

SIMULACIÓN NUMÉRICA DE LA LICUACIÓN DE ARENAS MEDIANTE UN
PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS



DANILO ESTEBAN MONTAÑA ARIZA
VALERIA CATALINA VILLA SALAZAR

UNIVERSIDAD MILITAR NUEVA GRANADA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
BOGOTÁ D.C.

2018

SIMULACIÓN NUMÉRICA DE LA LICUACIÓN DE ARENAS MEDIANTE UN
PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

DANILO ESTEBAN MONTAÑA ARIZA

VALERIA CATALINA VILLA SALAZAR

TRABAJO DE GRADO PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

DIRECTOR

JAVIER FERNANDO CAMACHO TAUTA

PhD

UNIVERSIDAD MILITAR NUEVA GRANADA

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

BOGOTÁ D.C.

2018

DEDICATORIA

A mí madre por brindarme el apoyo y la motivación de salir adelante y luchar por mis sueños, por enseñarme que lo que uno se propone lo puede lograr con dedicación, trabajo constante y esfuerzo. Gracias a mis padres por el sacrificio que han hecho para que yo pueda culminar esta etapa de mi vida. A mi padre que es un gran ejemplo para mí personal y profesionalmente, por enseñarme que las cosas que uno hace tiene que hacerlas de la mejor manera posible.

Danilo Esteban Montaña Ariza

Principalmente a mis padres por motivarme día a día a salir adelante, por guiarme en todo el proceso de formación y darme fuerzas en los momentos cuando las cosas no salían bien. Gracias por permitirme convertirme en una persona íntegra y responsable. Este trabajo de grado va dedicado a mis seres más queridos.

Valeria Catalina Villa Salazar

AGRADECIMIENTOS

A la casa de estudios por acogernos durante estos años y abrir sus puertas para nuestra formación. Gracias al ingeniero Javier Fernando Camacho Tauta por la paciencia y dedicación de guiarnos a lo largo del desarrollo de este trabajo, por dirigir y compartir su conocimiento con nosotros y así lograr admirar una de las ramas más fascinantes de la ingeniería civil como lo es la geotecnia. Al grupo de investigación en geotecnia de la Universidad Militar Nueva Granada por brindarnos el espacio, la ayuda y los equipos para llevar a cabo la realización de la simulación.

TABLA DE CONTENIDO

1	RESUMEN	11
2	ANTECEDENTES	11
2.1	ANTECEDENTES HISTÓRICOS	12
2.2	ANTECEDENTES EN MODELACIÓN NUMÉRICA DE PROCESOS DE LICUACIÓN	15
3	DELIMITACIÓN DEL TRABAJO	16
4	OBJETIVOS	16
4.1	OBJETIVO GENERAL	16
4.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	16
5	JUSTIFICACIÓN	17
6	MARCO TEÓRICO	18
6.1	ONDAS SÍSMICAS	18
6.1.1	Características de un sismo	19
6.2	PROCESO DE LICUACIÓN DE ARENAS	20
6.2.1	Definición de licuación	20
6.2.2	Factores que implican que un suelo sea potencialmente licuable.	21
6.3	MÉTODOS EXPERIMENTALES PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN DE UN SUELO	25
6.3.1	Ensayo triaxial cíclico	25
6.3.2	Ensayo de torsión cíclica	26
6.3.3	Mesa vibradora	27
6.4	RELACIÓN DE ESFUERZO CÍCLICO.	28
7	METODOLOGÍA	29
8	ALCANCE	29
9	DESCRIPCIÓN DEL MODELO CONSTITUTIVO	29
9.1	Modelo Hardening Soil HS	30
9.2	Modelo HSsmall	33
9.3	Modelo de licuación UBC3D-PLM	34
10	MODELO DE ELEMENTOS FINITOS	36
10.1	Cálculo de los parámetros del suelo.	37
10.2	Geometría del modelo y combinaciones de carga.	43
10.3	Estimación de esfuerzos y cortantes.	45
11	ELABORACIÓN DEL MODELO EN PLAXIS	47

11.1 Configuración general	48
11.2 Propiedades y parámetros del suelo	49
11.3 Creación de esfuerzos de confinamiento y cargas dinámicas.	52
11.4 Generación malla de elementos finitos.	54
11.5 Construcción por etapas.	55
12 RESULTADOS	57
13 ANÁLISIS DE RESULTADOS	71
14 CONCLUSIONES	83
15 RECOMENDACIONES	86
16 BIBLIOGRAFÍA	87

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Inclinación y volcamiento producto de la licuación del suelo a) Edificaciones en Niigata; b) Puente colapsado de Showa	12
Figura 2.2 Autopista elevada colapsada	13
Figura 2.3 Edificaciones destruidas Golcuk	13
Figura 2.4 a) volcanes de arena a la orilla del río Camaná. b) desplazamientos laterales	14
Figura 2.5 Agrietamiento y desplazamiento del suelo	15
Figura 6.1 Dirección de ondas p y s	19
Figura 6.2 Proceso de licuación	21
Figura 6.3 Granulometría límite de suelos licuables (Tsuchida, 1970)	22
Figura 6.4 Compacidad relativa de un suelo (Díaz, 2006)	22
Figura 6.5 Relación de vacíos crítica (Kramer, 1996)	23
Figura 6.6 Número equivalente de esfuerzos cíclicos para diferentes magnitudes de sismo. (Seed et al, 1975)	24
Figura 6.7 Efecto historia sísmica en licuación de arenas (seed et al.1975)	25
Figura 6.8 Esfuerzos actuantes en el suelo (a) esfuerzos actuantes durante el ensayo triaxial cíclico (b) 26	26
Figura 6.9 Esfuerzos actuantes en una muestra de suelo en el ensayo de torsión cíclica	27
Figura 6.10 Esquema de una mesa Vibradora	28
Figura 6.11 Resistencia a la licuación en función del número de ciclos (Seed)	28
Figura 9.1 Relación hiperbólica esfuerzo-deformación para ensayos triaxiales consolidados drenados	31
Figura 9.2 Parámetros de entrada del modelo Hardening Soil	31
Figura 9.3 Valor de E_{eod}^{ref} en ensayos edométricos	33
Figura 9.4 Comportamiento del suelo en condiciones dinámicas Fuente: Manual PLAXIS	34
Figura 9.5 Parámetros de entrada del modelo UBC3D-PLM	36
Figura 10.1 Esfuerzo desviador vs deformación axial para tres valores diferentes de CSR. Camacho - Tauta et al. (2018)	38
Figura 10.2 Esfuerzo vs deformación unitaria de la muestra de suelo	39
Figura 10.3 Muestra de suelo en condición estática	43
Figura 10.4 Muestra de suelo sometida a un esfuerzo axial cíclico (TXC)	44
Figura 10.5 Muestra de suelo sometida a un esfuerzo cortante cíclico (CTS)	44
Figura 10.6 Muestra de suelo sometida a esfuerzo axial y cortante (CMB)	45
Figura 10.7 Cortante vs esfuerzo axial cíclico	47
Figura 11.1 Ventana de configuración general del proyecto	48

Figura 11.2 Modelo de deformación plana	49
Figura 11.3 Elemento con 15 nodos.....	49
Figura 11.4 Ventana de dimensiones del modelo y unidades	49
Figura 11.5 Ventana de configuración general del suelo	50
Figura 11.6 Ventana de parámetros del suelo en Plaxis.....	51
Figura 11.7 Ventana de granulometría y permeabilidad del suelo.....	51
Figura 11.8 Vista de la geometría de la muestra de suelo saturada con restricciones de desplazamiento.....	52
Figura 11.9 Ventana del explorador del modelo	53
Figura 11.10 Vista de la muestra de suelo con cargas externas	53
Figura 11.11 Ventana de multiplicador de las cargas cíclicas	53
Figura 11.12 Malla generada en la muestra de suelo	54
Figura 11.13 Nodos seleccionados para generación de curvas de resultados	55
Figura 11.14 Opciones del análisis por consolidación.....	56
Figura 11.15 Ventana de opciones del análisis dinámico	57
Figura 11.16 Ventana de ensayos en paralelo.....	57
Figura 12.1 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $K'=1$ implementando Modelo HSsmall	59
Figura 12.2 Esfuerzos efectivos de la muestra de suelo consolidada.....	60
Figura 12.3 Exceso en la presión de poros de una muestra sometida a esfuerzo axial TXC y $K'=1$	60
Figura 12.4 Exceso en la presión de poros de una muestra sometida a esfuerzo cortante TCS y $K'=1$...	61
Figura 12.5 Exceso en la presión de poros de una muestra sometida a esfuerzo axial y cortante CMB y $K'=1$	61
Figura 12.6 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=0$ y $K'=1$	62
Figura 12.7 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=30$ y $K'=1$	63
Figura 12.8 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=60$ y $K'=1$	63
Figura 12.9 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=90$ y $K'=1$	64
Figura 12.10 Exceso en la presión de poros de una muestra sometida a esfuerzo axial TXC y $K'=0.87$.	65
Figura 12.11 Exceso en la presión de poros de una muestra sometida a esfuerzo cortante TCS y $K'=0.87$	65
Figura 12.12 Exceso en la presión de poros de una muestra sometida a esfuerzo axial y cortante CMB y $K'=0.87$	66
Figura 12.13 Malla deformada de una muestra sometida a esfuerzo cortante	66
Figura 12.14 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=0$ y $K'=0.87$	67
Figura 12.15 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=30$ y $K'=0.87$	67
Figura 12.16 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=60$ y $K'=0.87$	68
Figura 12.17 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=90$ y $K'=0.87$	68
Figura 12.18 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=0$ y $K'=0.70$	69
Figura 12.19 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=30$ y $K'=0.70$	70
Figura 12.20 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=60$ y $K'=0.70$	70
Figura 12.21 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=90$ y $K'=0.70$	71
Figura 13.1 Número de ciclos para la licuación $K'=1$	74
Figura 13.2 Número de ciclos para la licuación $K'=0.87$	74
Figura 13.3 Número de ciclos para la licuación $K'=0.70$	75
Figura 13.4 Número de ciclos experimentales para licuación. Camacho-Tauta et al. (2018).....	77
Figura 13.5 Porcentaje de error para la simulación con $K'=1.0$	79
Figura 13.6 Porcentaje de error para la simulación con $K'=0.87$	79
Figura 13.7 Porcentaje de error para la simulación con $K'=0.87$	80
Figura 13.8 Comparación del modelo UBC3D-PLM $K'=1.0$ con resultados experimentales.....	81
Figura 13.9 Comparación del modelo UBC3D-PLM $K'=0.87$ con resultados experimentales.....	81
Figura 13.10 Comparación del modelo UBC3D-PLM $K'=0.7$ con resultados experimentales.....	82

LISTA DE TABLAS

Tabla 10.1 Valores de esfuerzo y deformación unitaria del material _____	38
Tabla 10.2 Propiedades del suelo en el modelo de material UBC3DPLM _____	42
Tabla 10.3 Magnitudes de esfuerzo y cortante cíclico aplicados en cada muestra de la simulación ____	46
Tabla 13.1 Número de ciclos para licuación con un $K'=1$ _____	72
Tabla 13.2 Número de ciclos para licuación con un $K'=0.87$ _____	72
Tabla 13.3 Número de ciclos para licuación para un $K'=0.70$ _____	73
Tabla 13.4 Resultados experimentales fuente: (Camacho et al, 2018) _____	76
Tabla 13.5 Resumen de resultados y porcentaje de error _____	78

SÍMBOLOS UTILIZADOS

Símbolo	Definición	Unidad
CSR	Relación de esfuerzo cíclico	--
q_{cyc}	Esfuerzo cíclico	kPa
τ	Esfuerzo cortante cíclico	kPa
q	Esfuerzo axial cíclico	kPa
G_S	Gravedad específica de los sólidos	--
γ_{sat}	Peso unitario saturado	kN/m^3
γ_{unsat}	Peso unitario no saturado	kN/m^3
e_{max}	Relación de vacíos máxima	--
e_{min}	Relación de vacíos mínima	--
e_o	Relación de vacíos inicial	--
ϕ_p	Angulo de fricción interna pico	°
ϕ_{cv}	Angulo de fricción interna a volumen constante	°
E	Módulo de Young	kPa
G	Módulo de corte	kPa
ν	Relación de Poisson	--
K_G^e	Módulo de corte elástico	--
K_G^p	Módulo de corte plástico	--
K_B^e	Módulo Bulk elástico	--
m_e	Índice de módulo bulk elástico	--
n_e	Índice de módulo de corte elástico	--
n_p	Índice de módulo de corte plástico	--
R_f	Relación de falla	--
P_A	Presión atmosférica	kPa
N_{60}	Valor corregido del SPT	--
Δu	Exceso de presión de poros	kPa
σ'_h	Esfuerzo efectivo de confinamiento horizontal	kPa

σ'_v	Esfuerzo efectivo de confinamiento vertical	kPa
K'	Coefficiente de presión lateral de tierras efectivo	--
E_{50}	Módulo de Young al 50% de esfuerzo desviador	kPa
q_f	Esfuerzo desviador de rotura	kPa
E_{oed}	Módulo Edométrico	kPa
E_{oed}^{ref}	Módulo Edométrico de referencia	kPa
σ_{ref}	Esfuerzo de referencia	kPa
ε_a	Relación hiperbólica	
E_{ur}	Módulo de carga y descarga	kPa
G_{ref0}	Módulo de corte a pequeñas deformaciones	kPa
ν_{ur}	Relación de Poisson de carga y descarga	--

1 RESUMEN

La licuación en arenas es un proceso conocido como la pérdida de resistencia al corte y rigidez de un suelo saturado, debido a la acción cíclica de esfuerzos como por ejemplo un evento sísmico. Un suelo potencialmente licuable depende de unos factores internos en donde el depósito de suelo saturado está compuesto por arena suelta junto con una baja presión de confinamiento y unos factores externos como la acción sísmica (Díaz, 2006). El efecto sísmico provoca la aplicación y combinación simultánea de ondas P (V_p) y ondas S (V_s) en una masa de suelo, que con un número de ciclos de esfuerzo aumentan el potencial de licuación de arenas.

El método de los elementos finitos permite calibrar un modelo que estime lo que los ensayos experimentales han demostrado. Las combinaciones de diferentes esfuerzos aplicados a una muestra de suelo, dan como resultado deformaciones y esfuerzos que producen que el suelo sufra licuación. Es por ello, que en este trabajo se genera una simulación numérica con características geométricas y condiciones de carga y confinamiento, para reproducir aproximadamente el proceso de licuación de una arena sometida a diferentes combinaciones de esfuerzo cíclico.

2 ANTECEDENTES

La licuación es uno de los fenómenos más importantes para la ingeniería geotécnica sísmica, debido a los efectos que ha producido este tipo de eventos en términos de pérdida de vidas y

daños a bienes alrededor del mundo. Como producto de lo anterior ha sido necesario investigar acerca de sus causas, evaluación y medidas de prevención (Kramer, 1996).

2.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS

El proceso de licuación se ha presentado en diferentes sismos a lo largo del tiempo. A raíz del movimiento del terreno, se presenta la pérdida de rigidez lo que genera el desplome de edificaciones, deslizamientos, daños en las vías y grandes catástrofes como las que se presentan continuación:

Sismo en Japón-Niigata 16 de junio de 1964: Este sismo se presentó en la costa noroeste de Honshu, tuvo una magnitud de 7,5 en la escala de Richter. Se evidenció procesos de licuación del suelo y se observó depósitos sueltos y saturados, lo que produjo la destrucción de 3534 casas, inclinación y volcamiento de edificaciones como se muestra en la (Figura 2.1a), la destrucción del puente Showa por dispersión lateral como se muestra en la (Figura 2.1b), alrededor de 28 personas fallecieron. (Suarez, Sf)



Figura 2.1 Inclinación y volcamiento producto de la licuación del suelo a) Edificaciones en Niigata; b) Puente colapsado de Showa

Sismo en San Francisco-loma prieta 17 de octubre de 1989: En la Bahía de San Francisco se presentó un sismo de magnitud 7,1. El sector más afectado fue el sur de Market Street ya que se encuentra construido sobre relleno. Se produjo el colapso de la autopista elevada i-

880 (Figura 2.2), la destrucción de servicios públicos subterráneos y afloramiento de los mismos en el terreno. (Alva et al.1990)



Figura 2.2 Autopista elevada colapsada

Sismo en Golcuk Turquía el 17 de agosto de 1999: Al noroeste de Turquía se presentó un sismo de magnitud 7,6 en la escala de Richter. Se presenciaron asentamientos diferenciales por licuación de suelos en depósitos aluviales lo que generó el daño de 50.000 viviendas, 2000 edificios derrumbados y 4000 edificios con daños estructurales (Figura 2.3). (Ruíz,2017)



Figura 2.3 Edificaciones destruidas Golcuk

Sismo en Arequipa 23 de junio de 2001: En la zona costera se presentó un sismo de magnitud 8.4 en la escala de Richter donde se presentaron volcanes de arena (Figura 2.4 a) y dispersiones laterales (Figura 2.4b). Las características de licuación solo se observaron en los principales valles y deltas de los ríos y llanuras costeras. (Audemard et al. 2005).



a



b

Figura 2.4 a) volcanes de arena a la orilla del río Camaná. b) desplazamientos laterales

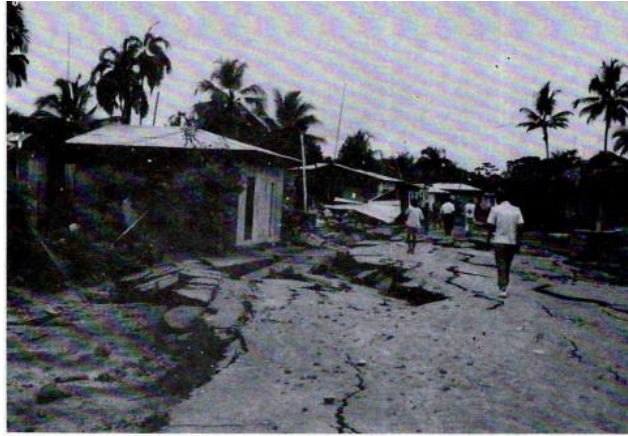
Sismo en Perú 15 de agosto del 2007: Este sismo se presentó en la parte sur de Lima, se evidenció procesos de licuación en suelos granulares saturados presentando daños en el Penal de Tambo de Mora, la carretera Panamericana sur y en el sector Jahuay-Chincha. (LACCEI, 2008)

Otros eventos asociados a la licuación se han evidenciado en Colombia. Según Maskrey (1998) en Colombia se encuentran suelos arenosos poco consolidados con niveles freáticos altos, que son susceptibles al proceso de licuación ocasionado por sismos.

Sismo en el Valle del Cauca el 20 de enero de 1979: Este sismo se presentó en el Valle del Cauca lo que produjo un aumento del nivel freático generando asentamientos de algunos acuíferos con capas arenosas. (Maskrey, 1998)

Sismo en la costa el 12 de diciembre de 1979: se pudo evidenciar el proceso de licuación por la aparición de conos de deyección, movimiento de terreno al interior de la costa y presencia de grietas. (Maskrey, 1998)

Sismo en Atrato-Urabá el 17 de octubre de 1992: Se presentó licuación en la ribera del río Atrato en el departamento del Chocó, entre Buchadó y Pavarandocito se registró el proceso que destruyó redes de servicios básicos y estructuras en mampostería (Figura 2.5). (Maskrey, 1998)



*Figura 2.5 Agrietamiento y desplazamiento del suelo
Tomado de revista INGEOMINAS*

2.2 ANTECEDENTES EN MODELACIÓN NUMÉRICA DE PROCESOS DE LICUACIÓN

EL método de elementos finitos, es un método numérico que permite resolver ecuaciones diferenciales por medio de diferentes geometrías.

Kuwano et al (1991) realizó el cálculo de un movimiento de suelo teniendo en cuenta las deformaciones de los elementos del suelo sin restricción, comenzó por realizar el cálculo por el método de elementos finitos encontrando los esfuerzos estáticos y esfuerzos cortantes dinámicos que produce un sismo. Con estos resultados procedió hacer las pruebas de cortante cíclico que le permitió calcular el nivel de esfuerzos dinámicos. En caso de que el suelo se pudiera deformar sin restricciones las deformaciones serían encargadas de definir dichos esfuerzos. Con esos resultados procedido a realizar un modelo de desplazamientos que permitiera simular los esfuerzos de cada elemento del suelo y fuera compatible con los resultados de las pruebas.

Gu (1993) desarrolló un modelo de elementos finitos que se utilizó en Wildlife Site California para medir los desplazamientos laterales de una presa. Este modelo comienza con el cálculo de esfuerzos efectivos iniciales, se estima el aumento de la presión de poros a parte de la

presión generada por el movimiento sísmico y se procede hacer un cálculo iterativo para tener un equilibrio ya que la licuación en cada elemento del suelo produce un desequilibrio en las cargas cortantes y las deformaciones.

3 DELIMITACIÓN DEL TRABAJO

En el desarrollo de este trabajo se tienen tres delimitaciones conceptuales principales; el tipo de suelo en este caso arena saturada ya que en este material es donde se presenta el proceso de licuación. El método de simulación se hace mediante un programa de elementos finitos, que permite plantear y calibrar un modelo constitutivo con parámetros y condiciones de ensayo semejantes a la realidad. Y por último los esfuerzos cíclicos que son producidos por ondas en donde se tiene conocimiento de las características aplicadas en ensayos previos.

4 OBJETIVOS

4.1 OBJETIVO GENERAL

Simular el fenómeno de licuación en arenas mediante un modelo de elementos finitos y compararlo con ensayos previamente realizados en laboratorio.

4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a. Conocer el proceso de licuación en suelos, causas y principales factores.
- b. Plantear un modelo de elementos finitos que permita aplicar diferentes combinaciones de esfuerzo cíclico hasta conseguir la licuación del modelo.
- c. Comparar los resultados obtenidos con el fin de evaluar el desempeño del modelo respecto a lo observado experimentalmente.

5 JUSTIFICACIÓN

El fenómeno de licuación es un proceso complejo que depende de varios factores como el tipo de suelo, la relación de vacíos, el confinamiento inicial, la magnitud, frecuencia y ciclos del esfuerzo cíclico (sismo) (Díaz, 2006). El efecto generado por las condiciones y combinaciones cíclicas de esfuerzo no es claro del todo, puesto que Finn et al, (1975) afirmó que el potencial de licuación de un depósito de arena no puede ser estimado con certeza mediante muestras preparadas en laboratorio (Citado en Díaz, 2006). Según los trabajos experimentales se ha observado que, si una muestra de suelo es sometida a ondas cortantes y ondas compresionales, al aplicar esfuerzos axiales y torsionales se generan esfuerzos cortantes cíclicos. Ese escenario puede ser modelado numéricamente mediante elementos finitos con el propósito de observar la susceptibilidad a la licuación y variación en el comportamiento del suelo.

En este trabajo se calibra un modelo constitutivo que funciona con diferentes parámetros y condiciones del suelo, además de las condiciones de ensayo que se aproximan a la realidad para simular la licuación, y a su vez estimar lo que los ensayos experimentales muestran.

Se pretende que este modelo pueda ser utilizado para analizar situaciones en donde se tenga indicios de que se presente este fenómeno y también en evaluaciones previas de proyectos sobre depósitos arenosos que estén en zonas donde la amenaza sísmica sea inminente.

6 MARCO TEÓRICO

La licuación es un proceso que es ocasionado por factores internos del suelo y factores externos inducidos a causa de un evento sísmico. El marco teórico contiene características de las ondas sísmicas y se explica el proceso de licuación junto con las condiciones que producen el fenómeno. Por otra parte, se describen algunos métodos que permiten evaluar la susceptibilidad a la licuación de un suelo.

6.1 ONDAS SÍSMICAS

Cuando ocurre un movimiento de origen tectónico se produce una súbita liberación de energía que genera unos esfuerzos y deformaciones en el suelo. Cuando el equilibrio esfuerzo-deformación se rompe, las deformaciones se propagan y se convierten en ondas que viajan en diferentes direcciones por lo tanto estas ondas se clasifican en ondas volumétricas y ondas superficiales. Las ondas volumétricas son ondas de compresión (P) y ondas de corte (S) que se transmiten a través del interior de un depósito de suelo como se observa en la Figura 6.1, mientras que las ondas superficiales viajan sin alcanzar una profundidad considerable en el suelo. Las ondas superficiales se clasifican en ondas Love y ondas Rayleigh, las ondas Love producen movimientos horizontales de corte en la superficie y las ondas Rayleigh producen movimientos elípticos del suelo. (Zafra, 2017).

Las ondas P son ondas compresionales en donde las partículas del suelo se mueven en el mismo sentido de propagación de la onda. Estas inducen al cambio de volumen debido a las repetidas compresiones y descompresiones del suelo y su velocidad depende de la compresibilidad del material en el que transita (Zafra, 2017). Mientras que las ondas S son ondas cortantes en donde las partículas del suelo se mueven perpendicularmente a la dirección de propagación, por lo que tienen una menor velocidad respecto a las ondas P. Las

ondas S no generan cambio volumétrico debido a que se producen por una deformación cortante entre las partículas sólidas del suelo. (Aristizábal et al. 2012)

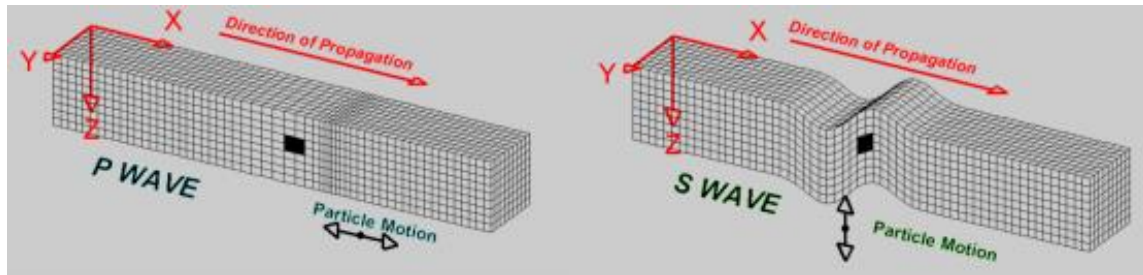


Figura 6.1 Dirección de ondas p y s
Tomado de Aristizábal et al. (2012)

6.1.1 Características de un sismo

6.1.1.1 Magnitud

La magnitud es una medida logarítmica que estima el tamaño del sismo y la cantidad de energía liberada en un evento sísmico con relación al tamaño de la falla y se determina a partir de la amplitud registrada en un sismógrafo (Zafra, 2017). Richter y Gutenberg (1935) analizaron los sismos de California y determinaron una magnitud base que genera una onda de amplitud de una micra a una distancia de 100 km del epicentro. La onda es registrada con un periodo de 0,8 segundos, un factor de amplificación de 2800 y una fracción de amortiguamiento de 0.8 (Citado en Díaz, 2006). La escala de Richter determina la fuerza de un sismo en un rango de magnitud de 2.0 a 6.9 y de 0 a 400 km de profundidad.

6.1.1.2 Intensidad

La intensidad es un parámetro que permite medir los efectos que produce un sismo en la superficie, depende del tipo del suelo en el que la onda se propaga, la profundidad del foco y la distancia del epicentro. La intensidad se mide en la escala de Mercalli siendo 1 una percepción imperceptible y 12 una percepción de daño total (Zafra, 2017).

6.2 PROCESO DE LICUACIÓN DE ARENAS

En la dinámica de suelos los fenómenos producidos por un evento sísmico dan origen a cambios volumétricos, aumento en la presión de poros y disminución de la resistencia al esfuerzo cortante en un depósito de suelo granular. La licuación de arenas es causada por el crecimiento en las presiones del agua que ocupa los espacios vacíos del suelo, esas presiones son generadas cuando la masa de suelo está sometida a esfuerzos y deformaciones cortantes. (Díaz, 2006)

6.2.1 Definición de licuación

La **“licuación inicial”** es un estado en donde la presión de poros de un depósito de suelo granular aumenta, debido a la aplicación de una carga cíclica (sismo) y a su vez alcanza la magnitud de la presión de confinamiento inicial (Seed, 1996). Otro concepto introducido por Casagrande en 1976 fue el de **“licuación real”** en donde una masa de arena suelta saturada es sometida a deformaciones que conllevan a una pérdida considerable de la resistencia del suelo y provocar deslizamientos fluidos. Se entiende por **“licuación cíclica”** a la respuesta de una muestra de arena densa cuando es ensayada en cámara triaxial cíclica, la presión de poros aumenta hasta alcanzar la presión de confinamiento. (Casagrande, 1976).

Youd (1973) define la licuación como la modificación de un suelo granular saturado de un estado sólido a un estado líquido producto del aumento en la presión de poros.

De una forma más resumida se entiende por **“licuación cíclica de arenas”** al proceso en el que un depósito de arena saturada pierde parte de la resistencia al esfuerzo cortante debido a la aplicación de una carga cíclica, los esfuerzos de cortante cíclico exceden los esfuerzos de cortante estático logrando que se comporte como un líquido como se observa en la Figura 6.2 hasta que el esfuerzo cortante estático disminuye. (Díaz, 2006).

Cuando ocurre licuación la resistencia del suelo disminuye y se reduce la capacidad de soportar las estructuras que estén apoyadas allí, también un suelo licuado ejerce presiones altas sobre muros de contención llevando el colapso total de esos elementos y uno de los problemas más comunes son los deslizamientos producto de la licuación de suelos.

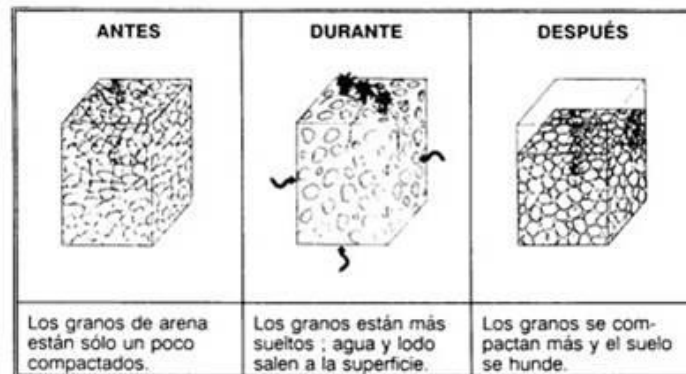


Figura 6.2 Proceso de licuación
Tomado de Pereda, K. (2010).

6.2.2 Factores que implican que un suelo sea potencialmente licuable.

6.2.2.1 Granulometría del suelo

Los suelos que tienen una granulometría uniforme como las arenas finas son más susceptibles a licuarse que las arenas gruesas, mientras que las arenas limosas tienen mayor resistencia a sufrir licuación respecto a las arenas limpias producto de su contenido de finos. Como se observa en la Figura 6.3 los suelos que tienen un coeficiente de uniformidad entre 2 y 5 y un tamaño de partículas promedio entre 0,2 mm y 2.0 mm son más susceptibles a sufrir licuación (Tsuchida, 1970). Debido a una buena distribución en el tamaño de las partículas del suelo, los espacios vacíos son ocupados por partículas más pequeñas, aumentando la fricción entre partículas y disminuyendo la presión de poros.

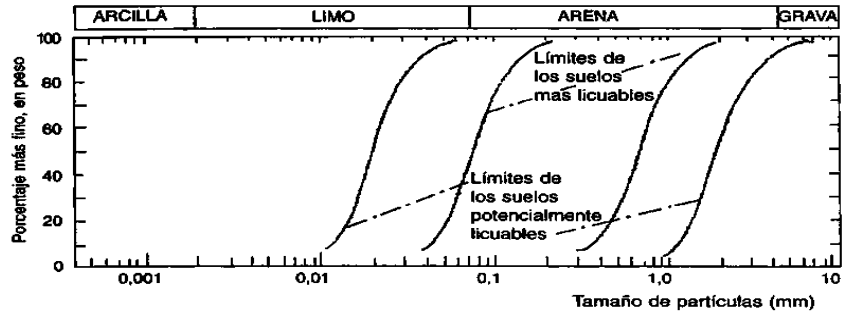


Figura 6.3 Granulometría límite de suelos licuables (Tsuchida, 1970)
Tomado de Arancibia, F. (2009).

Cuando la arena se encuentra en un estado suelto es más susceptible a sufrir licuación que una arena densa, como se observa en la Figura 6.4 un suelo es resistente a la licuación cuando tiene una compacidad relativa alta. (Díaz, 2006).

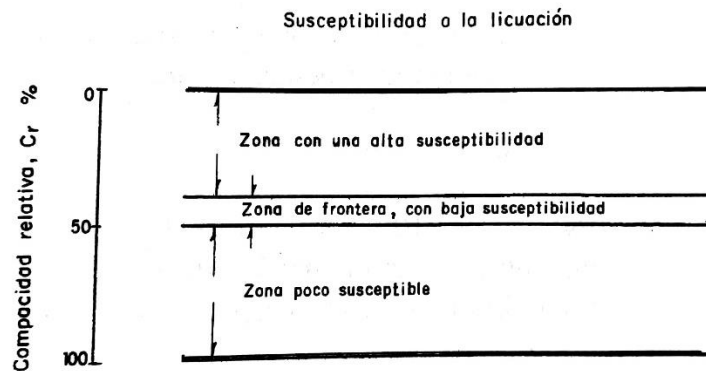


Figura 6.4 Compacidad relativa de un suelo (Díaz, 2006)
Tomado de Díaz. (2006)

6.2.2.2 Relación de vacíos

Las arenas sueltas disminuyen su volumen cuando son sometidas a esfuerzos cortantes, mientras que las arenas densas aumentan de volumen. En 1936 Casagrande incluyó el término “relación de vacíos Crítica” en donde la disminución de volumen en una arena suelta y el aumento de una arena densa tendrían el mismo valor de relación de vacíos, por consiguiente, la arena se puede deformar sin cambiar su volumen. (Kramer, 1996). En la Figura 6.5 se observa que la arena suelta presenta un comportamiento contractivo y luego se dilata, mientras que la arena densa se densifica con el aumento del esfuerzo cortante. Ambas

alcanzan un mismo estado de esfuerzos cuando llegan a la condición de relación de vacíos crítica.

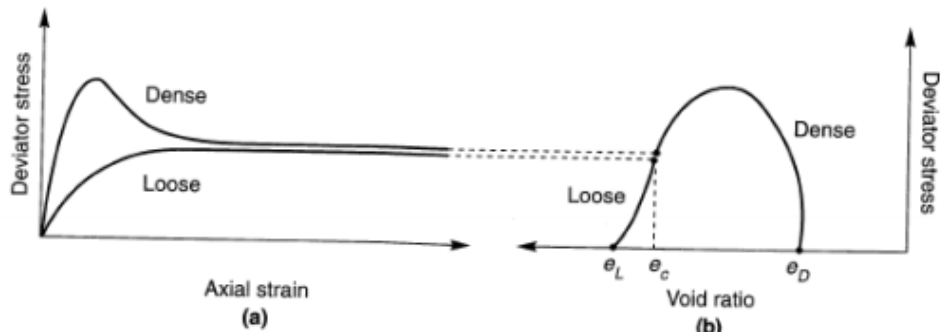


Figura 6.5 Relación de vacíos crítica (Kramer, 1996)

6.2.2.3 Esfuerzo inicial de confinamiento

Al aumentar el esfuerzo confinante inicial la susceptibilidad a la licuación es menor, por lo tanto, el esfuerzo cortante necesario para producir licuación se aumenta con el incremento de la presión de confinamiento inicial. (Díaz, 2006). Los esfuerzos de confinamiento mantienen a una muestra de suelo sometida a condiciones en donde los desplazamientos laterales son restringidos, por lo tanto, la resistencia de la masa de suelo es mayor.

6.2.2.4 Profundidad del nivel freático.

Para que se produzca licuación es necesario que el depósito de suelo este saturado y en la mayoría de los casos se presenta licuación cuando el nivel freático está a pocos metros de la superficie (Kramer, 1996). El agua que ocupa los espacios vacíos aumenta la presión de poros producto de las vibraciones generadas por un movimiento sísmico por eso, conocer la posición del nivel freático es importante ya que gobierna la condición de saturación.

6.2.2.5 Magnitud del esfuerzo cíclico.

Un suelo es resistente a ser licuable cuando la magnitud del esfuerzo cíclico disminuye, por ende, cuando se produce un sismo la magnitud de los esfuerzos y deformaciones cíclicas está vinculada a la magnitud del sismo. Cuando la intensidad del esfuerzo es suficiente cualquier depósito de suelo con una relación de vacíos mayor que su relación de vacíos mínima es susceptible a perder parte de su resistencia. (Díaz, 2006)

6.2.2.6 Número de ciclos de esfuerzo

Un suelo que esté sometido a carga cíclica y con un esfuerzo de confinamiento inicial comenzara a licuarse cuando llegue a un número de ciclos de esfuerzo (Díaz, 2006). En 1975 Seed realizó un procedimiento de ponderación a partir de movimientos sísmicos para determinar el número de ciclos de esfuerzo con una amplitud del 65% del máximo esfuerzo cortante cíclico. En la Figura 6.6 se observa que el número de ciclos de esfuerzo aumenta con el incremento de la magnitud del sismo.

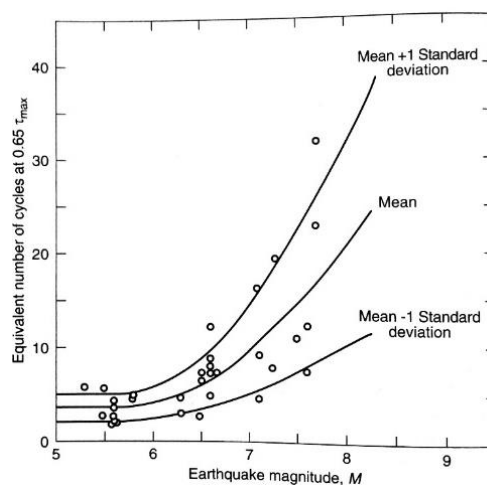


Figura 6.6 Número equivalente de esfuerzos cíclicos para diferentes magnitudes de sismo. (Seed et al, 1975)
Tomado de Kramer 1996

6.2.2.7 Historia previa de deformaciones

Según ensayos de laboratorio, los depósitos de suelo que ya han sufrido historia sísmica son más resistentes a sufrir licuación en un 45% respecto a masas de suelo que no han tenido antecedentes sísmicos (Seed et al., 1975). En la Figura 6.7 se observa que la primera muestra fue sometida a una intensidad mínima, por lo que al aumentar el número de ciclos de esfuerzo la muestra tiende a licuarse. Mientras que la muestra 5 la intensidad fue mayor así que al aumentar el número de ciclos de esfuerzo la resistencia a la licuación aumenta. Cuando una masa de suelo es sometida a movimientos sísmicos el material se acomoda, de tal manera que el contacto entre la superficie de las partículas aumenta y por lo tanto la resistencia se incrementa.

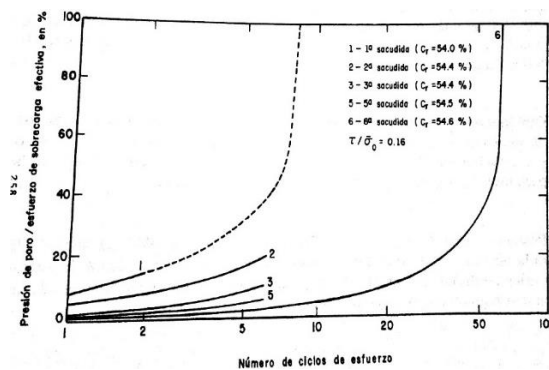


Figura 6.7 Efecto historia sísmica en licuación de arenas (seed et al.1975)
Tomado de (Díaz, 2006)

6.3 MÉTODOS EXPERIMENTALES PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN DE UN SUELO

6.3.1 Ensayo triaxial cíclico

El ensayo de triaxial cíclico fue introducido por Seed y Lee en 1966, en donde las condiciones de esfuerzo a la que está sometido un depósito de suelo durante un evento sísmico es reproducido en una cámara triaxial cíclica. El ensayo consiste en consolidar una muestra cilíndrica saturada a un esfuerzo σ_c y someterlo a un esfuerzo axial cíclico $\pm \sigma_a/2$ para generar

esfuerzos cortantes cíclicos en un plano de 45°. (Diaz, 2006). Seed y Lee, (1966) fueron los primeros en poner en practica este tipo de ensayo, y el objetivo era representar el estado de esfuerzos a los que se sometía una muestra de suelo durante un evento sísmicos. En la Figura 6.8a se observa los esfuerzos normales a los que está sometida una muestra de suelo en un estado estático, y en la Figura 6.8b se observa los esfuerzos a los que se encuentra sometida una muestra en un ensayo triaxial cíclico.

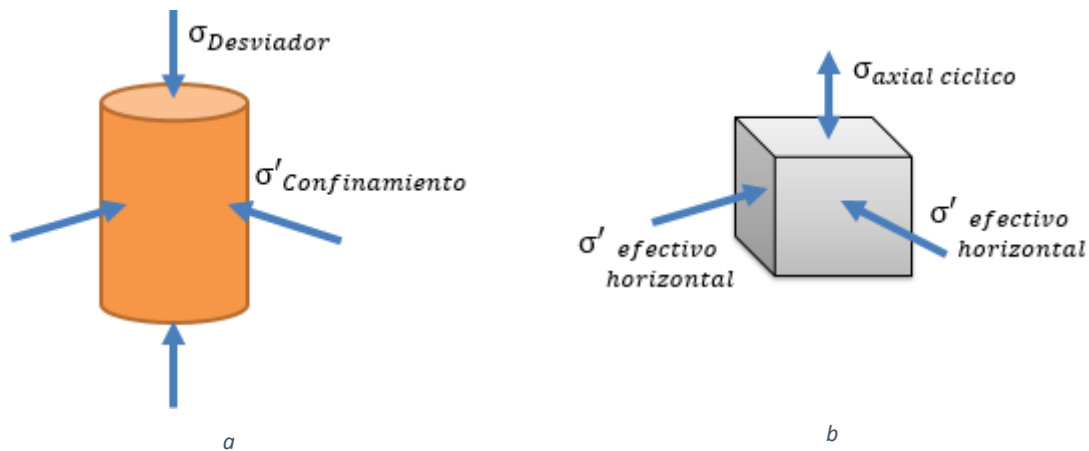


Figura 6.8 Esfuerzos actuantes en el suelo (a) esfuerzos actuantes durante el ensayo triaxial cíclico (b)

Seed y Lee (1966) determinaron que cualquier muestra de arena es susceptible a licuarse sin importar su compacidad relativa. El número de ciclos, la relación entre el esfuerzo cortante máximo y esfuerzo cortante normalizado y la relación de vacíos con los parámetros más importantes en un ensayo triaxial cíclico.

6.3.2 Ensayo de torsión cíclica

Las pruebas de torsión cíclica permiten condiciones de esfuerzo de confinamiento inicial isotrópico o anisotrópico y se pueden generar esfuerzos cíclicos de corte en planos horizontales sobre una muestra de suelo. Las cargas cíclicas se pueden aplicar de forma más precisa que en el ensayo triaxial cíclico, puesto que los esfuerzos tangenciales son aplicados a una muestra de suelo mediante un momento torsor en la Figura 6.9 se observa los esfuerzos

actuantes en el ensayo de torsión cíclica. Generalmente, este ensayo se realiza con probetas de suelo huecas aplicando diferentes esfuerzos de confinamiento exterior e interior para generar cualquier trayectoria de tensiones y determinar la variación de los esfuerzos principales en la muestra de suelo. Este ensayo permite determinar las características de rigidez y amortiguamiento del suelo con diferentes rangos de deformación (Kramer, 1996).

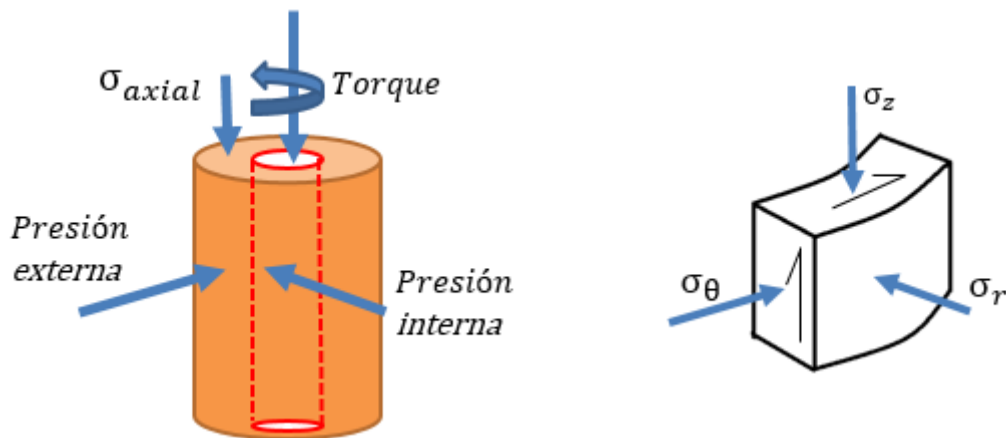


Figura 6.9 Esfuerzos actuantes en una muestra de suelo en el ensayo de torsión cíclica.

6.3.3 Mesa vibradora

Es un ensayo básico que consiste en colocar una caja con arena saturada sobre una mesa vibradora, y se mide la aceleración de la mesa a la cual se produce la licuación como se observa en la Figura 6.10. Para determinar la aceleración se debe tener en cuenta factores como: Frecuencia de vibración, duración, geometría del recipiente, control de drenaje, aparatos de medición de deformación y la presión de confinamiento (Whitman, 1970). Díaz, Weckman e Iturbe (1973) estandarizan la combinación de las condiciones de corte simple con un recipiente de (30 x 60 x 90 cm) para ensayar arenas saturadas. (Citado de Díaz, 2006)

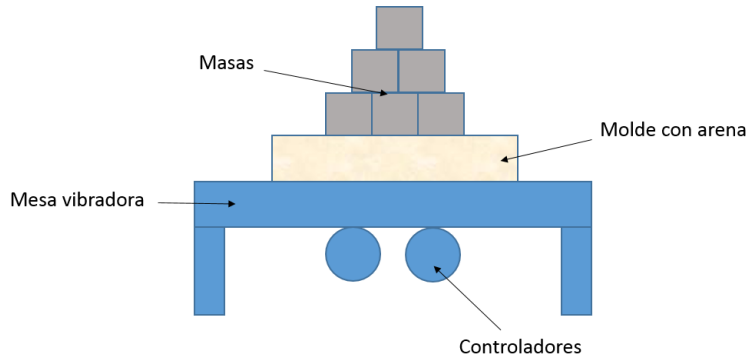


Figura 6.10 Esquema de una mesa Vibradora

6.4 RELACIÓN DE ESFUERZO CÍCLICO.

La metodología propuesta por Seed e Idriss implica que la susceptibilidad a la licuación está en función del número y magnitud de los esfuerzos de corte cíclico. La relación entre el esfuerzo cortante cíclico τ_c actuando en el plano de falla y el esfuerzo vertical efectivo se denomina relación del esfuerzo cortante cíclico (CSR) (Flores, 2007)

$$CSR = \tau_c / \sigma'_v$$

CSR depende de la carga cíclica aplicada expresada en número de ciclos equivalentes. El número de ciclos depende de la duración, intensidad y el contenido de frecuencias de la carga cíclica. En la Figura 6.11 se observa la resistencia a la licuación en donde se relaciona el número de ciclos para generar licuación con la relación de esfuerzos de cortante cíclico.

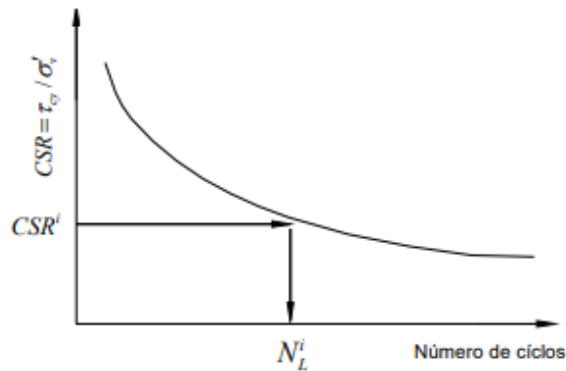


Figura 6.11 Resistencia a la licuación en función del número de ciclos (Seed)

7 METODOLOGÍA

Los objetivos de este trabajo se alcanzaron mediante un proceso que incluyó las siguientes actividades: La investigación que comprendió todo el proceso de licuación y los principales factores que hacen que se genere este fenómeno. El estudio de antecedentes en donde la implementación de elementos finitos sirvió en la modelación de eventos reales y donde se evidenció licuación de arenas. Se elaboró un modelo de elementos finitos adecuado, que cumple con los factores que simulan un depósito de suelo susceptible a ser licuable. Se tomaron parámetros de suelo y características de ondas cíclicas previamente aplicadas en ensayos experimentales. El modelo es útil con diferentes parámetros y condiciones y es comparado con resultados reales y así conocer el grado de aproximación de la simulación. El trabajo se desarrolla con la implementación del programa computacional comercial de elementos finitos Plaxis.

8 ALCANCE

Como resultado del trabajo se emplea un modelo constitutivo que se adapta a los diferentes parámetros y condiciones comunes que puede tener un suelo potencialmente licuable. Además, las características de esfuerzo cíclico permiten ser modificadas para modelar cualquier caso y mediante diagramas se puede determinar el número de ciclos en el que el suelo comienza a licuarse.

9 DESCRIPCIÓN DEL MODELO CONSTITUTIVO

El programa de elementos finitos Plaxis evalúa y simula el comportamiento mecánico de un suelo con diferentes grados de precisión, en función de diferentes parámetros de los materiales como el módulo de Young E y la relación de Poisson ν . Varios modelos se pueden

utilizar en Plaxis según el tipo de resultados que se esperan, las condiciones que se quieren simular y el tipo de suelo que se quiere modelar. Los modelos se basan en diferentes principios como por ejemplo la ley de Hooke, en donde los parámetros de entrada son las propiedades elásticas básicas E y ν ; otro modelo se basa en la hipótesis de Mohr Coloumb en donde se tienen en cuenta parámetros de elasticidad y plasticidad.

Para simular el proceso de licuación de suelos se utilizan tres modelos que comprenden parámetros de suelo que condicionan el proceso de licuación, características del tipo de cálculo y resultados en función del incremento en la presión de poros y rigidez del suelo a niveles de deformación bajos. El modelo *hardening soil* (HS) y *hardening soil model with small strain-stiffness* (HSsmall) ofrece resultados con más precisión cuando se usan aplicaciones de cargas dinámicas. Por otra parte, en 2013 Plaxis lanza el modelo UBC3D-PLM que evalúa el proceso de licuación y tiene como datos de entrada parámetros característicos de un suelo arenoso, además de realizar análisis en función del exceso de la presión de poros y la disminución de esfuerzos efectivos.

9.1 Modelo Hardening Soil HS

El modelo *hardening soil* es un modelo de endurecimiento isotrópico que evalúa el comportamiento de suelos finos y granulares. En este modelo no solo se estiman las deformaciones elásticas sino también las deformaciones plásticas en función del esfuerzo de pre consolidación. El modelo HS simula el comportamiento del suelo en condiciones de carga y descarga por medio del módulo de rigidez E_{ur} y del módulo edométrico de deformación en condiciones de compresión E_{oed} . El modelo se basa en la relación hiperbólica entre el esfuerzo desviador y la deformación axial de los ensayos triaxial consolidados drenados como se muestra en la Figura 9.1.

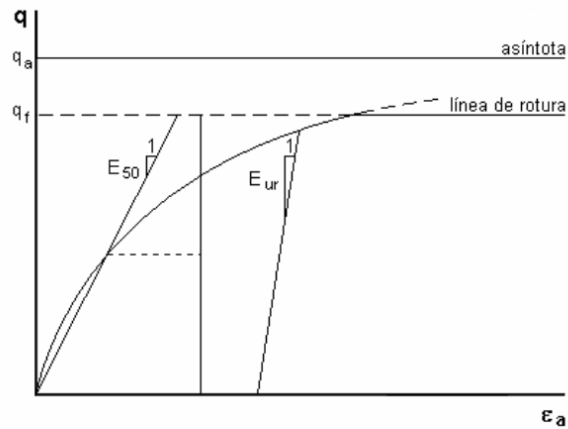


Figura 9.1 Relación hiperbólica esfuerzo-deformación para ensayos triaxiales consolidados drenados
Fuente: Manual PLAXIS

El modelo *Hardening Soil* involucra tres parámetros de resistencia, tres de rigidez y cinco parámetros avanzados de entrada para un total de once parámetros, en la Figura 9.2 se relacionan los parámetros de entrada del modelo HS posteriormente se explica el cálculo de cada parámetro.

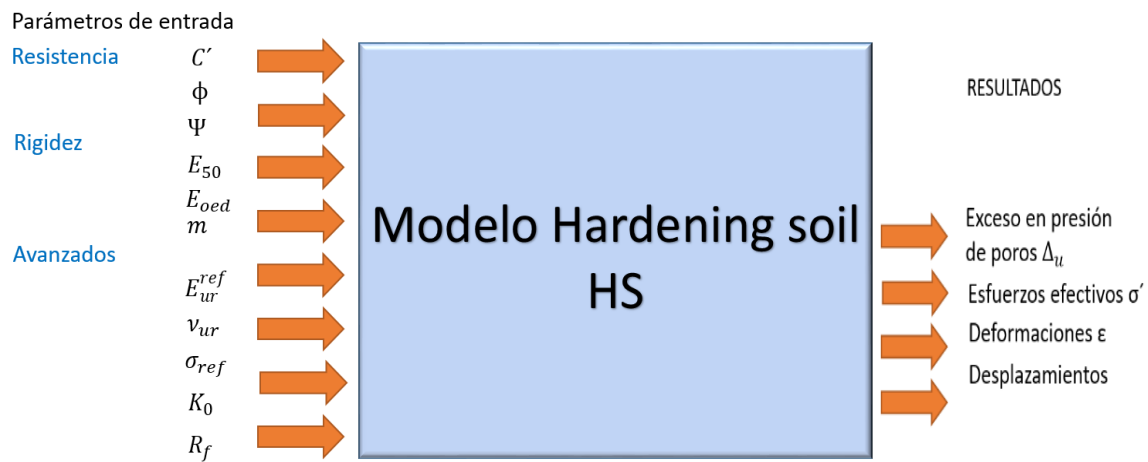


Figura 9.2 Parámetros de entrada del modelo *Hardening Soil*

La relación hiperbólica es definida en la ecuación 9.1

$$\varepsilon_a = \frac{1}{2E_{50}} \times \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (9.1)$$

En donde:

q : Esfuerzo desviador.

q_a : Valor asintótico de resistencia.

E_{50} : Módulo de Young al alcanzar el 50% del esfuerzo desviador de rotura q_f .

El esfuerzo desviador de rotura q_f se determina en la ecuación 9.2, c' y ϕ corresponde a los valores de cohesión y Ángulo de fricción interna del suelo.

$$q_f = (p + c' + \cotan\phi) \times \frac{6 \operatorname{sen}\phi}{3 - \operatorname{sen}\phi} \quad (9.2)$$

El módulo de Young E_{50} depende del esfuerzo de cámara σ_3 y del módulo de rigidez de referencia de la cámara de referencia σ_{ref} por lo tanto, se obtiene mediante la ecuación 9.3.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \times \frac{\sigma_3 + c' \cotan\phi}{\sigma_{ref} + c' \cotan\phi} \quad (9.3)$$

En las trayectorias de carga y descarga el modelo *Hardening Soil* tiene en cuenta esta rigidez mediante el módulo elástico E_{ur} definido en la ecuación 9.4.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \times \frac{\sigma_3 + c' \cotan\phi}{\sigma_{ref} + c' \cotan\phi} \quad (9.4)$$

La ecuación 9.5 relaciona las componentes elásticas de las deformaciones axial ε_a y radial ε_r , estas están en función del coeficiente de Poisson de carga y descarga.

$$\varepsilon_a^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad \varepsilon_r^e = \nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \quad (9.5)$$

A través del módulo edométrico E_{oed} se obtiene la rigidez respecto a las compresiones unidimensionales, este módulo está en función del esfuerzo de conocido σ_1 y del módulo de referencia E_{oed}^{ref} correspondiente a la recta tangente de la Figura 9.3 σ_1 vs ε_a , en donde se tiene un esfuerzo de referencia σ_{ref} . El módulo edométrico se relaciona en la ecuación 9.6.

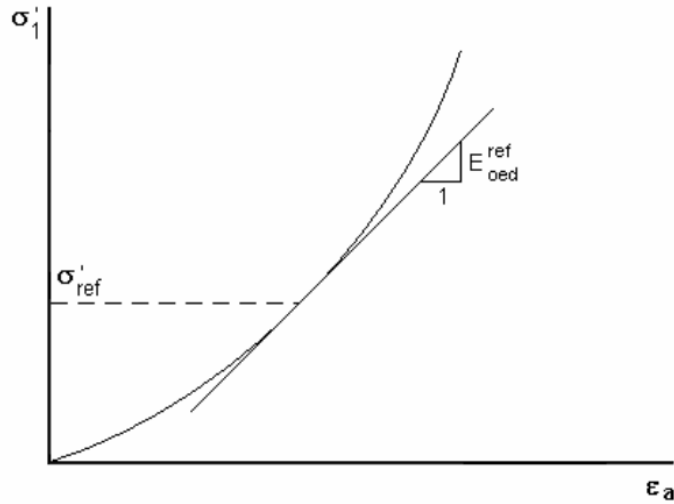


Figura 9.3 Valor de E_{oed}^{ref} en ensayos edométricos

Fuente: Manual PLAXIS

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \times \frac{\sigma_1 + c' \cotan \phi}{\sigma_{ref} + c' \cotan \phi} \quad (9.6)$$

El coeficiente de presión de tierras lateral K también es un parámetro de entrada del modelo y se considera 0.5 como un valor de referencia.

9.2 Modelo HSsmall

El modelo de endurecimiento del suelo bajo pequeñas deformaciones *HSsmall*, se basa en el modelo *hardening soil HS* que enfoca el cálculo en la rigidez del suelo a partir de tres módulos de entrada: la rigidez de carga triaxial E_{50} , la rigidez de descarga triaxial E_{ur} , y la rigidez de carga del edómetro E_{oed} . El modelo de endurecimiento del suelo HS también explica la dependencia del esfuerzo de los módulos de rigidez, esto significa que todos los módulos aumentan con la presión. Este modelo puede ser utilizado para la simulación del comportamiento de arenas, gravas y para suelos blandos.

Las características avanzadas del modelo *HSsmall* son las más adecuadas en condiciones de carga además, el modelo proporciona desplazamientos más confiables que el modelo HS.

Cuando se usa en aplicaciones dinámicas, el modelo de suelo endurecido bajo pequeñas deformaciones también introduce amortiguamiento de material hysterético.

Los parámetros de entrada del suelo en el modelo son: la potencia de la dependencia tensional de rigidez m , la rigidez secante en triaxial drenado E_{50} , rigidez tangente para la primera carga del edómetro E_{oed} , rigidez carga/descarga triaxial drenado E_{ur} , relación de Poisson para carga y descarga ν_{ur} , módulo de corte a deformaciones muy pequeñas G_{ref0} y el límite de tensión de corte $\gamma_{0,7}$ que corresponde al nivel en el que el módulo de corte secante G_S se reduce a un 70% de G_0 .

9.3 Modelo de licuación UBC3D-PLM

El modelo UBC3D-PLM tiene un grado de precisión cuando se tienen comportamientos y aplicación de cargas dinámicas. Debido a que la muestra de suelo está sometida a diferentes combinaciones de cargas cíclicas, es decir de carga y descarga, se producen esfuerzos cortantes cíclicos haciendo que el suelo no tenga solo un comportamiento lineal si no también un comportamiento disipativo. A medida que se incrementa la magnitud de la carga cíclica el módulo de corte G disminuye, en la Figura 9.4 se observa que el módulo de corte disminuye a medida que aumenta el esfuerzo cortante, por ende, el material tiene un comportamiento lineal en un rango muy mínimo de deformación.

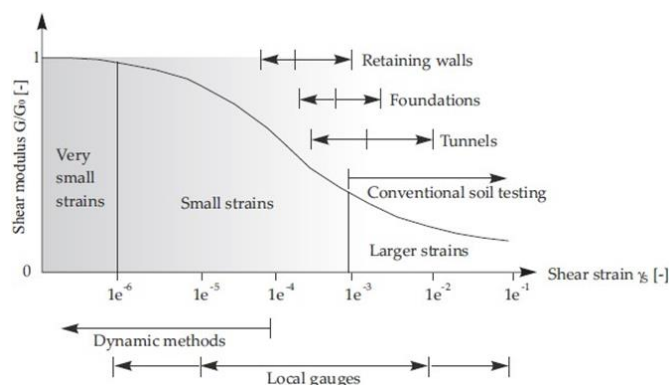


Figura 9.4 Comportamiento del suelo en condiciones dinámicas. Manual PLAXIS

El modelo utiliza un tipo de cálculo dinámico en condiciones no drenadas para simular con precisión la evolución del exceso de la presión de poros y así determinar el punto exacto en el que la muestra de suelo sufre licuación. Los parámetros del modelo se basan en el número de golpes obtenido in-situ en el ensayo de penetración estándar y corregido al 60% de energía es decir en función del N_{60} .

En la Figura 9.5 se relacionan los parámetros de entrada del suelo en el modelo y los respectivos resultados a analizar. Los datos de entrada son: el ángulo de fricción interna del suelo ϕ_p , el ángulo de fricción interna a volumen constante ϕ_{cv} , el módulo de corte elástico K_G^e ecuación 9.7, el módulo Bulk elástico K_B^e ecuación 9.8, el módulo de corte plástico K_G^p ecuación 9.9, la relación de falla R_f ecuación 9.10 y los índices del módulo Bulk m_e , del módulo cortante plástico n_p y módulo cortante elástico n_e corresponden a valores por defecto de 0.5. fac_{hard} es un factor de densificación que controla la escala del módulo de corte plástico por lo tanto es fijado cómo 1.0 ya que si este factor es mayor a 1.0 el módulo de corte plástico se incrementa y por lo tanto el suelo tendrá un comportamiento más rígido. Por otra parte, un parámetro que permite ajustar el comportamiento posterior a la licuación del suelo es fac_{post} que también es un valor que varía de 0.2 a 1.0.



Figura 9.5 Parámetros de entrada del modelo UBC3D-PLM

$$K_G^e = 21.7 \times 20 \times N_{60}^{0.3333} \quad (9.7)$$

$$K_B^e = 0.7 \times K_G^e \quad (9.8)$$

$$K_G^p = K_G^e \times N_{60}^2 \times 0.003 + 100 \quad (9.9)$$

$$R_f = 1.1 \times N_{60}^{-0.15} \quad (9.10)$$

$$me, ne, np = 0.5 \quad (9.11)$$

Las propiedades físicas del suelo como el peso unitario saturado γ_{sat} , el peso unitario no saturado γ_{unsat} y la relación de vacíos inicial e_o también son parámetros de entrada que tiene el modelo.

10 MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

El método de los elementos finitos FEM permite solucionar problemas geotécnicos de diferente índole en cualquier proyecto de ingeniería, es un medio utilizado para resolver problemas de esfuerzo-deformación e inclusive el comportamiento cuando se tiene una estructura interactuando directamente con el suelo. En campo se presentan situaciones

complejas que en ocasiones se torna difícil dar solución directa, es por ello que el FEM divide y evalúa el suelo descomponiéndolo en varios elementos y cada elemento en nodos, llevando a cabo un cálculo para cada elemento finito y así conseguir una solución del problema evaluado.

La calibración del modelo se hace bajo unos parámetros y condiciones ya establecidas en ensayos prácticos de laboratorio. Para poder reproducir diferentes ensayos de laboratorio en el programa de elementos finitos Plaxis, se debe manejar las mismas características del ensayo y de la muestra de suelo que se utilizan en la práctica, de esa forma el modelo es lo más parecido y cercano a la realidad.

10.1 Cálculo de los parámetros del suelo.

El comportamiento elástico del suelo se controla mediante dos parámetros no lineales, los cuales son el módulo Bulk elástico y el módulo de corte elástico (Petalas, Galavi; 2013), estos están en función de un nivel de esfuerzo de referencia p_{ref} que se asume como la presión atmosférica P_A equivalente a 100 kPa y la presión de confinamiento a la que está sometida la muestra de suelo σ'_h . En las ecuaciones 10.1 y 10.12 se definen los módulos respectivamente.

$$K = K_B^e \times P_A \left(\frac{\sigma'_h}{p_{ref}} \right)^{me} \quad (10.1)$$

$$G = K_G^e \times P_A \left(\frac{\sigma'_h}{p_{ref}} \right)^{ne} \quad (10.2)$$

En los ensayos experimentales previamente realizados no se tienen resultados del Nspt pues no se llevó a cabo el ensayo de penetración estándar, pero se realizaron ensayos en donde se obtuvieron graficas del comportamiento del suelo bajo diferentes condiciones de carga. La

Figura 10.1 fue obtenida de un ensayo triaxial cíclico realizado en laboratorio, en donde se observa los resultados de esfuerzo desviador vs deformación axial de tres muestras y cada una con una relación de esfuerzo cíclico de 0.10, 0.12 y 0.16 respectivamente.

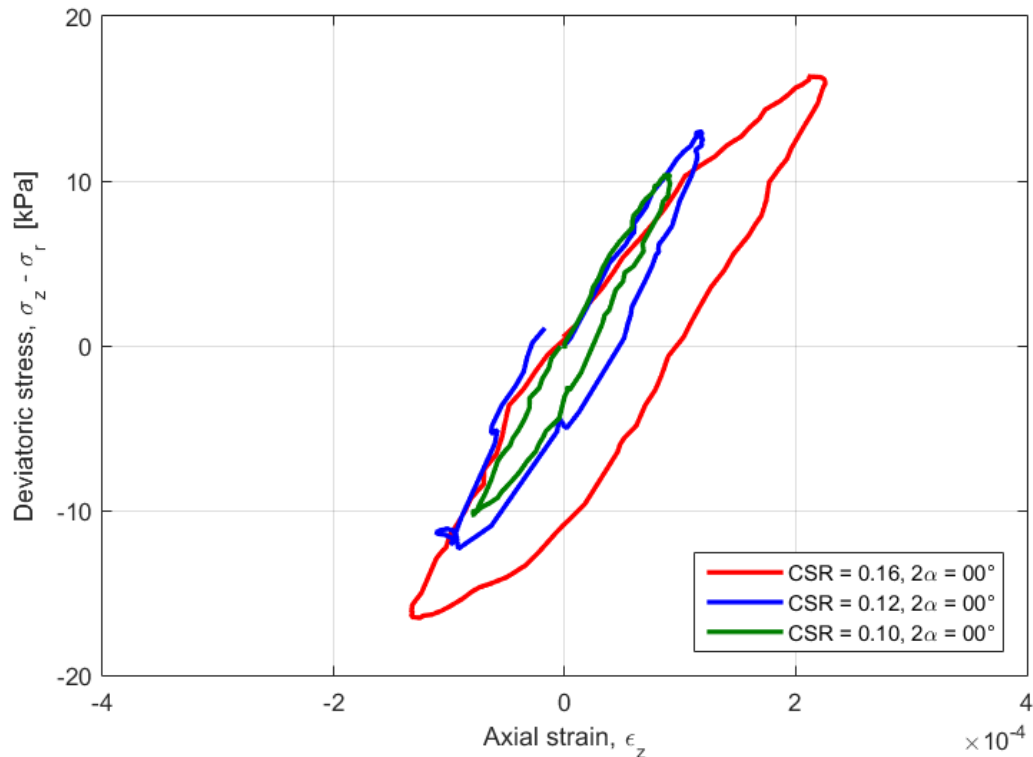


Figura 10.1 Esfuerzo desviador vs deformación axial para tres valores diferentes de CSR. Camacho-Tauta et al. (2018)

De la gráfica anterior se obtienen datos mínimos y máximos de esfuerzos σ y deformaciones unitarias ϵ relacionados en la Tabla 10.1, para estimar un promedio de la pendiente de los tres ensayos realizados y determinar el módulo de Young del suelo. Los datos obtenidos fueron los siguientes:

Tabla 10.1 Valores de esfuerzo y deformación unitaria del material

	σ kPa	ϵ
MÍNIMO	-10.12	-2.02E-04
MÁXIMO	10.29	3.58E-04

Los valores de esfuerzo y deformación unitaria se representan en la Figura 10.2 para así calcular la pendiente de la recta y por ende el módulo de Young E de la muestra de suelo.

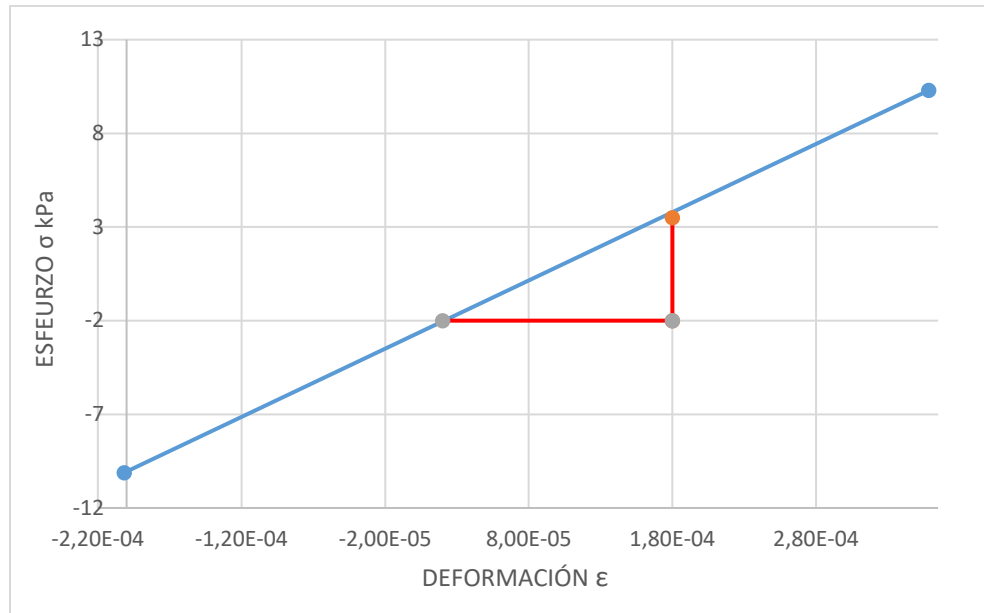


Figura 10.2 Esfuerzo vs deformación unitaria de la muestra de suelo

El módulo de Young está definido como la relación entre el esfuerzo aplicado en la sección transversal de la muestra y la deformación unitaria como se observa en la ecuación 10.3

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}} \quad (10.3)$$

Reemplazando los valores se obtiene un módulo de Young de 130332 kPa.

$$E = \frac{10.29 \text{ kPa} + 10.12 \text{ kPa}}{0.0003584 - 0.0002018} = 130332 \text{ kPa}$$

En la ecuación 10.4 se presenta la relación de Poisson ν en función del módulo de Young E y del módulo de corte G .

$$\nu = \frac{E}{2G} - 1 \quad (10.4)$$

Asumiendo una relación de Poisson de 0.3 para una arena, el módulo de corte puede determinarse como:

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \quad (10.5)$$

Reemplazando los valores en la ecuación 10.5 se obtiene un módulo de corte G de 50127 kPa

$$G = \frac{130332 \text{ kPa}}{2(0.3+1)} = 50127 \text{ kPa.}$$

La ecuación 10.2 relaciona el módulo de corte elástico K_G^e con el módulo de corte G , obteniendo un módulo de corte elástico K_G^e de 708.9.

$$K_G^e = \frac{G}{P_A \left(\frac{\sigma'_h}{p_{ref}} \right)^{ne}} \quad K_G^e = \frac{502127 \text{ kPa}}{100 \left(\frac{50 \text{ kPa}}{100 \text{ kPa}} \right)^{0.5}} \quad K_G^e = 708.9$$

El módulo Bulk elástico es el 70% del módulo de corte elástico K_G^e , sustituyendo los valores en la ecuación 9.6 el módulo bulk elástico K_B^e tiene un valor de 496.2

$$K_B^e = 0.7 \times K_G^e \quad K_B^e = 0.7 \times 708.9 \quad K_B^e = 496.2$$

En el manual del modelo UBC3D-PLM se encuentran parámetros para diferentes tipos de arenas, sacando una correlación entre el módulo de corte elástico K_G^e y el módulo de corte plástico K_G^p se determina que el K_G^p corresponde al 46% del módulo de corte elástico K_G^e . Por lo tanto, en la ecuación 10.6 se establece el valor del módulo de corte plástico con un valor de 326.1.

$$K_G^p = 0.46 \times K_G^e \quad K_G^p = 0.46 \times 708.9 \quad K_G^p = 326.1 \quad (10.6)$$

La ecuación 10.7 fue propuesta por Peck et al (1973) en donde se relaciona el ángulo de fricción interna del suelo con el número de golpes del ensayo de penetración estándar N .

$$\phi = 27.1 + 0.30N - 0.00054N^2 \quad (10.7)$$

El ángulo de fricción interna de la muestra de suelo es de 36° , por lo tanto se obtiene un valor de N_{60} equivalente a 30 golpes, al sustituir el valor del N_{60} en la ecuación 9.8 se obtiene una relación de falla R_f de 0.660.

$$R_f = 1.1 \times N_{60}^{-0.15} \quad R_f = 1.1 \times 30^{-0.15} \quad R_f = 0.660$$

Las propiedades físicas y mecánicas del suelo fueron obtenidas en ensayos de laboratorio por (Camacho et al, 2018) y se relacionan a continuación:

$$G_s = 2.65$$

$$\phi_p = 36^\circ$$

$$e_{max} = 1.035$$

$$e_{min} = 0.608$$

$$e_o = 0.804$$

$$\gamma_{sat} = 18.77 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{unsat} = 14.39 \text{ kN/m}^3$$

En la tabla 10.2 se muestra el resumen de los parámetros de entrada del suelo del modelo UBC3D-PLM y que son utilizados en la simulación numérica.

Tabla 10.2 Propiedades del suelo en el modelo de material UBC3DPLM

PARÁMETRO	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
General			
Tipo de comportamiento del material		Undrained A No drenado	
Peso unitario saturado	γ_{sat}	18.77	kN/m^3
Peso unitario no saturado	γ_{unsat}	14.39	kN/m^3
Relación de vacíos inicial	e_o	0.804	--
Parámetros			
Angulo de fricción interna pico	ϕ_p	36	Grados °
Angulo de fricción interna a volumen constante	ϕ_{cv}	34	Grados °
Módulo de corte elástico	K_G^e	708.9	--
Módulo de corte plástico	K_G^p	330.3	--
Módulo Bulk elástico	K_B^e	496.2	--
Índice del módulo Bulk	me	0.5	--
Índice del módulo cortante elástico	ne	0.5	--
Índice del módulo cortante plástico	np	0.5	--
Relación de falla	R_f	0.660	--
Nivel de esfuerzo de referencia	p_{ref}	100	kPa
Factor de densificación	fac_{hard}	1.0	--
Comportamiento posterior a la licuación del modelo	fac_{post}	1.0	--
Valor corregido del N_{spt}	N_{60}	30	Golpes

10.2 Geometría del modelo y combinaciones de carga.

La muestra de suelo saturada está conformada por arena, tiene dimensiones 2x2 cm y es confinada a un esfuerzo lateral $\sigma'_h = 50$ kPa y un esfuerzo vertical σ'_v que varía para evaluar diferentes comportamientos, la muestra es sometida a una condición estática en donde el esfuerzo de confinamiento es aplicado en las cuatro caras de la muestra como se observa en la Figura 10.3.

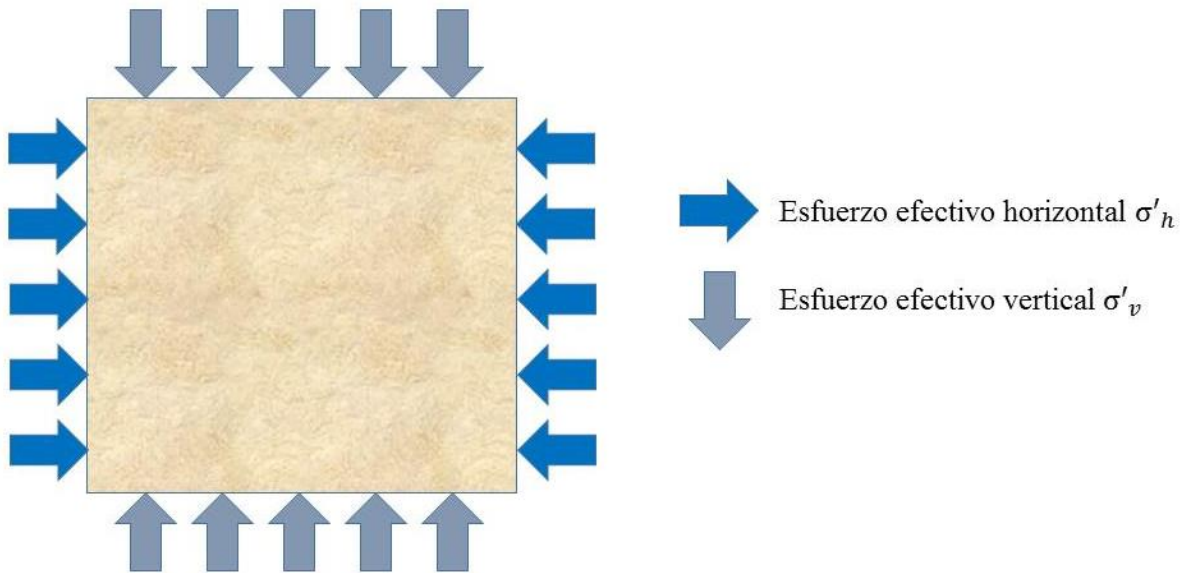


Figura 10.3 Muestra de suelo en condición estática

Posteriormente se aplican esfuerzos cíclicos q y esfuerzos cortantes τ de diferente magnitud en sentido axial y horizontal respectivamente en la cara superior de la muestra, sometiendo la muestra de suelo a una condición cíclica. Un total de doce modelos son generados con diferentes combinaciones de carga, en donde tres de esas son la simulación del ensayo triaxial cíclico (TXC), como se observa en la Figura 10.4 se aplican esfuerzos axiales q de diferente magnitud sobre la muestra.

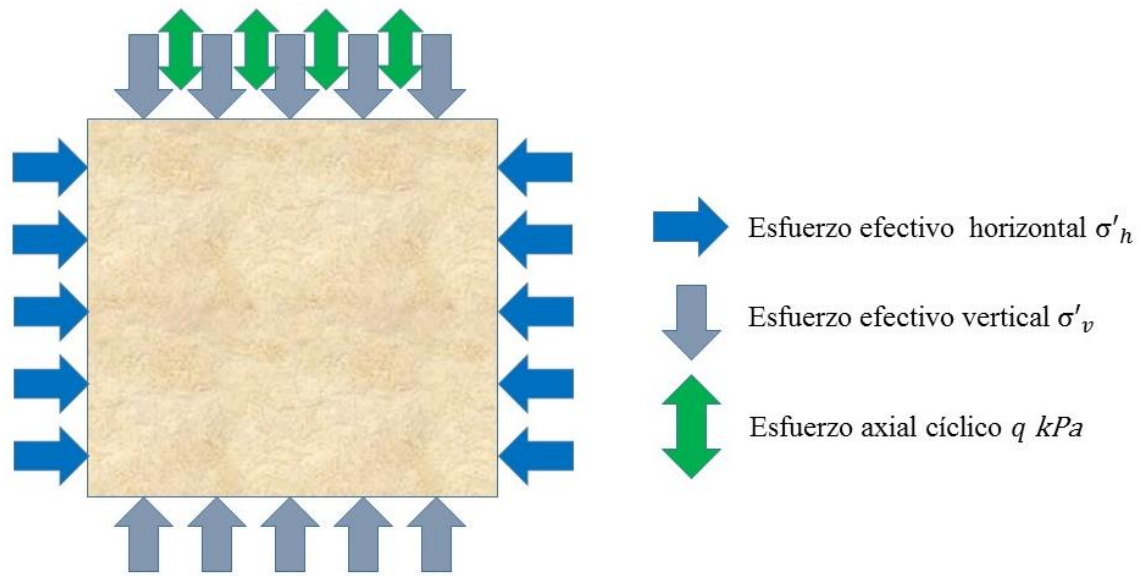


Figura 10.4 Muestra de suelo sometida a un esfuerzo axial cíclico (TXC)

Otras tres combinaciones de carga son la simulación del ensayo de torsión cíclica (CTS), en donde se aplican esfuerzos τ de diferente magnitud en sentido horizontal sobre la cara superior de la muestra y así reproducir un par de esfuerzos cortantes en el suelo cómo se observa en la Figura 10.5.

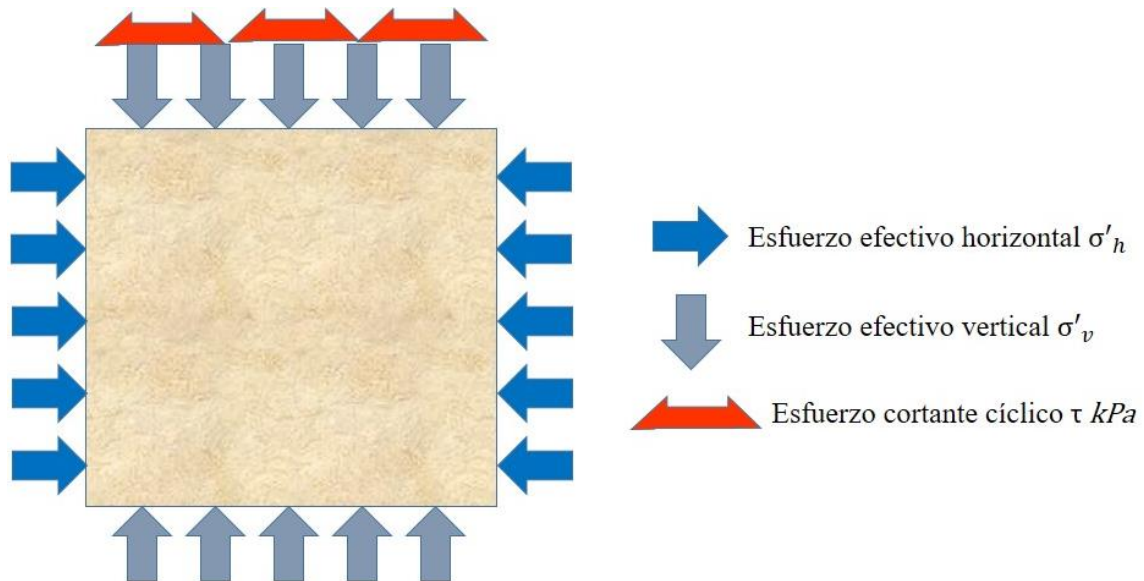


Figura 10.5 Muestra de suelo sometida a un esfuerzo cortante cíclico (CTS)

En la Figura 10.6 se observa la aplicación simultánea de esfuerzos cíclicos y cortantes sobre la muestra de suelo, generando seis modelos con diferentes combinaciones de esfuerzos (CMB). Un total de 12 modelos son generados cada uno con diferentes características, lo que permite conocer el comportamiento del suelo cuando este es sometido a diferentes condiciones de carga.

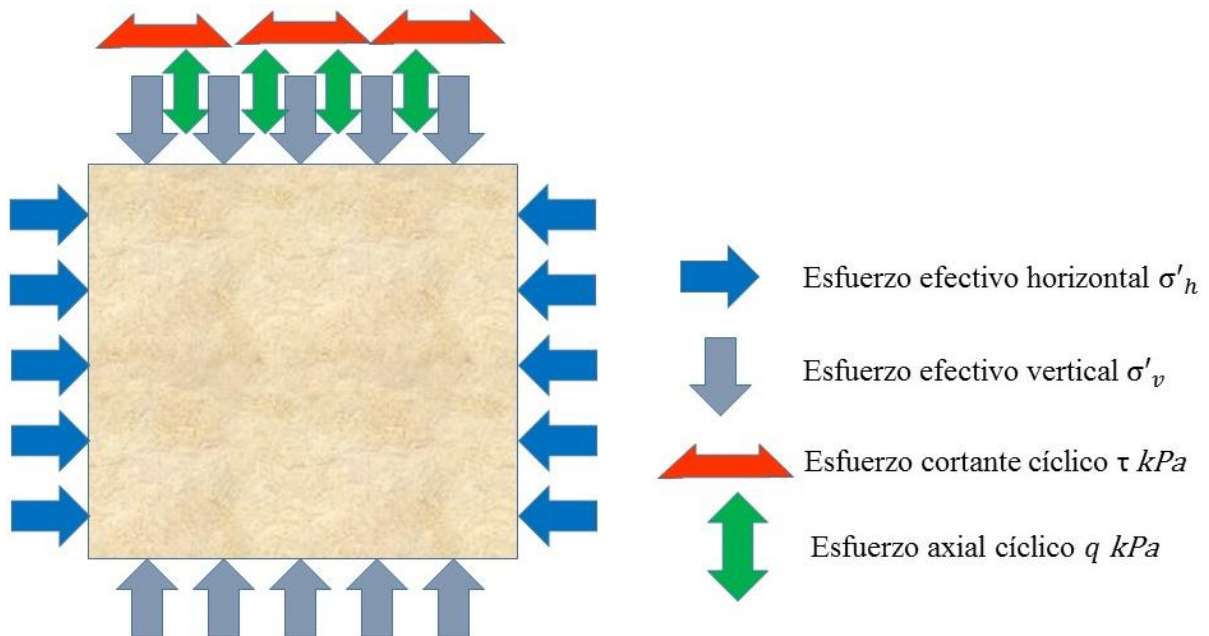


Figura 10.6 Muestra de suelo sometida a esfuerzo axial y cortante (CMB)

10.3 Estimación de esfuerzos y cortantes.

La relación de esfuerzo cíclico es definida como la relación entre el esfuerzo cíclico y el esfuerzo vertical efectivo, como se observa en la ecuación 10.8.

$$CSR = \frac{q_{cyc}}{\sigma'_v} \quad (10.8)$$

Al tener la muestra confinada a un esfuerzo σ'_h de 50 kPa, la relación de esfuerzo cíclico es definido como el cociente entre el esfuerzo cíclico y el esfuerzo de confinamiento. En la

simulación se manejan valores de CSR de 0.10, 0.12 y 0.16 además de valores de 2α de 0° , 30° , 60° , y 90° por lo tanto, el esfuerzo cíclico está dado como se muestra en la ecuación 10.9.

$$q_{cyc} = CSR \times \sigma'_h \qquad q_{cyc} = CSR \times 50 \qquad (10.11)$$

El esfuerzo axial cíclico (q) es el esfuerzo aplicado en la simulación del ensayo triaxial cíclico (TXC) y está definido en la ecuación 10.10 al igual que el esfuerzo cortante τ . relacionado en la ecuación 10.11.

En la tabla 10.3 se relacionan las magnitudes calculadas de esfuerzo axial y cortante cíclico

$$q = 2 \times q_{cyc} \times \cos(2\alpha) \qquad (10.9)$$

$$\tau = q_{cyc} \times \text{sen}(2\alpha) \qquad (10.10)$$

para cada relación de esfuerzo cíclico y para cada ángulo 2α , en donde se observan los 12 modelos a generar y las condiciones a las que está sometida cada muestra de suelo en la simulación.

Tabla 10.3 Magnitudes de esfuerzo y cortante cíclico aplicados en cada muestra de la simulación

CSR	σ'_h (kPa)	2α ($^\circ$)	q_{cyc} (kPa)	q (kPa)	$q/2$ (kPa)	τ (kPa)	# MUESTRA
0.10	50	0	5.00	10.00	5.00	0.00	TXC 1
0.12	50	0	6.00	12.00	6.00	0.00	TXC 2
0.16	50	0	8.00	16.00	8.00	0.00	TXC 3
0.10	50	30	5.00	8.66	4.33	2.50	CMB 1
0.12	50	30	6.00	10.39	5.20	3.00	CMB 2
0.16	50	30	8.00	13.86	6.93	4.00	CMB 3
0.10	50	60	5.00	5.00	2.50	4.33	CMB 4
0.12	50	60	6.00	6.00	3.00	5.20	CMB 5
0.16	50	60	8.00	8.00	4.00	6.93	CMB 6
0.10	50	90	5.00	0.00	0.00	5.00	CTS 1
0.12	50	90	6.00	0.00	0.00	6.00	CTS 2
0.16	50	90	8.00	0.00	0.00	8.00	CTS 3

Para representar los resultados relacionados en la Tabla 10.3 el esfuerzo axial se divide entre dos, para así realizar una gráfica en donde el eje de las ordenadas corresponde a los valores de cortante τ y el eje de las abscisas a los valores de esfuerzo axial cíclico q . En la Figura 10.7 se observa los valores previamente calculados y la interpretación de los mismos con diferentes valores de CSR y 2α .

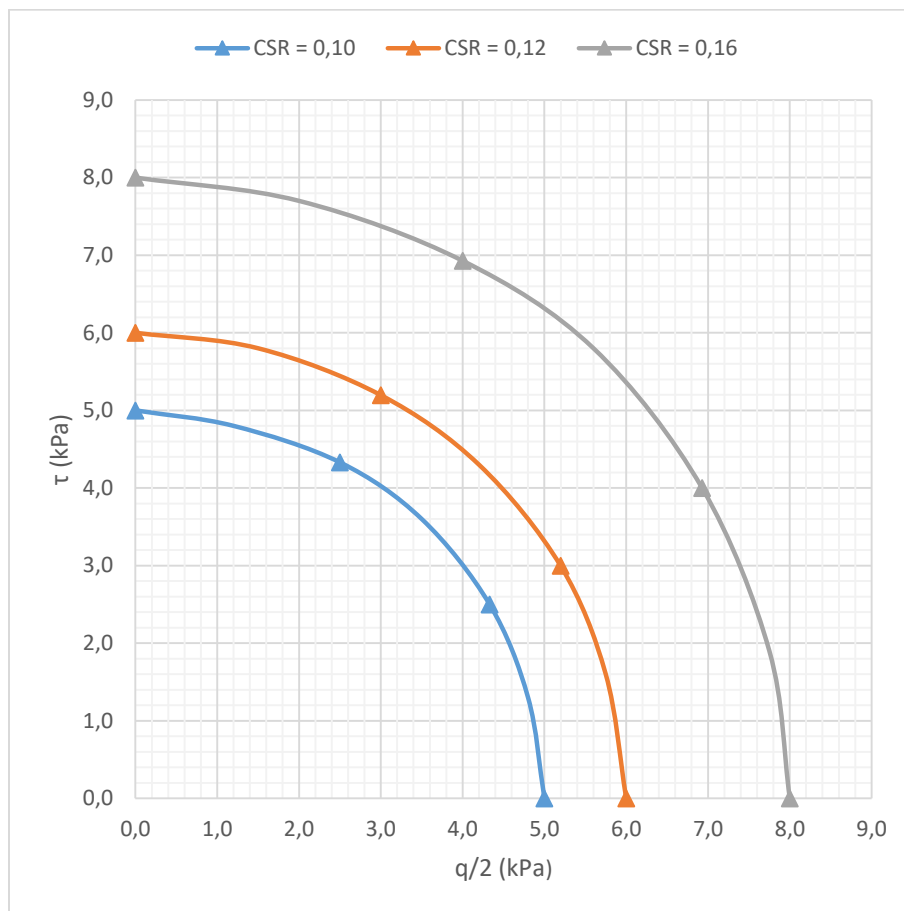


Figura 10.7 Cortante vs esfuerzo axial cíclico

11 ELABORACIÓN DEL MODELO EN PLAXIS

El programa de elementos finitos Plaxis permite calibrar, modelar y evaluar con precisión cualquier tipo de problema geotécnico bajo diferentes condiciones y situaciones que se puedan presentar en un proyecto de ingeniería. Plaxis simula el comportamiento del suelo

dependiendo de las características a las que se encuentre sometido, esto incluye el cálculo de deformaciones, estabilidad, esfuerzos, presión de poros y propiedades propias del suelo a analizar. Por otra parte, el programa permite incluir parámetros de todo tipo de suelos, elementos estructurales y cargas externas que se transfieren al suelo ya sean permanentes o dinámicas.

11.1 Configuración general

Los datos de entrada del programa se presentan en la Figura 11.1 en donde se asigna el nombre del proyecto (1), en opciones generales aparecen dos opciones: tipo de modelo (2) y la cantidad de nodos por cada elemento del suelo (3). La aceleración de la gravedad esta predeterminada con una magnitud de 9.8 m/s^2 .

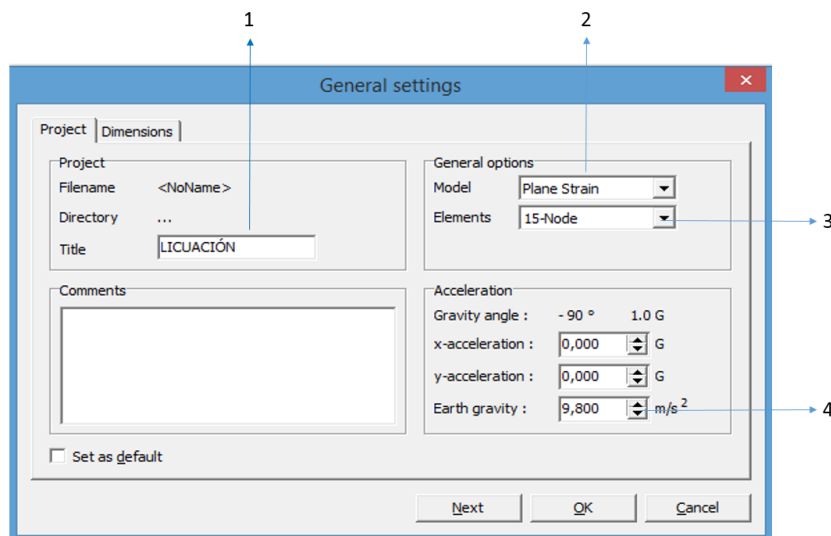


Figura 11.1 Ventana de configuración general del proyecto

En las opciones generales se selecciona la opción *plane-strain* (deformación plana) como tipo de modelo, debido a que la geometría de la muestra de suelo que se va a modelar tiene una sección transversal uniforme, por lo tanto, los esfuerzos y las diferentes cargas externas son aplicados perpendicularmente a la sección del suelo ver Figura 11.2. En la opción

elements (elementos) se selecciona 15 nodos, es decir 12 nodos son evaluados en la simulación y el cálculo junto con los resultados tienen mayor precisión ver Figura 11.3.

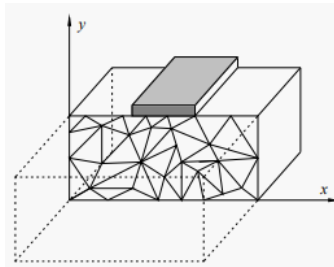


Figura 11.2 Modelo de deformación plana

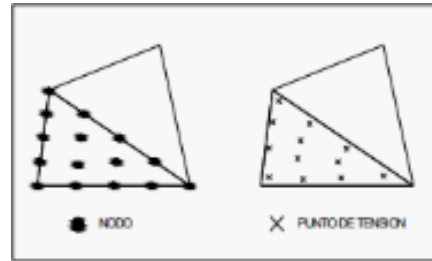


Figura 11.3 Elemento con 15 nodos

Fuente: Manual PLAXIS

En la pestaña dimensiones se configura las unidades (1) con las que se va a trabajar a lo largo del proyecto, la dimensión de la geometría del modelo es definida en la sección (2) por lo tanto las dimensiones son de 2.0cm x 2.0cm que corresponde al tamaño de la muestra de suelo que se va a modelar. En la Figura 11.4 se relacionan los valores establecidos.

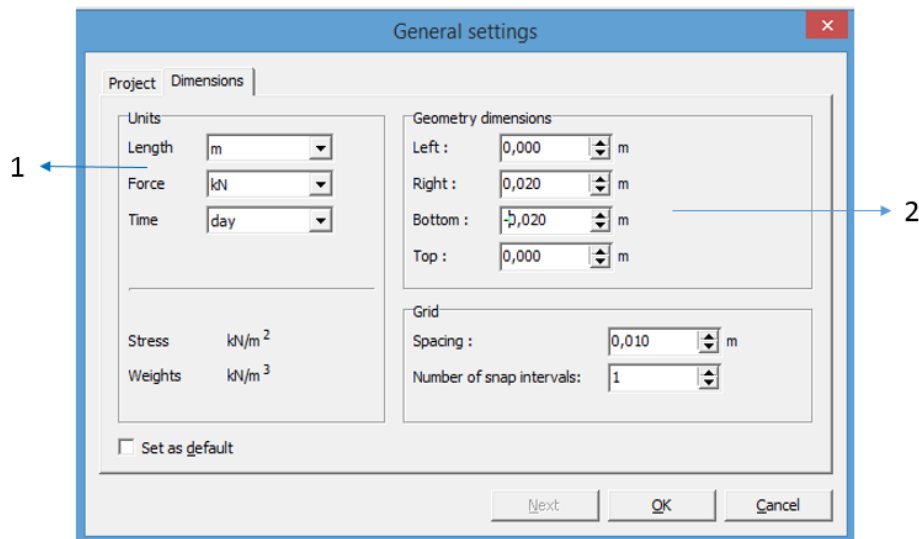


Figura 11.4 Ventana de dimensiones del modelo y unidades

11.2 Propiedades y parámetros del suelo

En la configuración general del material (1) se identifica el suelo como arena suelta, el modelo del material es el modelo UBC3D-PLM64 ya que como se mencionó en el capítulo 9.3.2 el modelo es preciso para evaluar la licuación del suelo.

El tipo de comportamiento es *undrained A* (sin drenar) y es ideal para suelos granulares saturados que están sometidos a cargas dinámicas, además de tener un tipo de cálculo en función de la presión de poros y de los esfuerzos efectivos. En propiedades generales (2) se ingresan los valores del peso unitario no saturado y saturado y en la sección de relación de vacíos (3) se ingresa el valor de la relación de vacíos inicial, la relación de vacíos mínima y máxima es calculada por el programa. En la Figura 11.5 se relacionan los valores de entrada ya mencionados.

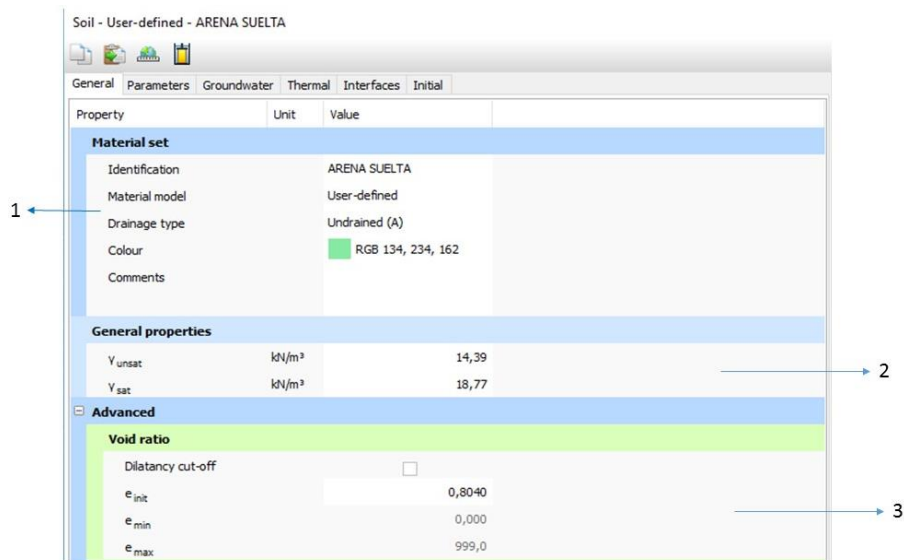


Figura 11.5 Ventana de configuración general del suelo

En la pestaña parámetros se selecciona el archivo DLL (1) *ubc_sand64* que contiene el modelo de licuación. Los parámetros del suelo ya calculados y mencionados en la tabla de resumen 9.2 se introducen en la sección *parameters* como se muestra en la Figura 11.6. En la pestaña *groundwater* (agua subterránea) se escoge la granulometría del suelo (2) según el sistema de clasificación estadounidense USDA (1) (departamento de agricultura de los estados unidos). Se escoge arena como tipo de suelo (Sand) y el programa pone por defecto un 92% de este tipo de suelo como se observa en la Figura 11.7.

El programa fija la permeabilidad (3) en función de la clasificación del suelo y la relación de vacíos inicial, las demás opciones se dejan por default.

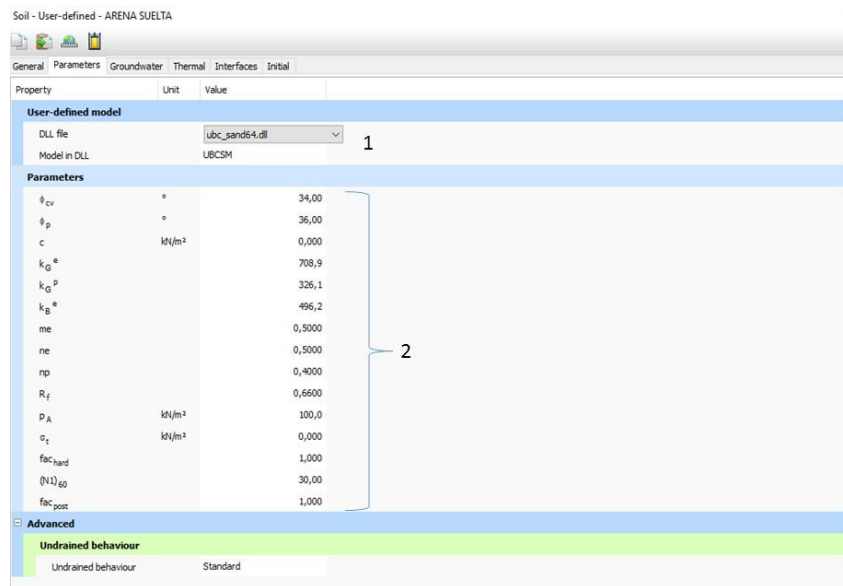


Figura 11.6 Ventana de parámetros del suelo en Plaxis

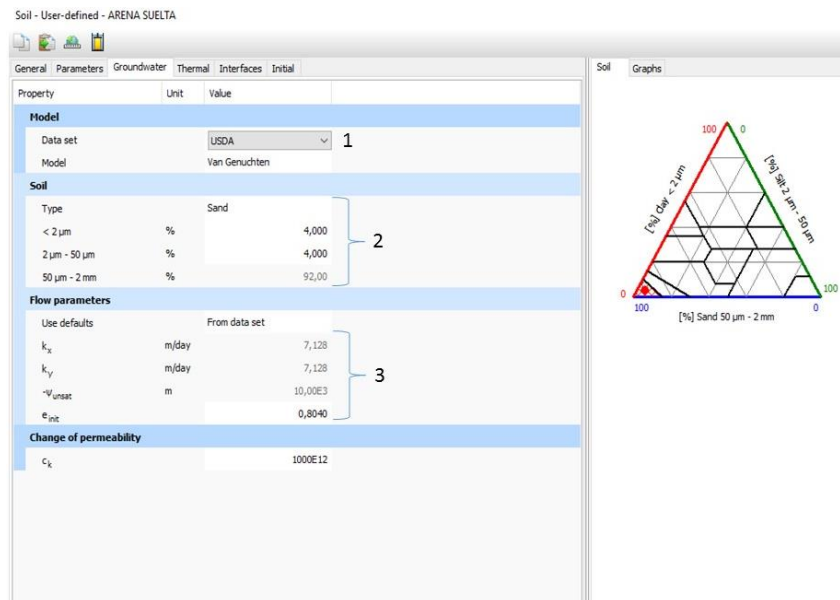


Figura 11.7 Ventana de granulometría y permeabilidad del suelo

Luego de introducir cada parámetro y cada propiedad del suelo, se asigna el material creado a la geometría especificada en las opciones generales, de esta manera la muestra de suelo es conformada por arena, tiene dimensiones de 2.0 x 2.0 cm y se encuentra en condición saturada al fijar el nivel freático en la parte superior de la muestra.

En la Figura 11.8 se observa la geometría y el material asignado en la muestra de suelo. Por otra parte, la muestra se crea con unas restricciones de desplazamiento en la parte inferior, se restringe el desplazamiento en la dirección x y en la dirección y.

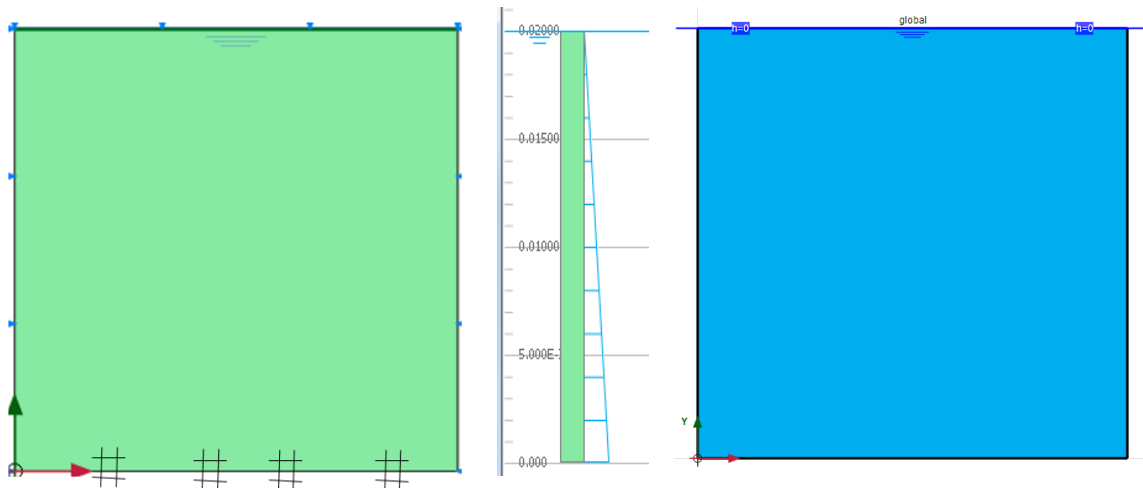


Figura 11.8 Vista de la geometría de la muestra de suelo saturada con restricciones de desplazamiento

11.3 Creación de esfuerzos de confinamiento y cargas dinámicas.

La creación de las cargas externas se hace a través del explorador de modelos como se observa en la Figura 11.9, en la sección line_load (línea de carga) (1) se asigna la magnitud del confinamiento equivalente a $\sigma'_h = 50 \text{ kPa}$ y el sentido de aplicación de la carga se configura con un signo positivo o negativo según la dirección del esfuerzo. En la Figura 10.9 y 11.10 se muestra las cargas externas a las que esta sometida la muestra número uno del ensayo triaxial cíclico 1 (TXC 1). En el apartado Dynlineload (línea de carga dinámica) (2) se asigna la carga dinámica que se aplica sobre la muestra de suelo, cuando la carga es

esfuerzo cíclico q se aplica en el multiplicador y y cuando es cortante cíclico τ se aplica en el multiplicador x .

En el subárbol de los multiplicadores se asigna la amplitud y la frecuencia de la carga dinamica, la amplitud corresponde a la magnitud de esfuerzo y cortante cíclico relacionadas en la tabla 9.1 y el periodo de la carga cíclica es de 10 segundos, por consiguiente la frecuencia es 0.1 Hz. Ver Figura 11.11.

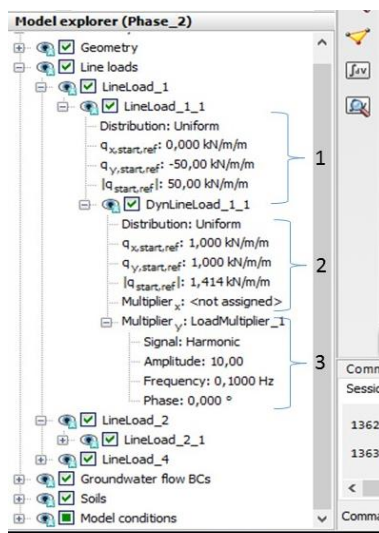


Figura 11.9 Ventana del explorador del modelo

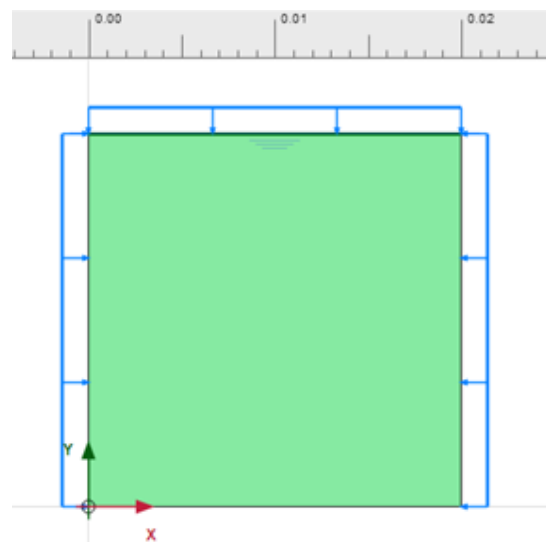


Figura 11.10 Vista de la muestra de suelo con cargas externas

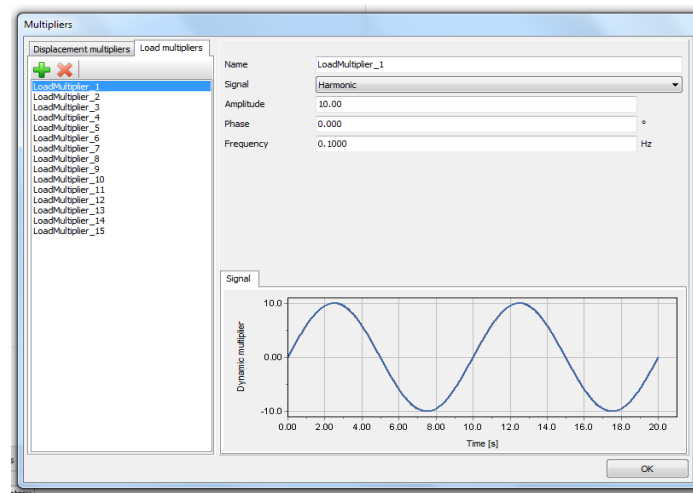


Figura 11.11 Ventana de multiplicador de las cargas cíclicas

11.4 Generación malla de elementos finitos.

Ya constituido y definido el modelo geométrico junto con las propiedades del material y las condiciones de cargas externas, se crea la geometría en elementos finitos para que el programa haga los respectivos cálculos.

Plaxis genera la malla con elementos triangulares de 15 nodos en este caso, la generación de la malla se lleva acabo automáticamente y se basa en el proceso de triangulación. El modelo geométrico queda compuesto por puntos y líneas formando una malla no estructurada que tiene un desempeño a la hora de calcular muy exacto.

El programa ofrece varios grados del tamaño de los elementos de la malla a generar siendo *very coarse* una malla muy gruesa y *very fine* una malla muy fina, al tener una muestra de suelo con dimensiones pequeñas se escoge la opción *coarse* para no generar una malla tan fina. En la Figura 11.12 se observa la malla generada de la muestra de suelo.

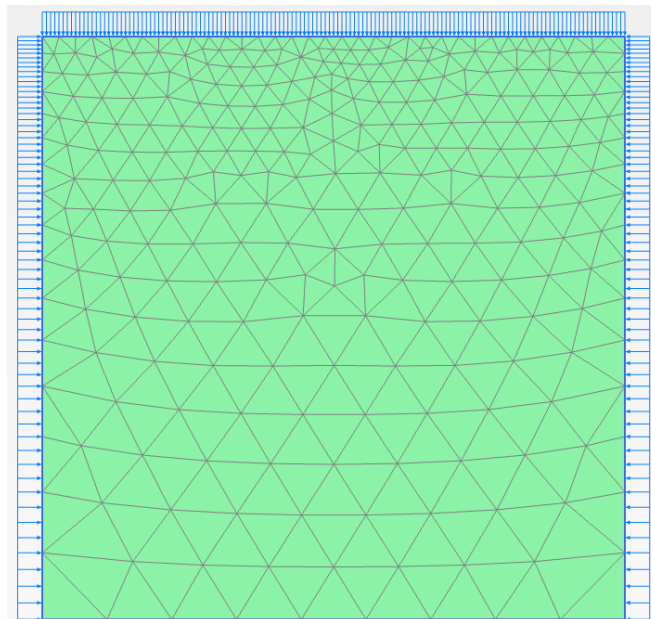


Figura 11.12 Malla generada en la muestra de suelo

Para el análisis y la obtención de resultados se escogen unos nodos, los cuales se seleccionan en la maya directamente y permiten realizar las diferentes gráficas para la interpretación de los resultados. El nodo 1318 corresponde a un punto a evaluar en el centro de la muestra y los análisis posteriores se llevarán a cabo en este, en la Figura 11.13 se observa los nodos seleccionados con las respectivas coordenadas para la generación de curvas de resultados.

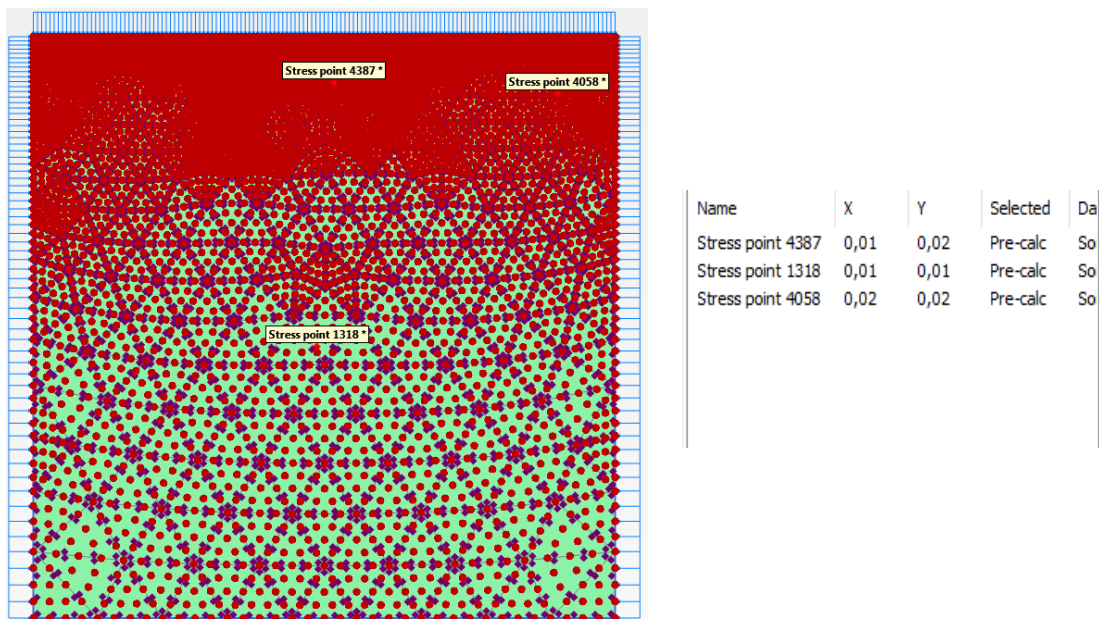


Figura 11.13 Nodos seleccionados para generación de curvas de resultados

11.5 Construcción por etapas.

El programa tiene una fase inicial predeterminada de la cual se genera una nueva fase denominada condición estática y a partir de esta inician las otras fases de la simulación. Plaxis cuenta con diferentes tipos de cálculo, en esta simulación se utilizan dos de estos: consolidación y análisis dinámico. El tipo de cálculo por consolidación se usa para la fase denominada condición estática la cual se hace un análisis para evaluar el desarrollo de los diferentes esfuerzos y presiones intersticiales en la muestra de suelo saturada en función del tiempo.

En la Figura 11.14 se observa la configuración de la fase 1 condición estática en donde se asigna un tiempo de consolidación de 3 días, de esa manera el exceso en la presión de poros tendrá un valor de cero cuando termine el ensayo de consolidación.

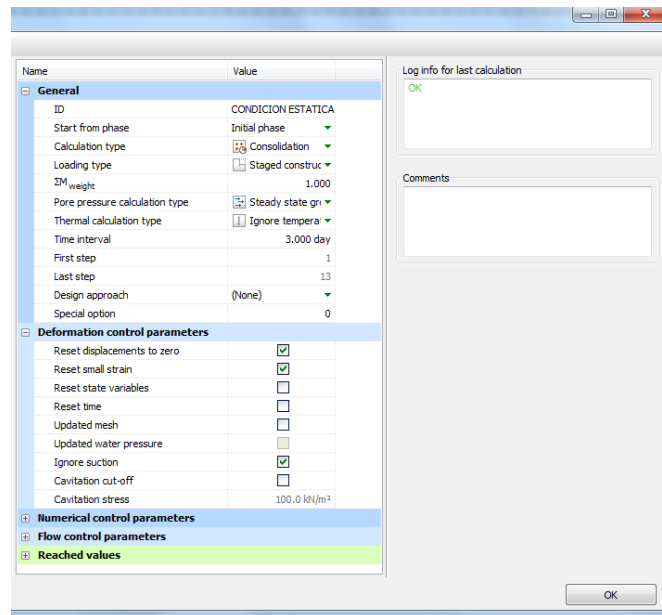


Figura 11.14 Opciones del análisis por consolidación

De la fase 2 a la fase 13 el tipo de cálculo es dinámico debido a la aplicación cíclica de los diferentes esfuerzos a la muestra de suelo, el cálculo dinámico analiza el modelo en función de cargas armónicas y el tiempo. El tiempo de cálculo es de 1500 segundos para tener un total de 7500 pasos por modelo, es decir 7500 puntos en las curvas de resultados a generar cuando finalice el proceso de cálculo. En la Figura 11.15 se observa la configuración de las fases dinámicas, los valores de desplazamientos y esfuerzos se reinician a cero para realizar un cálculo aparte de cada muestra, pero en paralelo a la condición estática como se observa en la Figura 11.16.

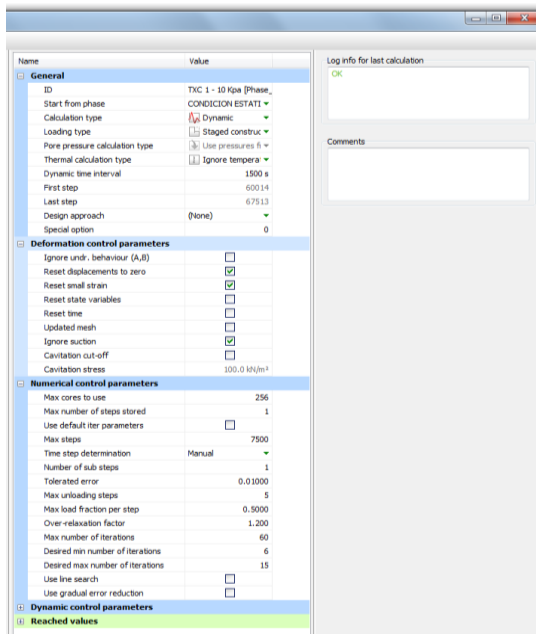


Figura 11.15 Ventana de opciones del análisis dinámico

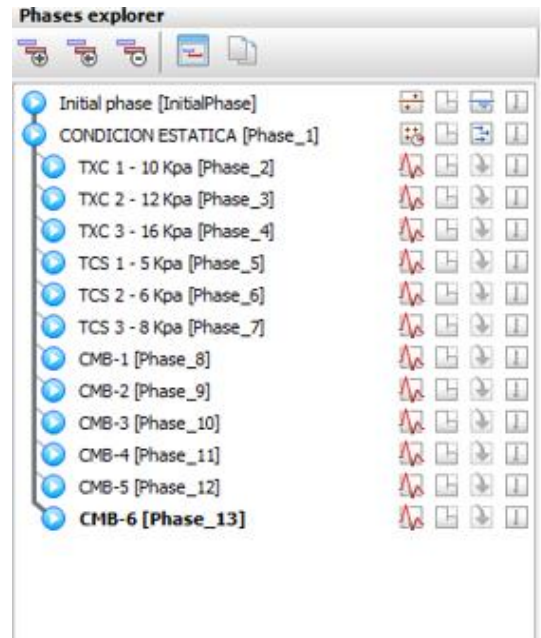


Figura 11.16 Ventana de ensayos en paralelo

12 RESULTADOS

Cuando el modelo se licua, el exceso en la presión de poros alcanza el valor del esfuerzo de confinamiento y los esfuerzos efectivos disminuyen alcanzando un valor de cero. Es por eso que para evaluar la licuación de cada muestra se tiene como punto base el principio del esfuerzo efectivo relacionado en la ecuación 12.1, donde el esfuerzo total equivale a la suma del esfuerzo efectivo y la presión de poros.

$$\sigma = \sigma' + \mu \quad (12.1)$$

Por otra parte, el coeficiente de presión lateral de tierras se define como el cociente entre el esfuerzo horizontal efectivo y el esfuerzo vertical efectivo como se presenta en la ecuación 12.2.

$$K' = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (12.2)$$

De esa manera, se realizaron varios modelos con diferentes coeficientes de presión lateral de tierras K' para ser comparados posteriormente, el primer modelo se llevó a cabo isotrópicamente con un $K = 1$ Es decir el confinamiento horizontal σ'_h y vertical σ'_v equivale a 50 kPa. Otro modelo fue desarrollado con un esfuerzo de confinamiento horizontal $\sigma'_h = 50 \text{ kPa}$ y un esfuerzo de confinamiento vertical $\sigma'_v = 57 \text{ kPa}$, por lo tanto el K' equivale a 0.87 y adicionalmente se genera un modelo con un $K' = 0.7$ es decir $\sigma'_h = 50 \text{ kPa}$ y $\sigma'_v = 71 \text{ kPa}$.

Primero se realizó una modelación implementado el modelo constitutivo *HSsmall* mencionado en el capítulo 9, en el cual se observa que la tendencia del exceso en la presión de poros no es ascendente, por lo tanto, no alcanza el valor del esfuerzo de confinamiento y por ende no se licua la muestra de suelo evidenciando un exceso en la presión de poros Δu máximo de 25 kPa. La Figura 12.1 fue obtenida en base a los resultados de un ensayo sometido a esfuerzo axial cíclico utilizando el modelo *HSsmall*.

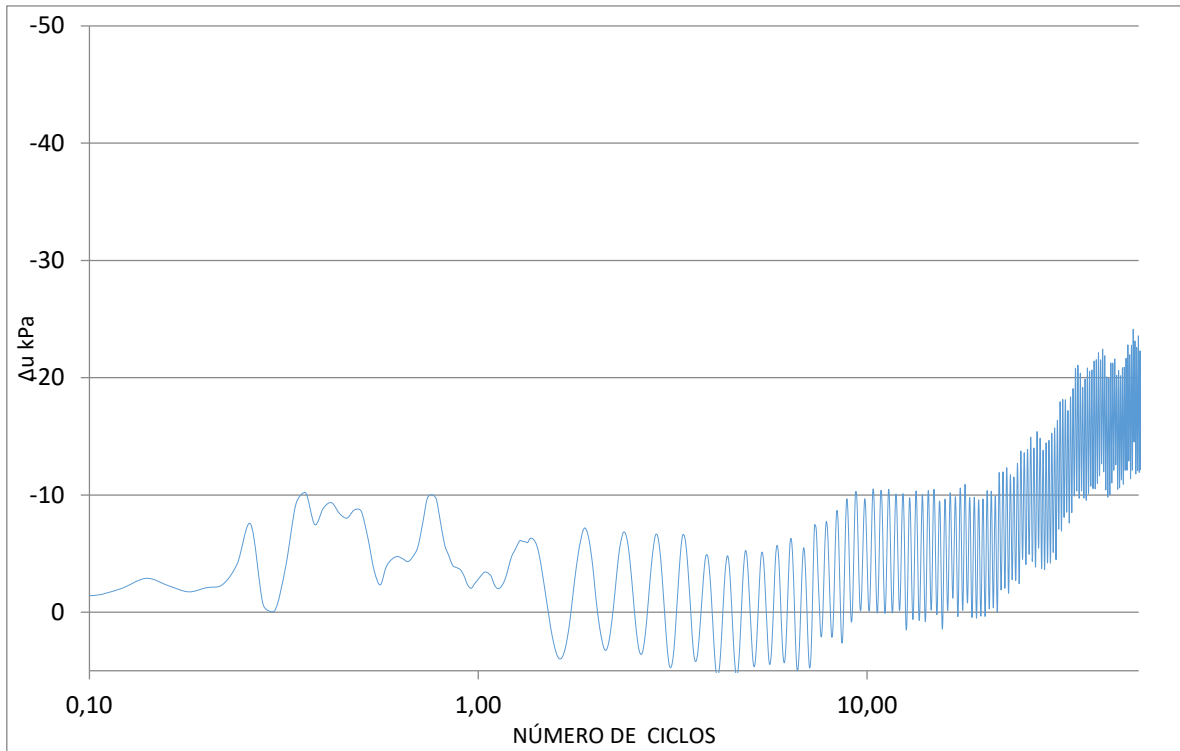


Figura 12.1 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $K'=1$ implementando Modelo HSsmall

A continuación, se relacionan los resultados obtenidos con la implementación del modelo UBC3D-PLM.

En la Figura 12.2 se presenta el resultado de la muestra isotrópica sometida a una condición estática y que fue consolidada, se observa que los esfuerzos efectivos equivalen al esfuerzo de confinamiento, por esa razón, la presión de poros tiende a tener un valor de cero. A partir de esta condición los ensayos dinámicos se realizaron en paralelo.

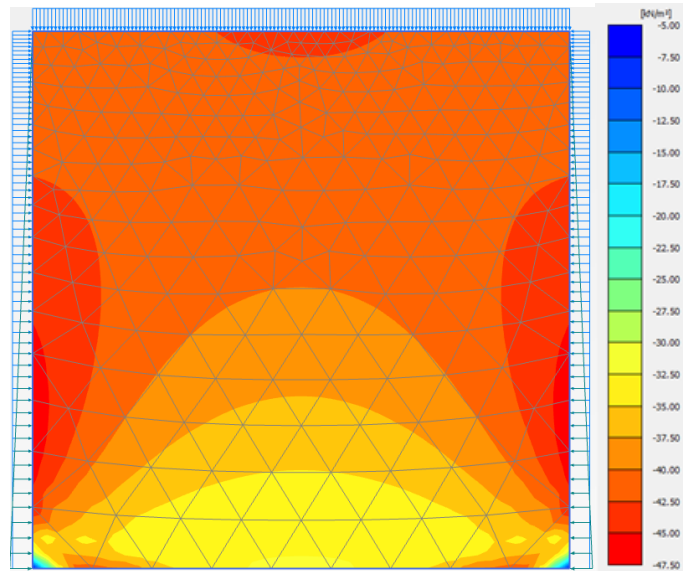


Figura 12.2 Esfuerzos efectivos de la muestra de suelo consolidada

Los resultados dinámicos obtenidos en el programa de elementos finitos Plaxis para los tres tipos de condiciones de carga establecidas, siendo TXC correspondiente al ensayo triaxial cíclico, TCS el ensayo de torsión cíclica y CMB a la aplicación simultanea de esfuerzo axial y cortante se presentan a continuación. En las Figuras 12.3, 12.4 y 12.5 se representa el exceso en la presión de poros en una muestra sometida a esfuerzo axial cíclico, cortante cíclico y combinación de esfuerzo respectivamente.

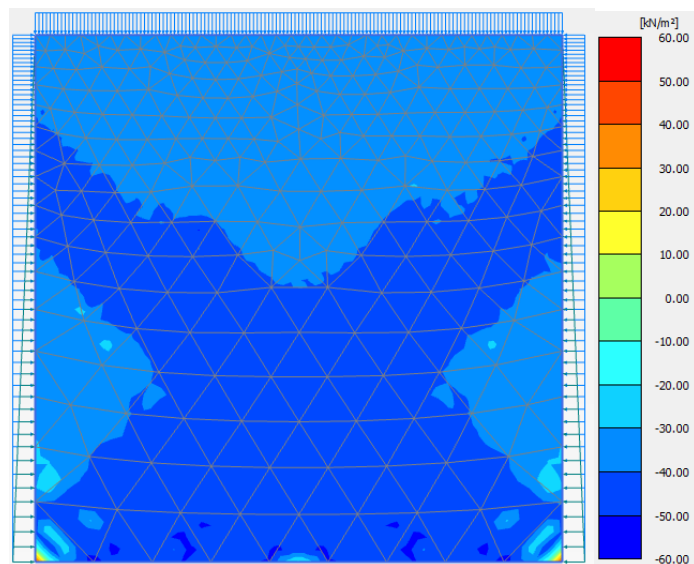


Figura 12.3 Exceso en la presión de poros de una muestra sometida a esfuerzo axial TXC y $K'=1$

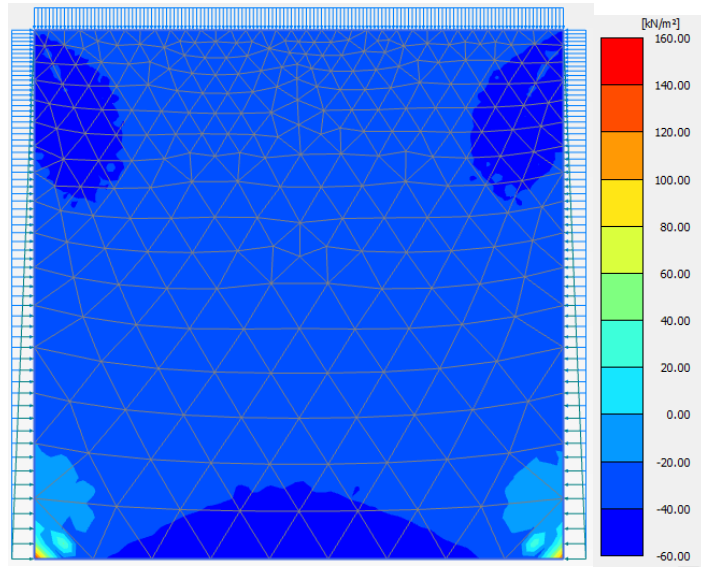


Figura 12.4 Exceso en la presión de poros de una muestra sometida a esfuerzo cortante TCS y $K'=1$

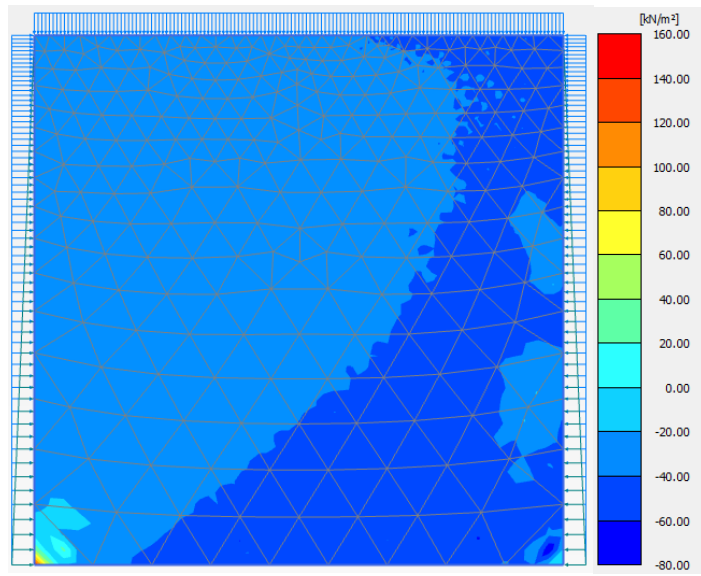


Figura 12.5 Exceso en la presión de poros de una muestra sometida a esfuerzo axial y cortante CMB y $K'=1$

El tiempo de ensayo dinámico se estableció en 1500 segundos como se mencionó en el capítulo anterior, por lo tanto, el cálculo del número de ciclos es la relación entre el tiempo dinámico y el periodo de la onda establecido en las ventanas de los multiplicadores como se observa en la ecuación 12.3

$$\#CICLOS = \frac{\text{Tiempo Dinámico (s)}}{\text{Período } T \left(\frac{s}{\text{ciclo}}\right)} \quad (12.3)$$

En las Figuras 12.6, 12.7, 12.8 y 12.9 se presentan los resultados de las curvas del exceso de presión de poros vs Número de ciclos para las 12 muestras con un $k_o=1$, en la Figura 12.6 se relacionan los ensayos con un valor de $2\alpha=0$, la Figura 12.7 un valor $2\alpha=30$ en la Figura 12.8 un valor de $2\alpha=60$ y en la Figura 12.9 un valor $2\alpha=90$.

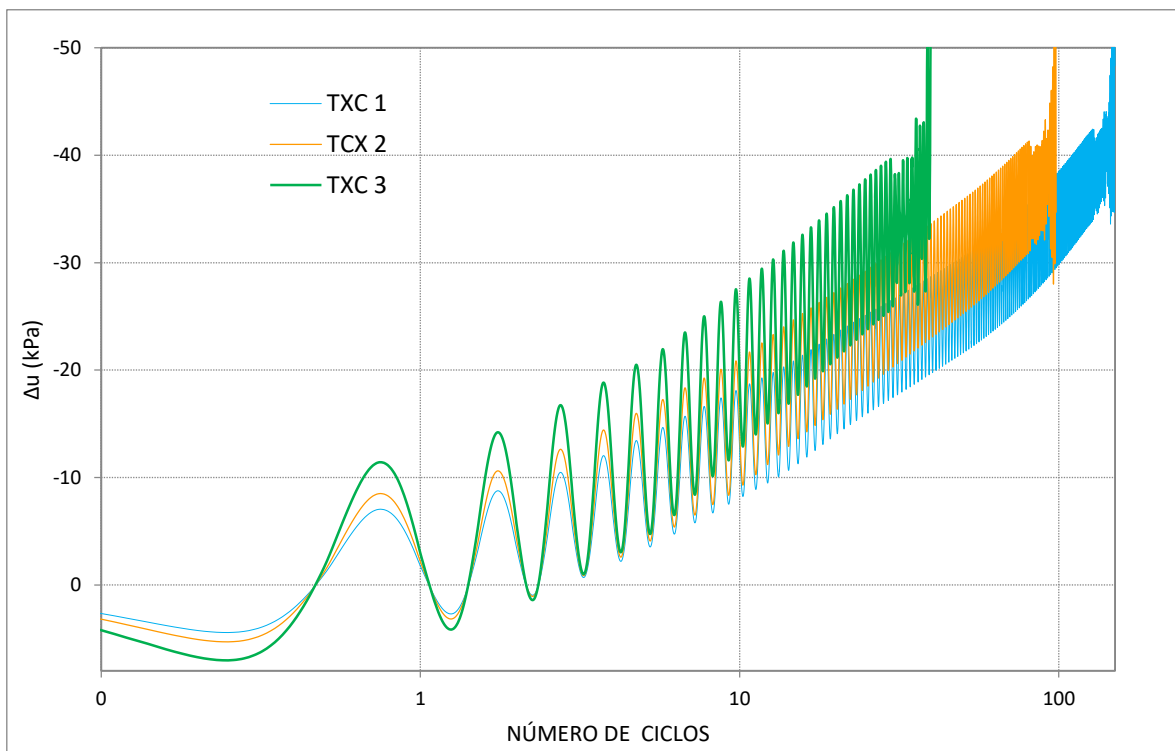


Figura 12.6 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=0$ y $K'=1$

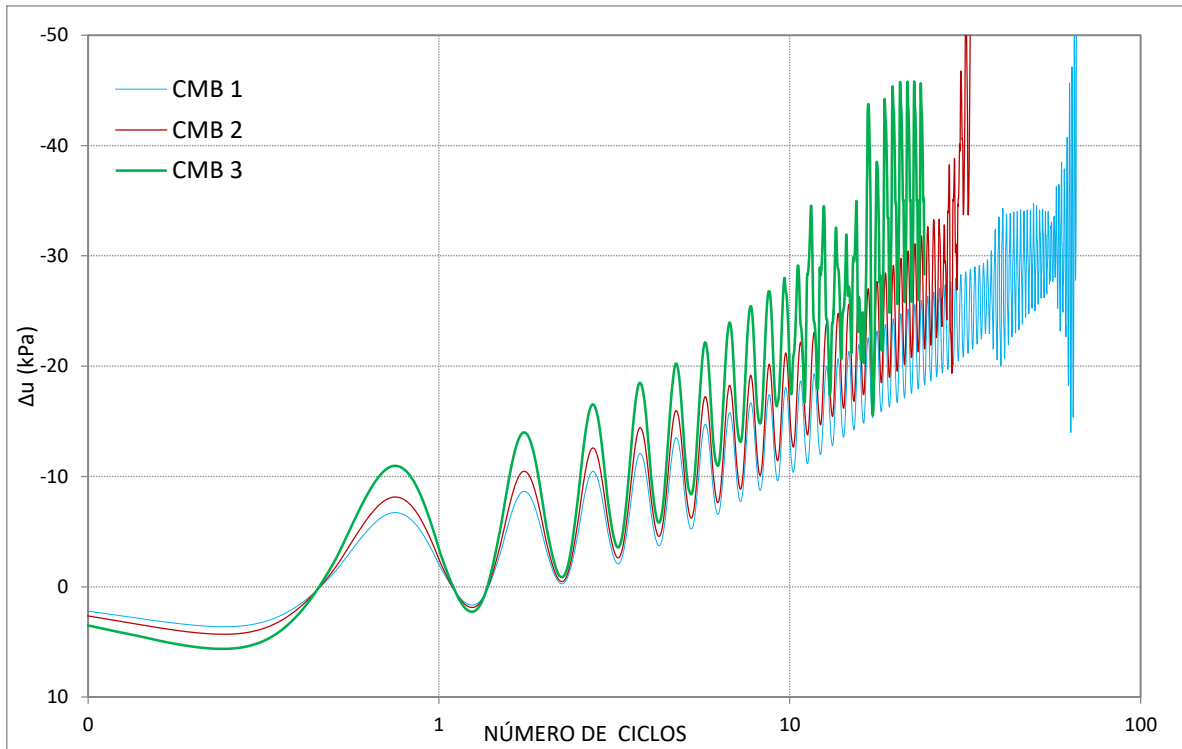


Figura 12.7 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=30$ y $K'=1$

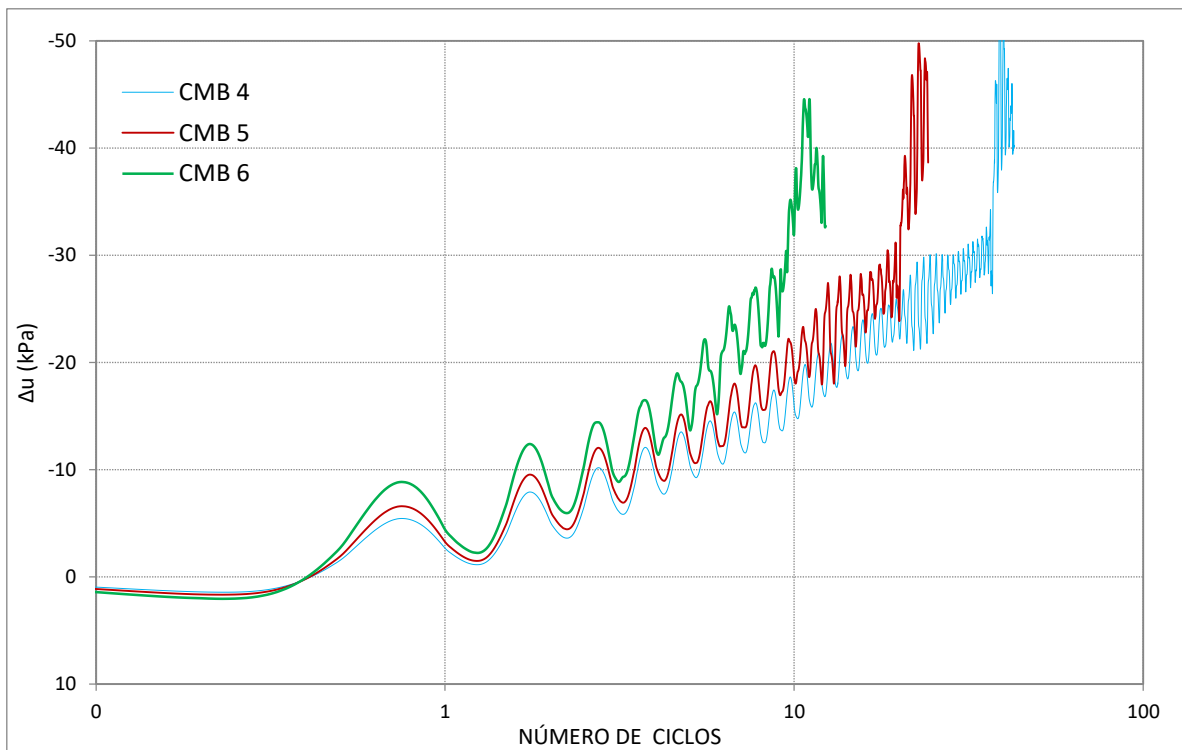


Figura 12.8 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=60$ y $K'=1$

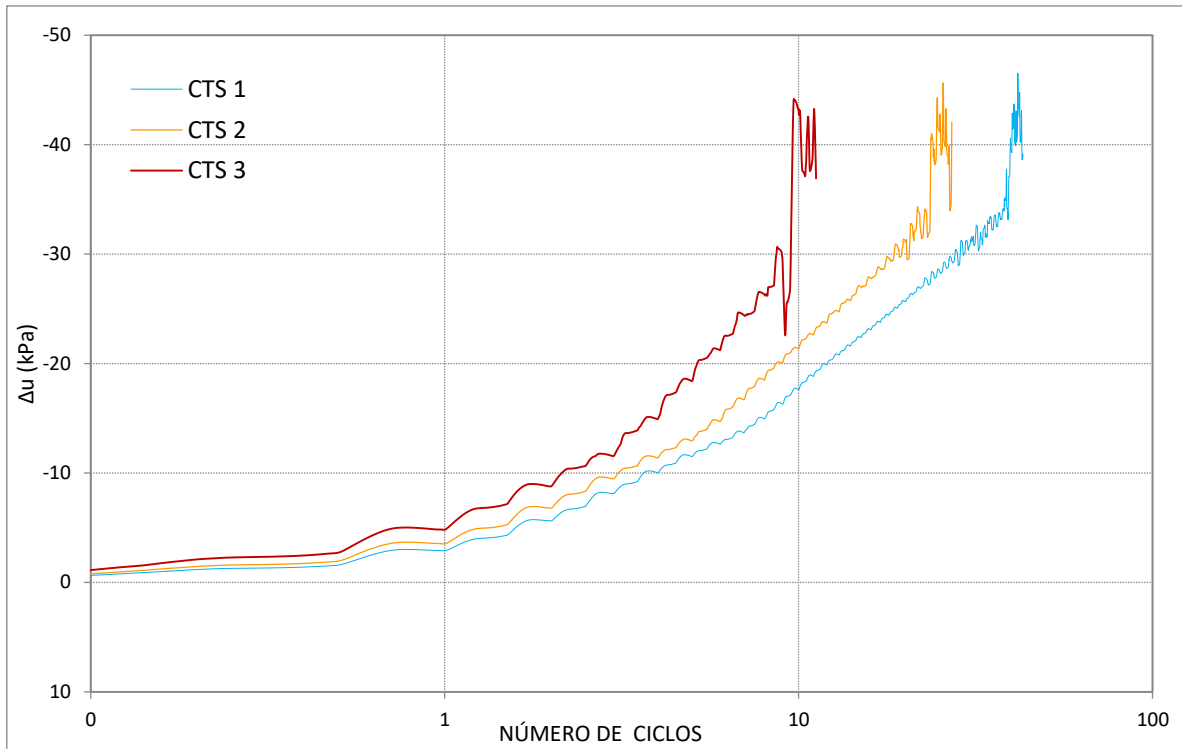


Figura 12.9 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=90$ y $K'=1$

En las Figuras 12.10, 12.12 y 12.13 se presentan los resultados obtenidos para $K' = 0.87$, se observa el exceso en la presión de poros para las tres condiciones de ensayo TXC, TCS Y CMB mencionadas anteriormente.

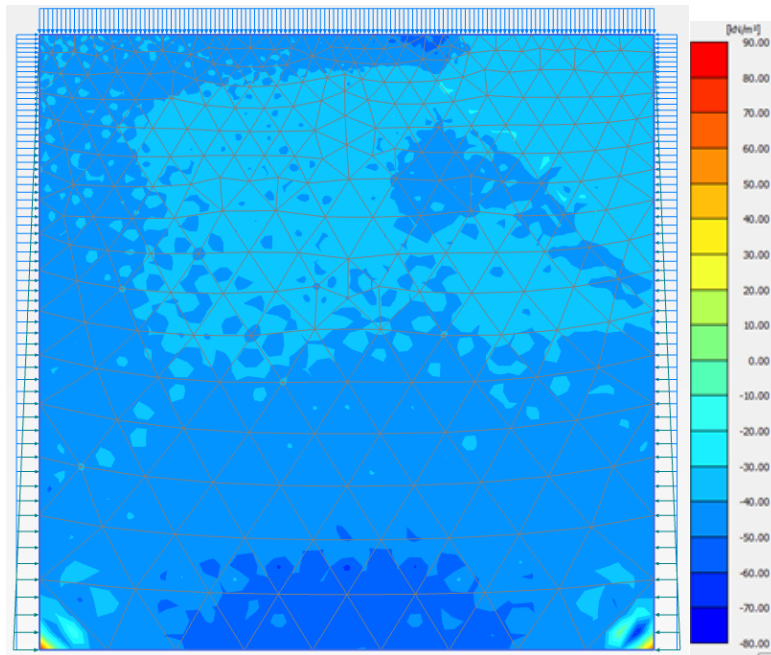


Figura 12.10 Exceso en la presión de poros de una muestra sometida a esfuerzo axial TXC y $K'=0.87$

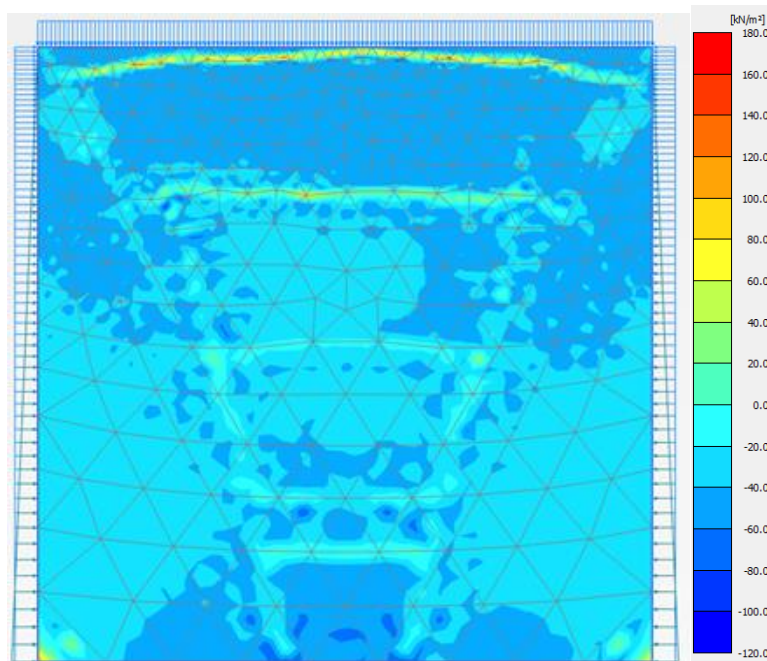


Figura 12.11 Exceso en la presión de poros de una muestra sometida a esfuerzo cortante TCS y $K'=0.87$

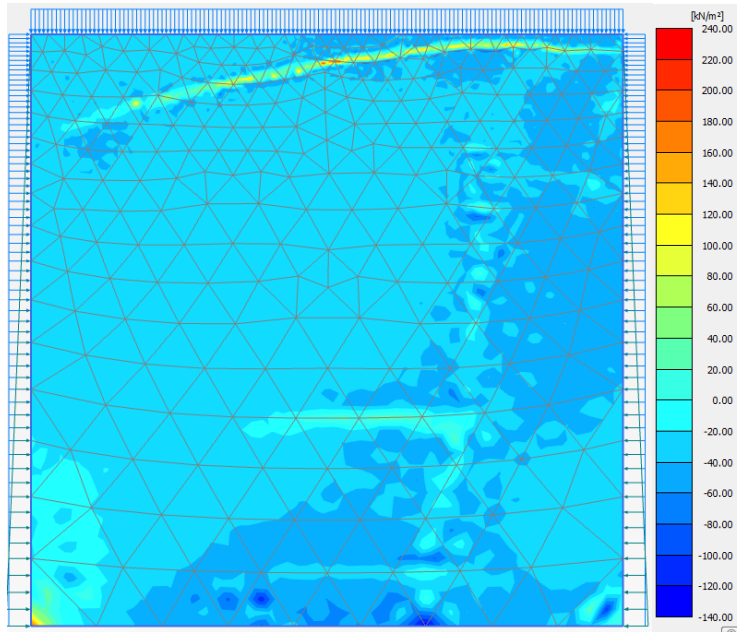


Figura 12.12 Exceso en la presión de poros de una muestra sometida a esfuerzo axial y cortante CMB y $K'=0.87$

En la Figura 12.13 se presenta la malla deformada de una muestra sometida a esfuerzo cortante.

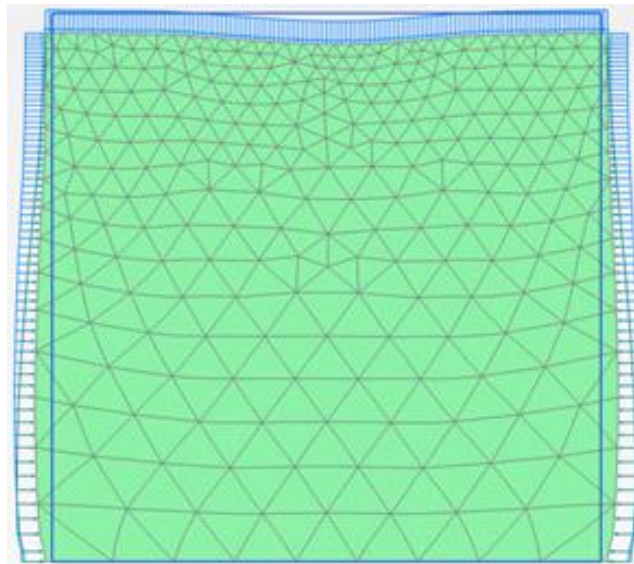


Figura 12.13 Malla deformada de una muestra sometida a esfuerzo cortante

Las Figuras 12.14, 12.15, 12.16 y 12.17 se relacionan a continuación, en donde se presentan los resultados dinámicos de las curvas de exceso de presión de poros vs número de ciclos para valores de $2\alpha=0, 30, 60$ y 90 respectivamente.

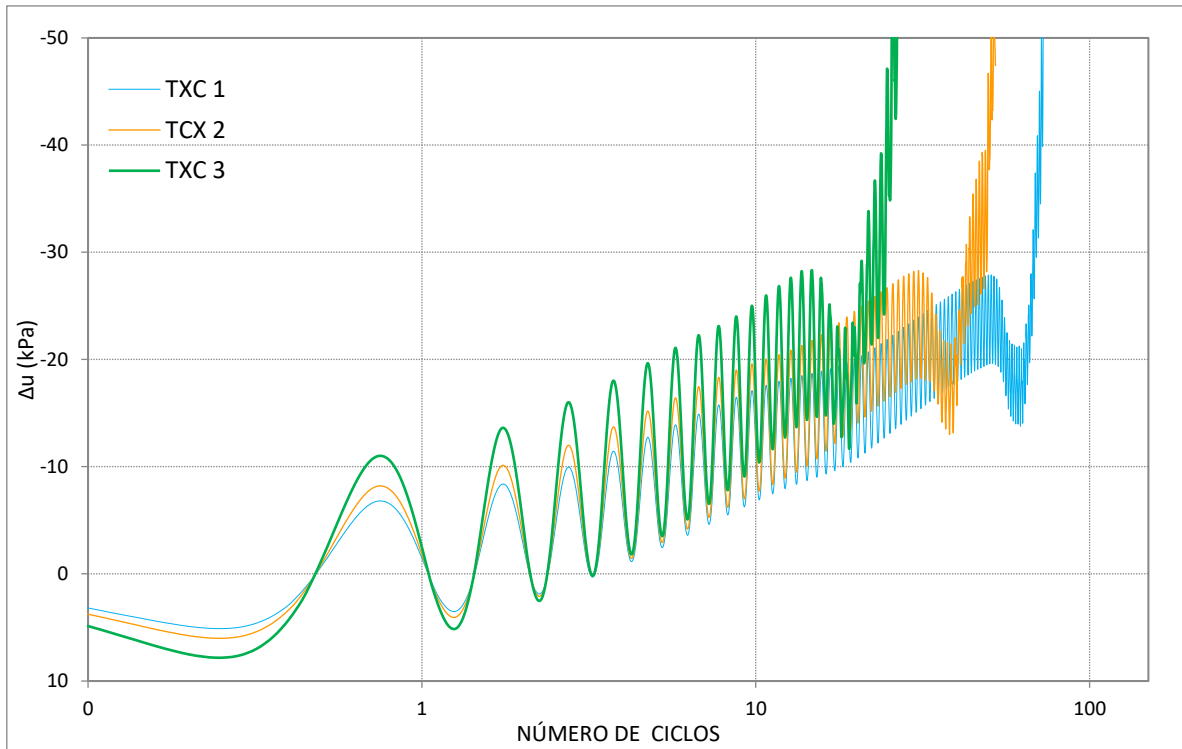


Figura 12.14 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=0$ y $K'=0.87$

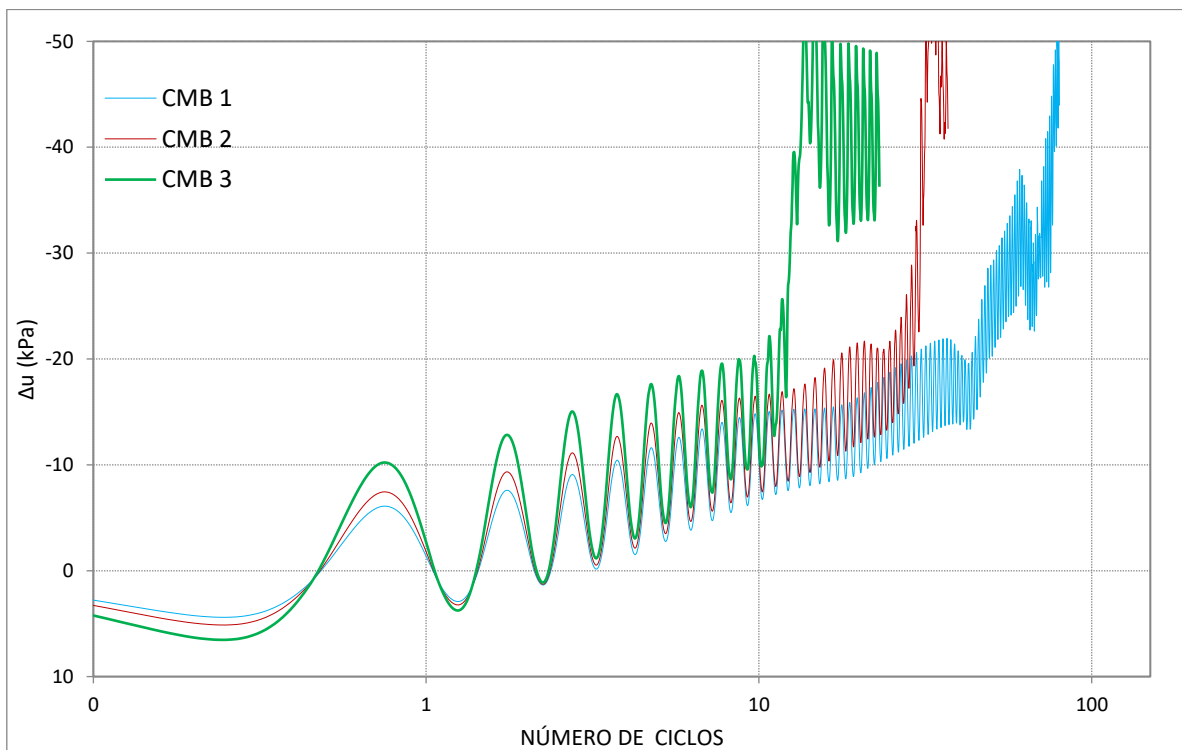


Figura 12.15 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=30$ y $K'=0.87$

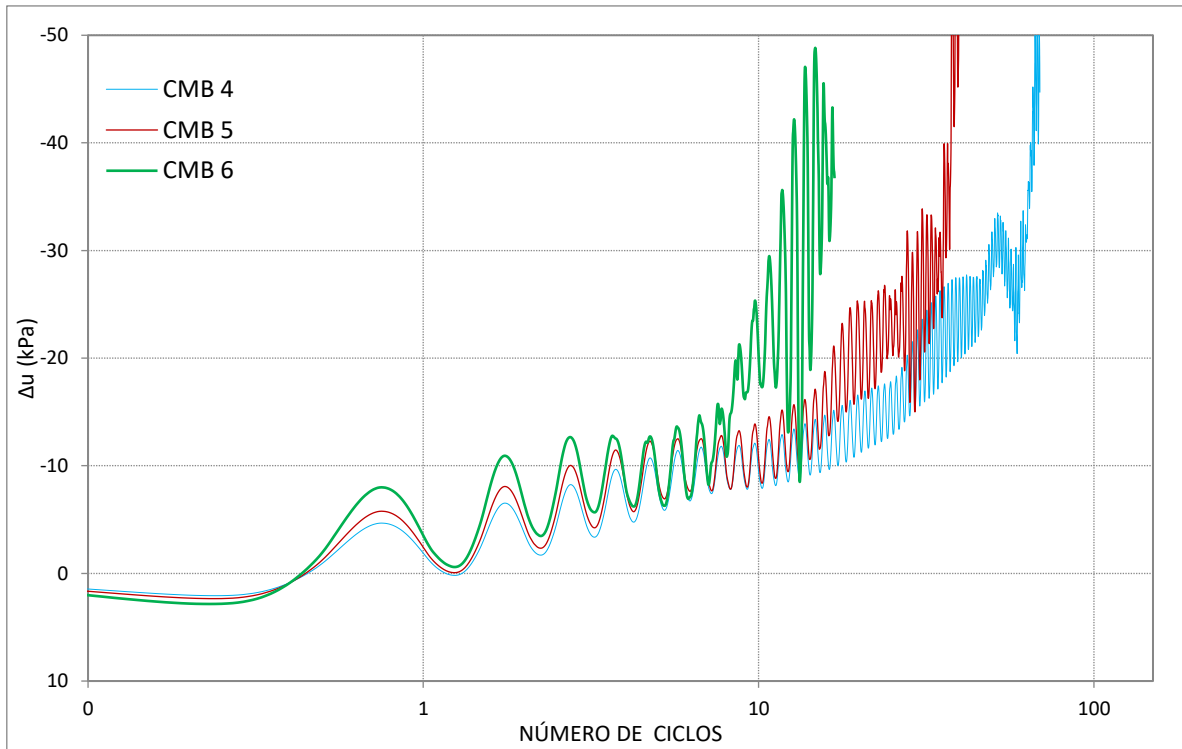


Figura 12.16 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=60$ y $K'=0.87$

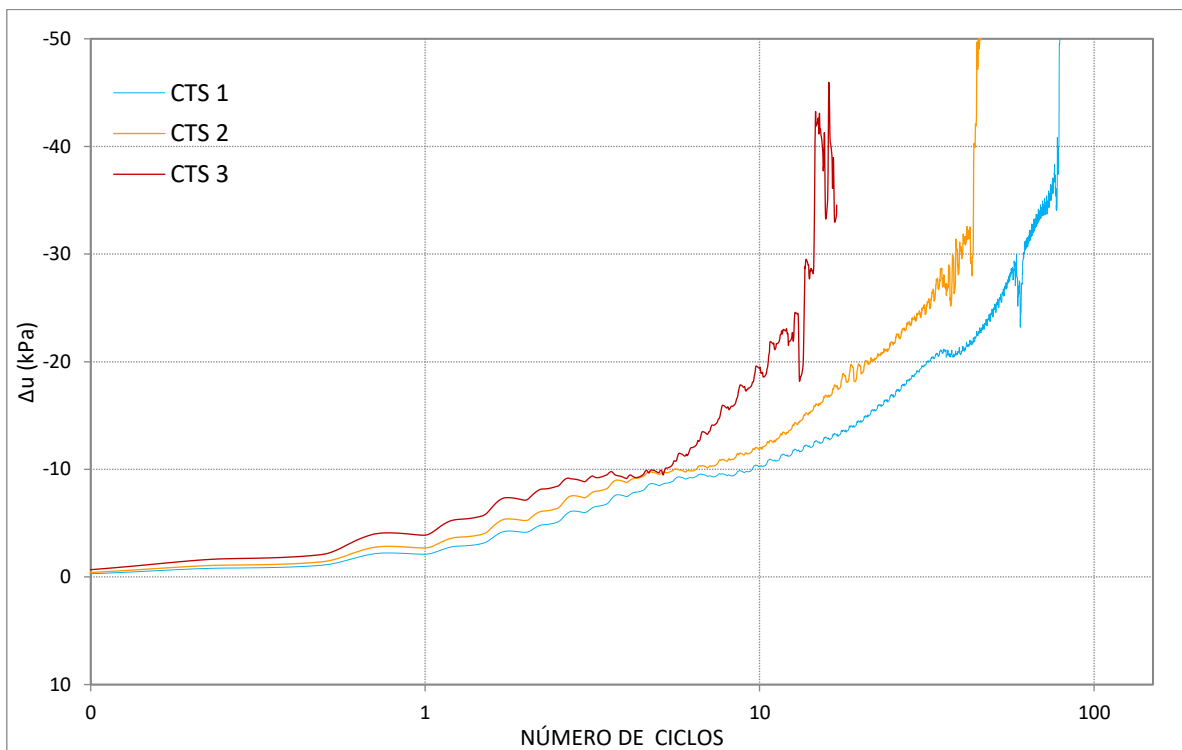


Figura 12.17 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=90$ y $K'=0.87$

Las Figuras 12.18, 12.19, 12.20 y 12.21 corresponden a los resultados obtenidos en la simulación con un $K' = 0.70$.

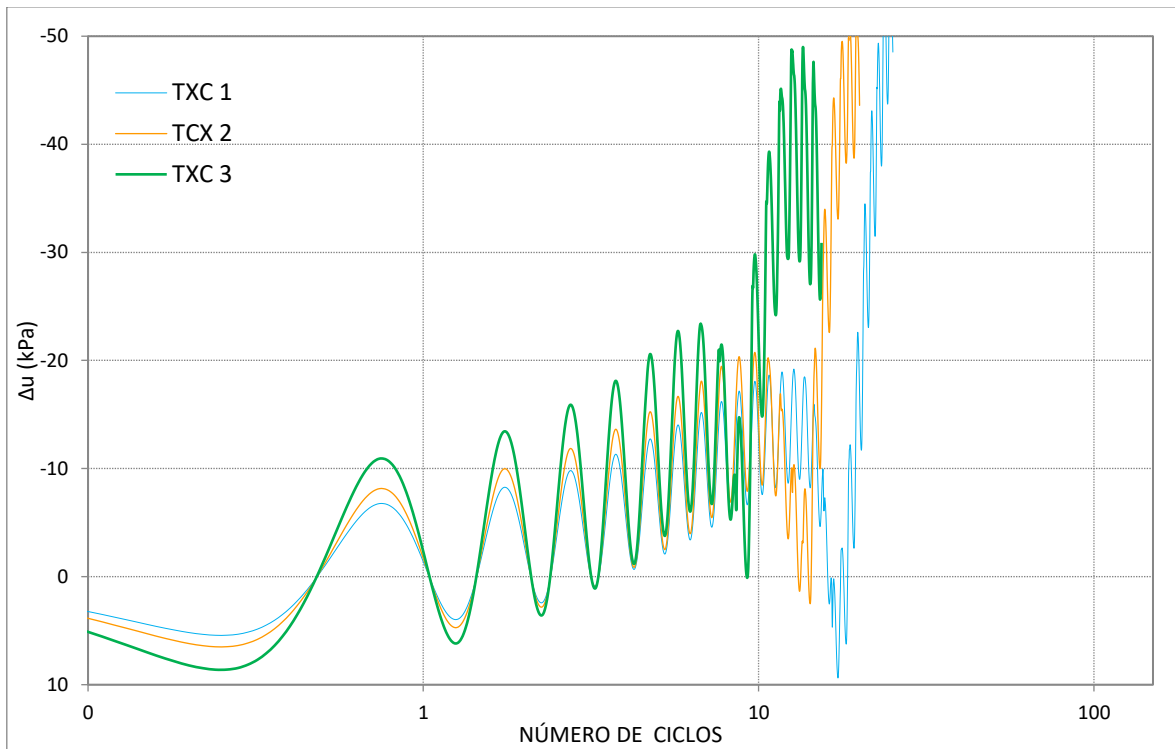


Figura 12.18 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=0$ y $K'=0.70$

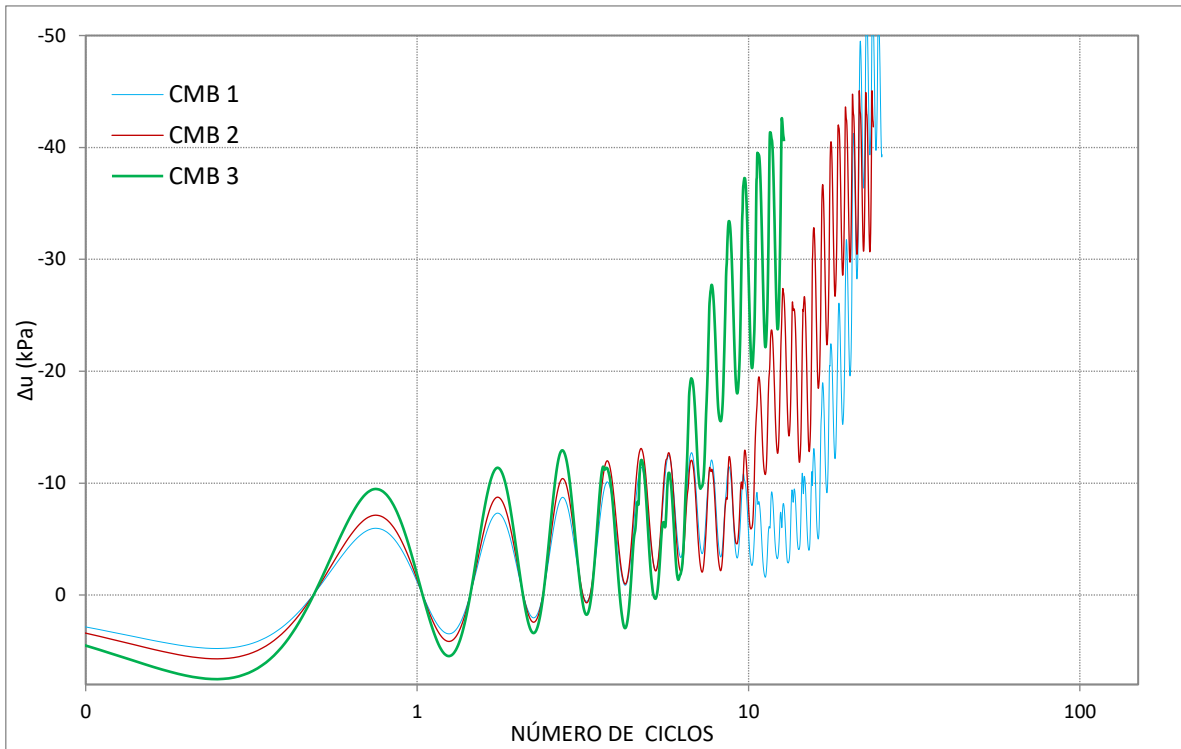


Figura 12.19 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=30$ y $K'=0.70$

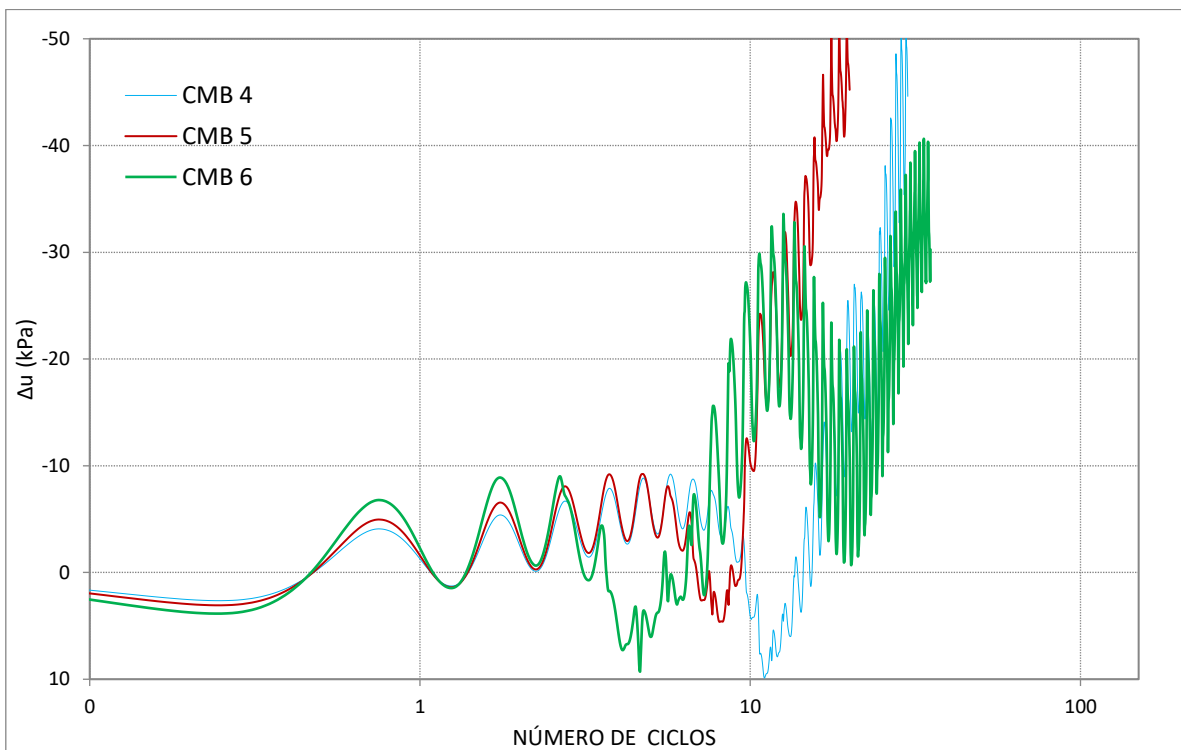


Figura 12.20 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=60$ y $K'=0.70$

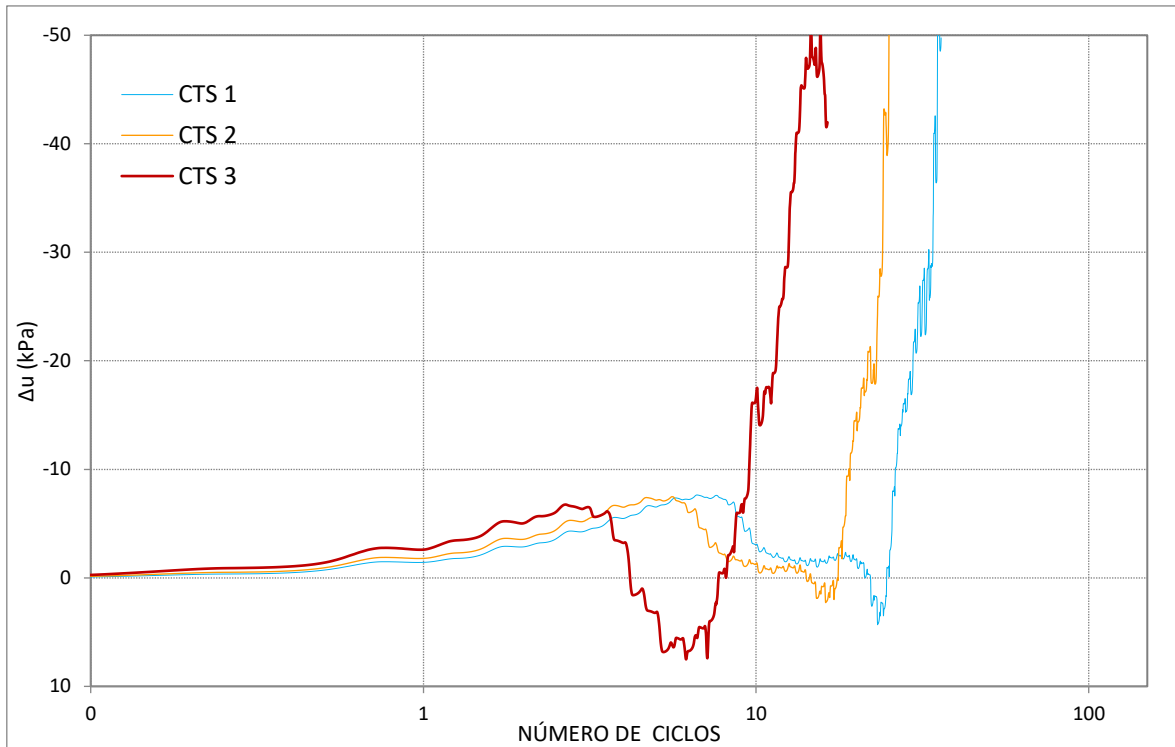


Figura 12.21 Evolución del exceso de presión de poros vs número de ciclos para $2\alpha=90$ y $K'=0.70$

13 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Al observar y analizar el comportamiento de las 12 muestras de suelo y las curvas obtenidas se determinó el número de ciclos exacto en el cual el modelo se licua, evaluando el valor máximo alcanzado en el exceso de presión de poros. En las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 se presentan los resultados obtenidos de las curvas Δu – Número de ciclos para los 3 valores de CSR y coeficientes de presión lateral de tierras $K' = 1, 0.87$ y 0.7 .

Tabla 13.1 Número de ciclos para licuación con un $K'=1$

CSR	q (kPa)	τ (kPa)	2α	# CICLOS	CONDICIÓN
0,1	10,0	0,0	0	147	TXC 1
	8,7	2,5	30	65	CMB 1
	5,0	4,3	60	39	CMB 4
	0,0	5,0	90	42	CTS 1
0,12	12,0	0,0	0	97	TXC 2
	10,4	3,0	30	32	CMB 2
	6,0	5,2	60	23	CMB 5
	0,0	6,0	90	26	CTS 2
0,16	16,0	0,0	0	39	TXC 3
	13,9	4,0	30	23	CMB 3
	8,0	6,9	60	11	CMB 6
	0,0	8,0	90	10	CTS 3

Tabla 13.2 Número de ciclos para licuación con un $K'=0.87$

CSR	q (kPa)	τ (kPa)	2α	# CICLOS	CONDICIÓN
0,10	10,0	0,0	0	72	TXC 1
	8,7	2,5	30	61	CMB 1
	5,0	4,3	60	68	CMB 4
	0,0	5,0	90	79	CTS 1
0,12	12,0	0,0	0	51	TXC 2
	10,4	3,0	30	32	CMB 2
	6,0	5,2	60	38	CMB 5
	0,0	6,0	90	45	CTS 2
0,16	16,0	0,0	0	26	TXC 3
	13,9	4,0	30	16	CMB 3
	8,0	6,9	60	15	CMB 6
	0,0	8,0	90	16	CTS 3

Tabla 13.3 Número de ciclos para licuación para un $K'=0.70$

CSR	q (kPa)	τ (kPa)	2α	# CICLOS	CONDICIÓN
0,1	10,0	0,0	0	24	TXC 1
	8,7	2,5	30	24	CMB 1
	5,0	4,3	60	29	CMB 4
	0,0	5,0	90	35	CTS 1
0,12	12,0	0,0	0	19	TXC 2
	10,4	3,0	30	22	CMB 2
	6,0	5,2	60	19	CMB 5
	0,0	6,0	90	25	CTS 2
0,16	16,0	0,0	0	14	TXC 3
	13,9	4,0	30	14	CMB 3
	8,0	6,9	60	13	CMB 6
	0,0	8,0	90	15	CTS 3

Para cada K' se representan los valores de 2α y Número de ciclos en las Figuras 13.1, 13.2 y 13.3 apreciando la disminución del número de ciclos en el modelo con un coeficiente de presión lateral de tierras $K' = 0.87$, en los ensayos en donde la muestra de suelo es sometida a carga axial cíclica q . En las muestras CMB 4, 5 y 6 el número de ciclos aumenta al igual que las muestras sometidas a esfuerzo cortante τ . En el modelo con $K' = 0.87$ el número de ciclos de las muestras sometidas a esfuerzo cortante τ es mayor a las muestras que están sujetas a esfuerzo axial q esto se da porque el esfuerzo es aplicado horizontalmente, por ende, el suelo ofrece una mayor resistencia a la licuación cuando está sometido a un esfuerzo axial, lo que significa que la muestra de suelo se deforma y se licúa más rápido.

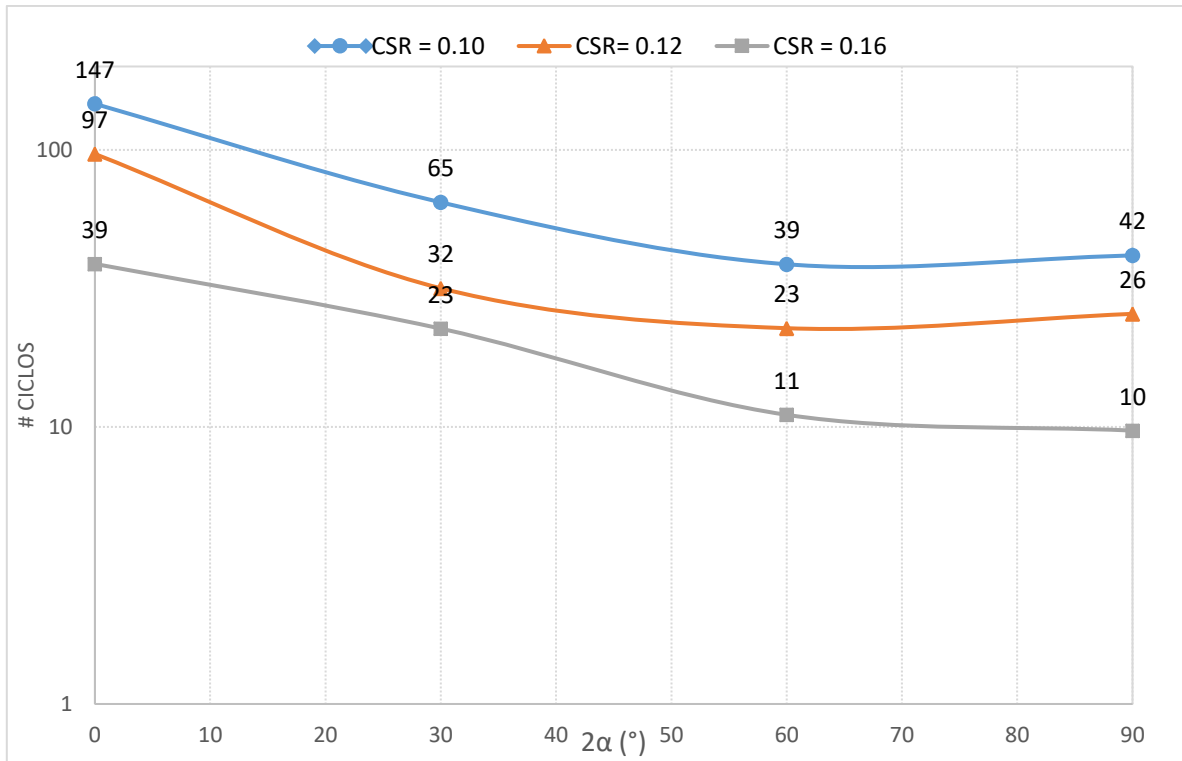


Figura 13.1 Número de ciclos para la licuación $K'=1$

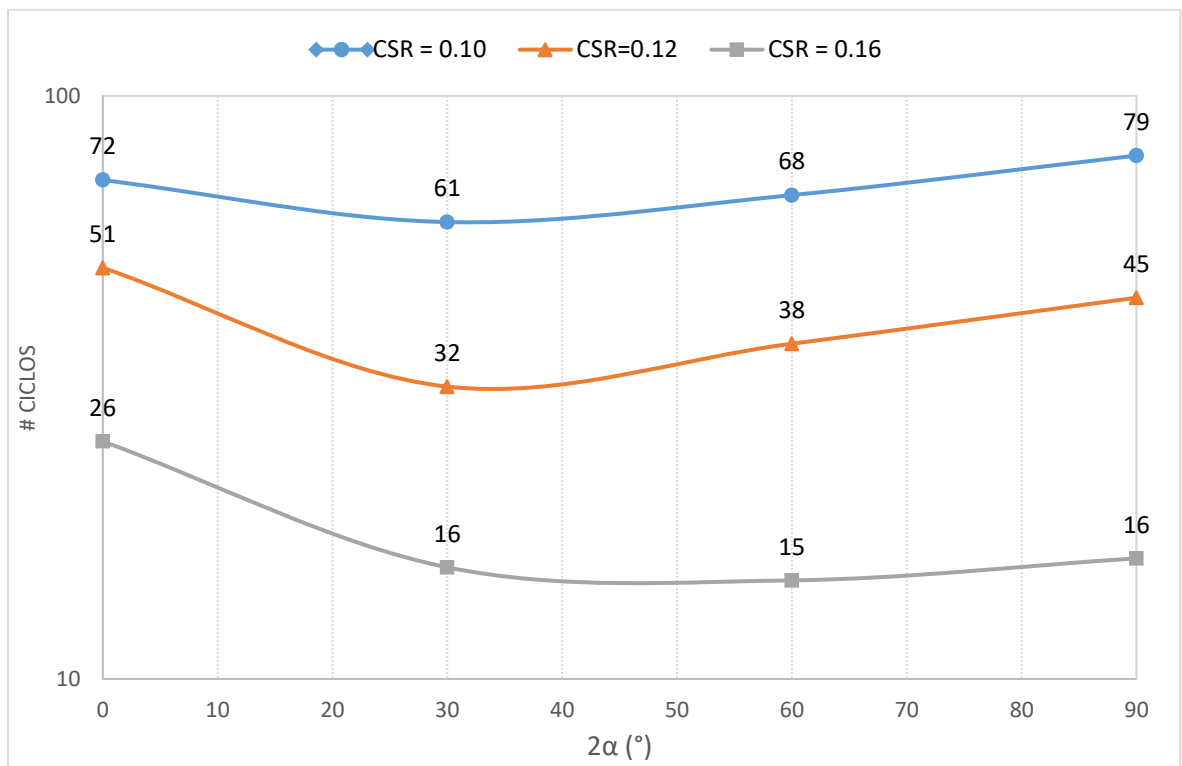


Figura 13.2 Número de ciclos para la licuación $K'=0.87$

Los resultados mostrados en la Figura 13.3 son más dispersos en relación a los modelos con $K' = 0.87$ y 1.0 observando una disminución en el número de ciclos en todos los ensayos, teniendo en cuenta que el confinamiento vertical es $\sigma'_v = 71 \text{ kPa}$ el número de ciclos de las muestras sometidas a un esfuerzo cortante τ sigue siendo mayor en comparación con las muestras que se encuentran bajo un esfuerzo axial. La gráfica que representa mejor comportamiento del número de ciclos en función del sentido de la aplicación de los diferentes esfuerzos, es la Figura 13.2 correspondiente al modelo con un $K' = 0.87$.

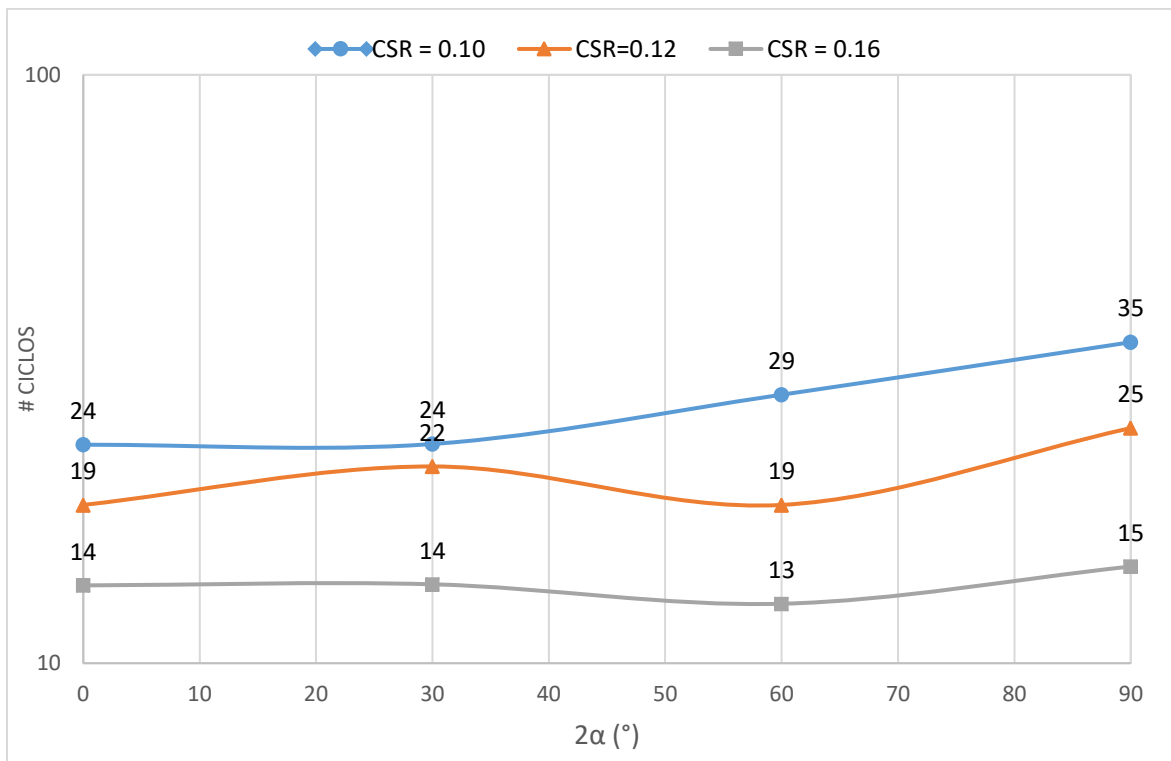


Figura 13.3 Número de ciclos para la licuación $K'=0.70$

Seguidamente se presentan los resultados obtenidos en ensayos experimentales realizados por Camacho-Tauta et al. (2018), en la tabla 13.4 se relacionan el número de ciclos de cada muestra en la cual el suelo sufrió licuación. Considerando que los ensayos en laboratorio fueron realizados bajo un coeficiente de presión de tierras $K' = 0.87$, en otros términos, el

confinamiento horizontal $\sigma'_h = 50 \text{ kPa}$ y el confinamiento vertical $\sigma'_v = 57 \text{ kPa}$ por ende la muestra de suelo no estaba en condición isotrópica.

Tabla 13.4 Resultados experimentales. Camacho-Tauta et al. (2018)

RESULTADOS EXPERIMENTALES					
CSR	$q \text{ (kPa)}$	$\tau \text{ (kPa)}$	2α	# CICLOS	CONDICIÓN
0,1	10,0	0	0	438	TXC 1
	8,7	2,5	30	239	CMB 1
	5,0	4,3	60	523	CMB 4
	0,0	5	90	1452	CTS 1
0,12	12,0	0	0	83	TXC 2
	10,4	3	30	26	CMB 2
	6,0	5,2	60	43	CMB 5
	0,0	6	90	132	CTS 2
0,16	16,0	0	0	12	TXC 3
	13,9	4	30	7	CMB 3
	8,0	6,9	60	14	CMB 6
	0,0	8	90	27	CTS 3

Los resultados experimentales se representan en la Figura 13.4 observando que el número de ciclos obtenidos en $2\alpha=90$ es decir las muestras sometidas a esfuerzo cortante τ , son mayores en relación a los ensayos TXC y CMB, mientras que las muestras que están bajo la aplicación simultánea de esfuerzos requieren de un menor número de ciclos para licuarse respecto a las muestras sometidas a esfuerzo axial, debido a que el suelo ofrece una menor resistencia a la licuación al estar sometido a esfuerzos en dirección vertical y horizontal, por esa razón la presión de poros se incrementa en un tiempo menor.

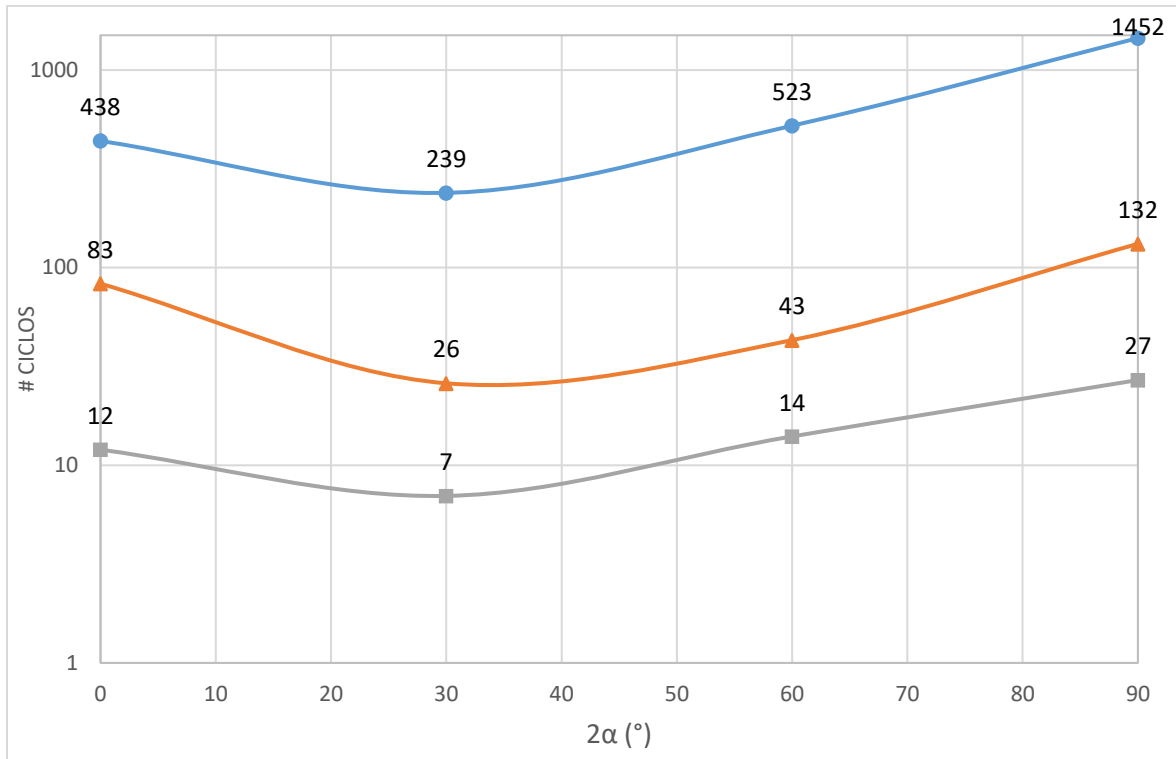


Figura 13.4 Número de ciclos experimentales para licuación. Camacho-Tauta et al. (2018)

Se confirma experimentalmente que la muestra CMB 3 requirió de siete ciclos para licuarse, debido a que está sometida a una magnitud de esfuerzo axial q y cortante τ cíclico mayor en proporción a las demás muestras. Mientras que la muestra que se licuó con un mayor número de ciclos fue la muestra CTS 1 ya que estaba sometida a un esfuerzo cortante τ mínimo de 5 kPa y el sentido de aplicación del esfuerzo era horizontal, por consiguiente, el suelo proporciona una mayor resistencia a la licuación.

En la tabla 13.5 se expone el resumen de los ciclos obtenidos en los tres casos simulados en el programa de elemento finitos Plaxis y los resultados obtenidos experimentalmente, seguido del cálculo del error porcentual teniendo como valor teórico los resultados obtenidos en laboratorio.

Tabla 13.5 Resumen de resultados y porcentaje de error

CSR	2 α	NÚMERO DE CICLOS				% ERROR RESPECTO A RESULTADOS EXPERIMENTALES		
		K'=1	K'=0.87	K'=0.70	EXPERIMENTAL	K'=1	K'=0.87	K'=0.70
0,10	0	147	72	24	438	67	84	95
	30	65	61	24	239	73	75	90
	60	39	68	29	523	93	87	95
	90	42	79	35	1452	97	95	98
0,12	0	97	51	19	83	16	39	78
	30	32	32	22	26	22	22	17
	60	23	38	19	43	47	13	57
	90	26	45	25	132	81	66	81
0,16	0	39	26	14	12	223	113	13
	30	23	16	14	7	223	122	95
	60	11	15	13	14	21	5	10
	90	10	16	15	27	64	40	46

El porcentaje de error obtenido de los ensayos con un CSR = 0.12 es menor respecto a los ensayos realizados con un CSR = 0.10 y 0.16, además se evidencia que en la muestra CMB 6 el porcentaje de error es mínimo con un valor del 5%, en algunas muestras de la simulación valor de CSR = 0.12 Y 0.16 el error no es tan variable, encontrándose en un rango entre el 15 y el 25%. El promedio de error de la simulación con un $K' = 0.87$ es del 60% siendo menor en relación a las simulaciones con $K' = 1.0$ y $K_0 = 0.70$, por lo tanto, el modelo que más se aproxima a los resultados experimentales corresponde a la simulación en la cual las condiciones de ensayo como confinamiento horizontal $\sigma'_h = 50 \text{ kPa}$ y confinamiento vertical $\sigma'_v = 57 \text{ kPa}$ fueron iguales a las utilizadas en laboratorio. En las Figuras 13.5, 13.6 y 13.7 se representan el porcentaje de error para cada simulación.

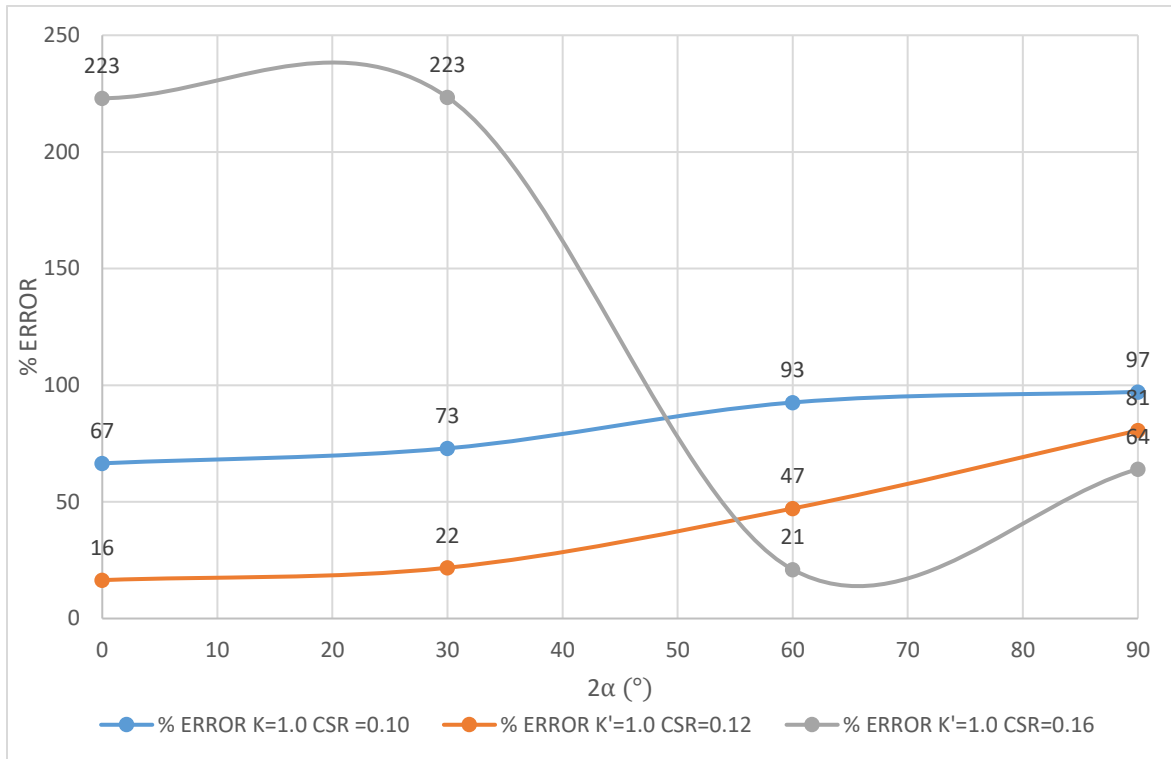


Figura 13.5 Porcentaje de error para la simulación con $K'=1.0$

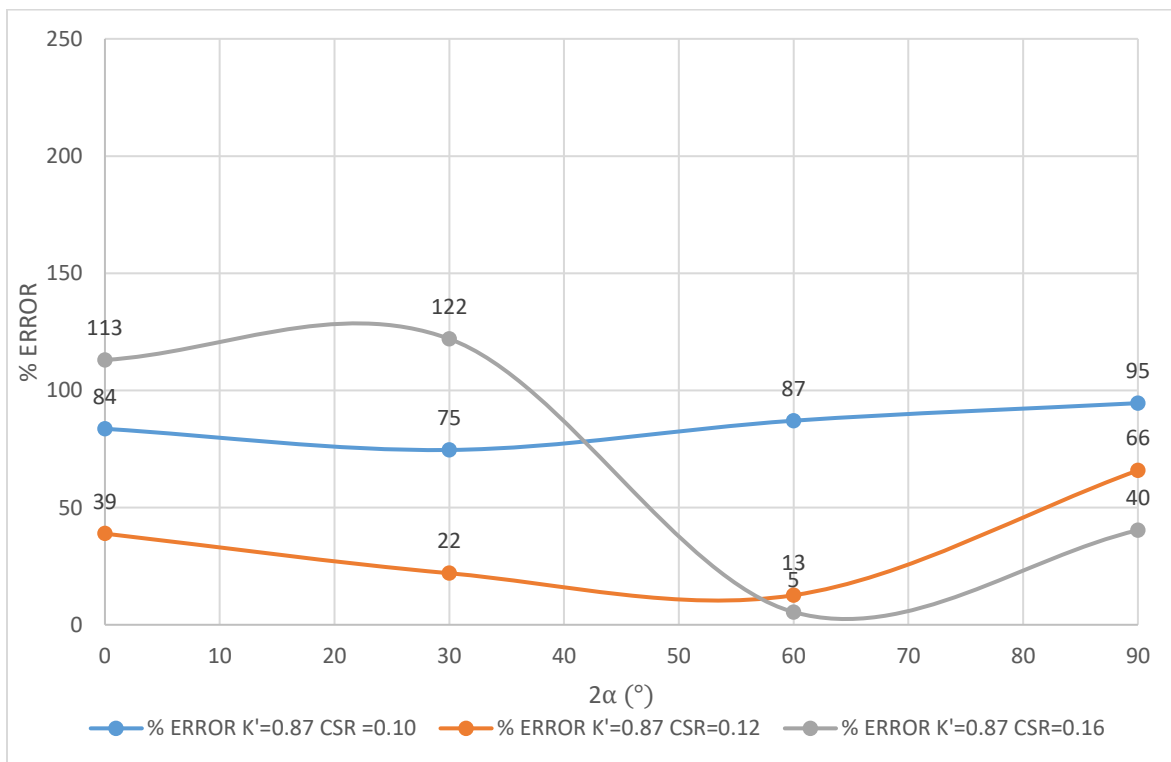


Figura 13.6 Porcentaje de error para la simulación con $K'=0.87$

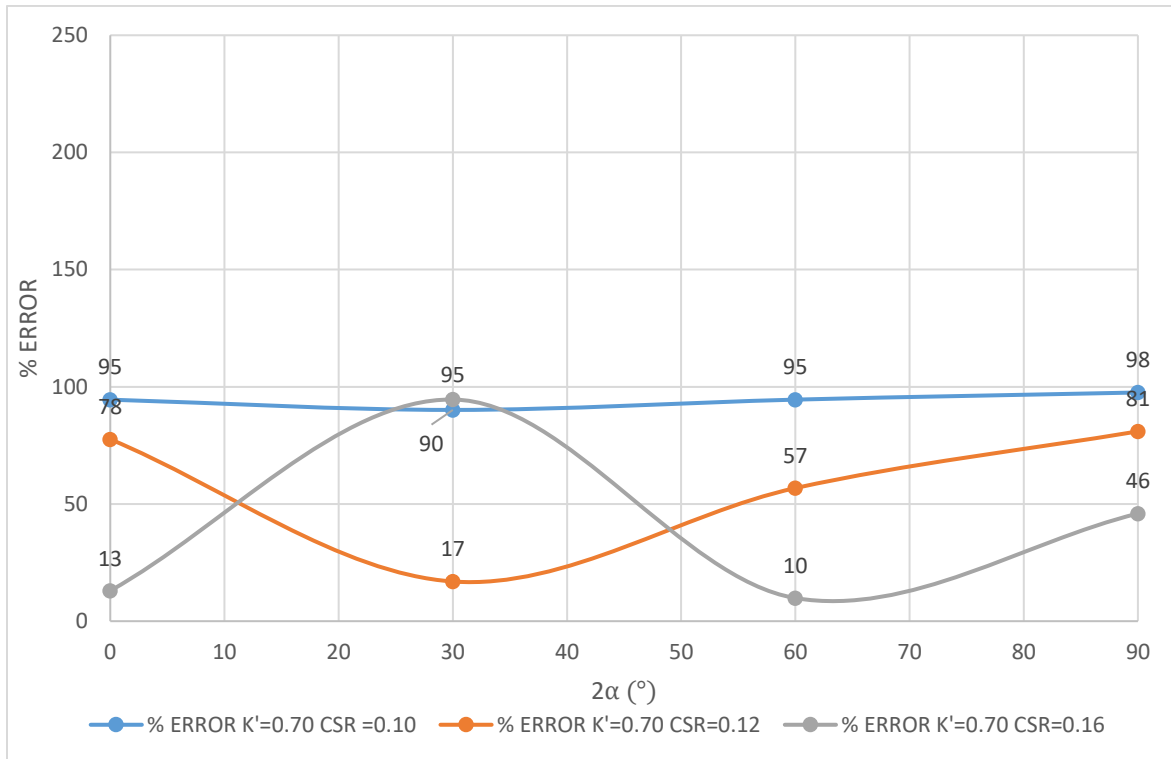


Figura 13.7 Porcentaje de error para la simulación con $K'=0.87$

En las Figuras 13,8, 13.9 y 13.0 se relacionan las comparaciones entre los resultados obtenidos en la simulación para cada valor de K' con el valor experimental.

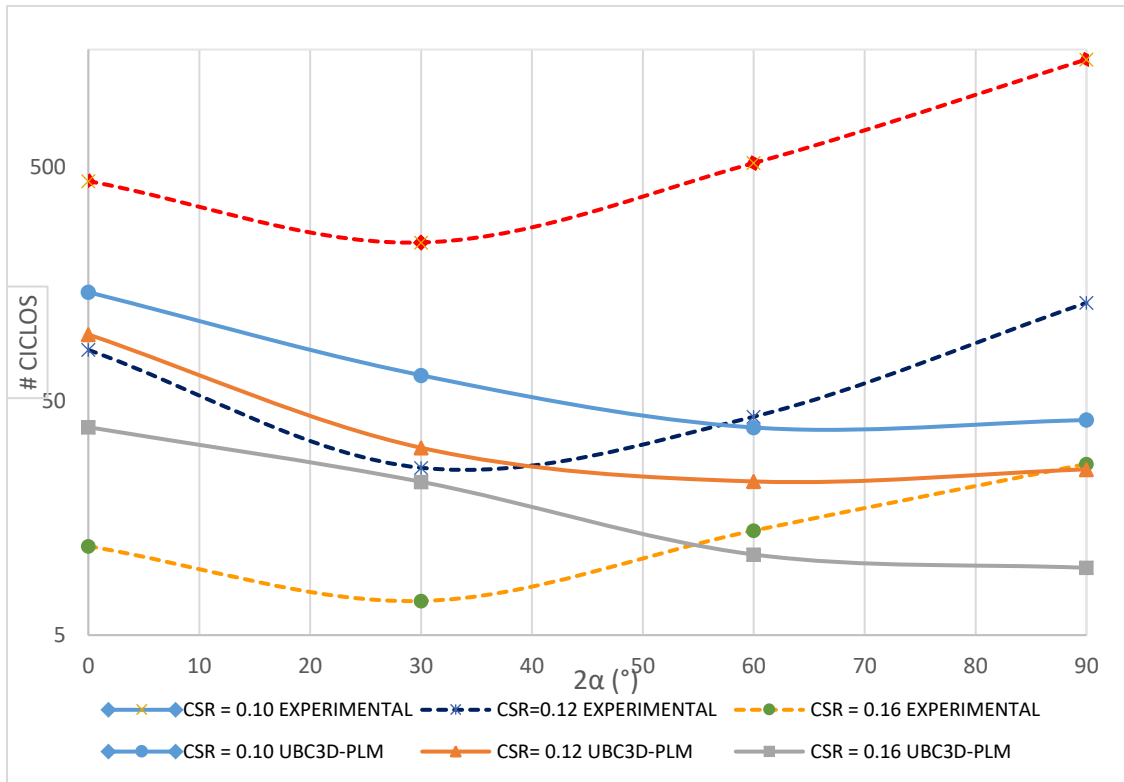


Figura 13.8 Comparación del modelo UBC3D-PLM $K'=1.0$ con resultados experimentales

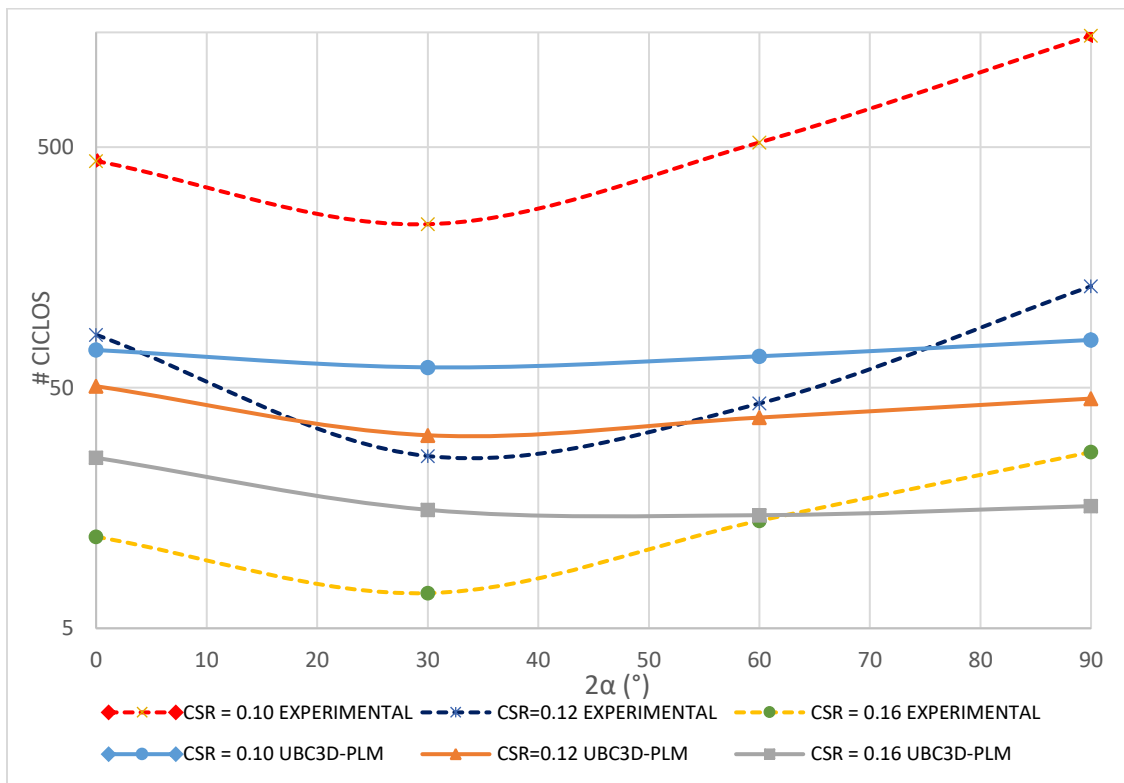


Figura 13.9 Comparación del modelo UBC3D-PLM $K'=0.87$ con resultados experimentales

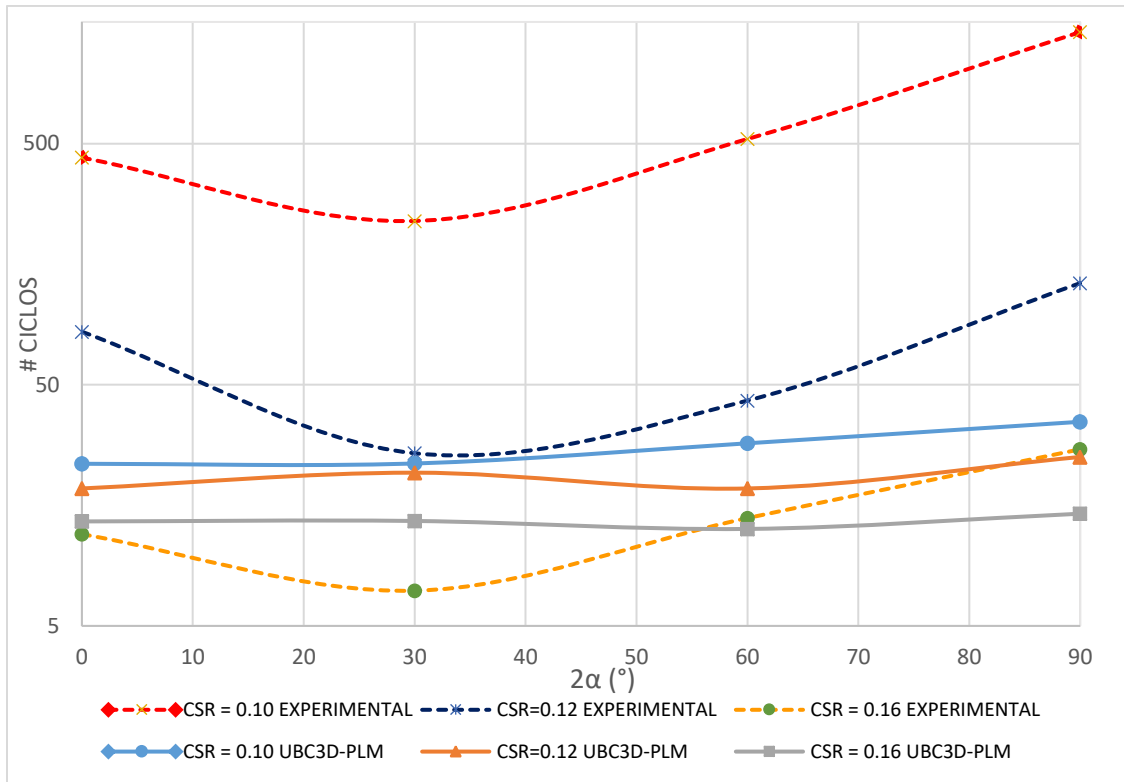


Figura 13.10 Comparación del modelo UBC3D-PLM $K'=0.7$ con resultados experimentales

Al revisar las Figuras anteriores se observa que en la Figura 13.9 la tendencia de la simulación en el programa de elementos finitos Plaxis con un $K' = 0.87$ se acerca más a la tendencia de los resultados experimentales respecto a la comparación entre las demás simulaciones. Los ensayos experimentales con un $CSR = 0.10$ están lejos respecto a los resultados obtenidos con el modelo UBC3D-PLM, pero los resultados de los ensayos con $CSR = 0.12$ Y 0.16 se aproximan más a los resultados obtenidos experimentalmente. El total de modelos que se realizaron en el programa de elementos finitos se licuaron, por lo cual la calibración cumplió con uno de los objetivos propuestos además que se hizo con los parámetros más cercanos a la arena y las condiciones de frontera del ensayo en laboratorio utilizadas, algunos ciclos no se aproximaron, pero sí tuvieron el mismo comportamiento esperado en la simulación.

14 CONCLUSIONES

- Los resultados obtenidos en la simulación presentan un comportamiento en el exceso de la presión de poros dinámico y creciente hasta igualar la magnitud del esfuerzo de confinamiento horizontal, lo que originó que cada modelo generado haya alcanzado el estado licuación.
- En general los diferentes modelos desarrollados no tienen la aproximación esperada en el número de ciclos en ciertos ensayos, de tal modo que el desempeño del modelo calibrado no fue del todo óptimo, debido a que el número de ciclos esperado cumple con pocos ensayos experimentales, esto se debe a que existe una variación en el procedimiento de como el programa de elementos finitos evalúa la combinación de esfuerzos sobre la muestra, pues al tener un modelo con geometría plana, Plaxis asimila los esfuerzos aplicados en dirección radial a la muestra de una forma diferente al comportamiento experimental.
- Al utilizar diferentes valores de K' se pudo evidenciar la variación en el número de ciclos, ya que cuando la muestra de suelo tiene un mayor esfuerzo de confinamiento el suelo es más resistente a ser licuación, lo que hace que el número de ciclos aumente. Cuando el esfuerzo de confinamiento vertical se incrementa en una proporción aun mayor, el número de ciclos disminuye a causa de que es sumado al esfuerzo axial cíclico lo que conlleva a que el suelo este sujeto a una condición de carga de mayor magnitud. Por eso el modelo realizado con un $K' = 0.70$, tiene el mismo comportamiento, pero el número de ciclos disminuyo, comprobando que el esfuerzo efectivo vertical influye en la aplicación del esfuerzo axial cíclico, mientras

que en el modelo con $K' = 0.87$ se obtuvieron resultados más cercanos al ensayo experimental.

- En el modelo isotrópico es decir $K' = 1.0$, se obtuvieron números de ciclos más elevados para los ensayos TXC, en otras palabras, las muestras sometidas a esfuerzo axial cíclico, comprobando que el esfuerzo de confinamiento vertical σ_v influye de manera directa en el comportamiento del suelo estando sujeta la muestra solo a la magnitud del esfuerzo axial cíclico q . Debido a que el material se encuentra en un estado suelto e isotrópico, al aplicar un esfuerzo cíclico paralelo al sentido del confinamiento el suelo tiene una mayor resistencia a la licuación.
- Se determinó el número de ciclos exacto en el que cada muestra de suelo se licuó, observando en las gráficas generadas que el comportamiento dinámico del exceso de presión de poros es similar en los tres modelos generados cada uno con diferentes condiciones de confinamiento.
- Al ser comparadas las gráficas del Número de ciclos - 2α obtenidas en la simulación y experimentalmente se verificó que los ensayos realizados con un valor de $CSR=0.10$ requieren de un mayor número de ciclos, por lo tanto, a medida que CSR aumenta el número de ciclos disminuye. Tanto en la simulación como en los ensayos experimentales se confirma que el comportamiento de la muestra de suelo en función del CSR es similar.
- El método de los elementos finitos permitió calibrar y evaluar el comportamiento del suelo, observando resultados que no fueron del todo óptimos, pero para el caso de algunos ensayos si se obtuvo mayor similitud en el número de ciclos, el modelo se desarrolló teniendo en cuenta todos los factores que conllevan a que un suelo sea

potencialmente licuable desde el porcentaje de saturación hasta las condiciones de esfuerzo cíclico aplicado.

- En el desarrollo de este trabajo se presentó un método en donde se logró observar y evidenciar que tan susceptible es un depósito de suelo a licuarse, además de la visualización en tiempo real de la manera en la que se distribuyen los esfuerzos efectivos y el exceso de la presión de poros a lo largo de una muestra de suelo. En el modelo se tienen variables que se pueden modificar según sea el caso a modelar como: las condiciones de frontera, las condiciones de carga dinámica que se quiera simular y el comportamiento en general cuando se tienen estructuras sobre el depósito de suelo.
- Se evaluó el comportamiento del modelo utilizando dos modelos constitutivos en la simulación, obteniendo resultados más acertados en la implementación del modelo de licuación UBC3D-PLM.

15 RECOMENDACIONES

- Se recomienda utilizar la calibración realizada en el programa con la versión 3D, por lo cual se tendrá mayor certeza del comportamiento tridimensional de la muestra de suelo, además de la distribución de los esfuerzos efectivos de manera que el modelo sea más próximo a las condiciones reales de un ensayo experimental.
- En el cálculo de los parámetros de entrada del modelo UBC3D-PLM se determinaron en base a los resultados experimentales, es decir, se tiene una aproximación en las propiedades del suelo, pero se recomienda tener datos del valor del N_{60} obtenido en campo, puesto que las diferentes ecuaciones del modelo están en función del número de golpes del SPT y así tener mayor confiabilidad de las propiedades del material a la hora de llevar a cabo la simulación numérica.

16 BIBLIOGRAFÍA

Alarcón, A. (1994). Los sismos del Atrato medio 17 y 18 de octubre de 1992 Noroccidente de Colombia. Revista Ingeominas. Volumen (4), 52.

Alva, J; Ishiyama, Y; Fukumoto, S; Kumagai, Y; Kuroiwa, J; y Torres R, El terremoto de Loma Prieta (San Francisco) del 17 de octubre de 1989. Lima, PE; feb. 1990.

Aristizabal, Victor & Fulla, Marlon & Florez, Camilo. (2012). Ondas sísmicas y sensores inalámbricos: herramientas potenciales para la prospección de subsuelos a baja profundidad. Revista Cintex. 80.

Audemard, F., Gómez, J., Tavera, H y Orjuela, N. (2005). Soil Liquefaction During the Arequipa Mw 8.4 June 23 2001 Earthquake, Southern coastal Peru, *ELSEVIER*, Volumen (78).

Casagrande, A. (1976). *Liquefaction and cycling mobility of sands a critical review*. Harvard Soil Mechanics Series 88.

Camacho-Tauta, J.; Ibraim, E.; Diambra, A. (2018) *Assessment of cyclic stress strength under different orientations of principal stress axis*. Manuscrito en preparación.

Díaz, A., (2006), *Dinámica de suelos*, México DF, México: Noriega Editores.

Díaz, Y., López, E. (2008). Plaxis como herramienta de modelación para la solución de algunos problemas geotécnicos reales en la ciudad de punta arenas. Trabajo de titulación.

Flores, Francisco. (2007). Un modelo discreto para la evaluación de desplazamientos laterales inducidos por sismos en suelos granulares.

Garzón, L. (2012) Factores que condicionan la generación de procesos de licuación durante eventos sísmicos. Trabajo de grado para optar al título de ingeniero civil.

Gu W. H., Morgenstern N. R. y Robertson P. K., 1994, "Post-earthquake deformation analysis of Wildlife site", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 120, No. 2, pp333-349.

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

Kuwano, J., Ishihara, K., & Haya, H. (1991). Analysis on permanent deformation of embankments caused by earthquakes. Soils and foundations. Volumen (31). 97-110.

LACCEI (2008), Carrillo, A; Alcayhuaman, I, Licuación de suelos durante el sismo Pisco-Peru-2007

Markrey A., 1998, La Aplicación de los Sistemas de Información Geográfica al Análisis de Riesgo en América Latina, Red de Estudios Sociales en Prevención de Desastres en América Latina. Cap. 6: "Planificación Regional del Occidente Colombiano Bajo Consideración de las Restricciones por Amenazas".

Mendoza, J., Influencia de la granulometría en la licuación de arenas. Universidad de Costa Rica.

Numata y Mori, (2004), *Limits in the gradation curves of liquefiable soils*.

Plaxis 2D 2016. Tutorial manual, Material models, Reference manual.

Pereda, K., (2010). Licuación de suelos, recuperado de:
<http://licuefacciondesuelos.blogspot.com>

Ruiz, E. (2017). Agosto 17 de 1999-ocurre el terremoto de Izmit, Turquía. Ruíz-Healy times, Número 19.

Suarez, J., Capitulo 14. Comportamiento sísmico de las rocas y suelos subsidencia- dilatación fragilidad-licuefacción.

Tsuchida, T. y K'ester, J., (1988). Earthquake induced liquefaction of fine- grained soils- considerations from Japanese research, US Army corps of Engineers, *Washington DC*, Volumen (89).

Zafra Otero, Diego. (2017). ONDAS SÍSMICAS, su importancia para la geofísica y la humanidad.