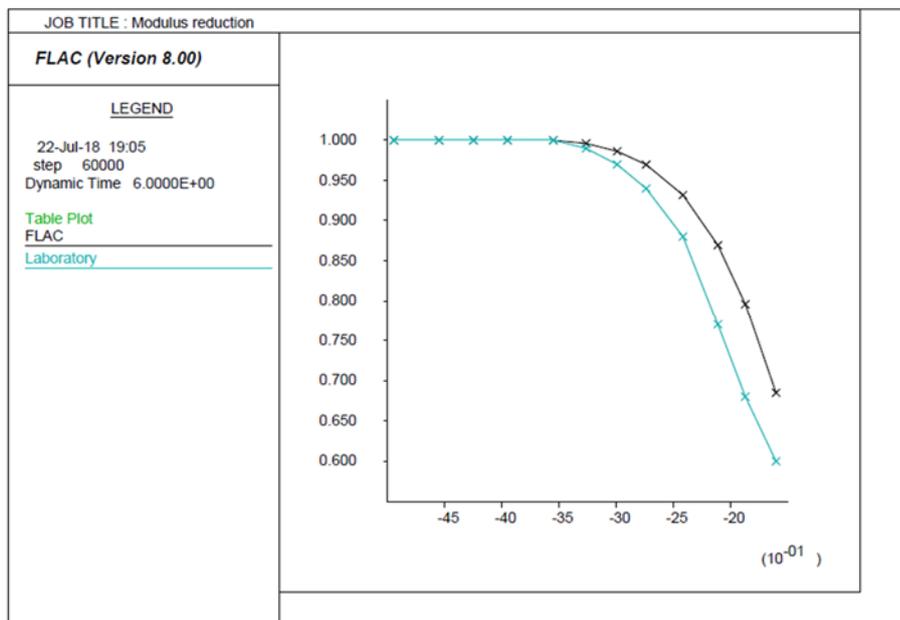


Figura N° 3.11 Ajuste de la curva de reducción del módulo de corte del FLAC (color negro) con la curva del ensayo RCTS de la muestra SRK_03 (color cyan)

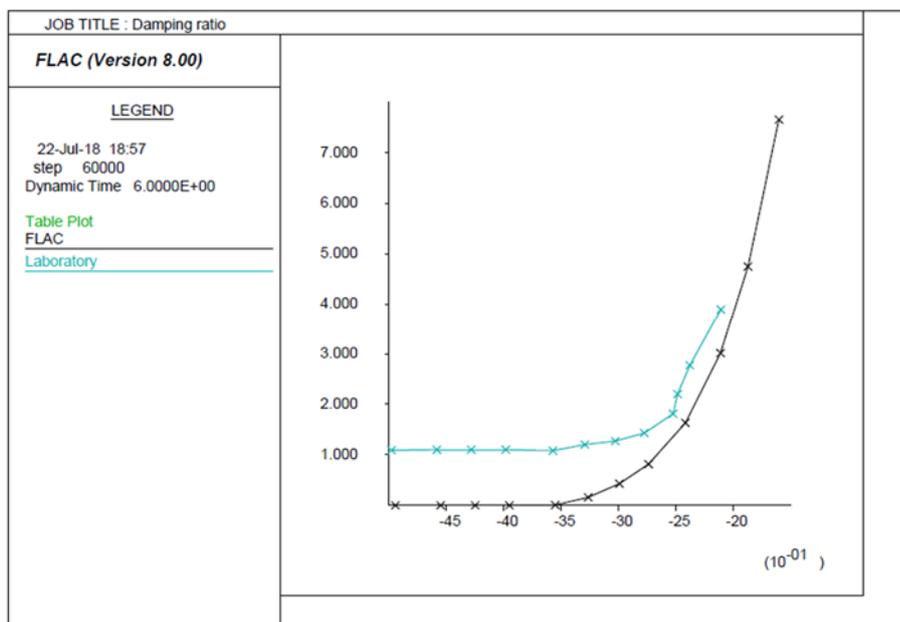


Figura N° 3.12 Ajuste de la curva de amortiguamiento del FLAC (color negro) con la curva del ensayo RCTS de la muestra SRK_03 (color cyan)

ini hyst default -3.325 0.823:

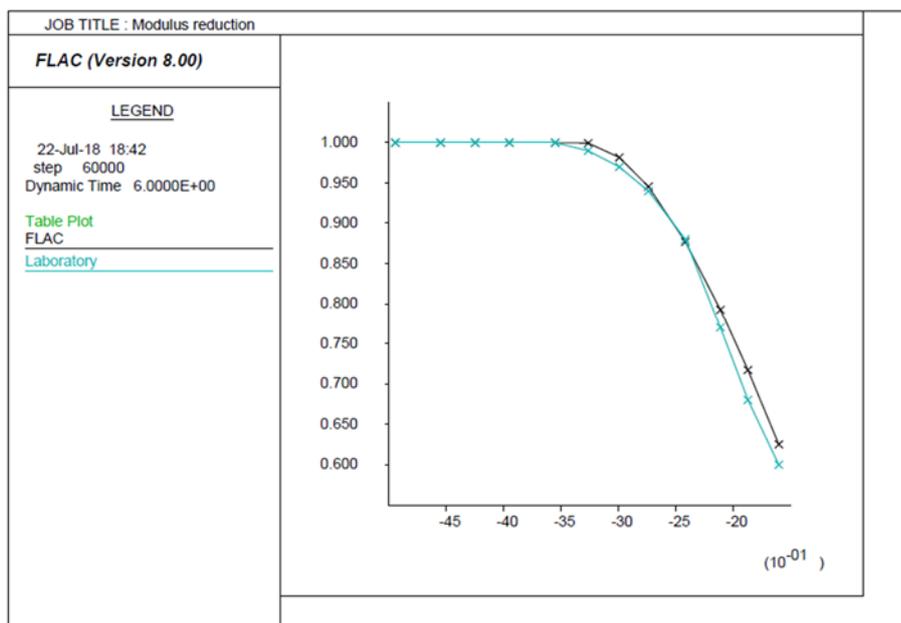


Figura N° 3.13 Ajuste de la curva de reducción del módulo de corte del FLAC (color negro) con la curva del ensayo RCTS de la muestra SRK_03 (color cyan)

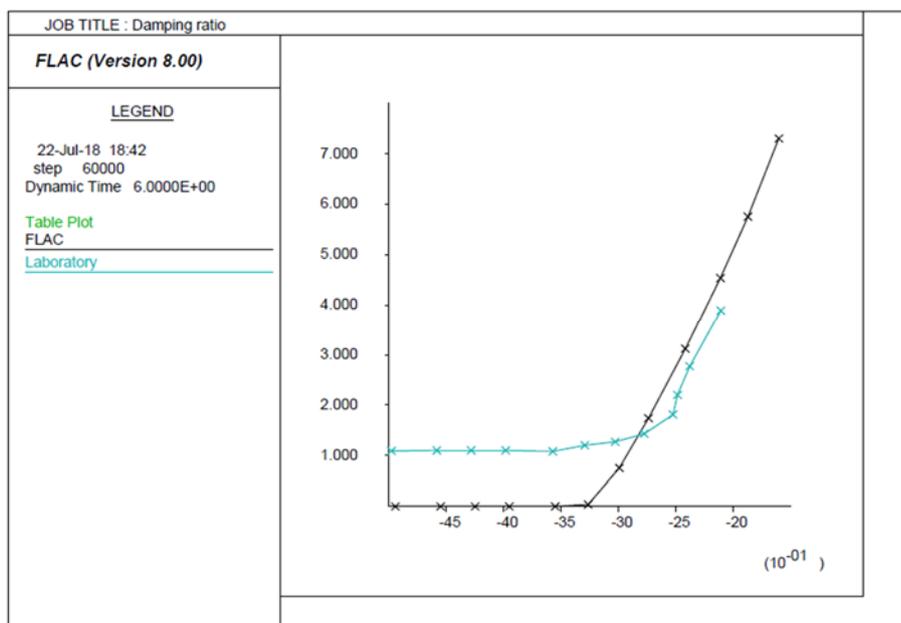


Figura N° 3.14 Ajuste de la curva de amortiguamiento del FLAC (Color negro) con la curva del ensayo RCTS de la muestra SRK_03 (color cyan)

ini hyst hardin 0.06:

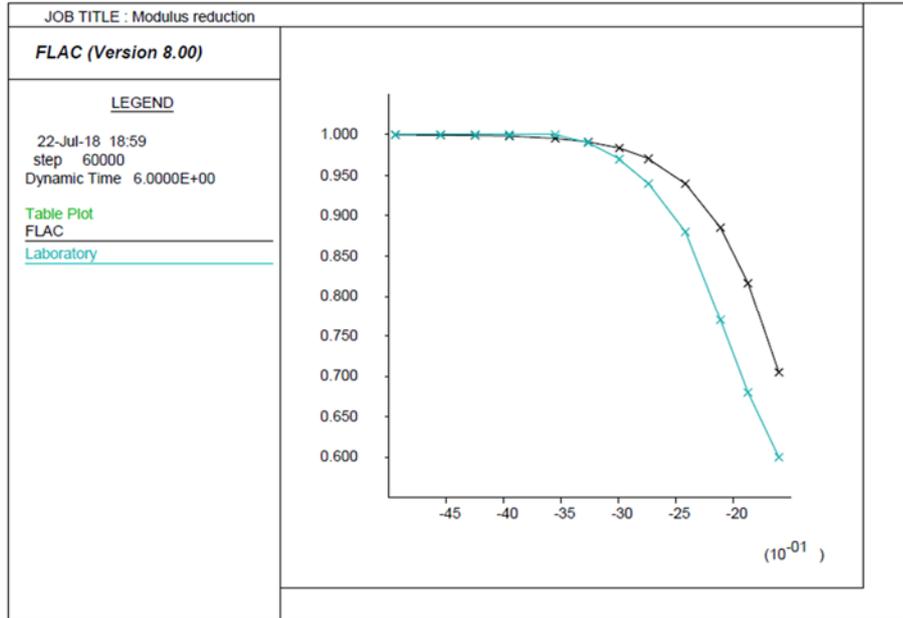


Figura N° 3.15 Ajuste de la curva de reducción del módulo de corte del FLAC (color negro) con la curva del ensayo RCTS de la muestra SRK_03 (color cyan)

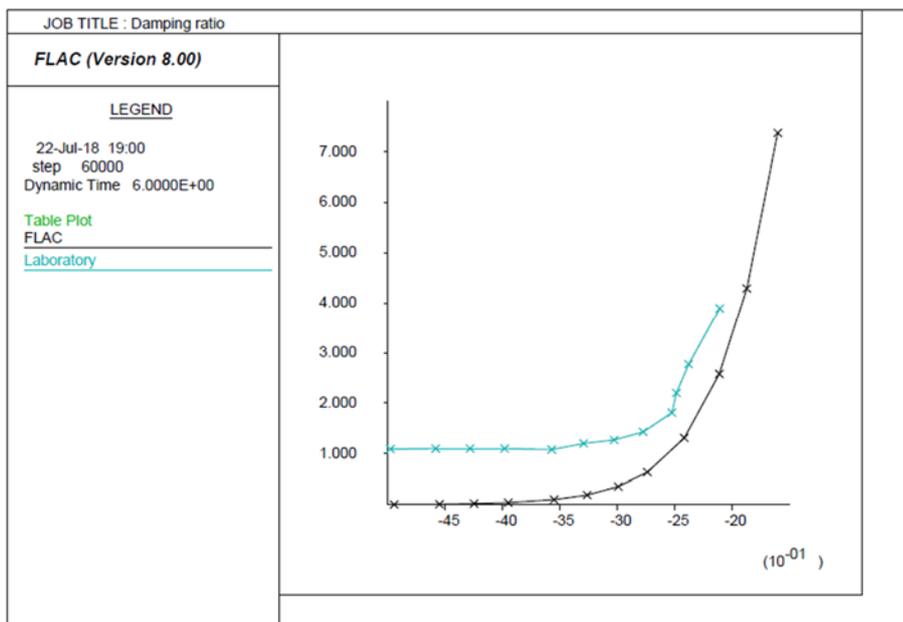


Figura N° 3.16 Ajuste de la curva de amortiguamiento del FLAC (color negro) con la curva del ensayo RCTS de la muestra SRK_03 del año 2016 (color cyan)

En nuestro caso la combinación que se ajusta mejor a los resultados de laboratorio para el material de desmonte de mina, resulta ser: ini hyst default -3.325 0.823.

Para la calibración del amortiguamiento de los materiales granulares, como la morrena del cuerpo de presa y la corona de presa, se utilizó la bibliografía de Seed, 1984. Para este tipo de material se usó el modelo de amortiguamiento histerético predeterminado "default" del FLAC definido por una ecuación cubica, esta ecuación tiene como parámetros ($L1=-3.325$, $L2=0.823$), ver Figura N° 3.17.

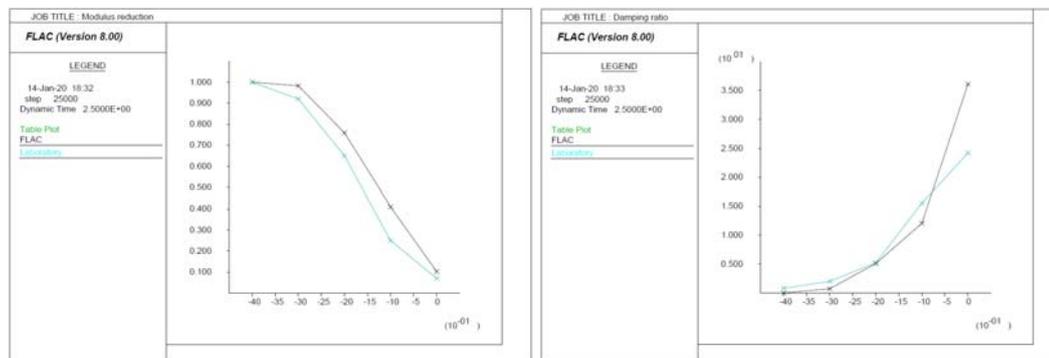


Figura N° 3.17: Ajuste de las curvas de reducción del módulo de corte y de amortiguamiento Histerético predeterminado del FLAC (Color negro) con las curvas de Seed, 1984 (Color Cyan)

3.11 PROCEDIMIENTOS DE VALIDACIÓN DE LOS MODELOS CONSTITUTIVOS

Una vez obtenidos los parámetros geotécnicos de los modelos constitutivos a evaluar, se procederá a representar en un modelo numérico el comportamiento del material simulando un ensayo de laboratorio.

Se ha considerado simular las características básicas de los ensayos de corte simple cíclicos ejecutados en el programa experimental mediante la definición de un modelo geométrico en dos dimensiones con simetría axial (asimetría).

3.11.1 Simulación del ensayo DSS con el modelo UBCSAND

Se ha utilizado una rutina desarrollada en FLAC por el profesor Byrne que se puede obtener de la página web de ITASCA, para representar el ensayo DSS (corte directo cíclico).

Consideraciones para el procedimiento para la calibración con UBCSAND:

- Para la calibración se modelará una zona geométrica de 1 m por 1 m.
- Se ingresa en el "paso 1" del código FISH dos tablas para poder calibrar:
Tabla 1= Curvas de S_{xy} vs esfuerzo efectivo vertical de Fraser River.

Tabla 2= Curva del Lazo Histerético de Fraser River.

- Los parámetros que se ingresan al UBCSAND son muy similares a los que se usan en el método semiempírico de Idriss y Boulanger.
- Básicamente el valor que tenemos que encontrar es el m_{n160} del cual se desprenden los demás parámetros que van a ser calculados inmediatamente.
- A diferencia de las versiones anteriores del modelo como la 904aR, en el código del FLAC_v8 no se consideran parámetros como el $hfac3$, $hfac4$.
- El modelo está basado en el ensayo de corte simple directo cíclico DSS.
- Los valores de CRR obtenidos a partir de ensayos DSS no son los mismos que los obtenidos de ensayos triaxiales cíclicos. Lo cual puede ser ajustado mediante la siguiente expresión:

G. Castro (1975)

$$CRR_{DSS} = \left(\frac{1 + 2K_0}{3} \right) \cdot \frac{2}{\sqrt{3}} CRR_{TX-ICU}$$

Donde $K_0 = 1 - \sin\phi$

- Creamos las historias para guardar los resultados de nuestra zona geométrica:
 - De esfuerzos (cortante, vertical y horizontal).
 - De presión de poros.
- Se varía el CSR y se calcula el respectivo número de ciclos. Esto se realiza hasta obtener un buen ajuste con las curvas de otras investigaciones con similares características a nuestra muestra.
- Los resultados de algunos parámetros se guardan en un "table" para posteriormente plotearlo, como por ejemplo el valor de R_u .

$R_u = (\text{exceso de presión de poros} / \text{esfuerzo efectivo vertical inicial})$

- De obtenerse un resultado de $R_u > 0.7$ podemos decir que el material ha licuado, otros autores sugieren que con un $R_u > 1$ recién se presenta licuación, en nuestro caso usaremos el criterio de 0.7.
- En las gráficas resultantes se debe verificar que el esfuerzo efectivo vertical y la presión de poros tengan similitud, es decir sean aproximadamente paralelos a la presión de poros. Esto se debe a que como la muestra está saturada, cualquier esfuerzo se transmitirá al otro extremo porque el agua al ser incompresible transmite todos los esfuerzos, ver Figura N° 3.28.

Tabla 3.12 Set de fórmulas de parámetros del modelo constitutivo UBCSAND

Parametro	Valor
m_n160	$(N1)_{60cs}=14$
m_pa	60Kpa
Propiedades Elásticas	
m_kge	$21.7*20.0*m_{n160}^{0.333}$
m_ne	0.5
m_kb	$m_{kge}^{0.7}$
m_me	0.5
Propiedades Plásticas	
m_kgp	$m_{kge}*m_{n160}^2*0.003+100.0$
m_np	0.4
m_rf	$\text{Min}(0.99, 1.1*m_{n160}^{-0.15})$
a(N)	$1.05-0.03*m_{n160}+0.004*m_{n160}^2-0.00185*m_{n160}^3+2.92e-6*m_{n160}^4$
b(N)	$1/(-0.424-0.259*m_{n160}+0.00763*m_{n160})$
m_hfac1	$a(N)*(\sigma'_{v0})^b(N)$
m_hfac2	1
m_phicv	Base Case: 25.8° (Sensitivity: 28° - 35.5°)
Resistencia	
m_phif	$m_{phifcv}+ m_{n160}/10$

Fuente: Curso abierto FLAC 8 de ITASCA, 2018

Para $N_{60cs} = 5$ (CSR=0.071, Ncycl=10)

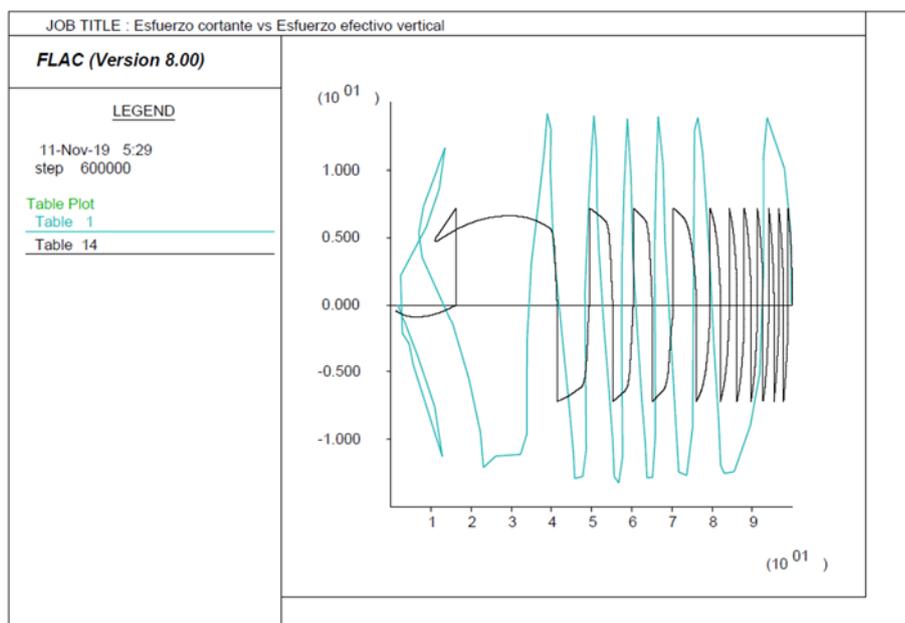


Figura N° 3.17 Curvas de S_{xy} VS σ'_v del modelo UBCSAND FLAC ($N_{60cs} = 5$, $Dr=40\%$ color negro) y Fraser River ($Dr=40\%$ color cyan)

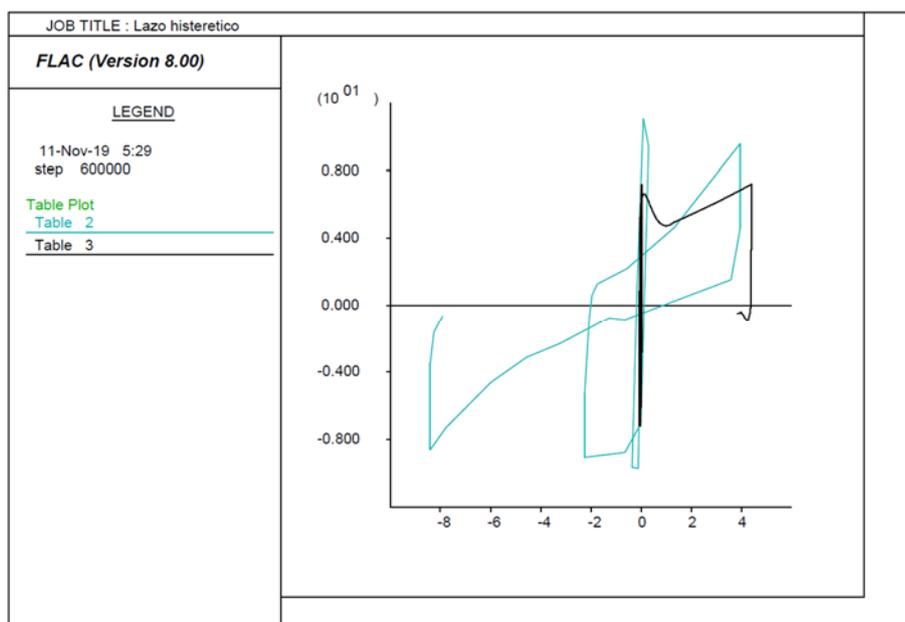


Figura N° 3.18 Lazos histeréticos del resultado del modelo UBCSAND FLAC ($N_{60cs} = 5$, $Dr=40\%$ color negro) y Fraser River ($Dr=40\%$ color cyan)

Para $N_{60cs} = 10$ (CSR=0.113, $N_{cycl}=7$)

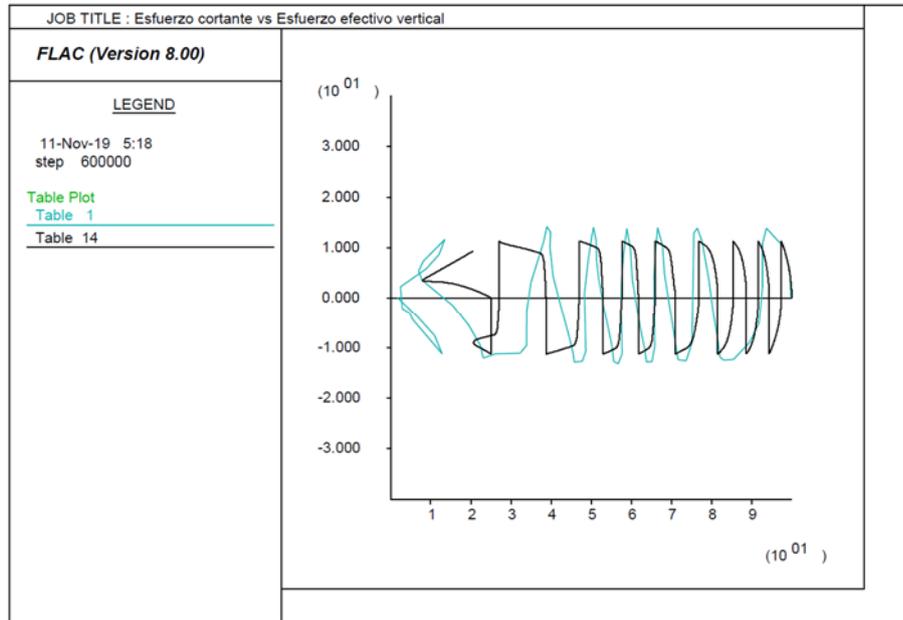


Figura N° 3.19 Curvas de S_{xy} VS σ'_v del modelo UBCSAND FLAC ($N_{60cs} = 10$, $D_r=40\%$ color negro) y Fraser River ($D_r=40\%$ color cyan)

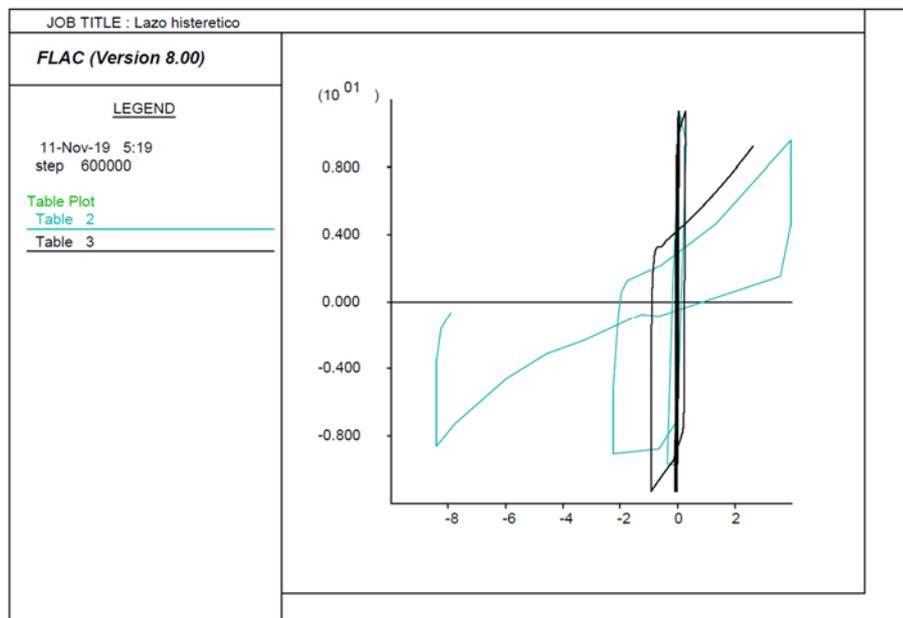


Figura N° 3.20 Lazos histeréticos del resultado del modelo UBCSAND FLAC ($N_{60cs} = 10$, $D_r=40\%$ color negro) y Fraser River ($D_r=40\%$ color cyan)

Para $N_{60cs} = 14$ (CSR=0.150, $N_{cycl}=5$)

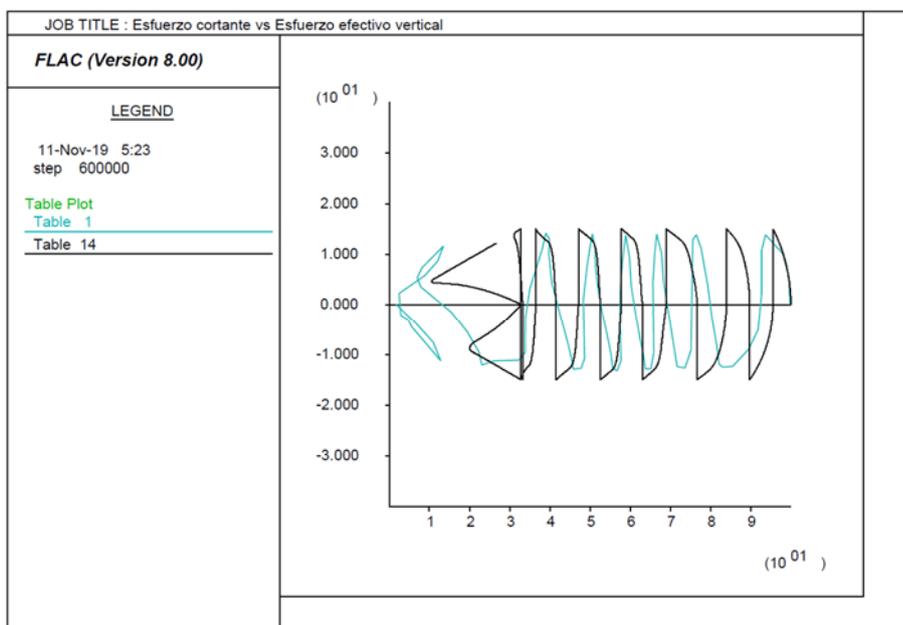


Figura N° 3.21 Curvas de S_{xy} VS σ'_v del modelo UBCSAND FLAC ($N_{60cs}= 14$, $D_r=40\%$ color negro) y Fraser River ($D_r=40\%$ color cyan)

De acuerdo a lo que se observa en la comparación, se concluye que esta es la curva que más se aproxima a la curva de laboratorio de Fraser River Sand.

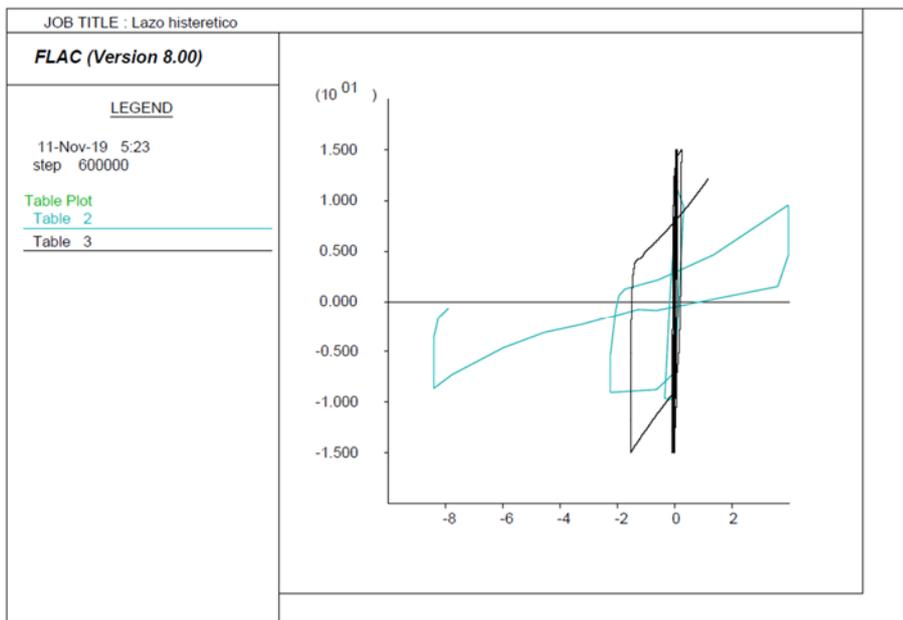


Figura N° 3.22 Lazos histeréticos del resultado del modelo UBCSAND FLAC ($N_{60cs}= 14$, $D_r=40\%$ color negro) y Fraser River ($D_r=40\%$ color cyan)

Para $N_{60cs} = 18$ (CSR=0.190, $N_{cycl}=3$)

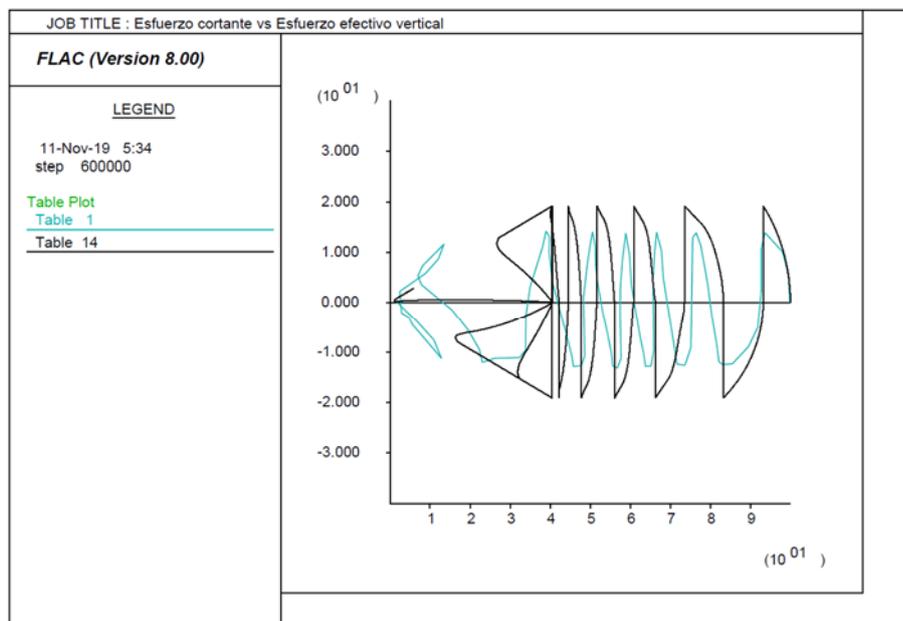


Figura N° 3.23 Curvas de S_{xy} VS σ'_{v} del modelo UBCSAND FLAC ($N_{60cs} = 18$, $D_r=40\%$ color negro) y Fraser River ($D_r=40\%$ color cyan)

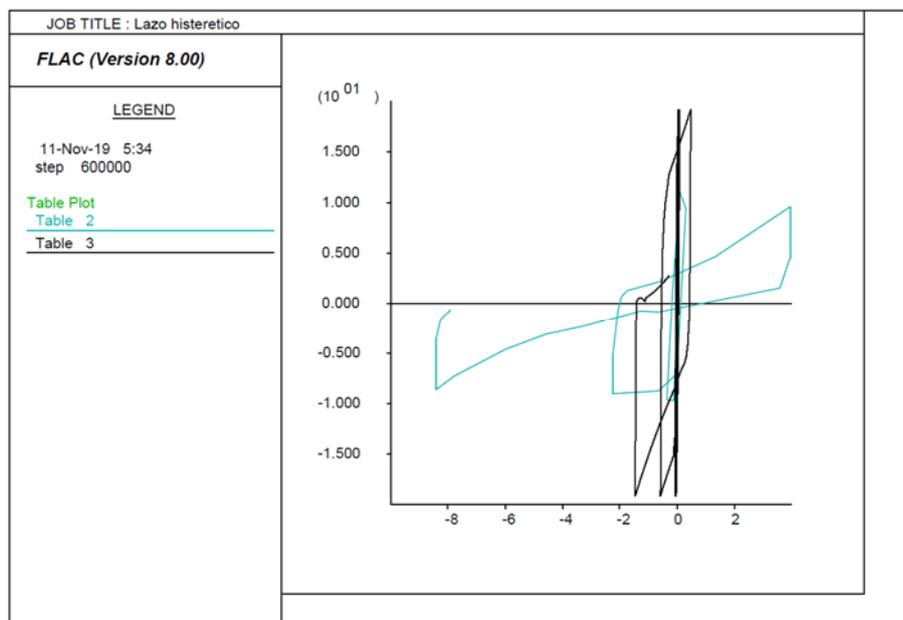


Figura N° 3.24 Lazos histeréticos del resultado del modelo UBCSAND FLAC ($N_{60cs} = 18$, $D_r=40\%$ color negro) y Fraser River ($D_r=40\%$ color cyan)

En las siguientes figuras se presenta información de la recopilación de resultados de curvas CSR vs N_L de distintas fuentes como el rio de Sacramento, el rio Fraser, Monterrey y Christchurch.

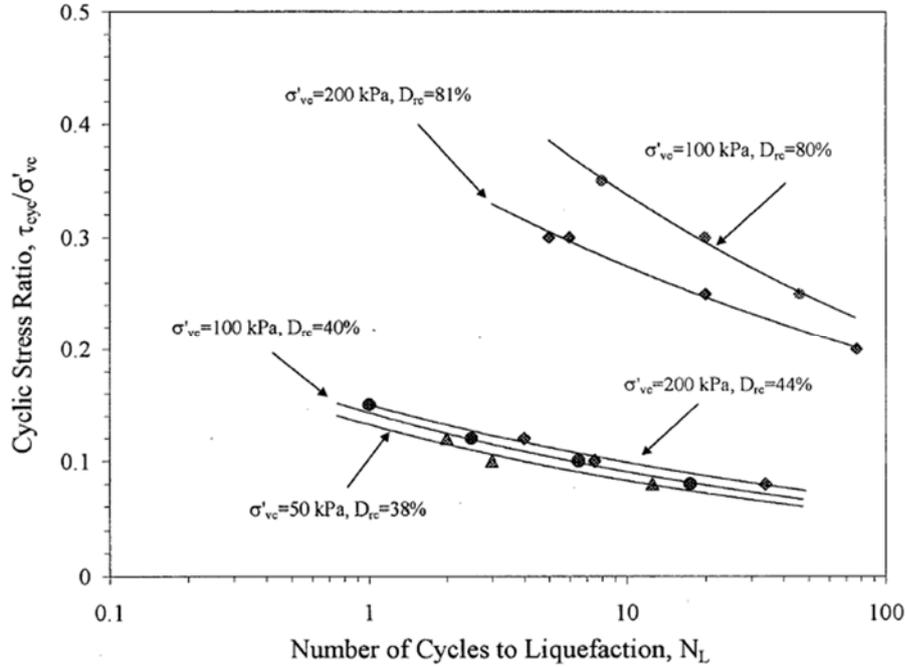


Figura N° 3.25 Comparación de las curvas CSR vs N_L . Curvas de la arena del Fraser River para las densidades relativas ($D_r = 38\%$ $\sigma'_{ve} = 50$ kPa), ($D_r = 40\%$, 80% $\sigma'_{ve} = 100$ kPa), ($D_r = 44\%$, 81% $\sigma'_{ve} = 200$ kPa)

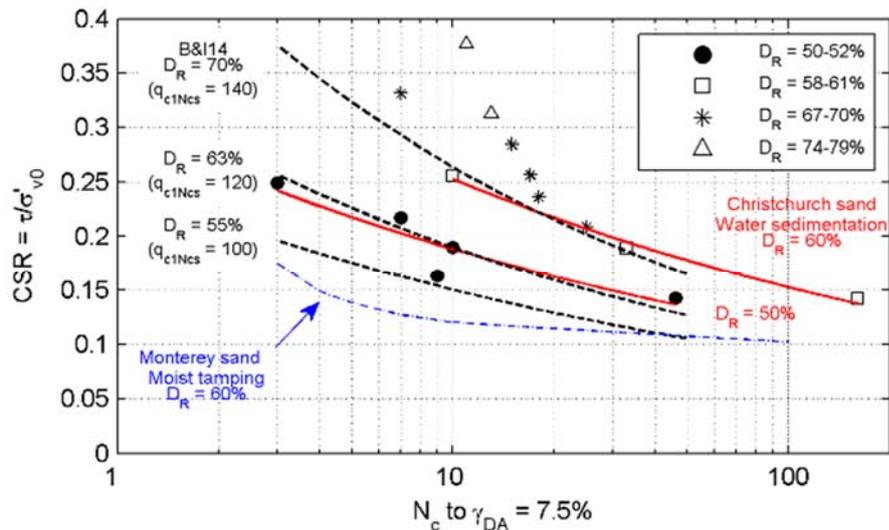


Figura N° 3.26 CSR vs N_L Idriss y Boulanger para las densidades relativas ($D_r = 55\%$, 63% , 70%) y Christchurch sand ($D_r = 50\%$, 60%)

En la siguiente tabla y figura se presenta la comparación de los resultados del modelo de FLAC tabla con las curvas de las investigaciones presentadas anteriormente:

Tabla 3.13 Número de ciclos vs CSR

$(N_1)_{60cs}$	Nro Ciclos	CSR	CRR
5	10	0.071	0.072
10	7	0.113	0.113
12	6	0.130	0.131
14	5	0.150	0.152
16	4	0.170	0.170
18	3	0.190	0.191

Fuente: Elaboración propia

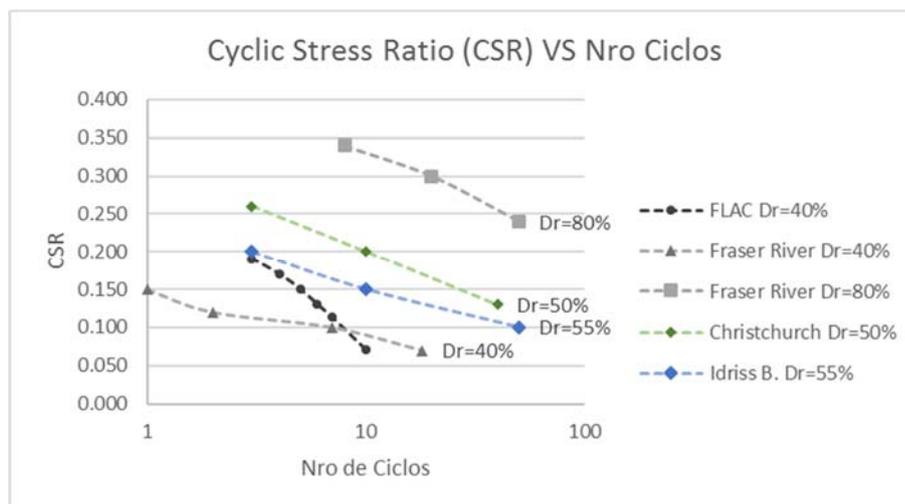


Figura N° 3.27 Comparación de curvas CSR vs N_L del FLAC con las curvas de otras investigaciones

La curva de Fraser River, de Columbia Británica, con $Dr=40\%$ presenta características más similares a la muestra de esta investigación, tienen prácticamente la misma densidad relativa (Dr), que es un parámetro muy importante; como se observa las curvas CSR vs N_L son muy susceptibles a la Dr .

En las gráficas anteriores, las curvas del modelo UBCSAND tomaron en cuenta el set de parámetros indicados en la Tabla 3.14.

Tabla 3.14 Calibración del ensayo DSS del relave

Material (SP)	Símbolo	Unidad	Valor
Modelo constitutivo	-	-	UBCSAND
Peso unitario	γ	kN/m ³	15.3
Número de golpes corregido por energía y finos	m_n160	kPa	14
Ángulo de fricción interna crítico a volumen constante	ϕ_{cv}	°	25.8
Endurecedor primario, controla el número de ciclos para activar la licuación	hfac1	-	0.65
Endurecedor secundario, refina la forma del aumento de presión de poros con ciclos	hfac2	-	1
Densidad relativa	D_r	%	40
Esfuerzo de compresión inicial	E_{syyc}	KPa	-100

Fuente: Elaboración propia

Las propiedades de la muestra se basaron en los resultados de ensayos de laboratorio convencionales, incluido el ángulo de fricción de volumen constante, ϕ_{cv} , que resultó ser igual a 25.8°. La resistencia a la penetración estándar corregida, $(N_1)_{60-cs}$ se encontró iterativamente (utilizando el modelo UBCSAND) de modo que el comportamiento de la muestra simulada fue similar al del ensayo de laboratorio con respecto al comportamiento general esfuerzo-deformación y el número de ciclos para causar licuación (se supone que ocurre a un esfuerzo cortante de 3.75%). Esto condujo a un valor de $(N_1)_{60-cs}$ de 14 (golpes/30 cm). Como se puede observar en la Figura N° 3.27, existe una buena concordancia entre las simulaciones y los resultados experimentales de CSR vs N_L .

Finalmente, después del proceso de calibración podemos mostrar los siguientes resultados, que consta de esfuerzos cortantes, verticales, horizontales y presión de poros contra el número de pasos de la simulación y se observa cómo se desencadena la falla por licuación:

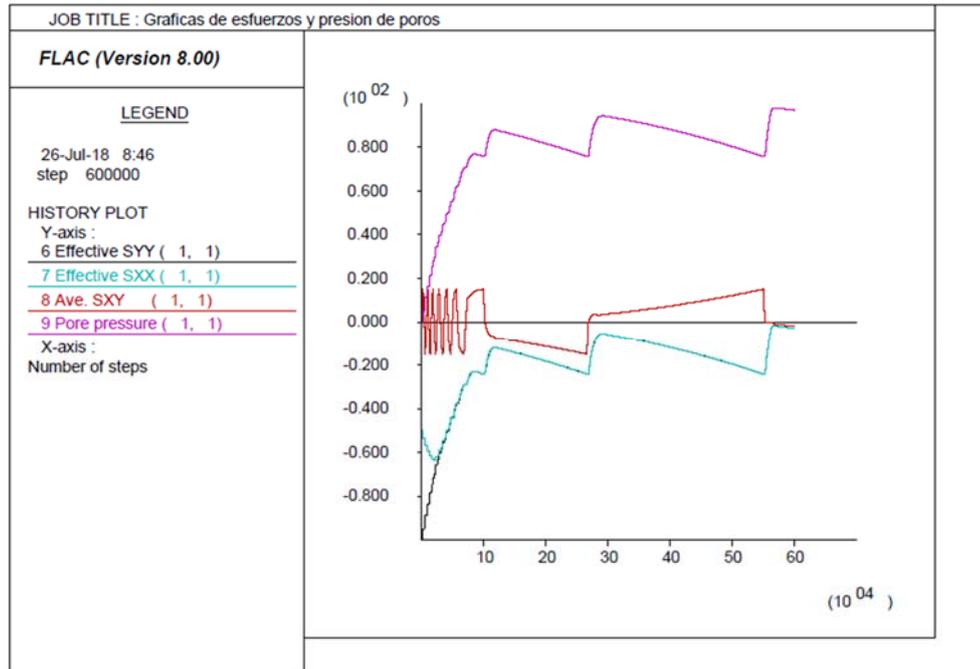


Figura N° 3.28 Graficas que muestran cómo se comporta la muestra en licuación, Curva de esfuerzo cortante (color rojo), curva de la presión poros (color morado), curva de esfuerzo efectivo vertical (color negro)

CAPÍTULO IV: MODELAMIENTO NUMÉRICO

4.1 MODELO GEOMÉTRICO POR ETAPAS

En las Figuras 4.1 y 4.2, se presenta la configuración del depósito de relaves en planta y en sección transversal.

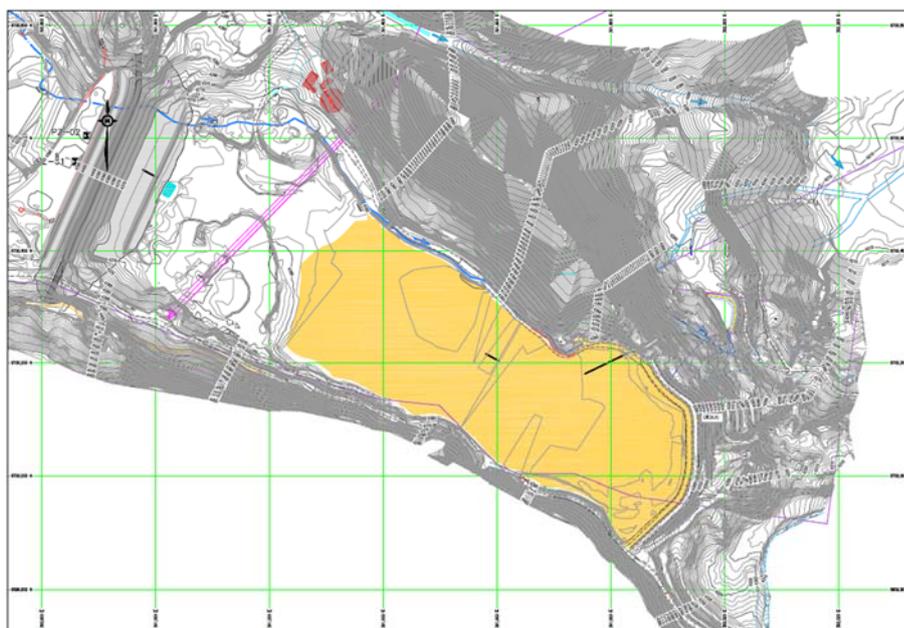


Figura N° 4.1 Vista en planta de la presa

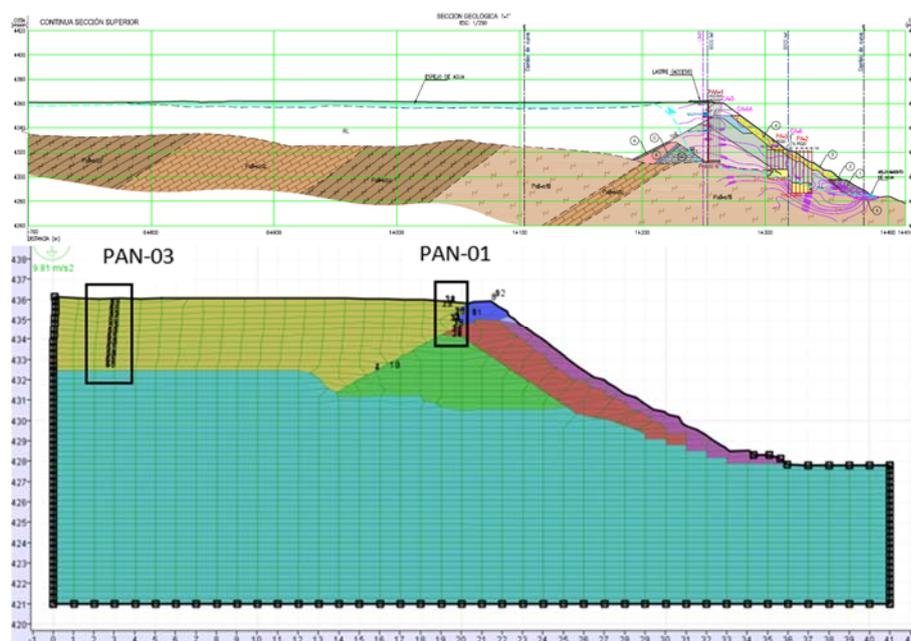


Figura N° 4.2 Secciones del modelo donde se muestra la geología y los puntos de control de los sondajes PAN-01 y PAN-03

4.2 SIMULACIÓN NUMÉRICA DE LA CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA

El análisis numérico se efectuó mediante modelos bidimensionales de diferencias finitas usando el programa FLAC 2D v 8.0, al respecto cabe señalar lo siguiente:

- Se define en primer lugar la geometría de la presa y del depósito de relaves mediante una malla de análisis, se dibuja los contornos separando las estructuras que participaran en el análisis, teniendo una grilla más fina en la zona que corresponde al material en evaluación.
- Se supuso que el estado de esfuerzos *in situ* queda definido por un esfuerzo vertical de tipo gravitacional.
- Los esfuerzos horizontales se consideraron iguales ($K_{EW} = K_{NS}$).
- En primer lugar, fue necesario llegar a la condición de equilibrio para el modelo, considerando el estado de esfuerzos en condiciones elásticas y después en condiciones plásticas.
- Una vez que el modelo de la sección estaba en equilibrio, se procedió a simular el efecto de la construcción de las estructuras en el siguiente orden: presa y conformación del depósito de relaves equilibrando el sistema para cada carga de las estructuras.
- Como resultado del análisis para la sección se obtuvo el campo de desplazamientos y deformaciones.

En la siguiente figura se presenta la distribución de materiales de la presa y del depósito de relaves analizado.

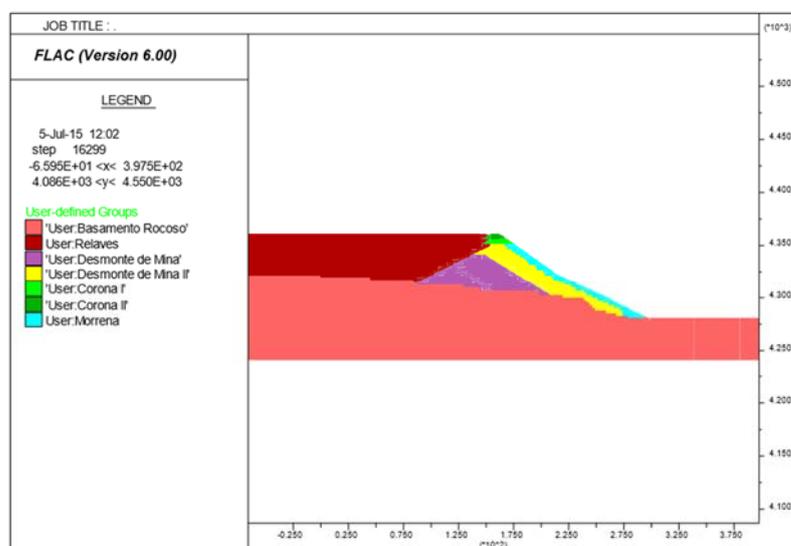


Figura N° 4.3 Distribución de materiales

4.3 REGISTROS SÍSMICOS UTILIZADOS

Se utilizaron dos registros sísmicos en el análisis dinámico, para lo cual se tomó como referencia el informe de peligro sísmico desarrollado por la empresa ZERGEOSYSTEM en el año 2011 [33].

La generación de registros sísmicos fue realizada mediante la metodología del ajuste espectral en donde se usó el software SeismoMatch. Este procedimiento ejecuta una modificación del tiempo historia de un registro de aceleración real para hacerlo compatible con un espectro de respuesta especificado por el usuario. El código original del programa fue escrito por N.A. Abrahamson (Ref.[1]) y posteriormente actualizado por Hancock *et al.* (Ref.[8]). Para la ejecución de esta metodología se definió como espectro objetivo el Espectro de Peligro Uniforme (EPU) generado por la ley de atenuación de Young para suelo Tipo B (roca) para un periodo de retorno de 475 años y se consideraron como sismos representativos de la zona en estudio el sismo de Lima del año 1974 y el sismo de Atico ocurrido en el año 2001.

La Tabla 4.1 muestra los parámetros hipocentrales de los registros sísmicos utilizados, mientras que en la Figura N° 4.5 y Figura N°4.8 se puede observar el ajuste espectral realizado.

Los registros sísmicos cuyo espectro de respuesta son compatibles con el espectro de peligro uniforme definido por el estudio de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años se muestran en la Figura N° 4.6 y Figura N°4.9. Estos registros serán utilizados en el análisis dinámico.

Tabla 4.1 Registro de aceleraciones para la generación de sismos sintéticos

Registro de aceleraciones original			Estación de registro	
Nombre	Magnitud (Mw)	Mecanismo	Nombre	Distancia Hipocentral (km)
Lima 1974, Perú COMP: 90° 03 de octubre, 1974	8.1	Subducción interfase	Estación Parque de la Reserva	84
Atico 2001, Perú COMP: E-W ° 23 de junio, 2001	8.4	Subducción interfase	Estación César Vizcarra Vargas	330

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, es importante mencionar que los registros sísmicos utilizados en el análisis dinámico en FLAC fueron previamente corregidos por línea base para tomar en cuenta que la aceleración al inicio del sismo debe ser cero y por filtrado para evitar los efectos de altas y bajas frecuencias sobre el acelerograma.

El ajuste espectral se realiza modificando el registro de aceleraciones original hasta que su espectro de respuesta resultante se aproxime al espectro de diseño objetivo, en el caso de esta investigación será el EPU 475 [33].

Tabla 4.2 Valores del espectro de respuesta EPU-475

Periodo (s)	(EPU 475 años)
Acel. Horiz. Max	0.250
0.075	0.386
0.100	0.410
0.200	0.505
0.300	0.458
0.400	0.413
0.500	0.371
0.750	0.269
1.000	0.193
2.000	0.082
3.000	0.030

Fuente: (SVS, 2015)

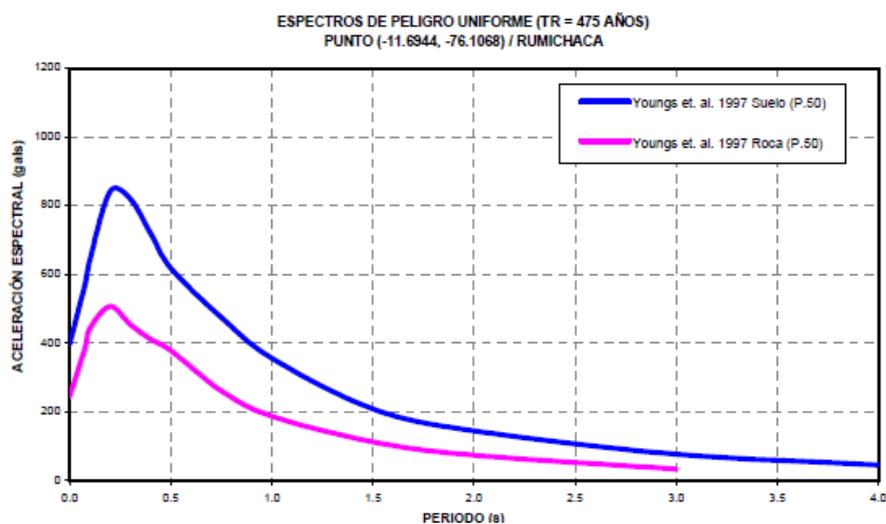


Figura N° 4.4 Espectro de peligro uniforme T=475 años

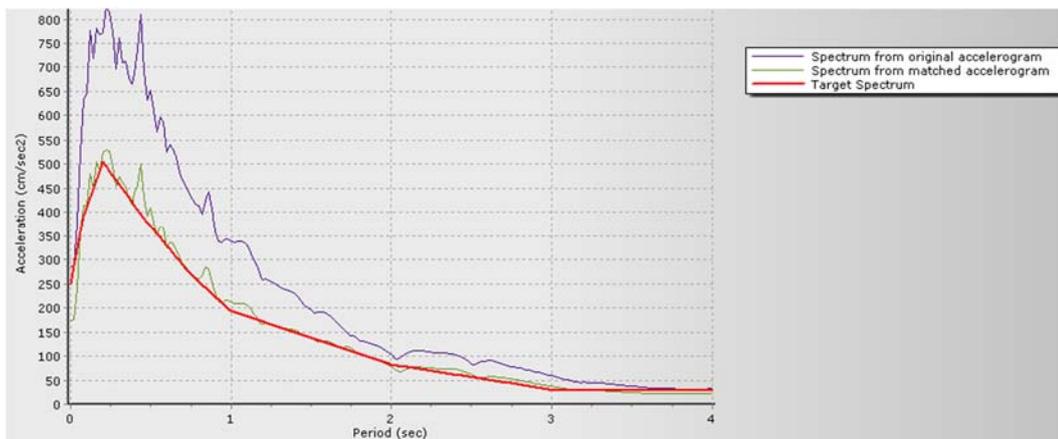


Figura N° 4.5 Ajuste espectral realizado para el sismo de Lima 1974 (COMP: 90°)

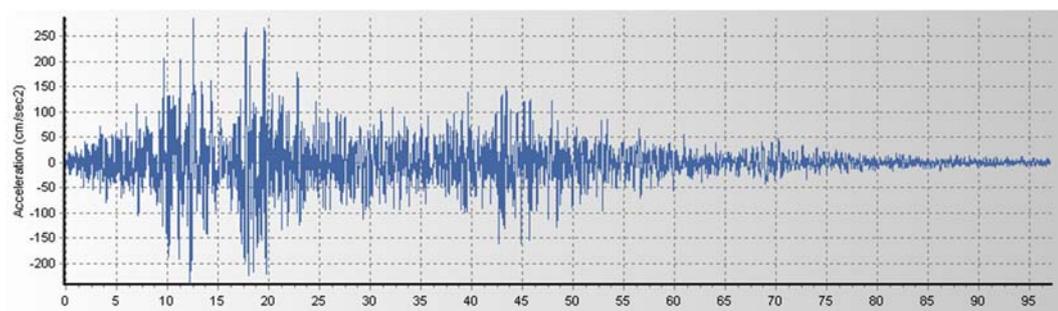


Figura N° 4.6 Registro de aceleraciones del sismo de Lima 1974 (COMP: 90°)

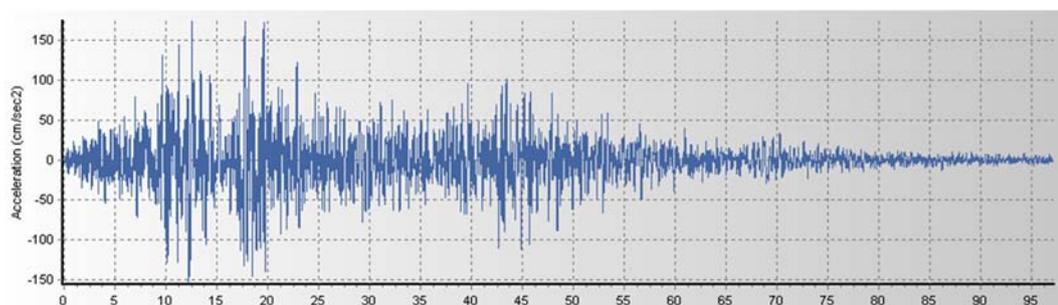


Figura N°4.7 Registro de aceleraciones sintéticas resultado del ajuste espectral del sismo de Lima 1974 (COMP: 90°) al EPU (T=475 años)

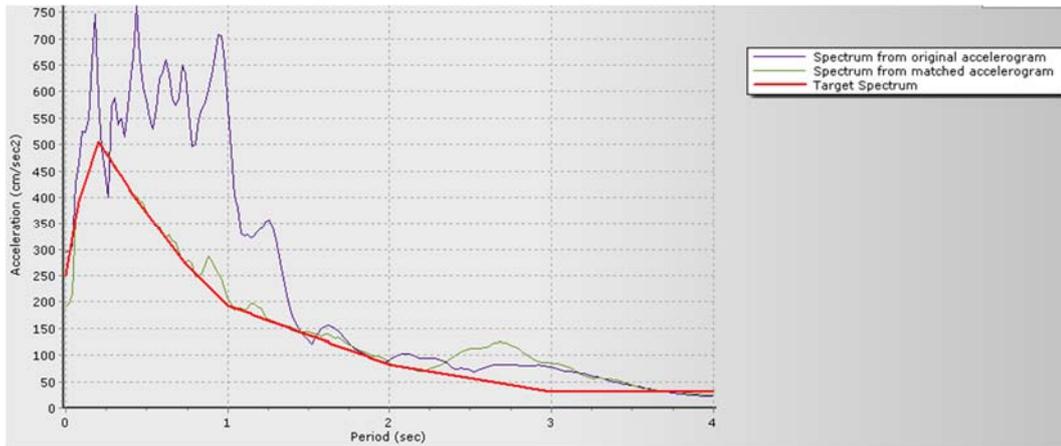


Figura N°4.8 Ajuste espectral realizado para el sismo de Atico 2001 (COMP: E-W °)

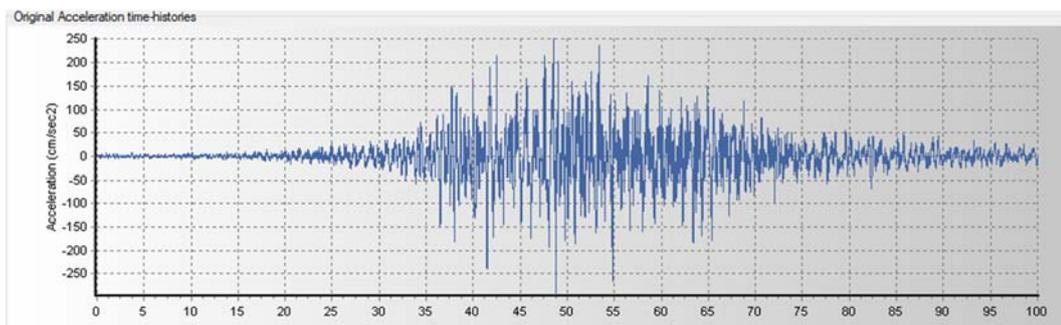


Figura N°4.9 Registro de aceleraciones del sismo de Atico 2001 (COMP: E-W °)

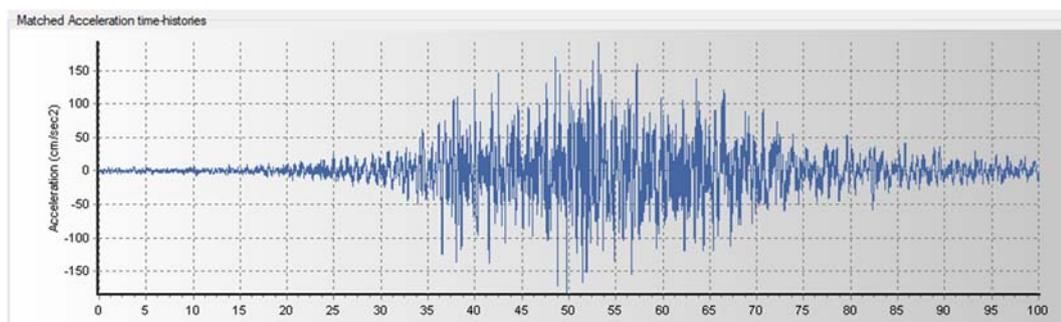


Figura N°4.10 Registro de aceleraciones sintéticas resultado del ajuste espectral del sismo de Atico 2001 (COMP: E-W °) al EPU (T=475 años)

4.4 ANÁLISIS DINÁMICO ELÁSTICO

Este análisis se realiza para determinar el periodo predominante y la frecuencia central. El terremoto obtenido a través de la técnica de ajuste espectral es aplicado en la base del modelo para que éste vibre libremente generando las máximas deformaciones y amplitudes, es por ello que no se aplica ningún tipo de amortiguamiento.

Consideraciones para el análisis dinámico:

- Para el dimensionamiento de la geometría es importante la altura de las zonas.

L =Longitud de la zona

$L=Vs/10f_{max}$ me da un tamaño de zona preliminar para cada material.

- El valor de L se varía para obtener una frecuencia, la cual se compara.
- Si esta frecuencia resulta menor que la límite (frecuencia central de todo el depósito) entonces esta altura de zona no es correcta.
- Si tenemos un perfil de módulo de corte (G) de las investigaciones geotécnicas, se usará aquel G que corresponde a 2 zonas por debajo de la superficie.

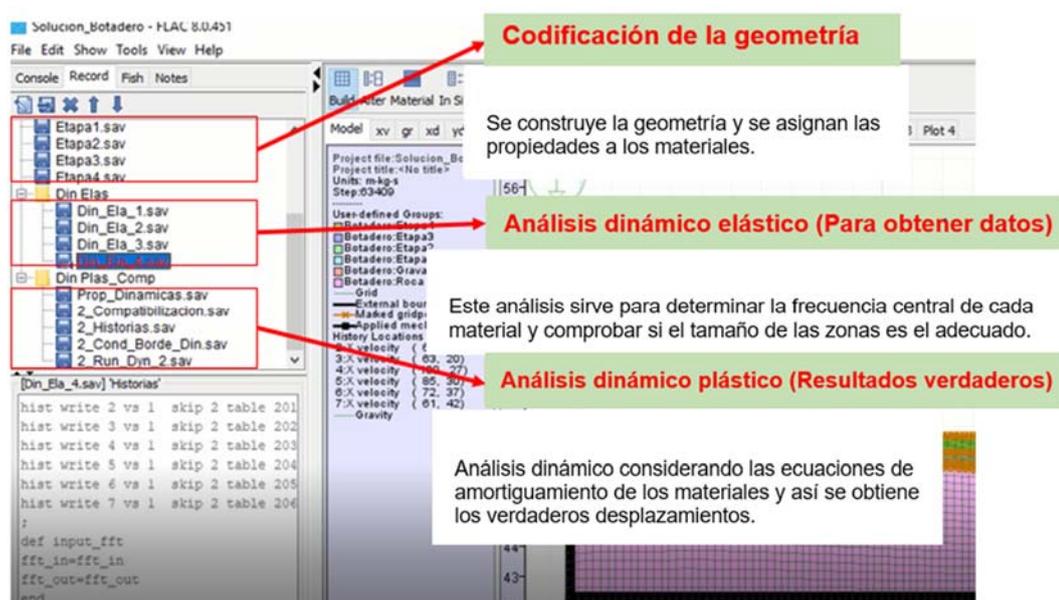


Figura N° 4.11 Esquema de un análisis dinámico

El análisis dinámico es llevado a cabo siguiendo los pasos descritos a continuación:

Paso 1: Se genera la geometría, se define los grupos de materiales y las condiciones de borde. Importante desactivar el set dyn.

Paso 2: Se genera la topografía final con la presa de relaves, se ejecuta un “solve” para verificar que las deformaciones en la condición estática están dentro del rango de lo permisible.

Paso 3: Se asigna las permeabilidades de los materiales y se genera el nivel freático resultado de un análisis de infiltración. El realizar el cálculo de flujo y mecánico se denomina método acoplado.

Paso 4: Se aplica una presión de poros inicial de 0 Pa en el grupo de basamento rocoso con el fin de que el cálculo mecánico se centre en los materiales del depósito de relaves.

Paso 5: Se definen funciones para definir las propiedades del basamento rocoso y el relave.

Paso 6: Con la función "*set_ubcsand*" se definen las zonas en las que se va aplicar el modelo UBCSAND. Además, con la función "*properties*" se asignará los respectivos parámetros a las zonas con el modelo UBCSAND.

Paso 7: Se define la función *sin_wave* y también se define el parámetro "Ru", que nos permitirá estudiar la licuación en el análisis dinámico plástico.

Paso 8: Se asigna solamente la ecuación de amortiguamiento en el basamento rocoso (0.005 0.4) y no a los demás materiales, para que se considere este análisis dinámico como elástico.

Para el análisis dinámico plástico si se asignó las ecuaciones de amortiguamiento a cada material.

Paso 9: Se aplica el sismo en la base, en forma de registro de velocidades.

Determinación de la frecuencia central de cada material:

Después de someter al modelo con el sismo, se recoge el registro de velocidades de un punto de control ubicado en el material de interés.

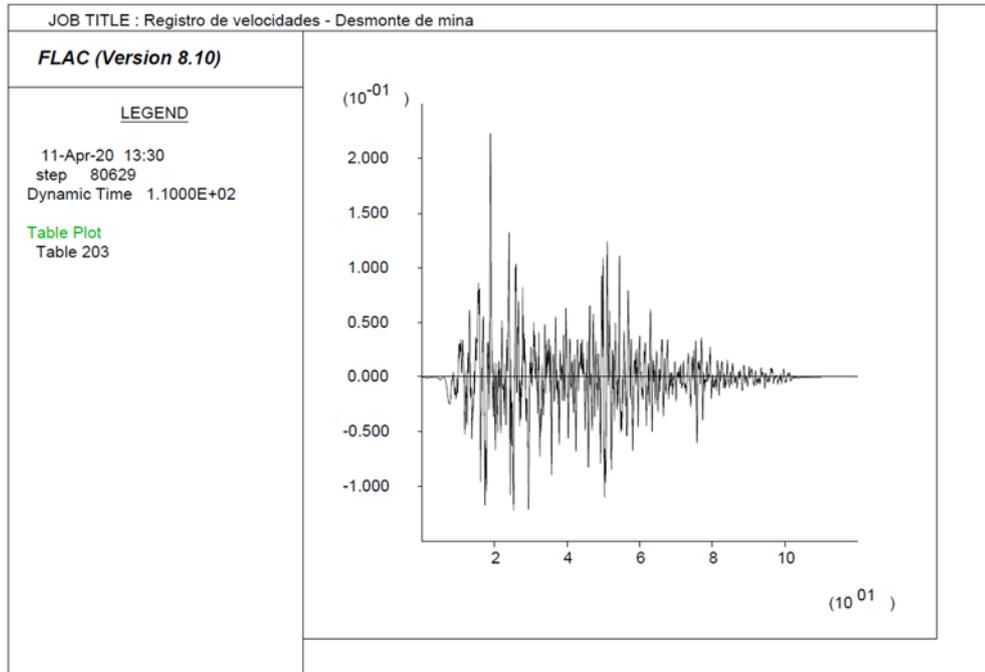


Figura 4.12: Registro de velocidades del punto de control ubicado en el Desmonte de mina

Del registro de velocidades se obtiene el espectro de potencia de velocidades mediante la aplicación de la transformada rápida de Fourier (FFT).

Con la herramienta “*show mouse coordinate*” determinaremos la frecuencia central de la gráfica del espectro de potencia, como se observa en la Figura 4.13.

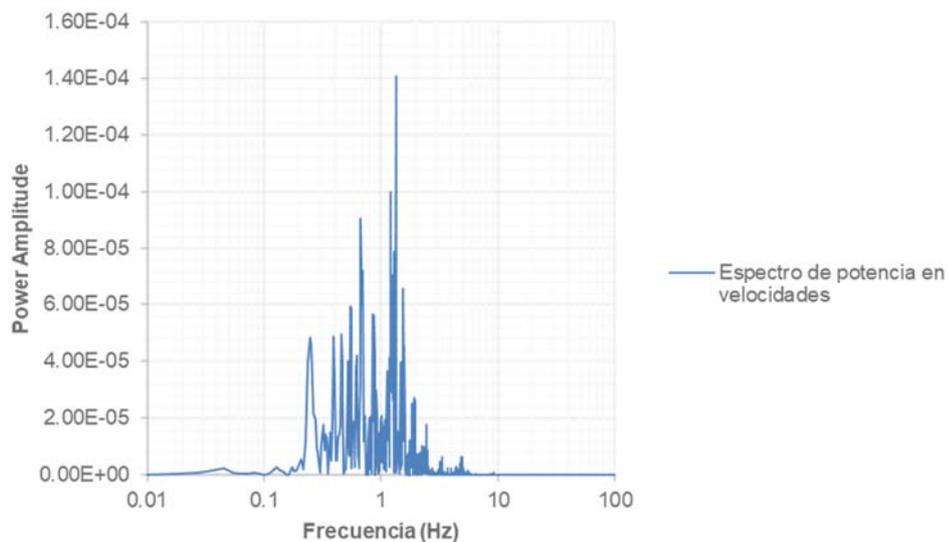


Figura 4.13 Espectro de potencia de velocidades - Desmonte de mina (frecuencia central $f = 4.50$ Hz y periodo predominante $T = 0.22s$)

Tabla 4.3 Frecuencia central para cada material

Punto de control	Material	Periodo predominante T (s)	Frecuencia central (Hz)
2	Basamento rocoso	0.25	4.0
3	Morrena en cuerpo de presa	0.20	5.0
4	Desmante de mina	0.20	5.0
5	Relave	0.21	4.9

Fuente: Elaboración propia

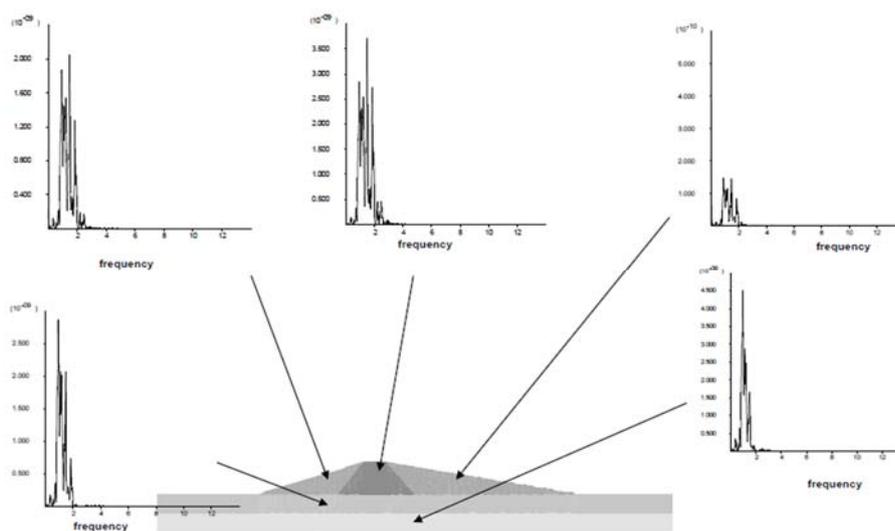


Figura N°4.14 Selección de frecuencia central (curso de ITASCA, 2018)

Con los datos de la Tabla 4.3 se determinará el amortiguamiento crítico que opera en la frecuencia central [9] para cada unidad geotécnica, esto es necesario para la ejecución del análisis dinámico plástico.

Verificación del tamaño de zona

Con el dato de la frecuencia máxima de la velocidad de corte (C_s), se procedió a verificar el tamaño de la zona mediante las siguientes relaciones:

$$C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad f_s^{\max} = \frac{1}{10} \frac{C_s}{L}$$

Donde “L” es la longitud de la altura máxima de la malla para que la onda se propague en ese material. La Tabla 4.4 muestra los “L” y frecuencia de cada material.

Tabla 4.4 Verificación para el tamaño de las zonas

Tipo de Material	Tamaño de la malla usada(m)	Go (Pa)	Densidad (kg/m ³)	Cs (m/s)	Max. Frec. Cs (Hz)	L (m)	¿Cumple?
Basamento rocoso	2.5	5.30E+09	2242.61	697	4.0	17.4	Si
Morrena en cuerpo de presa	2.5	1.50E+09	2038.74	336	5.0	6.7	Si
Desmante de mina	2.5	2.50E+09	2038.74	367	5.0	7.3	Si
Relaves	2.5	2.10E+08	1529.05	179	4.9	3.6	Si

Fuente: Elaboración propia

Se verificó que el tamaño de la malla usada para cada material es adecuado para que la onda del sismo se propague correctamente en todo el modelo.

4.5 ANÁLISIS DINÁMICO PLÁSTICO

Esto corresponde a un análisis dinámico propiamente dicho y se alimenta de los datos obtenidos en el análisis dinámico elástico. En este análisis se aplica el amortiguamiento obtenido en el capítulo 3.10.1. El modelo constitutivo UBCSAND se utilizará con los parámetros calibrados en el capítulo 3.11.1.

A continuación, se presentan los resultados del análisis dinámico usando los sismos de Lima 1974 y Atico 2001 (T=475 años):

Resultados del análisis dinámico usando el sismo de Lima 1974 (T=475 años)

La Figura N° 4.15 muestra cómo se distribuye la presión de poros debajo del nivel freático, este nivel se obtuvo después de hacer el cálculo con el flujo y al asignar las propiedades de permeabilidades a los materiales. Con el nivel freático definido se determina las presiones de poros debajo del nivel y así calcular el esfuerzo efectivo de los materiales.

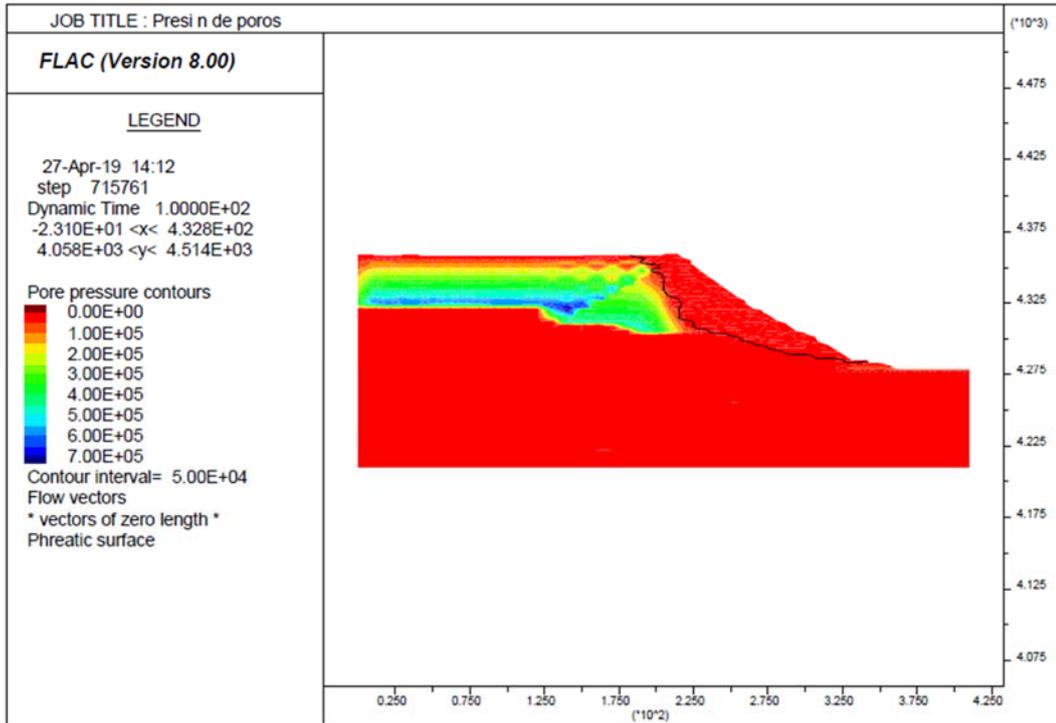


Figura N° 4.15 Distribución de presiones de poros generados por el sismo de Lima 1974 con periodo de retorno de 475 años (en Pa)

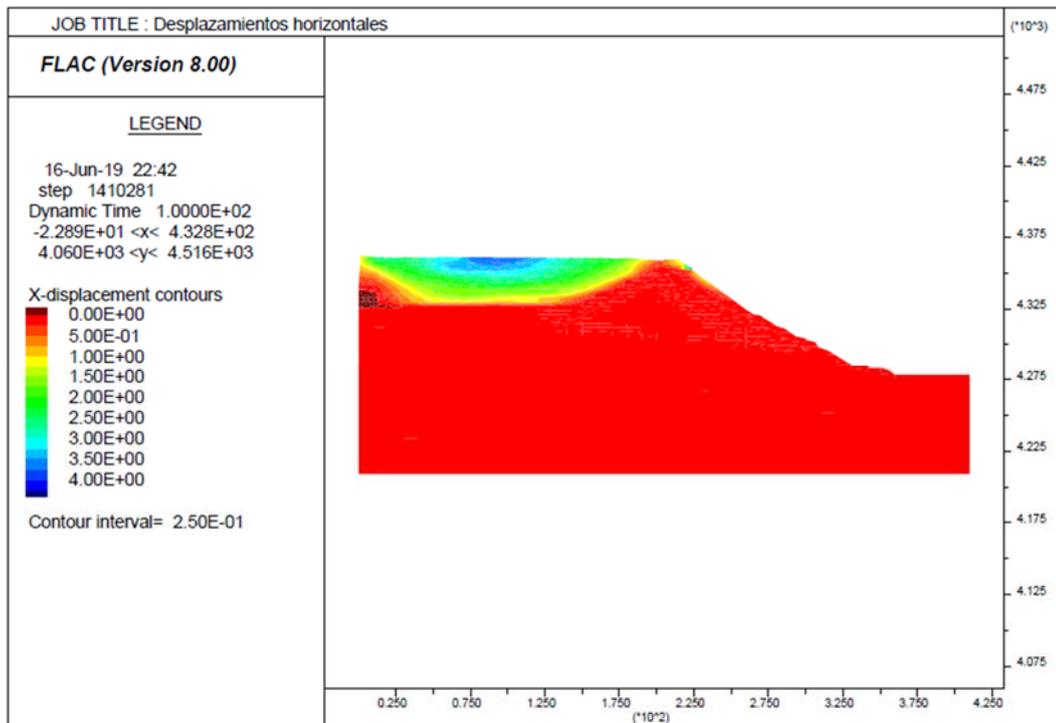


Figura N° 4.16 Desplazamientos horizontales generados por el sismo de Lima 1974 (en metros)

La Figura N° 4.16 muestra el diagrama de contorno de los desplazamientos horizontales nos muestra las zonas que han sufrido mayor desplazamiento debido al sismo, la zona de relaves es la que experimentó mayor desplazamiento. También se observan desplazamientos en la zona del talud, que son del orden de 0.55 m y en la zona del talud aguas abajo son del orden de 0.15 m.

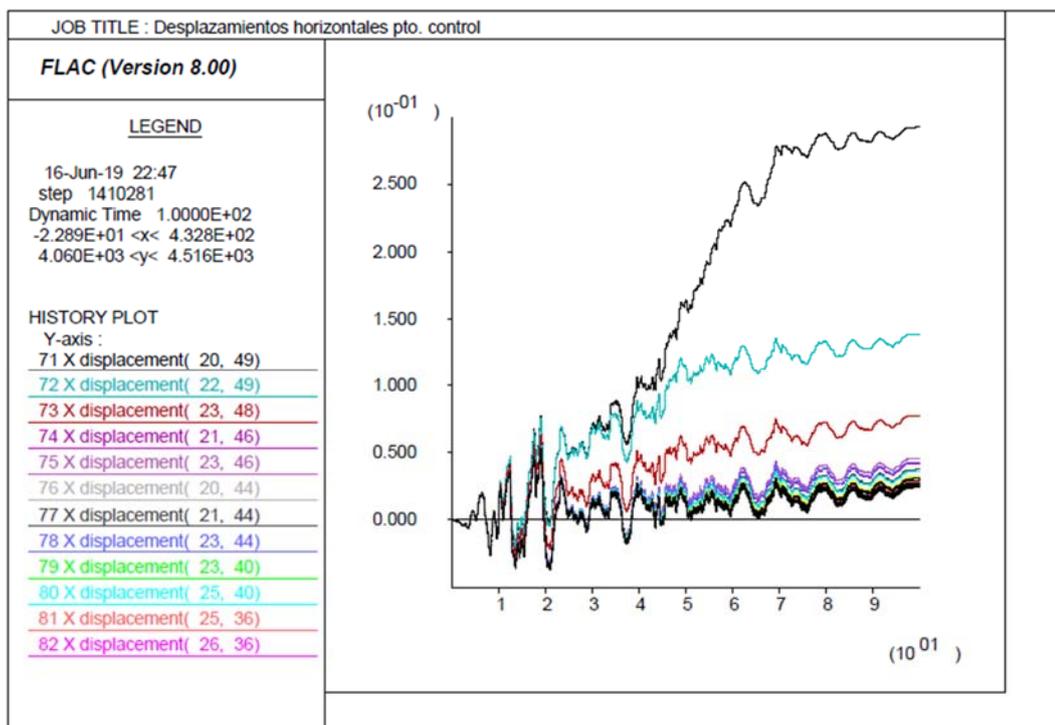


Figura N° 4. 17 Desplazamientos horizontales vs tiempo dinámico (puntos de control) generados por el sismo de Lima 1974 (en metros)

La Figura N° 4.17 muestra los tiempos historia de los desplazamientos horizontales, nos muestra la historia de los puntos de control del cuerpo del dique: 71, 74, 76, 77, 79, 81. Talud de la presa: 72, 73, 75, 78, 80, 82.

Las siguientes figuras están asociadas al estudio del comportamiento a la licuación del relave del depósito y su efecto en el pie aguas arriba de los últimos crecimientos (aguas arribas y línea central) y el desplazamiento de la presa.

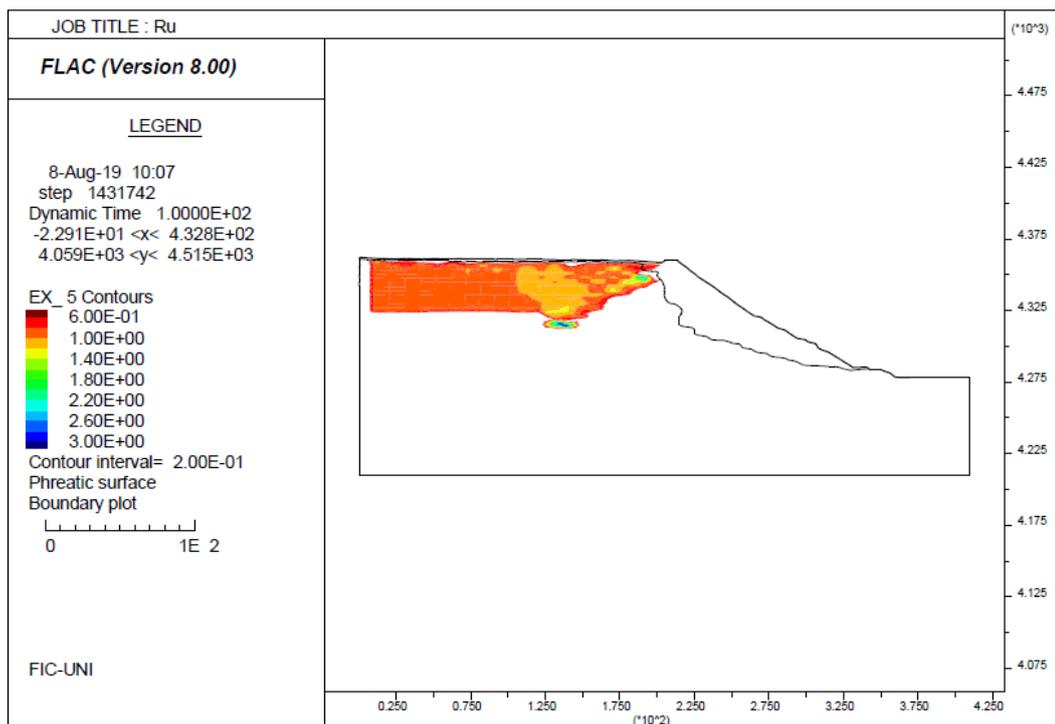


Figura N° 4. 18 Distribución de exceso de presión de poros (Ru) generadas por el sismo de Lima 1974

Se asignó al relave el modelo constitutivo UBCSAND, este modelo permite la generación del incremento de presión de poros y estudiar la licuación de los relaves del depósito mediante el parámetro “Ru”. Los diagramas de contorno del “Ru” nos permiten identificar las zonas que están licuando ($Ru > 0.7$).

El incremento de presión de poros debido al movimiento sísmico, hace que las partículas se separen, disminuyan su esfuerzo efectivo y pierdan rigidez.

El “Ru” es la relación del exceso de presión de poros generado por el movimiento sísmico contra el esfuerzo efectivo vertical inicial, que es la resistencia del suelo. En otras palabras, es la relación de esfuerzos actuantes entre esfuerzos resistentes.

La Figura N° 4.19 muestra el desplazamiento vertical de un punto de control ubicado en la cresta de la corona central del dique. Se observa un desplazamiento después del sismo de Lima de 1974, del orden de 12 cm. Se comprueba que el asentamiento es menor que el borde libre de 1.50 m de la presa, por lo que descarta que se genere overtopping.

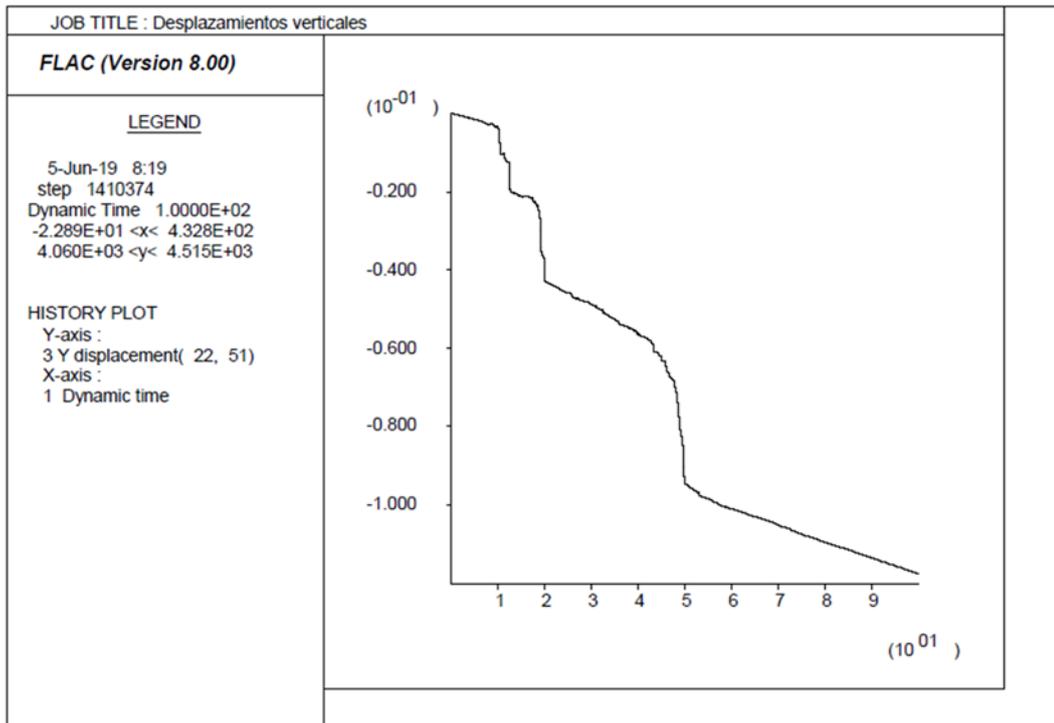


Figura N° 4.19 Desplazamiento vertical de punto en la cresta del ultimo crecimiento del dique-línea central generadas por el sismo de Lima 1974 (tiempo dinámico 100.0s) (en metros)

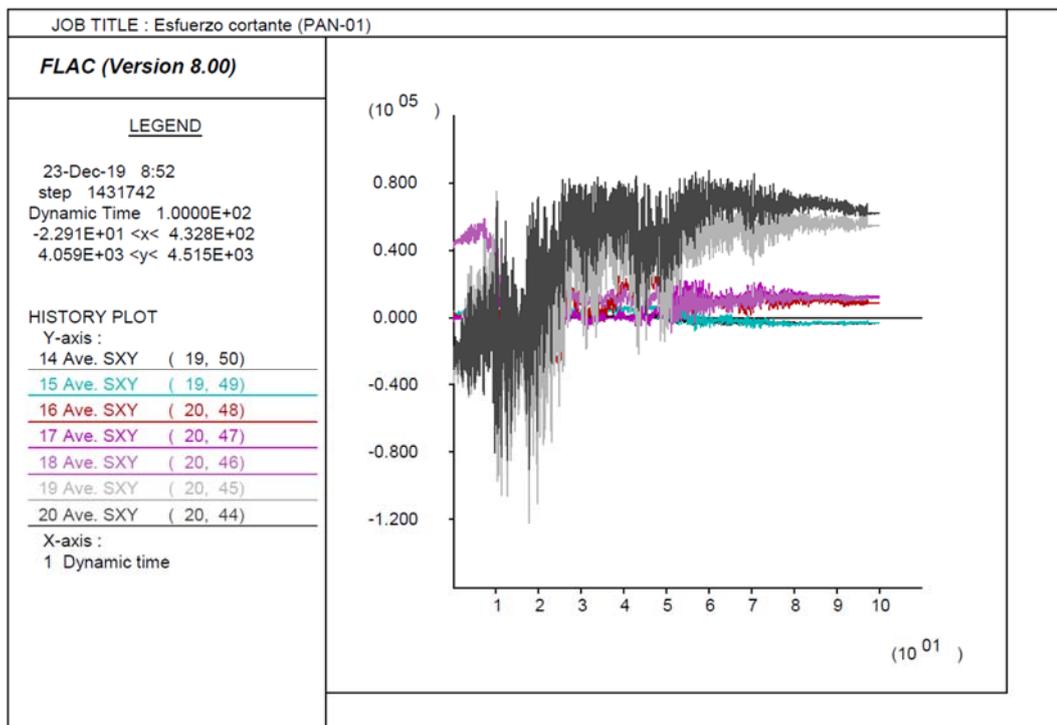


Figura N° 4.20 Esfuerzos cortantes PAN-01 generadas por el sismo de Lima 1974 (tiempo dinámico 100.0s) (en Pa)

La Figura N° 4.20 muestra los tiempos historia de los esfuerzos cortantes generados por el sismo de Lima de 1974. De este gráfico podemos obtener el esfuerzo cortante máximo para cada punto de control ubicado a cotas distintas, esto corresponde a puntos del sondaje PAN-01, que servirán para obtener el parámetro CSR (Relación de esfuerzo cortante cíclico) y obtener las gráficas CSR vs CRR, donde el CSR fue obtenido netamente del FLAC. También se podrá comparar esta gráfica contra CSR vs CRR, donde el CSR fue calculado con el método semiempírico de Idriss y Boulanger, ver acápite 5.

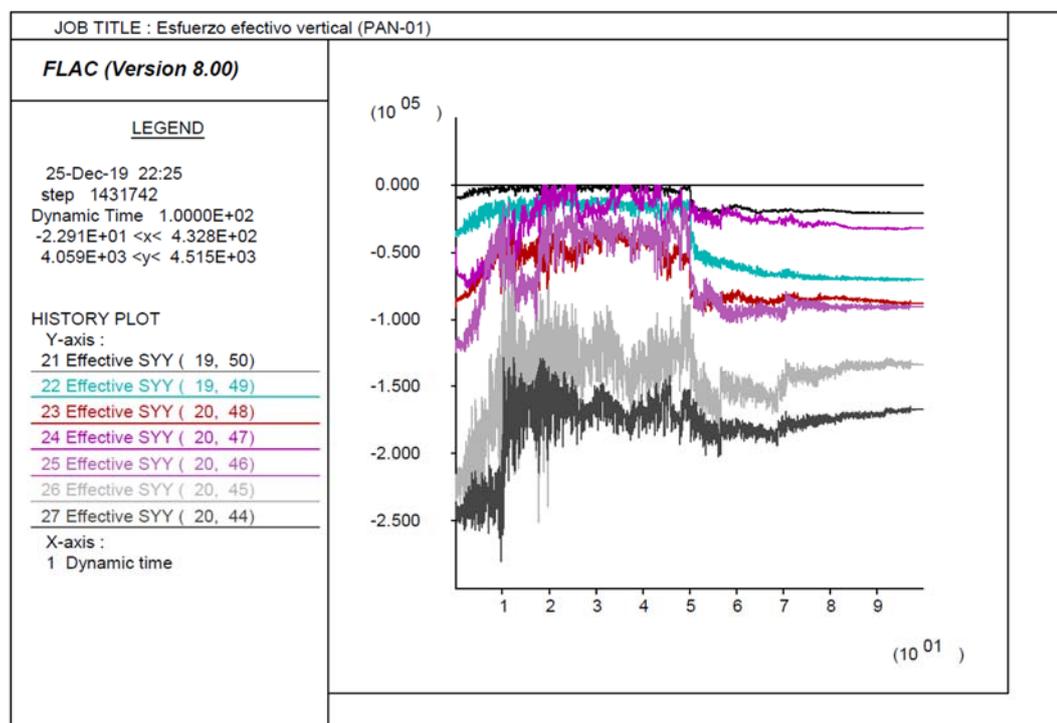


Figura N° 4.21 Esfuerzos efectivos verticales PAN-01 generadas por el sismo de Lima 1974 (tiempo dinámico 100.0s) (En Pa)

La Figura N° 4.21 muestra los tiempos historia de los esfuerzos efectivos generados por el sismo de Lima de 1974, de esta gráfica podemos obtener el esfuerzo efectivo vertical inicial para cada punto de control ubicado a lo largo del sondaje PAN-01, siendo este parámetro el denominador del “Ru” y del CSR, representando la resistencia inicial (antes del sismo) del suelo.

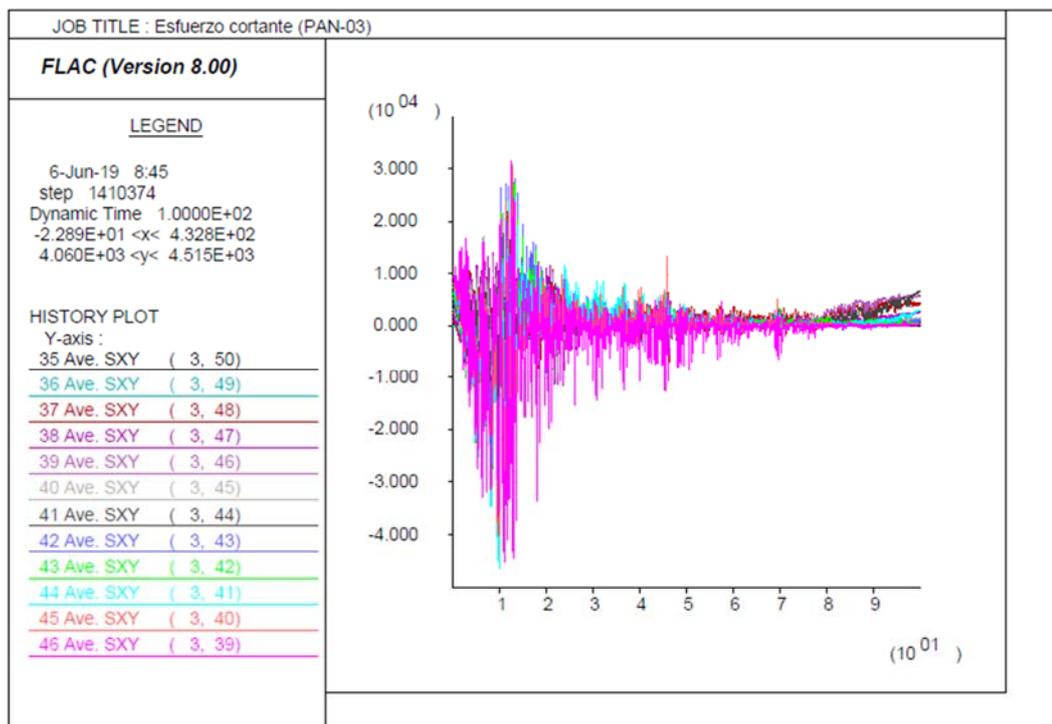


Figura N° 4.22 Esfuerzos cortantes PAN-03 generadas por el sismo de Lima 1974 (tiempo dinámico 100.0s) (En Pa)

La Figura N° 4.22 muestra los tiempos historia de los esfuerzos cortantes generados por el sismo de Lima de 1974. De este gráfico podemos obtener el esfuerzo cortante máximo para cada punto de control ubicado a cotas distintas, esto corresponde a puntos del sondaje PAN-03, que servirán para obtener el parámetro CSR (Relación de esfuerzo cortante cíclico) y obtener las gráficas CSR vs CRR, donde el CSR fue obtenido netamente del FLAC. También se podrá comparar esta gráfica contra CSR vs CRR, donde el CSR fue calculado con el método semiempírico de Idriss y Boulanger (ver acápite 5).

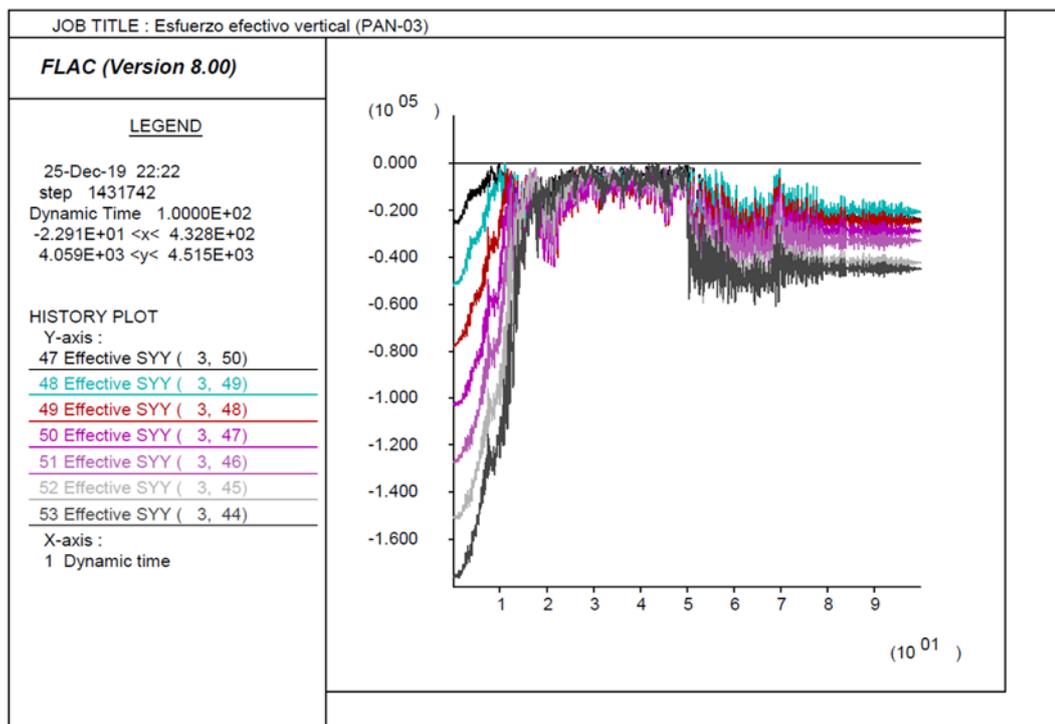


Figura N° 4.23 Esfuerzos efectivos verticales PAN-03 generadas por el sismo de Lima 1974 (tiempo dinámico 100.0s) (En Pa)

La Figura N° 4.23 muestra los tiempos historia de los esfuerzos efectivos generados por el sismo de Lima de 1974, de esta gráfica podemos obtener el esfuerzo efectivo vertical inicial para cada punto de control ubicado a lo largo del sondaje PAN-03, siendo este parámetro el denominador del “Ru” y del CSR, representando la resistencia inicial (antes del sismo) del suelo.

Resultados del análisis dinámico usando el sismo de Atico 2001 (T=475 años)

La Figura N° 4.24 muestra como se distribuye la presión de poros debajo del nivel freático, este nivel se obtuvo después de hacer el cálculo con el flujo y al asignar las propiedades de permeabilidades a los materiales. Con el nivel freático definido se determina las presiones de poros debajo del nivel y así calcular el esfuerzo efectivo de los materiales.

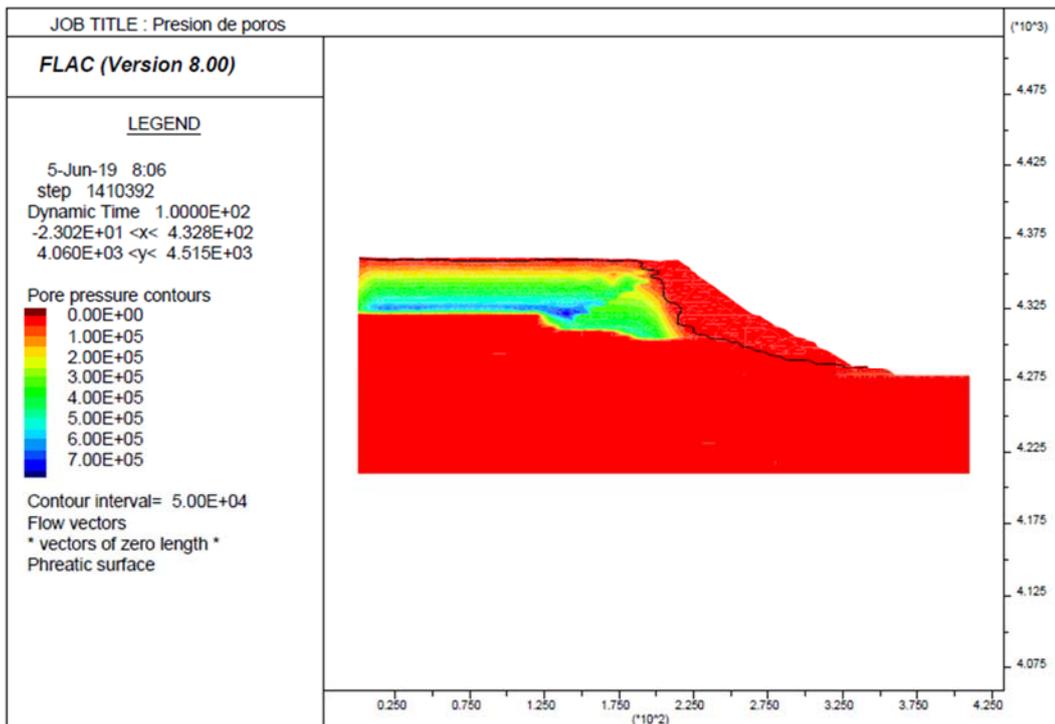


Figura N° 4.24 Distribución de presiones de poros generados por el sismo de Atico 2001 con periodo de retorno de 475 años (en Pa)

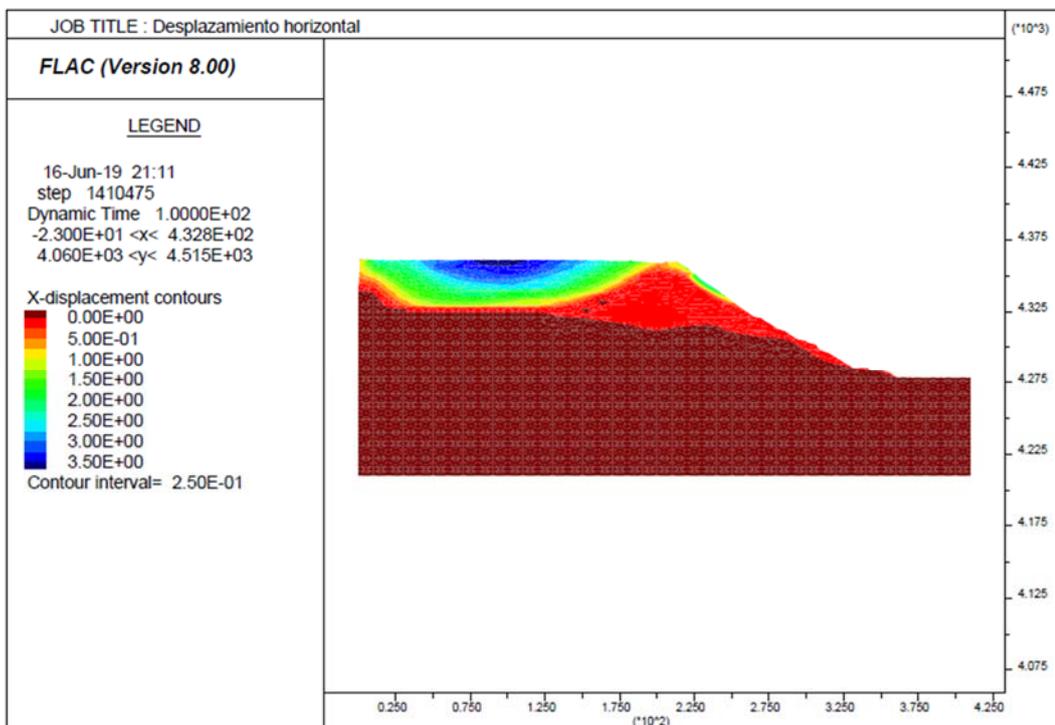


Figura N° 4.25 Desplazamientos horizontales generados por el sismo de Atico 2001 (en metros)

La Figura N° 4.25 muestra el diagrama de contorno de los desplazamientos horizontales con las zonas que han sufrido mayor desplazamiento debido al sismo de Atico de 2001, la zona de relaves es la que sufrió mayor desplazamiento como

era de esperarse, también se observan desplazamientos en la zona del talud aguas arriba, que son del orden de 0.85 m y en la zona del talud aguas abajo son del orden de 0.30 m.

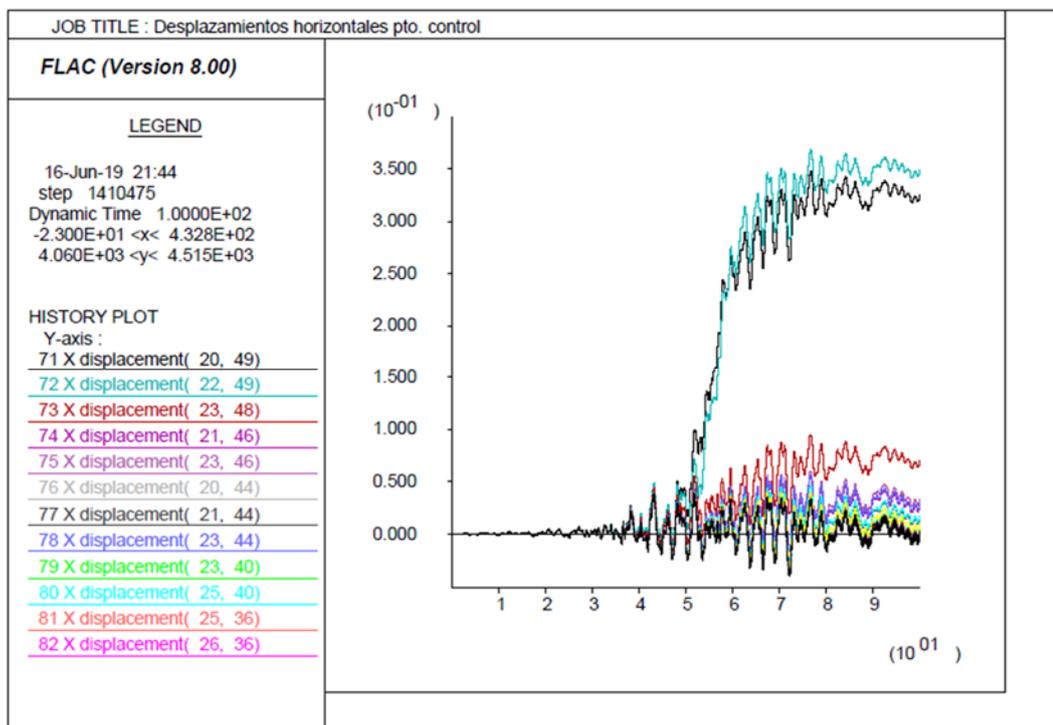


Figura N° 4.26 Desplazamientos horizontales vs tiempo dinámico (puntos de control) generados por el sismo de Atico 2001 (en metros)

La Figura N° 4.26 muestra los tiempos historia de los desplazamientos horizontales, nos muestra la historia de los puntos de control del cuerpo del dique: 71, 74, 76, 77, 79, 81. Talud de la presa: 72, 73, 75, 78, 80, 82.

Como en el caso anterior, las siguientes figuras están asociadas al estudio del comportamiento a la licuación del relave del depósito y a su efecto en el pie aguas arriba de los últimos crecimientos (aguas arribas y línea central) y el desplazamiento de la presa.

Se asignó al relave el modelo constitutivo UBCSAND, este modelo permite la generación del incremento de presión de poros y estudiar la licuación de los relaves del depósito mediante el parámetro "Ru". Los diagramas de contorno del "Ru" nos permite identificar las zonas que están licuando ($Ru > 0.7$).

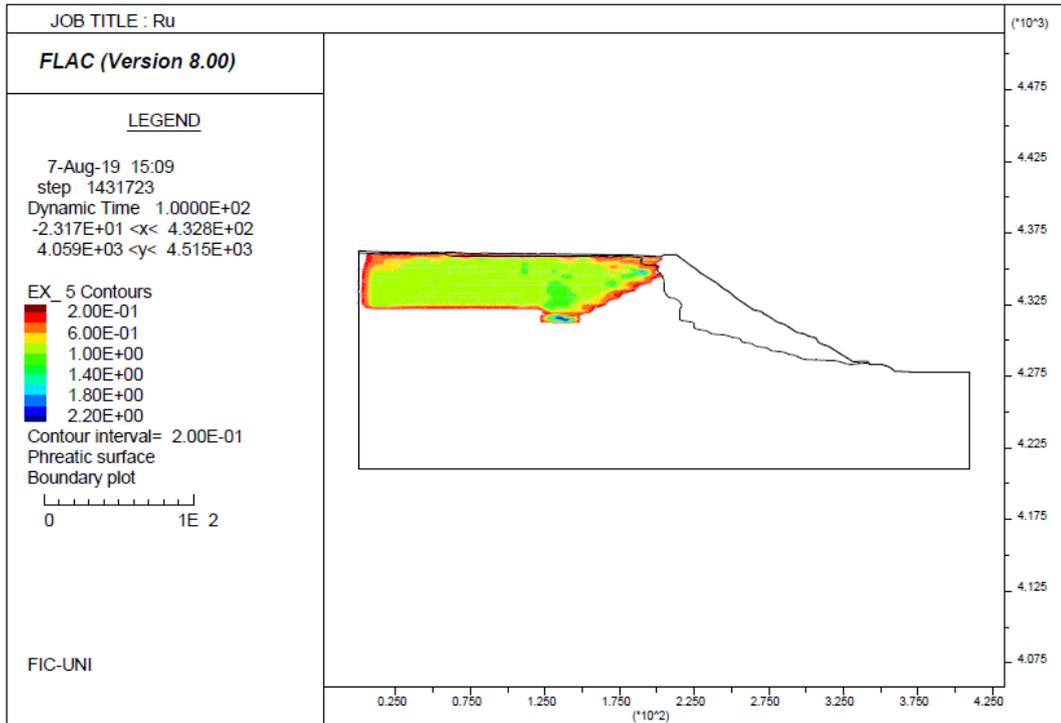


Figura N° 4.27 Distribución de exceso de presión de poros (Ru) generadas por el sismo de Atico 2001

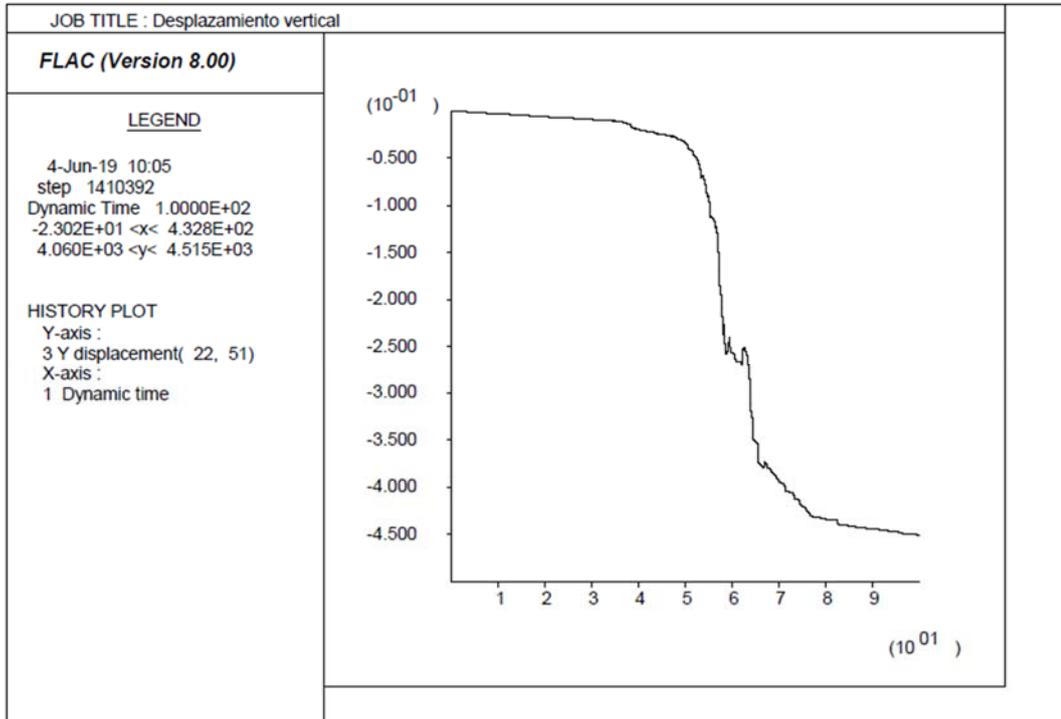


Figura N° 4.28 Desplazamiento vertical de punto en la cresta del ultimo crecimiento del dique-línea central generadas por el sismo de Atico 2001 (tiempo dinámico 100.0s). (En metros)

La Figura N° 4.28 muestra el desplazamiento vertical de un punto de control ubicado en la cresta de la corona central del dique. Se observa un desplazamiento después del sismo de Atico de 2001, del orden de 45 cm. Se comprueba que el asentamiento es menor que el borde libre de 1.50 m de la presa, por lo que descarta que se genere overtopping.

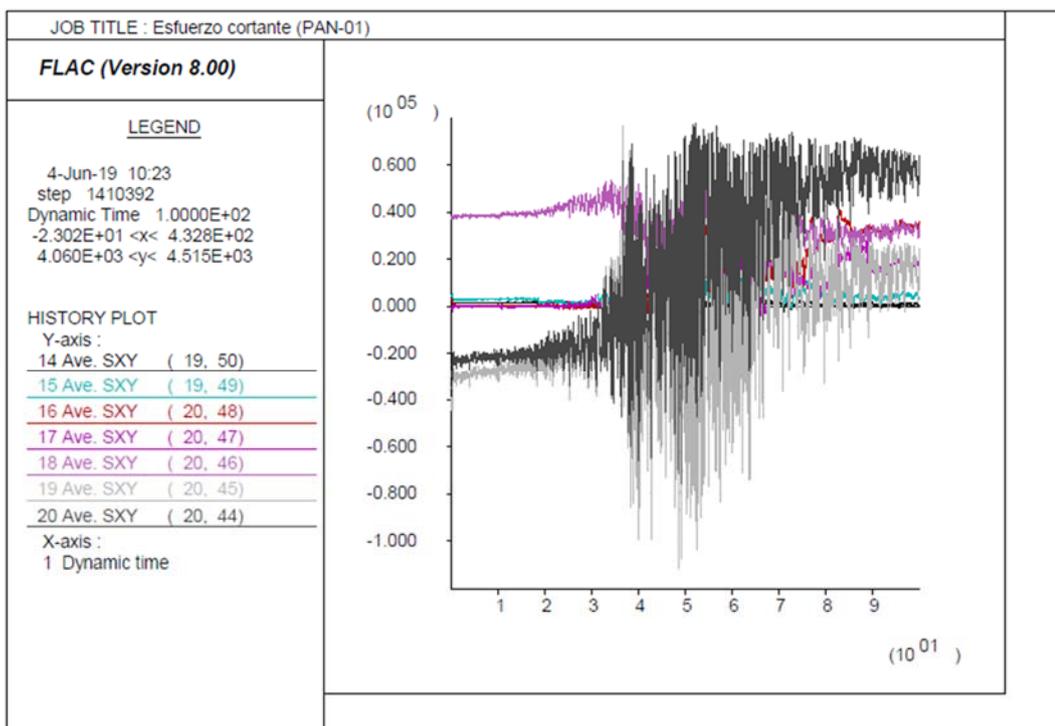


Figura N° 4.29 Esfuerzos cortantes PAN-01 generadas por el sismo de Atico 2001 (tiempo dinámico 100.0s)

La Figura N° 4.29 muestra los tiempos historia de los esfuerzos cortantes generados por el sismo de Atico de 2001. De este gráfico podemos obtener el esfuerzo cortante máximo para cada punto de control ubicado a cotas distintas, esto corresponde a puntos del sondaje PAN-01, que servirán para obtener el parámetro CSR (relación de esfuerzo cortante cíclico) y obtener las gráficas CSR vs CRR, donde el CSR fue obtenido netamente del FLAC. También se podrá comparar esta gráfica contra CSR vs CRR, donde el CSR fue calculado con el método semiempírico de Idriss y Boulanger, ver acápite 5.

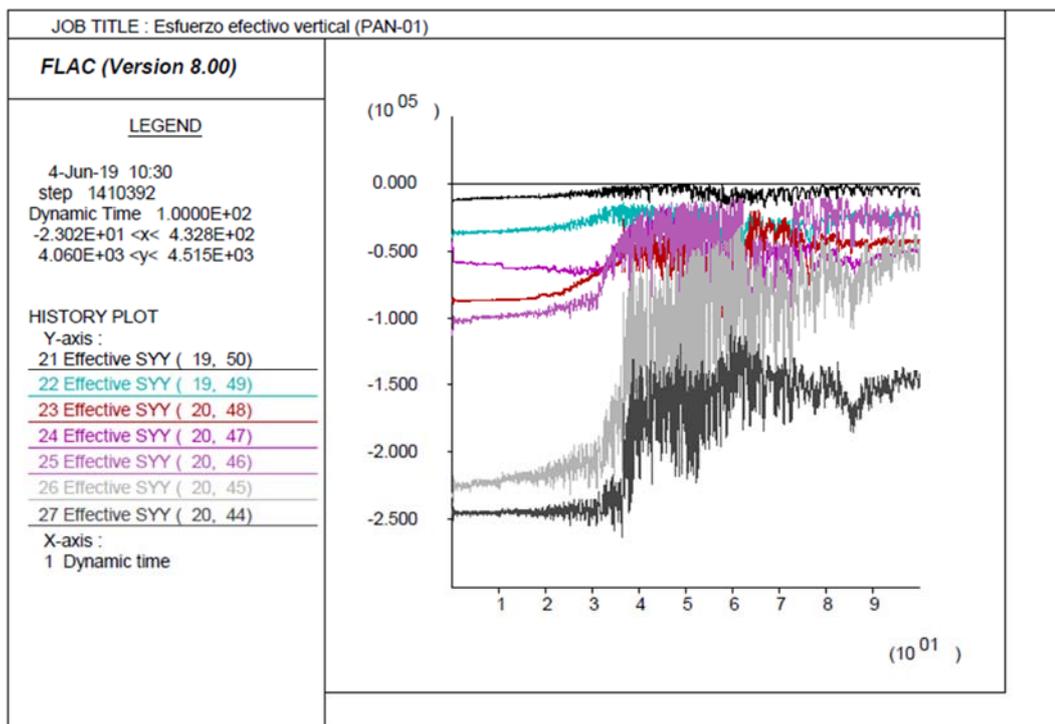


Figura N° 4.30 Esfuerzos efectivos verticales PAN-01 generadas por el sismo de Atico 2001 (tiempo dinámico 100.0s)

La Figura N° 4.30 muestra los tiempos historia de los esfuerzos efectivos generados por el sismo de Atico de 2001, de esta gráfica podemos obtener el esfuerzo efectivo vertical inicial para cada punto de control ubicado a lo largo del sondaje PAN-01, siendo este parámetro el denominador del “Ru” y del CSR, representando la resistencia inicial (antes del sismo) del suelo.

La Figura N° 4.31 muestra los tiempos historia de los esfuerzos cortantes generados por el sismo de Atico de 2001. De este gráfico podemos obtener el esfuerzo cortante máximo para cada punto de control ubicado a cotas distintas, esto corresponde a puntos del sondaje PAN-03, que servirán para obtener el parámetro CSR (relación de esfuerzo cortante cíclico) y obtener las gráficas CSR vs CRR, donde el CSR fue obtenido netamente del FLAC. También se podrá comparar esta gráfica contra CSR vs CRR, donde el CSR fue calculado con el método semiempírico de Idriss y Boulanger, ver acápite 5.

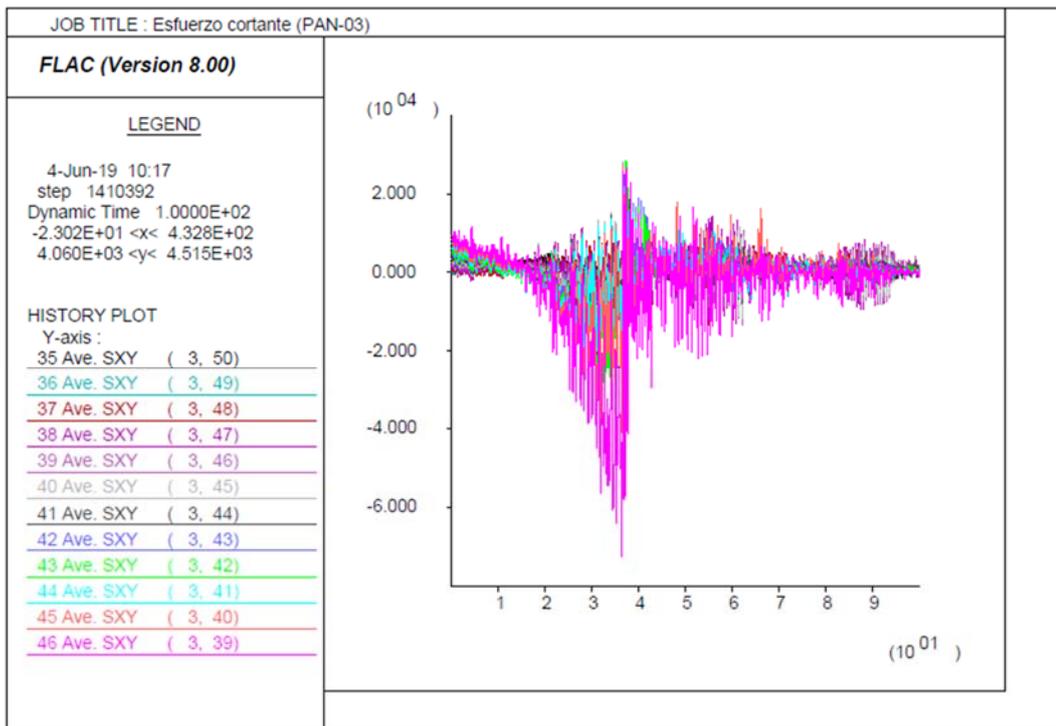


Figura N° 4.31 Esfuerzos cortantes PAN-03 generadas por el sismo de Atico 2001 (tiempo dinámico 100.0s)

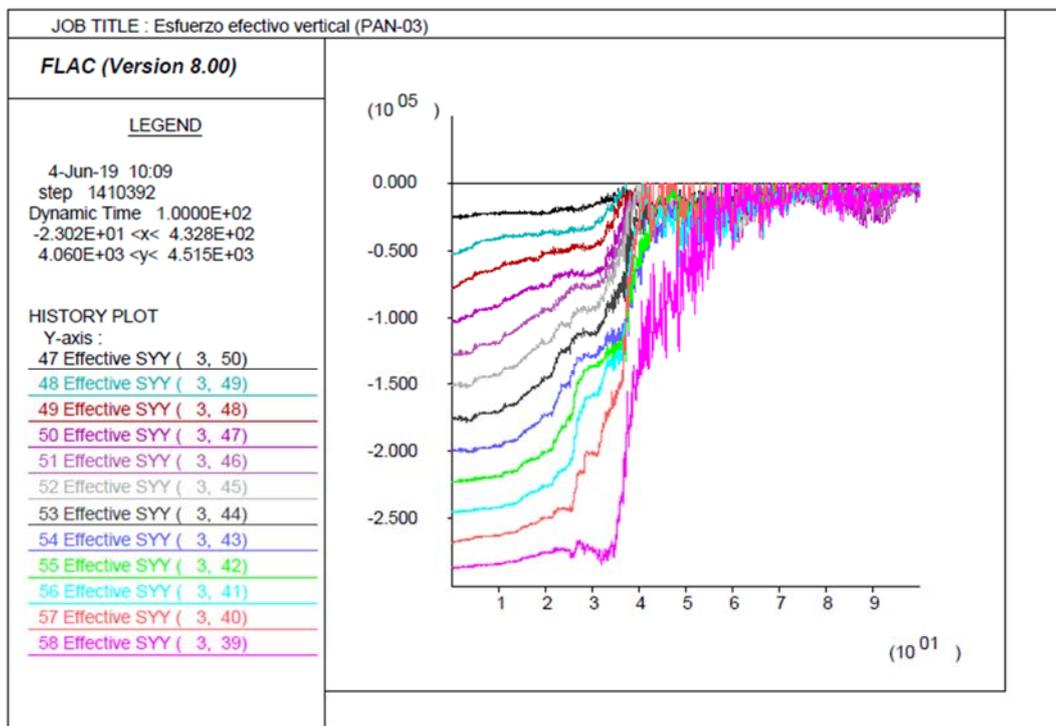


Figura N° 4.32 Esfuerzos efectivos verticales PAN-03 generadas por el sismo de Atico 2001 (tiempo dinámico 100.0s)

La Figura N° 4.32 muestra los tiempos historia de los esfuerzos efectivos generados por el sismo de Atico de 2001, de esta gráfica podemos obtener el esfuerzo efectivo vertical inicial para cada punto de control ubicado a lo largo del sondaje PAN-03, siendo este parámetro el denominador del "Ru" y del CSR, representando la resistencia inicial (antes del sismo) del suelo.

De acuerdo a lo obtenido del modelamiento numérico con UBCSAND se concluye que el depósito de relaves después de ser sometido a los sismos ajustados espectralmente de Lima de 1974 y de Atico de 2001 con periodo de retorno de 500 años, es estable físicamente y sigue cumpliendo con las condiciones de serviciabilidad ya que las deformaciones están dentro del rango de lo permisible, esto se debe principalmente a la constitución del material del dique y al cumplimiento de la calidad de la conformación en el proceso constructivo. La licuación se generó principalmente en los relaves del vaso, sin embargo, las deformaciones volumétricas y cortantes debido a la licuación no afectaron significativamente al cuerpo del dique ni tampoco al último recrecimiento en línea central de la presa.

CAPÍTULO V: EVALUACIÓN DE LICUACIÓN CON UN MÉTODO SEMIEMPIRICO

Para la evaluación simplificada de licuación en el depósito de relaves, se utilizará el método semiempírico de Idriss y Boulanger (2008), en la ubicación del sondaje en el dique de relaves aguas arriba y línea central denominado PAN-01 y en la ubicación de otro sondaje ubicado dentro del vaso de almacenamiento y denominado PAN-03.

En este trabajo se compara la performance de este método con el modelamiento numérico con diferencias finitas, usando el criterio de la Figura N° 5.1.



Figura N° 5.1 Evaluación de licuación

En las tablas de evaluación del potencial de licuación, los factores de licuación (FL) fueron colocados en color rojo indicando que ocurrirá licuación y en color negro cuando no, según la Figura N° 5.1. En las Tablas 5.1 y 5.2 se presenta los registros de los sondajes PAN-01 y PAN-03

Tabla 5.1 Resumen de ensayos SPT - Vaso de almacenamiento

Perforación	Ensayo SPT	Profundidad (m)	Clasificación del suelo (SUCS)	NSPT	Φ^{SPT}	Nivel freático
PAN-01	Tramo 1	7.65-7.95	SP	1	24	N.F.=2.20m
	Tramo 2	9.65-9.95	SP	1	24	
	Tramo 3	15.15-15.45	SP	7	26	
	Tramo 4	17.65-17.95	SP	33	32	
PAN-03	Tramo 1	3.45-3.75	GM	16	32	N.F.=2.00m
	Tramo 2	4.65-4.95	SM	7	28	
	Tramo 3	6.15-6.45	SM	13	30	
	Tramo 4	11.65-11.95	SP	8	27	
	Tramo 5	13.65-13.95	SP	2	24	
	Tramo 6	15.15-15.45	SP	0	22	

Fuente: Elaboración propia

5.1 SISMO DE LIMA 1974 (MW=8.1, SUELO TIPO B)

5.1.1 Sondaje PAN-01 NF=2.20m (Realizado en el dique de línea central, cercano a la orilla)

Tabla 5.2 Evaluación del potencial de licuación con el método empírico de Idriss y Boulanger (2008) para el sondaje PAN-01 con el sismo de Lima 1974

Clasificación SUCS	Estrato	Profundidad (m)	CF (%)	Peso específico natural (KN/m ³)	Esfuerzo total (KN/m ²)	Esfuerzo efectivo (KN/m ²)	(N1)	(N1) _{60cs}	CRR7.5 Rauch (1998)	CRR corregido	rd	CSR	MSF	Ksigma	Factor de licuación
SP	7.65-7.95	7.95	4	15.3	121.64	65.23	1	1.25	0.050	0.044	0.939	0.228	0.853	1.027	0.192
SP	9.65-9.95	9.95	4	15.3	152.24	76.21	1	1.15	0.050	0.043	0.908	0.236	0.853	1.017	0.183
SP	15.15-15.45	15.45	4	15.3	236.39	106.40	7	6.83	0.086	0.073	0.761	0.220	0.853	0.996	0.333
SP	17.65-17.95	17.95	4	15.3	274.64	120.13	33	30.30	0.490	0.403	0.695	0.206	0.853	0.964	1.953

Fuente: Elaboración propia **Nota:** a_{max} en la cresta del sondaje es 0.18g

Tabla 5.3 Evaluación del potencial de licuación con el uso del modelo constitutivo UBCSAND para el sondaje PAN-01 con el sismo de Lima 1974

Profundidad (m)	1.25	3.75	6.75	9.75	12.75	15.75	18.75
Esfuerzo cortante máximo (Pa)	4.84E+03	1.18E+04	2.85E+04	2.26E+04	5.88E+04	1.22E+05	9.04E+04
Esfuerzo efectivo vertical inicial (Pa)	1.20E+04	3.70E+04	8.41E+04	4.79E+04	1.24E+05	2.27E+05	2.42E+05
CSR	2.62E-01	2.07E-01	2.20E-01	3.07E-01	3.08E-01	3.49E-01	2.43E-01
N_{60cs}	1.3	1.3	1.3	1.2	7	7	31
CRR	5.01E-02	5.01E-02	5.01E-02	4.98E-02	8.77E-02	8.77E-02	5.58E-01
MSF	8.21E-01						
K sigma	1.38E+00	1.10E+00	9.35E-01	1.05E+00	8.65E-01	7.66E-01	7.57E-01
CRR (corregido)	5.67E-02	4.53E-02	3.84E-02	4.27E-02	6.22E-02	5.52E-02	3.47E-01
FL (con corrección)	0.216	0.218	0.174	0.139	0.202	0.158	1.428

Fuente: Elaboración propia

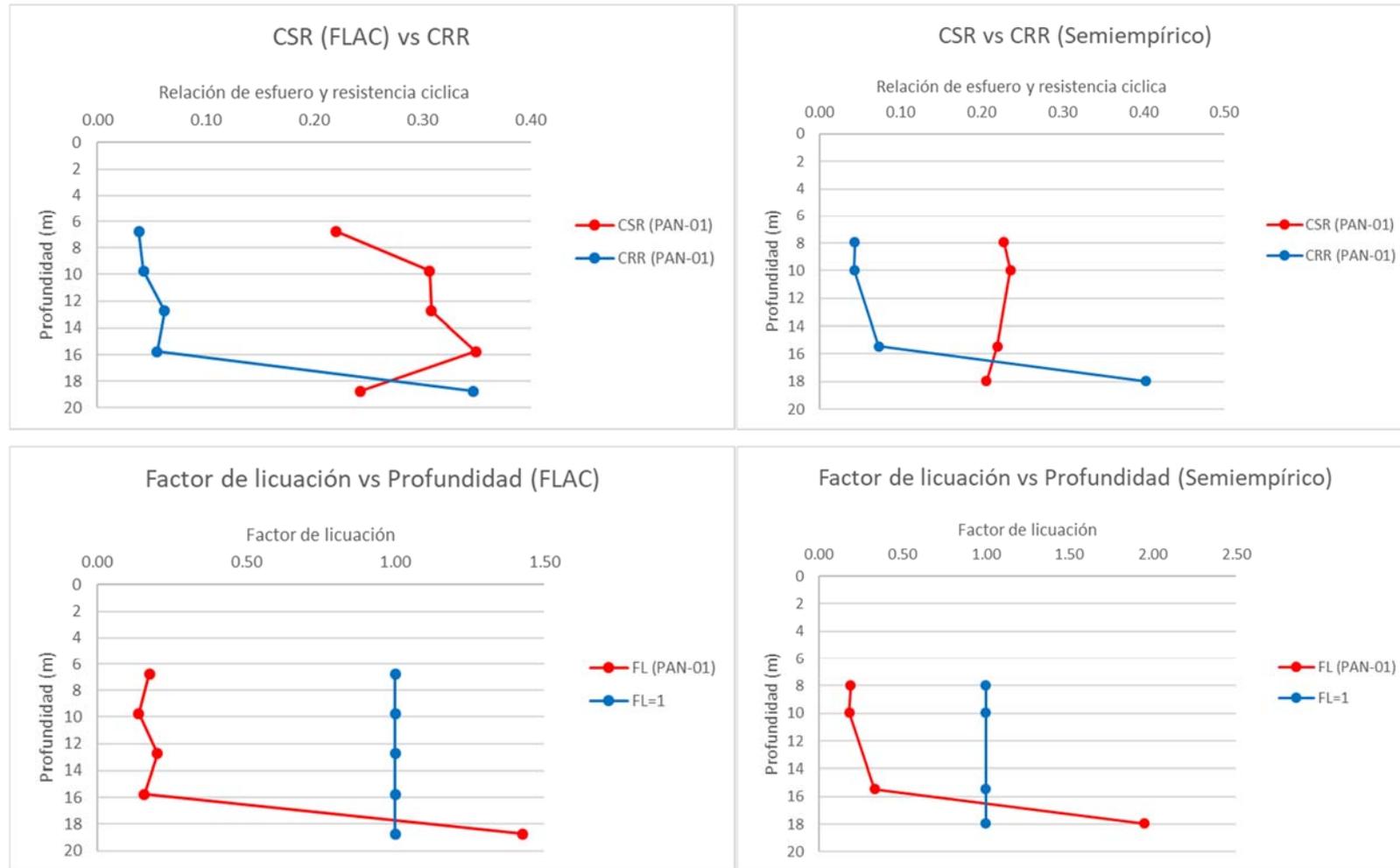


Figura N° 5.2 Evaluación de licuación del sondaje PAN-01 con el sismo de Lima 1974

5.1.2 Sondaje PAN-03 NF=2.00m (Realizado en el vaso de almacenamiento)

Tabla 5.4 Evaluación del potencial de licuación con el método empírico de Idriss y Boulanger (2008) para el sondaje PAN-03 con el sismo de Lima 1974

Clasificación SUCS	Estrato	Profundidad (m)	CF (%)	Peso específico natural (KN/m ³)	Esfuerzo total (KN/m ²)	Esfuerzo efectivo (KN/m ²)	(N1)	(N1) _{60cs}	CRR7.5 Rauch (1998)	CRR corregido	rd	CSR	MSF	Ksigma	Factor de licuación
GM	3.45-3.75	3.6	20	19	68.40	52.70	16	24.18	0.277	0.259	0.972	0.164	0.853	1.100	1.581
SM	4.65-4.95	4.8	35	16	76.80	49.33	7	13.03	0.141	0.129	0.963	0.195	0.853	1.074	0.662
SM	6.15-6.45	6.3	35	16	100.80	58.62	13	20.09	0.217	0.198	0.952	0.213	0.853	1.073	0.931
SP	11.65-11.95	11.8	4	15.3	180.54	84.40	8	8.76	0.102	0.089	0.859	0.239	0.853	1.016	0.371
SP	13.65-13.95	13.8	4	15.3	211.14	95.38	2	2.06	0.053	0.046	0.806	0.232	0.853	1.004	0.196
SP	15.15-15.45	15.3	4	15.3	234.09	103.62	0	0.00	0.049	0.042	0.765	0.225	0.853	0.999	0.186

Fuente: Elaboración propia **Nota:** a_{max} en la cresta del sondaje es 0.19g

Tabla 5.5 Evaluación del potencial de licuación con el uso del modelo constitutivo UBCSAND para el sondaje PAN-03 con el sismo de Lima 1974

Profundidad (m)	1.25	3.75	6.75	9.75	12.75	15.75	18.75
Esfuerzo cortante máximo (Pa)	1.20E+04	2.22E+04	2.86E+04	2.95E+04	2.99E+04	3.00E+04	3.00E+04
Esfuerzo efectivo vertical inicial (Pa)	2.56E+04	5.21E+04	7.79E+04	1.03E+05	1.27E+05	1.51E+05	1.76E+05
CSR	3.05E-01	2.77E-01	2.39E-01	1.86E-01	1.53E-01	1.29E-01	1.11E-01
N _{60cs}	24	13	20	9	5	0	0
CRR	2.73E-01	1.41E-01	2.15E-01	1.04E-01	7.21E-02	4.91E-02	4.91E-02
MSF	8.21E-01						
K sigma	1.19E+00	1.03E+00	9.49E-01	8.98E-01	8.61E-01	8.31E-01	8.06E-01
CRR (corregido)	2.66E-01	1.19E-01	1.68E-01	7.69E-02	5.09E-02	3.35E-02	3.25E-02
FL (con corrección)	0.873	0.428	0.703	0.413	0.333	0.260	0.293

Fuente: Elaboración propia

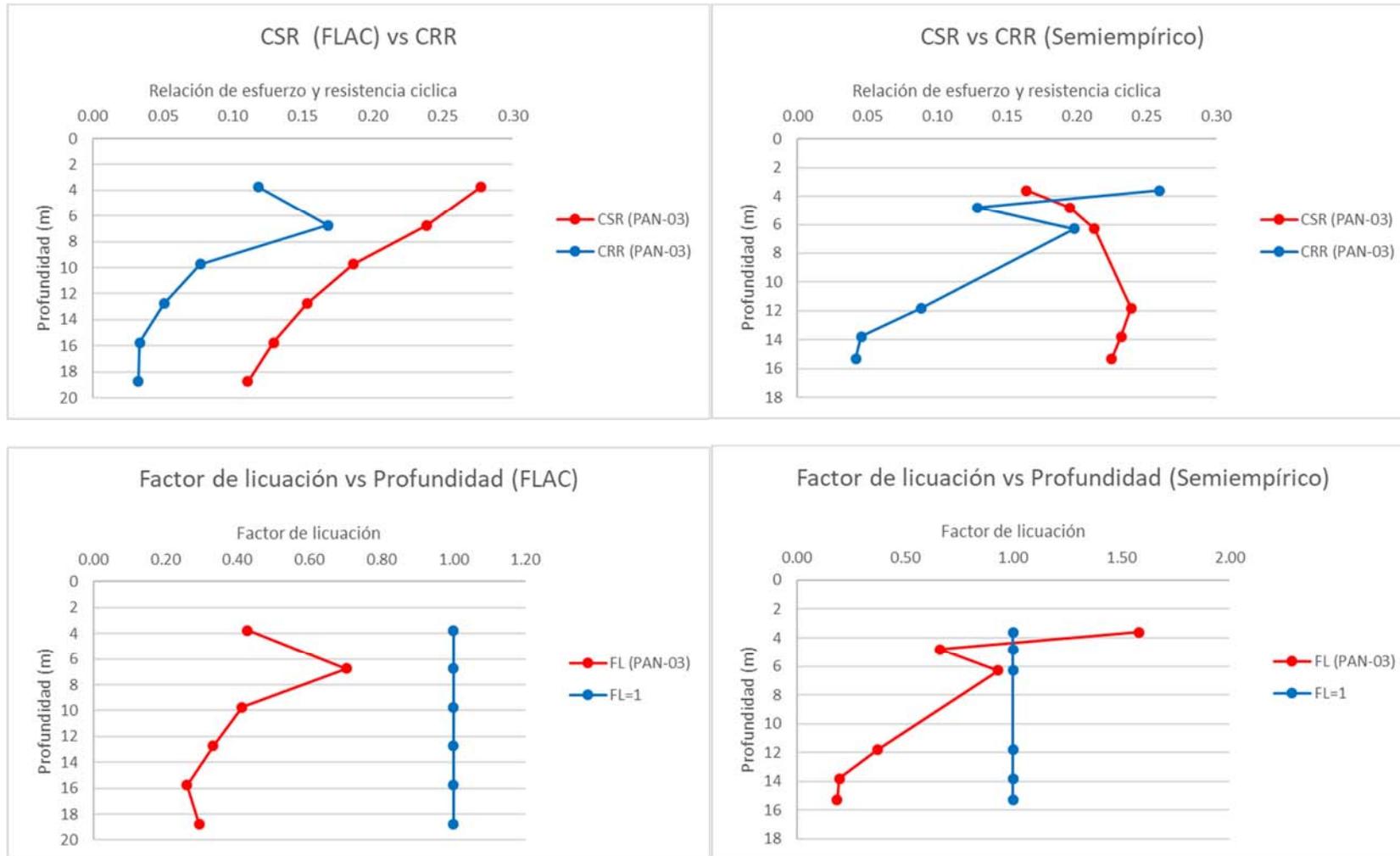


Figura N° 5.3 Evaluación de licuación del sondaje PAN-03 con el sismo de Lima 1974

5.2 SISMO DE ATICO 2001 (MW=8.4, SUELO TIPO B)

5.2.1 Sondaje PAN-01 NF=2.20m (Realizado en el dique línea central, cercano a la orilla)

Tabla 5.6 Evaluación del potencial de licuación con el método empírico de Idriss y Boulanger (2008) para el sondaje PAN-01 con el sismo de Atico 2001

Clasificación SUCS	Estrato	Profundidad (m)	CF (%)	Peso específico natural (KN/m ³)	Esfuerzo total (KN/m ²)	Esfuerzo efectivo (KN/m ²)	(N1)	(N1) _{60cs}	CRR7.5 Rauch (1998)	CRR corregido	rd	CSR	MSF	Ksigma	Factor de licuación
SP	7.65-7.95	7.95	4	15.3	121.64	65.23	1	1.25	0.050	0.040	0.939	0.228	0.787	1.027	0.177
SP	9.65-9.95	9.95	4	15.3	152.24	76.21	1	1.15	0.050	0.040	0.908	0.236	0.787	1.017	0.168
SP	15.15-15.45	15.45	4	15.3	236.39	106.40	7	6.83	0.086	0.068	0.761	0.220	0.787	0.996	0.307
SP	17.65-17.95	17.95	4	15.3	274.64	120.13	33	30.30	0.490	0.372	0.695	0.206	0.787	0.964	1.803

Fuente: Elaboración propia **Nota:** a_{max} en la cresta del sondaje es 0.20g

Tabla 5.7 Evaluación del potencial de licuación con el uso del modelo constitutivo UBCSAND para el sondaje PAN-01 con el sismo de Atico 2001

Profundidad (m)	1.25	3.75	6.75	9.75	12.75	15.75	18.75
Esfuerzo cortante máximo (Pa)	6.92E+03	1.43E+04	2.60E+04	2.65E+04	5.86E+04	1.06E+05	9.63E+04
Esfuerzo efectivo vertical inicial (Pa)	1.20E+04	3.69E+04	8.41E+04	4.79E+04	1.24E+05	2.27E+05	2.42E+05
CSR	3.75E-01	2.52E-01	2.01E-01	3.59E-01	3.07E-01	3.03E-01	2.59E-01
N_{60cs}	1.3	1.3	1.3	1.2	7	7	31
CRR	5.01E-02	5.01E-02	5.01E-02	4.98E-02	8.77E-02	8.77E-02	5.58E-01
MSF	8.21E-01						
K sigma	1.38E+00	1.10E+00	9.35E-01	1.05E+00	8.65E-01	7.66E-01	7.57E-01
CRR (corregido)	5.67E-02	4.53E-02	3.84E-02	4.27E-02	6.22E-02	5.51E-02	3.47E-01
FL (con corrección)	0.151	0.180	0.191	0.119	0.203	0.182	1.340

Fuente: Elaboración propia

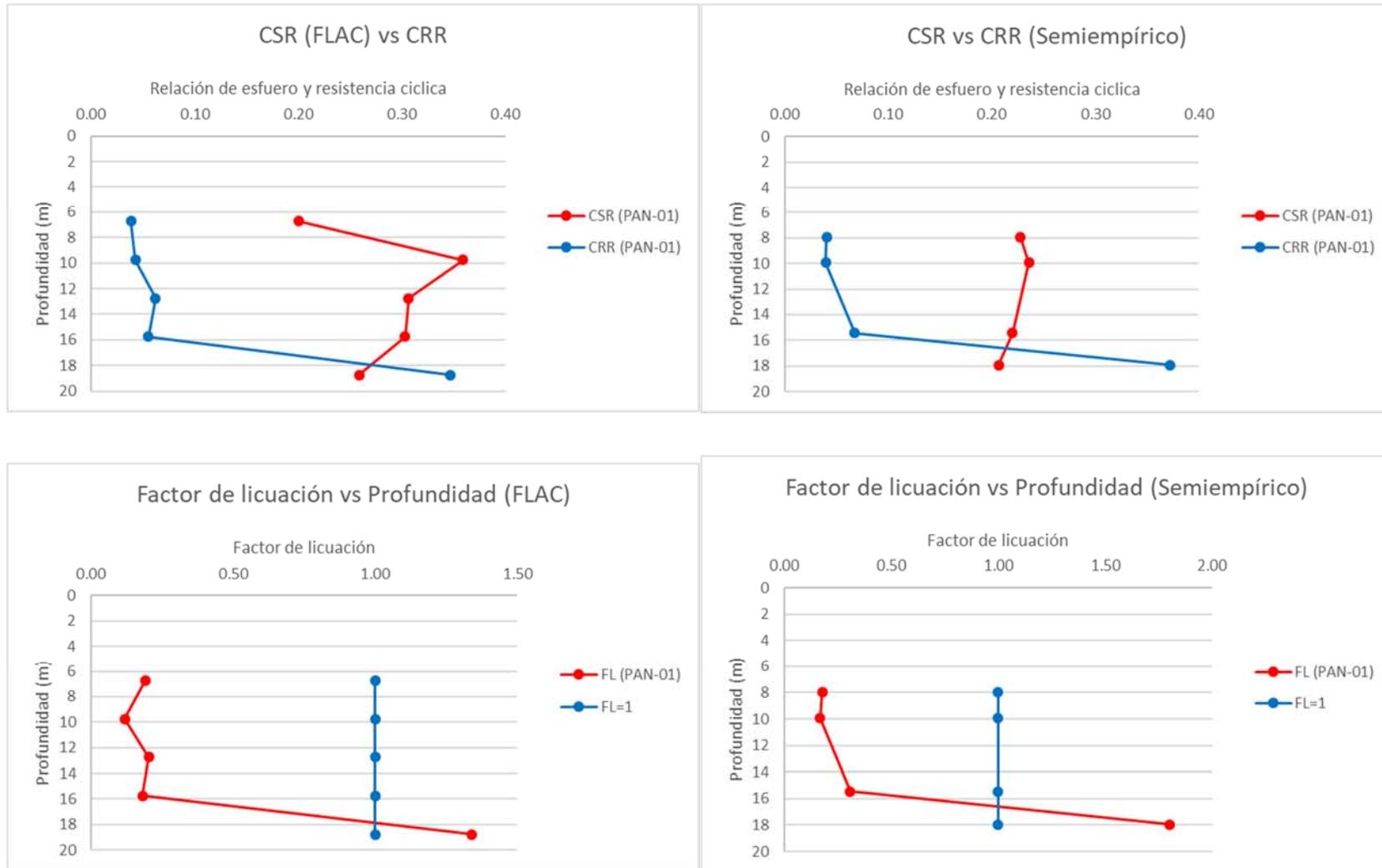


Figura N° 5.4 Evaluación de licuación del sondaje PAN-01 con el sismo de Atico 2001

5.2.2 Sondaje PAN-03 NF=2.00m (Realizado en el vaso de almacenamiento)

Tabla 5.8 Evaluación del potencial de licuación con el método empírico de Idriss y Boulanger (2008) para el sondaje PAN-03 con el sismo de Atico 2001

Clasificación SUCS	Estrato	Profundidad (m)	CF (%)	Peso específico natural (KN/m ³)	Esfuerzo total (KN/m ²)	Esfuerzo efectivo (KN/m ²)	(N1)	(N1) _{60cs}	CRR7.5 Rauch (1998)	CRR corregido	rd	CSR	MSF	Ksigma	Factor de licuación
GM	3.45-3.75	3.6	20	19	68.40	52.70	16	24.18	0.277	0.239	0.972	0.164	0.787	1.100	1.459
SM	4.65-4.95	4.8	35	16	76.80	49.33	7	13.03	0.141	0.119	0.963	0.195	0.787	1.074	0.611
SM	6.15-6.45	6.3	35	16	100.80	58.62	13	20.09	0.217	0.183	0.952	0.213	0.787	1.073	0.859
SP	11.65-11.95	11.8	4	15.3	180.54	84.40	8	8.76	0.102	0.082	0.859	0.239	0.787	1.016	0.343
SP	13.65-13.95	13.8	4	15.3	211.14	95.38	2	2.06	0.053	0.042	0.806	0.232	0.787	1.004	0.181
SP	15.15-15.45	15.3	4	15.3	234.09	103.62	0	0.00	0.049	0.039	0.765	0.225	0.787	0.999	0.172

Fuente: Elaboración propia **Nota:** a_{max} en la cresta del sondaje es 0.21g

Tabla 5.9 Evaluación del potencial de licuación con el uso del modelo constitutivo UBCSAND para el sondaje PAN-03 con el sismo de Atico 2001

Profundidad (m)	1.25	3.75	6.75	9.75	12.75	15.75	18.75
Esfuerzo cortante máximo (Pa)	1.74E+04	2.56E+04	3.00E+04	3.00E+04	3.00E+04	3.00E+04	3.00E+04
Esfuerzo efectivo vertical inicial (Pa)	2.56E+04	5.22E+04	7.79E+04	1.03E+05	1.27E+05	1.51E+05	1.76E+05
CSR	4.41E-01	3.19E-01	2.50E-01	1.90E-01	1.53E-01	1.29E-01	1.11E-01
N_{60cs}	24	13	20	9	5	0	0
CRR	2.73E-01	1.41E-01	2.15E-01	1.04E-01	7.21E-02	4.91E-02	4.91E-02
MSF	8.21E-01						
K sigma	1.19E+00	1.03E+00	9.49E-01	8.98E-01	8.60E-01	8.32E-01	8.07E-01
CRR (corregido)	2.66E-01	1.19E-01	1.68E-01	7.69E-02	5.09E-02	3.35E-02	3.25E-02
FL (con corrección)	0.603	0.372	0.670	0.406	0.333	0.259	0.293

Fuente: Elaboración propia

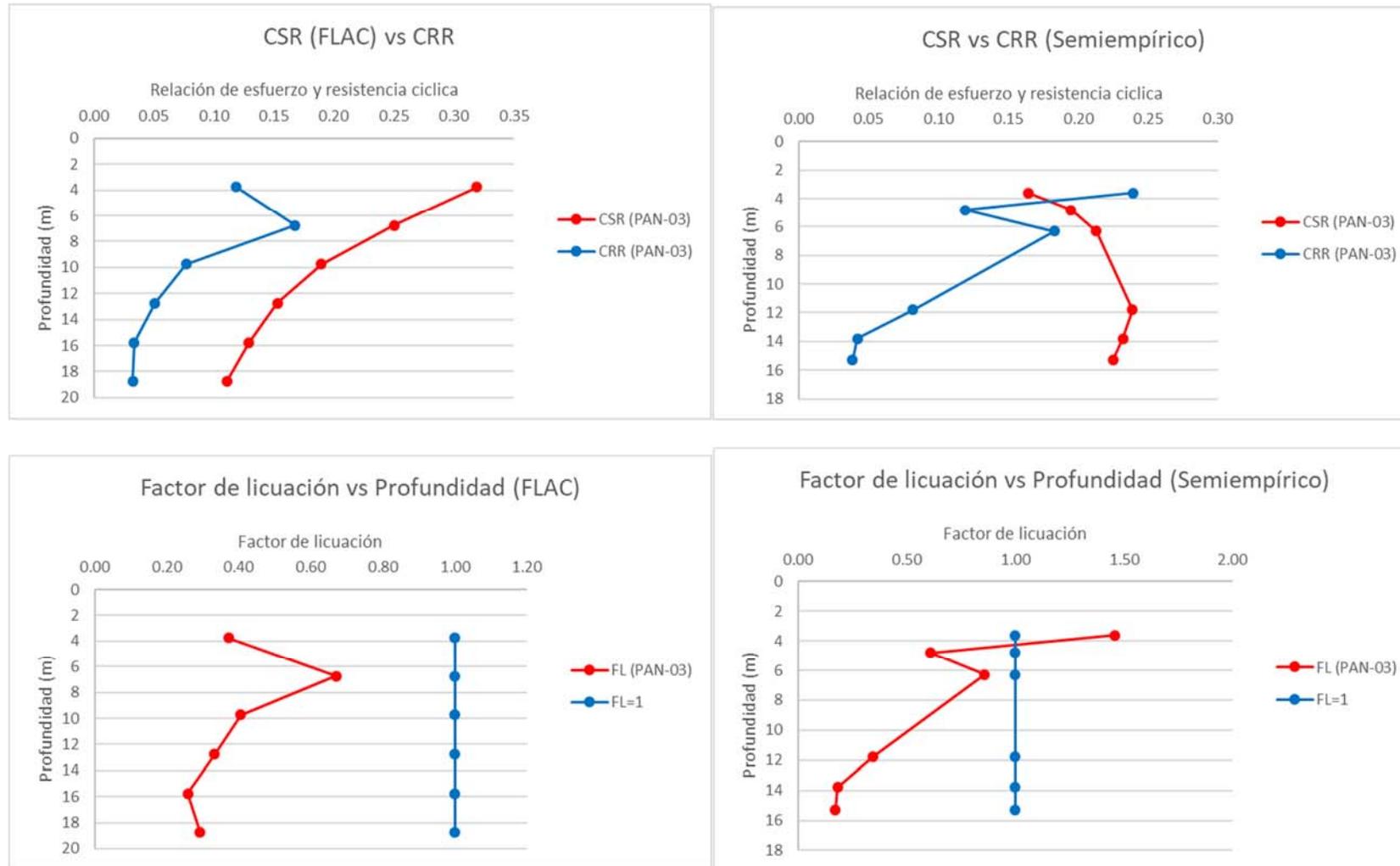


Figura N° 5.5 Evaluación de Licuación del sondaje PAN-03 con el sismo de Atico 2001

CAPÍTULO VI: ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD SEUDOESTÁTICO (TALUD AGUAS ABAJO)

En la siguiente figura se presenta el resultado del análisis de estabilidad para el talud aguas abajo en la condición pseudoestática. Como se puede observar el factor de seguridad obtenido es de 1.02, por lo que cumple con los criterios mínimos para esta condición, sin embargo, este análisis no proporciona información de las condiciones de serviciabilidad de la presa después del sismo.

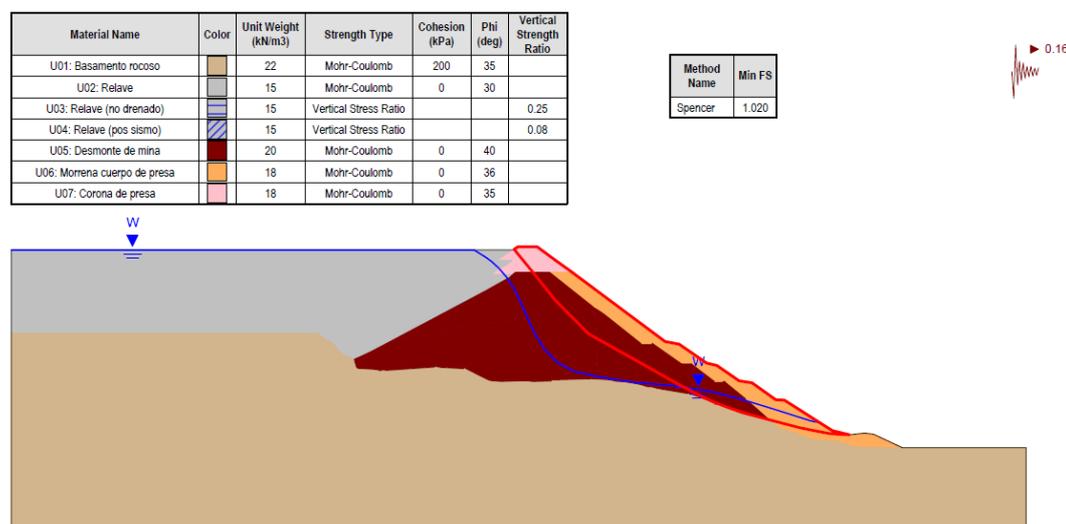


Figura N° 6.1 Análisis de estabilidad para determinar el factor de seguridad

6.2 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN LOS PUNTOS DE CONTROL UBICADOS EN LA SUPERFICIE DE FALLA

A partir de los resultados del análisis numérico, se obtuvo los desplazamientos horizontales de los puntos de control ubicados a lo largo de la superficie de falla y mostrados en la Figura N° 6.2; en la Tabla 6.1 se presentan los resultados para el sismo de Lima 1974, mientras que en la Tabla 6.2 los resultados corresponden al sismo de Atico 2001. Este es un criterio para evaluar las condiciones de serviciabilidad de la presa después del sismo, así como los efectos de la licuación sobre el último crecimiento del dique.

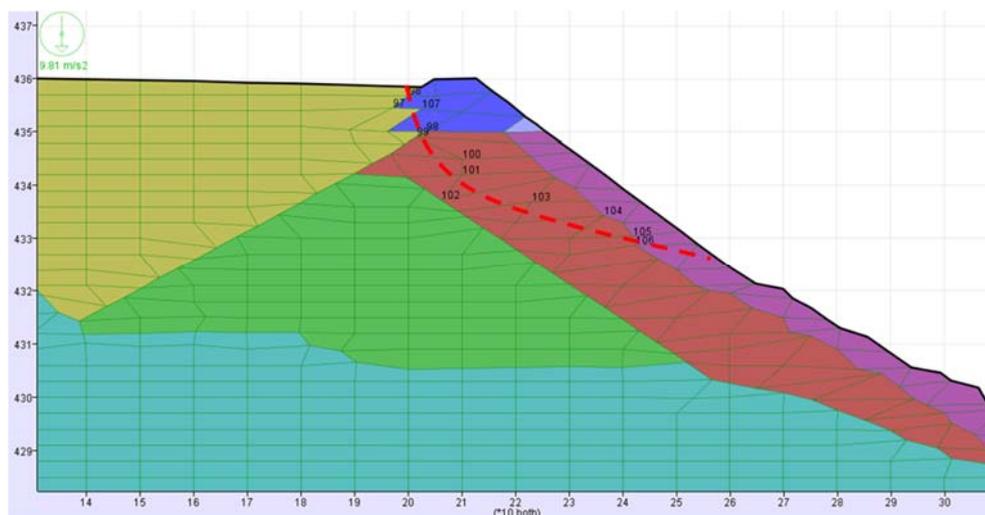


Figura N° 6.2 Puntos de control ubicados en la curva de falla

Tabla 6.1 Desplazamientos horizontales en puntos ubicados en la falla para el sismo de Lima 1974

Punto de control en la falla	Desplazamiento horizontal (m)
1	3.89E-01
2	3.34E-01
3	5.33E-02
4	5.09E-02
5	4.99E-02
6	4.81E-02
7	4.28E-02
8	4.55E-02
9	4.71E-02
10	4.49E-02
11	4.34E-02
Promedio	1.04E-01

Fuente: Elaboración propia

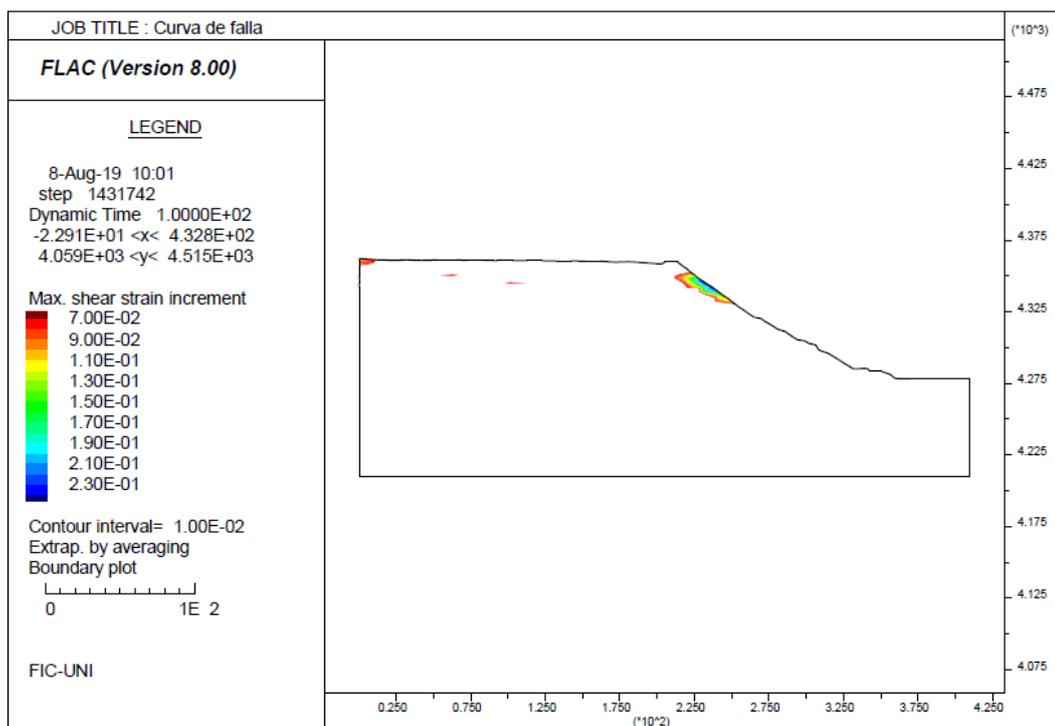


Figura N° 6.3 Curva de falla en donde se colocaron los puntos de control para el sismo de Lima 1974

Tabla 6.2 Desplazamientos horizontales en puntos ubicados en la falla para el sismo de Atico 2001

Punto de control en la falla	Desplazamiento horizontal (m)
1	1.83E-01
2	1.81E-01
3	3.42E-02
4	2.81E-02
5	2.71E-02
6	2.44E-02
7	1.80E-02
8	2.29E-02
9	2.49E-02
10	2.16E-02
11	1.98E-02
Promedio	5.32E-02

Fuente: Elaboración propia

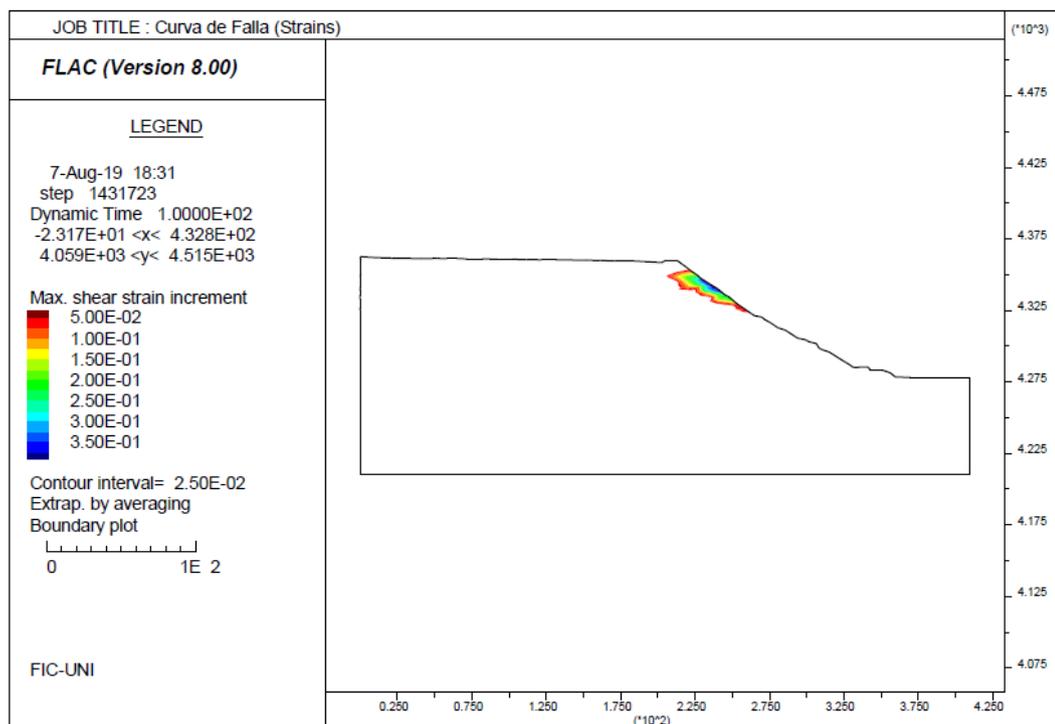


Figura N° 6.4 Curva de falla en donde se colocaron los puntos de control para el sismo de Atico

De acuerdo a los resultados observados se observa que el promedio de los desplazamientos que origina el sismo e Lima 1974 en la superficie de falla del talud aguas abajo es del orden de 10 cm, mientras que el sismo de Atico 2001 genera un desplazamiento promedio del orden de 5 cm. Estos desplazamientos son relativamente pequeños y permiten concluir que no afectarán a la serviciabilidad del talud aguas abajo de la presa de relaves.

6.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POS-SISMO (TALUD AGUAS ARRIBA)

En la Figura N° 6.5 muestra los resultados del análisis de estabilidad pos-sismo realizado en el talud aguas arriba con crecimiento línea central de la presa de relaves, considerando que de acuerdo a los resultados del análisis de licuación descrito en el capítulo 5, todo el relave licua. Como se puede observar el factor de seguridad es de 1.094, lo que indica inadecuadas condiciones de estabilidad (FS<1.2).

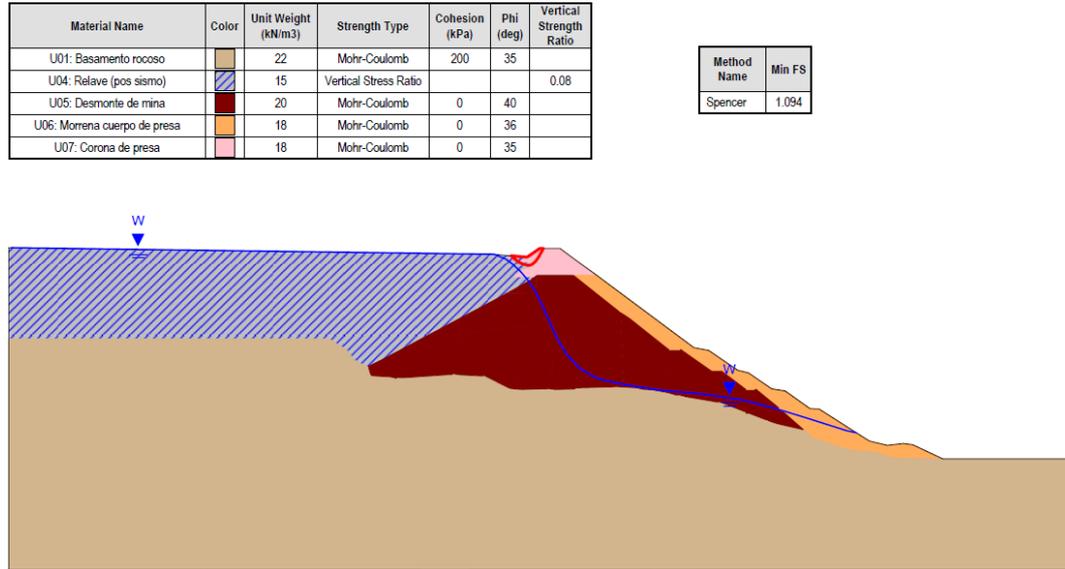


Figura N° 6.5 Análisis de estabilidad pos-sismo del talud aguas arriba de la presa de relaves

6.4 ESTABILIZACIÓN DEL TALUD (AGUAS ARRIBA)

Como medida de estabilización se propone la construcción de un enrocado en la base del ultimo crecimiento línea central de la presa, con el que se obtiene un factor de seguridad de 1.48 cumpliendo con los criterios mínimos para condiciones pos sismo.

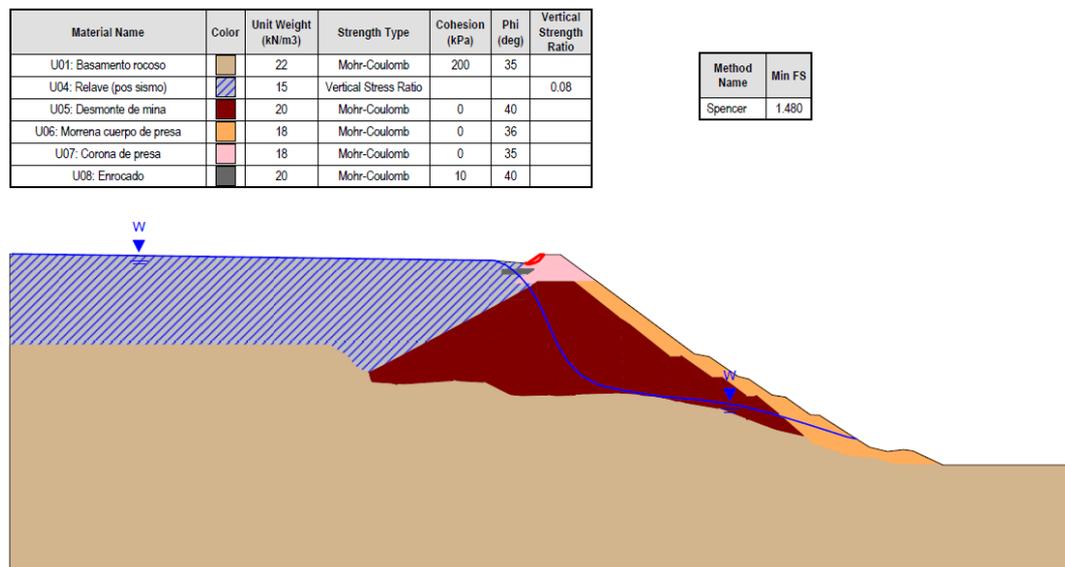


Figura N° 6.6 Análisis de estabilidad pos-sismo del talud aguas arriba de la presa de relaves con estabilización mediante enrocado en el pie aguas arriba del último crecimiento

CONCLUSIONES

- A partir del modelamiento numérico realizado con el programa FLAC y el modelo UBCSAND, se ha analizado el comportamiento de la presa y depósito de relaves, habiéndose obtenido los desplazamientos inducidos por sismo de la presa. Para el análisis dinámico se han utilizado los sismos de Lima 1974 y Atico 2001.
- Se uso los sismos de 1974 y de 2001 debido a que el estudio de peligro sísmico de la zona de estudio los recomienda debido a sus características sismogénicas (magnitud, tipo de suelo, mecanismo) se adecuan mejor a la zona de estudio.
- No se cuenta con ensayos triaxiales cíclicos, solo se tienen resultados de ensayos DSS, con los que se podría obtener la curva de reducción de modulo utilizando relaciones que permitan obtener el E_{din} y el G_{din} a través de una formulación hiperbólica y el ajuste de la curva de Ishibashi y Zhang usado para este tipo de relave. Sin embargo, los resultados de ensayos RCTS para este tipo de relave se aproximan mejor a las curvas de la literatura de Vucetic y Dobry. Por lo que para el modelamiento se usó la combinación de amortiguamiento que se ajuste más a la curva de Vucetic y Dobry.
- El análisis dinámico llevado a cabo ha permitido estudiar la ocurrencia de licuación de los relaves del depósito, habiéndose utilizado un valor de $R_u > 0.7$ para definir si habrá o no licuación en los materiales de relave del depósito.
- La comparación del análisis dinámico de licuación con FLAC y modelo UBCSAND y el análisis de licuación con el método semiempírico de Idriss y Boulner (2008), permite concluir que los relaves del depósito presentarán licuación para los dos sismos utilizados.
- De los gráficos de contornos de desplazamientos, podemos concluir que en condiciones sísmicas la presa de relaves presenta desplazamientos horizontales promedios de 25 cm a 40 cm, tanto para los sismos de Lima 1974 y Atico 2001. Además, evaluando los puntos de control ubicados en la superficie de falla, se obtuvieron desplazamientos horizontales promedios del orden de 10 y 5 cm para los sismos de Lima 1974 y de Atico 2001,

respectivamente, por lo que podemos concluir que la presa mantiene su estabilidad física con condiciones de serviciabilidad adecuadas.

- A pesar de que el factor de seguridad en condiciones pseudoestáticas es 1.02, este valor no proporciona información de cómo se va a comportar la presa en términos de desplazamientos y esfuerzos. Sin embargo, con un análisis más riguroso, como el análisis dinámico mediante el método de diferencias finitas, se ha comprobado la estabilidad física en términos de condiciones de serviciabilidad.
- El desplazamiento vertical en la corona de la presa es de 12 cm en el sismo de Lima 1974 y de 45 cm para el sismo de Atico 2001, con lo que no se generaría un overtopping o rebose debido a que el borde libre de 1.50m.
- Se observa que los resultados entre los métodos de modelamiento por diferencias finitas y semiempíricos tanto en los sondajes SPT PAN-01 y PAN-03, son similares, sin embargo, con los métodos de modelamiento numérico se puede obtener un perfil con puntos de control más completo y preciso en el cual se puede determinar los esfuerzos cortantes y esfuerzos efectivos verticales iniciales para así determinar el CSR para cada punto.
- Se realizó una evaluación de estabilidad física al talud aguas arriba en condición pos-sismo, considerando que de acuerdo a los resultados del análisis de licuación, los relaves del depósito licuarán. En el análisis pos-sismo se obtuvo un factor de seguridad de 1.09 menor que 1.2 que es el valor mínimo recomendado por los estándares internacionales para esta condición. En este caso se recomienda la construcción de un enrocado en la base del último crecimiento línea central de la presa de relaves obteniéndose un factor de seguridad de 1.48, por lo que se considera que esta medida de estabilización es adecuada.

RECOMENDACIONES

- La limitación principal del modelo UBCSAND es que su parámetro principal es el $(N_{160})_{cs}$ el cual se obtiene de los ensayos SPT, sin embargo este ensayo es poco preciso y puede acarrear error en la medida del número de golpes por lo que es necesario realizar varias correcciones. Ahora en la actualidad se realizan ensayos SCPTu los cuales tienen más precisión en sus mediciones y se obtienen como parámetros principales la presión de punta, fuste y el S_u , los cuales se pueden correlacionar para obtener el $(N_{160})_{cs}$ y usarlo en el modelo constitutivo UBCSand.
- Otra particularidad del modelo UBCSAND, es que por ser un modelo antiguo, se calibra solo con ensayos de corte simple cíclico (DSS), sin embargo en la práctica se usan más los ensayos triaxiales cíclicos (TXC) cuyas gráficas no podemos usar para calibrar el modelo UBCSAND, solo existe una correlación que aproxima los resultados del CRR del TXC al DSS.
- Se debería optar por los ensayos de SCPTu para la realización de las investigaciones con fines de determinar el potencial de licuación, ya que tiene una mayor precisión en la determinación de la presión de punta, esto está correlacionado con el número de golpes de SPT, con todo esto se evita realizar corrección por energía o por finos.
- Para la obtención del S_u (resistencia cortante no drenada) otra opción para obtener su valor directamente sería realizar el ensayo de veleta y compararlo con la ecuación de Idriss y Boulanger 2008 (81).
- Aun cuando el presente trabajo ayuda a comprender mejor los mecanismos más importantes de la licuación y el modelamiento mediante esfuerzos efectivos, es necesario profundizar en teorías más avanzadas para comprender otros aspectos que influyen en la ocurrencia de este fenómeno y el comportamiento una vez el material ha licuado. Particularmente se deben revisar los temas de redistribución de vacíos conocido como el "mixing".
- Para las propiedades dinámicas se debe considerar el estudio de Darendeli al momento de ingresar el amortiguamiento histerético, ya que las curvas dinámicas dependen del esfuerzo de confinamiento, por lo que se debería

considerar tener un amortiguamiento histeretico distinto para cada rango de confinamiento.

- Para el mejor modelamiento del comportamiento de licuación se está usando el modelo constitutivo UBCSAND que describe mejor la deformación volumétrica y para las zonas que están licuando ($R_u > 0.7$) se realizó el cambio por el modelo Mohr coulomb que describe mejor el comportamiento de deformación cortante.

En un primer momento se realizó lo siguiente:

_A las zonas de relave se dejaron correr hasta la mitad del tiempo del sismo con el modelo UBCSAND.

_A las zonas a las que se encuentran en condición de licuar ($R_u > 0.7$) se las cambio por el modelo Mohr Coulomb.

_Se termina de correr la otra mitad del sismo con las zonas cambiadas de modelo constitutivo y se compila los resultados.

Sin embargo no es muy preciso hacer el cambio del modelo constitutivo a la mitad del sismo ($t=50s$) y es poco aproximado al comportamiento real de licuación.

Por lo cual se realizara un código FISH el cual permitirá cambiar de modelo constitutivo según el valor de R_u que presenta cada zona conforme va corriendo el sismo.

Este es un bosquejo del código FISH que propongo y considero que seria un aporte al estudio de licuación:

Def cambiar_f

$R_u = \Delta p / \sigma'_{v0}$; Se asignó el valor del R_u a la variable extra *ex_5*.

If ex_5(i,j) > 0.7

X (i,j) = M.C ; M.C abreviatura del modelo Mohr Coulomb

y (i,j) = M.C

M.C=ex_7(i,j) ; Se asignó a la variable extra ex_7 para hacer el cambio de modelo constitutivo

ex_7(i,j)=M.C

C=Residual

phi=0

End if

End

Cambiar_f ; Acá llamamos a la función para que realice el cambio

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Abrahamson, N. A., "Non-stationary spectral matching", *Seismological Research Letters* 63(1), 30, 1992.
- [2] Alvarado Lara, F., "Estudio del comportamiento sísmico de un depósito de relaves espesados dispuesto mediante descarga central", Tesis para obtener el grado de M.Sc, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago de Chile, 2017.
- [3] Beaty, M.H., "A synthesized approach for estimating liquefaction-induced displacements of geotechnical structures", Ph.D. Thesis, University of British Columbia, Dept. of Civil Eng, 2001.
- [4] Brinkgreve, R.B.J. and Bakker, H.L., "No-linear finite element analysis of safety factors", In Proc. 7th Ing. Conf. on Comp. Methods and Advances in Geomechanics. Cairns, Australia, 1117-1122, 1991.
- [5] Byrne P. M., Park S., Beaty M., Sharp M., Gonzales L., and Abdoun T., "Numerical Modeling of Liquefaction and Comparison with Centrifuge Test", *Canadian Geotechnical J.*, V. 41, pp. 193-211, Vancouver, 2004.
- [6] Cifuentes, L., y Campaña, J., "Geotechnical Characterization of Hydraulic Disposal Tailings", VII Geotechnical Engineering Chilean Congress, Concepcion, 2012.
- [7] Coulomb, C. A., "Essai sur une Application des Règles de Maximis et Minimis à Quelques Problèmes de Statique Relatifs à L'Architecture", *Mémoires de la Mathématique et de Phisique, présentés à l'Académie Royale des Sciences, par divers savans, et lûs dans ses Assemblées, De L'Imprimerie Royale, Paris, Vol. 7, Annee 1793, 343-382, 1776.*
- [8] Hancock, J. et al., "An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets", *Journal of Earthquake Engineering, Special Issue*, accepted for publication, 2006.
- [9] Henríquez C., "Mejora de terrenos potencialmente licuables con inyecciones de compactación", Tesis doctoral, Universidad politécnica de Madrid, Escuela técnica superior de ingenieros de caminos, canales y puertos, Madrid, España, 2007.

- [10] Idriss I. M., Boulanger R. W., "Soil liquefaction during earthquakes", Edición N° MNO-12, 499, 14th Street, Suite 320, Oakland, 2008.
- [11] ICOLD, "Earthquake Analysis Procedures for Dams - State of the Art", Bulletin 52, Committee on Analysis and Design of Dams, París, 1986.
- [12] International Building Code (IBC), 2006.
- [13] Ishihara, K. and Yoshimine, M., "Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes", Soils and Foundations, Vol. 32(1): 173-188, 1992.
- [14] Itasca, "Manual del programa FLAC 2D", Minneapolis, 2008.
- [15] Kramer S. L., "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, New Jersey, 1996.
- [16] Lino Ramirez, E. A., "Análisis dinámico por elementos finitos de un depósito de desmonte mediante la aplicación del modelo constitutivo HS Small" Tesis para obtener el grado de Ingeniero Civil FIC-UNI, Lima, 2016.
- [17] Macedo Escudero, J. L., "Análisis dinámico de la presa Yuracmayo", Tesis para obtener el grado de Ingeniero Civil FIC-UNI, Lima, 2009.
- [18] MINEM, Ministerio de Energía y Minas, "Guía ambiental para la estabilidad de taludes de depósitos de desechos sólidos de mina", Lima, 1997.
- [19] Naesgaard, E., "A hybrid effective stress - total stress procedure for analyzing soil embankments subjected to potential liquefaction and flow", Tesis para obtener el grado de Ph.D., Universidad British Columbia, Vancouver, 2011.
- [20] National Research Council, "Liquefaction of Soils During Earthquakes", National Academy Press, Washington, D.C, 1985.
- [21] Olson, S. M. and Stark, T. D., "Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories", Canadian Geot. J., Vol 39, pp. 629-647, 2002.
- [22] Rauch, A. F., "An Empirical Method for Predicting Surface Displacements Due to Liquefaction-Induced Lateral Spreading in Earthquakes", Ph.D. dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University, VA, 1997.

- [23] Seed, H.B., "Design problems in soil liquefaction", J. Geotechnical Eng. Div., ASCE, Vol. 113, No.8, 827-845, 1987.
- [24] Seed, R.B., and Harder, L.F., Jr., "SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength", In Proc. of the H.B. Seed Memorial Symposium, Bi-Tech Publishing Ltd., Vol. 2, pp. 351-376, 1990.
- [25] Seidalinova, A., "Monotonic and Cyclic Shear Loading Response of Fine-Grained Gold Tailings", Tesis para obtener el grado de M.Sc, Universidad British Columbia, Vancouver, 2014.
- [26] Seid-Karbasi M., "Effects of void redistribution on liquefaction-induced ground deformations in earthquakes: a numerical investigation", Tesis para obtener el grado de Ph.D., Universidad British Columbia, Vancouver, 2009.
- [27] Sriskandakumar, S., "Cyclic loading response of Fraser River Sand for validation of numerical models simulating centrifuge tests", Tesis para obtener el grado de M.Sc, Universidad British Columbia, Vancouver, B.C., 159 p., 2004.
- [28] SRK Consulting, "Ingeniería a Nivel de Detalle para el Cierre del depósito de relaves Baja o Antigua - Unidad de Andaychagua", Lima, 2016.
- [29] Tatsuoka, F., Goto, S. and Sakamoto, M., "Effects of some factors on strength and deformation characteristics of sand at low pressures", Soils and Foundations, Vol.26, No.1, pp.105-114, 1986a.
- [30] Tatsuoka, F., Ochi, K., Fujii, S. and Okamoto, M., "Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods", Soils and Foundations, Vol.26, No.3, pp.23-41, 1986b.
- [31] Villanueva Jimenez, M. A., "Simulación numérica de la construcción del depósito de Relaves Filtrados Ramahuayco y validación de los parámetros del modelo constitutivo representativo", Tesis para obtener el grado de Maestro en Ciencias con mención en Ingeniería Geotécnica FIC-UNI, Lima, 2014.
- [32] Wu, J., "Liquefaction triggering and post liquefaction deformations of monterey 0/30 sand under uni-directional cyclic simple shear loading", PhD Dissertation, University of California, Berkeley, Calif. J. of Geotechnical Engineering, ASCE. Vol. 113(8): 861-878, 2002.

[33] Zergeosystem Peru S.A.C, “Estudio de Peligro Sísmico para el depósito de relaves Rumichaca”, Lima, 2011.

ANEXO 1 ENSAYOS DE LABORATORIO

Nombre del Proyecto: **Ingeniería de detalle para el cierre de la Relavera Baja o Antigua - Unidad de Andaychagua**

Cliente: **SVS Ingenieros S.A.**

Nº de muestra / Prof. (m): **CA-5 / M-1 / 0,20-2,00**

Nº Informe Lab : **AP-022-15E**

Descripción / Zona: **Dique**

Nº de Proyecto: **100727-01**

Solicitado por: **Erick Lino**

Fecha: **25-mar-15**

Ubicación: **Yauli - Junin**

Clasificación SUCS: GP-GC

Estado : Remoldeado a DenSeca=1,80g/cm3 y Cont.Humedad=6,0%

Etapa de consolidación	Inicial	Final
Altura (cm)	31,00	29,40
Diámetro (cm)	15,15	14,70
Humedad (%)	6,00	9,27
Densidad seca (gr/cc)	1,800	2,014

Velocidad (pulg/min)	0,01
Parámetro "B"	0,99
Presión de celda kPa	607
Contra presión kPa	207
Esf. Efect. Inicial kPa	400

Deformación (%)	Esf. Desv. kPa	μ kPa	s_3 kPa	s_1 kPa	\bar{p} kPa	\bar{q} kPa	\bar{q}/\bar{p}	Oblicuidad (s_1/s_3)
0,00	0,00	0,00	400,00	400,00	400,00	0,00	0,00	1,00
0,05	69,90	8,68	391,32	461,22	426,27	34,95	0,08	1,18
0,10	100,31	18,03	381,97	482,27	432,12	50,15	0,12	1,26
0,20	146,49	40,05	359,95	506,44	433,19	73,25	0,17	1,41
0,35	201,99	79,72	320,28	522,26	421,27	100,99	0,24	1,63
0,50	233,29	116,00	284,00	517,29	400,64	116,64	0,29	1,82
0,75	264,25	167,85	232,15	496,40	364,27	132,13	0,36	2,14
1,00	274,75	202,66	197,34	472,09	334,71	137,38	0,41	2,39
1,25	279,28	236,19	163,81	443,10	303,46	139,64	0,46	2,70
1,50	280,07	250,95	149,05	429,12	289,09	140,03	0,48	2,88
1,75	279,19	265,32	134,68	413,87	274,27	139,60	0,51	3,07
2,00	279,20	273,82	126,18	405,39	265,79	139,60	0,53	3,21
2,50	277,02	285,10	114,90	391,92	253,41	138,51	0,55	3,41
3,00	278,97	288,59	111,41	390,38	250,89	139,48	0,56	3,50
3,50	280,03	287,58	112,42	392,45	252,44	140,01	0,55	3,49
4,00	283,65	285,27	114,73	398,37	256,55	141,82	0,55	3,47
4,50	285,17	280,56	119,44	404,62	262,03	142,59	0,54	3,39
5,00	289,35	280,61	119,39	408,73	264,06	144,67	0,55	3,42
6,00	296,88	275,46	124,54	421,42	272,98	148,44	0,54	3,38
7,00	306,30	271,98	128,02	434,32	281,17	153,15	0,54	3,39
8,00	315,30	265,37	134,63	449,93	292,28	157,65	0,54	3,34
9,00	323,94	259,51	140,49	464,43	302,46	161,97	0,54	3,31
10,00	333,69	253,79	146,21	479,90	313,06	166,85	0,53	3,28
11,00	342,11	244,26	155,74	497,85	326,79	171,05	0,52	3,20
12,00	347,54	241,31	158,69	506,23	332,46	173,77	0,52	3,19
13,00	354,30	236,23	163,77	518,07	340,92	177,15	0,52	3,16
14,00	362,21	231,39	168,61	530,82	349,71	181,11	0,52	3,15

Nota:

Los datos de remoldeo, densidad seca y contenido de humedad han sido indicados por el cliente.

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación:

Bajo
 Ligero
 Medio
 Alto
 Elevado

Realizado por:

NC

Ingresado por:

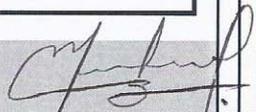
HEV

Revisado por:

TOM

Nº Informe Lab :

AP-022-15E


 PEDRO GABINO MENDOZA PACHECO
 INGENIERO CIVIL - GEOTÉCNICO
 Reg. CIP Nº 84013

Nombre del Proyecto: **Ingeniería de detalle para el cierre de la Relavera Baja o Antigua - Unidad de Andaychagua**

Cliente: **SVS Ingenieros S.A.**

Nº de muestra / Prof. (m): **CA-5 / M-1 / 0,20-2,00**

Nº Informe Lab : **AP-022-15E**

Descripción / Zona: **Dique**

Nº de Proyecto: **100727-01**

Solicitado por: **Erick Lino**

Fecha: **25-mar-15**

Ubicación: **Yauli - Junin**

Clasificación SUCS: GP-GC

Estado : Remoldeado a DenSeca=1,80g/cm3 y Cont.Humedad=6,0%

Etapa de consolidación	Inicial	Final
Altura (cm)	31,00	29,70
Diámetro (cm)	15,15	14,81
Humedad (%)	6,00	10,63
Densidad seca (gr/cc)	1,800	1,966

Velocidad (pulg/min)	0,01
Parámetro "B"	0,97
Presión de celda kPa	407
Contra presión kPa	207
Esf. Efect. Inicial kPa	200

Deformación (%)	Esf. Desv. kPa	μ kPa	s_s kPa	s_l kPa	\bar{p} kPa	\bar{q} kPa	\bar{q}/\bar{p}	Oblicuidad (s _l /s _s)
0,00	0,00	0,00	200,00	200,00	200,00	0,00	0,00	1,00
0,05	32,96	4,29	195,71	228,68	212,20	16,48	0,08	1,17
0,10	55,22	13,66	186,34	241,56	213,95	27,61	0,13	1,30
0,20	77,66	29,62	170,38	248,03	209,21	38,83	0,19	1,46
0,35	97,14	53,42	146,58	243,72	195,15	48,57	0,25	1,66
0,50	107,91	74,20	125,80	233,71	179,75	53,96	0,30	1,86
0,75	114,67	101,44	98,56	213,23	155,90	57,34	0,37	2,16
1,00	115,37	111,89	88,11	203,47	145,79	57,68	0,40	2,31
1,25	113,77	123,12	76,88	190,65	133,77	56,89	0,43	2,48
1,50	113,03	127,92	72,08	185,11	128,60	56,51	0,44	2,57
1,75	111,46	133,17	66,83	178,29	122,56	55,73	0,45	2,67
2,00	111,11	134,18	65,82	176,94	121,38	55,56	0,46	2,69
2,50	110,47	135,82	64,18	174,65	119,42	55,24	0,46	2,72
3,00	111,91	138,52	61,48	173,39	117,44	55,95	0,48	2,82
3,50	111,45	137,00	63,00	174,45	118,73	55,72	0,47	2,77
4,00	112,26	139,90	60,10	172,35	116,22	56,13	0,48	2,87
4,50	113,96	139,02	60,98	174,94	117,96	56,98	0,48	2,87
5,00	115,40	138,89	61,11	176,50	118,81	57,70	0,49	2,89
6,00	119,58	137,84	62,16	181,73	121,94	59,79	0,49	2,92
7,00	123,99	135,00	65,00	188,99	126,99	61,99	0,49	2,91
8,00	128,00	133,24	66,76	194,76	130,76	64,00	0,49	2,92
9,00	132,82	134,00	66,00	198,82	132,41	66,41	0,50	3,01
10,00	138,17	126,82	73,18	211,35	142,26	69,09	0,49	2,89
11,00	141,72	126,04	73,96	215,68	144,82	70,86	0,49	2,92
12,00	144,69	127,89	72,11	216,81	144,46	72,35	0,50	3,01
13,00	148,78	127,49	72,51	221,28	146,90	74,39	0,51	3,05
14,00	154,02	129,60	70,40	224,42	147,41	77,01	0,52	3,19

Nota:

Los datos de remoldeo, densidad seca y contenido de humedad han sido indicados por el cliente.

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

[Firma]
 PEDRO GABINO MENDOZA PACHECO
 INGENIERO CIVIL - GEOTÉCNICO
 Reg. CIP Nº 84013

Grado de compactación:

Bajo
 Ligero
 Medio
 Alto
 Elevado

Realizado por:

NC

Ingresado por:

HEV

Revisado por:

TOM

Nº Informe Lab :

AP-022-15E

Nombre del Proyecto: **Ingeniería de detalle para el cierre de la Relavera Baja o Antigua - Unidad de Andaychagua**

Cliente: **SVS Ingenieros S.A.**

Nº de muestra / Prof. (m): **CA-5 / M-1 / 0,20-2,00**

Nº Informe Lab : **AP-022-15E**

Descripción / Zona: **Dique**

Nº de Proyecto: **100727-01**

Solicitado por: **Erick Lino**

Fecha: **25-mar-15**

Ubicación: **Yauli - Junin**

Clasificación SUCS: GP-GC

Estado : Remoldeado a DenSeca=1,80g/cm3 y Cont.Humedad=6,0%

Etapa de consolidación	Inicial	Final
Altura (cm)	31,00	30,05
Diámetro (cm)	15,15	14,82
Humedad (%)	6,00	11,39
Densidad seca (gr/cc)	1,800	1,941

Velocidad (pulg/min)	0,01
Parámetro "B"	0,97
Presión de celda kPa	307
Contra presión kPa	207
Esf. Efect. Inicial kPa	100

Deformación (%)	Esf. Desv. kPa	μ kPa	s_3 kPa	s_1 kPa	\bar{p} kPa	\bar{q} kPa	\bar{q}/\bar{p}	Oblicuidad (S_1/S_3)
0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	100,00	0,00	0,00	1,00
0,05	21,45	3,51	96,49	117,93	107,21	10,72	0,10	1,22
0,10	32,12	8,63	91,37	123,49	107,43	16,06	0,15	1,35
0,20	43,04	19,21	80,79	123,83	102,31	21,52	0,21	1,53
0,35	51,53	31,54	68,46	119,99	94,23	25,77	0,27	1,75
0,50	55,20	40,84	59,16	114,37	86,76	27,60	0,32	1,93
0,75	56,71	51,41	48,59	105,30	76,94	28,36	0,37	2,17
1,00	56,55	56,26	43,74	100,29	72,02	28,28	0,39	2,29
1,25	56,58	57,32	42,68	99,26	70,97	28,29	0,40	2,33
1,50	55,33	57,85	42,15	97,49	69,82	27,67	0,40	2,31
1,75	54,65	57,07	42,93	97,58	70,25	27,33	0,39	2,27
2,00	54,96	60,58	39,42	94,38	66,90	27,48	0,41	2,39
2,50	54,01	55,26	44,74	98,76	71,75	27,01	0,38	2,21
3,00	53,82	57,76	42,24	96,06	69,15	26,91	0,39	2,27
3,50	54,61	53,79	46,21	100,82	73,51	27,31	0,37	2,18
4,00	54,29	55,07	44,93	99,22	72,07	27,14	0,38	2,21
4,50	54,49	54,63	45,37	99,86	72,62	27,24	0,38	2,20
5,00	56,21	52,57	47,43	103,64	75,54	28,11	0,37	2,19
6,00	57,76	52,34	47,66	105,43	76,54	28,88	0,38	2,21
7,00	60,26	51,73	48,27	108,53	78,40	30,13	0,38	2,25
8,00	62,35	50,31	49,69	112,04	80,86	31,17	0,39	2,25
9,00	64,29	49,78	50,22	114,50	82,36	32,14	0,39	2,28
10,00	67,59	47,05	52,95	120,54	86,75	33,80	0,39	2,28
11,00	70,10	47,80	52,20	122,31	87,25	35,05	0,40	2,34
12,00	72,98	45,55	54,45	127,43	90,94	36,49	0,40	2,34
13,00	75,37	42,95	57,05	132,42	94,73	37,69	0,40	2,32
14,00	77,62	43,44	56,56	134,18	95,37	38,81	0,41	2,37

Nota:

Los datos de remoldeo, densidad seca y contenido de humedad han sido indicados por el cliente.

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación:

Bajo
 Ligero
 Medio
 Alto
 Elevado

Realizado por:

NC

Ingresado por:

HEV

Revisado por:

TOM

Nº Informe Lab :

AP-022-15E

Nombre del Proyecto: **Ingeniería de detalle para el cierre de la Relavera Baja o Antigua - Unidad de Andaychagua**

Cliente: **SVS Ingenieros S.A.**

Nº de muestra / Prof. (m): **CA-5 / M-1 / 0,20-2,00**

Nº Informe Lab : **AP-022-15E**

Descripción / Zona: **Dique**

Nº de Proyecto: **100727-01**

Solicitado por: **Erick Lino**

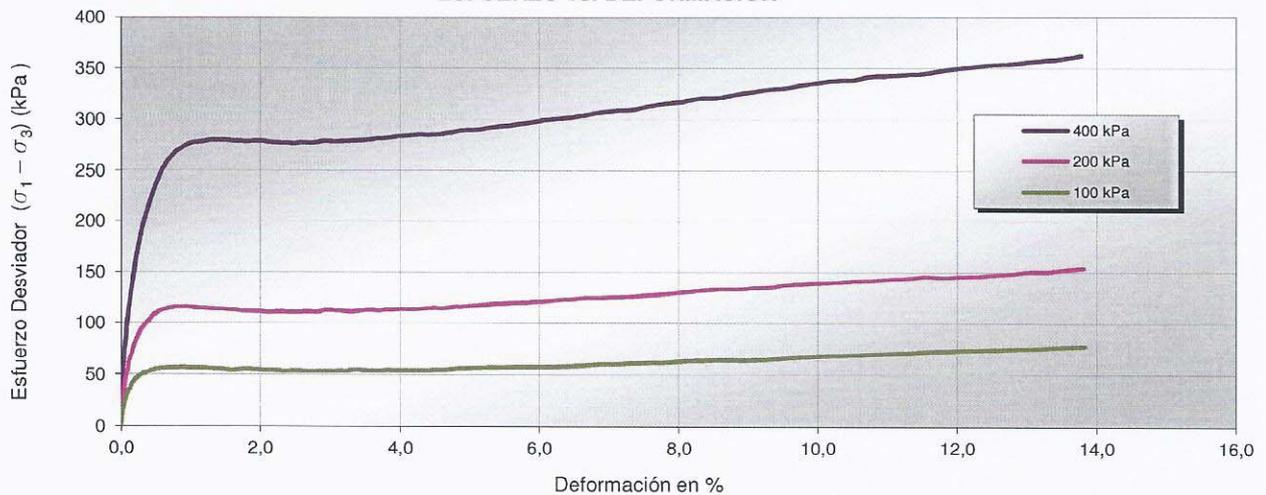
Fecha: **25-mar-15**

Ubicación: **Yauli - Junin**

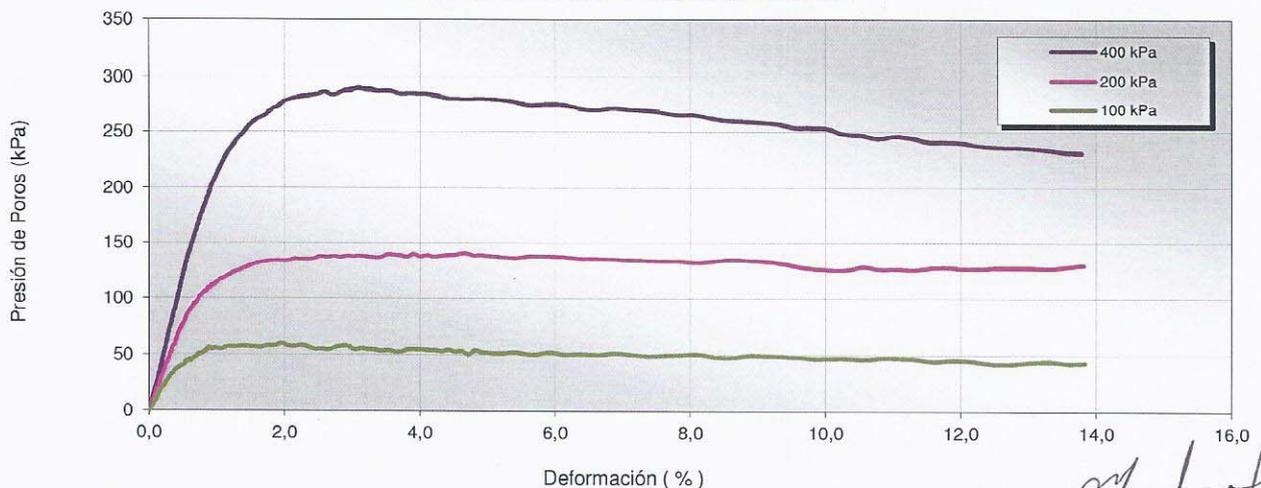
Clasificación SUCS: **GP-GC**

Estado : Remoldeado a DenSeca=1,80g/cm³ y Cont.Humedad=6,0%

ESFUERZO vs. DEFORMACIÓN



PRESIÓN DE POROS vs. DEFORMACIÓN



Nota:

Los datos de remoldeo, densidad seca y contenido de humedad han sido indicados por el cliente.

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación:

Bajo
 Ligero
 Medio
 Alto
 Elevado

Realizado por:

NC

Ingresado por:

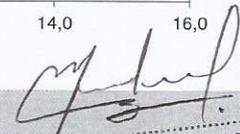
HEV

Revisado por:

TOM

Nº Informe Lab :

AP-022-15E


 PEDRO GABINO MENDOZA PACHECO
 INGENIERO CIVIL - GEOTÉCNICO
 Reg. CIP Nº 84013

Nombre del Proyecto: **Ingeniería de detalle para el cierre de la Relavera Baja o Antigua - Unidad de Andaychagua**

Cliente: **SVS Ingenieros S.A.**

Nº de muestra / Prof. (m): **CA-5 / M-1 / 0,20-2,00**

Nº Informe Lab : **AP-022-15E**

Descripción / Zona: **Dique**

Nº de Proyecto: **100727-01**

Solicitado por: **Erick Lino**

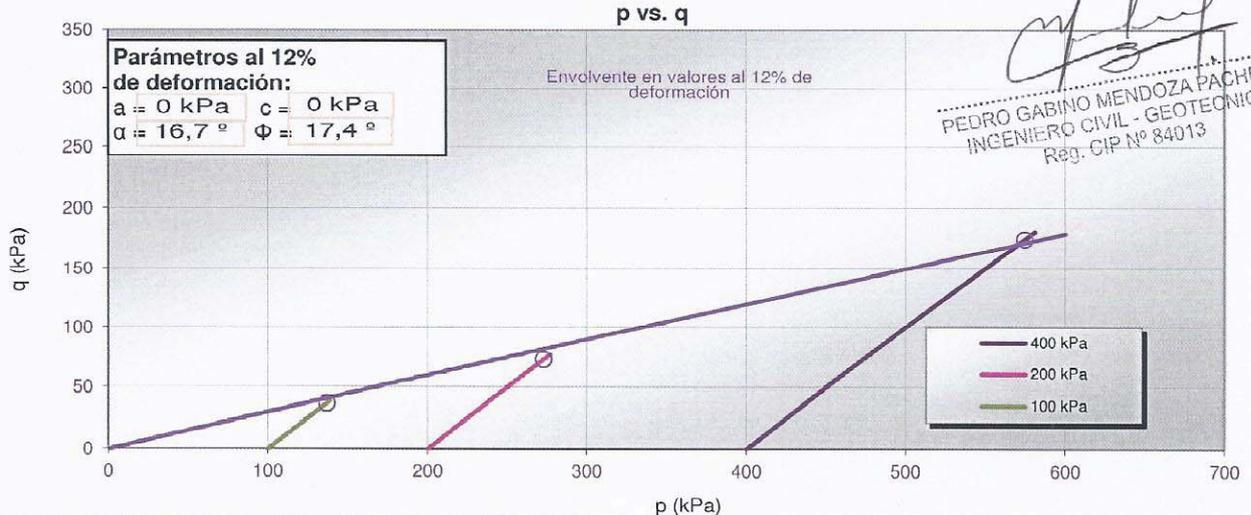
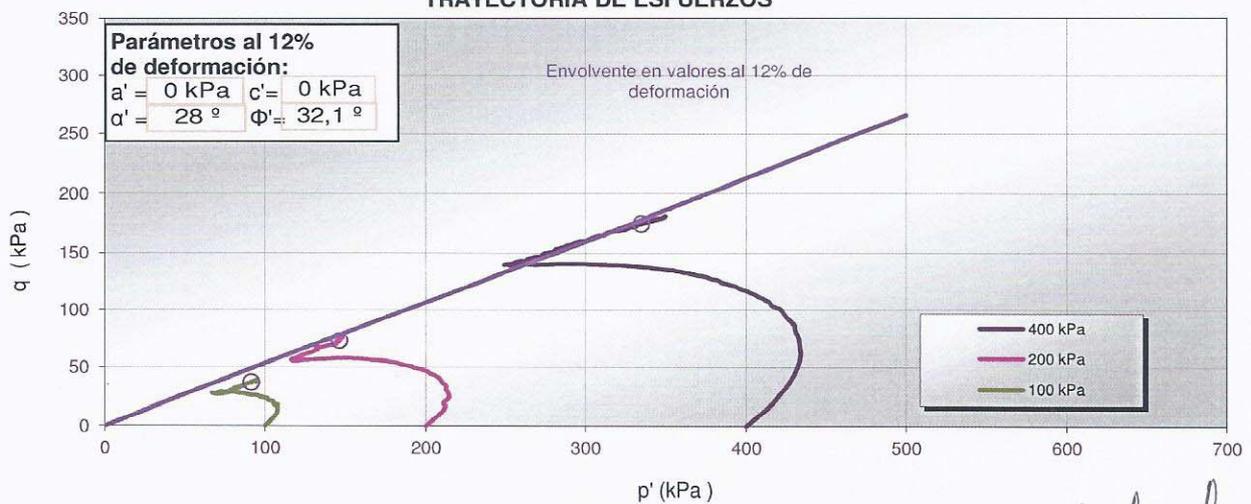
Fecha: **25-mar-15**

Ubicación: **Yauli - Junin**

Clasificación SUCS: **GP-GC**

Estado : Remoldeado a DenSeca=1,80g/cm3 y Cont.Humedad=6,0%

TRAYECTORIA DE ESFUERZOS



[Signature]
 PEDRO GABINO MENDOZA PACHECO
 INGENIERO CIVIL - GEOTECNICO
 Reg. CIP Nº 84013

Nota:

Los datos de remoldeo, densidad seca y contenido de humedad han sido indicados por el cliente.

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación:

Bajo
 Ligero
 Medio
 Alto
 Elevado

Realizado por:

NC

Ingresado por:

HEV

Revisado por:

TOM

Nº Informe Lab :

AP-022-15E

Nombre del Proyecto: **Ingeniería de detalle para el cierre de la Relavera Baja o Antigua - Unidad de Andaychagua**

Cliente: **SVS Ingenieros S.A.**

Nº de muestra / Prof. (m): **CA-5 / M-1 / 0,20-2,00**

Nº Informe Lab : **AP-022-15E**

Descripción / Zona: **Dique**

Nº de Proyecto: **100727-01**

Solicitado por: **Erick Lino**

Fecha: **25-mar-15**

Ubicación: **Yauli - Junin**

Clasificación SUCS: **GP-GC**

Estado : **Remoldeado a DenSeca=1,80g/cm3 y Cont.Humedad=6,0%**

PANEL FOTOGRAFICO



Nota:

Los datos de remoldeo, densidad seca y contenido de humedad han sido indicados por el cliente.

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

[Handwritten Signature]
PEDRO GABINO MENDOZA PACHECO
 INGENIERO CIVIL - GEOTÉCNICO
 Reg. CIP Nº 84013

Grado de compactación:

Bajo
 Ligero
 Medio
 Alto
 Elevado

Realizado por: **NC**

Ingresado por: **HEV**

Revisado por: **TOM**

Nº Informe Lab : **AP-022-15E**

LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto: **Ingeniería de detalle para el cierre de la Relavera Baja o Antigua - Unidad de Andaychagua**

Cliente: **SVS Ingenieros S.A.**

Nº de muestra / Prof. (m): **CA-11 / M-1 / 0,00-1,00**

Nº Informe Lab : **AP-022-15E**

Descripción / Zona: **Relave**

Nº de Proyecto: **100727-01**

Solicitado por: **Erick Lino**

Fecha: **20-mar-15**

Ubicación: **Yauli - Junin**

Clasificación SUCS: CL

Estado: Remoldeado a DenSeca=1,30g/cm3 y Cont.Humedad=30,0%

Etapa de consolidación	Inicial	Final
Altura (cm)	14,57	13,63
Diámetro (cm)	7,09	6,82
Humedad (%)	30,00	26,30
Densidad seca (gr/cc)	1,300	1,502

Velocidad (pulg/min)	0,01
Parámetro "B"	0,97
Presión de celda kPa	607
Contra presión kPa	207
Esf. Efect. Inicial kPa	400

Deformación (%)	Esf. Desv. kPa	μ kPa	s_s kPa	s_1 kPa	\bar{p} kPa	\bar{q} kPa	\bar{q} / \bar{p}	Oblicuidad (s_1/s_s)
0,00	0,00	0,00	400,00	400,00	400,00	0,00	0,00	1,00
0,05	18,26	7,58	392,42	410,67	401,55	9,13	0,02	1,05
0,10	29,32	11,72	388,28	417,60	402,94	14,66	0,04	1,08
0,20	67,82	28,27	371,73	439,55	405,64	33,91	0,08	1,18
0,35	101,94	48,26	351,74	453,68	402,71	50,97	0,13	1,29
0,50	122,27	66,88	333,12	455,39	394,25	61,13	0,16	1,37
0,75	144,08	94,46	305,54	449,62	377,58	72,04	0,19	1,47
1,00	159,75	118,59	281,41	441,16	361,29	79,88	0,22	1,57
1,25	176,79	138,58	261,42	438,20	349,81	88,39	0,25	1,68
1,50	182,46	152,37	247,63	430,08	338,85	91,23	0,27	1,74
1,75	188,69	162,72	237,28	425,98	331,63	94,35	0,28	1,80
2,00	195,49	171,68	228,32	423,81	326,07	97,75	0,30	1,86
2,50	205,66	186,16	213,84	419,50	316,67	102,83	0,32	1,96
3,00	215,47	197,88	202,12	417,59	309,86	107,74	0,35	2,07
3,50	223,41	206,15	193,85	417,26	305,55	111,70	0,37	2,15
4,00	231,72	210,98	189,02	420,74	304,88	115,86	0,38	2,23
4,50	238,89	217,18	182,82	421,70	302,26	119,44	0,40	2,31
5,00	244,70	219,94	180,06	424,75	302,41	122,35	0,40	2,36
6,00	256,43	224,08	175,92	432,35	304,14	128,21	0,42	2,46
7,00	273,64	226,15	173,85	447,49	310,67	136,82	0,44	2,57
8,00	279,88	224,08	175,92	455,80	315,86	139,94	0,44	2,59
9,00	289,81	223,39	176,61	466,41	321,51	144,90	0,45	2,64
10,00	297,58	221,32	178,68	476,26	327,47	148,79	0,45	2,67
11,00	307,61	213,74	186,26	493,87	340,07	153,80	0,45	2,65
12,00	315,72	213,05	186,95	502,68	344,81	157,86	0,46	2,69
13,00	323,16	208,91	191,09	514,24	352,67	161,58	0,46	2,69
14,00	329,91	204,77	195,23	525,14	360,18	164,96	0,46	2,69
15,00	331,67	201,33	198,67	530,34	364,51	165,83	0,45	2,67

Nota:

Los datos de remoldeo, densidad seca y contenido de humedad han sido indicados por el cliente.

PEDRO GABINO MENDOZA PACHECO
INGENIERO CIVIL - GEOTECNICO
Reg. CIP Nº 84013

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación:

Bajo
 Ligero
 Medio
 Alto
 Elevado

Realizado por:

DC

Ingresado por:

HEV

Revisado por:

TOM

Nº Informe Lab :

AP-022-15E

LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto: **Ingeniería de detalle para el cierre de la Relavera Baja o Antigua - Unidad de Andaychagua**
 Cliente: **SVS Ingenieros S.A.**
 N° de muestra / Prof. (m): **CA-11 / M-1 / 0,00-1,00** N° Informe Lab : **AP-022-15E**
 Descripción / Zona: **Relave** N° de Proyecto: **100727-01**
 Solicitado por: **Erick Lino** Fecha: **20-mar-15**
 Ubicación: **Yauli - Junin**

Clasificación SUCS: CL

Estado: Remoldeado a DenSeca=1,30g/cm3 y Cont.Humedad=30,0%

Etapa de consolidación	Inicial	Final
Altura (cm)	14,57	13,87
Diámetro (cm)	7,09	6,81
Humedad (%)	30,00	28,76
Densidad seca (gr/cc)	1,301	1,480

Velocidad (pulg/min)	0,01
Parámetro "B"	0,97
Presión de celda kPa	407
Contra presión kPa	207
Esf. Efect. Inicial kPa	200

Deformación (%)	Esf. Desv. kPa	μ kPa	s_3 kPa	s_1 kPa	\bar{p} kPa	\bar{q} kPa	\bar{q} / \bar{p}	Oblicuidad (s_1/s_3)
0,00	0,00	0,00	200,00	200,00	200,00	0,00	0,00	1,00
0,05	16,95	4,83	195,17	212,12	203,65	8,47	0,04	1,09
0,10	26,44	8,96	191,04	217,48	204,26	13,22	0,06	1,14
0,20	47,36	21,37	178,63	225,98	202,30	23,68	0,12	1,27
0,35	61,87	35,16	164,84	226,71	195,77	30,94	0,16	1,38
0,50	70,76	46,19	153,81	224,57	189,19	35,38	0,19	1,46
0,75	81,00	59,29	140,71	221,70	181,20	40,50	0,22	1,58
1,00	88,04	69,64	130,36	218,40	174,38	44,02	0,25	1,68
1,25	94,32	77,91	122,09	216,41	169,25	47,16	0,28	1,77
1,50	99,61	84,81	115,19	214,80	165,00	49,80	0,30	1,86
1,75	102,59	88,94	111,06	213,65	162,35	51,30	0,32	1,92
2,00	105,32	92,39	107,61	212,93	160,27	52,66	0,33	1,98
2,50	112,04	99,28	100,72	212,75	156,73	56,02	0,36	2,11
3,00	116,79	104,11	95,89	212,68	154,28	58,39	0,38	2,22
3,50	121,36	107,56	92,44	213,81	153,12	60,68	0,40	2,31
4,00	125,65	110,32	89,68	215,34	152,51	62,83	0,41	2,40
4,50	129,54	112,38	87,62	217,16	152,39	64,77	0,43	2,48
5,00	133,73	113,76	86,24	219,97	153,10	66,87	0,44	2,55
6,00	141,50	115,83	84,17	225,67	154,92	70,75	0,46	2,68
7,00	148,61	115,83	84,17	232,78	158,48	74,31	0,47	2,77
8,00	155,99	115,14	84,86	240,85	162,85	78,00	0,48	2,84
9,00	162,29	113,76	86,24	248,53	167,38	81,15	0,48	2,88
10,00	167,42	111,70	88,30	255,73	172,02	83,71	0,49	2,90
11,00	173,16	108,94	91,06	264,23	177,64	86,58	0,49	2,90
12,00	179,70	106,18	93,82	273,52	183,67	89,85	0,49	2,92
13,00	183,49	104,11	95,89	279,38	187,64	91,75	0,49	2,91
14,00	189,88	100,66	99,34	289,22	194,28	94,94	0,49	2,91
15,00	192,86	97,91	102,09	294,95	198,52	96,43	0,49	2,89

Nota:

Los datos de remoldeo, densidad seca y contenido de humedad han sido indicados por el cliente.

PEDRO GAVINO MENDOZA PACHECO
 INGENIERO CIVIL - GEOTÉCNICO
 Reg. CIP N° 84013

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación:

Bajo
 Ligerito
 Medio
 Alto
 Elevado

Realizado por: DC Ingresado por: HEV Revisado por: TOM N° Informe Lab : AP-022-15E

LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto: **Ingeniería de detalle para el cierre de la Relavera Baja o Antigua - Unidad de Andaychagua**
 Cliente: **SVS Ingenieros S.A.**
 N° de muestra / Prof. (m): **CA-11 / M-1 / 0,00-1,00** N° Informe Lab : **AP-022-15E**
 Descripción / Zona: **Relave** N° de Proyecto: **100727-01**
 Solicitado por: **Erick Lino** Fecha: **20-mar-15**
 Ubicación: **Yauli - Junin**

Clasificación SUCS: CL

Estado: Remoldeado a DenSeca=1,30g/cm3 y Cont.Humedad=30,0%

Etapa de consolidación	Inicial	Final
Altura (cm)	14,52	13,93
Diámetro (cm)	7,09	6,80
Humedad (%)	30,00	29,83
Densidad seca (gr/cc)	1,304	1,477

Velocidad (pulg/min)	0,01
Parámetro "B"	0,97
Presión de celda kPa	307
Contra presión kPa	207
Esf. Efect. Inicial kPa	100

Deformación (%)	Esf. Desv. kPa	μ kPa	s_s kPa	s_1 kPa	\bar{p} kPa	\bar{q} kPa	\bar{q} / \bar{p}	Oblicuidad (s_1/s_3)
0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	100,00	0,00	0,00	1,00
0,05	16,03	2,76	97,24	113,27	105,26	8,02	0,08	1,16
0,10	21,53	5,52	94,48	116,01	105,25	10,76	0,10	1,23
0,20	30,18	11,72	88,28	118,46	103,37	15,09	0,15	1,34
0,35	35,26	16,55	83,45	118,71	101,08	17,63	0,17	1,42
0,50	39,23	20,68	79,32	118,54	98,93	19,61	0,20	1,49
0,75	44,23	27,58	72,42	116,65	94,54	22,12	0,23	1,61
1,00	47,76	33,09	66,91	114,66	90,78	23,88	0,26	1,71
1,25	51,14	37,23	62,77	113,91	88,34	25,57	0,29	1,81
1,50	52,94	39,99	60,01	112,95	86,48	26,47	0,31	1,88
1,75	55,22	42,75	57,25	112,47	84,86	27,61	0,33	1,96
2,00	56,76	45,51	54,49	111,25	82,87	28,38	0,34	2,04
2,50	60,41	48,95	51,05	111,45	81,25	30,20	0,37	2,18
3,00	62,83	51,71	48,29	111,12	79,70	31,41	0,39	2,30
3,50	65,69	53,09	46,91	112,60	79,76	32,85	0,41	2,40
4,00	68,64	55,16	44,84	113,49	79,16	34,32	0,43	2,53
4,50	70,86	55,85	44,15	115,01	79,58	35,43	0,45	2,60
5,00	73,05	56,54	43,46	116,51	79,99	36,52	0,46	2,68
6,00	77,69	57,23	42,77	120,46	81,62	38,84	0,48	2,82
7,00	82,33	57,23	42,77	125,10	83,94	41,16	0,49	2,92
8,00	87,07	57,23	42,77	129,85	86,31	43,54	0,50	3,04
9,00	91,92	55,85	44,15	136,07	90,11	45,96	0,51	3,08
10,00	96,42	54,47	45,53	141,95	93,74	48,21	0,51	3,12
11,00	98,73	53,09	46,91	145,64	96,27	49,36	0,51	3,10
12,00	102,68	51,71	48,29	150,97	99,63	51,34	0,52	3,13
13,00	106,31	49,64	50,36	156,67	103,51	53,15	0,51	3,11
14,00	109,51	48,26	51,74	161,25	106,49	54,75	0,51	3,12
15,00	111,25	46,19	53,81	165,06	109,43	55,63	0,51	3,07

Nota:

Los datos de remoldeo, densidad seca y contenido de humedad han sido indicados por el cliente.

PEDRO GABINO MENDOZA PACHECO
 INGENIERO CIVIL - GEOTÉCNICO
 Reg. CIP N° 84013

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación:

Bajo Ligero Medio Alto Elevado

Realizado por: DC Ingresado por: HEV Revisado por: TOM N° Informe Lab : AP-022-15E

Nombre del Proyecto: **Ingeniería de detalle para el cierre de la Relavera Baja o Antigua - Unidad de Andaychagua**

Cliente: **SVS Ingenieros S.A.**

Nº de muestra / Prof. (m): **CA-11 / M-1 / 0,00-1,00**

Nº Informe Lab : **AP-022-15E**

Descripción / Zona: **Relave**

Nº de Proyecto: **100727-01**

Solicitado por: **Erick Lino**

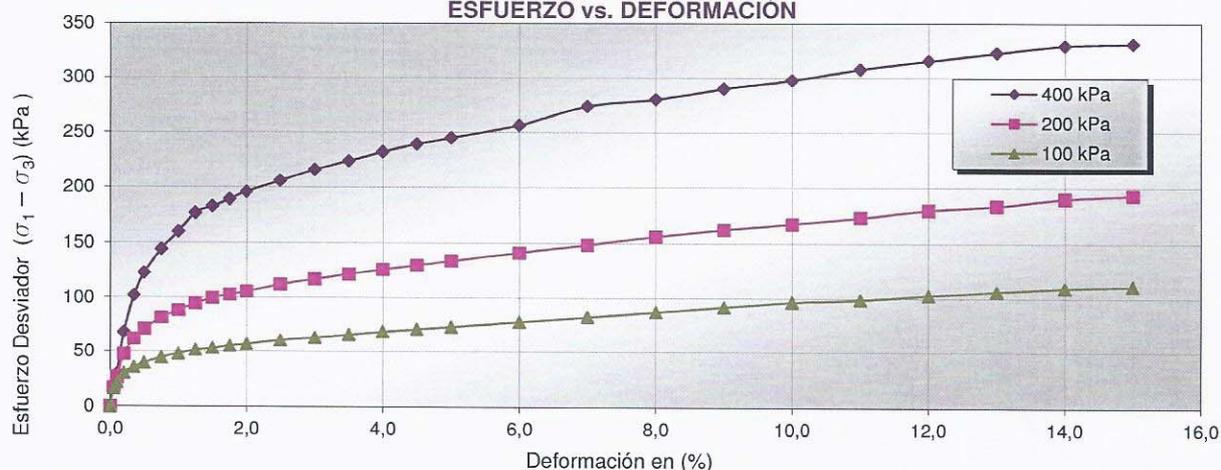
Fecha: **20-mar-15**

Ubicación: **Yauli - Junin**

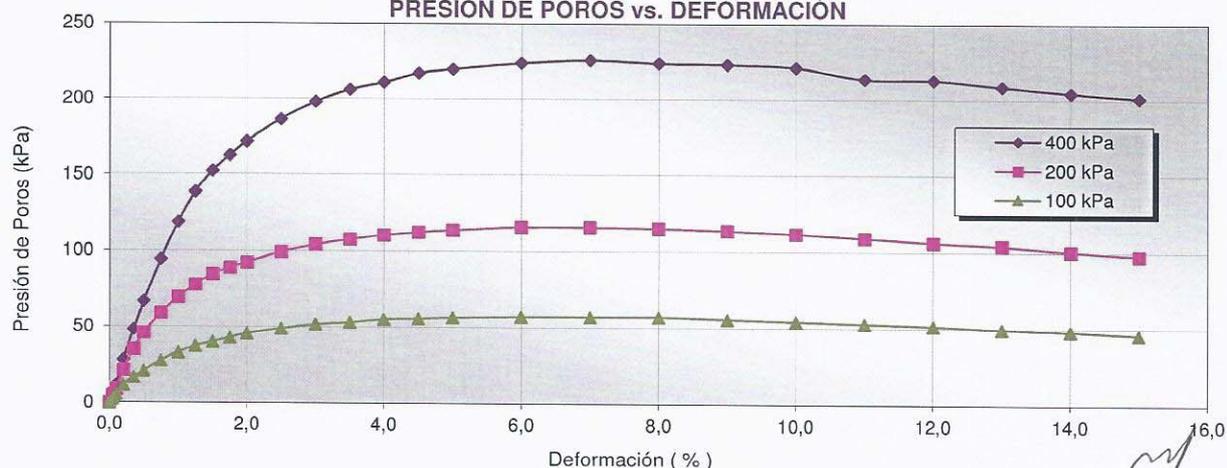
Clasificación SUCS: CL

Estado: Remoldeado a DenSeca=1,30g/cm³ y Cont.Humedad=30,0%

ESFUERZO vs. DEFORMACIÓN



PRESIÓN DE POROS vs. DEFORMACIÓN



Nota:

Los datos de remoldeo, densidad seca y contenido de humedad han sido indicados por el cliente.

Pedro Gabino Mendoza Pacheco
 PEDRO GABINO MENDOZA PACHECO
 INGENIERO CIVIL - GEOTECNICO
 Reg. CIP Nº 84013

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación:

Bajo
 Ligero
 Medio
 Alto
 Elevado

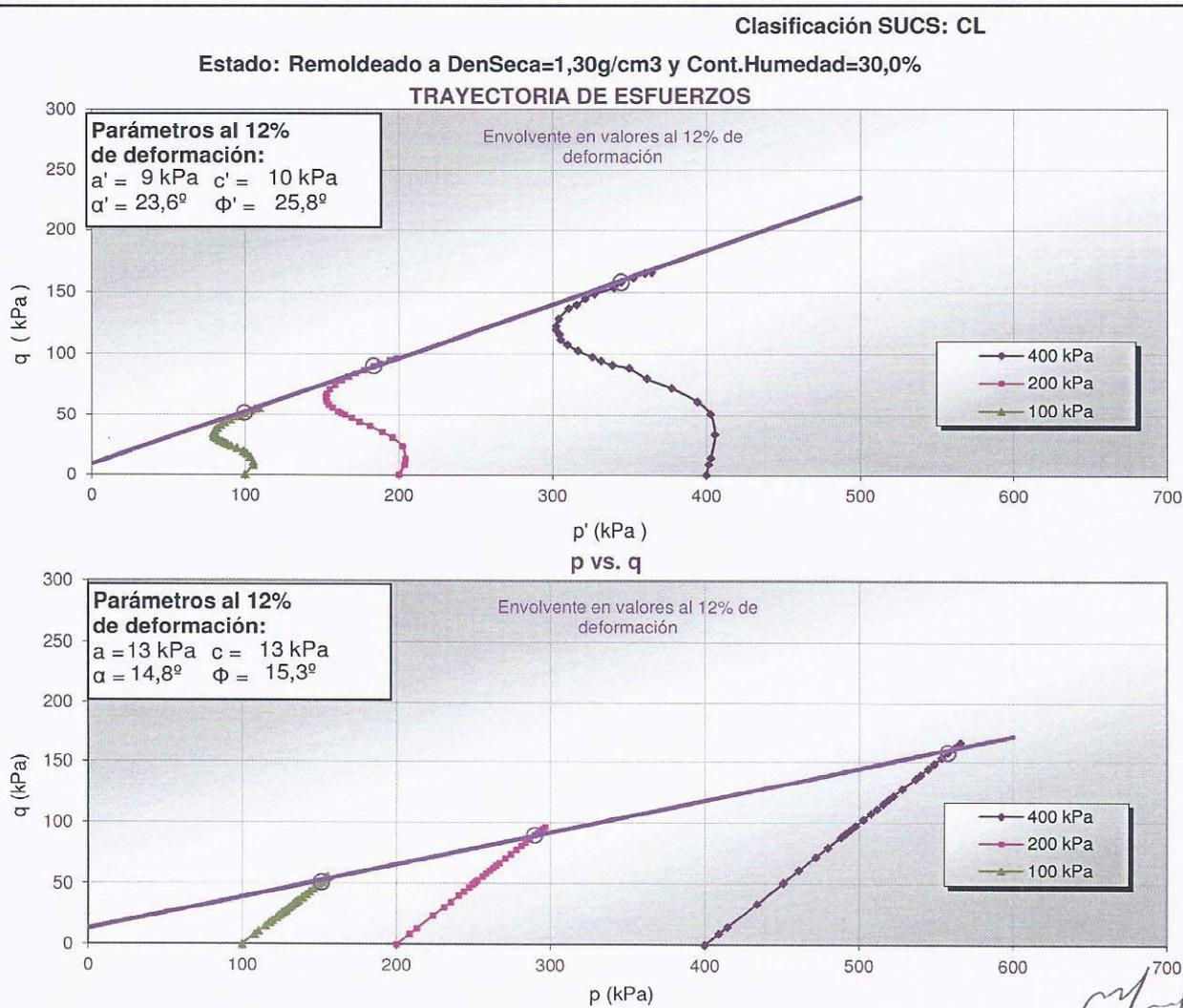
Realizado por:
DC

Ingresado por:
HEV

Revisado por:
TOM

Nº Informe Lab :
AP-022-15E

Nombre del Proyecto:	Ingeniería de detalle para el cierre de la Relavera Baja o Antigua - Unidad de Andaychagua		
Cliente:	SVS Ingenieros S.A.		
Nº de muestra / Prof. (m):	CA-11 / M-1 / 0,00-1,00	Nº Informe Lab : AP-022-15E	
Descripción / Zona:	Relave	Nº de Proyecto: 100727-01	
Solicitado por:	Erick Lino	Fecha: 20-mar-15	
Ubicación:	Yauli - Junin		



Nota:

Los datos de remoldeo, densidad seca y contenido de humedad han sido indicados por el cliente.

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación:

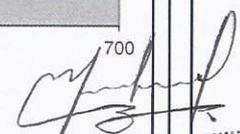
Bajo
 Ligero
 Medio
 Alto
 Elevado

Realizado por:
DC

Ingresado por:
HEV

Revisado por:
TOM

Nº Informe Lab :
AP-022-15E


 PEDRO GABINO MENDOZA PACHECO
 INGENIERO CIVIL - GEOTECNICO
 Reg. CIP Nº 84013

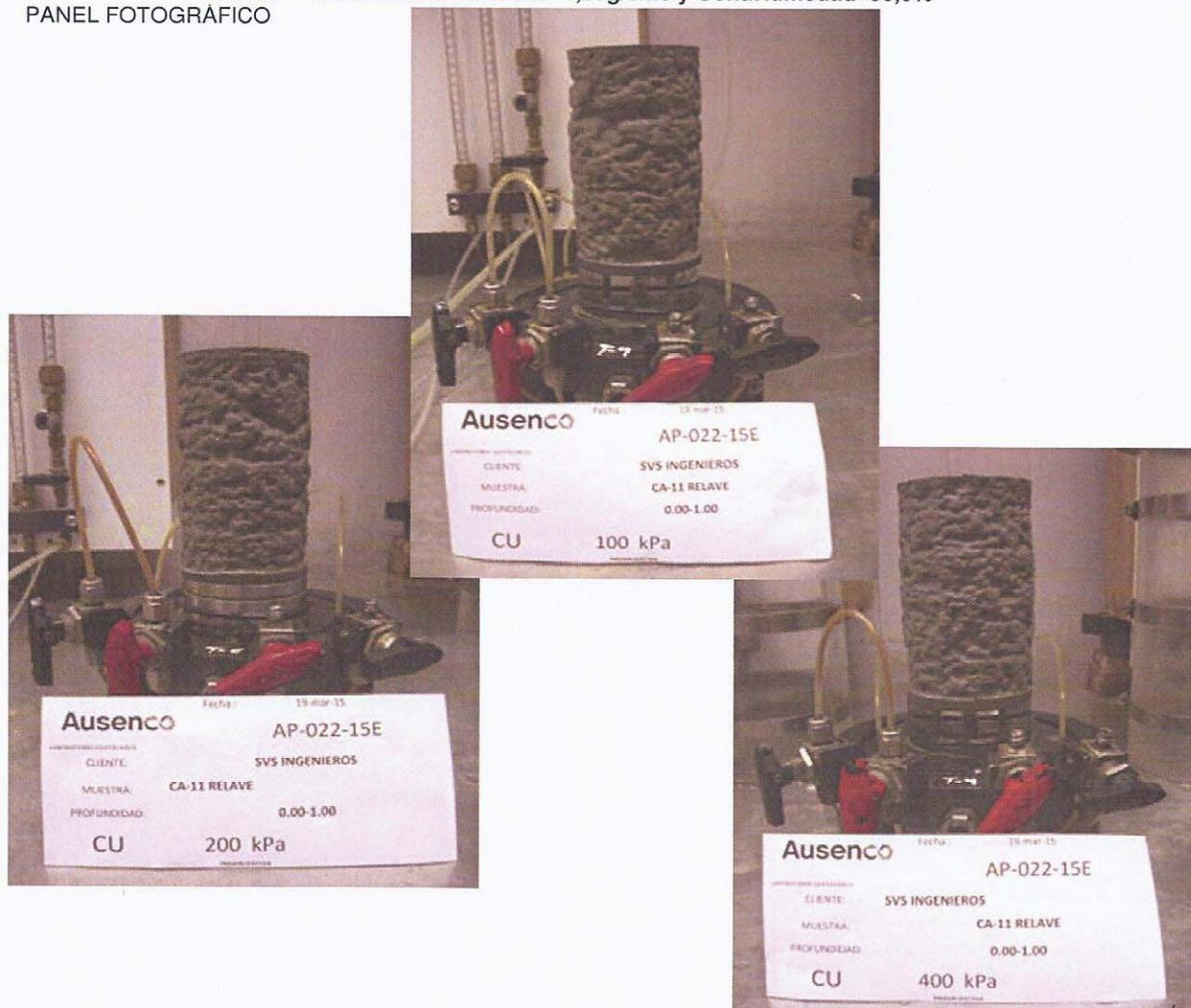
LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto: **Ingeniería de detalle para el cierre de la Relavera Baja o Antigua - Unidad de Andaychagua**
 Cliente: **SVS Ingenieros S.A.**
 N° de muestra / Prof. (m): **CA-11 / M-1 / 0,00-1,00** N° Informe Lab : **AP-022-15E**
 Descripción / Zona: **Relave** N° de Proyecto: **100727-01**
 Solicitado por: **Erick Lino** Fecha: **20-mar-15**
 Ubicación: **Yauli - Junin**

Clasificación SUCS: CL

Estado: Remoldeado a DenSeca=1,30g/cm³ y Cont.Humedad=30,0%

PANEL FOTOGRÁFICO



Nota:

Los datos de remoldeo, densidad seca y contenido de humedad han sido indicados por el cliente.

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación:

Bajo
 Ligero
 Medio
 Alto
 Elevado

Realizado por:
DC

Ingresado por:
HEV

Revisado por:
TOM

N° Informe Lab :
AP-022-15E


 PEDRO GABINO MENDOZA PACHECO
 INGENIERO CIVIL - GEOTECNICO
 Reg. CIP N° 84013

ANEXO 2 ENSAYO DE GEOFÍSICA

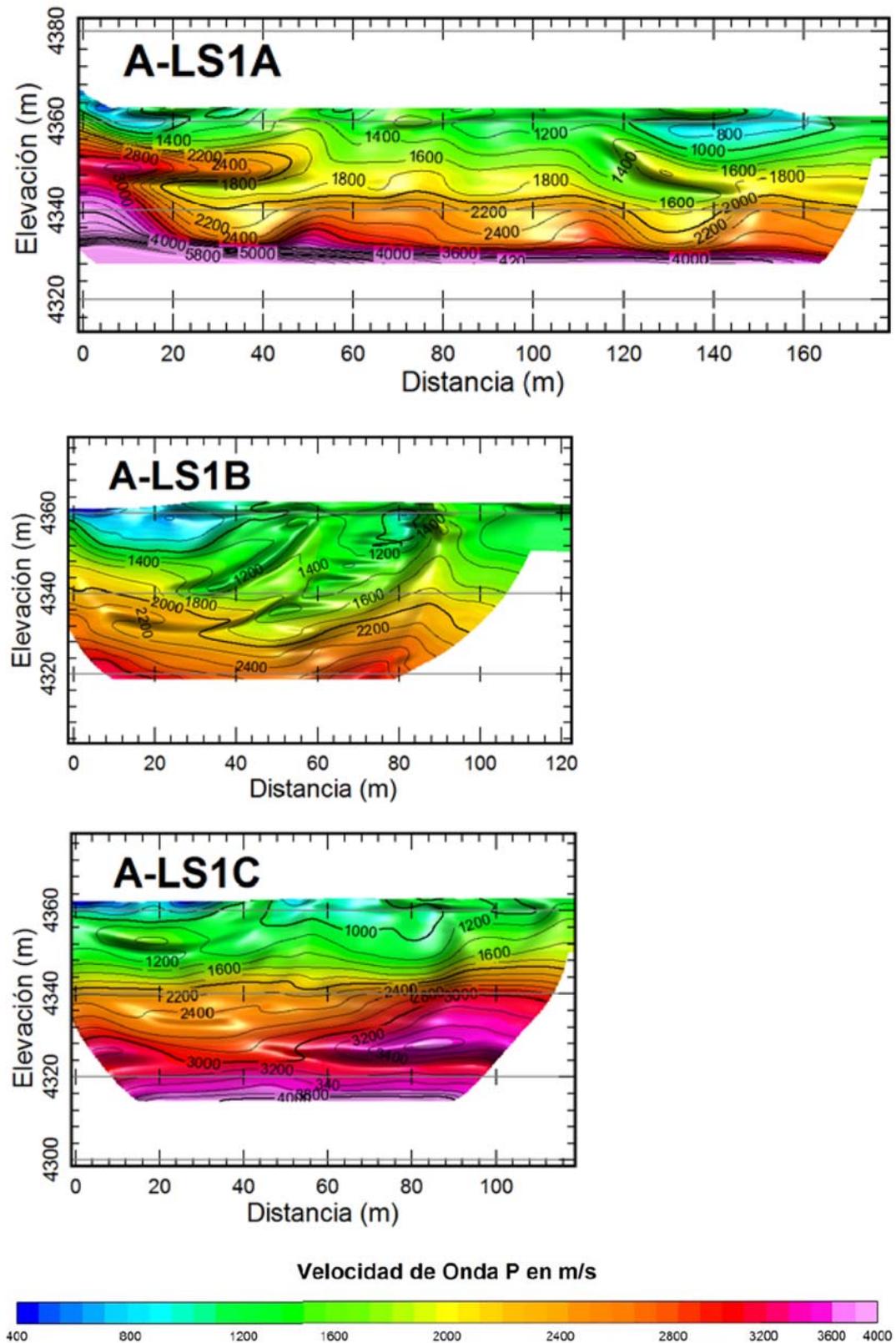


Figura A.1: Sección de modelos de velocidad de ondas P – Ensayo de refracción sísmica

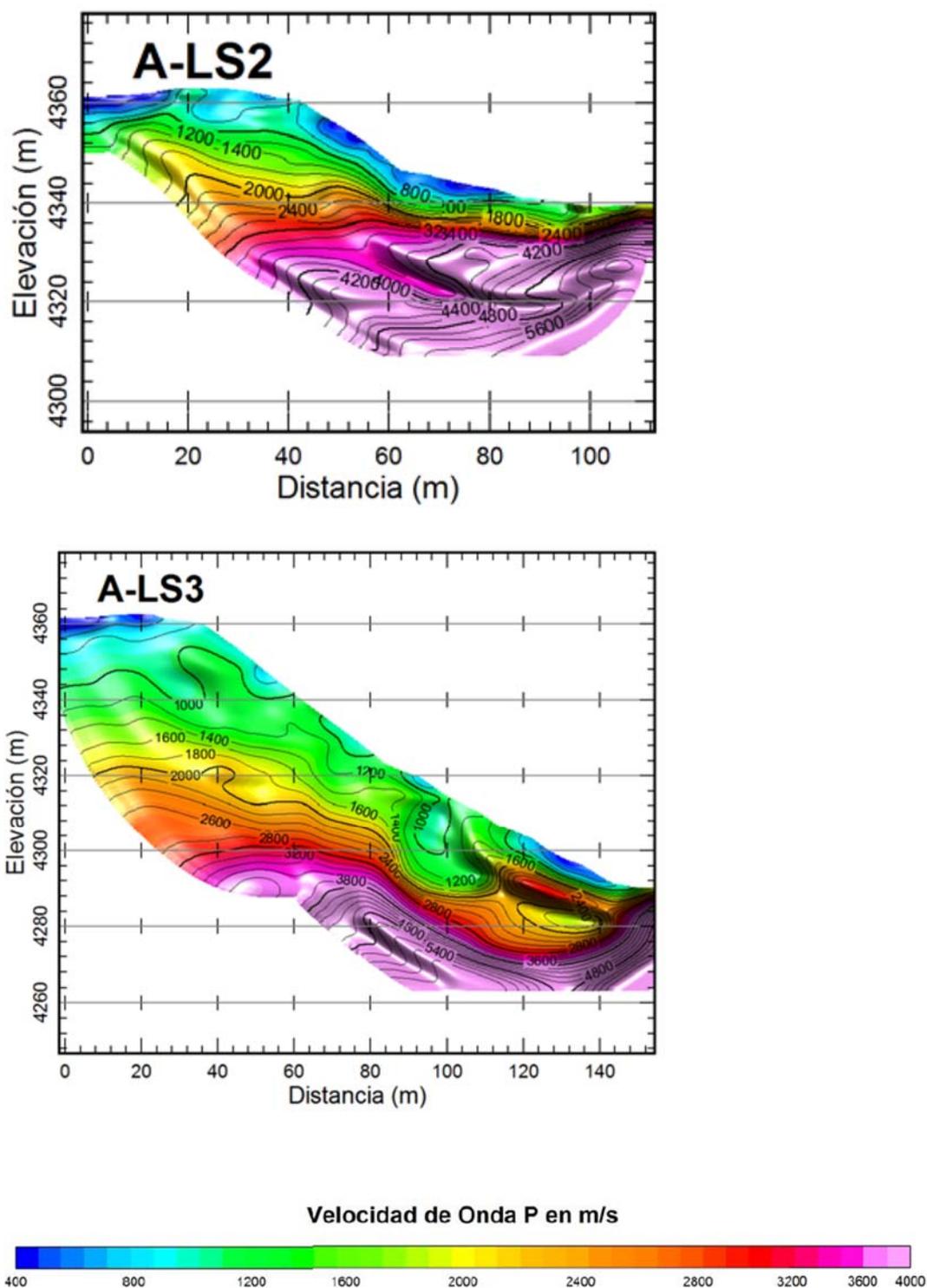


Figura A.2: Sección de modelos de velocidad de ondas P – Ensayo de refracción sísmica

ANEXO 3 ENSAYO RCTS DE MATERIAL GRANULAR

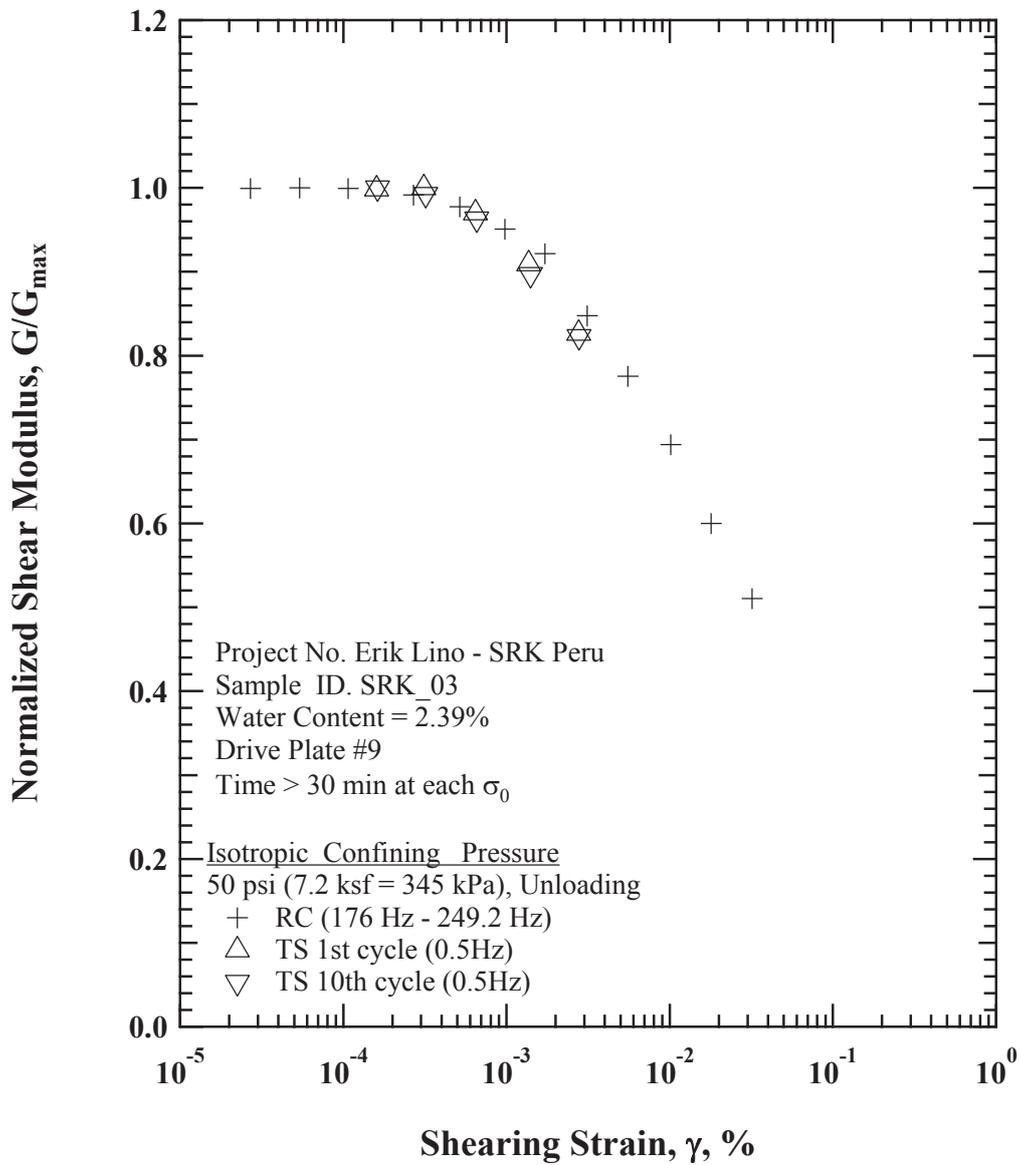


Figure A.30 Comparison of the Variation in Normalized Shear Modulus with Shearing Strain After Unloading to an Isotropic Confining Pressure of 50 psi (7.2 ksf = 345 kPa) from Combined RCTS Testing of Specimen SRK_03

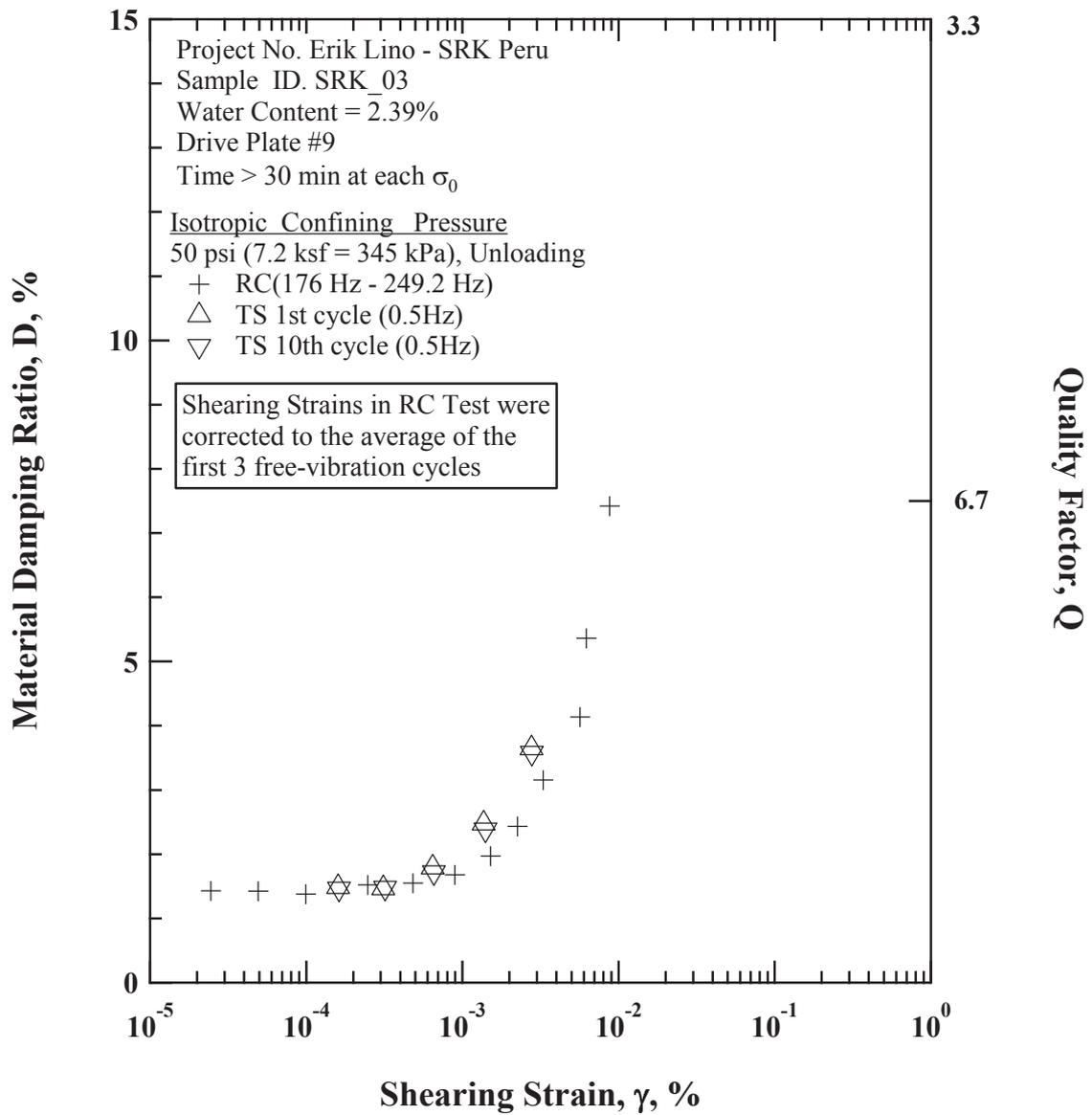


Figure A.31 Comparison of the Variation in Material Damping Ratio with Shearing Strain After Unloading to an Isotropic Confining Pressure of 50 psi (7.2 ksf = 345 kPa) from Combined RCTS Testing of Specimen SRK_03

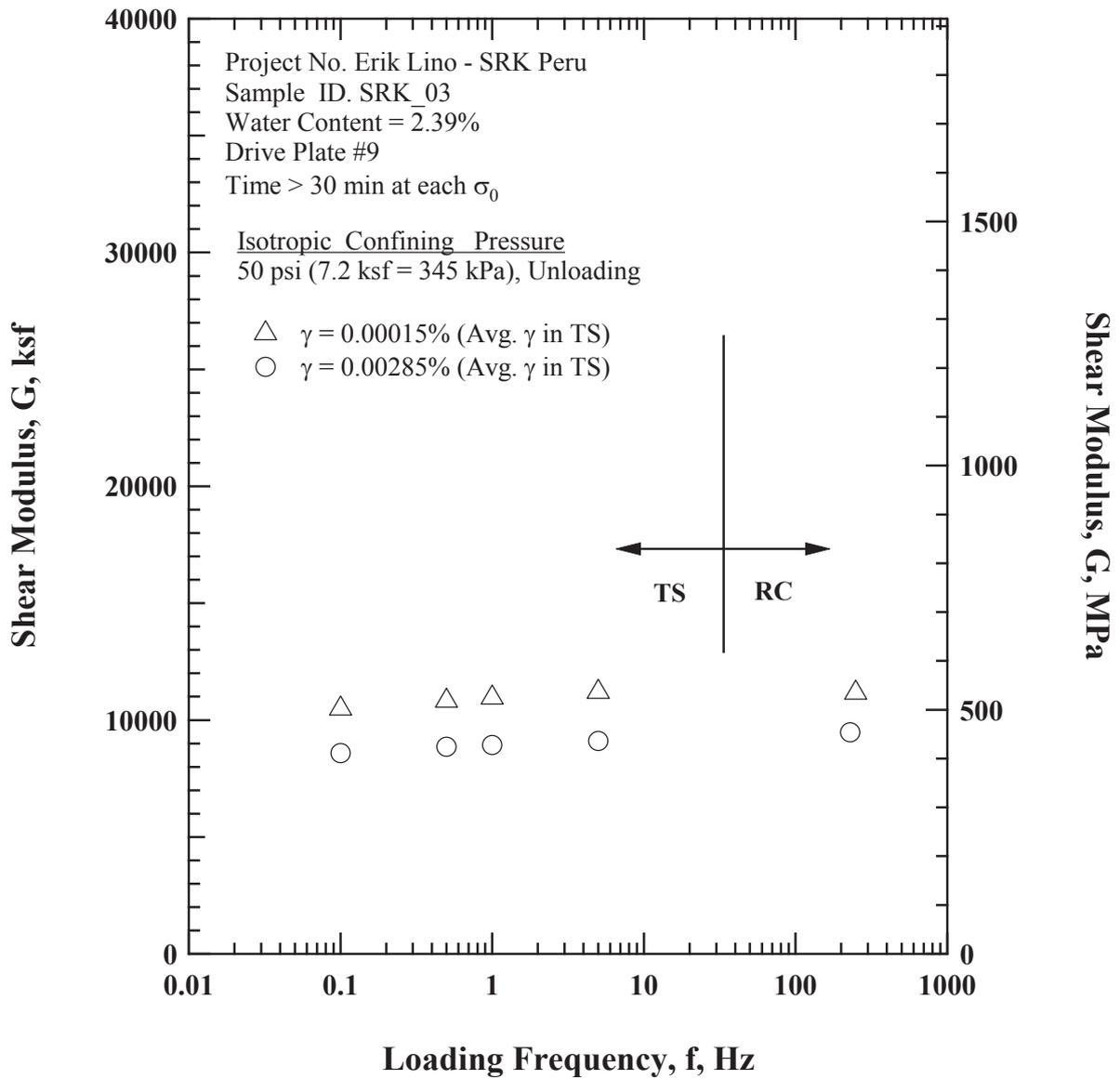


Figure A.32 Comparison of the Variation in Shear Modulus with Loading Frequency After Unloading to an Isotropic Confining Pressure of 50 psi (7.2 ksf = 345 kPa) from Combined RCTS Testing of Specimen SRK_03

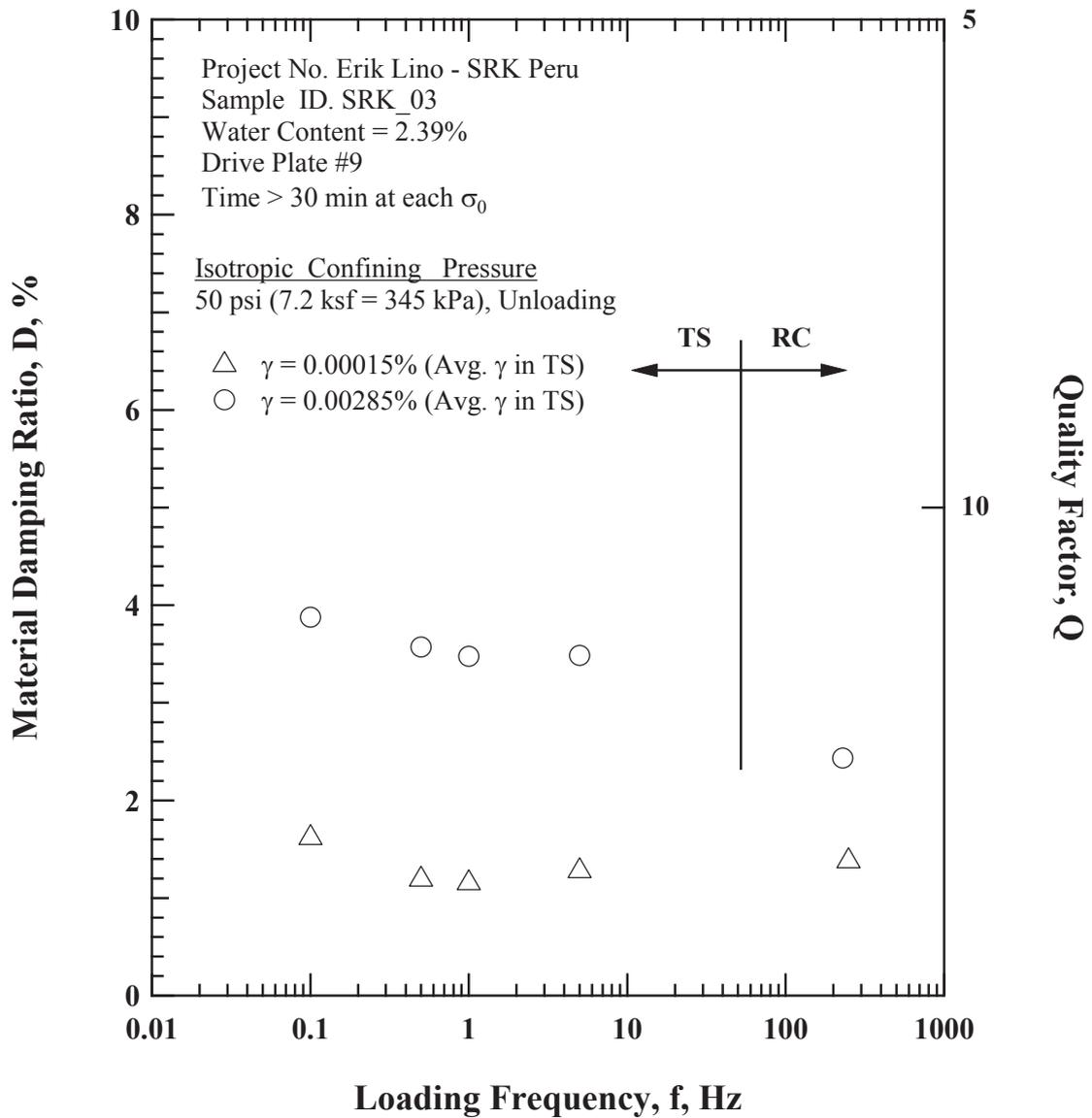


Figure A.33 Comparison of the Variation in Material Damping Ratio with Loading Frequency After Unloading to an Isotropic Confining Pressure 50 psi (7.2 ksf = 345 kPa) from Combined RCTS Testing of Specimen SRK_03

Table A.1 Variation in Low-Amplitude Shear Wave Velocity, Low-Amplitude Shear Modulus, Low-Amplitude Material Damping Ratio, and Estimated Total Unit Weight with Isotropic Confining Pressure from RC Testing of Specimen SRK_03

Isotropic Confining Pressure, σ_0'			Low-Amplitude Shear Modulus, G_{max}		Low-Amplitude Shear Wave Velocity, V_s	Low-Amplitude Material Damping Ratio, D_{min}	Estimated Void Ratio, e
(psi)	(psf)	(kPa)	(ksf)	(MPa)	(fps)	(%)	
6	864	41	2180	104.4	686	1.248	0.383
12	1728	83	3038	145.5	809	1.197	0.380
25	3600	172	4851	232.3	1016	1.179	0.364
50	7200	345	7786	372.8	1275	1.183	0.338
100	14400	689	12395	593.5	1591	1.095	0.308
200	28800	1379	19669	941.8	1976	1.087	0.272
100	14400	689	14727	705.1	1707	1.275	0.268
50	7200	345	10875	520.7	1468	1.423	0.270
25	3600	172	7462	357.3	1217	1.494	0.271
12	1728	83	5574	266.9	1053	1.777	0.274
6	864	41	4640	222.1	961	1.979	0.275

Table A.2 Variation in Shear Modulus, Normalized Shear Modulus, and Material Damping Ratio with Shearing Strain from RC Testing of Specimen SRK_03; At a Loading Isotropic Confining Pressure, $\sigma_0' = 50$ psi (7.2 ksf = 345 kPa)

Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, G, ksf	Normalized Shear Modulus, G/Gmax	Average Shearing Strain ⁺ , %	Material Damping Ratio ^x , D, %
7.84E-06	7891	1.00	7.34E-06	1.26
1.82E-05	7905	1.00	1.69E-05	1.25
4.53E-05	7915	1.00	4.27E-05	1.27
9.03E-05	7921	1.00	8.47E-05	1.27
1.79E-04	7915	1.00	1.70E-04	1.21
3.50E-04	7862	0.99	3.27E-04	1.21
6.75E-04	7764	0.98	6.19E-04	1.25
1.23E-03	7573	0.96	1.11E-03	1.44
2.19E-03	7260	0.92	1.94E-03	1.71
3.82E-03	6754	0.85	2.99E-03	2.08
6.55E-03	6045	0.76	4.25E-03	2.68

⁺ Average Shearing Strain from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

^x Average Damping Ratio from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

Table A.3 Variation in Shear Modulus, Normalized Shear Modulus, and Material Damping Ratio with Shearing Strain from TS Testing of Specimen SRK_03; At a Loading Isotropic Confining Pressure, $\sigma_0' = 50$ psi (7.2 ksf = 345 kPa)

First Cycle				Tenth Cycle			
Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, G, ksf	Normalized Shear Modulus, G/Gmax	Material Damping Ratio, D, %	Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, G, ksf	Normalized Shear Modulus, G/Gmax	Material Damping Ratio, D, %
3.18E-05	7278	1.00	1.16	3.22E-05	7322	1.00	1.33
7.78E-05	7264	1.00	1.15	7.80E-05	7286	1.00	1.24
1.60E-04	7290	1.00	1.16	1.61E-04	7302	1.00	1.28
3.19E-04	7264	1.00	1.34	3.26E-04	7242	0.99	1.32
6.49E-04	7173	0.98	1.53	6.55E-04	7174	0.98	1.56
1.33E-03	6885	0.94	1.96	1.38E-03	6803	0.93	1.88
3.13E-03	6232	0.85	2.94	3.18E-03	6183	0.84	2.79

Table A.4 Variation in Shear Modulus, Normalized Shear Modulus, and Material Damping Ratio with Shearing Strain from RC Testing of Specimen SRK_03; At a Loading Isotropic Confining Pressure, $\sigma'_0 = 100$ psi (14.4 ksf = 689 kPa)

Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, G, ksf	Normalized Shear Modulus, G/Gmax	Average Shearing Strain ⁺ , %	Material Damping Ratio ^x , D, %
1.13E-05	12499	1.00	1.05E-05	1.09
2.81E-05	12503	1.00	2.61E-05	1.10
5.62E-05	12507	1.00	5.20E-05	1.10
1.12E-04	12506	1.00	1.04E-04	1.10
2.81E-04	12478	1.00	2.68E-04	1.08
5.45E-04	12380	0.99	5.10E-04	1.20
1.02E-03	12176	0.97	9.39E-04	1.27
1.83E-03	11809	0.94	1.68E-03	1.43
3.84E-03	10952	0.88	3.00E-03	1.81
7.77E-03	9670	0.77	3.28E-03	2.20
1.35E-02	8507	0.68	4.19E-03	2.77
2.51E-02	7492	0.60	7.85E-03	3.89

⁺ Average Shearing Strain from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

^x Average Damping Ratio from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

Table A.5 Variation in Shear Modulus, Normalized Shear Modulus, and Material Damping Ratio with Shearing Strain from TS Testing of Specimen SRK_03; At a Loading Isotropic Confining Pressure, $\sigma'_0 = 100$ psi (14.4 ksf = 689 kPa)

First Cycle				Tenth Cycle			
Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, G, ksf	Normalized Shear Modulus, G/Gmax ⁺	Material Damping Ratio, D, %	Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, G, ksf	Normalized Shear Modulus, G/Gmax ^x	Material Damping Ratio, D, %
1.51E-04	13066	1.00	1.33	1.54E-04	13062	1.00	1.35
3.68E-05	12888	0.99	1.35	3.72E-05	12940	0.99	1.23
7.48E-05	13079	1.00	1.35	7.44E-05	13031	1.00	1.17
2.95E-04	13066	1.00	1.30	2.94E-04	13089	1.00	1.24
5.98E-04	12864	0.98	1.35	6.02E-04	12818	0.98	1.33
1.22E-03	12495	0.96	1.66	1.25E-03	12452	0.95	1.66
2.11E-03	12143	0.93	2.09	2.11E-03	12087	0.92	2.04

Table A.6 Variation in Shear Modulus, Normalized Shear Modulus, and Material Damping Ratio with Shearing Strain from RC Testing of Specimen SRK_03; At a Loading Isotropic Confining Pressure, $\sigma_0' = 200$ psi (28.8 ksf = 1379 kPa)

Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, G, ksf	Normalized Shear Modulus, G/Gmax	Average Shearing Strain ⁺ , %	Material Damping Ratio ^x , D, %
3.04E-06	19820	1.00	2.75E-06	1.07
6.89E-06	19828	1.00	6.37E-06	1.03
1.72E-05	19839	1.00	1.57E-05	1.07
3.43E-05	19849	1.00	3.14E-05	1.06
6.88E-05	19856	1.00	6.27E-05	1.06
1.56E-04	19853	1.00	1.46E-04	1.10
3.09E-04	19831	1.00	2.85E-04	1.14
6.00E-04	19750	0.99	5.59E-04	1.13
1.13E-03	19559	0.99	1.06E-03	1.20
2.08E-03	19114	0.96	2.02E-03	1.35
3.78E-03	18115	0.91	3.18E-03	1.65
6.54E-03	16859	0.85	4.38E-03	2.02
1.12E-02	15165	0.76	5.17E-03	2.38
1.87E-02	13598	0.68	5.48E-03	2.69

⁺ Average Shearing Strain from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

^x Average Damping Ratio from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

Table A.7 Variation in Shear Modulus, Normalized Shear Modulus, and Material Damping Ratio with Shearing Strain from TS Testing of Specimen SRK_03; At a Loading Isotropic Confining Pressure, $\sigma_0' = 200$ psi (28.8 ksf = 1379 kPa)

First Cycle				Tenth Cycle			
Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, G, ksf	Normalized Shear Modulus, G/Gmax ⁺	Material Damping Ratio, D, %	Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, G, ksf	Normalized Shear Modulus, G/Gmax ^x	Material Damping Ratio, D, %
7.68E-05	19644	1.00	1.04	7.50E-05	19710	1.00	1.02
1.50E-04	19727	1.00	1.10	1.49E-04	19748	1.00	1.10
3.01E-04	19625	0.99	1.18	3.04E-04	19653	1.00	1.14
6.31E-04	19716	1.00	1.29	6.37E-04	19641	0.99	1.27
1.36E-03	19220	0.97	1.47	1.38E-03	19252	0.97	1.51

Table A.8 Variation in Shear Modulus, Normalized Shear Modulus, and Material Damping Ratio with Shearing Strain from RC Testing of Specimen SRK_03; After Unloading to an Isotropic Confining Pressure, $\sigma'_0 = 50$ psi (7.2 ksf = 345 kPa)

Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, G, ksf	Normalized Shear Modulus, G/Gmax	Average Shearing Strain ⁺ , %	Material Damping Ratio ^x , D, %
2.71E-05	11173	1.00	2.46E-05	1.43
5.39E-05	11178	1.00	4.93E-05	1.43
1.07E-04	11172	1.00	9.93E-05	1.38
2.69E-04	11083	0.99	2.48E-04	1.52
5.18E-04	10928	0.98	4.81E-04	1.55
9.78E-04	10631	0.95	8.95E-04	1.68
1.72E-03	10301	0.92	1.51E-03	1.97
3.12E-03	9474	0.85	2.25E-03	2.43
5.55E-03	8666	0.78	3.29E-03	3.15
1.01E-02	7759	0.69	5.65E-03	4.14
1.80E-02	6706	0.60	6.22E-03	5.36
3.19E-02	5704	0.51	8.75E-03	7.42

⁺ Average Shearing Strain from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

^x Average Damping Ratio from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

Table A.9 Variation in Shear Modulus, Normalized Shear Modulus, and Material Damping Ratio with Shearing Strain from TS Testing of Specimen SRK_03; After Unloading to an Isotropic Confining Pressure, $\sigma'_0 = 50$ psi (7.2 ksf = 345 kPa)

First Cycle				Tenth Cycle			
Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, G, ksf	Normalized Shear Modulus, G/Gmax ⁺	Material Damping Ratio, D, %	Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, G, ksf	Normalized Shear Modulus, G/Gmax ^x	Material Damping Ratio, D, %
1.60E-04	10736	1.00	1.49	1.62E-04	10764	1.00	1.46
3.11E-04	10750	1.00	1.47	3.20E-04	10682	0.99	1.48
6.46E-04	10429	0.97	1.79	6.57E-04	10368	0.96	1.72
1.37E-03	9775	0.91	2.48	1.41E-03	9654	0.90	2.38
2.77E-03	8886	0.83	3.65	2.79E-03	8855	0.82	3.58

Table A.10 Variation in Shear Modulus, Normalized Shear Modulus, and Material Damping Ratio with Shearing Strain from RC Testing of Specimen SRK_03; After Unloading to an Isotropic Confining Pressure, $\sigma_0' = 12$ psi (1.7 ksf = 83 kPa)

Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, G, ksf	Normalized Shear Modulus, G/Gmax	Average Shearing Strain ⁺ , %	Material Damping Ratio ^x , D, %
4.70E-05	5722	1.00	4.23E-05	1.73
9.20E-05	5713	1.00	8.18E-05	1.78
1.79E-04	5657	0.99	1.62E-04	1.81
3.42E-04	5535	0.97	2.96E-04	2.20
6.45E-04	5332	0.93	5.50E-04	2.72
1.16E-03	5048	0.88	9.50E-04	3.45
2.16E-03	4596	0.80	1.69E-03	4.08
3.86E-03	4082	0.71	2.00E-03	5.23
7.35E-03	3448	0.60	2.96E-03	6.54
1.48E-02	2778	0.49	4.07E-03	9.39
3.59E-02	2055	0.36	7.91E-03	11.90

⁺ Average Shearing Strain from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

^x Average Damping Ratio from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve