

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**ANÁLISIS EN ELEMENTOS FINITOS CON EL MODELO
UBCSAND DE ENSAYOS TRIAXIALES MONOTÓNICOS EN
ARENAS PARA EVALUAR LICUACIÓN**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

DEYBI ALEJANDRO CHINCHAY POMA

ASESOR

M.Sc. Denys Parra Murrugarra

LIMA- PERÚ

2017

© 2017, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir la Tesis en su totalidad o en parte,
con fines estrictamente académicos.”**

Chinchay Poma, Deybi Alejandro

dchinchayp@uni.pe

Teléfono: 942648740

A Dios, por darme la oportunidad de vivir y estar conmigo en cada paso que doy y a mis padres Amalquio Chinchay y Daría Poma, por su amor y apoyo incondicional que me han entregado a lo largo de mi vida.

AGRADECIMIENTOS

Al finalizar un trabajo tan arduo y lleno de retos como el desarrollo de una tesis es inevitable que a uno le asalte una emoción de satisfacción por haber logrado la meta trazada. Sin embargo, el análisis objetivo demuestra inmediatamente que este aporte no hubiese sido posible sin la participación de personas e instituciones que han facilitado que este trabajo llegue a un feliz término. Por ello, es para mí un verdadero honor y placer utilizar este espacio para ser justo y consecuente con ellos, expresándoles mis agradecimientos.

- A la Universidad Nacional de Ingeniería, en especial a la prestigiosa Facultad de Ingeniería Civil, por haberme brindado la oportunidad de realizar mis estudios de pregrado y formarme tanto profesional como humanamente. Así mismo, a los diferentes docentes que me brindaron sus conocimientos y su apoyo para seguir adelante día a día.
- A mi asesor de tesis el M.Sc. Denys Parra, por haberme brindado la oportunidad de recurrir a su capacidad, experiencia y conocimiento científico; asimismo por su apoyo, exigencia y recomendaciones siempre acertadas, los cuales han sido fundamentales para la realización de este trabajo de investigación.
- Al Dr. Miguel Pando, de la Universidad de Carolina del Norte en Charlotte a quien tuve la gran oportunidad de conocer y haber contado con su asesoría en el desarrollo de mi tesis de maestría en la Pontificia Universidad Católica del Perú, centro en la cual realicé mis estudios de Posgrado a través del financiamiento del CONCYTEC. Este trabajo no hubiese sido concebido sin sus conocimientos, apoyo y recomendaciones siempre acertadas en el campo del análisis de elementos finitos, los cuales me inspiraron a realizar este trabajo de investigación.
- Al Dr. Rafael Aguilar, de la Pontificia Universidad Católica del Perú, por haberme brindado la oportunidad de ser parte del prestigioso grupo de investigación interdisciplinario “Engineering & Heritage” el cual lidera con éxito y sobre todo centro en la cual desarrollé la habilidad de la investigación y adquirí conocimientos en el campo del modelamiento numérico mediante elementos finitos.
- Al M.Sc. Guillermo Zavala, de la Pontificia Universidad Católica del Perú, por sus consejos y sugerencias de trabajar en el área de ingeniería

geotécnica, en especial en el tema de análisis de elementos finitos aplicados al fenómeno de licuación de suelos.

- A los Doctores Hee-Jeong Kang, Maziar Partovi y Kesio Palacio, soporte técnico de la compañía TNO DIANA, por sus recomendaciones, ayuda, compartirme información relevante al tema y absolver siempre mis dudas sobre la realización de los modelos numéricos en el programa de elementos finitos TNO DIANA.

Y finalmente quisiera hacer un especial agradecimiento a mi familia:

- A mis padres Amalquio y Daría, por el amor y apoyo incondicional que me han entregado a lo largo de mi vida.
- A mis hermanos Américo, Gianina, Paola y Cristhian, por los momentos inolvidables que hemos vivido juntos, por estar conmigo y apoyarme siempre.
- A mis tíos Alejandro, Marco y Mary, por el cariño y el apoyo incondicional que me brindaron durante mis estudios de pregrado y hacerme sentir en casa a pesar de estar lejos de la familia.

ÍNDICE

RESUMEN	5
ABSTRACT	6
PRÓLOGO	7
LISTA DE TABLAS	8
LISTA DE FIGURAS	9
LISTA DE SÍMBOLOS	14
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	17
1.1 GENERALIDADES	17
1.1.1 Antecedentes	17
1.1.2 Motivación	17
1.2 PROBLEMÁTICA	18
1.3 OBJETIVOS	19
1.3.1 Objetivo general	19
1.3.2 Objetivos específicos	19
CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO	20
2.1 INTRODUCCIÓN	20
2.2 ENSAYO TRIAXIAL DE SUELOS	20
2.3 COMPONENTES DEL ENSAYO TRIAXIAL	21
2.3.1 Celda triaxial	21
2.3.2 Membrana	21
2.3.3 Placas porosas	21
2.3.4 Bandas de papel filtro	22
2.3.5 Sistemas para la aplicación de presiones	22
2.3.6 Sistema de carga	23
2.3.7 Dispositivos de medida	23
2.4 PREPARACIÓN, MONTAJE Y FASES DEL ENSAYO TRIAXIAL	23
2.4.1 Muestras inalteradas	23
2.4.2 Muestras remoldeadas	24
2.4.2.1 Muestras remoldeadas de arena	24
2.4.2.2 Muestra remoldeada de suelo cohesivo	25
2.4.3 Montaje de la máquina triaxial	25
2.4.4 Fases del ensayo triaxial	27
2.4.4.1 Fase de confinamiento	27
2.4.4.2 Fase de corte	28

2.4.5	Diferencias entre ensayos bajo deformación controlada y esfuerzo controlado	29
2.4.5.1	<i>Ventajas de los ensayos de esfuerzo controlado</i>	29
2.4.5.2	<i>Desventajas de los ensayos de esfuerzo controlado</i>	29
2.5	ENSAYO TRIAXIAL MONOTÓNICO	30
2.5.1	Ensayo no consolidado no drenado o ensayo rápido (UU)	31
2.5.2	Ensayo consolidado no drenado (CU)	31
2.5.3	Ensayo consolidado drenado (CD)	32
2.6	COMPORTAMIENTO DE LAS ARENAS EN ENSAYOS TRIAXIALES MONOTÓNICOS	33
2.6.1	Steady state	34
2.6.2	Phase transformation y quasy-steady state	36
2.6.3	Inestabilidad	37
2.6.4	Comportamiento monotónico no drenado de arenas	38
2.6.5	Licuación	43
2.7	RESUMEN DE PUBLICACIONES SOBRE ANÁLISIS NUMÉRICO DE ENSAYOS TRIAXIALES EMPLEANDO EL MODELO CONSTITUTIVO UBCSAND.	45
2.7.1	Modelamiento numérico del proyecto canadiense de experimento de licuación (CANLEX)	45
2.7.2	Validación de la formulación del modelo UBCSAND en PLAXIS	47
	CAPÍTULO III: MODELO CONSTITUTIVO UBC SAND	50
3.1	INTRODUCCIÓN	50
3.2	COMPORTAMIENTO ELÁSTICO NO LINEAL	50
3.3	COMPORTAMIENTO PLÁSTICO	52
3.3.1	Funciones de fluencia	52
3.3.2	Regla de flujo	56
3.3.3	Mecanismo de endurecimiento monotónico	58
3.3.4	Mecanismo de endurecimiento cíclico	60
3.4	COMPORTAMIENTO NO DRENADO	62
	CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL MODELO UBC SAND	63
4.1	PARÁMETROS ASOCIADOS A LA RESPUESTA ELÁSTICA	63
4.1.1	Presión de referencia	63
4.1.2	Exponentes elásticos	63

4.1.3	Relación de Poisson	64
4.1.4	Número del módulo de corte elástico	64
4.1.5	Número del módulo volumétrico elástico	65
4.2	PARÁMETRO ASOCIADO A LA RESPUESTA INICIAL DE LA ARENA	68
4.3	PARÁMETROS ASOCIADOS A LA RESPUESTA PLÁSTICA DE CORTE	69
4.3.1	Exponente plástico de corte	69
4.3.2	Número del módulo de corte plástico	69
4.3.3	Ángulo de fricción en la falla	70
4.3.4	Relación de falla	71
4.3.5	Ángulo de fricción a volumen constante	72
4.4	PARÁMETROS ASOCIADOS A LA RESPUESTA PLÁSTICA DE COMPRESIÓN	73
4.4.1	Posición inicial de la superficie de fluencia de compresión	73
4.4.2	Exponente plástico de compresión	74
4.4.3	Número del módulo volumétrico plástico	74
4.5	PARÁMETROS ASOCIADOS AL COMPORTAMIENTO COHESIVO	74
4.5.1	Cambio de presión	74
4.5.2	Parámetro de tracción	75
4.6	PARÁMETROS ASOCIADOS AL COMPORTAMIENTO NO DRENADO	75
4.6.1	Porosidad	76
4.6.2	Parámetro B de Skempton	76
4.6.3	Módulo volumétrico del fluido	76
4.7	PARÁMETROS ASOCIADOS AL COMPORTAMIENTO CÍCLICO	77
4.7.1	Factor de pre licuación	77
4.7.2	Factor de pos licuación	77
4.8	PARÁMETROS ADICIONALES	77
4.8.1	Parámetros de contorno de fluencia	77
4.8.2	Parámetro de rigidez adicional	78
4.9	RESUMEN DE LOS PARÁMETROS DE ENTRADA	78
CAPÍTULO V: VERIFICACIÓN Y VALIDACIÓN DEL MODELO UBC SAND		80
5.1	CONCEPTO DE VALIDACIÓN	80
5.2	MÉTODOS DE VALIDACIÓN	82
5.2.1	Validación de modelos constitutivos y parámetros	82
5.2.2	Validación de condiciones iniciales	84

5.2.3	Validación de la exactitud de los resultados	84
5.3	SOFTWARES DE INVESTIGACIÓN EN EL ANÁLISIS NUMÉRICO DE ENSAYOS TRIAXIALES EN ARENAS	85
5.4	VALIDACIÓN DEL ANÁLISIS NUMÉRICO DEL ENSAYO TRIAXIAL MONOTÓNICO	86
5.4.1	Procedimiento de validación	86
5.4.2	Validación del ensayo triaxial monotónico drenado	87
5.4.3	Validación del ensayo triaxial monotónico no drenado	90
CAPÍTULO VI: ANÁLISIS NUMÉRICO DE ENSAYOS TRIAXIALES MONOTÓNICOS EN ARENAS		95
6.1	FASE EXPERIMENTAL	95
	Principales aspectos	95
6.1.1	Metodología de los ensayos	96
6.2	COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL	96
6.3	ANÁLISIS NUMÉRICO	99
6.4	TENDENCIAS FUTURAS	106
CONCLUSIONES		108
RECOMENDACIONES		112
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		113
ANEXOS		121

RESUMEN

El estudio desarrollado en esta tesis está enfocado en la modelización del comportamiento mecánico de arenas en el ensayo triaxial monotónico a través del empleo del modelo constitutivo de plasticidad esfuerzo efectivo tridimensional UBCSAND modificado e implementado en el programa de elementos finitos TNO DIANA. UBCSAND es un modelo sofisticado, que puede ser usado tanto en la ingeniería práctica como en la investigación, esto último ha sido comprobado en este trabajo mediante un proceso de verificación y validación de la implementación del modelo en el programa TNO DIANA, tal como se describe en el quinto capítulo. Los parámetros del modelo pueden ser calculados a partir de datos medidos directamente de ensayos triaxiales en arenas mediante procedimientos normalizados y conocidos por la comunidad geotécnica. Para este propósito, en este trabajo se ha desarrollado una metodología sobre la obtención detallada de cada uno de los parámetros del modelo con base en distintas publicaciones existentes en la literatura, así como también en base a las ideas propuestas por el autor, tal como se describe en el cuarto capítulo. Lo anterior constituye una ventaja frente a otros modelos para fines similares cuyos parámetros de entrada son más tediosos de calcular y generalmente requieren de distintos tipos de pruebas generando consigo un mayor costo. Una ventaja adicional de este modelo es que está implementado en otros programas computacionales orientados a geomateriales, tales como el FLAC, PLAXIS y Midas GTS los cuales han sido verificados y validados en distintos trabajos, tal como se reporta en la literatura.

La resistencia al corte de la arena en estudio es reproducida para trayectorias de carga monotónica que producen la falla del material tales como la licuación estática. Dicho comportamiento que presentan las arenas de baja densidad relativa ha sido reproducido con precisión por el modelo y los resultados del proceso de calibración muestran buena concordancia con la data experimental. La comparación entre las observaciones experimentales y los modelos calibrados en términos de esfuerzos, deformaciones, presiones de poros y trayectorias de esfuerzos efectivos se presentan en el sexto capítulo.

ABSTRACT

This study is focused on the numerical modeling of the behavior of sands in the triaxial monotonic test through the three-dimensional effective stress plasticity model modified UBCSAND and implemented in the TNO DIANA computer code. The UBCSAND is a sophisticated model that can be used in both practical engineering and research. The above has been verified in this work through a process of verification and validation of its implementation in TNO Diana carried out in the fifth chapter. The parameters of the model can be calculated from data measured directly from triaxial tests of sands by standard procedures and known by the geotechnical community. For this purpose, in this work a methodology has been developed for obtaining each one of the model parameters based on different publications in the literature, as well as based on the ideas proposed by the author, as described in the fourth chapter. This is an advantage compared to other models for similar purposes, whose input parameters are more tedious to calculate and generally require different types of tests generating a higher cost. Another advantage of this model is that it is implemented in other computer programs oriented to geomaterials such as FLAC, PLAXIS and Midas GTS which have been verified and validated in different works, as reported in the literature.

The shear strength of the sand under study is reproduced for monotonic loading paths that cause material failure such as static liquefaction. This behavior of the low relative density sands has been predicted accurately by the model and the results of the calibration process show a good agreement with the experimental data. The comparison between the experimental observations and the calibrated models in terms of stresses, strains, pore pressures and effective stress paths, are presented in the sixth chapter.

PRÓLOGO

Desde hace 50 años el análisis geotécnico utilizando el método de elementos finitos ha sido realizado en problemas asociados al comportamiento mecánico de los suelos. Por otro lado, el importante desarrollo computacional ocurrido en los últimos años permite la simulación numérica de situaciones cada vez más complejas. Para estos fines, existe la posibilidad de utilizar códigos de elementos finitos capaces de describir el comportamiento no lineal de materiales en general. Asimismo, es fundamental en el uso de estos programas la correcta elección y calibración del modelo constitutivo del material para obtener resultados válidos.

Inspirado en el enunciado anterior, en esta investigación se ha realizado el proceso de verificación y validación del modelo constitutivo UBCSAND implementado en el programa de elementos finitos TNO DIANA. Este proceso se ha llevado a cabo con el fin de modelar el comportamiento de arenas saturadas en ensayos de compresión triaxial empleando el modelo y el programa en mención. Este modelamiento permite considerar cualquier confinamiento en el material, pudiéndose modelar los efectos de la falla en muestras de arenas saturadas. Para calibrar los parámetros del modelo se usan datos de ensayos triaxiales en muestras de arenas bajo condiciones saturadas siguiendo la metodología de obtención de los parámetros del material desarrollada en esta investigación con base en distintas publicaciones existentes en la literatura, así como también en base a las ideas propuestas por el autor. Esto permite que el modelo de elementos finitos reproduzca con precisión el comportamiento de arenas expresado en diferentes términos que definen su comportamiento tales como esfuerzos, deformaciones, presiones de poro, etc. Asimismo, el modelo UBCSAND presenta una buena performance para reproducir el fenómeno de licuación estática observada en ensayos de laboratorio reales.

Finalmente se realiza una comparación entre los modelos calibrados y el comportamiento de la arena saturada observada en los ensayos de compresión triaxial. La predicción del modelo se compara bastante bien con los resultados experimentales en la modelización de esfuerzos, deformaciones y generación de presión de poros. Los resultados del análisis comparativo demuestran la utilidad del modelo UBCSAND implementado en el programa de elementos finitos TNO DIANA como una herramienta poderosa para analizar y modelar problemas geotécnicos asociados al comportamiento de arenas saturadas.

LISTA DE TABLAS

Tabla 4.1. Valores típicos de A , $F(e)$ y la exponente elástica ne (adaptado de Puebla, 1999).	65
Tabla 4.2 Valores aproximados del número del módulo de corte elástico KGe (adaptado de Puebla, 1999).	65
Tabla 4.3. Resumen de parámetros del modelo UBCSAND modificado	78
Tabla 4.4. Principales parámetros para modelar en ensayo de compresión triaxial no drenado.	79
Tabla 5.1. Programas recomendados para el análisis numérico del comportamiento no drenado de arenas con generación de presiones de poro (adaptado de Tolon, 2013).	85
Tabla 5.2. Parámetros de entrada del modelo constitutivo UBCSAND empleados en el análisis numérico del ensayo triaxial drenado (adaptado de Puebla, 1999).	89
Tabla 5.3. Parámetros de entrada del modelo constitutivo UBCSAND asociados al comportamiento del ensayo triaxial no drenado	91
Tabla 5.4 Parámetros de entrada del modelo UBCSAND empleados en el análisis numérico del ensayo triaxial no drenado (adaptado de Puebla et al, 1997).	92
Tabla 6.1 Resumen de densidades máximas y mínimas.	95
Tabla 6.2 Parámetros de entrada para el modelo constitutivo UBCSAND asociado a la respuesta de la arena en cada uno de los cuatro ensayos	99

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Representación esquemática del ensayo triaxial (tomado de Bardet, 1997).....	21
Figura 2.2. Componentes del ensayo triaxial (tomado de Rascol, 2009).....	22
Figura 2.3. Métodos de preparación de muestras (tomado de Ishihara, 1993)...	24
Figura 2.4. Montaje de la probeta en la cámara triaxial.....	26
Figura 2.5. a) Fase de confinamiento, b) Fase de corte.	29
Figura 2.6. Fases del ensayo triaxial no consolidado no drenado (UU).....	31
Figura 2.7. Fases del ensayo triaxial consolidado no drenado (CU)	32
Figura 2.8. Fases del ensayo triaxial consolidado drenado (CD)	33
Figura 2.9. Línea de estado último y estados iniciales en la arena de Toyoura, plano $e - p'$ (tomado de Verdugo & Ishihara, 1996).....	35
Figura 2.10. Línea de estado último en la arena de Toyoura, plano $q - p'$ (tomado de Verdugo & Ishihara, 1996).....	35
Figura 2.11. Representación esquemática de la respuesta no drenada de la arena a diferentes relaciones de vacío (adaptado de Yang et al., 2015)	36
Figura 2.12. Diagrama esquemático de la posición de la línea de inestabilidad (tomado de Yamamuro & Lade, 1997).....	38
Figura 2.13. Ensayos CIU en compresión: (a) Esfuerzo desviador vs deformación de corte, (b) Esfuerzo desviador vs esfuerzo medio efectivo (Verdugo, 1992; modificado por Yoshimine & Ishihara, 1998).....	39
Figura 2.14. Ensayos CU en compresión $e = 0.735$: (a) Esfuerzo desviador vs deformación de axial, (b) Esfuerzo desviador vs presión media efectiva (tomado de Verdugo & Ishihara, 1996).....	40
Figura 2.15. Ensayos CIU en compresión $e = 0.833$: (a) Esfuerzo desviador vs deformación de axial, (b) Esfuerzo desviador vs presión media efectiva (tomado de Verdugo & Ishihara, 1996).....	41

Figura 2.16. Comportamiento general de corte no drenado de arenas bajo grandes deformaciones (tomado de Yoshimine & Ishihara, 1998)...	42
Figura 2.17. Cuatro tipos generales distintos de trayectorias de esfuerzo efectivo no drenado de arenas limosas sueltas (tomado de Yamamuro & Lade, 1997).....	44
Figura 2.18. Calibración de la respuesta no drenada del ensayo de compresión triaxial (adaptado de Puebla et al., 1997).....	46
Figura 2.19. Calibración del modelo UBCSAND a partir de la respuesta drenada del ensayo de compresión triaxial (adaptado de Puebla, 1999)	46
Figura 2.20. Predicción de la respuesta no drenada del ensayo de compresión triaxial (adaptado de Puebla, 1999)	47
Figura 2.21. Predicción de la generación de presión de poro en el ensayo triaxial no drenado (adaptado de Puebla, 1999)	47
Figura 2.22. Simulación del ensayo triaxial drenado bajo un esfuerzo de confinamiento de 50 kPa (tomado de Tsegaye, 2010)	48
Figura 2.23. Simulación del ensayo triaxial drenado bajo un esfuerzo de confinamiento de 200 kPa (tomado de Tsegaye, 2010)	48
Figura 2.24. Simulación del ensayo triaxial no drenado bajo un esfuerzo de confinamiento de 500 kPa (tomado de Tsegaye, 2010)	49
Figura 2.25. Validación del modelo UBCSAND en PLAXIS, a partir del ensayo de compresión triaxial no drenado (adaptado de Galavi et al., 2013)	49
Figura 3.1. Superficies de fluencia de corte y compresión en el espacio $p - q$ para $\theta = \pi/6$	53
Figura 3.2. a): Definición del ángulo de Lode y envolvente última respecto a la convexidad (adaptado de Groen, 1995); b) superficie de fluencia en el plano desviador.	56
Figura 3.3. Potenciales plásticos en el espacio $p - q$ y en el plano desviador. ...	57
Figura 3.4. Relación entre la relación de esfuerzos desarrollado, η , y la deformación plástica de corte k_s	58

Figura 3.5. Mecanismos de endurecimiento monotónico de las superficies de corte y compresión.	59
Figura 3.6. Superficie de fluencia tipo cono definido en términos de α (tomado de Bakmar et al., 2008).	61
Figura 4.1. Verificación del cálculo para determinar el número del módulo volumétrico K_{Be}	67
Figura 4.2. Traslado de la inicialización de la trayectoria de esfuerzos debido al efecto de corte estático inicial (tomado de Vaid et al., 2001).	68
Figura 4.3. Módulo de corte plástico inicial G_{ip} (tomado de Puebla, 1999).	70
Figura 4.4. Trayectoria de esfuerzos $q-p'$ del ensayo de compresión triaxial bajo condiciones drenadas.	71
Figura 4.5. Trayectoria de esfuerzos $q-p'$ del ensayo de compresión triaxial bajo condiciones no drenadas.	71
Figura 4.6. Cálculo del ángulo de fricción a volumen constante ϕ_{cv} , a partir del ensayo de corte simple drenado sobre arena Ottawa (adaptado de Park, 2005).	72
Figura 4.7. Cálculo del ángulo de fricción a volumen constante ϕ_{cv} , a partir del ensayo triaxial no drenado. Data de (Phillips & Byrne, 1993). (a) Presión de poros máximo, (b) relación de esfuerzo asociado a la deformación de presión de poros máximo.	73
Figura 4.8. Posición inicial de la superficie de fluencia de compresión	73
Figura 4.9. Cambio de presión para la superficie de fluencia de corte Δp	75
Figura 5.1. Visualización del proceso de modelización numérica a partir de la realidad a un modelo por computadora, y la posición de la validación y verificación (adaptado de Brinkgreve & Engin, 2013). ...	81
Figura 5.2. Procedimientos de calibración y validación del modelo UBCSAND (adaptado de Park, 2005).	87
Figura 5.3. Condiciones de borde y mallado asociado al análisis numérico del ensayo triaxial, a) un elemento finito de volumen tipo brick de 8 nodos (HX24L) y b) dos elementos finitos de volumen triangulares de 6 nodos tipo axisimétricos (CT12A).	87

Figura 5.4. Validación de la respuesta drenada del ensayo de compresión triaxial en términos de esfuerzo de corte vs deformación axial.	89
Figura 5.5. Validación de la respuesta no drenada del ensayo de compresión triaxial en término de esfuerzo de corte vs deformación axial.	91
Figura 5.6. Validación de la respuesta no drenada del ensayo de compresión triaxial en términos de presión de poros vs deformación axial.	92
Figura 5.7. Validación de la respuesta no drenada del ensayo de compresión triaxial en término de esfuerzo de corte vs deformación axial.	93
Figura 5.8. Validación de la respuesta no drenada del ensayo de compresión triaxial en términos de presión de poros vs deformación axial (para dos tipos de elementos finitos).	94
Figura 5.9. Validación de la trayectoria de esfuerzos asociada a la respuesta no drenada del ensayo de compresión triaxial (para dos tipos de elementos finitos).	94
Figura 6.1. Curvas esfuerzo deformación. Respuesta no drenada para $\sigma'0 = 3 \text{ kg/cm}^2$	96
Figura 6.2. Variación de la presión de poros. Respuesta no drenada para $\sigma'0 = 3 \text{ kg/cm}^2$	97
Figura 6.3. Trayectoria de esfuerzos efectivos para $\sigma'0 = 3 \text{ kg/cm}^2$	98
Figura 6.4. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'0 = 3 \text{ kg/cm}^2$ y $D_r = 50\%$, curva esfuerzo versus deformación..	100
Figura 6.5. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'0 = 3 \text{ kg/cm}^2$ y $D_r = 50\%$, curva presión de poros versus deformación...	101
Figura 6.6. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'0 = 3 \text{ kg/cm}^2$ y $D_r = 50\%$, trayectoria de esfuerzos efectivos.....	101
Figura 6.7. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'0 = 3 \text{ kg/cm}^2$ y $D_r = 40\%$, curva esfuerzo versus deformación...	102
Figura 6.8. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'0 = 3 \text{ kg/cm}^2$ y $D_r = 40\%$, curva presión de poros versus deformación...	102

Figura 6.9. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'0 = 3\text{kgcm}^2$ y $D_r = 40\%$, trayectoria de esfuerzos efectivos.....	103
Figura 6.10. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'0 = 3\text{kgcm}^2$ y $D_r = 30\%$, curva esfuerzo versus deformación... ..	103
Figura 6.11. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'0 = 3\text{kgcm}^2$ y $D_r = 30\%$, curva presión de poros versus deformación... ..	104
Figura 6.12. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'0 = 3\text{kgcm}^2$ y $D_r = 30\%$, trayectoria de esfuerzos efectivos.....	104
Figura 6.13. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'0 = 3\text{kgcm}^2$ y $D_r = 20\%$, curva esfuerzo versus deformación... ..	105
Figura 6.14. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'0 = 3\text{kgcm}^2$ y $D_r = 20\%$, curva presión de poros versus deformación... ..	105
Figura 6.15. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'0 = 3\text{kgcm}^2$ y $D_r = 20\%$, trayectoria de esfuerzos efectivos.....	106

LISTA DE SÍMBOLOS

D_r	Densidad relativa
B	Parámetro de Skempton
σ_3	Presión de confinamiento o esfuerzo principal menor
σ_2	Esfuerzo principal intermedio
σ_1	Esfuerzo principal máximo
σ_d	Esfuerzo desviador
q	Esfuerzo desviador
e	Índice de vacíos
p'	Presión media efectiva
$q_{m\acute{a}x}$	Esfuerzo desviador máximo
e_0	Índice de vacíos umbral
K^e	Módulo volumétrico elástico
ν	Relación de Poisson
p	Presión presente en el suelo
K_B^e	Número del módulo volumétrico elástico
P_{ref}	Presión de referencia
m_e	Parámetro utilizado en la ley de potencia
G^e	Módulo de corte elástico
K_G^e	Número del módulo corte elástico
n_e	Parámetro utilizado en la ley de potencia
f_1	Superficie de falla de corte
f_2	Superficie de falla de compresión
f_3	Superficie de falla de tracción
c	Cohesión
θ	Angulo de Lode

p_t	Esfuerzo de falla de tracción
g_1	Superficie de potencial plástico de corte
g_2	Superficie de potencial plástico de compresión
ψ	Angulo de dilatancia
ϕ_m	Angulo de fricción movilizada en compresión triaxial
ϕ_{cv}	Angulo de fricción a volumen constante
ϕ_f	Angulo de fricción en la falla
η	Relación de esfuerzos
G_s^p	Módulo de corte plástico tangente normalizado
Δk_s	Deformación plástica de corte incremental equivalente
K_G^p	Número del módulo de corte plástico
np	Exponente del módulo de corte plástico
η_f	Relación de esfuerzos en la falla
R_f	Relación de falla
Δk_s	Deformación plástica de corte incremental
$\Delta \epsilon_1^p$	Deformación plástica incremental principal mayor
$\Delta \epsilon_3^p$	Deformación plástica incremental principal menor
K_{G0}^p	Número del módulo de corte plástico inicial
n	Numero de semiciclos contados desde el inicio de la carga cíclica
fac_{pre}	Factor de pre licuación
fac_{pos}	Factor de post licuación
K_f	Módulo volumétrico del fluido
ϵ_v	Deformación volumétrica
K	Módulo de compresión drenada
G^e	Módulo de corte elástico
ϵ_{vc}	Deformación volumétrica unitaria en la etapa de confinamiento

$\Delta\gamma$	Incremento de deformación de corte total
$\Delta\gamma^e$	Incremento de deformación elástica
$\Delta\gamma^p$	Incremento de deformación plástica
$\Delta\tau$	Variación de esfuerzo de corte
G	Módulo de corte
G_i	Módulo de corte combinado inicial
G_i^p	Módulo de corte plástico inicial
M	Pendiente de la línea de estado crítico
η_{ult}	Relación de esfuerzos ultimo
u	presión de poro
K_i^P	Modulo volumetrico plastico inicial
V_v	Volumen de vacíos
V	Volumen total

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

1.1.1 Antecedentes

La historia registra innumerables casos de fallas catastróficas de masas de suelo causados por la licuación de arenas saturadas, ocasionando consigo considerables perjuicios económicos, pérdidas de vidas humanas y daños al medio ambiente. El fenómeno de licuación ocurre debido a un progresivo aumento de las presiones de poro, disminuyendo el esfuerzo efectivo y con ello la resistencia efectiva cortante del suelo hasta valores nulos, reduciéndose así de manera significativa la capacidad del suelo para sostener edificios o mantener taludes estables.

Si bien la mayor cantidad de daños debido a la licuación han sido reportados durante y después de eventos sísmicos importantes, las cargas estáticas también pueden iniciar la licuación de suelos. Este tipo de eventos han sido observados en depósitos de suelos naturales, terraplenes y depósitos de relaves de mina.

De modo general, licuación designa al grupo de fenómenos que presentan en común el desarrollo de altas presiones de poro en suelos saturados, debido a cargas estáticas o cíclicas, sobre volumen constante.

La previsión del fenómeno de licuación depende de una representación adecuada de la respuesta no drenada de arenas saturadas. Resultados de estudios experimentales realizados mediante el empleo de ensayos triaxiales en arenas bajo condiciones no drenadas, han sido publicados por décadas en la literatura. Se han desarrollado muchos modelos constitutivos para la previsión del comportamiento de arenas saturadas en base a formulaciones elastoplásticas, hasta el punto de que hoy existen numerosos programas computacionales que aplican métodos numéricos específicamente orientados a geomateriales, como TNO DIANA, FLAC, PLAXIS y otros.

1.1.2 Motivación

En la actualidad los ensayos de campo y laboratorio, y la modelización numérica, son dos de los ejes más importantes en el análisis de los problemas geotécnicos. El primero ofrece una base práctica para identificar el suelo, caracterizarlo y determinar sus propiedades mecánicas. Es la base para un análisis teórico

consistente y una modelización numérica acertada. Por otro lado, el desarrollo de la modelización numérica a través de programas de elementos finitos y ecuaciones constitutivas adecuadas a un plano multiaxial permite estudiar los problemas geotécnicos desde una perspectiva general.

La experiencia cotidiana ha demostrado que muchos profesionales de la ingeniería geotécnica consideran no necesario realizar ensayos triaxiales, ya que lo consideran como un gasto superfluo, ya que erróneamente consideran que, con un ensayo de corte directo, que es significativamente menos costoso, se puede obtener el mismo resultado. Esto es porque, en el ensayo triaxial, se limitan a trazar tangentes a los círculos de Mohr, y llegar simplemente a una cohesión y un ángulo de fricción interna, siendo ello un desperdicio de información, ya que en el ensayo triaxial se puede medir la respuesta de la arena en términos de esfuerzo-deformación, presión de poros, deformación volumétrica y trayectoria de esfuerzos. Toda esta información puede ser empleada para el cálculo de los parámetros de entrada de un modelo constitutivo adecuado a dicho comportamiento.

El modelo constitutivo UBCSAND es un modelo sofisticado, que puede ser aplicado tanto en la ingeniería práctica como en la investigación. Los parámetros del modelo pueden ser medidos directamente a partir de resultados de ensayos triaxiales en arenas mediante procedimientos normalizados y conocidos por la comunidad geotécnica. La resistencia al corte es reproducida con precisión para trayectorias de carga monotónica y cíclica que producen la falla del material. El modelo predice la deformación continuada que conduce al estado terminal, denominado estado crítico, en las que todas las variables de estado alcanzan un valor estacionario. Este modelo está implementado en programas computacionales orientados a geomateriales como el TNO DIANA, FLAC y PLAXIS, los cuales han sido verificados y validados.

1.2 PROBLEMÁTICA

Uno de los problemas que comúnmente ocurren en países sísmicos como el Perú, es el caso de fallas catastróficas de masas de suelo, con considerables perjuicios económicos, pérdidas de vidas humanas y daños al medio ambiente, ocasionados por la licuación de arenas saturadas. Este fenómeno puede ser observado a escala en laboratorio a través de ensayos triaxiales monotónicos llevados a cabo en muestras de arenas saturadas. El aprovechamiento de la data experimental no

está del todo cubierto ya que en el Perú existe poco estudio en la previsión de este fenómeno a través de la modelización constitutiva, la que es una herramienta útil para reproducir trayectorias de esfuerzos observados en laboratorio y predecir la ocurrencia de por lo menos la licuación estática.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo general

- Realizar el análisis y modelización a través del método de elementos finitos utilizando el modelo UBCSAND del desarrollo de ensayos triaxiales monotónicos en arenas para la evaluación de licuación de suelos.

1.3.2 Objetivos específicos

- Estudiar el comportamiento de arenas en el ensayo triaxial monotónico y reportar estudios de modelización empleando el modelo UBCSAND.
- Reportar los aspectos más importantes del modelo constitutivo UBCSAND implementado en el programa de elementos finitos TNO DIANA.
- Describir la metodología de obtención de los parámetros del modelo UBCSAND a partir de la data de ensayos triaxiales monotónicos en arenas.
- Realizar la verificación y validación del modelo constitutivo UBCSAND implementado en el programa de elementos finitos TNO DIANA.
- Realizar el análisis numérico de una serie de ensayos triaxiales monotónicos en arenas empleando el modelo UBCSAND.

CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1 INTRODUCCIÓN

La caracterización mecánica de los suelos frente a sollicitaciones de esfuerzos de corte, tanto monotónicos como cíclicos, es uno de los aspectos más importantes de la ingeniería geotécnica. La capacidad de soporte de cimentaciones, la estabilidad de taludes y diversas estructuras que interactúan con el suelo, llevan implícito el valor de la resistencia al esfuerzo cortante. Por lo tanto, estas estructuras deben cumplir condiciones de estabilidad y al mismo tiempo ser seguras frente a una falla cuando estos sean sometidos a la aplicación de cargas (Holtz & Kovacs, 1981).

La caracterización mecánica del suelo puede ser realizada en laboratorio mediante una serie de ensayos con procedimientos normalizados. En dichos ensayos se pueden obtener las propiedades de rigidez, resistencia y características de deformación de muestras de suelo. Uno de los ensayos más empleados para tal fin y que ha alcanzado mayor importancia tanto en la ingeniería práctica como en la investigación es el ensayo triaxial, cuyo procedimiento de ensayos está descrito en las normas ASTM D-4767 y ASTM D-2850.

2.2 ENSAYO TRIAXIAL DE SUELOS

Los parámetros que caracterizan la resistencia de un suelo frente a sollicitaciones de esfuerzos de corte tanto monotónicos como cíclicos, pueden ser obtenidos a través del ensayo triaxial de manera confiable. En este ensayo se puede determinar la resistencia a esfuerzos de corte, la rigidez y las características de deformación de muestras de suelo. Una característica de los aparatos triaxiales es la aplicación de esfuerzos normales verticales y horizontales sobre el contorno de la muestra cilíndrica de suelo ensayado, es decir, esfuerzos principales, tal como se observa en la figura 2.1. No se aplican directamente esfuerzos de corte, pero al ser distintos los esfuerzos aplicados en dirección horizontal y vertical, se generan esfuerzos de corte sobre cualquier otro plano inclinado en el interior de la probeta.

El aparato triaxial está constituido por varios componentes, independientemente de la tipología de ensayo triaxial, tal como se observa en la figura 2.2.

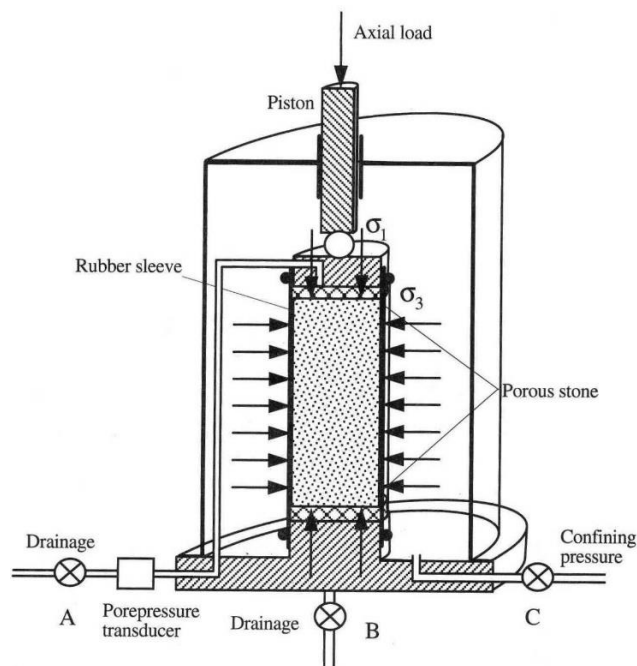


Figura 2.1. Representación esquemática del ensayo triaxial (tomado de Bardet, 1997).

2.3 COMPONENTES DEL ENSAYO TRIAXIAL

Para llevar a cabo los diversos ensayos triaxiales en suelos, el equipo completo requiere de diferentes componentes que permitan realizar la saturación de especímenes, aplicación de carga, medición de cambios de volumen, medición de presiones de poro, adquisición de datos, entre otras funciones. A continuación, se menciona los componentes característicos de los equipos triaxiales.

2.3.1 Celda triaxial

La celda triaxial es un recipiente cerrado con posibilidad de abrirse para colocar la muestra de suelo. Además, posee determinadas conexiones hidráulicas (en la base) y un pistón de carga deslizable (en la parte superior).

2.3.2 Membrana

La probeta debe estar confinada lateralmente por medio de una membrana elástica que impida que el fluido utilizado para el confinamiento pueda penetrar en su interior. Cabe indicar que esta membrana no toma esfuerzos de corte.

2.3.3 Placas porosas

Situadas en ambos extremos de la probeta, deben tener el mismo diámetro que ésta.

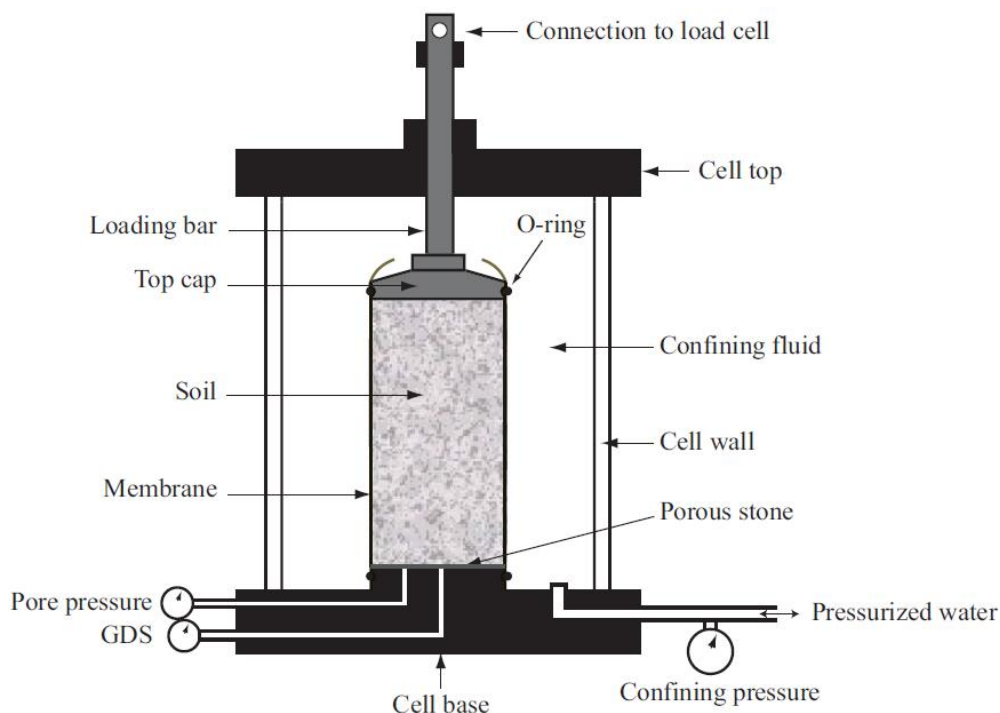


Figura 2.2. Componentes del ensayo triaxial (tomado de Rascol, 2009).

2.3.4 Bandas de papel filtro

Sólo para el caso de suelos de baja permeabilidad, se aconseja disponerlas en contacto con las paredes laterales de la probeta con el fin de reducir la trayectoria de drenaje y reducir con ello el tiempo de consolidación.

2.3.5 Sistemas para la aplicación de presiones

Los equipos de aplicación y mantenimiento de la presión externa y la contrapresión deben ser independientes y mantener constante la presión con una tolerancia de 0.5% del valor indicado. Debe incluir un medidor de presión debidamente calibrado. El sistema de aplicación de la carga externa puede ser mediante deformación controlada o esfuerzo controlado.

El primero de ellos consiste en la aplicación de una deformación constante midiéndose en todo momento la fuerza que desarrolla la probeta para oponerse a dicha deformación. La velocidad de deformación viene determinada por la curva de consolidación y las características de la prensa.

En el proceso de esfuerzo controlado se aplica una carga constante y se miden las deformaciones. Una vez que las deformaciones se han estabilizado se aplica un nuevo escalón de carga, generando nuevas deformaciones en la probeta.

Cabe indicar que en nuestro medio son comunes los equipos a deformación controlada, más no así a esfuerzo controlado.

2.3.6 Sistema de carga

Finalizadas las operaciones de presurización hidráulica o de consolidación, la celda debe ser situada bajo la prensa, cuya función es aplicar cargas estáticas o cíclicas dependiendo de la naturaleza del ensayo. En el caso del ensayo triaxial monotónico la carga axial es aplicada hasta conseguir la rotura de la probeta. Este sistema de carga debe tener la gama de velocidades adecuada a los diferentes tipos de ensayo, desde 2 mm/min hasta 0,001 mm/min. El recorrido vertical del plato debe ser por lo menos el 30% de la altura de la probeta ensayada. En el caso del ensayo triaxial cíclico la unidad neumática de carga sinusoidal controla las características y magnitud de la carga axial estática y dinámica que son inducidos al espécimen cuando se realiza el ensayo cíclico.

2.3.7 Dispositivos de medida

Los dispositivos de medida son el transductor de fuerza, transductor de presión de poros, transductor de desplazamiento fijado al pistón y bureta graduada para medir el cambio de volumen.

2.4 PREPARACIÓN, MONTAJE Y FASES DEL ENSAYO TRIAXIAL

Las probetas de suelo a ser ensayadas en el aparato triaxial pueden ser preparadas a partir de muestras disturbadas o inalteradas.

2.4.1 Muestras inalteradas

Los especímenes inalterados son preparados de muestras inalteradas grandes o de muestras obtenidas de acuerdo con el método de ensayo ASTM D-1587 u otros procedimientos aceptables de muestras inalteradas en tubo. Los especímenes obtenidos por muestreo en tubería pueden ser ensayados sin tallado, excepto para fines de conformación de los extremos, siempre que las características del suelo sean tales que no resulten en perturbación significativa del muestreo. Las muestras inalteradas deben ser preservadas y transportadas, de acuerdo con lo definido para las muestras de los grupos C o D en la Norma ASTM D-4220. Los especímenes deben ser manipulados cuidadosamente para minimizar la alteración, los cambios en la sección transversal o la pérdida en el contenido de humedad. La preparación de muestras talladas se debe realizar siempre que sea

posible en un ambiente que minimice los cambios de humedad del espécimen. Los especímenes deberán ser de una sección transversal circular uniforme con extremos perpendiculares al eje del espécimen. El espécimen deberá estar encerrado en la membrana de caucho y la membrana sellada a la base y a la tapa del espécimen inmediatamente después de la preparación.

2.4.2 Muestras remoldeadas

2.4.2.1 Muestras remoldeadas de arena

La etapa de preparación de la muestra consiste en el armado de la probeta, el cual puede ser llevado a cabo siguiendo diversos métodos preestablecidos en la literatura. El objetivo de estos métodos es de lograr las medidas y densidades relativas deseadas. Los métodos de armado de mayor difusión son dry pluviation, wet pluviation y moist tamping (Jefferies & Been, 2006), tal como se observa en la figura 2.3.

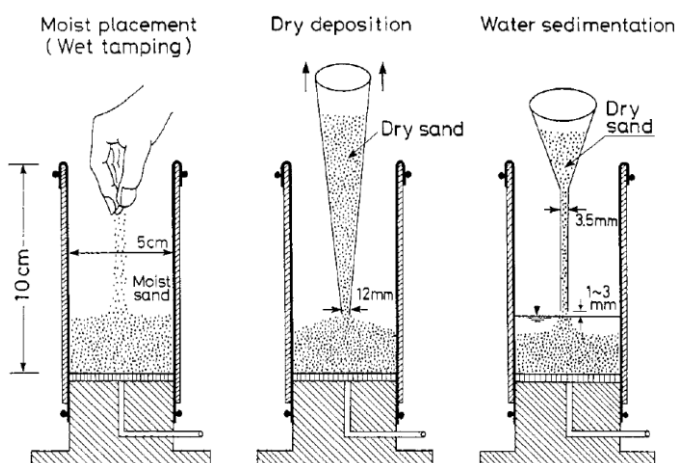


Figura 2.3. Métodos de preparación de muestras (tomado de Ishihara, 1993)

El método dry pluviation consiste en precipitar el suelo seco en el molde desde una altura determinada. Mediante un adecuado control de la altura de caída y de la velocidad de llenado se logran densidades relativas del orden del $D_r = 30\%$ al $D_r = 70\%$. El rango de densidades alcanzables es limitado y es imposible la obtención de muestras muy sueltas y muy densas.

El método wet pluviation es similar al dry pluviation con la excepción que se precipita el suelo seco en el molde lleno de agua para controlar la velocidad de deposición del material. Este método permite obtener muestras con densidades relativas menor al $D_r = 30\%$.

El método moist tamping consiste en preparar la muestra por capas con suelo cuya humedad es del orden del 5%. Debido a la existencia de una interface entre agua y aire, se desarrollan internamente fuerzas capilares que permiten obtener un rango de densidades muy bajas, imposibles de alcanzar con el suelo seco. La principal ventaja del método es que permite obtener muestra de cualquier densidad dado que se calcula a priori la cantidad de suelo húmedo que se va a colocar y compactar por capa. Como contrapartida, al armar por capas, la homogeneidad de la muestra es menor a la obtenida con los métodos previamente mencionados.

2.4.2.2 Muestra remodelada de suelo cohesivo

El material disturbado es preparado por compactación en por lo menos seis capas usando una operación de presión o amasado en un molde de sección transversal circular. La compactación de las probetas es realizada siguiendo un procedimiento similar al utilizado en el ensayo Proctor, pero usando un pisón miniatura. Se prepara una muestra que cumpla con la relación L/D ($2 < \frac{L}{D} < 3$), finalmente se escuadra los extremos y se determinan las medidas de altura y diámetro.

Luego se fija la membrana al expansor de membrana, dejando una holgura de +/- 3 mm con respecto al diámetro de la probeta y se lubrica suavemente el interior de la membrana para facilitar la colocación de la muestra.

La placa base inferior es acoplada a la base de la cámara triaxial y se coloca la piedra porosa. Se coloca el conjunto del expansor y la membrana elástica sobre la placa y se inserta la muestra dentro de ella. Se realiza la fijación inferior, se colocan la piedra porosa y la placa base superior, sellando el excedente de membrana hacia la placa y se verifica el nivel de esta.

Finalmente, se retira el expansor de membrana y se realizan las conexiones de las placas base a la base de la cámara triaxial. Para estos suelos no se aplica vacío para verificar posibles filtraciones.

2.4.3 Montaje de la máquina triaxial

La cámara triaxial es un elemento completamente desmontable, por ello para realizar el ensayo se empieza a armar desde su base. Sobre esta base, se coloca enroscado el cabezal inferior cuyo diámetro depende del tamaño de la probeta a ensayar. Los diámetros usados normalmente son de 35 mm, 50 mm y 76 mm.

Estos cabezales pueden ser permeables o impermeables. Los impermeables son por lo general metálicos y lisos, por otro lado, los permeables tienen una cavidad que permite alojar una piedra porosa en forma de disco, en contacto con la probeta, que permite el drenaje de agua que penetra o sale de la probeta durante el ensayo.

Sobre el pedestal inferior se apoya la probeta cilíndrica a ensayar. Ésta no debe ser demasiado esbelta ni demasiado corta, ya que los esfuerzos no se distribuirían uniformemente en la muestra de suelo, y quedarían muy afectadas por la fricción en los contornos. La relación entre la altura y el diámetro de la probeta utilizada normalmente es igual a dos, tal como se observa en la figura 2.4.

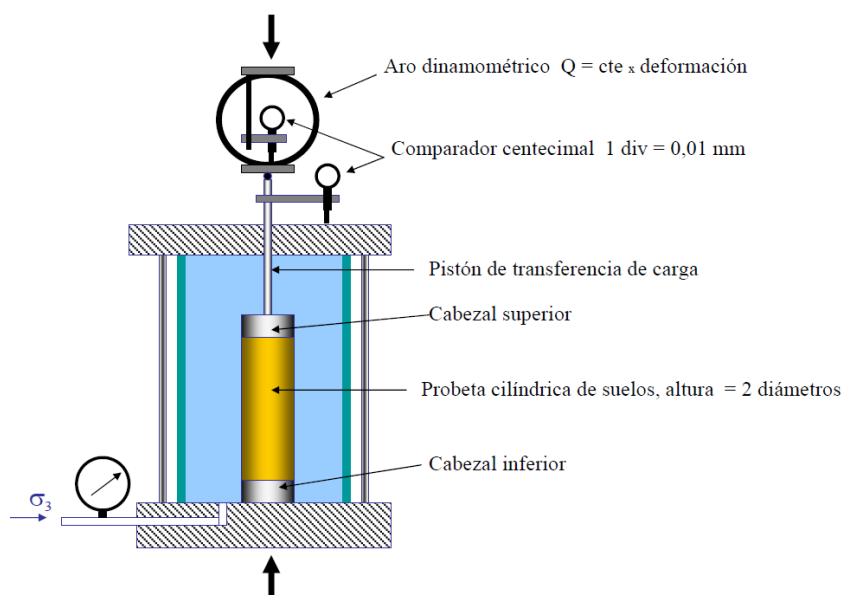


Figura 2.4. Montaje de la probeta en la cámara triaxial (tomado de Leoni, 1987).

Seguidamente, la probeta de suelo es envuelta en una membrana elástica impermeable. Posteriormente se monta el cabezal superior que, al igual que el inferior, puede o no contener una piedra porosa. Dispuestos ambos cabezales, se ajusta la membrana a ellos mediante anillos de goma dura con la intención de producir el cierre hermético.

Una vez montada la probeta, se coloca un cilindro acrílico o camisa lateral transparente sobre el que se apoya la tapa de la cámara triaxial, la cual incorpora el pistón de acero que se desplaza sobre bujes de teflón, los cuales generan esfuerzos de rozamiento prácticamente nulos y a su vez aseguran el cierre hermético de la cámara.

La celda triaxial es llenada con agua, dejando salir el posible aire ocluido por el tapón de purga situado en la cabeza de la celda. Para finalizar, se dispone una pequeña cantidad de aceite de ricino en la parte superior para evitar fugas por el cojinete del pistón.

Una vez cerrado el tapón de purga, se aplica la primera presión externa e interna (contra presión) de manera simultánea, la contra presión inicia el proceso de saturación de la muestra. Este proceso dependerá de la tipología de ensayo triaxial realizado.

2.4.4 Fases del ensayo triaxial

Para poder representar las diferentes condiciones de esfuerzos a las que pueden estar sometidos los suelos, se distinguen dos etapas en los ensayos triaxiales. En la primera fase, la muestra de suelo es sometido a una presión de confinamiento triaxial. En la segunda fase (fase de corte), se aplica una carga vertical conocido como esfuerzo desviador.

2.4.4.1 Fase de confinamiento

Consiste en inicialmente hacer circular agua desaireada por la parte inferior de la muestra y de forma ascendente a través de la muestra de suelo con el fin de despejar el aire y ocupar los vacíos. Para lograr una completa saturación de la muestra, es necesario aplicar una contra presión (backpressure) relativamente alta durante un determinado tiempo, ello con el fin de reducir el volumen de aire remanente y lograr su disolución en el agua. La presión no debería ser mayor a 200 kPa para evitar disturbar la muestra.

El tiempo necesario para lograr un grado de saturación determinado depende del método de armado, del tipo de suelo y de la contra presión (backpressure) aplicada.

Para conocer el grado de saturación de una muestra se emplea el parámetro B de Skempton, que está representada por la ecuación (2.1). Este parámetro relaciona el aumento de la contra presión Δu en relación con el aumento de la presión de confinamiento $\Delta\sigma_3$ para una muestra en condición no drenada.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} \quad (2.1)$$

Un valor de $B = 1$ indicará la saturación total de la muestra. Por otro lado, valores de B inferiores a 1 indica una saturación parcial. Debido a que la rigidez a compresión del agua es infinitamente mayor a la de la muestra de suelo, en la práctica para arenas se acepta que existe una saturación total para valores de $B \geq 0.95$ (Bardet, 1997).

Finalmente, la muestra saturada es sometida a un aumento de la presión de confinamiento σ_3 , manteniendo constante la contra presión y manteniendo cerradas las válvulas de drenaje. La presión de confinamiento corresponde al esfuerzo principal menor σ_3 que, dada la simetría axial de la muestra, coincidirá con el esfuerzo principal intermedio σ_2 . Lógicamente, en esta primera fase el esfuerzo principal máximo σ_1 también coincide con σ_3 , tal como se observa en la figura 2.5a.

Debido a que la muestra se encuentra saturada y las válvulas de drenaje están cerradas, el incremento de la presión de confinamiento implica un incremento de las presiones de poro en el interior de la muestra, que obviamente es mayor a la contra presión aplicada cuyo valor no se mantiene constante. El paso siguiente es la apertura de las válvulas de drenaje para permitir que la presión de poros se disipe, proceso que se conoce como consolidación y cuya duración depende del tipo de suelo, siendo relativamente rápido en suelos arenosos. Una vez que termina la consolidación se procede a la fase de corte del ensayo.

2.4.4.2 Fase de corte

Consiste en la aplicación de carga vertical a través del pistón de la cámara triaxial, el cual se distribuye en toda la sección de la probeta y es conocido como esfuerzo desviador. En esta fase la muestra de suelo es cargada hasta producir la falla del suelo por corte. El esfuerzo desviador $q = \sigma_d$ es obtenido dividiendo la carga transmitida desde el pistón entre el área de la probeta q/A . El esfuerzo principal mayor será igual a la suma del esfuerzo de confinamiento aplicado en la primera fase y el esfuerzo desviador aplicado en la segunda fase, es decir, $\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$. Por lo tanto, el esfuerzo desviador será igual a $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$, tal como se puede observar en la figura 2.5b.

Como se ha señalado anteriormente el proceso de aplicación de carga en la fase de corte se puede llevar a cabo mediante condiciones de esfuerzo controlado o en condiciones de deformación controlada.

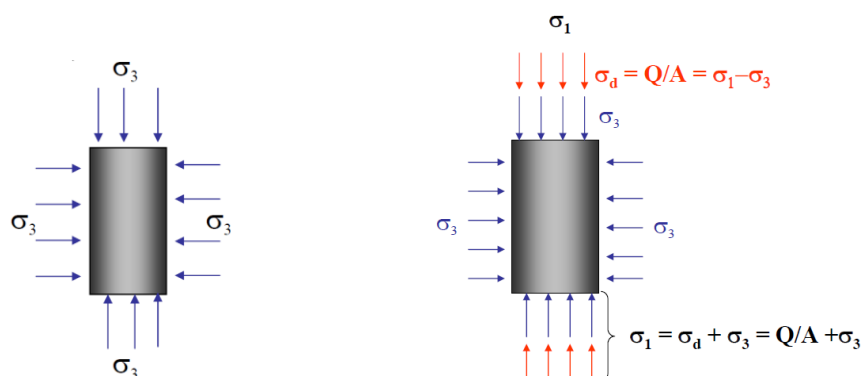


Figura 2.5. a) Fase de confinamiento, b) Fase de corte (tomado de Leoni, 1987).

2.4.5 Diferencias entre ensayos bajo deformación controlada y esfuerzo controlado

Es importante mencionar las diferencias del tipo de aplicación de la carga en la fase de corte, ya que tiene consecuencias en los resultados y por lo tanto afectan las conclusiones derivadas a partir de los mismos.

2.4.5.1 Ventajas de los ensayos de esfuerzo controlado

Entre las ventajas se mencionan:

- Los incrementos de carga son elegidos en magnitud y duración hasta que se igualen las presiones intersticiales o hasta que el drenaje sea completo, según el tipo de ensayo. Esto es muy relevante cuando se trabaja con esfuerzos efectivos. Si el ensayo es a deformación controlada nunca se puede asegurar que esto se produzca, a menos que los ensayos se lleven a cabo a una velocidad excesivamente lenta.
- Permite conocer la velocidad de deformación de la muestra ante un incremento de carga determinado.

2.4.5.2 Desventajas de los ensayos de esfuerzo controlado

Entre las desventajas se mencionan:

- Es muy complicado determinar la resistencia residual del suelo en condiciones normales e imposible si la falla es de tipo frágil.
- En ensayos no drenados, el escalón de carga que produce la rotura suele causar una rotura repentina, de forma que la presión intersticial no puede ser medida con exactitud en el instante de la rotura.

Con la finalidad de evitar las desventajas producidas en el empleo de ambos métodos en la fase de corte, habría que llevar a cabo un proceso mixto. En ensayo se debería desarrollar mediante el sistema de esfuerzo controlado hasta las proximidades de la resistencia pico, y a partir de entonces, aplicar el sistema de deformación controlada. Dada la dificultad para llevar a cabo este proceso, en la práctica el sistema más utilizado es el método de deformación controlada.

2.5 ENSAYO TRIAXIAL MONOTÓNICO

El ensayo de compresión triaxial monotónico puede ser realizado de tres formas que están ligadas específicamente a las condiciones de drenaje ya sea en la etapa de aplicación del esfuerzo de confinamiento o en la etapa de aplicación del esfuerzo desviador.

Los tipos de ensayos triaxiales dependiendo de las condiciones de drenaje y del tipo de suelo a ensayar, siguen procedimientos normalizados por la ASTM, los cuales son:

- ASTM D-2850, Método de ensayo estándar para la resistencia a la compresión no consolidada no drenada de suelos cohesivos en compresión triaxial. Este método cubre la determinación de la resistencia a la compresión no-consolidada no-drenada de especímenes cilíndricos de suelos cohesivos en condiciones inalteradas, remoldeadas o compactadas, utilizando la aplicación de deformaciones controladas o esfuerzos controlados de la carga de compresión axial, donde el espécimen está sujeto a la presión de confinamiento de un fluido en una cámara triaxial. El método proporciona la medición de esfuerzos totales aplicados al espécimen, es decir, los esfuerzos no son corregidos por la presión de poros. El ensayo proporciona datos para la determinación de las propiedades de resistencia y las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos. Además, cabe mencionar que la determinación de la resistencia no-consolidada no-drenada de los suelos cohesivos sin confinamiento lateral está cubierta por los métodos de Ensayo ASTM D-2166.
- ASTM D-4767, Método de ensayo estándar para la resistencia a la compresión consolidada no drenada de suelos cohesivos en compresión triaxial.
- ASTM D-7181, Método para el ensayo de compresión triaxial consolidado drenado para suelos.

2.5.1 Ensayo no consolidado no drenado o ensayo rápido (UU)

En este tipo de ensayo no es permitido el drenaje tanto durante la fase de aplicación de la presión de confinamiento como la fase de aplicación del esfuerzo desviador, tal como se muestra en la figura 2.6. El incremento del esfuerzo desviador es bastante rápido, lo que permite que no se disipe la presión de poros. La duración del ensayo es de 10 a 15 minutos.

El ensayo UU es utilizado para determinar los parámetros de resistencia no drenada c_u y ϕ_u . Este ensayo es llevado a cabo usualmente sobre especímenes de arcilla, enmarcando la realización del ensayo dentro del concepto de resistencia para suelos cohesivos saturados, en donde los resultados solo pueden ser expresados en términos de esfuerzos totales.

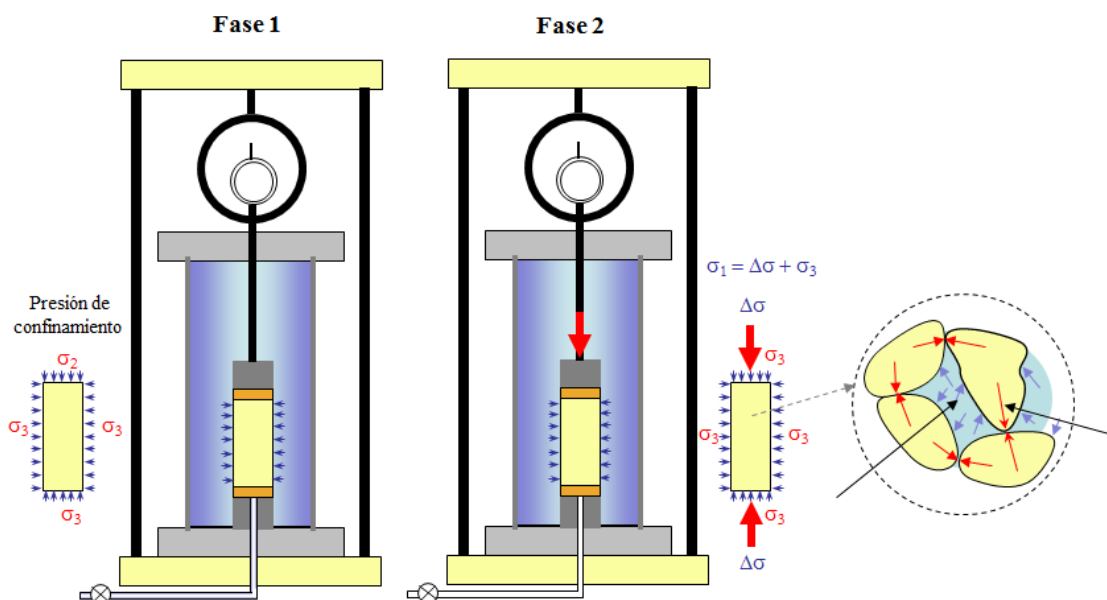


Figura 2.6. Fases del ensayo triaxial no consolidado no drenado (UU)

2.5.2 Ensayo consolidado no drenado (CU)

En una primera etapa la probeta de suelo es consolidada bajo presión hidrostática; así el esfuerzo llega a ser efectivo, actuando sobre la fase sólida del suelo. En una segunda etapa, la probeta es llevada a la falla por un incremento de la carga axial relativamente rápido, de manera que no se permita el cambio de volumen, esto se logra fácilmente cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta, tal como se muestra en la figura 2.7. El proceso de carga es realizado a una velocidad adecuada de tal manera que la presión intersticial se uniformice en toda

la probeta. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional durante el periodo de falla de aplicación de la carga axial. El ensayo CU (consolidado-no drenado) se realiza generalmente con medición de la presión de poros durante todo el proceso con el fin de determinar los parámetros resistentes del suelo en términos de esfuerzos totales y esfuerzos efectivos $c_{cu}, \phi_{cu}, c', \phi'$.

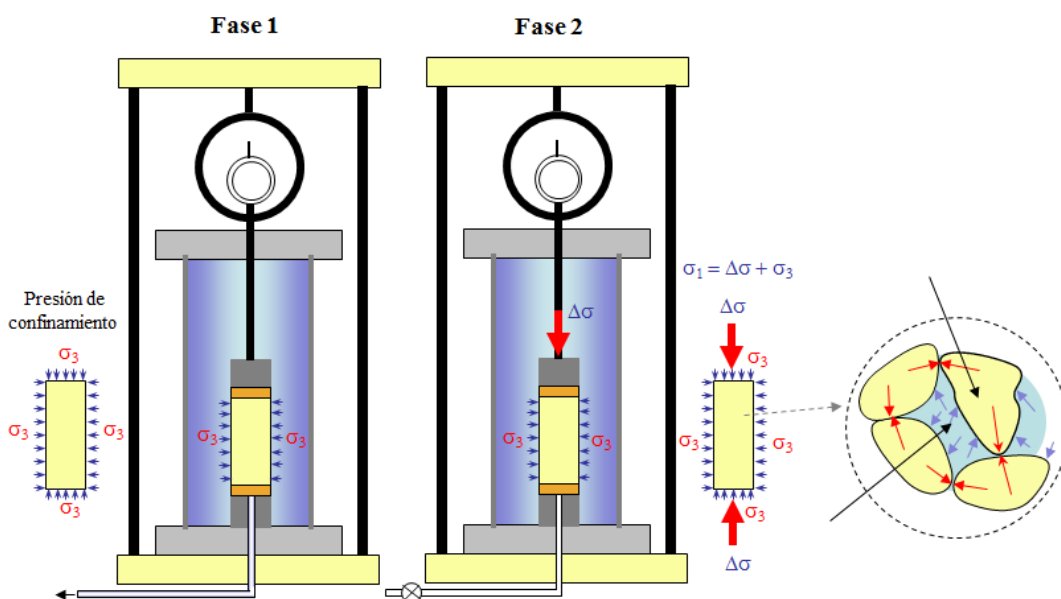


Figura 2.7. Fases del ensayo triaxial consolidado no drenado (CU)

2.5.3 Ensayo consolidado drenado (CD)

En una primera etapa, se aplica sobre la muestra de suelo una presión hidrostática, tanto externa (celda triaxial), como interna (contra presión), manteniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para completar el proceso de consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya restablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo, es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. En una segunda etapa la muestra de suelo es llevada hasta la falla mediante la aplicación de carga axial a una tasa de deformación constante lo suficientemente pequeña para permitir el drenaje del agua dentro de la muestra e impedir que se puedan generar presiones de poros, tal como se muestra en la figura 2.8. En esta etapa se miden los cambios

volumétricos producidos en la muestra de suelo, el cual corresponde a la cantidad de agua expulsada por la probeta.

La velocidad de ensayo debe ser tal, que las fluctuaciones en la presión de poros sean despreciables y en cualquier caso no superiores al 5% de la presión efectiva de confinamiento. En este ensayo se puede obtener los parámetros de resistencia del suelo en términos de esfuerzos efectivos, c' , ϕ' .

Los ensayos consolidados drenados se utilizan esencialmente en suelos granulares (arenas), sin embargo, se pueden aplicar en suelos finos cuando estos estarán sometidos a condiciones drenadas, pero tomando en cuenta que los ensayos requieren tiempos prolongados debido a la respuesta lenta del suelo para disipar presiones de poro.

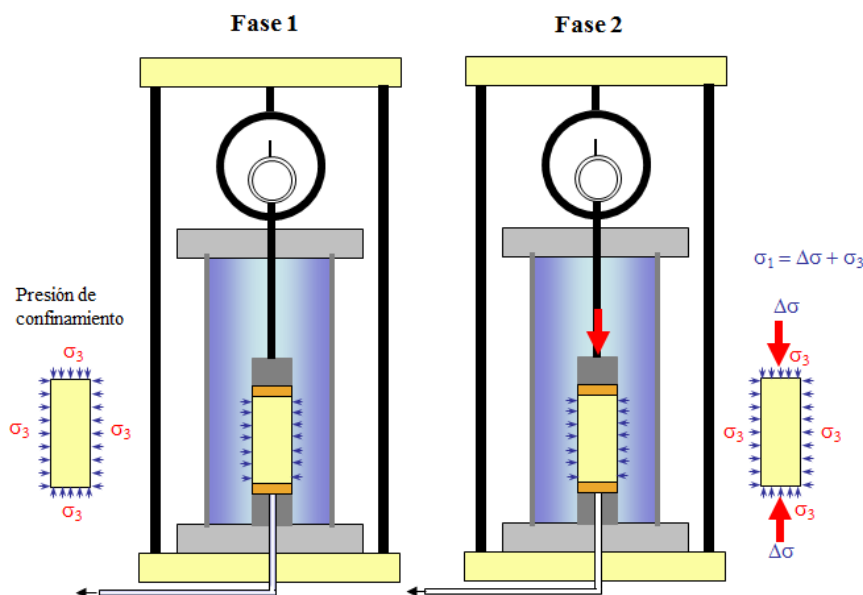


Figura 2.8. Fases del ensayo triaxial consolidado drenado (CD)

2.6 COMPORTAMIENTO DE LAS ARENAS EN ENSAYOS TRIAXIALES MONOTÓNICOS

El comportamiento de las arenas en ensayos triaxiales monotónicos ha sido estudiado a través de dos enfoques fácilmente diferenciables en la ingeniería geotécnica. El primero de ellos consiste en estudiar el efecto que tiene la aplicación de la carga monotónica bajo condiciones drenadas, es decir, permitiendo que el fluido presente en los intersticios de la estructura del suelo pueda drenar fuera o hacia él, lo que se traduce en un cambio volumétrico de la muestra ensayada y además en la nula generación de presión de poros.

El segundo enfoque corresponde a estudiar el efecto de la carga monotónica bajo condiciones no drenadas, lo cual significa que el agua contenida en los intersticios dentro de la estructura del suelo se encuentra impedida de drenar. Como consecuencia de ello no se puede generar la variación volumétrica de la muestra. Por lo tanto, esta condición permite la generación de presión de poros.

También es importante señalar que los conceptos anteriores requieren incluir la densidad relativa de la masa de suelo a ser ensayado. Las arenas pueden ser clasificadas como sueltas o densas, o condiciones intermedias, y en base a dichas configuraciones se pueden obtener respuestas contractivas o dilatantes.

Con la finalidad de comprender el comportamiento monotónico no drenado de arenas, en las siguientes secciones se describen los aspectos más importantes.

2.6.1 Steady state

El concepto de estado crítico o estado de deformación constante fue postulado inicialmente por Casagrande (1936) con el nombre de "critical void ratio". Mediante la realización de pruebas de corte directo, Casagrande observó que cuando arenas sueltas y densas eran ensayadas en condiciones drenadas, cambiaban su índice de vacíos alcanzando un valor constante común.

Más tarde el "steady state" o "estado último" fue definido como el estado en el cual la masa del suelo se encuentra deformándose de manera continua a un volumen constante, presión normal efectiva constante, esfuerzo de corte constante y velocidad constante, tal como lo describen Castro & Poulos (1977) y Poulos (1981). El estado de deformación constante es alcanzado cuando el nivel de deformaciones es lo suficientemente grande (20 a 25%) y está determinado únicamente por el índice de vacíos inicial. Resultados experimentales han demostrado que el "estado último" no se encuentra afectado por la fábrica inicial (estado que describe el arreglo inicial de partículas de suelo que puede ser completamente borrado bajo grandes deformaciones), mientras el suelo sea homogéneo, tal como lo reportan Verdugo (1992), Ishihara (1993), Verdugo & Ishihara (1996).

El "estado último" es representado geométricamente como una combinación de la densidad expresada en términos del índice de vacíos " e ", el esfuerzo desviador " q " y la presión media efectiva " p " y su ubicación en este espacio es independiente si es alcanzado a través de una condición drenada o no drenada,

tal como se puede observar en los trabajos realizados por Been et al. (1991), Verdugo (1992), Ishihara (1993).

En la figura 2.9 el “steady state” es representado en la arena de Toyoura obtenido por Verdugo (1992) y en ella se destacan los estados iniciales y el “steady state”. Se puede observar que el estado último es alcanzado ya sea a partir de estados muy sueltos o estados muy densos y que todos los índices de vacíos finalmente están localizados sobre una única línea denominada “línea de estado último”. De manera similar, en la figura 2.10 se presenta dicha línea en el plano $q - p'$, la cual corresponde a una recta que pasa por el origen, por lo que se puede concluir que existe un único ángulo de fricción movilizado en el “steady state” y por otro lado resulta evidente que la línea parte desde el origen verificando la no existencia de la cohesión.

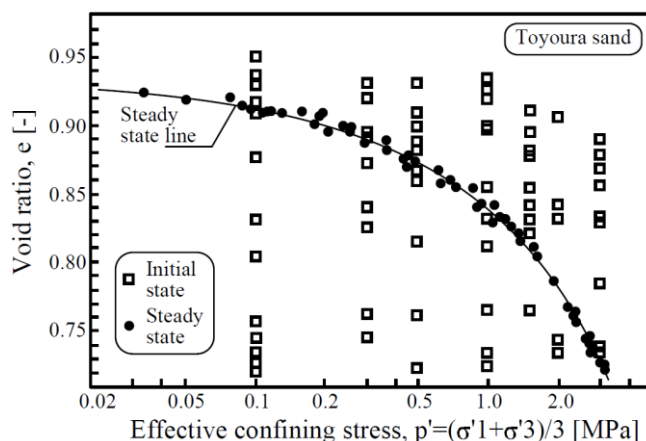


Figura 2.9. Línea de estado último y estados iniciales en la arena de Toyoura, plano $e - p'$ (tomado de Verdugo & Ishihara, 1996).

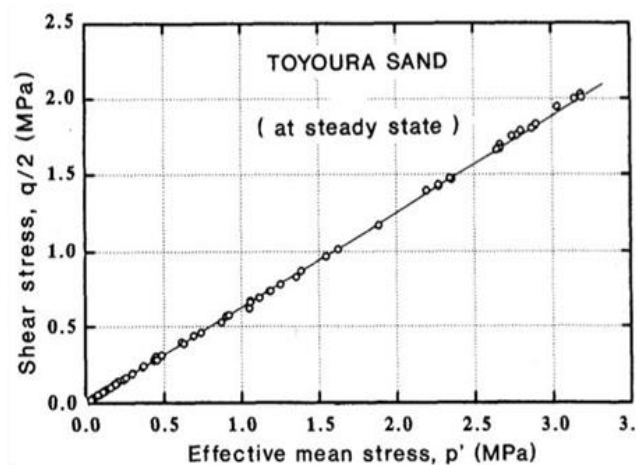


Figura 2.10. Línea de estado último en la arena de Toyoura, plano $q - p'$ (tomado de Verdugo & Ishihara, 1996).

2.6.2 Phase transformation y quasy-steady state

El concepto de “phase transformation state” (PTS) o “estado de transformación de fase” corresponde al instante en que la respuesta del suelo cambia su comportamiento de contractivo a dilatante, en condición no drenada (Ishihara et al., 1975).

La transformación de fase es experimentada en arenas saturadas en estados densos o de mediana densidad sometido a esfuerzos de corte bajo presiones de confinamiento relativamente bajas y se caracteriza como el cambio de dirección de la trayectoria de esfuerzos efectivos. En primer término, el suelo al ser cargado bajo condiciones no drenadas responde de manera contractiva, generando un aumento del exceso de presión de poros, hasta alcanzar un valor mínimo de esfuerzo normal efectivo. A partir de este punto el suelo experimenta un cambio de la dirección de la trayectoria de esfuerzos efectivos, lo que se traduce en un comportamiento dilatante, de acuerdo con la figura 2.11 en el punto denotado como PTS. Una vez ocurrida la transformación de fase, la respuesta del suelo en términos de esfuerzo-deformación, muestra un incremento en la resistencia hasta alcanzar el estado último.

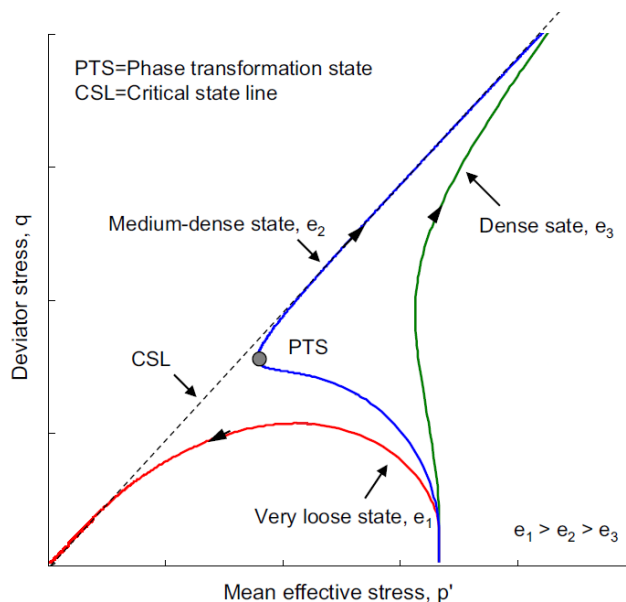


Figura 2.11. Representación esquemática de la respuesta no drenada de la arena a diferentes relaciones de vacío (adaptado de Yang et al., 2015)

En el caso de arenas sueltas, luego de ser alcanzado el pico de resistencia en condición no drenada, existe un fenómeno de decrecimiento del esfuerzo desviador “ q ” y el esfuerzo normal efectivo “ p ” hasta un valor mínimo local. Dicha

condición de resistencia es conocida como “quasi-steady state” o “pseudo estado último” (Alarcón-Guzmán et al., 1988). Este tipo de comportamiento también ha sido reportado en otras investigaciones tales como Castro (1975), Mohamad & Dobry (1986), Konrad (1990), Lade & Ibsen (1997).

Uno de los aspectos importantes del “pseudo estado último”, es que el esfuerzo movilizado a este nivel de deformación puede ser marcadamente menor que el esfuerzo movilizado en el “estado último”, el cual se alcanza a deformaciones mucho mayores. Además, este estado mínimo de resistencia coincide con el punto definido como “transformación de fase”, a pesar de que este último fue concebido para explicar el estado de transición desde comportamiento contractivo a dilatante en arenas, independiente de si involucra una disminución de la resistencia al corte. Destacar también que la ocurrencia o no ocurrencia de la momentánea pérdida de resistencia al corte se encuentra completamente supeditada al índice de vacíos y a la presión normal efectiva de consolidación, como lo indican Verdugo (1992) e Ishihara (1993).

2.6.3 Inestabilidad

El concepto de inestabilidad según Lade (1992), corresponde al instante en que la masa de suelo, al ser sometida a una carga bajo condición no drenada, sufre un decrecimiento abrupto de la resistencia al corte generando grandes deformaciones. Inestabilidad no es sinónimo de falla, sin embargo, ambos pueden motivar eventos catastróficos. Lade (1992) definió el límite de la región de estabilidad como “instability line” o “línea de inestabilidad”, sin embargo, otros investigadores también reportaron este fenómeno, denominándolo de distintas maneras. Vaid & Chern (1985) lo denominaron como “critical stress ratio” (CSR), Sladen et al. (1985) lo llamaron “collapse surface”; por otro lado, Olson & Stark (2003) “yield strength Ratio”.

La condición necesaria para que se desarrolle la inestabilidad es que el comportamiento del suelo sea contractivo, ya que la pérdida de resistencia resulta como consecuencia del desarrollo de valores importantes de presión de poros, las que motivan una disminución de los esfuerzos efectivos. El comportamiento contractivo se puede dar en arenas en condiciones sueltas y sometidas a presiones de confinamiento bajas, o en arenas densas sometidas a altas presiones de confinamiento. De acuerdo con Yamamuro & Lade (1997), los eventos que originan la inestabilidad pueden ser pequeños en magnitud, tales

como pequeños sismos, vibraciones de máquinas, el resultado de la consolidación o fluencia volumétrica.

El estado de esfuerzos a partir del cual la inestabilidad puede ser alcanzada bajo condiciones no drenadas, corresponde a la parte superior de la superficie de fluencia, tal como se puede observar en la figura 2.12. También se puede observar que cuando una muestra de arena es ensayada más allá del punto superior de la superficie de fluencia, el suelo puede deformarse plásticamente bajo el efecto de esfuerzos en decrecimiento.

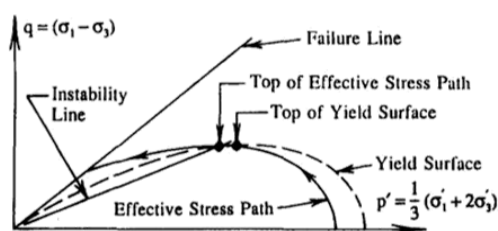


Figura 2.12. Diagrama esquemático de la posición de la línea de inestabilidad (tomado de Yamamuro & Lade, 1997).

El punto superior de la trayectoria de esfuerzos efectivos corresponde a la máxima diferencia de esfuerzos principales y ocurre un poco después del punto superior de la superficie de fluencia, debido a que incluye el efecto de la liberación de energía producto de las deformaciones elásticas (Yamamuro & Lade, 1997).

Así, en una arena contractiva, la línea que conecta los puntos superiores de las trayectorias de esfuerzos efectivos forma el límite inferior de la región de inestabilidad para condiciones no drenadas. Es decir, la línea de inestabilidad pasa por los puntos que cumplen la ecuación: $q_{m\acute{a}x} = (\sigma'_1 - \sigma'_3)_{max}$.

2.6.4 Comportamiento monotónico no drenado de arenas

Con la finalidad de caracterizar y describir el comportamiento monotónico no drenado de arenas, se presenta a continuación el resultado de una serie de ensayos triaxiales no drenados, consolidados isotrópamente, realizados por Verdugo (1992) y presentados también por Ishihara (1993) y Verdugo & Ishihara (1996). Todas las pruebas fueron realizadas en arena de Toyoura.

La figura 2.13 muestra los resultados de probetas reconstituidas a distintas densidades e igual presión de confinamiento ($\sigma_3 = 490 \text{ kPa}$) y se puede observar la influencia del grado de empaquetamiento del material en la resistencia al corte no drenado. Se puede observar un incremento del esfuerzo desviador con

respecto a la deformación de corte a medida que la densidad inicial del suelo es incrementada (figura 2.13a). Este comportamiento también es observado en las trayectorias de esfuerzos efectivos (figura 2.13b). Si la densidad de la arena es alta, como en el caso de $e = 0.762$, no se observa una pérdida de resistencia al corte y el comportamiento puede considerarse rígido. Cuando la arena es suelta, $e = 0.861$ y $e = 0.868$, se puede observar el fenómeno de “transformación de fase” descrito en la sección (2.6.2), ya que se puede observar el cambio de en la trayectoria de esfuerzos efectivos de contractiva a dilatante. Si el índice de vacíos es mayor a $e = 0.88$ y menor a $e = 0.93$, se distingue claramente una pérdida temporal en la resistencia al corte para luego evidenciar un aumento hasta alcanzar el “estado último”. Este fenómeno fue denominado como “pseudo estado último” en la sección (2.6.2). Para el caso de $e = 0.93$ se observa que la resistencia al corte no drenado alcanza un valor nulo. Pruebas en estados más sueltos también evidenciaron resistencias al corte no drenadas iguales a cero, por lo que el valor de $e = 0.93$ es considerado el índice de vacíos mínimo para el cual la resistencia residual es nula en este material y es denominado “índice de vacíos umbral” (e_0) (Verdugo, 1992 e Ishihara, 1993).

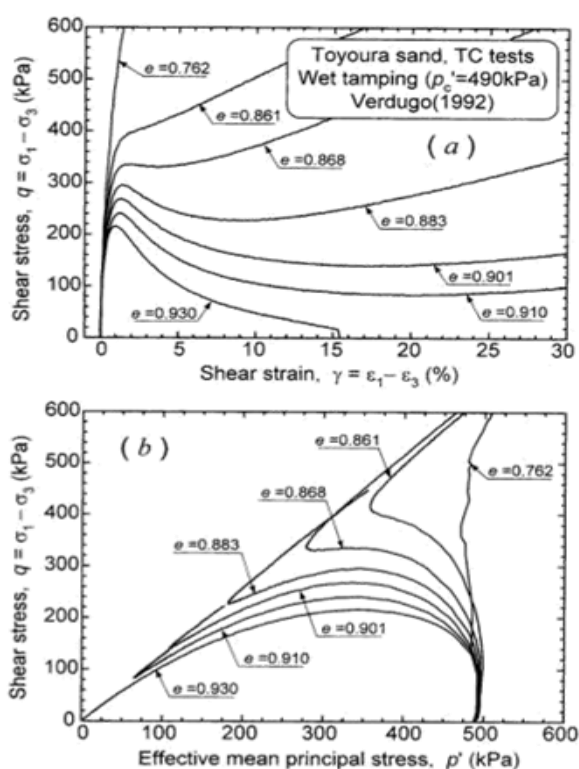


Figura 2.13. Ensayos CIU en compresión: (a) Esfuerzo desviador vs deformación de corte, (b) Esfuerzo desviador vs esfuerzo medio efectivo (Verdugo, 1992; modificado por Yoshimine & Ishihara, 1998).

Adicionalmente, Verdugo & Ishihara (1996) llevaron a cabo ensayos monotónicos no drenados para las densidades relativas post consolidación de 38 % ($e = 0.833$) y 64 % ($e = 0.735$), con la finalidad de estudiar la influencia de la presión de confinamiento para una densidad relativa en particular. En la Figura 2.14 se muestran los resultados los ensayos mencionados para la densidad relativa post consolidación de 64 % ($e = 0.735$), la cual fue ensayada a presiones de confinamiento de 0.1, 1.0, 2.0 y 3.0 MPa. Como se puede observar, la muestra de suelo experimenta un comportamiento contractivo y luego dilatante “transformación de fase”, siendo más marcada la dilatancia cuando el ensayo es llevado a cabo a bajas presiones de confinamiento. Por otro lado, también se observa que todas las muestras alcanzan una condición última idéntica a grandes deformaciones (25%). Este comportamiento se observa de manera independiente de la magnitud de la presión de confinamiento, mostrando que la resistencia última depende sólo de la densidad relativa de la arena en estudio.

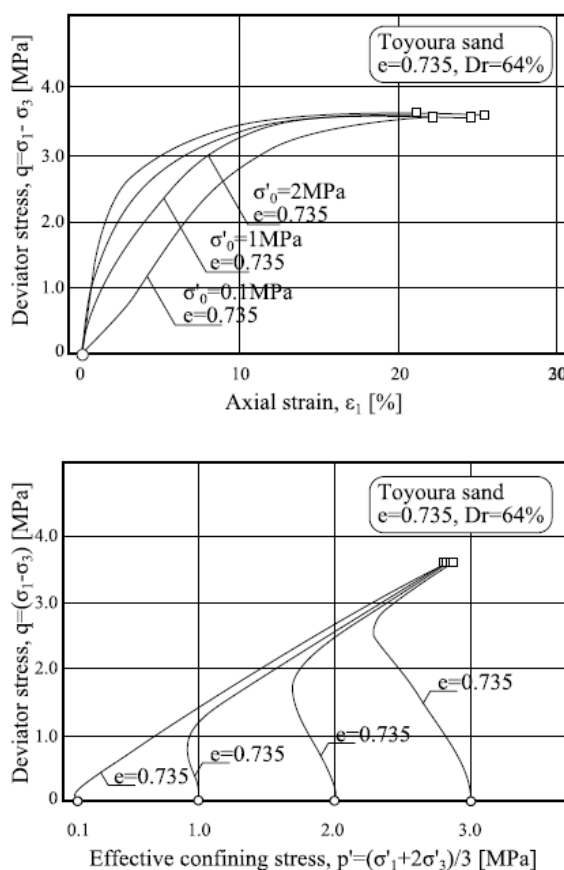


Figura 2.14. Ensayos CU en compresión $e = 0.735$: (a) Esfuerzo desviador vs deformación de axial, (b) Esfuerzo desviador vs presión media efectiva (tomado de Verdugo & Ishihara, 1996).

En la figura 2.15 se muestran los resultados de Verdugo & Ishihara (1996) para una densidad relativa post consolidación de 38 % ($e = 0.833$), la cual también fue ensayada a presiones de confinamiento de 0.1, 1.0, 2.0 y 3.0 MPa. Similar al comportamiento observado en la figura 2.14, a grandes deformaciones se alcanza un valor único de resistencia residual, afirmando que la resistencia última sólo depende del índice de vacíos inicial. Sin embargo, a bajas deformaciones el efecto de la presión de confinamiento origina comportamientos diferentes en las muestras ensayadas. Para las presiones de confinamiento de 2 y 3 MPa, se observa una pérdida de resistencia al corte a deformaciones axiales entre 5 a 10% (pseudo estado último) para luego recuperarse a deformaciones mayores (estado último). Las probetas ensayadas a presiones de confinamiento de 0,1 y 1 MPa muestran comportamientos dilatantes, por lo que no evidencian pérdidas de resistencia.

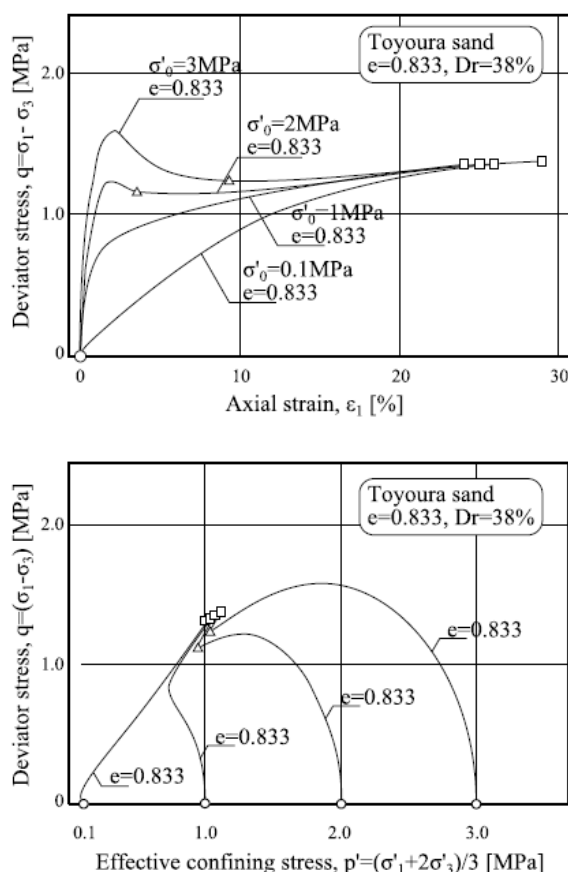


Figura 2.15. Ensayos CIU en compresión $e = 0.833$: (a) Esfuerzo desviador vs deformación de axial, (b) Esfuerzo desviador vs presión media efectiva (tomado de Verdugo & Ishihara, 1996).

Al analizar las figuras presentadas previamente en un contexto más global, se puede concluir que en el comportamiento no drenado existen fenómenos cuya

ocurrencia están directamente relacionadas con la posición inicial de la trayectoria de esfuerzos efectivos y la densidad relativa inicial de la arena.

En la Figura 2.16 se presenta un esquema general del comportamiento no drenado de arenas a grandes deformaciones, en donde se puede observar que cuando la arena se encuentra en un estado con densidad relativa baja o cuando la presión media efectiva de consolidación aumenta (figuras 2.16 lado izquierdo), las líneas de transformación de fase y estado último tienden a converger en una sola. Además, si la línea de transformación de fase o pseudo estado último coincide con la línea de estado último, no existirá recuperación de resistencia al corte luego de alcanzado el pico de resistencia y se alcanzará la condición denominada “critical steady state” o estado último crítico figura 2.16d.

La caracterización de los fenómenos descritos en las secciones anteriores tales como el estado último, la transformación de fase y el pseudo estado último, son también mostrados en la figura 2.16. En la figura 2.16a se muestra el alcance del estado último sin pérdida de la resistencia al corte, mientras que en las figuras 2.16b y 2.16c se observan la transformación de fase y el pseudo estado último.

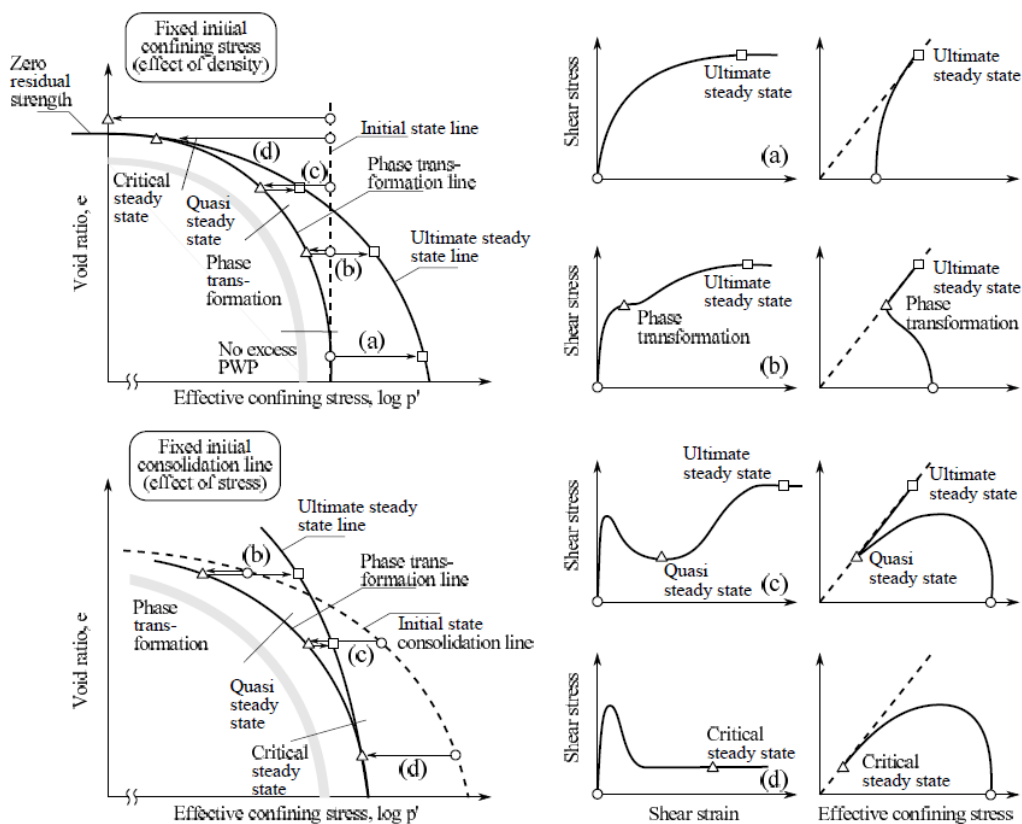


Figura 2.16. Comportamiento general de corte no drenado de arenas bajo grandes deformaciones (tomado de Yoshimine & Ishihara, 1998).

2.6.5 Licuación

La licuación no es un campo de investigación reciente y ha sido ampliamente estudiada a partir de finales de los años treinta por Casagrande (1936). Sin embargo, el término “licuación” abarca una gran variedad de comportamientos y su definición no es única. Todos los fenómenos asociados tienen en común un incremento de la presión de poros y grandes deformaciones, tal como lo señalado por Castro (1975), Castro & Poulos (1977).

Algunos investigadores asocian la licuación con el estado estacionario previamente definido, Castro & Poulos (1977), Hyodo et al. (1994). A partir de que la muestra de suelo experimenta una deformación muy grande y una resistencia constante al corte. La licuación es total ya que la resistencia al corte es muy baja y la arena fluye como un líquido, según Castro & Poulos (1977). Sin embargo, esta licuación verdadera está limitada a un rango de densidades relativas. Son más frecuentes en arenas limosas, como lo indican Yoshimine & Ishihara (1998).

La licuación estática también ocurre, es decir, la muestra de suelo alcanza un estado nulo, lo que significa que tanto el esfuerzo efectivo como el esfuerzo desviador son nulos. Este comportamiento fue definido por Seed & Lee (1966) y también representado por Yamamuro & Lade (1997) para arenas sueltas.

El concepto de falla por flujo fue descrito por Casagrande (1976) y Castro (1969) y consiste en una acumulación significativa de presión de poro y un aumento repentino en la deformación. Esta falla por flujo no es propiamente un estado de deformación, sino que lo desencadena. Alarcon-Guzman et al. (1988) propusieron el concepto de colapso estructural para explicar este fenómeno y Sladen et al. (1985) relacionan su desencadenamiento con una superficie de colapso en el plano relación de vacíos - esfuerzo.

Un estado transitorio de licuación parcial también es mencionado por Lee & Seed (1967) y Vaid & Sivathayalan (2000) cuando el suelo alcanza el *quasi steady state*, antes del endurecimiento. Define el fuerte aumento de deformación encontrado después del pico de resistencia. Esta definición es idéntica a la falla por flujo.

Una definición unificadora es presentada por National Research Council (1985) y Vaid & Thomas (1995): los términos licuación y falla por licuación abarcan todos los fenómenos que implican deformaciones excesivas de suelos saturados sin cohesión. Por lo tanto, la definición de falla debería referirse mejor a una cantidad

fija de deformación plástica acumulada independientemente del fenómeno que la causa, según lo indica Ishihara et al. (1975).

La figura 2.17 propuesta por Yamamuro & Lade (1997) para una arena suelta ilustra las inestabilidades que podrían ocurrir durante la prueba de compresión triaxial, relacionada con el concepto de licuación. Las muestras a baja presión de confinamiento son propensas a la licuación estática, es decir $(p', q) = (0, 0)$. También se observa una licuación temporal, es decir, una pérdida de esfuerzo de corte acompañada por un aumento repentino de la presión de poro y deformación. Las presiones de confinamiento más altas exhiben una inestabilidad temporal o una inestabilidad, es decir, se alcanza el *steady state* y no se produce endurecimiento. Para una densidad relativa suelta dada, el comportamiento real depende fuertemente del esfuerzo de confinamiento inicial. También hay que señalar que la línea de inestabilidad, equivalente a la línea “critical stress ratio” CSR (definido en la sección 2.6.3) se desvía de la línea recta para baja presión de confinamiento.

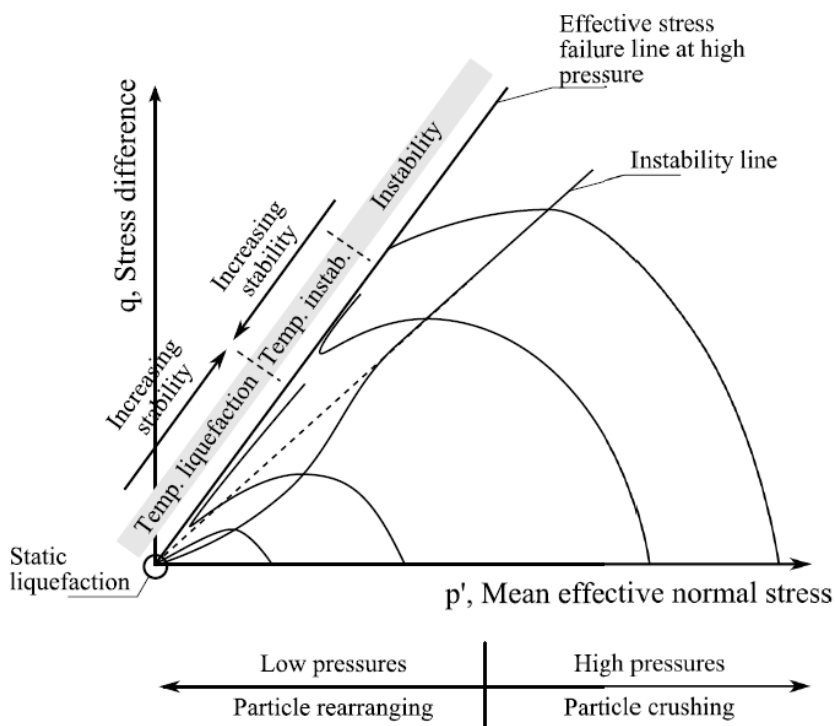


Figura 2.17. Cuatro tipos generales distintos de trayectorias de esfuerzo efectivo no drenado de arenas limosas sueltas (tomado de Yamamuro & Lade, 1997).

2.7 RESUMEN DE PUBLICACIONES SOBRE ANÁLISIS NUMÉRICO DE ENSAYOS TRIAXIALES EMPLEANDO EL MODELO CONSTITUTIVO UBCSAND.

El modelo UBCSAND ha sido empleado en diversas publicaciones para el modelamiento numérico de ensayos triaxiales monotónicos y cíclicos en arenas. En esta sección se presenta un resumen de dichas publicaciones, y se discute sobre la precisión del modelo para representar el comportamiento real del suelo.

2.7.1 Modelamiento numérico del proyecto canadiense de experimento de licuación (CANLEX)

Uno de los primeros usos del modelo UBCSAND fue para modelar ensayos del proyecto canadiense de experimento de licuación (CANLEX). Los resultados del modelo han sido reportados en diversos trabajos de investigación, tales como Puebla et al. (1997) y Puebla (1999). Dichos modelamientos numéricos fueron llevados a cabo en base a las características mecánicas de la arena de Syncrude determinadas en laboratorio mediante ensayos triaxiales realizadas por Phillips & Byrne (1993).

Puebla et al. (1997) realizaron la calibración del modelo UBCSAND en base a la respuesta de la arena de Syncrude observada a partir de ensayos triaxiales no drenados realizados por Phillips & Byrne (1993). Una comparación entre la respuesta observada y el modelo calibrado para un esfuerzo de confinamiento de $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$ es mostrado en la figura 2.18. El modelo calibrado fue empleado en la predicción del fenómeno de licuación estática en dos situaciones de carga. El primer caso fue la predicción de ocurrencia de licuación estática en un terraplén construido a escala sobre una capa de cimentación de arena suelta. El segundo caso fue la predicción de ocurrencia de licuación estática en una prueba centrífuga realizado sobre un prototipo de una estructura. Los resultados de la predicción mostraron una gran concordancia con los resultados experimentales en los dos casos de estudio.

Puebla (1999) realizó la calibración del modelo UBCSAND en base a la respuesta de la arena de Syncrude observada a partir de ensayos triaxiales drenados realizados por Phillips & Byrne (1993), tal como se observa en la figura 2.19. Dichos resultados fueron usados en la predicción de la respuesta observada en ensayos triaxiales no drenados. Los resultados de la predicción mostraron una

buena concordancia con los resultados experimentales en términos de deformación y generación de presión de poro. Una comparación entre la respuesta observada y predicha es mostrada en las figuras 2.20 y 2.21 para diferentes esfuerzos de confinamiento.

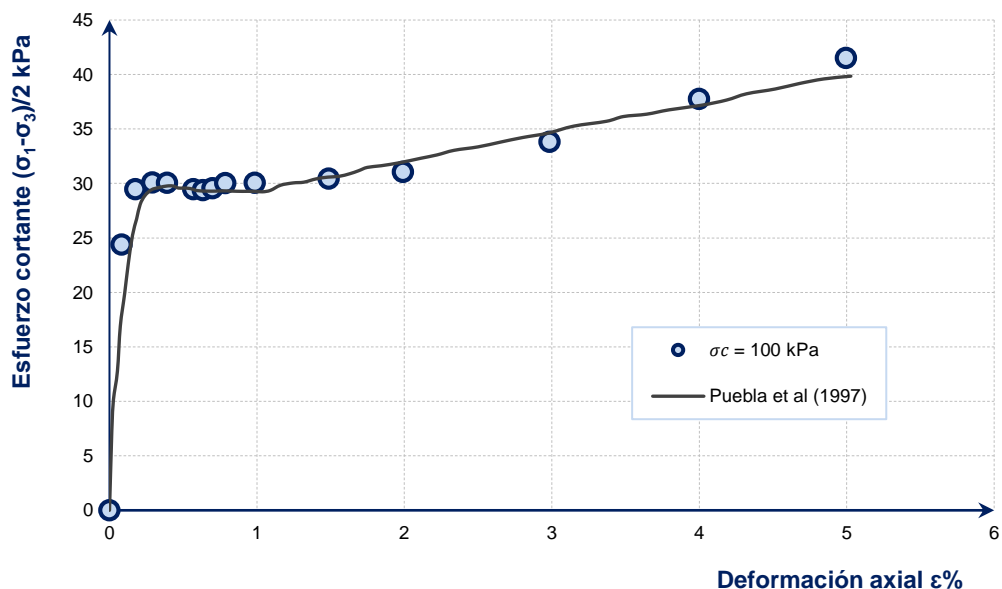


Figura 2.18. Calibración de la respuesta no drenada del ensayo de compresión triaxial (adaptado de Puebla et al., 1997)

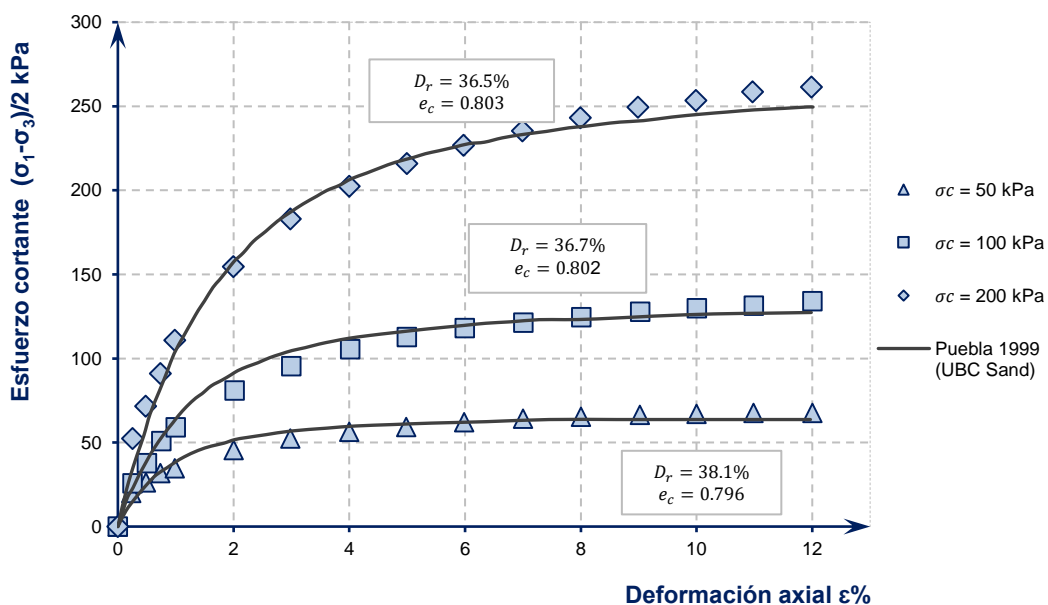


Figura 2.19. Calibración del modelo UBCSAND a partir de la respuesta drenada del ensayo de compresión triaxial (adaptado de Puebla, 1999)

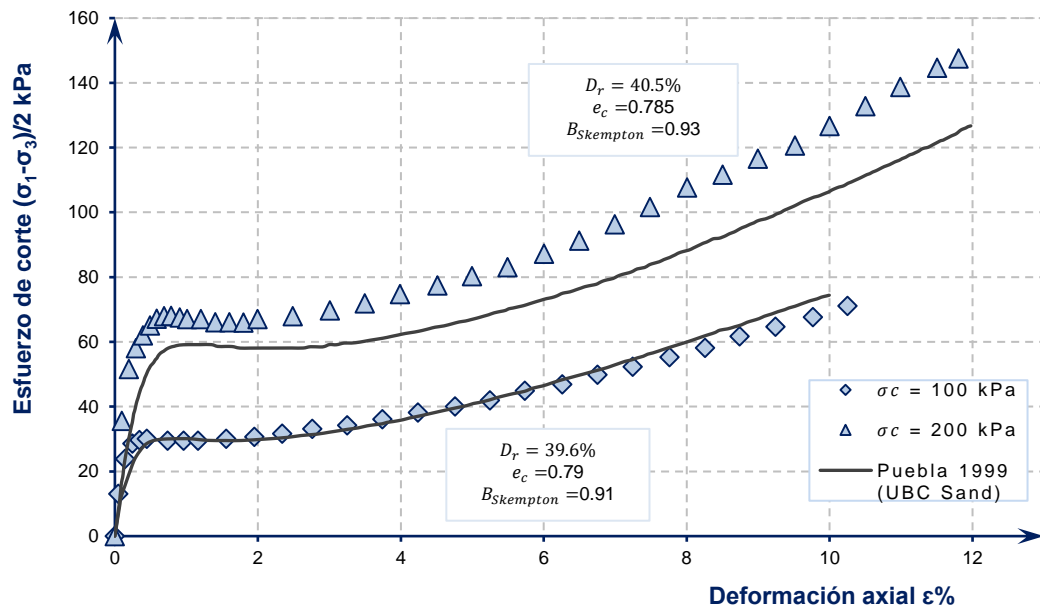


Figura 2.20. Predicción de la respuesta no drenada del ensayo de compresión triaxial (adaptado de Puebla, 1999)

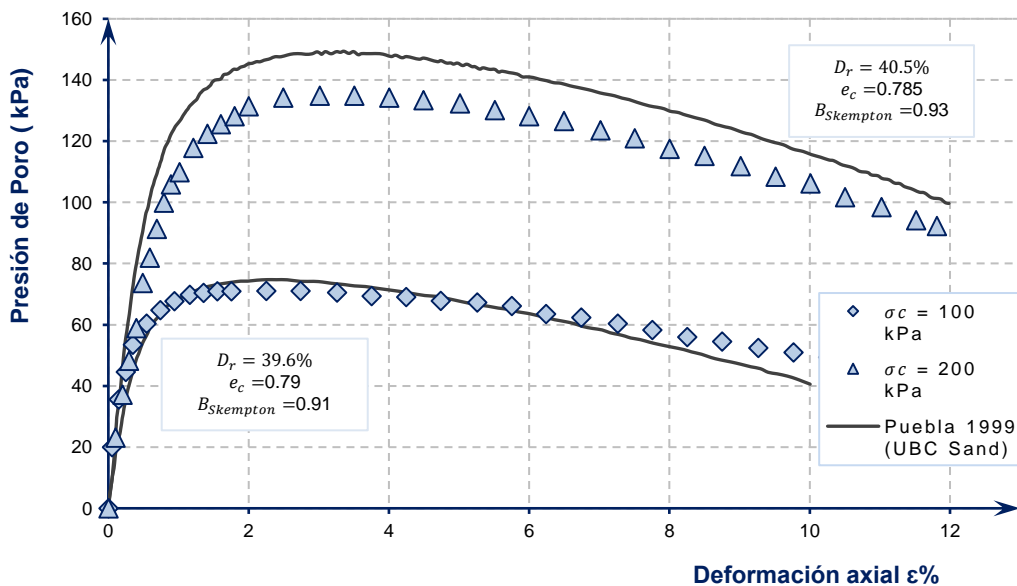


Figura 2.21. Predicción de la generación de presión de poro en el ensayo triaxial no drenado (adaptado de Puebla, 1999)

2.7.2 Validación de la formulación del modelo UBCSAND en PLAXIS

El modelo UBCSAND en PLAXIS versión 2010, ha sido validado para varios tipos de ensayos de laboratorio convencionales, tal es el caso del ensayo de compresión triaxial. En las figuras 2.22, 2.23 y 2.24 se puede observar los resultados del análisis numérico de elementos finitos publicados por Tsegaye

(2010). Los resultados del modelamiento muestran que el modelo UBCSAND simula las respuestas esperadas de la arena bajo condiciones drenadas y no drenadas en términos de esfuerzo-deformación, trayectorias de esfuerzo-esfuerzo asociados a distintos esfuerzos de confinamiento.

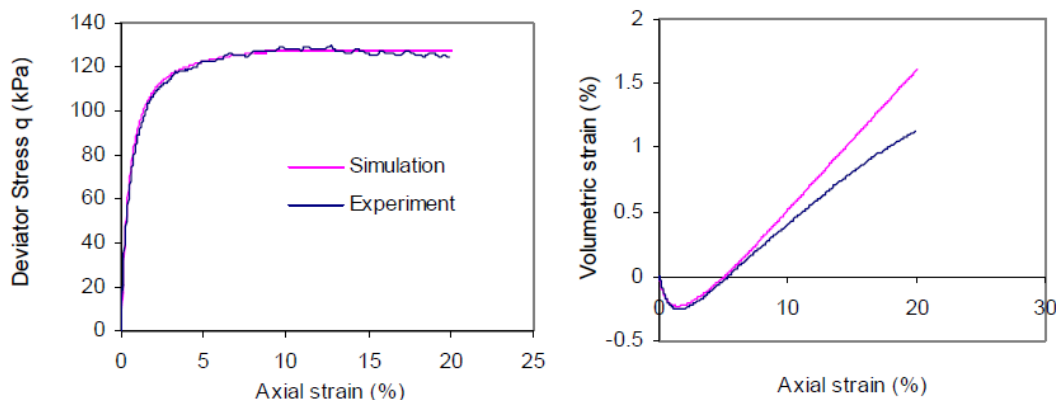


Figura 2.22. Simulación del ensayo triaxial drenado bajo un esfuerzo de confinamiento de 50 kPa (tomado de Tsegaye, 2010)

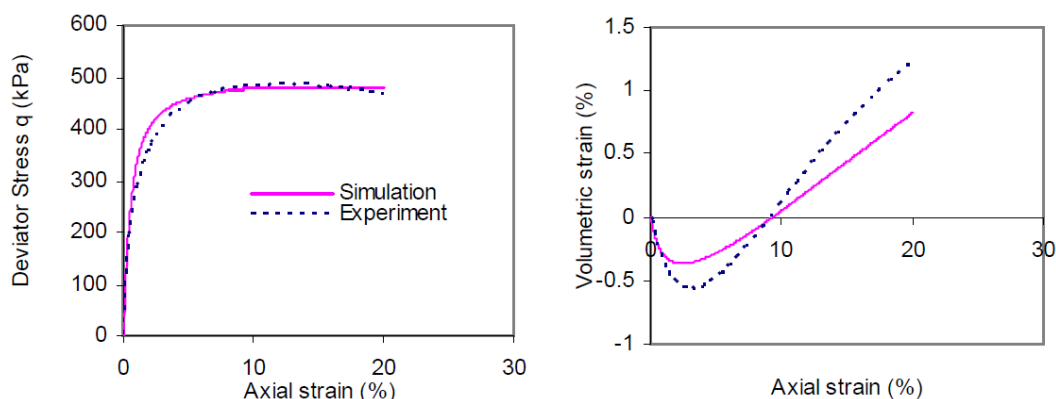


Figura 2.23. Simulación del ensayo triaxial drenado bajo un esfuerzo de confinamiento de 200 kPa (tomado de Tsegaye, 2010)

Por otro lado, también se puede observar que el modelo UBCSAND en PLAXIS versión 2012, ha sido validado a partir de diferentes ensayos de laboratorio, tal es el caso del ensayo triaxial monotónico no drenado empleado por Puebla et al. (1997). El trabajo de validación se presenta en los documentos publicados por Petalas et al. (2012), Petalas & Galavi (2012) y (2013), Galavi et al. (2013) y Ju & Vassalos (2015). El modelamiento numérico del ensayo triaxial es comparado con la data experimental, así como con el modelo original UBCSAND publicado por Puebla et al. (1997). Los resultados de la predicción han mostrado una gran concordancia con los resultados experimentales en términos de deformación y

generación de presión de poro. Una comparación entre la respuesta observada y predicha es mostrada en la figura 2.25.

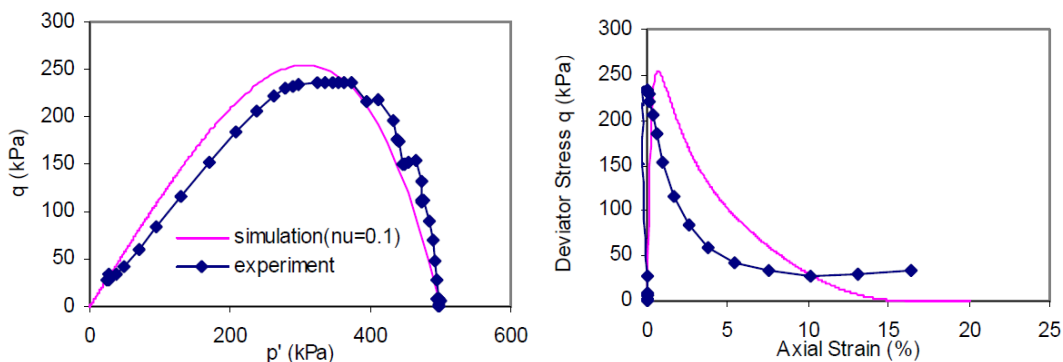


Figura 2.24. Simulación del ensayo triaxial no drenado bajo un esfuerzo de confinamiento de 500 kPa (tomado de Tsegaye, 2010)

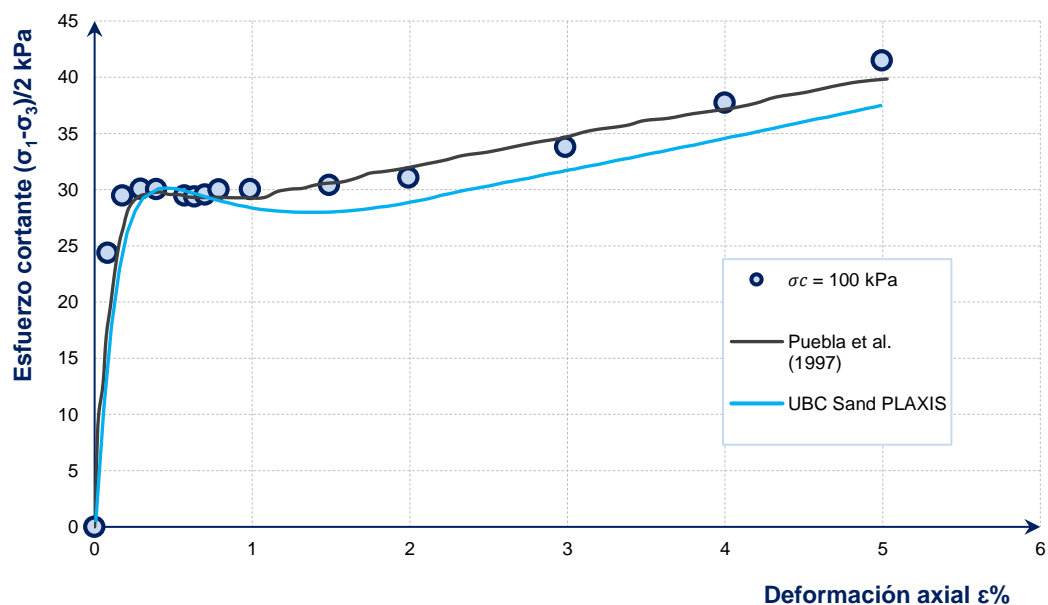


Figura 2.25. Validación del modelo UBCSAND en PLAXIS, a partir del ensayo de compresión triaxial no drenado (adaptado de Galavi et al., 2013)

CAPÍTULO III: MODELO CONSTITUTIVO UBC SAND

3.1 INTRODUCCIÓN

El Modelo UBCSAND es un modelo bidimensional de plasticidad en esfuerzos efectivos para el análisis de licuación de suelos. El modelo predice básicamente el comportamiento esfuerzo-deformación de corte del suelo empleando la relación hiperbólica de Duncan-Chang y estima la respuesta volumétrica asociada del esqueleto del suelo usando una regla de flujo que es una función de la relación de esfuerzos presente. El modelo UBCSAND ha sido desarrollado en University of British Columbia por el Prof. P.M. Byrne. La formulación del modelo UBCSAND se presenta en diversas investigaciones realizadas por Puebla et al. (1997), Beaty & Byrne (1998), Puebla (1999), Naesgaard et al. (2009), quienes han realizado significantes contribuciones al modelo.

En el presente estudio se ha empleado la extensión del modelo original bidimensional UBCSAND a una formulación completamente tridimensional para un esquema de tiempo de integración implícito el cual es llamado modelo UBCSAND modificado. La implementación del modelo UBCSAND modificado ha sido realizada por Rahman & Schreppers (2014) en el código de elementos finitos TNO DIANA BV (2012). Las mayores extensiones están involucradas en la implementación de un comportamiento de endurecimiento isotrópico-cinemático mixto basado en un enfoque de superficie de delimitación similar al desarrollado por Bakmar et al. (2008), Dafalias & Popov (1976), Shen et al. (1993) conservando el mecanismo de endurecimiento como lo descrito por Puebla, (1999). Estas extensiones son cruciales para la simulación de la respuesta bajo carga cíclica, por lo tanto, la extensión del modelo puede ser usado tanto para el análisis estático no lineal y análisis transitorio.

En las siguientes secciones se discute la formulación de la respuesta elástica y luego la respuesta plástica es discutida en términos de funciones de fluencia, reglas de flujo y mecanismos de endurecimiento tanto para condiciones de carga monótonica y cíclica. Finalmente, se explica el enfoque para simular la condición no drenada.

3.2 COMPORTAMIENTO ELÁSTICO NO LINEAL

Para explicar y predecir el comportamiento elástico de materiales granulares, constituido por partículas discretas como la arena, la mecánica de suelos ha

recurrido tradicionalmente a la teoría de la elasticidad que rige la mecánica de los medios continuos. Por lo tanto, el comportamiento elástico de la arena queda caracterizado mediante dos parámetros elásticos. Aunque existen varias posibles elecciones de este par de parámetros elásticos, el modelo UBCSAND modificado emplea el módulo volumétrico elástico K^e y la relación de Poisson ν .

En el programa DIANA el comportamiento elástico que ocurre dentro de la superficie de fluencia está gobernado por el modelo de elasticidad no lineal descrito por Puebla (1999). Se asume un módulo volumétrico elástico K^e dependiente de la presión y la relación es dada en la ecuación (3.1).

$$K^e = K_B^e P_{ref} \left(\frac{p}{P_{ref}} \right)^{me} \quad (3.1)$$

La relación de Poisson permanece constante, lo cual implica un módulo de corte elástico G^e dependiente de la presión, tal como se observa en la ecuación (3.2).

$$G^e = \frac{3K^e(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)} \quad (3.2)$$

Donde P_{ref} es la presión de referencia. En la literatura la presión de referencia es comúnmente tomada como la presión atmosférica. K_B^e es el número del módulo volumétrico elástico de referencia (el módulo volumétrico de referencia dividido entre la presión de referencia), p es la presión presente en el suelo, me es el parámetro utilizado en la ley de potencia, el cual define el grado de la presión dependencia de la rigidez.

El modelo UBCSAND implementado en los programas FLAC y PLAXIS emplea el número del módulo volumétrico elástico K_B^e y el número del módulo de corte elástico K_G^e , como un par de parámetros para definir el comportamiento elástico del suelo. El número del módulo de corte elástico K_G^e queda representado por la ecuación (3.3).

$$G^e = K_G^e P_{ref} \left(\frac{p}{P_{ref}} \right)^{ne} \quad (3.3)$$

Donde K_G^e es el número del módulo de corte elástico de referencia, ne es el parámetro utilizado en la ley de potencia, el cual define el grado de la presión dependencia de la rigidez.

En el capítulo tres se desarrolla la metodología para obtener los parámetros elásticos K_B^e , K_G^e , ν , m y n a partir de datos obtenidos experimentalmente en laboratorio.

3.3 COMPORTAMIENTO PLÁSTICO

El comportamiento plástico de materiales granulares constituidos por partículas discretas como la arena, es modelado tradicionalmente haciendo uso de la teoría de la plasticidad que rige la mecánica de los medios continuos. De tal forma que, si el material granular es mirado de manera macroscópica, éste puede ser considerado como un continuo en el cual es posible definir un estado de esfuerzos interno, además de sus respectivas deformaciones asociadas.

En el modelo UBCSAND modificado el comportamiento plástico del modelo, la resistencia al corte y la resistencia a compresión, son asumidos desacoplados. Esto conlleva a un modelo con doble endurecimiento, en la cual el comportamiento plástico se asume que es una combinación de la falla de corte y una compactación irre recuperable.

3.3.1 Funciones de fluencia

Las funciones de fluencia del modelo UBCSAND modificado define tres superficies de fluencia: una superficie de falla de corte similar a Mohr-Coulomb, una capa esférica como superficie de falla de compresión, y una superficie de falla de tracción (*tension cut-off surface*). La superficie de falla de corte es una aproximación de la bien conocida superficie de falla de Mohr-Coulomb donde los vértices son reemplazados por una superficie continua. Por otra parte, la formulación del plano de la superficie de falla de tracción es similar a los modelos habituales de Mohr-Coulomb y Drucker-Prager. Las superficies de falla de corte y de compresión son definidos por las funciones f_1 y f_2 , respectivamente, en el espacio $p - q$.

La falla de corte es asumida que ocurre en la superficie de falla f_1 , descrito por la ecuación (3.4).

$$f_1 = \frac{q}{R_1(\theta)} - \frac{6 \sin(\phi)}{3 - \sin(\phi)}(p + \Delta p) = 0 \quad (3.4)$$

En la que ϕ es el ángulo de fricción movilizado en compresión triaxial, $\Delta p = \frac{c}{\tan \phi}$ es una constante que modela el comportamiento cohesivo del material con

cohesión c . $R_1(\theta)$ modela las diferencias en resistencia en compresión triaxial y extensión triaxial y es una función del ángulo de Lode θ .

La compactación irre recuperable es descrita mediante la capa elíptica f_2 , expresada por la ecuación (3.5).

$$f_2 = (p + \Delta p)^2 + \alpha \left(\frac{q}{R_2(\theta)} \right)^2 - p_c^2 = 0 \quad (3.5)$$

Donde p_c es la presión de preconsolidación y α determina la forma de la capa elíptica. Nuevamente, se usa $R_2(\theta)$ para modelar diferentes resistencias en compresión triaxial y extensión triaxial. Las cualidades del modelo en el espacio $p - q$ es mostrado en la figura 3.1.

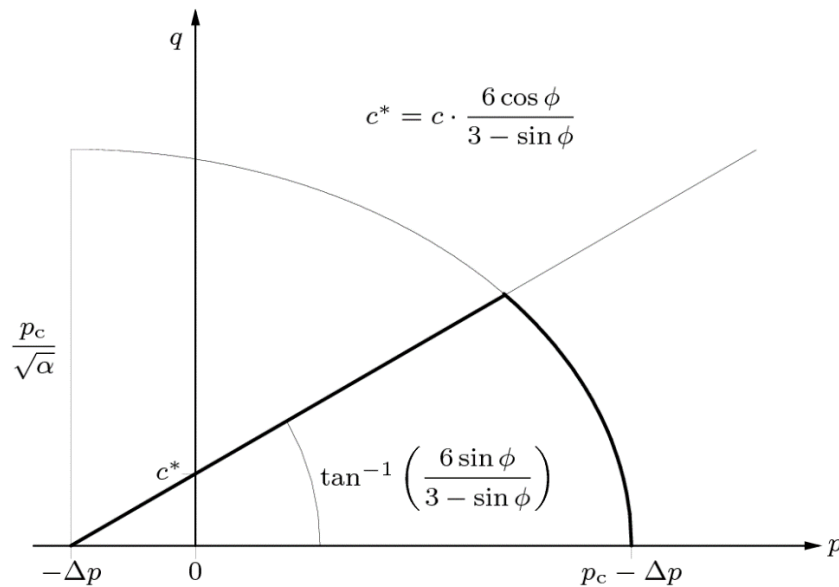


Figura 3.1. Superficies de fluencia de corte y compresión en el espacio $p - q$ para $\theta = \frac{\pi}{6}$ (tomado de Rahman & Schreppers, 2014).

En el plano desviador, existen varias posibilidades para modelar la resistencia de las arenas. Una posible solución para esto es el bien conocido criterio de falla de Mohr-Coulomb, que ha demostrado ser una descripción precisa de ensayos triaxiales en arenas (Groen, 1995). Además, es conceptualmente simple y muy adecuado para cálculos manuales. Desafortunadamente en el marco de elementos finitos las trayectorias de esfuerzos no son conocidos de antemano y ciertamente no son constantes. La implementación del criterio de Mohr-Coulomb en un marco continuo tridimensional plantea algunas dificultades que se unen al carácter de superficie múltiple del criterio de fluencia de Mohr-Coulomb. Por lo

tanto, el objetivo es definir un modelo que sea continuo, y capaz de representar con precisión la resistencia de la arena bajo varias trayectorias de esfuerzo triaxial.

El modelo UBCSAND modificado empleado en esta investigación, ha adoptado el modelo de Eekelen (1980), debido a que proporciona una solución simple y elegante que es fácilmente aplicable a procedimientos de elementos finitos (Groen, 1995).

El modelo puede ser ajustado sobre la superficie de fluencia estándar del modelo Mohr-Coulomb en el plano desviador mediante las funciones $R_1(\theta)$ y $R_2(\theta)$, donde " θ " es el ángulo de Lode. La extensión de la formulación se puede observar a detalle en el trabajo de Groen (1995).

El ángulo de Lode " θ " queda determinado por la ecuación (3.6).

$$\cos(3\theta) = -\frac{27 J_3}{2 q^3} \quad (3.6)$$

El esfuerzo octaedral " q " y el ángulo de Lode " θ " tienen una clara interpretación física, el esfuerzo octaedral " q " puede ser identificado como el radio en el plano desviador, y el ángulo de Lode " θ " puede ser identificado como el ángulo, así que se tiene un sistema coordenado polar en el plano desviador con coordenadas q, θ ; tal como se observa en la figura 3.2a.

El parámetro " α " determina la forma de la capa elíptica, y esta expresado por la ecuación (3.7).

$$\alpha = (1 - \beta)^{-n} \quad (3.7)$$

En donde α, β y n son constantes.

El ajuste al modelo Mohr-Coulomb conduce a las relaciones expresadas en las ecuaciones (3.8, 3.9 y 3.10).

$$R_1(\theta) = \left(\frac{1 - \beta_1 \cos(3\theta)}{1 - \beta_1} \right)^n \quad (3.8)$$

Donde el parámetro β_1 está descrito como:

$$\beta_1 = \frac{\left(\frac{3 + \sin(\phi)}{3 - \sin(\phi)}\right)^{-\frac{1}{n}} - 1}{\left(\frac{3 + \sin(\phi)}{3 - \sin(\phi)}\right)^{-\frac{1}{n}} + 1} \quad (3.9)$$

De acuerdo con Eekelen (1980), el mejor resultado en cuanto a la convexidad es obtenido para $n = -0.229$. Según Groen (1995), investigaciones más profundas también han mostrado que la convexidad es asegurada para $n = -0.229$, con un máximo de $\beta \leq 0.7925$, que corresponde un ajuste al modelo Mohr-Coulomb con un ángulo de fricción ϕ de 46.55° . La convexidad también es garantizada para $n = -0.25$, $\beta \leq 0.75592$, correspondiente a un ajuste al modelo Mohr-Coulomb con un ángulo de fricción ϕ de 46.49° . Para $\beta = 0$ la superficie de fluencia se reduce a la superficie de fluencia de Drucker-Prager mostrada en la figura 3.2b.

El modelo UBCSAND modificado en el programa DIANA, asume por defecto el valor de la constante $n = -0.229$ para la superficie de fluencia de corte en el plano desviador el cual corresponde a un ajuste al criterio de Mohr-Coulomb. Por lo tanto, para el contorno de fluencia el parámetro β_1 solo depende del ángulo de fricción y es calculado internamente por el programa.

En el modelo UBCSAND modificado la forma de la capa de la superficie de fluencia de compresión también puede ser modificado con el factor $R_2(\theta)$ que es asumido de acuerdo con la ecuación (3.10).

$$R_2(\theta) = \left(\frac{1 - \beta_2 \cos(3\theta)}{1 - \beta_2}\right)^n \quad (3.10)$$

Con $n = -0.229$ y el factor β_2 por defecto igual a cero que implica una capa esférica. Por lo tanto, los factores β_1 y β_2 son los parámetros para el contorno de fluencia.

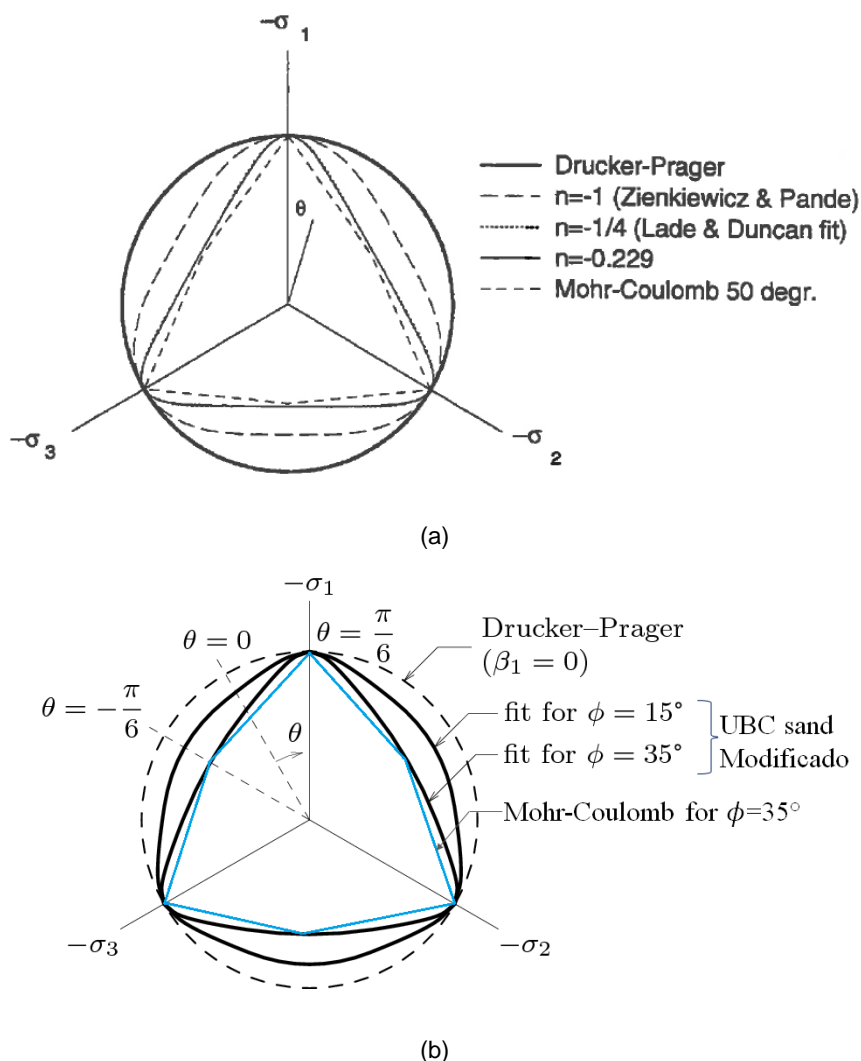


Figura 3.2. a): Definición del ángulo de Lode y envolvente última respecto a la convexidad (adaptado de Groen, 1995); b) superficie de fluencia en el plano desviador.

Finalmente, la superficie de falla de tracción es definida mediante la función f_3 expresada por la ecuación (3.11).

$$f_3 = p + p_t = 0 \quad (3.11)$$

Donde p_t es el esfuerzo de falla de tracción.

3.3.2 Regla de flujo

La dirección de la proporción de deformación plástica es determinada mediante las superficies de potencial plástico, tal como lo mostrado en la figura 3.3. En caso del modelo UBCSAND modificado las siguientes dos superficies son aplicadas.

El flujo plástico en la falla de corte es asumido que es no asociativo y es determinado mediante la superficie de potencial plástico g_1 :

$$g_1 = q - \frac{6 \sin(\psi)}{3 - \sin(\psi)}(p + \Delta p) = 0 \quad (3.12)$$

El ángulo de dilatación ψ es relacionado al ángulo de fricción ϕ mediante una regla basada en energía similar a la teoría de esfuerzo dilatación desarrollada por Rowe (1962), linealizado y simplificado de acuerdo con consideraciones de energía, tal como lo propuesto por Puebla (1999).

$$\sin(\psi) = \sin(\phi) - \sin(\phi_{cv}) \quad (3.13)$$

Donde $\sin(\phi_{cv})$ es el seno del ángulo de fricción a volumen constante.

El flujo plástico en la capa de compresión es determinado mediante la superficie de potencial plástico g_2 :

$$g_2 = (p + \Delta p)^2 + \alpha_g q^2 - p_c^2 = 0 \quad (3.14)$$

El cual asume flujo asociativo en el espacio $p - q$ y flujo no asociativo en el plano desviador, basado en los mismos argumentos tal como la regla de flujo para la superficie de falla. Por lo tanto $\alpha_g = \alpha$, por ser flujo asociativo ($\psi = \phi$).

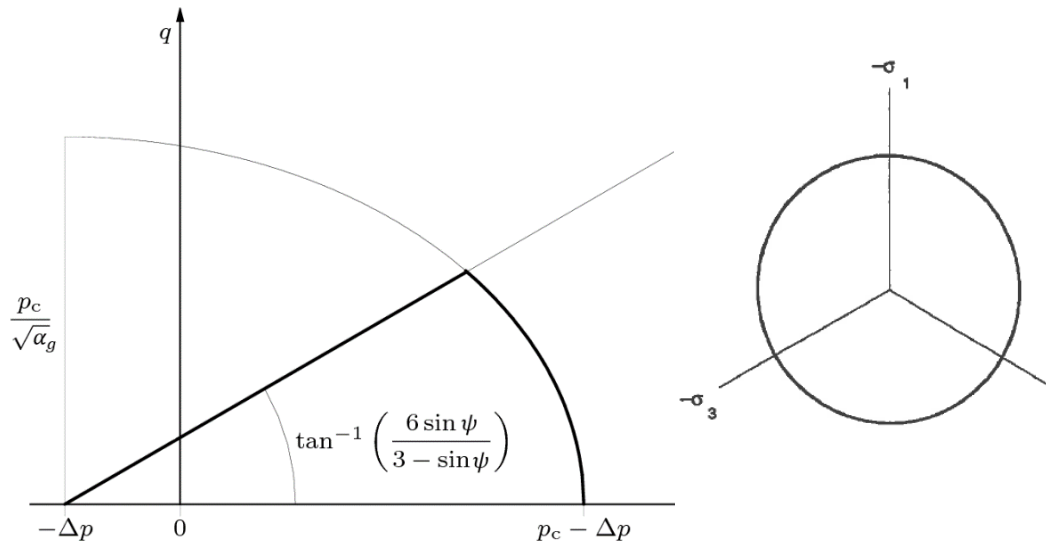


Figura 3.3. Potenciales plásticos en el espacio $p - q$ y en el plano desviador (adaptado de Rahman & Schreppers, 2014).

Finalmente, para la superficie de falla de tracción se asume una regla de flujo asociativo.

3.3.3 Mecanismo de endurecimiento monotónico

El modelo UBCSAND modificado en el programa DIANA, considera endurecimiento independiente de superficies. El comportamiento de endurecimiento de la superficie de capa es similar como el usado en el modelo Mohr-Coulomb modificado y la superficie de falla de tracción no tiene endurecimiento. El endurecimiento por corte está delimitado por la línea de falla (ángulo de fricción última) tal como es mostrado en la figura 3.5. Para la superficie de falla de corte se asume una relación hiperbólica entre la relación de esfuerzos presente en el suelo η y la deformación plástica de corte equivalente tal como lo mostrado en la figura 3.4. La formulación ha sido desarrollada de acuerdo con las consideraciones de Puebla et al. (1997) y es representada por la siguiente expresión:

$$\Delta\eta = G_s^p \Delta\kappa_s \quad (3.15)$$

Donde $\Delta\eta$ es el incremental de la relación de esfuerzos y $\Delta\kappa_s$ es la deformación plástica de corte incremental equivalente y G_s^p es el módulo de corte plástico tangente normalizado que es definido como:

$$G_s^p = K_G^p \left(\frac{p}{p_{ref}} \right)^{np-1} \left[1 - \left(\frac{\eta}{\eta_f} \right) R_f \right]^2 \quad (3.16)$$

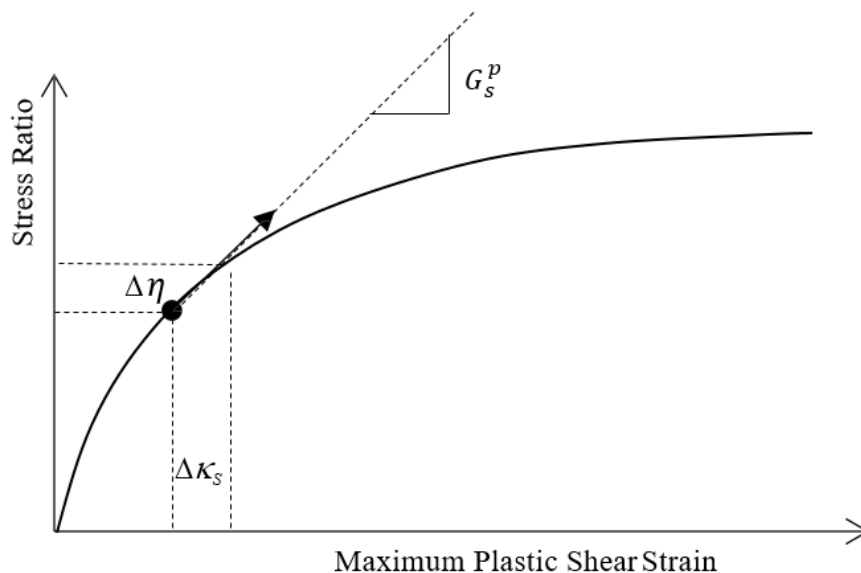


Figura 3.4. Relación entre la relación de esfuerzos desarrollado, η , y la deformación plástica de corte κ_s (adaptado de Petalas & Galavi, 2012).

Donde K_G^p es el número del módulo de corte plástico, p es la presión presente, P_{ref} es la presión de referencia, n_p es el exponente del módulo de corte plástico, η_f es la relación de esfuerzos en la falla, y R_f es la relación de falla. La relación de esfuerzos presente en el suelo es expresada por la siguiente ecuación:

$$\eta = \frac{q}{p} \quad (3.17)$$

La deformación plástica de corte incremental equivalente Δk_s es definido como:

$$\Delta k_s = |\Delta \epsilon_1^p - \Delta \epsilon_3^p| \quad (3.18)$$

Donde $\Delta \epsilon_1^p$ y $\Delta \epsilon_3^p$ son las deformaciones plásticas incrementales principales mayor y menor relacionado a la superficie de falla de corte.

Para el endurecimiento de la superficie de falla de compresión mostrada en la figura 3.5, la presión de preconsolidación está dada como una función de un parámetro interno k_2 como:

$$p_c = p_c(k_2) \quad (3.19)$$

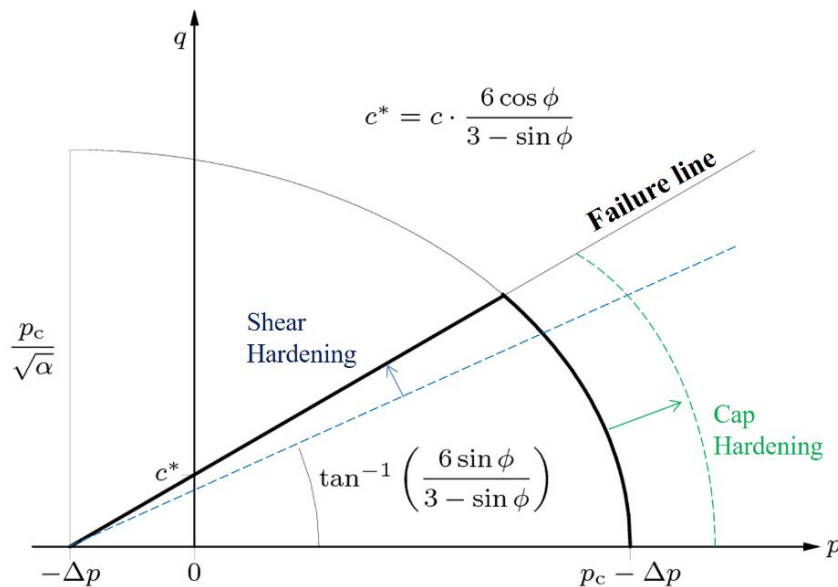


Figura 3.5. Mecanismos de endurecimiento monotónico de las superficies de corte y compresión (adaptado de Rahman & Schreppers, 2014).

Con el parámetro interno k_2 definido como:

$$\Delta k_2 = -\Delta \epsilon_v^p \quad (3.20)$$

La evolución está gobernada por la siguiente ley exponencial:

$$p_c = p_{c0} \exp\left(\frac{1+e}{\gamma} \Delta k_2\right) \quad (3.21)$$

En que p_{c0} es la presión de preconsolidación inicial, y γ es el factor de saturación que puede ser considerado como un parámetro del material.

Finalmente, para la superficie de falla de tracción no se asume endurecimiento.

3.3.4 Mecanismo de endurecimiento cíclico

Con el fin de simular la respuesta bajo carga cíclica en un estado de esfuerzos tridimensional se usa un mecanismo de endurecimiento isotrópico-cinemático mixto basado en un enfoque de superficie de delimitación (bounding surface approach), tal como lo planteado por Dafalias & Popov (1976), Shen et al. (1993), Bakmar et al. (2008). Sin embargo, en el modelo UBCSAND modificado se asegura que este mecanismo de endurecimiento llegue a ser idéntico al mecanismo de endurecimiento descrito por Puebla (1999) en un estado bidimensional de esfuerzos. El tensor de esfuerzos σ en la superficie de falla de corte es reemplazado por ξ que es definido como:

$$\xi = \sigma_d - p\alpha \quad (3.22)$$

Donde p es la presión, σ_d es la parte desviadora del tensor de esfuerzos y α es el tensor de cambio de esfuerzo (back stress). De acuerdo con la ecuación (3.22), con la evolución del cambio de esfuerzo α se lleva a cabo un efecto de endurecimiento cinemático moviéndose la superficie de falla de corte alrededor de su vértice, tal como lo mostrado en la figura 3.6.

El módulo de corte plástico K_G^p en la ecuación (3.16) es aplicable para un primer tiempo carga. Siempre que el incremento de carga presente expanda la superficie de falla de corte fuera de la anterior relación de esfuerzos máxima η , el incremento de carga es considerado como el primer tiempo de carga. Por otra parte, cuando un incremento de carga ocurre dentro del límite de la anterior relación de esfuerzos máxima y mueve la superficie de falla de corte junto con el (es decir mecanismo de endurecimiento cinemático), se asume que la arena se comporta

plásticamente, pero con un módulo de corte plástico que es varias veces más rígido que para un primer tiempo de carga tal como lo mencionado por Beaty & Byrne (2011). Este fenómeno se conoce como la densificación del suelo. La rigidización de K_G^p es considerado como una función del número de ciclos experimentados por la arena usando un enfoque similar al empleado en el código de elementos finitos PLAXIS descrito por Petalas & Galavi (2012):

$$K_G^p = K_{G0}^p * \left(4 + \frac{n-1}{2}\right) * fac_{pre} \quad (3.23)$$

Donde K_{G0}^p es el número del módulo de corte plástico inicial, n es el número de semiciclos contados desde el comienzo de la carga cíclica y fac_{pre} es un factor de calibración para la regla de esfuerzos de densificación, como lo definido en (3.23). K_G^p puede llegar a ser muy elevado en caso de un valor elevado de n . Por lo tanto, K_G^p es limitado por K_{Gmax}^p de tal manera que:

$$K_{Gmax}^p = K_G^e * 60^2 * 0.003 + 100 \quad (3.24)$$

Finalmente, cuando la máxima relación de esfuerzos posible es decir η_f es alcanzado, la licuación es desencadenado y K_G^p es reducido como:

$$K_G^p = K_{G0}^p * fac_{pos} \quad (3.25)$$

Donde fac_{pos} es un factor de post licuación definido por el usuario.

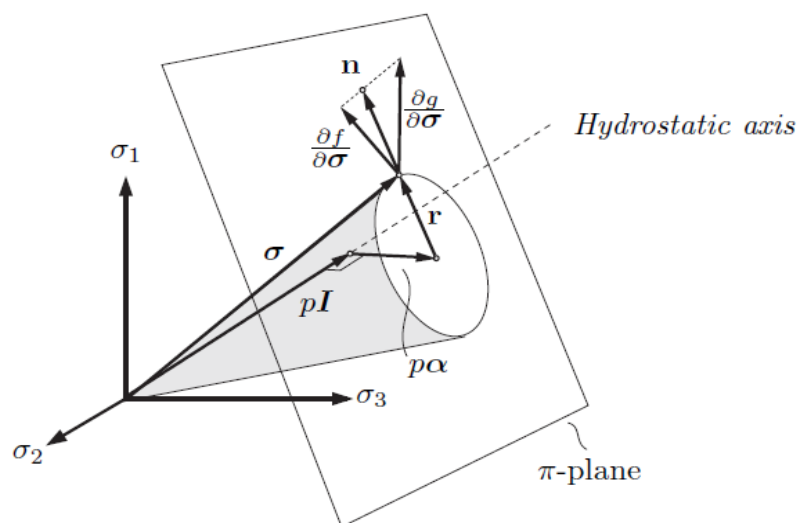


Figura 3.6. Superficie de fluencia tipo como definido en términos de α (tomado de Bakmar et al., 2008).

3.4 COMPORTAMIENTO NO DRENADO

Si en un análisis geotécnico la permeabilidad de un suelo saturado es baja y la velocidad de la aplicación de la carga es rápida, el comportamiento de corto plazo se caracteriza por no presentar cambio de volumen, predominando la generación de las presiones de poro comparado con la disipación. Este comportamiento no drenado puede ser modelado definiendo un exceso de presión de poro del fluido (p_e) en el material como:

$$p_e = -K_f \epsilon_v \quad (3.26)$$

Con ϵ_v la deformación volumétrica y K_f el módulo de compresión no drenada que es igual al módulo de compresión drenada K multiplicado por un factor de penalización.

$$K_f = fac * K \quad (3.27)$$

CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL MODELO UBC SAND

El modelo constitutivo presentado en el capítulo anterior requiere la determinación de parámetros de entrada para la caracterización elastoplástica de la arena. Para este propósito, en este capítulo se ha desarrollado una metodología sobre la obtención detallada de cada uno de los parámetros del modelo con base en distintas publicaciones existentes en la literatura, así como también en base a las ideas propuestas por el autor. Estos parámetros están relacionados con la respuesta elástica del suelo, la respuesta cortante inicial del suelo, la respuesta plástica de corte, la respuesta plástica de compresión, el comportamiento cohesivo, el comportamiento no drenado, el comportamiento cíclico y parámetros adicionales. El método principal de obtención de los parámetros es mediante el ajuste de las curvas experimentales a partir de ensayos triaxiales. Inicialmente se discute la determinación de los parámetros asociados a la respuesta elástica.

4.1 PARÁMETROS ASOCIADOS A LA RESPUESTA ELÁSTICA

4.1.1 Presión de referencia

El parámetro P_{ref} especifica la presión de referencia. En la literatura la presión de referencia es comúnmente tomada como la presión atmosférica ($P_{ref} = 100 \text{ kPa}$). Este valor ha sido empleado por diversos investigadores tales como Puebla (1999), Tsegaye (2010), Jalili et al. (2012), Petalas & Galavi (2012) y (2013), Ju & Vassalos (2015), Borowiec & Stanuszek (2016), entre otros. En el presente trabajo de investigación el de valor de la presión de referencia ha sido tomado como $P_{ref} = 100 \text{ kPa}$.

4.1.2 Exponentes elásticos

Los exponentes elásticos m_e y n_e son constantes de ajuste. Los valores del exponente elástico n_e sugerido por varios autores, son listados en la Tabla 4.1, donde se puede observar que, para la arena, este parámetro varía entre 0.38 y 0.5. Según Puebla (1999), Byrne et al. (2004), Beaty & Byrne (2011) este parámetro puede ser asumido aproximadamente como $n_e = 0.5$. Los programas DIANA, FLAC y PLAXIS asumen por defecto el valor de $m_e = n_e = 0.5$.

Por otro lado, en diversos trabajos de investigación, tales como Beaty & Byrne (1998), Tsegaye (2010), Jalili et al. (2012), Petalas & Galavi (2012) y (2013), Ju &

Vassalos (2015), Borowiec & Stanuszek (2016), entre otros; también se puede observar que estas constantes han sido asumidos iguales $m_e = n_e = 0.5$.

4.1.3 Relación de Poisson

La relación de Poisson elástica de la arena ν permanece constante en la formulación del modelo UBCSAND modificado en el programa DIANA, lo cual implica un módulo de corte G^e dependiente de la presión según la ley de potencia de elasticidad no lineal del modelo.

Según estudios realizados por Hardin (1978) la relación de Poisson elástica, ν , para la arena varía entre 0 y 0.2, recomendando un valor de 0.12. Una relación de Poisson de 0.12 hace que los valores del módulo volumétrico elástico K^e sea prácticamente igual al módulo de corte elástico G^e , lo cual queda verificado por la siguiente ecuación:

$$\frac{G^e}{K^e} = \frac{K_G^e}{K_B^e} = \frac{3(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)} \quad (4.1)$$

En ausencia de datos específicos, el módulo volumétrico elástico y el módulo de corte elástico pueden ser asumidos con el mismo valor según Puebla (1999), lo cual se cumple para una relación de Poisson $\nu = 0.125$. La relación de Poisson $\nu = 0.125$ ha sido empleado en diferentes trabajos publicados por Puebla et al. (1997), Beaty & Byrne (1998), Jalili et al. (2012), Petalas & Galavi (2012) y (2013), Ju & Vassalos (2015), entre otros.

4.1.4 Número del módulo de corte elástico

Según estudios realizados por Hardin (1978) el número del módulo de corte elástico K_G^e es una función de la relación de vacíos, $F(e)$, y de una variable, A , relacionada al tamaño y la forma de las partículas de arena, como sigue:

$$K_G^e = A \cdot F(e) \quad (4.2)$$

Los valores para A , $F(e)$ y la exponente elástica n_e sugerido por varios autores son listados en la Tabla 4.1.

El número del módulo de corte elástico K_G^e también puede ser aproximado a partir de valores del número de golpes normalizado del ensayo de penetración estándar (Byrne et al., 1987), o de la prueba de penetración de cono (Robertson et al.,

1983). Los valores aproximados de K_G^e en términos de la densidad relativa, D_r , o la resistencia a la penetración estándar normalizada, $(N_1)_{60}$, son listados en la Tabla 4.2.

Tabla 4.1. Valores típicos de A , $F(e)$ y la exponente elástica ne (adaptado de Puebla, 1999).

Material	A	$F(e)$	ne	Referencia
Arena limpia redondeada	700	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.5	Yu & Richart, 1984
Arena limpia angular	326	$(2.97-e)^2/(1+e)$	0.5	Yu & Richart, 1984
Arena limpia	320	$(2.97-e)^2/(1+e)$	0.5	Hardin & Drnevich, 1972
Arena limpia	625	$0.3+0.7e^2$	0.5	Hardin, 1978
Arena limpia	900	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.38	Iwasaki & Tatsuoka, 1977

Nota: A es una variable del tamaño y forma de la partícula; $F(e)$ es una función de la relación de vacíos.

Tabla 4.2. Valores aproximados del número del módulo de corte elástico K_G^e (adaptado de Puebla, 1999).

Estado	D_r [%]	$(N_1)_{60}$	K_G^e
Muy suelto	0-15	0-3	300
Suelto	15-35	3-8	300-900
Medio	35-65	8-25	900-2000
Denso	65-85	25-42	1500-2500
Muy denso	85-100	>42	>2000

Por otro lado, el número del módulo de corte elástico K_G^e también puede ser medido directamente a partir de las pruebas de laboratorio usando “bender elements” o un aparato de columna resonante.

4.1.5 Número del módulo volumétrico elástico

El número del módulo volumétrico elástico de la arena K_B^e , puede ser derivado a partir de la etapa de consolidación isotrópico de un ensayo de compresión triaxial drenado (CID) o de un ensayo de compresión triaxial no drenado (CIU) con medición de la deformación volumétrica en la fase de aplicación del esfuerzo de confinamiento.

De acuerdo con la teoría de la elasticidad el módulo volumétrico elástico está dado por la siguiente ecuación.

$$\Delta p = K^e \left(\frac{\Delta V}{V_0} \right) \quad (4.3)$$

El módulo volumétrico elástico no lineal, dependiente de la presión de acuerdo a Puebla (1999) es dado por:

$$K^e = K_B^e P_{ref} \left(\frac{p}{P_{ref}} \right)^{me} \quad (4.4)$$

Para $me = 0.5$ de acuerdo con lo discutido en la sección previa y reemplazando la ecuación (4.4) en la ecuación (4.3) se tiene:

$$\Delta p = K_B^e P_{ref} \left(\frac{p}{P_{ref}} \right)^{0.5} \left(\frac{\Delta V}{V_0} \right) \quad (4.5)$$

Reordenando e integrando la ecuación (4.5):

$$\int_0^p \frac{dp}{p^{0.5}} = \frac{K_B^e P_{ref}^{0.5}}{V_0} \int_{V_0}^{V_f} dV \quad (4.6)$$

El valor de K_B^e puede ser obtenido mediante la siguiente expresión.

$$K_B^e = \frac{2V_0}{(V_0 - V_f)} \left(\frac{p}{P_{ref}} \right)^{0.5} = \frac{2}{\varepsilon_{vc}} \left(\frac{p}{P_{ref}} \right)^{0.5} \quad (4.7)$$

Donde $(V_0 - V_f)$ es el cambio volumétrico en la aplicación del esfuerzo de confinamiento y ε_{vc} es la deformación volumétrica unitaria en la etapa de confinamiento.

Por lo tanto, así como lo expuesto por Puebla (1999), Tsegaye (2010), Petalas & Galavi (2012) y (2013), el número del módulo volumétrico de la arena K_B^e puede ser derivado a partir de un ensayo de compresión triaxial (CID o CIU) con la aplicación de una presión de confinamiento igual a la presión de referencia ($p = \sigma_3 = P_{ref} = 100 \text{ kPa}$). Por lo tanto, la ecuación (4.7) quedaría como:

$$K_B^e = \frac{2V_0}{(V_0 - V_f)} = \frac{2}{\varepsilon_{vc}} \quad (4.8)$$

Cuando se tiene disponible la data de un ensayo triaxial a diferente presión de confinamiento, esta debe ser corregida usando la ecuación (4.7) para la obtención del número del módulo volumétrico elástico de la arena K_B^e .

Con el fin de realizar una verificación del cálculo del número del módulo volumétrico elástico K_B^e , expuesto en la ecuación (4.7), se realiza un modelamiento numérico de la etapa de confinamiento del ensayo de compresión triaxial bajo diferentes esfuerzos de confinamiento $\sigma_c = 50 \text{ kPa}$, $\sigma_c = 100 \text{ kPa}$ y $\sigma_c = 200 \text{ kPa}$; tal como lo mostrado en la figura 4.1.

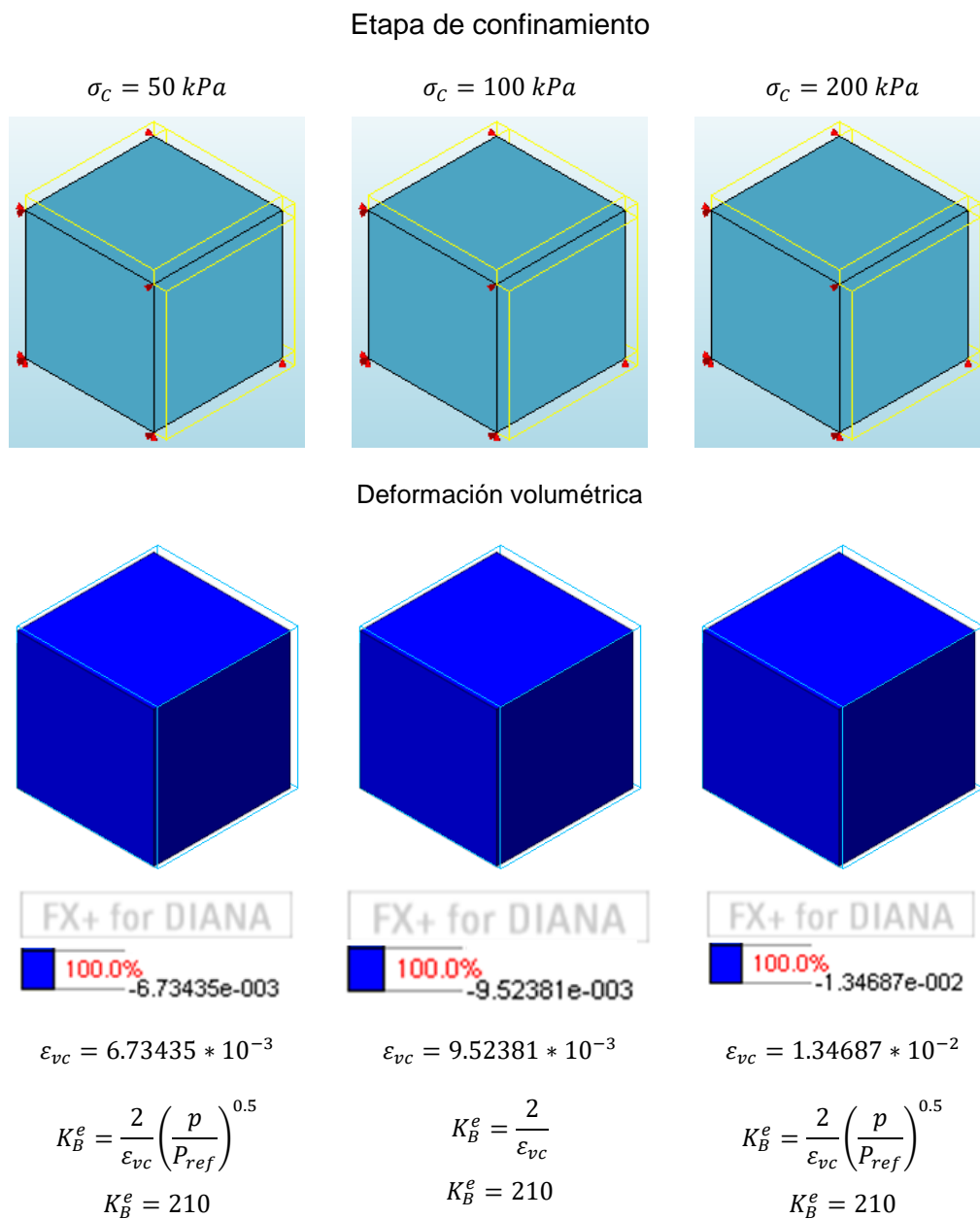


Figura 4. 1. Verificación del cálculo para determinar el número del módulo volumétrico K_B^e .

El número del módulo volumétrico elástico se asume como un valor de $K_B^e = 210$. Para realizar el modelamiento numérico se emplea un elemento finito de volumen tipo *brick* con 4 nodos de dimensión unitaria con una adecuada definición de las condiciones de deformación en la etapa de consolidación del ensayo de compresión triaxial.

Por lo tanto, el empleo de la ecuación (4.8) queda verificado como método de cálculo para determinar el número del módulo volumétrico elástico K_B^e asociado a un esfuerzo de confinamiento igual a la presión de referencia.

4.2 PARÁMETRO ASOCIADO A LA RESPUESTA INICIAL DE LA ARENA

El ángulo de fricción inicial ϕ_0 es un parámetro que indica la posición inicial de la superficie de fluencia de corte. Este ángulo para un suelo sin cohesión está relacionado al estado de esfuerzos estático inicial de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\sin(\phi_0) = \frac{\sigma'_{10} - \sigma'_{30}}{\sigma'_{10} + \sigma'_{30}} \quad (4.9)$$

Para un ensayo triaxial con aplicación de un esfuerzo de confinamiento isotrópico en la etapa de consolidación, es decir $\sigma'_{10} = \sigma'_{30}$, el valor del ángulo de fricción inicial es $\phi_0 = 0$. Por otro lado, cuando el estado de esfuerzos estático inicial muestra que $\sigma'_{10} \neq \sigma'_{30}$, el punto de partida de la trayectoria de esfuerzos seguirá el patrón indicado en la figura 4.2.

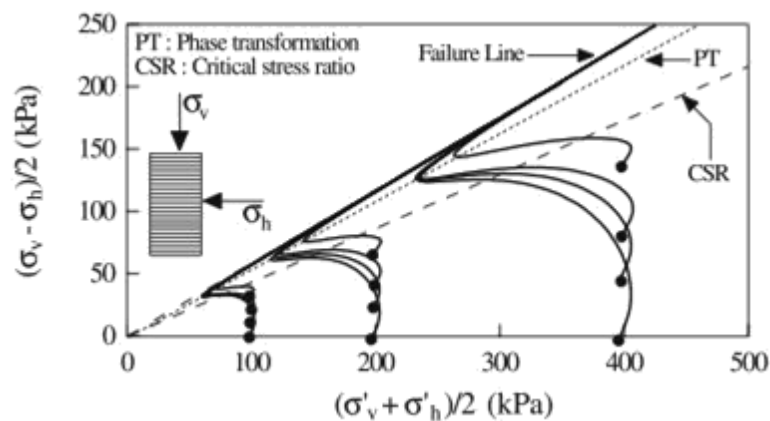


Figura 4.2. Traslado de la inicialización de la trayectoria de esfuerzos debido al efecto de corte estático inicial (tomado de Vaid et al., 2001).

4.3 PARÁMETROS ASOCIADOS A LA RESPUESTA PLÁSTICA DE CORTE

Los parámetros asociados a la respuesta plástica de corte pueden ser divididos en dos grupos: los relacionados con la rigidez y los relacionados con la resistencia Puebla (1999). La rigidez plástica está asociada con el número del módulo de corte plástico K_G^p y el exponente plástico np . Los parámetros de corte plástico asociados a la resistencia son el ángulo de fricción interna en la falla ϕ_f , la relación de falla R_f y el ángulo de fricción a volumen constante ϕ_{cv} . Los parámetros de rigidez plástica serán discutidos primero.

4.3.1 Exponente plástico de corte

El exponente plástico de corte np , es una constante de ajuste para el comportamiento de endurecimiento por corte, este parámetro puede ser tomado igual al exponente elástico ne , según lo sugerido por Vermeer (1980).

4.3.2 Número del módulo de corte plástico

El modelo constitutivo UBCSAND considera en su formulación deformaciones en componentes elásticas y plásticas. Restando la componente elástica a partir de la deformación total de corte, el componente plástico puede ser derivado a partir de su formulación ya que el módulo de corte combinado, G , está relacionado a los módulos de corte elásticos y plásticos, G^e y G^p , respectivamente, como sigue:

$$\Delta\gamma = \Delta\gamma^e + \Delta\gamma^p = \Delta\tau \left(\frac{1}{G^e} + \frac{1}{G^p} \right) = \frac{\Delta\tau}{G} \quad (4.10)$$

Donde $\Delta\gamma$, $\Delta\gamma^e$, y $\Delta\gamma^p$ son los incrementos de deformación de corte total, elástica y plástica respectivamente. En consecuencia, después de una cierta manipulación de la ecuación anterior, se obtiene:

$$G^p = \left(\frac{GG^e}{G^e - G} \right) \quad (4.11)$$

De acuerdo con el modelo original desarrollado por Puebla (1999), a baja deformación total, es decir, $\gamma < 10^{-4}$ ($10^{-2}\%$), G es igual al módulo de corte combinado inicial G_i y G^p igual al módulo de corte plástico inicial G_i^p , tal como lo mostrado en la figura 4.3. Por lo tanto, el número del módulo de corte plástico K_G^p puede ser estimado a partir de G_i^p , utilizando la siguiente ecuación:

$$G_i^P = K_G^P P_{ref} \left(\frac{p}{P_{ref}} \right)^{np} \quad (4.12)$$

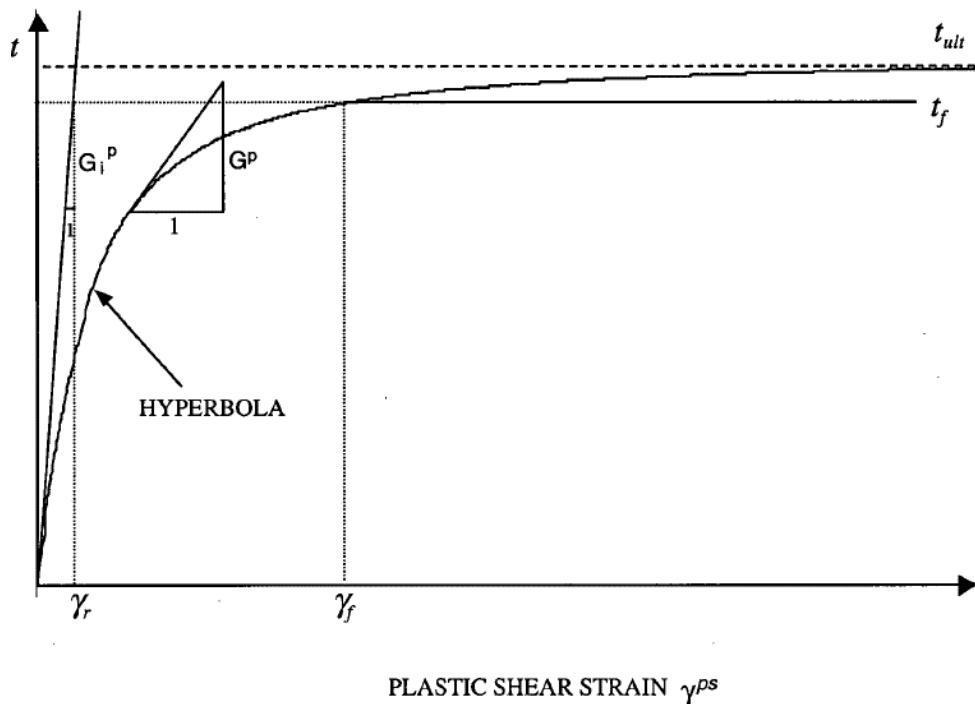


Figura 4.3. Módulo de corte plástico inicial G_i^P (tomado de Puebla, 1999).

Según Puebla (1999) en ausencia de datos específicos, K_G^P puede ser estimado dentro del rango de $\frac{1}{3}K_G^e$ a $1.0K_G^e$.

4.3.3 Ángulo de fricción en la falla

El ángulo de fricción en la falla ϕ_f es el ángulo de fricción máximo posible de acuerdo con la curva hiperbólica de endurecimiento de la fricción descrito en la sección (3.3.3) del capítulo anterior.

El ángulo de fricción en la falla puede ser obtenido a partir de la pendiente de la línea de estado crítico (CSL) empleando la ecuación (4.13). La línea de estado crítico puede ser obtenido experimentalmente a partir de un ensayo triaxial en condiciones drenadas (CID) o de un ensayo triaxial en condiciones no drenadas (CIU) tal como se observa en las figuras 4.4 y 4.5.

$$M = \frac{6 \sin(\phi_f)}{3 - \sin(\phi_f)} \quad (4.13)$$

Donde M es la pendiente de la línea de estado crítico representado por sus siglas en inglés critical state line (CSL).

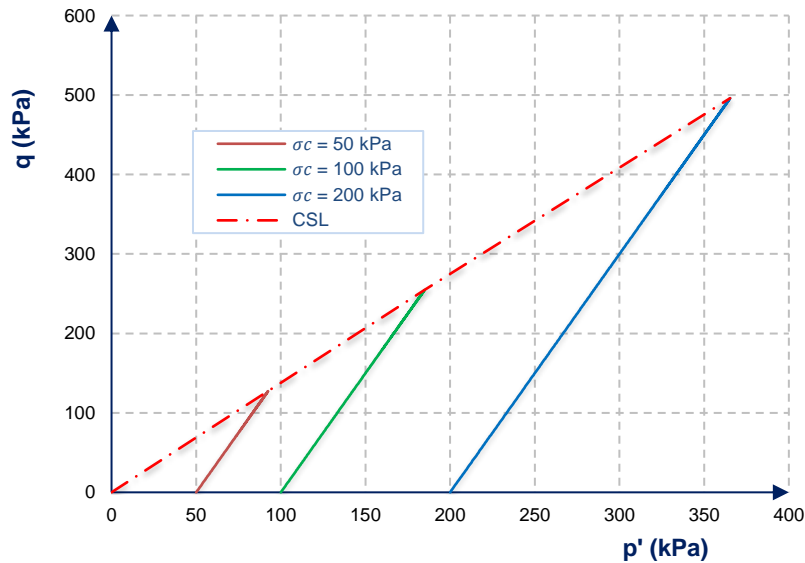


Figura 4.4. Trayectoria de esfuerzos q - p' del ensayo de compresión triaxial bajo condiciones drenadas.

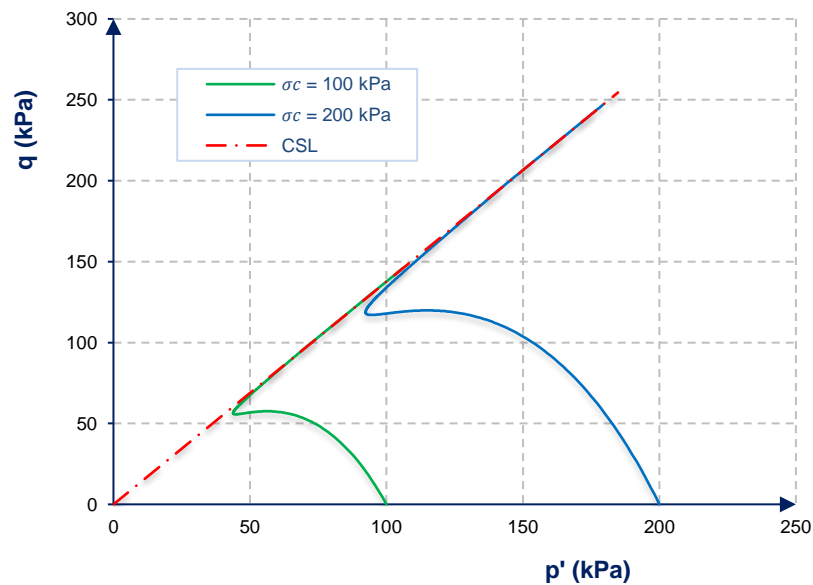


Figura 4.5. Trayectoria de esfuerzos q - p' del ensayo de compresión triaxial bajo condiciones no drenadas.

4.3.4 Relación de falla

La relación de falla R_f es un parámetro de corte plástico relacionado a la resistencia última de la arena. Este parámetro relaciona la relación de esfuerzos en la falla η_f y la relación de esfuerzos último η_{ult} a partir de la mejor hipérbola de

ajuste a los datos de laboratorio, y es definido como $R_f = \eta_f / \eta_{ult}$. Por lo tanto, R_f puede ser visto como una medida de la deformación en que la máxima resistencia es alcanzada. Dado que la relación esfuerzo de corte versus deformación es hiperbólica, la curva de relación de esfuerzos se acerca al valor último η_{ult} asintóticamente como lo mostrado en la figura 4.3. Por lo tanto, si $R_f = 1$, η_f ocurre en deformación de corte infinito. Según Puebla (1999), R_f podría ser tomado en el rango de 0.5 hasta 0.98.

4.3.5 Ángulo de fricción a volumen constante

El ángulo de fricción a volumen constante ϕ_{cv} depende principalmente de la mineralogía (Puebla, 1999). Este parámetro de corte plástico puede ser obtenido directamente a partir de ensayos triaxiales drenados en el cual se miden las deformaciones y los cambios volumétricos en la fase de corte, o a partir de pruebas no drenadas en las cuales las presiones de poro son medidas en lugar de las deformaciones volumétricas. Este parámetro puede ser estimado mediante la evaluación de la relación de esfuerzos η que corresponde al punto en el que la pendiente de la curva ε_v^p vs. γ^p o la presión de poro u vs. γ^p , llega a ser cero tal como lo indicado en las figuras 4.6 y 4.7. Estrictamente, las curvas ε_v^p vs. γ^p , o u vs. γ^p , deben ser utilizadas para evaluar ϕ_{cv} . Sin embargo, ya que en este nivel de deformación la componente elástica de la deformación es mucho menor que la componente plástica, el error incurrido por la utilización de la deformación total, es decir, ε_v y γ , puede no ser significativo según Puebla (1999).

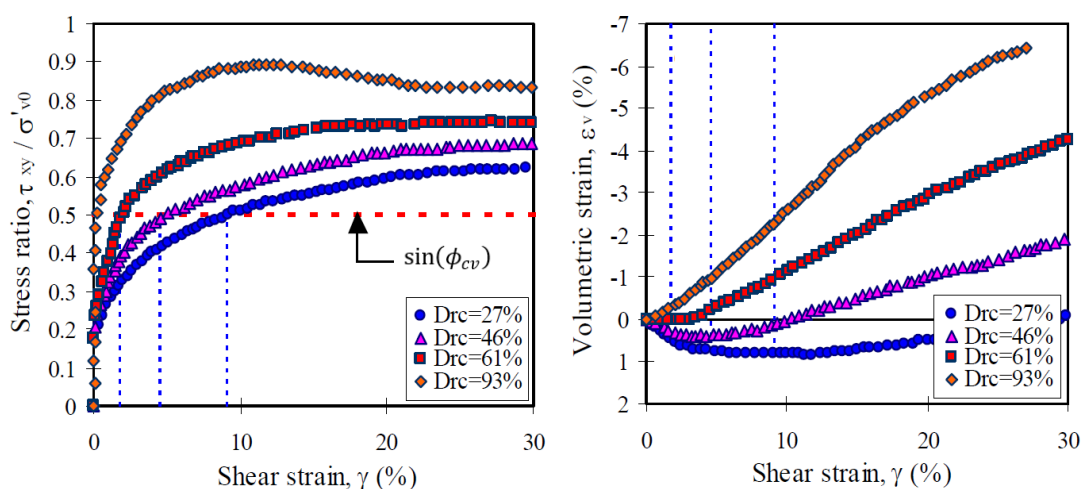


Figura 4.6. Cálculo del ángulo de fricción a volumen constante ϕ_{cv} , a partir del ensayo de corte simple drenado sobre arena Ottawa (adaptado de Park, 2005).

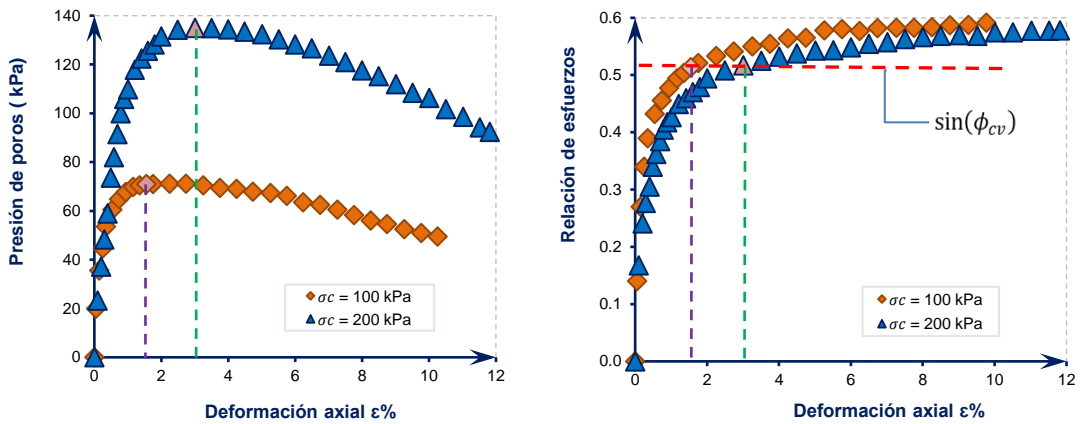


Figura 4.7. Cálculo del ángulo de fricción a volumen constante ϕ_{cv} , a partir del ensayo triaxial no drenado. Data de (Phillips & Byrne, 1993). (a) Presión de poros máximo, (b) relación de esfuerzo asociado a la deformación de presión de poros máximo.

4.4 PARÁMETROS ASOCIADOS A LA RESPUESTA PLÁSTICA DE COMPRESIÓN

Tres parámetros son necesarios para el mecanismo de la superficie esférica de fluencia, la posición inicial de la superficie de fluencia p_c , el número del módulo volumétrico plástico K_B^P y el exponente plástico de compresión m_p , respectivamente. Los parámetros K_B^P y m_p deben ser derivados a partir de análisis posterior de ensayos de compresión isotrópica ya que en este tipo de pruebas la respuesta volumétrica es aislado de los efectos de corte Puebla (1999).

4.4.1 Posición inicial de la superficie de fluencia de compresión

El parámetro p_c define la posición inicial de la superficie de fluencia de compresión esférica y es asumido como la presión de preconsolidación inicial tal como se muestra en la figura 4.8 y es tomado como: $p_c = P_{ref} = 100$ kPa.

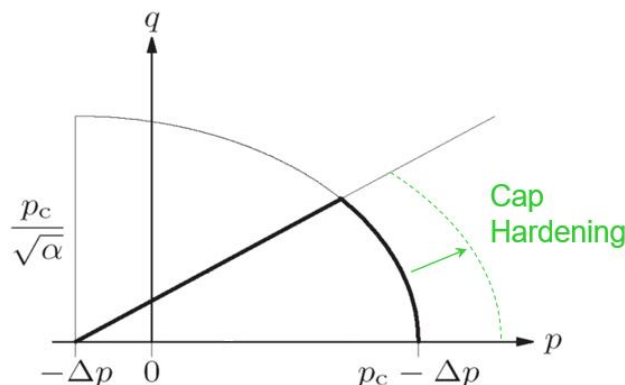


Figura 4.8. Posición inicial de la superficie de fluencia de compresión

4.4.2 Exponente plástico de compresión

La constante mp es el exponente del módulo volumétrico plástico, tiene un rango de variación entre $(0 < mp \leq 1)$. Basado en observaciones experimentales con respecto a las trayectorias de deformaciones y esfuerzos en las pruebas realizadas a relación de esfuerzo constante, Vermeer (1980) sugirió el uso de los mismos exponentes elásticos y plásticos $mp = me = 0.5$. En el modelo UBCSAND modificado en DIANA, este parámetro es asumido por defecto con el valor de $mp = 0.5$.

4.4.3 Número del módulo volumétrico plástico

El número del módulo volumétrico plástico K_B^p es un parámetro para la ley de potencia de la curva de endurecimiento de la superficie de fluencia esférica.

El valor del módulo volumétrico plástico inicial K_i^p puede ser obtenido de una manera similar como G_i^p , discutido en la sección (4.3.2). El módulo volumétrico combinado inicial K_i es determinado primero a partir de la pendiente de la curva ε_v vs p' en su punto de partida. Por lo tanto, el módulo volumétrico plástico inicial K_i^p puede ser calculado a partir de la ecuación (4.14).

$$K^p = \left(\frac{KK^e}{K^e - K} \right) \quad (4.14)$$

Por lo tanto, K_B^p puede ser estimado a partir de K_i^p , utilizando la siguiente ecuación:

$$K_i^p = K_B^p P_{ref} \left(\frac{p'}{P_{ref}} \right)^{mp} \quad (4.15)$$

4.5 PARÁMETROS ASOCIADOS AL COMPORTAMIENTO COHESIVO

4.5.1 Cambio de presión

El cambio de presión Δp es una constante que modela el comportamiento cohesivo del material. Es un cambio de presión para la superficie de fluencia de corte como lo mostrado en la figura 4.9. Para suelos no cohesivos este parámetro es asumido por defecto como $\Delta p = 0$.

Este parámetro puede ser obtenido a partir del trazado de la línea de estado crítico (CSL). Se calcula el parámetro c^* experimentalmente y después se obtiene la

cohesión del suelo empleando la ecuación (4.16). Finalmente se usa la expresión $\Delta p = \frac{c}{\tan(\phi_f)}$, donde ϕ_f es el ángulo de fricción en la falla.

$$c = \frac{3 - \sin(\phi_f)}{6 \cos(\phi_f)} c^* \quad (4.16)$$

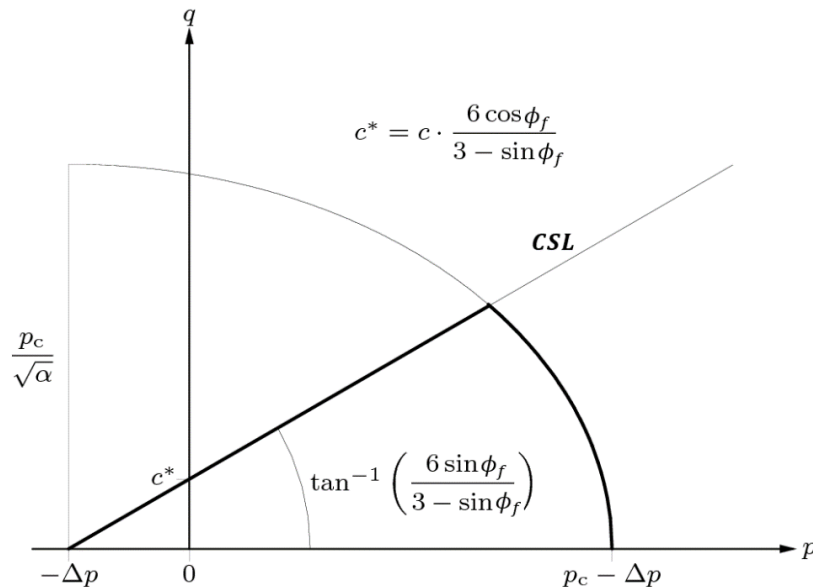


Figura 4.9. Cambio de presión para la superficie de fluencia de corte Δp (adaptado de Rahman & Schreppers, 2014).

4.5.2 Parámetro de tracción

P_t es un parámetro que define una simple superficie de falla de tracción. Su rango varía entre $0 \leq P_t \leq \Delta p$. Por lo tanto, para suelos no cohesivos este parámetro es asumido por defecto como $P_t = \Delta p = 0$.

4.6 PARÁMETROS ASOCIADOS AL COMPORTAMIENTO NO DRENADO

UBCSAND es un modelo basado en el comportamiento de la arena observado en pruebas de laboratorio bajo condiciones de carga monotónica y cíclica. El modelo estima directamente la respuesta del esqueleto del suelo para incrementos generales de carga. La respuesta del fluido de los poros es acoplada a la respuesta del esqueleto del suelo mediante el módulo volumétrico del fluido. El cálculo de los parámetros relacionados al comportamiento no drenado del suelo es presentado a continuación.

4.6.1 Porosidad

La porosidad en un suelo es la relación del volumen de vacíos con respecto al volumen total. Este parámetro puede ser determinado a partir de datos de laboratorio y está definido por la siguiente expresión.

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (4.17)$$

Donde V_v , es el volumen de vacíos y V es el volumen total.

4.6.2 Parámetro B de Skempton

El coeficiente B de Skempton es un parámetro que es determinado directamente en laboratorio y es definido como la relación que existe entre el aumento de la presión de poros Δu_3 y el aumento del esfuerzo isotrópico de confinamiento $\Delta \sigma_3$. Este parámetro queda representado por la siguiente ecuación:

$$B_{Skem} = \frac{\Delta u_3}{\Delta \sigma_3} \quad (4.18)$$

4.6.3 Módulo volumétrico del fluido

El comportamiento no drenado en el ensayo triaxial puede ser predicho mediante la adición del módulo volumétrico del fluido (K_f) a los demás parámetros obtenidos del modelamiento numérico del comportamiento drenado, según lo señalado por Puebla (1999). El módulo volumétrico del fluido es dependiente del grado de saturación de la muestra. Por lo tanto, la predicción de la respuesta no drenada requiere contabilizar el valor del parámetro B de Skempton en cada prueba triaxial no drenada. El cálculo del módulo volumétrico del fluido es representado por la siguiente ecuación:

$$K_f = \frac{nK^e}{\frac{1}{B_{Skem}} - 1} \quad (4.19)$$

Donde n es la porosidad del suelo; K^e es el módulo volumétrico elástico de referencia ($K^e = K_B^e P_{ref}$); B_{Skem} es el valor B de Skempton.

4.7 PARÁMETROS ASOCIADOS AL COMPORTAMIENTO CÍCLICO

El comportamiento cíclico puede ser caracterizado mediante los parámetros de pre y pos licuación. Estos parámetros deben ser calibrados hasta que coincida con los datos experimentales, tal como lo señalado por Rahman & Schreppers (2014).

4.7.1 Factor de pre licuación

$facpre$ es el factor de densificación utilizado para la calibración del comportamiento de pre licuación en caso de carga cíclica. Es un multiplicador que controla el escalamiento del módulo de corte plástico durante la carga secundaria; puede tomar valores $facpre > 0$. Para el caso de carga monotónica este parámetro es asumido por defecto $facpre = 1$. Para valores $facpre > 1$, el valor del número del módulo de corte plástico K_G^P se hace mayor y el comportamiento más rígido y para valores $facpre < 1$ el valor del número del módulo de corte plástico K_G^P se hace menor y el comportamiento menos rígido.

4.7.2 Factor de pos licuación

Es un factor de calibración para el comportamiento de pos licuación en caso de carga cíclica. Su rango varía entre $0 < facpos \leq 1$. Para el caso de carga monotónica este parámetro es asumido por defecto $facpos = 1$.

$facpos$ es un factor que puede ser usado para ablandar el comportamiento del suelo durante el comportamiento posterior de licuación. Si el parámetro es menor que uno $facpos < 1$, el comportamiento de pos licuación del suelo es aproximado. Si el factor es igual a uno $facpos = 1$, entonces es tomado un módulo de corte plástico idéntico al utilizado en la carga primaria.

4.8 PARÁMETROS ADICIONALES

Para añadir un comportamiento cohesivo o adaptar la forma predeterminada de las superficies de fluencia se puede especificar los siguientes parámetros adicionales.

4.8.1 Parámetros de contorno de fluencia

Los parámetros para el contorno de fluencia son β_1 y β_2 . El parámetro β_1 es el parámetro de ajuste para la superficie de fluencia de corte en el plano desviador, que está por defecto ajustado a Mohr-Coulomb. Para $\beta_1 = 0$, la superficie se reduce a la superficie de fluencia de Drucker-Prager. El parámetro β_2 es el

parámetro de ajuste para la capa de la superficie de fluencia, por defecto igual a cero $\beta_2 = 0$, que implica una capa esférica.

4.8.2 Parámetro de rigidez adicional

Es el parámetro de rigidez adicional, que tiene un rango de variación ($0 \leq addsti \leq 1$). Por defecto no se aplica ninguna rigidez adicional, $addsti = 0$.

4.9 RESUMEN DE LOS PARÁMETROS DE ENTRADA

En la tabla 4.3 se presenta un resumen de los parámetros de entrada que caracterizan el comportamiento elastoplástico del suelo, con sus respectivos símbolos, unidades, método de cálculo y valores asumidos por defecto.

Tabla 4.3. Resumen de parámetros del modelo UBCSAND modificado

Descripción	Símbolo	Unidad	Método	Por defecto
Presión de referencia	P_{ref}	kPa	Ajuste de la curva	100
Exponente del módulo volumétrico elástico	m_e	-	Ajuste de la curva	0.5
Exponente del módulo de corte elástico	n_e	-	Ajuste de la curva	0.5
Relación de Poisson	ν	-	-	-
Número del módulo volumétrico elástico	K_B^e	-	Ensayo triaxial (CID o CIU)	-
Número del módulo de corte elástico	K_G^e	-	Ajuste de la curva	-
Ángulo de fricción inicial	ϕ_0	(grados)	Ensayo triaxial (CID o CIU)	0°
Exponente del módulo de corte plástico	n_p	-	Ajuste de la curva	0.5
Número del módulo de corte plástico	K_G^p	-	Ajuste de la curva	-
Ángulo de fricción en la falla	ϕ_f	(grados)	Ensayo triaxial (CID o CIU)	-
Relación de falla	R_f	-	Ajuste de la curva	0.9
El ángulo de fricción a volumen constante	ϕ_{cv}	(grados)	Ensayo triaxial (CID o CIU)	-
Posición inicial de la superficie de fluencia de compresión	p_c	kPa	Ajuste de la curva	100
Exponente del módulo volumétrico plástico	m_p	-	Ajuste de la curva	0.5
Número del módulo volumétrico plástico del suelo	K_B^p	-	Ajuste de la curva	-
Cambio de la presión	Δp	kPa	Ensayo triaxial (CID o CIU)	0
Parámetro de tracción	P_t	kPa	Ajuste de la curva	0
Porosidad	n	-	Relaciones volumétricas	-

Parámetro B de Skempton	B_{skem}	-	Ensayo triaxial (CIU)	-
Módulo volumétrico del fluido	K_f	kPa	Ajuste de la curva	-
Factor de pre licuación	$facpre$	-	Ajuste de la curva	1
Factor de pos licuación	$facpos$	-	Ajuste de la curva	1
Parámetro de contorno de fluencia	β_1	-	Ajuste de la curva	-
Parámetro de contorno de fluencia	β_2	-	Ajuste de la curva	0
Parámetro de adición de rigidez	$addsti$	-	Ajuste de la curva	0

Los parámetros más importantes para realizar el modelamiento numérico del ensayo de compresión triaxial monotónico bajo condiciones no drenadas de acuerdo con Puebla et al. (1997) son mostrados en la tabla 4.4.

Tabla 4.4. Principales parámetros para modelar en ensayo de compresión triaxial no drenado.

Parámetro	Símbolo
Número del módulo volumétrico elástico	K_B^e
Número del módulo de corte plástico	K_G^p
Ángulo de fricción en la falla	ϕ_f
El ángulo de fricción a volumen constante	ϕ_{cv}
Módulo volumétrico del fluido	K_f

CAPÍTULO V: VERIFICACIÓN Y VALIDACIÓN DEL MODELO UBC SAND

La importancia de validar las simulaciones asistidas por ordenador y software geotécnico se acentúa, y se sugieren algunas metodologías existentes en la literatura para lograr este propósito. Por lo tanto, es fundamental seguir directrices de validación de modelización de elementos finitos geotécnicos. En el presente trabajo se ha llevado a cabo el proceso de validación del modelo constitutivo UBCSAND implementado en el programa TNO DIANA. La validación se ha desarrollado en base a los aspectos más destacados del documento elaborado por el comité geotécnico NAFEMS, los cuales se encuentran en las publicaciones de Brinkgreve (2013a y 2013b) y Brinkgreve & Engin (2013).

5.1 CONCEPTO DE VALIDACIÓN

El término de validación es utilizado a menudo en relación con el proceso de controlar la calidad de los resultados obtenidos con el software de modelización numérica. La validación también es el proceso de determinar el grado en el que un modelo (incluyendo los parámetros seleccionados para ese modelo) es una representación exacta del mundo real desde la perspectiva de los usos previstos del modelo (NAFEMS & ASME, 2009). En otras palabras, la validación es el proceso de hacer posible que un modelo de computadora incluya las características esenciales de una situación real a ser analizado y los resultados obtenidos con el modelo sean representativos de su comportamiento.

Con la finalidad de dar una visión más clara en el significado de verificación y validación, el proceso de modelamiento de la realidad se divide en cuatro etapas (Brinkgreve & Engin, 2013), tal como puede verse en la figura 5.1.

En la primera etapa (1) la realidad física compleja es abstraída en un modelo conceptual simplificado. El objetivo principal de esta etapa del modelamiento es determinar los procesos cruciales y reformular la realidad en un modelo conceptual mediante la aplicación de simplificaciones válidas de tal manera que los principales fenómenos que se observan en la realidad son retenidos en el modelo.

La segunda etapa (2) es la traducción del modelo conceptual en un modelo matemático.

La tercera etapa (3) es la traducción del modelo matemático en un esquema numérico. Esto generalmente requiere una discretización del problema en el espacio y/o tiempo.

La cuarta etapa (4) es la implementación del esquema numérico en un modelo computacional utilizando un lenguaje de programación o el uso de un paquete de modelamiento.

El proceso de verificar que un modelo o método ha sido implementado adecuadamente en un programa computacional es llamado verificación (b). Validación, por otra parte, es el proceso para hacer posible que un modelo computacional incluya las características esenciales para una situación real a ser analizada y los resultados obtenidos con el modelo sean representativos de la situación en la realidad (a).

Todos los pasos anteriores pueden involucrar diferencias entre el modelo computacional y la realidad. Teniendo en cuenta la existencia de paquetes de software de elementos finitos, son los desarrolladores de este tipo de paquetes quienes toman la mayor parte de los pasos anteriores y deciden acerca de la formulación matemática, los esquemas numéricos y la implementación de modelos en su software. Por lo tanto, la responsabilidad de los desarrolladores de software radica principalmente en la verificación del software y la documentación apropiada de los modelos y métodos implementados en el software. Mediante el uso de un paquete de software adecuado, el usuario selecciona, aplica y combina varios de los modelos y métodos implementados para crear un modelo computacional para el análisis. Por lo tanto, es responsabilidad del usuario hacer posible que el modelo sea una buena representación de la realidad. Por lo tanto, el proceso de validación ha sido la responsabilidad primordial en el presente estudio.

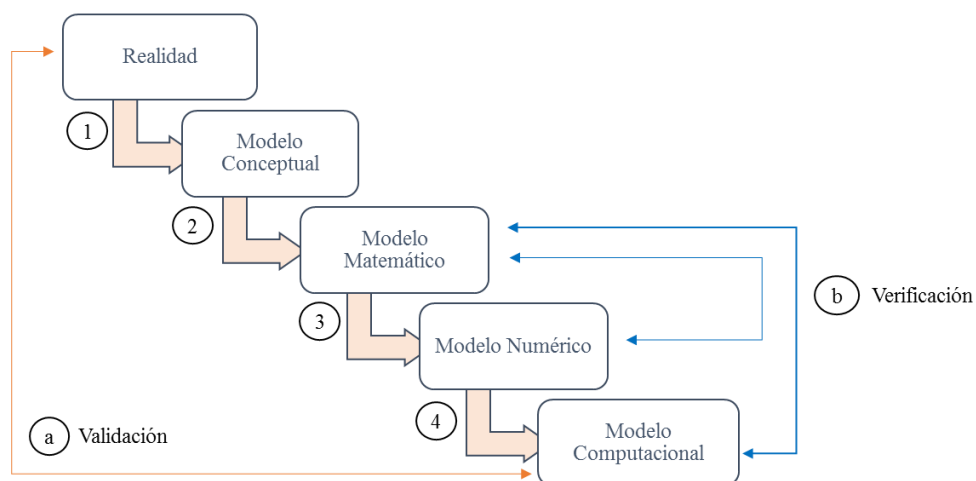


Figura 5.1. Visualización del proceso de modelización numérica a partir de la realidad a un modelo por computadora, y la posición de la validación y verificación (adaptado de Brinkgreve & Engin, 2013).

5.2 MÉTODOS DE VALIDACIÓN

Antes de considerar la validación de un modelo computacional, es relevante verificar que el modelo y los métodos implementados en un paquete de software son fiables.

En primer lugar, esto es una responsabilidad de los desarrolladores de software, pero también los usuarios deben considerar llevar a cabo una verificación de los modelos y métodos que son relevantes para la solución del problema de ingeniería. La verificación se realiza mediante la comparación de los resultados de los modelos computacionales para situaciones típicas con soluciones conocidas.

Después de una verificación adecuada de los modelos y métodos a ser usados en un modelo de elementos finitos, el propio modelo de elementos finitos necesita ser validado.

5.2.1 Validación de modelos constitutivos y parámetros

La selección de un modelo constitutivo debe basarse en una evaluación de las capacidades y limitaciones que tiene el modelo para describir las características esenciales del comportamiento del suelo para la aplicación en cuestión. A este respecto, el modelo constitutivo proporciona la descripción cualitativa del comportamiento del suelo, mientras que los parámetros en el modelo son utilizados para cuantificar el comportamiento. La composición del modelo más los parámetros puede ser considerado como el “suelo artificial” que es utilizado en el modelo de elementos finitos, que debe ser representativo para el comportamiento real del suelo en la aplicación. Antes de considerar el modelo numérico completamente detallado, tiene sentido evaluar el comportamiento del “suelo artificial” (modelo + parámetros) por separado, en particular, la trayectoria de esfuerzos.

Los resultados de las simulaciones de pruebas de laboratorio (ensayos triaxiales) pueden ser comparados con datos reales. Esto da una idea de las posibilidades y limitaciones del modelo para describir las características particulares de comportamiento del suelo y la precisión a la que lo hace. Por otra parte, los parámetros pueden ser optimizados para hacer un “mejor ajuste” a los datos de ensayos. Sin embargo, se debería tener en cuenta que la trayectoria de esfuerzos, los niveles de esfuerzos y deformaciones en la aplicación real puede ser significativamente diferente que los de las pruebas de laboratorio del suelo. Por lo

tanto, un buen ajuste entre los resultados de una prueba simulada y los datos de la prueba real no es una garantía de que el suelo artificial es una buena representación del suelo real en la aplicación en cuestión. Sin embargo, la simulación numérica de pruebas de laboratorio del suelo es, en cualquier caso, relevante para comprender cualitativamente el comportamiento del “suelo artificial” y por lo tanto debe ser considerado en el proceso de validación.

La validación del modelo de suelo seleccionado y los parámetros sobre la base de pruebas de laboratorio del suelo no es suficiente para hacer posible que el “suelo artificial” sea suficiente para parecerse al suelo real en la aplicación de ingeniería. Dado que las propiedades de rigidez y resistencia del suelo son altamente dependientes de los niveles de esfuerzo y deformación encontrados (o relación de vacíos) así como la historia de carga y la dirección (anisotropía), es necesario estimar los niveles de esfuerzo, la trayectoria de esfuerzos, los niveles de deformación (o relación de vacíos) y la dirección de movimiento en diferentes puntos de la geometría y relacionarlos a las condiciones para las cuales los parámetros del modelo son considerados a ser válidos.

Algunos parámetros tendrán una influencia dominante sobre el resultado del análisis numérico mientras que otros parámetros pueden tener poca influencia. Con el fin de evaluar que parámetros tienen una alta influencia, se puede realizar un análisis paramétrico. En un análisis paramétrico los parámetros pueden ser variados individualmente con el fin de evaluar su influencia en los resultados (análisis de sensibilidad), o combinados con el fin de evaluar las variaciones en los resultados. Los parámetros con una alta influencia deben recibir mayor atención. Investigación adicional del suelo puede ser requerido con el fin de ser capaz de determinar estos parámetros con más precisión en un intento de reducir las incertidumbres en los resultados.

Después de que el análisis final con los parámetros definidos ha sido realizado es necesario validar los niveles de esfuerzo, trayectoria de esfuerzos, niveles de deformación (o relación de vacíos) y direcciones de carga, como se ha obtenido a partir del modelo de elementos finitos y verificar si éstas corresponden con lo que se ha asumido en primer término, y que es considerado ser válido para los parámetros seleccionados.

5.2.2 Validación de condiciones iniciales

Con el fin de realizar una predicción exacta, es necesario inicializar el esfuerzo en el modelo tanto como sea posible en correspondencia con la situación en la realidad. La situación inicial en el modelo puede incluir componentes de esfuerzo total o esfuerzo efectivo, presiones de poro, esfuerzo de confinamiento, relación de vacíos y otros parámetros de estado, dependiendo del modelo(s) constitutivo(s) que se utiliza. En el caso de un comportamiento dependiente del tiempo, el estado inicial puede tener influencia en la velocidad de asentamiento. Por lo tanto, la validación de las condiciones iniciales es una parte necesaria del proceso de validación.

En un análisis de esfuerzo efectivo, es esencial crear una distribución realista de las presiones de poro iniciales. Las presiones intersticiales generadas deben ser validadas con distribuciones de presiones de poro medidas en laboratorio.

5.2.3 Validación de la exactitud de los resultados

También se tiene que validar la malla de elementos finitos con el fin de producir resultados suficientemente precisos. Después de que los componentes individuales del modelo y el modelo en su conjunto han sido validados, y se han obtenido resultados numéricos, hay varias formas de validar los resultados para el problema práctico considerado. Los siguientes métodos pueden ser utilizados para validar los resultados de los modelos de elementos finitos:

- Comparación con la experiencia y la práctica común.
- Comparación con modelos simplificados (por ejemplo, dimensiones reducidas; 1D vs. 2D o 2D vs. 3D).
- Comparación con otro software.

Podría valer la pena modelar el fenómeno físico con diferentes paquetes de software y comparar los resultados. Sin duda, esto dará lugar a resultados diferentes, por lo que el investigador debe darse cuenta de que los diferentes paquetes pueden utilizar diferentes modelos y métodos, y que podría haber diferencias en la manera cómo se han aplicado estos modelos y métodos. Sin embargo, cuando se pretende crear modelos muy similares, los resultados deben ser menos del 10% diferentes entre sí para concluir que realmente son similares de acuerdo con Brinkgreve & Engin (2013).

Teniendo en cuenta el modelado de la misma situación en diferentes paquetes de software nos lleva a la cuestión de la evaluación comparativa.

5.3 SOFTWARES DE INVESTIGACIÓN EN EL ANÁLISIS NUMÉRICO DE ENSAYOS TRIAXIALES EN ARENAS

La elección del software adecuado es responsabilidad primordial del ingeniero o investigador ya que de ello dependerá la calidad de los resultados. En este sentido, en esta parte del trabajo se describe una lista de los principales programas empleados en la investigación en referencia al análisis numérico del comportamiento triaxial de arenas.

Para hacer frente el análisis numérico del comportamiento de arenas, ingenieros e investigadores han desarrollado diversos modelos numéricos, los cuales han sido implementados en varios programas de software. En estos programas, los métodos, propiedades, tipos de cálculo, coeficientes y etc. difieren de unos a otros Tolon, (2013).

Es sabido que realizar el análisis numérico del comportamiento de arenas mediante el uso de programas no es una tarea fácil debido a la complejidad del software. Pero es conocido de acuerdo con la literatura que, a pesar de la dificultad de trabajar con enfoques de elementos finitos o diferencias finitas, la elección de programas detallados proporciona resultados mucho más confiables. En caso de trabajar con presiones de poro, es conveniente emplear los programas más recomendados y usados en la investigación para hacer frente al análisis del comportamiento no drenado de arenas mediante el uso de generación de presiones de poro. Los programas para utilizar modelos detallados y con capacidad de generación de presiones de poro, son mostrados en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1. Programas recomendados para el análisis numérico del comportamiento no drenado de arenas con generación de presiones de poro (adaptado de Tolon, 2013).

Nombre del programa	Éxito de la generación
FLAC 3D	1
TNO DIANA	2
PLAXIS	3

Por lo tanto, con el fin de realizar un análisis numérico detallado del comportamiento de arenas en ensayos triaxiales empleando enfoques FEM o FDM, se debe realizar una búsqueda detallada acerca de las cualidades y propiedades del programa a ser empleado.

5.4 VALIDACIÓN DEL ANÁLISIS NUMÉRICO DEL ENSAYO TRIAXIAL MONOTÓNICO

El modelo constitutivo UBCSAND es un modelo sofisticado, que puede ser usado tanto en la ingeniería práctica como en la investigación, esto último ha sido demostrado en esta investigación mediante el desarrollo del proceso de validación de la implementación del modelo en el programa de elementos finitos TNO DIANA. Este proceso se ha llevado a cabo para validar el análisis numérico del ensayo triaxial monotónico en arenas bajo condiciones drenadas y no drenadas.

5.4.1 Procedimiento de validación

En este trabajo, la validación de los resultados del análisis de elementos finitos de ensayos triaxiales de arenas con el modelo UBCSAND, se ha llevado a cabo mediante el empleo de elementos finitos de volumen. El procedimiento de validación fue realizado a través de la configuración de dos tipos de elementos finitos implementados en el programa TNO DIANA: un elemento finito de volumen tipo brick (figura 5.3a) y dos elementos finitos de volumen tipo axisimétricos (figura 5.3b).

La validación del análisis numérico del ensayo triaxial empleando un elemento finito de volumen tipo brick realizado con el programa TNO DIANA, se basó en la metodología descrita por Park (2005), tal como se puede observar en la figura 5.2. En dicho trabajo de investigación se describe el empleo de un elemento finito para realizar la validación del análisis numérico del ensayo triaxial de arenas. El empleo de un elemento finito en el análisis numérico del modelamiento de ensayos triaxiales monotónicos y cíclicos de arenas en condiciones drenadas y no drenadas, ha sido realizado en numerosas investigaciones. El análisis numérico empleando un elemento finito (single element analysis), se presenta en distintos trabajos de investigación desarrollados por Puebla (1999), Carter et al. (2000), Georgiadis (2003), Park (2005), Bayoumi (2006), Mochizuki et al. (2006), Chai et al. (2007), Helwany (2007), Beaty & Byrne (2011), Naesgaard (2011), Li Destri Nicosia (2011), Panayides (2012), I-Hsuan et al. (2013), Ziotopoulou et al (2014), Rahman et al. (2014), Boulanger et al. (2015), Yniesta (2016), entre otros.

Por otro lado, la validación del análisis numérico del ensayo triaxial empleando dos elementos finitos triangulares de volumen tipo axisimétrico en el programa TNO DIANA, se basó en las modelizaciones de ensayos triaxiales realizados por

Abed (2008) y TNO DIANA (2014). Las condiciones de borde y mallado de esta metodología de modelización del ensayo triaxial se observa en la figura 5.3b.

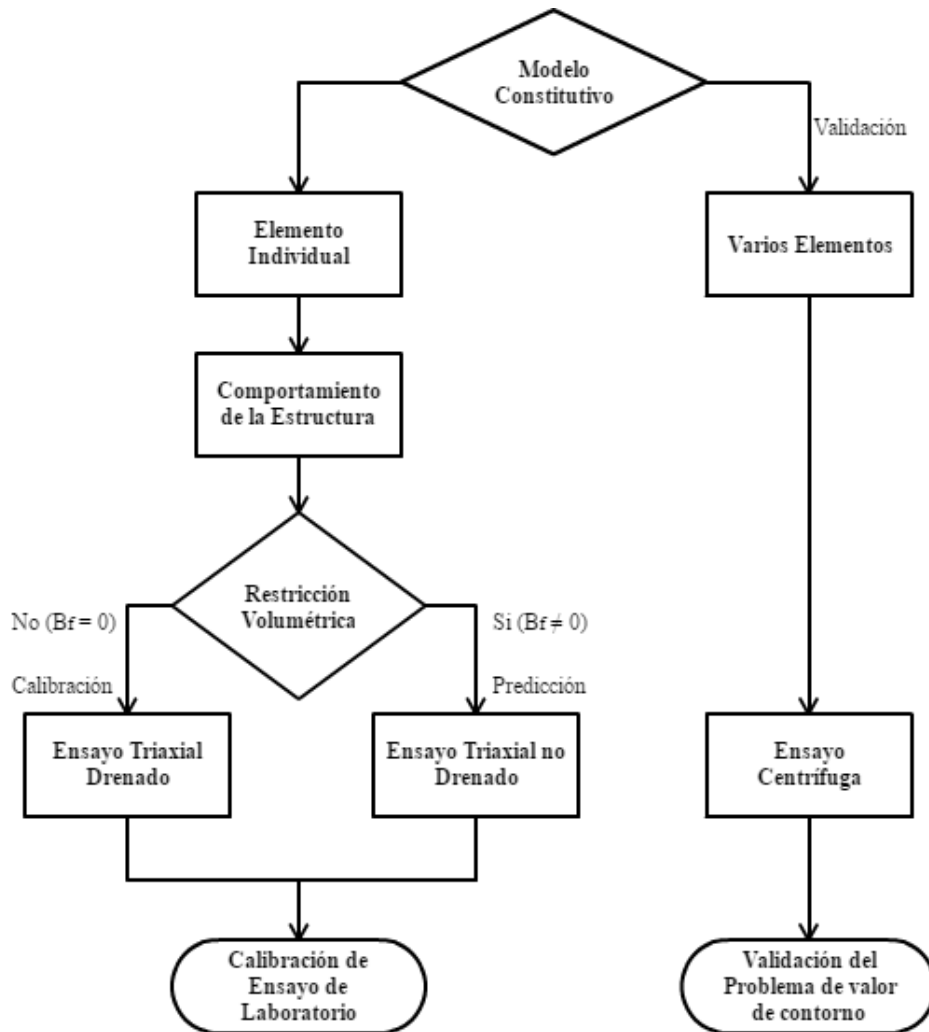


Figura 5.2. Procedimientos de calibración y validación del modelo UBCSAND (adaptado de Park, 2005).

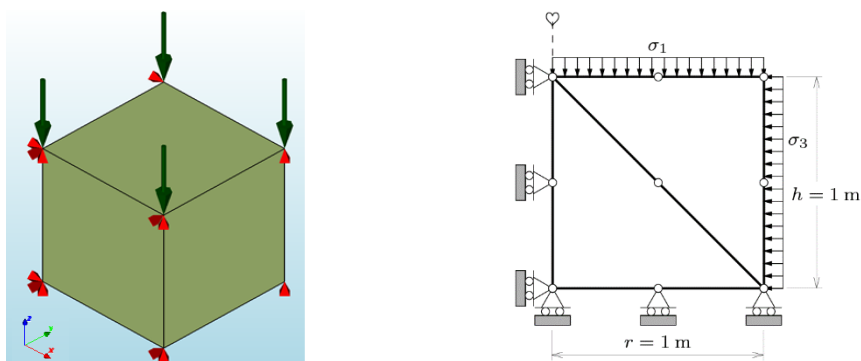


Figura 5.3. Condiciones de borde y mallado asociado al análisis numérico del ensayo triaxial, a) un elemento finito de volumen tipo brick de 8 nodos (HX24L) y b) dos elementos finitos de volumen triangulares de 6 nodos tipo axisimétricos (CT12A).

5.4.2 Validación del ensayo triaxial monotónico drenado

En esta sección se ha llevado a cabo el proceso de validación del análisis numérico del ensayo triaxial monotónico drenado empleando el modelo constitutivo UBCSAND implementado en el programa DIANA. Se presentan los resultados de una serie de análisis de elementos finitos que involucran el modelamiento numérico de un suelo arenoso de baja densidad relativa sometido a ensayos triaxiales de compresión drenados bajo tres esfuerzos de confinamiento.

Los ensayos tomados en el análisis fueron los mismos usados por Puebla (1999) en la validación del modelo original UBCSAND. Los ensayos triaxiales bajo condiciones drenadas, fueron llevados a cabo sobre tres muestras de arena reconstituidas a similares densidades relativas de 38.1%, 36.7% y 36.5%, los cuales fueron ensayados bajo esfuerzos iniciales de confinamiento de $\sigma_c = 50 \text{ kPa}$, $\sigma_c = 100 \text{ kPa}$ y $\sigma_c = 200 \text{ kPa}$ respectivamente, tal como se muestra en la figura 5.4. Dichos ensayos pertenecen al proyecto de experimento canadiense de licuación (CANLEX), realizado por Phillips & Byrne (1993).

En este trabajo para la modelización numérica se empleó un elemento finito de volumen tipo brick de 8 nodos de dimensión unitaria. Tres superficies perpendiculares a los ejes X, Y, y Z son soportados en las direcciones X, Y, y Z respectivamente, tal como lo mostrado en la figura 5.3a. En una primera etapa de carga (consolidación) se consideraron esfuerzos normales con valores iguales al esfuerzo de confinamiento sobre tres caras del elemento en los planos XZ, YZ y XY, respectivamente; todo ello con la finalidad de simular el esfuerzo de confinamiento isotrópico propio del ensayo triaxial. En una segunda etapa de carga se impusieron deformaciones verticales sucesivas en la cara superior del elemento con la finalidad de simular la aplicación del esfuerzo desviador, manteniendo constante la presión de confinamiento inicial.

Los parámetros elastoplásticos utilizados para caracterizar el comportamiento no lineal del material fueron tomados de la tesis doctoral de Puebla (1999), en la cual se detalla la formulación del modelo constitutivo UBCSAND. Dichos parámetros fueron el resultado de la calibración del análisis numérico de ensayos experimentales realizados por Phillips & Byrne (1993). En relación con el número del módulo de corte plástico K_G^p , se utilizó la mitad del valor asumido por Puebla (1999). Los parámetros utilizados se resumen en la tabla 5.2.

Tabla 5.2. Parámetros de entrada del modelo constitutivo UBCSAND empleados en el análisis numérico del ensayo triaxial drenado (adaptado de Puebla, 1999).

Símbolo del Parámetro	Unid.	Descripción	UBCSAND (Puebla 1999)	UBCSAND TNO DIANA
K_B^e	-	Número del módulo volumétrico elástico del suelo.	210	210
K_G^e	-	Número del módulo de corte elástico del suelo.	210	210
me	-	Exponente del módulo volumétrico elástico.	0.5	0.5
ne	-	Exponente del módulo de corte elástico.	0.5	0.5
K_G^p	-	Número del módulo de corte plástico.	280	140
np	-	Es el exponente del módulo de corte plástico.	0.5	0.5
ϕ_f	(°)	Ángulo de fricción en la falla.	34	34
ϕ_{cv}	(°)	Ángulo de fricción a volumen constante.	32.1	32.1
R_f	-	Relación de falla.	0.97	0.97
K_B^p	-	Número del módulo volumétrico plástico.	200	200
mp	-	Es el exponente del módulo volumétrico plástico.	1.0	1.0

Los resultados de la modelización realizados en esta investigación mostraron una gran concordancia con los resultados experimentales en términos de esfuerzo versus deformación. Además, los resultados muestran una gran concordancia con los resultados obtenidos por Puebla (1999). En la figura 5.4 se presenta una comparación entre la respuesta de la arena observada y predicha.

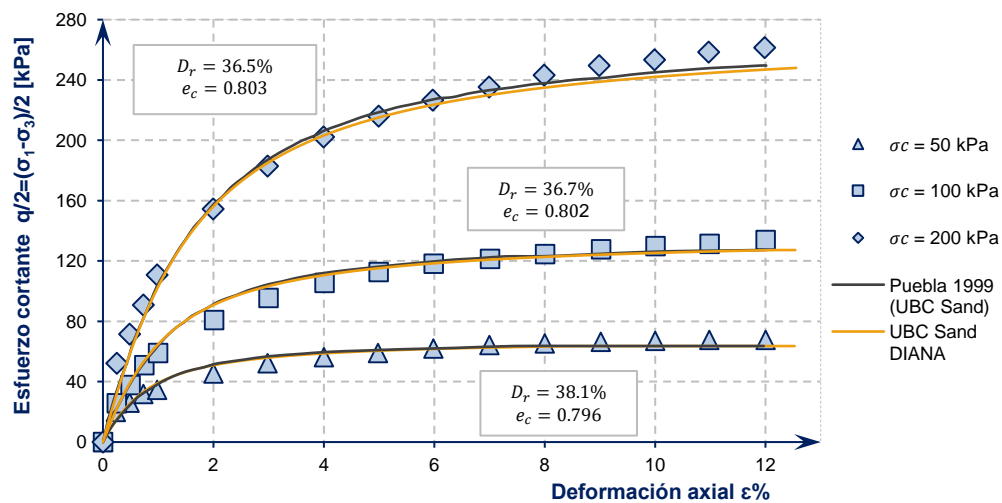


Figura 5.4. Validación de la respuesta drenada del ensayo de compresión triaxial en términos de esfuerzo de corte vs deformación axial.

5.4.3 Validación del ensayo triaxial monotónico no drenado

La validación del análisis numérico del ensayo triaxial monotónico no drenado ha sido llevado a cabo siguiendo un procedimiento similar al descrito para el caso drenado. Se presentan los resultados de análisis de elementos finitos que involucran el modelamiento numérico de un suelo arenoso de baja densidad relativa sometido a ensayos triaxiales de compresión no drenados bajo dos esfuerzos de confinamiento.

Los ensayos tomados en el análisis fueron los mismos ensayos usados por Puebla (1999) en la validación del modelo original UBCSAND. Los ensayos triaxiales bajo condiciones no drenadas fueron llevados a cabo sobre dos muestras de arena reconstituidas a similares densidades relativas de 39.6% y 40.5%, los cuales fueron ensayados bajo esfuerzos iniciales de confinamiento de $\sigma_c = 100 \text{ kPa}$ y $\sigma_c = 200 \text{ kPa}$ respectivamente, tal como se muestra en la figura 5.5. Dichos ensayos pertenecen al proyecto de experimento canadiense de licuación (CANLEX), realizado por Phillips & Byrne (1993).

En la modelización numérica se empleó el mismo elemento finito de volumen descrito en el caso drenado. En una primera etapa de carga (consolidación) se consideraron esfuerzos normales con valores iguales al esfuerzo de confinamiento sobre tres caras del elemento en los planos XZ, YZ y XY respectivamente (similar al caso drenado); todo ello con la finalidad de simular el esfuerzo de confinamiento isotrópico propio del ensayo triaxial. En una segunda etapa de carga se impusieron deformaciones verticales sucesivas en la cara superior del elemento con la finalidad de simular la aplicación del esfuerzo desviador, manteniendo constante la presión de confinamiento inicial y generando incrementos de presión de poro (condición no drenada).

Para validar el análisis numérico del ensayo triaxial no drenado, se emplearon los mismos parámetros utilizados en el caso drenado de acuerdo con la tabla 5.2 y se añadieron los parámetros asociados al comportamiento no drenado, tal como lo mostrado en la tabla 5.3. Para realizar el análisis no drenado se ha contabilizado el valor del parámetro B de Skempton en cada prueba triaxial no drenada, tal como se muestra en la figura 5.5.

Tabla 5.3. Parámetros de entrada del modelo constitutivo UBCSAND asociados al comportamiento del ensayo triaxial no drenado

Parámetro	Unid.	Descripción	$\sigma_c = 100 \text{ kPa}$	$\sigma_c = 200 \text{ kPa}$
n	-	Porosidad	0.4413	0.4397
B_{skem}	-	Parámetro B de Skempton	0.91	0.93
K_f	kPa	Módulo volumétrico del fluido	94,648,470	123,924,450

Los resultados de la predicción numérica mostraron una gran concordancia con los resultados experimentales en términos de esfuerzo versus deformación y presión de poros versus deformación para el esfuerzo de confinamiento de 100kPa. Por otro lado, los resultados de la predicción numérica asociados al esfuerzo de confinamiento de 200kPa muestran una sensible diferencia con los resultados experimentales tanto en términos de esfuerzo versus deformación como en términos de presión de poros versus deformación. Esta diferencia se debe a que se ha realizado la predicción numérica del comportamiento no drenado de una arena reconstituido a una densidad relativa de 40.5% empleando los parámetros calibrados en base al comportamiento de muestras de arena reconstituidos a densidades relativas de 36.5%, 36.7% y 38.1%. Por lo tanto, es de esperar que la predicción numérica produzca una menor resistencia de la arena ya que existe una sensible diferencia entre las densidades relativas de los ensayos drenados y no drenados. Por último, se puede apreciar que los resultados muestran una gran concordancia con los resultados obtenidos por Puebla (1999). En las figuras 5.5 y 5.6 se presenta una comparación entre las respuestas de la arena observada y predicha.

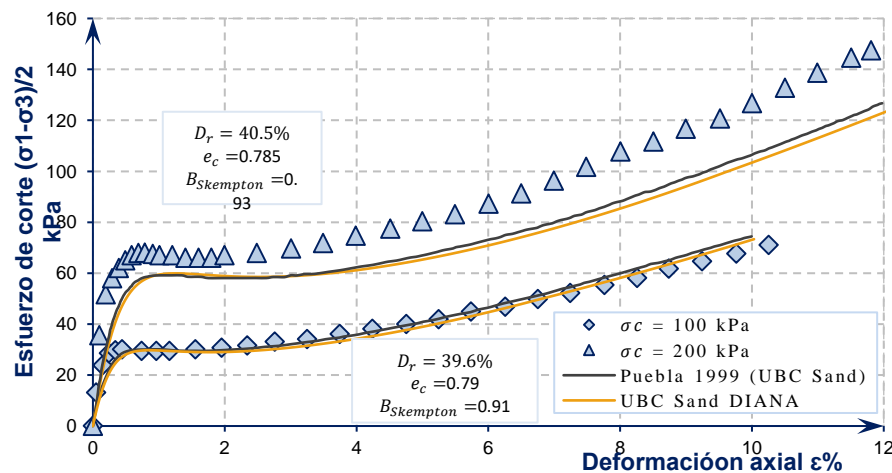


Figura 5.5. Validación de la respuesta no drenada del ensayo de compresión triaxial en término de esfuerzo de corte vs deformación axial.

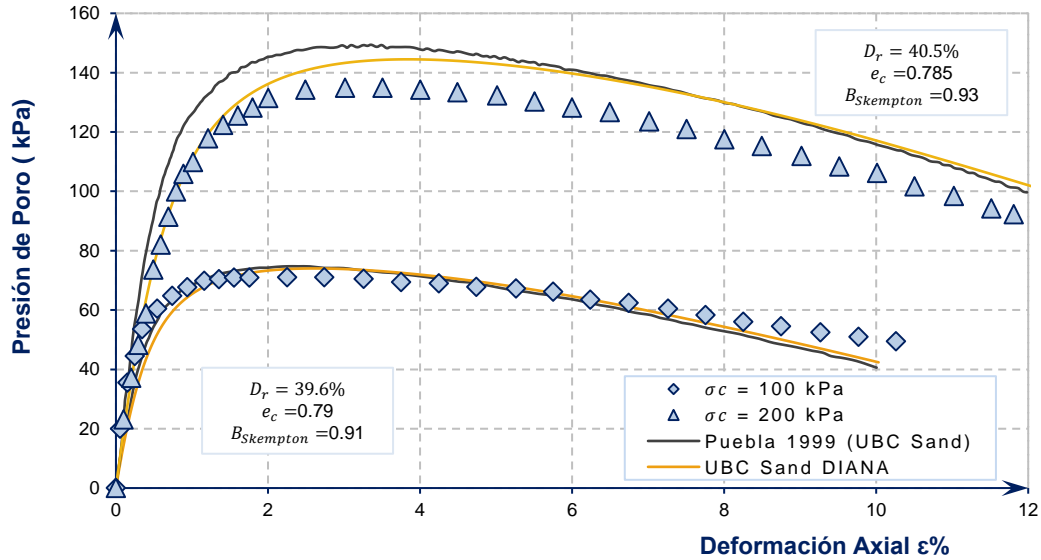


Figura 5.6. Validación de la respuesta no drenada del ensayo de compresión triaxial en términos de presión de poros vs deformación axial.

Con el fin de validar el análisis numérico del ensayo triaxial monotónico no drenado con modelo UBCSAND en DIANA, en este trabajo se realizó un caso más de estudio en base a la publicación de Puebla et al. (1997).

En el proceso de validación del análisis numérico se emplearon dos tipos de elementos finitos de volumen: un elemento finito de volumen tipo brick de 8 nodos (HX24L) con la configuración mostrada en la figura 5.3a y dos elementos finitos de volumen triangulares de 6 nodos tipo axisimétricos (CT12A) mostrado en la figura 5.3b.

Los parámetros de entrada (tabla 5.4) del modelo UBCSAND para el modelamiento en DIANA, fue tomado de la calibración del modelo UBCSAND en FLAC desarrollado por Puebla et al. (1997). Los parámetros calibrados representan la caracterización elastoplástica de la arena de Syncrude en base a los ensayos experimentales realizados por Phillips & Byrne (1993).

Tabla 5.4 Parámetros de entrada del modelo UBCSAND empleados en el análisis numérico del ensayo triaxial no drenado (adaptado de Puebla et al, 1997).

Símbolo del Parámetro	Unid.	Descripción	UBCSAND (Puebla et al, 1997)	UBCSAND TNO DIANA
K_B^e	-	Número del módulo volumétrico elástico del suelo.	300	300
K_G^e	-	Número del módulo de corte elástico del suelo.	300	300
me	-	Exponente del módulo volumétrico elástico.	0.5	0.5

n_e	-	Exponente del módulo de corte elástico.	0.5	0.5
K_G^p	-	Número del módulo de corte plástico.	310	155
n_p	-	Es el exponente del módulo de corte plástico.	0.67	0.67
ϕ_f	(°)	Ángulo de fricción en la falla.	33.7	33.7
ϕ_{cv}	(°)	Ángulo de fricción en la fase de transformación o volumen constante.	33	33
R_f	-	Relación de falla.	0.95	0.95

Los resultados del análisis realizado en TNO DIANA, fueron comparados con los resultados obtenidos por Puebla et al. (1997) y el trabajo de verificación y validación del modelo UBC3D-PLM (PLAXIS), desarrollado por Petalas et al. (2012). Los resultados de la predicción mostraron una gran concordancia con los resultados experimentales en términos de esfuerzo versus deformación. Por otro lado, los resultados también muestran una gran concordancia con los resultados obtenidos por Puebla et al (1997). Por último, se puede observar que los resultados del análisis numérico empleando ambos tipos de elementos finitos, ya sea un elemento finito de volumen tipo brick o elementos axisimétricos, producen los mismos resultados, tal como era de esperarse. En la figura 5.7 se presenta una comparación entre la respuesta de la arena observado y predicha.

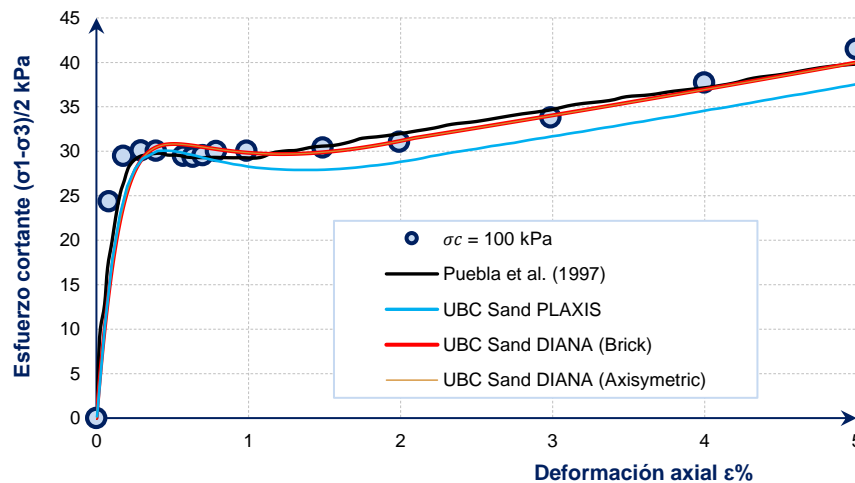


Figura 5.7. Validación de la respuesta no drenada del ensayo de compresión triaxial en término de esfuerzo de corte vs deformación axial.

Finalmente se puede observar en las figuras 5.8 y 5.9 que los resultados de la validación del análisis numérico de la respuesta no drenada de la arena en términos de presión de poros versus deformación y trayectoria de esfuerzos empleando ambos tipos de elementos finitos producen los mismos resultados (como era de esperarse). Por lo tanto, en los siguientes análisis numéricos de

ensayos triaxiales de arenas con modelo UBCSAND, se empleará un elemento finito de volumen tipo brick, tal como lo descrito en este capítulo.

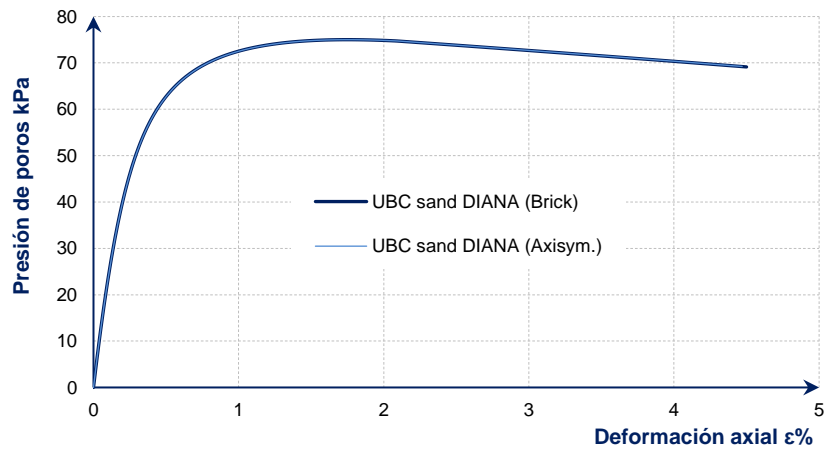


Figura 5.8. Validación de la respuesta no drenada del ensayo de compresión triaxial en términos de presión de poros vs deformación axial (para dos tipos de elementos finitos).

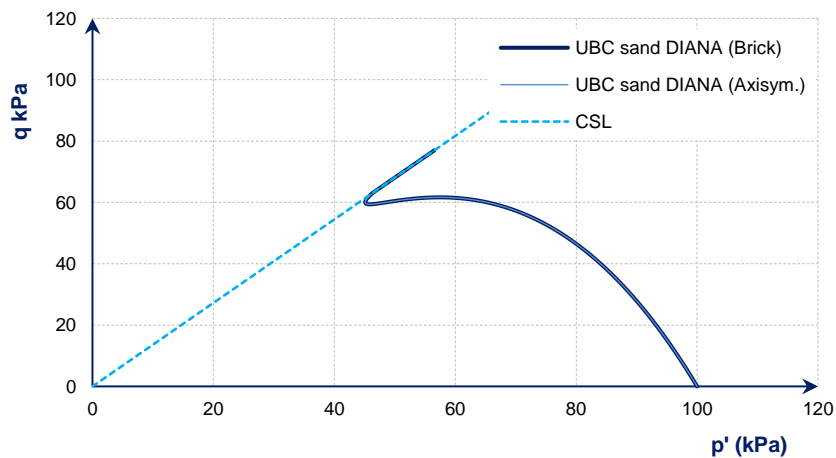


Figura 5.9. Validación de la trayectoria de esfuerzos asociada a la respuesta no drenada del ensayo de compresión triaxial (para dos tipos de elementos finitos).

CAPÍTULO VI: ANÁLISIS NUMÉRICO DE ENSAYOS TRIAXIALES MONOTÓNICOS EN ARENAS

Con la finalidad de realizar la modelización numérica del comportamiento no drenado de la arena mediante el empleo del modelo constitutivo UBCSAND, se realizó una investigación de los datos experimentales existentes en la literatura que reflejen un comportamiento explícito y claro de los fenómenos reportados en el fundamento teórico (capítulo 2). Con el propósito antes mencionado, se tomó la data experimental de cuatro ensayos triaxiales de arenas en condiciones no drenadas los cuales fueron llevados a cabo por Corral (2008). Las principales características de la arena, la metodología del ensayo y aspectos propios del estudio experimental, fueron tomados de la referencia señalada. A continuación, se presenta un resumen del reporte experimental y posteriormente se muestra la calibración de los modelos numéricos realizados en esta investigación por el autor mediante una serie de análisis de elementos finitos.

6.1 FASE EXPERIMENTAL

Principales aspectos

El suelo empleado es una arena de relave con 18% de finos, que corresponde a la arena de la presa de relaves “El Torito” de la mina El Soldado, ubicado en Chile (Corral, 2008).

En la tabla 6.1, se muestran los valores de la densidad máxima y mínima, obtenidas en el laboratorio. La densidad máxima fue obtenida por el método japonés, y la densidad mínima por el método de la ASTM. El valor de la gravedad específica (G_s) obtenido fue igual a 2.75.

Tabla 6.1. Resumen de densidades máximas y mínimas

γ_{max} (gr/cm^3)	γ_{min} (gr/cm^3)	e_{max}	e_{min}
1.773	1.243	1.212	0.551

El programa experimental, consistió en cuatro ensayos triaxiales monotónicos del tipo (CU), es decir bajo consolidación isotrópica, bajo condiciones no drenadas. En el Anexo A se presentan los resultados de los ensayos. La presión de cámara efectiva utilizada fue de $3\text{ kg}/\text{cm}^2$. Las densidades relativas de preparación fueron 20, 30, 40 y 50%.

6.1.1 Metodología de los ensayos

Las probetas de arena fueron del tipo remoldeadas, mediante el empleo del método wet tamping. Las probetas fueron de forma cilíndrica de 5cm de diámetro y 10 cm de altura.

La saturación de las muestras fue verificada mediante el empleo del parámetro B de Skempton, cuyo valor mínimo fue de 0.96.

En todos los ensayos se empleó la misma presión de confinamiento con un valor de 3 kg/cm^2 .

En todos los casos, se daba por terminado la etapa de consolidación cuando el cambio de volumen en la muestra se estabilizaba.

Los ensayos fueron llevados a cabo bajo deformación controlada.

6.2 COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL

En las figuras 6.1 y 6.2, se muestran los resultados de la serie de ensayos triaxiales no-drenados para densidades relativas de 20,30,40 y 50% y consolidados isotrópicamente a una presión efectiva de $\sigma'_3 = 3 \text{ kg/cm}^2$. Para el caso más suelto de ensayo ($Dr = 20\%$), se puede observar que se logra alcanzar una resistencia última de aproximadamente 0.1 kg/cm^2 o nula.

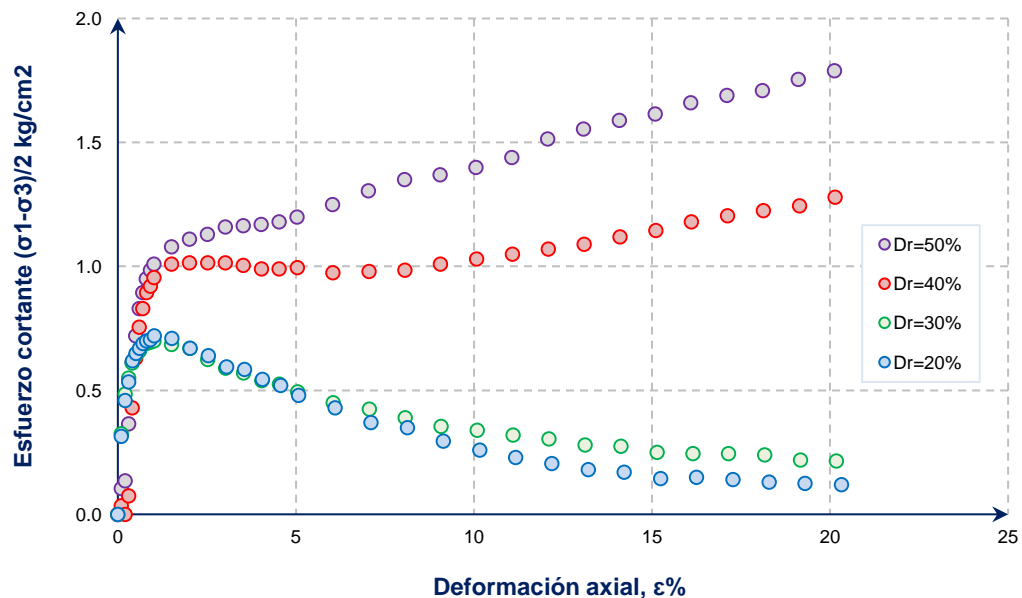


Figura 6.1. Curvas esfuerzo deformación. Respuesta no drenada para $\sigma'_0 = 3 \text{ kg/cm}^2$

En la figura 6.2 se muestra la variación de las presiones de poros para cada ensayo. Se puede observar claramente que para los casos de densidad media la presión de los poros tiende a decrecer a grandes deformaciones ($Dr = 40$ y 50%). Por otro lado, para los casos de arena en estados sueltos se presenta un incremento de las presiones de poro cercanas a la presión de confinamiento ($Dr = 20$ y 30%).

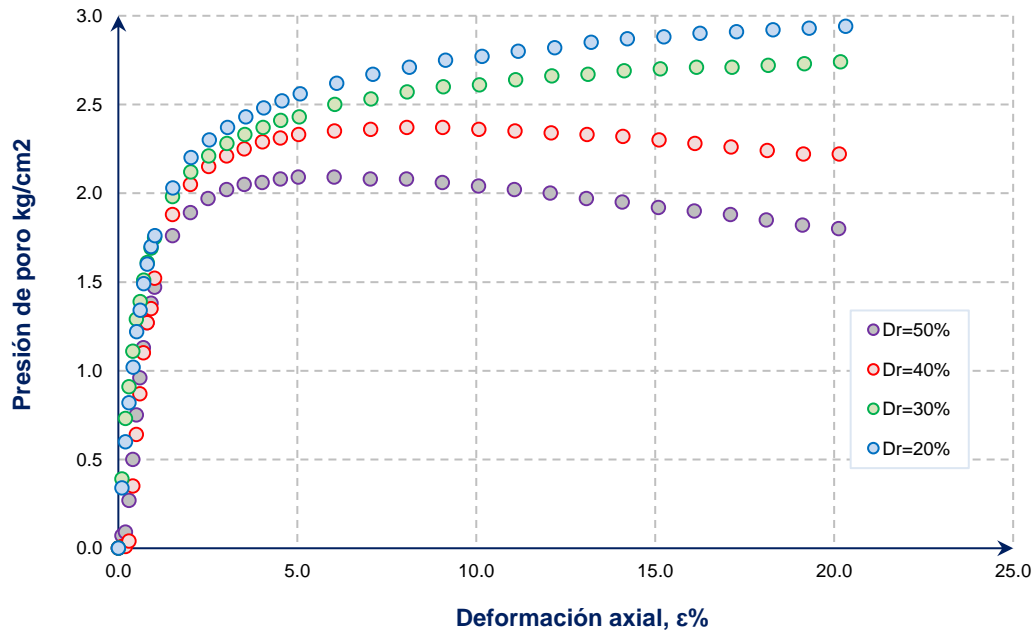


Figura 6.2. Variación de la presión de poros. Respuesta no drenada para $\sigma'_0 = 3 \text{ kg/cm}^2$.

En la figura 6.3 se presentan tres tipos de comportamiento no drenado para la arena en estudio: flujo nulo (non-flow), flujo limitado (limited-flow) y flujo (flow). Tal como lo señalado en el marco teórico (sección 2.6 del capítulo 2), estos tipos de comportamiento dependen de los estados iniciales de la arena, es decir la relación de vacíos (e) y el esfuerzo efectivo medio (p'). El comportamiento de flujo (flow) es observado para las densidades relativas de $Dr = 20\%$ y $Dr = 30\%$, se puede observar que la arena presenta un comportamiento extremadamente contractivo con un marcado incremento de la presión de poros que conduce a la falla conocida como licuación estática o licuación de flujo, el esfuerzo desviador q alcanza un valor pico inicial y después existe una pérdida continua de resistencia al corte hasta alcanzar la línea de estado crítico (critical state) bajo q, p' y presión de poros constante. El comportamiento de flujo limitado (limited flow) se observa para la densidad relativa de $Dr = 40\%$, la arena se contrae en la etapa inicial de corte y luego se dilata continuamente a grandes deformaciones, con el estado de

transformación de fase marcando la transición; se observa que q cae a un lugar temporal conocido como *quasy steady state*, y después el esfuerzo desviador continua con el endurecimiento por deformación hasta alcanzar la línea de estado crítico (*critical state line*). El comportamiento con flujo nulo es observado para la densidad relativa de $Dr = 50\%$ en la cual la arena presenta el estado de transformación de fase de manera directa y después exhibe una respuesta de endurecimiento por deformación.

El círculo rojo en la trayectoria de esfuerzos efectivos mostrado en la figura 6.3, representa la inicialización de la licuación estática.

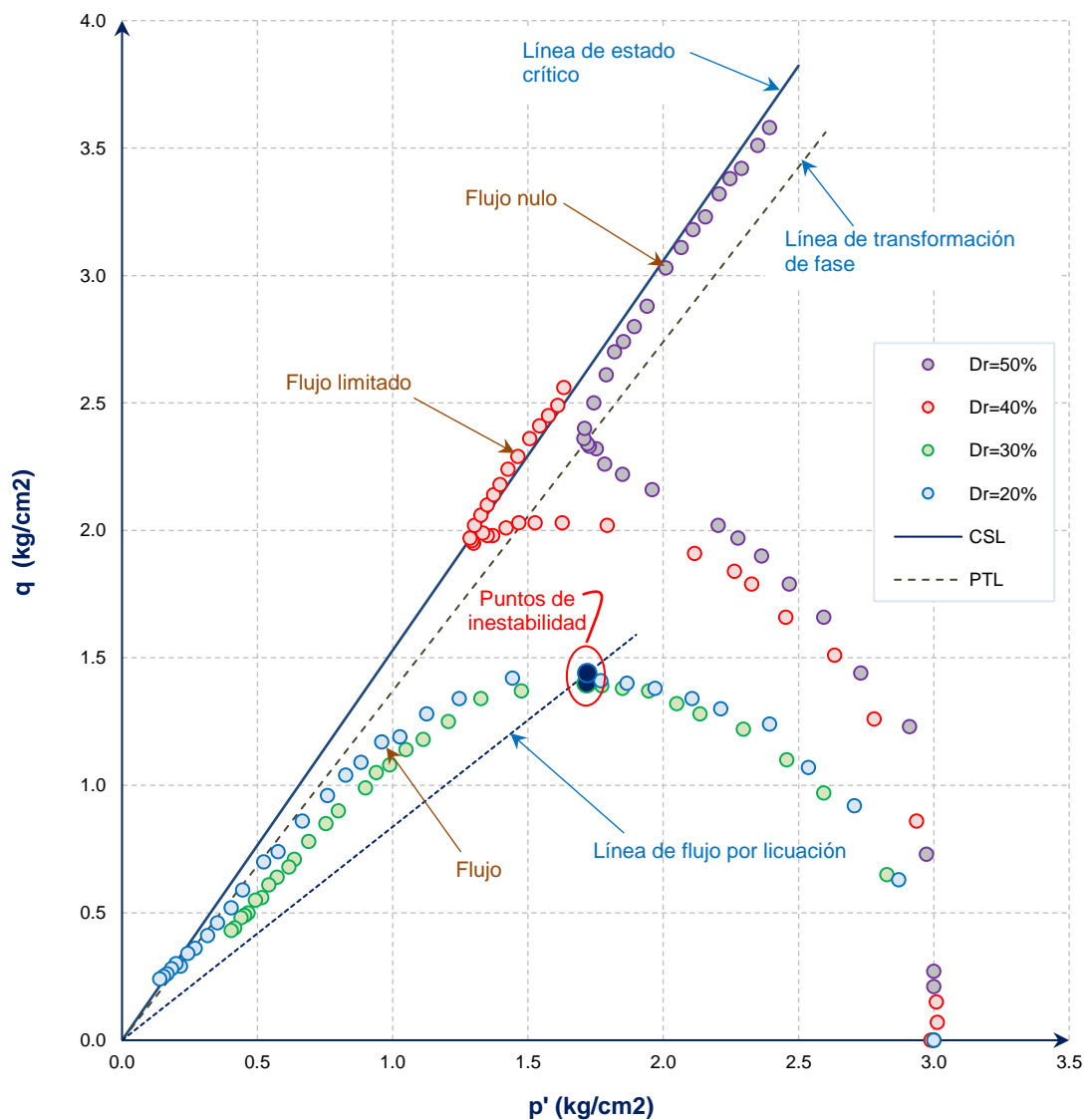


Figura 6.3. Trayectoria de esfuerzos efectivos para $\sigma'_0 = 3 \text{ kg/cm}^2$.

6.3 ANÁLISIS NUMÉRICO

En esta investigación el análisis numérico del ensayo triaxial monotónico no drenado fue llevado a cabo mediante el empleo del modelo constitutivo UBCSAND implementado en el programa DIANA, siguiendo los lineamientos de la sección 5.4.2 (capítulo 5). La serie de análisis de elementos finitos fue llevada a cabo mediante el empleo de un elemento finito de volumen tipo brick de 8 nodos de dimensión unitaria (figura 5.3a del capítulo anterior).

Los parámetros elastoplásticos empleados para caracterizar el comportamiento no lineal de la respuesta de la arena asociada a las densidades relativas de 20, 30, 40 y 50% fueron calculados siguiendo la metodología descrita en el capítulo 4. Estos parámetros fueron calculados a partir de la data experimental mostrada en el Anexo A de este trabajo de investigación. Asimismo, se muestra en el Anexo B el procedimiento de cálculo de los parámetros asociados a la arena de densidad relativa de 50%. Los parámetros calibrados de la arena en estudio se resumen en la tabla 6.2.

Tabla 6.2. Parámetros de entrada para el modelo constitutivo UBCSAND asociado a la respuesta de la arena en cada uno de los cuatro ensayos

Símbolo	Unidad	Dr = 20%	Dr = 30%	Dr = 40%	Dr = 50%
P_{ref}	kPa	100	100	100	100
m_e	-	0.5	0.5	0.5	0.5
n_e	-	0.5	0.5	0.5	0.5
ν	-	0.125	0.125	0.125	0.125
K_B^e	-	59	85	100	116
K_G^e	-	59	85	100	116
ϕ_0	(Grados)	0°	0°	0°	0°
n_p	-	0.5	0.5	0.5	0.5
K_G^p	-	37.5	50	90	130
ϕ_f	(Grados)	37.5	37.5	37.5	37.5
R_f	-	0.98	0.98	0.98	0.99
ϕ_{cv}	(Grados)	39.8	37.9	35.5	34.7
p_c	kPa	100	100	100	100
m_p	-	0.5	0.5	0.5	0.5
Δp	kPa	0	0	0	0

P_t	kPa	0	0	0	0
n	-	0.507	0.491	0.475	0.454
B_{skem}	-	0.96	0.96	0.96	0.96
K_f	Pa	71,395,158	100,584,727	113,816,089	126,553,292
$facpre$	-	1	1	1	1
$facpos$	-	1	1	1	1
β_1	-	-	-	-	-
β_2	-	0	0	0	0
$addsti$	-	0	0	0	0

En las figuras desde la 6.14 a la 6.15 se presenta una comparación entre las respuestas de la arena observadas y los modelos calibrados para cada densidad relativa. Como se puede observar de dichas figuras, los resultados de la calibración mostraron una gran concordancia con los resultados experimentales en términos de esfuerzo versus deformación, presión de poros versus deformación y trayectoria de esfuerzos.

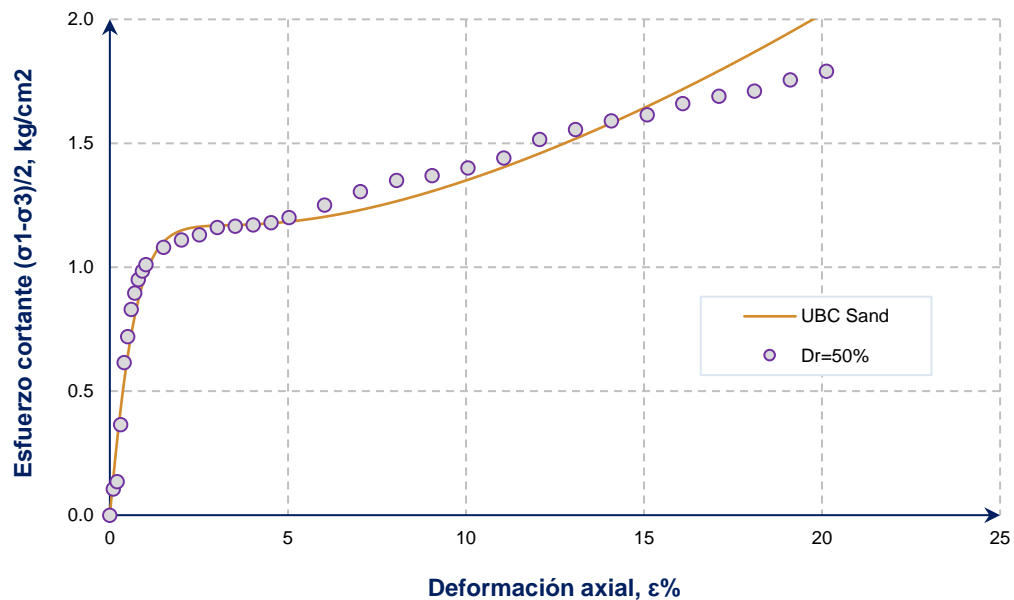


Figura 6.4. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'_0 = 3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y $Dr = 50\%$, curva esfuerzo versus deformación.

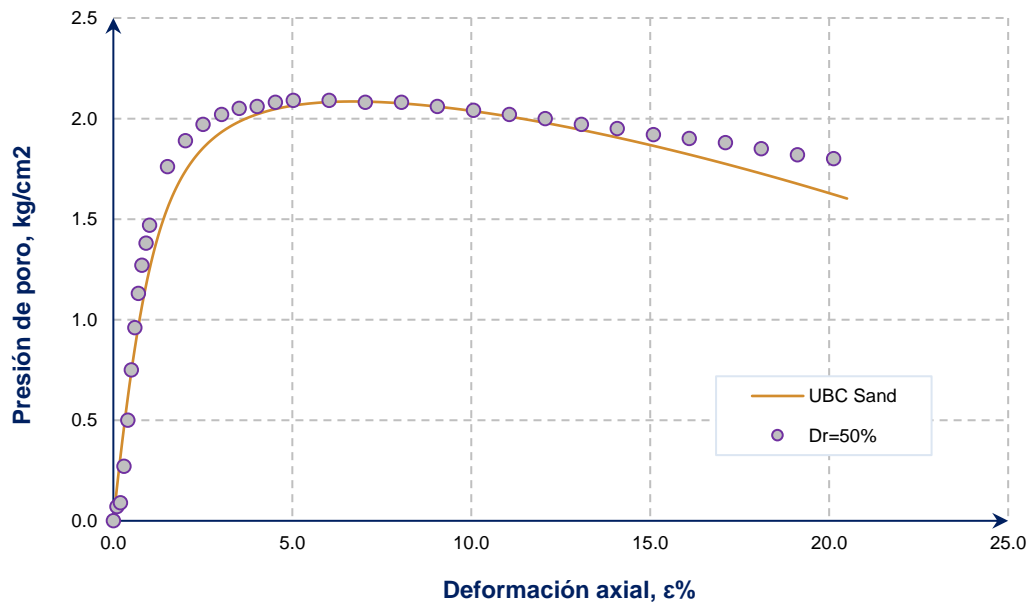


Figura 6.5. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'_0 = 3 \frac{kg}{cm^2}$ y $D_r = 50\%$, curva presión de poros versus deformación.

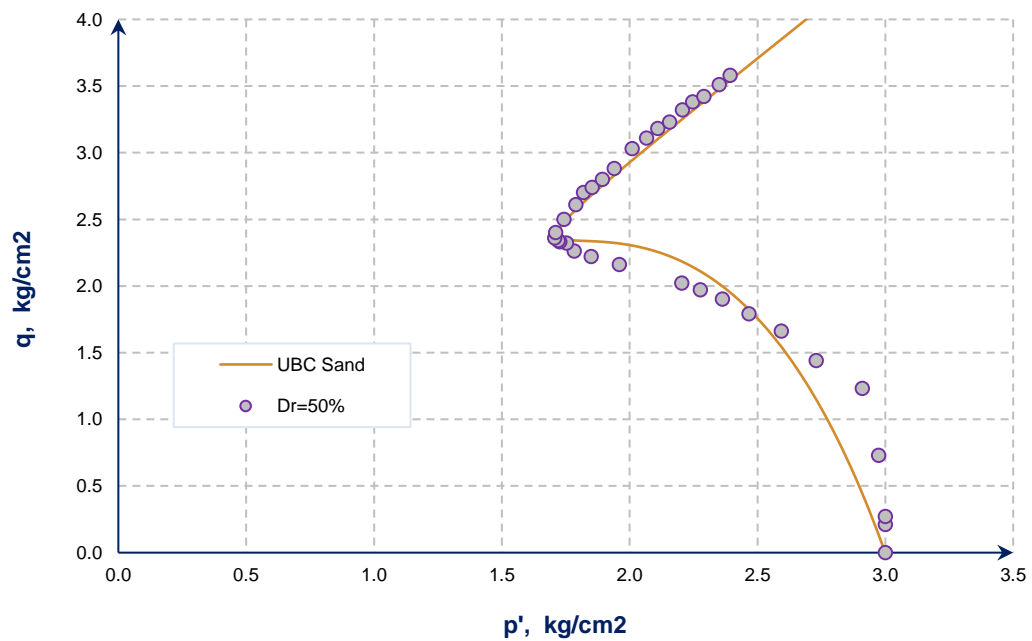


Figura 6.6. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'_0 = 3 \frac{kg}{cm^2}$ y $D_r = 50\%$, trayectoria de esfuerzos efectivos.

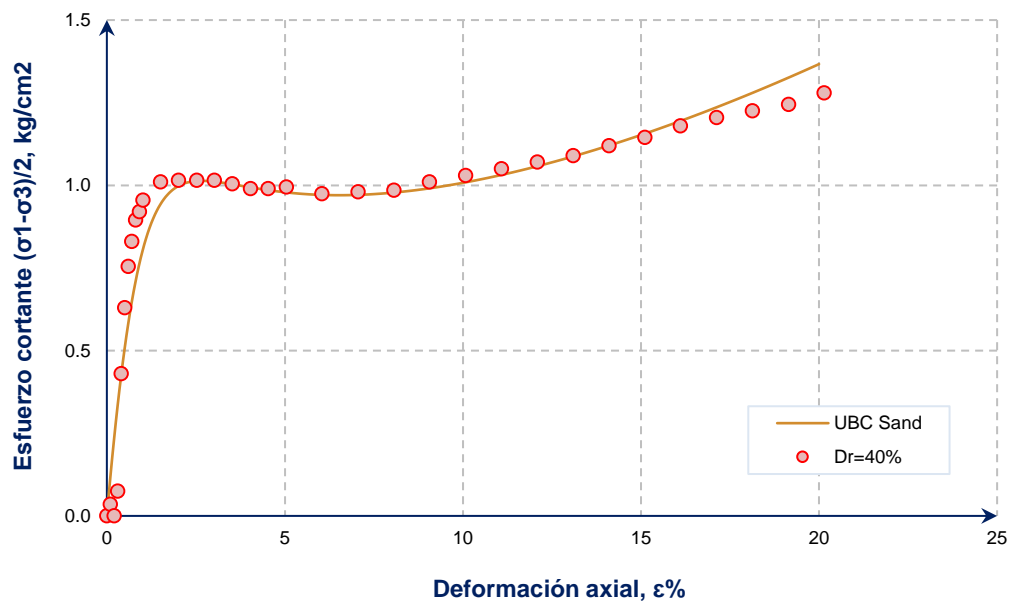


Figura 6.7. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'_0 = 3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y $Dr = 40\%$, curva esfuerzo versus deformación.

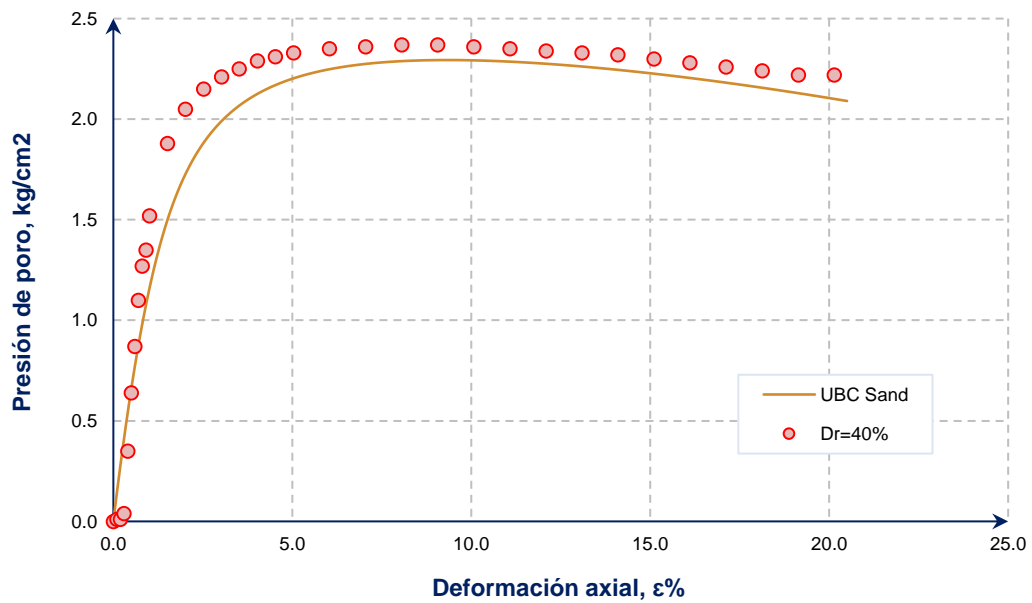


Figura 6.8. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'_0 = 3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y $Dr = 40\%$, curva presión de poros versus deformación.

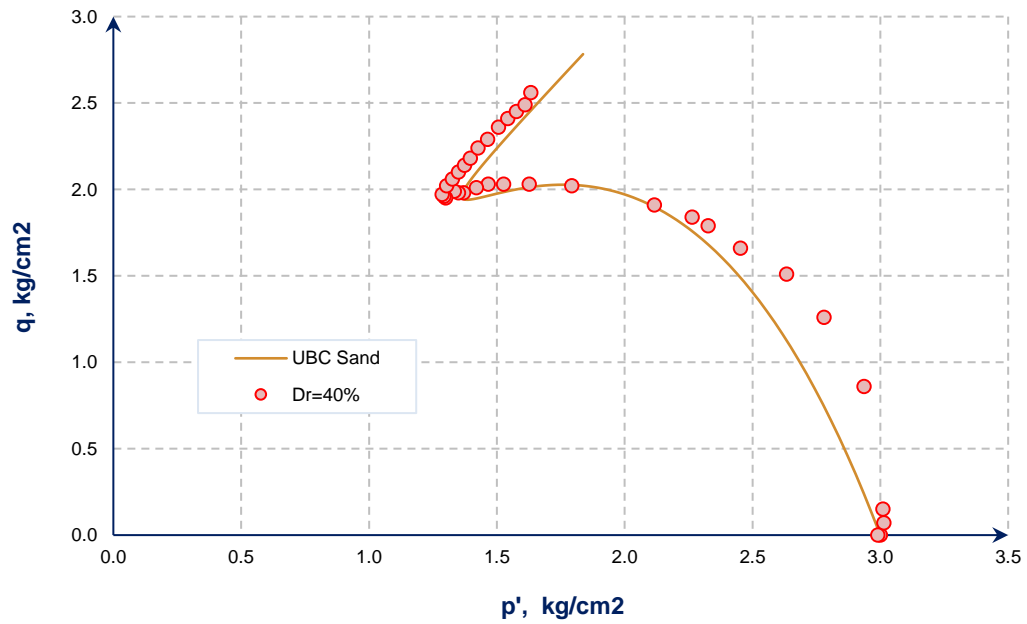


Figura 6.9. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'_0 = 3 \frac{kg}{cm^2}$ y $Dr = 40\%$, trayectoria de esfuerzos efectivos.

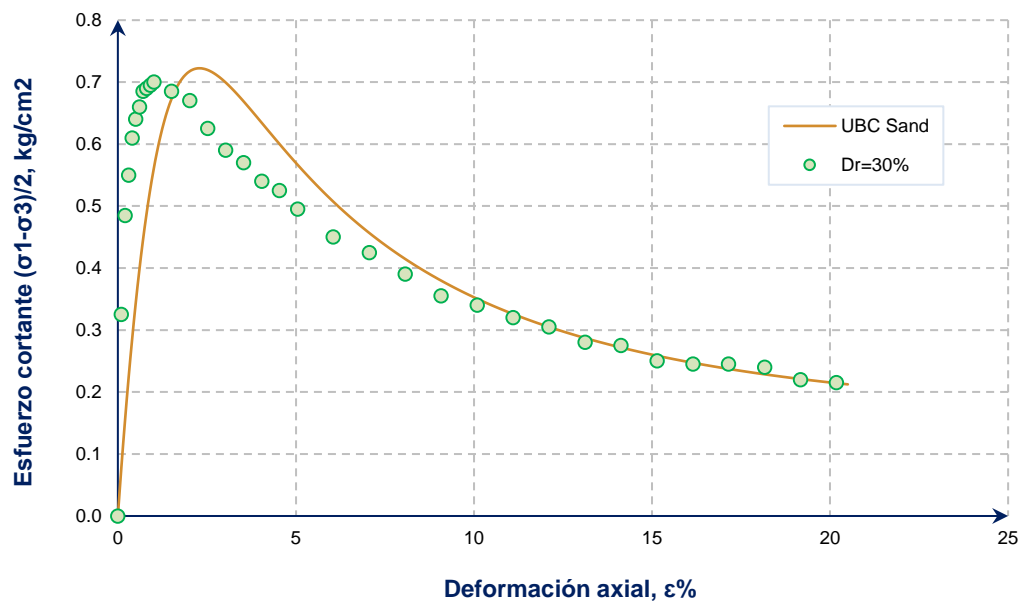


Figura 6.10. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'_0 = 3 \frac{kg}{cm^2}$ y $Dr = 30\%$, curva esfuerzo versus deformación.

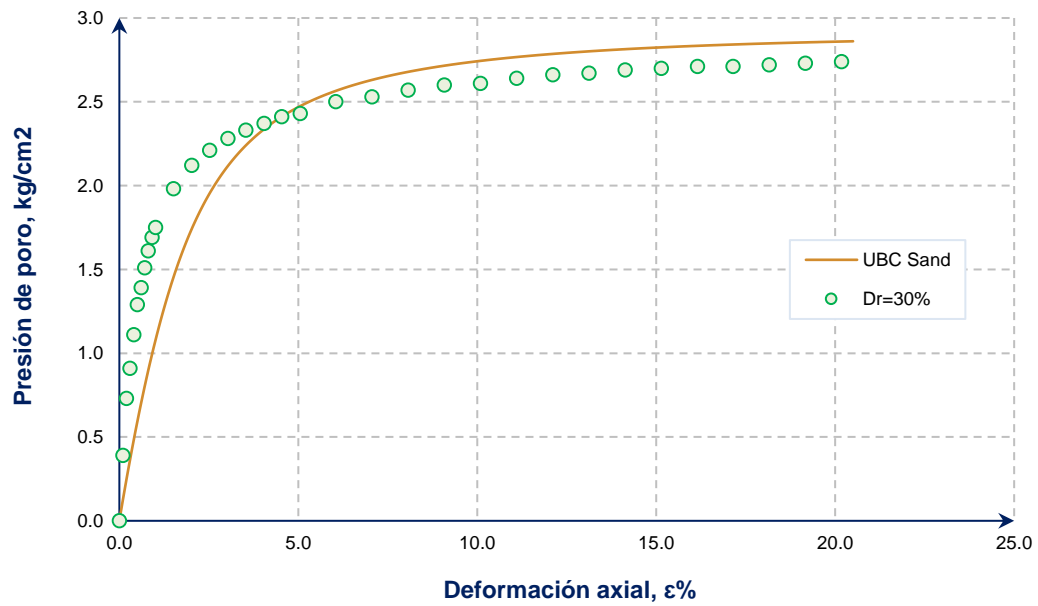


Figura 6.11. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'_0 = 3 \frac{kg}{cm^2}$ y $Dr = 30\%$, curva presión de poros versus deformación.

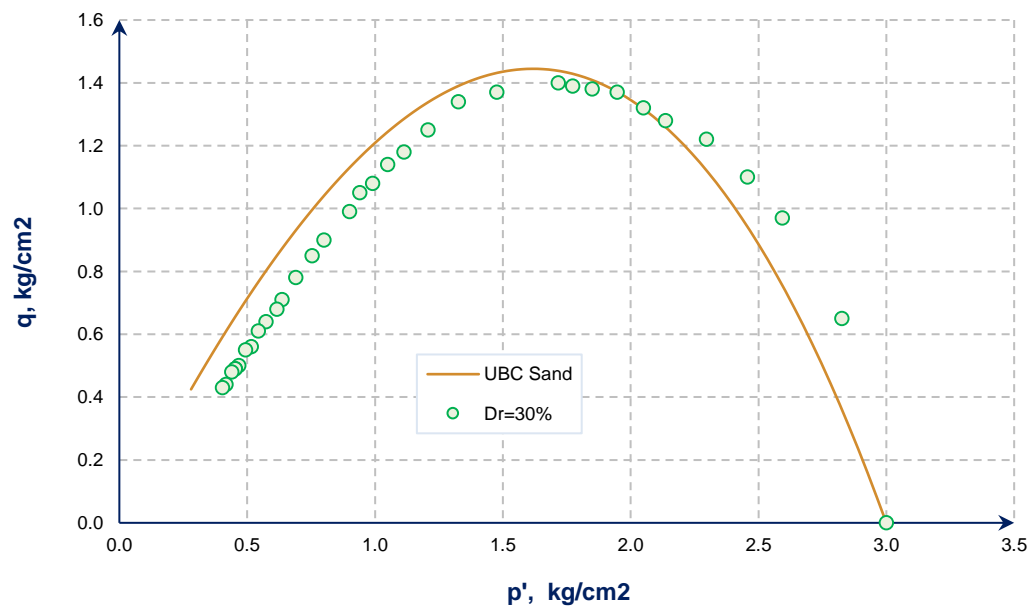


Figura 6.12. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'_0 = 3 \frac{kg}{cm^2}$ y $Dr = 30\%$, trayectoria de esfuerzos efectivos.

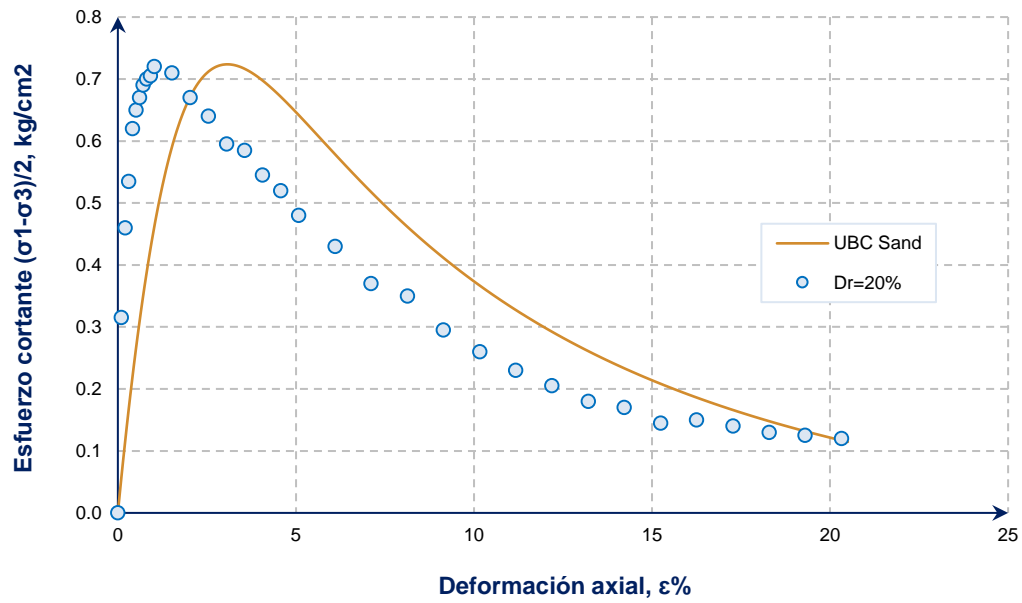


Figura 6.13. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'_0 = 3 \frac{kg}{cm^2}$ y $Dr = 20\%$, curva esfuerzo versus deformación.

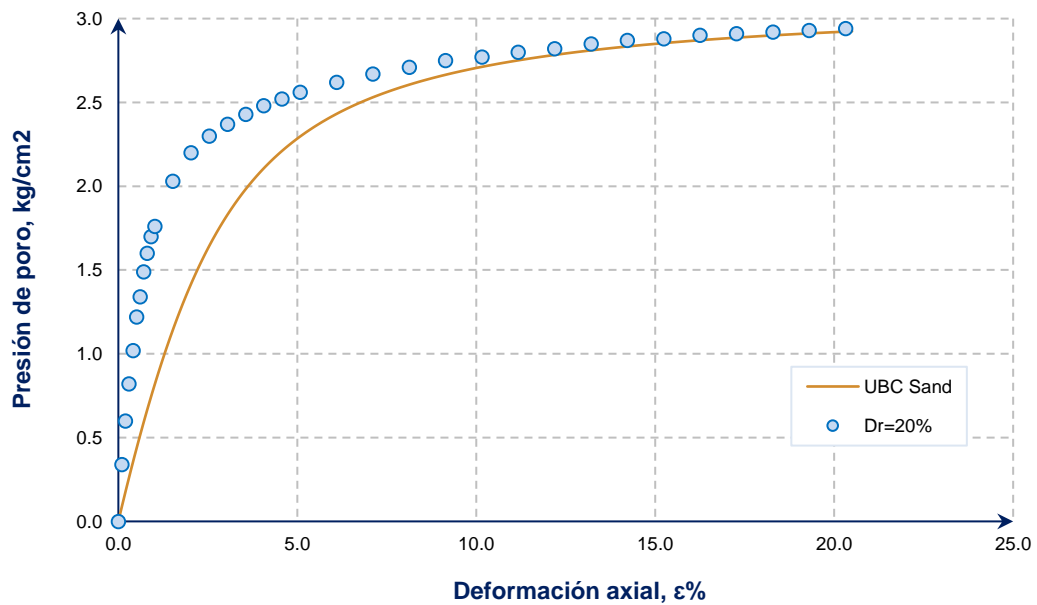


Figura 6.14. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'_0 = 3 \frac{kg}{cm^2}$ y $Dr = 20\%$, curva presión de poros versus deformación.

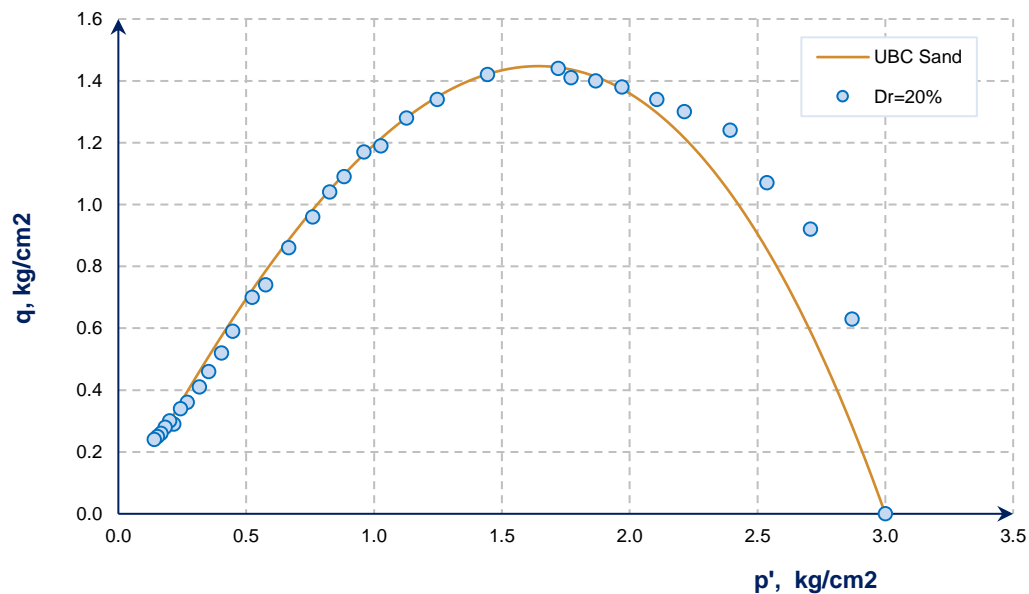


Figura 6.15. Calibración de la respuesta no drenada para $\sigma'_0 = 3 \frac{kg}{cm^2}$ y $Dr = 20\%$, trayectoria de esfuerzos efectivos.

6.4 TENDENCIAS FUTURAS

Una vez que se ha calibrado los parámetros del modelo y se ha verificado su performance con base en resultados de ensayos de laboratorio reales, el modelo se encuentra listo para ser utilizado en problemas geotécnicos reales. El modelo constitutivo representado por los parámetros calibrados puede ser empleado en la predicción del comportamiento mecánico de estructuras geotécnicas bajo condiciones de carga estática para predecir esfuerzos, deformaciones, generación de presiones de poro, etc., y finalmente para predecir la ocurrencia de licuación.

En general, los problemas donde el modelo UBCSAND y el modelamiento numérico pueden ser utilizados son:

- En el análisis de presas de relaves, donde por las características de disposición de relaves en condiciones sueltas y por la presencia de agua que satura los relaves durante la operación del depósito de relaves, los materiales de relaves son susceptibles de presentar licuación, tanto estática como dinámica.
- En la predicción del comportamiento de arenas saturadas que conforman la cimentación de estructuras geotécnicas, tales como presas de tierra, presas de enrocado, presas de relaves, pilas de lixiviación, depósitos de

materiales, terraplenes en general, ya que estos materiales son susceptibles a presentar licuación.

- En la predicción de licuación estática y dinámica de suelos arenosos que conforman la cimentación de estructuras de concreto como edificaciones, puentes, plantas, etc.

Asimismo, el modelamiento numérico de problemas cíclicos, muy común en la ingeniería sísmica-geotécnica, puede ser realizado utilizando los mismos parámetros del modelo UCBSAND calibrados a partir de ensayos monotónicos. Para este efecto, es necesaria la determinación de dos parámetros adicionales del modelo, tales como factor de pre licuación y factor de pos licuación, los que son obtenidos directamente a partir de ensayos triaxiales cíclicos de laboratorio. De esta forma, el modelo UBCSAND se complementa para realizar el análisis de una gran variedad de problemas geotécnicos asociados al comportamiento de arenas saturadas.

CONCLUSIONES

- Se ha realizado una revisión bibliográfica de los aspectos principales que aborda el presente estudio.
- Se ha descrito detalladamente el comportamiento de las arenas en ensayos triaxiales monotónicos, resaltando aspectos tales como steady state, phase transformation, quasy-steady state, inestabilidad y ocurrencia de licuación estática.
- Se ha realizado un resumen de las publicaciones sobre análisis numérico de ensayos triaxiales monotónicos drenados y no drenados empleando el modelo constitutivo UBCSAND, resaltando la concordancia entre la predicción y la respuesta observada en términos de esfuerzo-deformación y presión de poros-deformación. El modelo y sus usos han sido documentados en varios artículos técnicos y tesis de maestría y doctorado, citados en el presente trabajo y listados en la bibliografía.
- Se ha expuesto las características más importantes del modelo de plasticidad esfuerzo efectivo tridimensional UBCSAND modificado en el programa DIANA. Se ha discutido la formulación de la respuesta elástica y la respuesta plástica en términos de funciones de fluencia, reglas de flujo y mecanismos de endurecimiento tanto para condiciones de carga monotónica y cíclica.
- En la formulación del modelo el comportamiento de la arena es considerado elastoplástico, lo cual ha mostrado ser razonablemente cierto. La existencia de una región elástica en la cual sólo se permite la respuesta elástica, es una suposición realista para el comportamiento de la arena a bajos niveles de deformación.
- La curva hiperbólica asumida entre la relación de esfuerzos η versus la deformación plástica de corte γ^p presenta una buena performance para predecir con gran precisión el comportamiento triaxial monotónico de arenas. Por lo tanto, se considera razonable asumir una relación única entre la relación de esfuerzos y la componente plástica de la deformación de corte para todos los niveles de deformación.
- En este trabajo se ha expuesto de manera detallada la metodología de determinación de cada uno de los parámetros de entrada del modelo constitutivo UBCSAND para la caracterización elastoplástica de una arena a partir de datos obtenidos de ensayos triaxiales, tanto drenados como no

drenados. También se han resaltado los parámetros más importantes para hacer frente al análisis numérico del ensayo de compresión triaxial monotónica. El autor considera que esto es un aporte importante para futuros trabajos de investigación, ya que no se ha encontrado en trabajos publicados anteriormente sobre este tema, una descripción detallada de la forma de obtener cada uno de los parámetros para el uso del modelo, siendo este aspecto una de las contribuciones importantes de esta investigación.

- Se han descrito y diferenciado los conceptos de verificación y validación de análisis geotécnico de elementos finitos. Se han descrito los métodos de validación.
- Se ha realizado la verificación y validación del modelo constitutivo UBCSAND implementado en el programa TNO DIANA. Los resultados del modelo han sido comparados con los resultados experimentales y las modelizaciones numéricas realizadas por otros investigadores quienes emplearon programas como el FLAC y el PLAXIS. Finalmente se ha verificado la concordancia de los resultados en términos de esfuerzo-deformación y presión de poros-deformación.
- Se ha demostrado que los parámetros del modelo pueden ser calculados a partir de datos medidos directamente de ensayos triaxiales en arenas mediante procedimientos normalizados y conocidos por la comunidad geotécnica. Lo anterior constituye una ventaja frente a otros modelos para fines similares cuyos parámetros de entrada son más tediosos de calcular y generalmente requieren de distintos tipos de pruebas generando consigo un mayor costo. Además, una ventaja adicional de este modelo es que está implementado en otros programas computacionales orientados a geomateriales, tales como el FLAC, PLAXIS y Midas GTS los cuales han sido verificados y validados en distintos trabajos, tal como se reporta en la literatura.
- Se realizó una investigación de los datos experimentales existentes en la literatura que reflejen un comportamiento explícito y claro de los fenómenos reportados en ensayos triaxiales, con fines de modelización numérica.
- Se realizó una descripción detallada del comportamiento de la arena seleccionada con fines de modelamiento numérico. A partir de los

resultados de ensayos triaxiales monotónicos, se observó el comportamiento de licuación estática para arenas de baja densidad relativa (20 y 30%) y comportamiento quasy steady state y dilatante para densidades relativas medias (40 y 50%).

- Se calcularon los parámetros de entrada que caracterizan el comportamiento no lineal asociado a cada uno de los ensayos triaxiales no drenados de 20%, 30%, 40% y 50% respectivamente.
- Se realizó una serie de análisis numéricos por elementos finitos utilizando el programa TNO DIANA, cuyos resultados mostraron una gran concordancia con los resultados experimentales en términos de esfuerzo versus deformación, presión de poros versus deformación y trayectoria de esfuerzos efectivos, lo cual ha verificado la performance del modelo constitutivo UBCSAND, el cual está basado en la teoría de la plasticidad y el comportamiento característico de la arena observado en ensayos de laboratorio.
- Se ha verificado que el modelo UBCSAND es adecuado para el análisis numérico del comportamiento monotónico de arenas con alto potencial de licuación (arenas con densidad relativa menor a 80%).
- Se ha verificado las ventajas del modelo sobre otras formulaciones, los cuales son:
 - La regla de endurecimiento mixto de corte que permite la predicción de la respuesta elastoplástica a la inversión de esfuerzos, superando la restricción impuesta por las reglas de endurecimiento isotrópico que afectan a la mayor parte de los modelos elastoplásticos simples.
 - La capacidad para aproximar el efecto de la dirección del esfuerzo principal en la respuesta de la arena al primer tiempo de carga de corte (efectos inducidos por la anisotropía intrínseca).
- Las simulaciones drenadas muestran una buena concordancia con los resultados de los ensayos hasta la transformación de fase. Más allá del punto de transformación de fase, la acumulación volumétrica debido al fenómeno de dilatación es más baja que la observada en los ensayos. Esto se debe en parte a la regla de flujo utilizada en este modelo, en comparación con la formulación original de esfuerzo-dilatancia de Rowe. La formulación de esfuerzo-dilatancia utilizado por Beaty & Byrne (1998)

subestima la acumulación de deformación volumétrica más allá de la línea de transformación de fase.

- Se ha comprobado que el empleo del modelo constitutivo UBCSAND implementado en el programa TNO DIANA, es adecuado como una herramienta de investigación que sigue evolucionando, aunque varias de las versiones han sido utilizadas exitosamente en varios proyectos como lo descrito en este trabajo. Todas las diversas versiones han seguido la misma formulación básica, pero pueden tener diferencias significativas en los detalles particulares de su aplicación.

RECOMENDACIONES

- Los resultados del proceso de verificación y validación de la implementación del modelo constitutivo UBCSAND en el programa de elementos finitos TNO DIANA está en buen acuerdo con los resultados obtenidos en investigaciones similares. Por lo tanto, se recomienda el empleo del modelo UBCSAND como un modelo sofisticado, que puede ser usado tanto en la ingeniería práctica como en la investigación.
- Se recomienda realizar el análisis numérico del comportamiento de arenas en ensayos triaxiales bajo condiciones drenadas y no drenadas empleando el modelo constitutivo UBCSAND, ya que permite simular con mucha aproximación la respuesta experimental del suelo en términos de distintos parámetros que definen su comportamiento tales como el esfuerzo-deformación, la presión de poros-deformación y el cambio volumétrico-deformación. También se recomienda el empleo del programa de elementos finitos TNO Diana para realizar dicho modelamiento por ser un programa robusto y de uso en investigaciones similares.
- A partir del proceso de obtención de los parámetros del modelo y la verificación de su performance con resultados de laboratorio reales, el modelo se encuentra listo para ser utilizado en problemas geotécnicos reales donde se requiera el modelamiento numérico en condiciones de carga estática. Por lo tanto, se recomienda su utilización en problemas de ingeniería geotécnica.
- El modelamiento de problemas cíclicos, muy común en ingeniería sísmica-geotécnica, puede ser realizado utilizando el mismo modelo UBCSAND, pero con parámetros adicionales que son obtenidos a partir de ensayos triaxiales cíclicos de laboratorio. Por lo tanto, se recomienda emplear el modelo UBCSAND para realizar investigaciones orientadas tanto a la evaluación del comportamiento cíclico de arenas saturadas, como a la predicción de la licuación dinámica. Todo ello tanto en condiciones de ensayos de laboratorio, como en problemas reales.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abed, A. (2008). Numerical Modeling of Expansive Soil Behavior. Ph.D. Thesis, University of Stuttgart, Stuttgart, Germany.

Alarcón-Guzmán, A., Leonards, G.A., Chameau, J.L. (1988): "Undrained Monotonic and Cyclic Strength of Sands", Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 114, Nº 10, 1089-1109.

American Society for Testing and Materials, ASTM D-1587, Standard Practice for Thin-Walled Tube Sampling of Fine-Grained Soils for Geotechnical Purposes, EEUU.

American Society for Testing and Materials, ASTM D-4220, Standard Practices for Preserving and Transporting Soil Samples, EEUU.

American Society for Testing and Materials, ASTM D-2850, Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils, EEUU.

American Society for Testing and Materials, ASTM D-2166, Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil, EEUU.

American Society for Testing and Materials, ASTM D-4767, Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils, EEUU.

American Society for Testing and Materials, ASTM D-7181, Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils, EEUU.

Bakmar, C.L., Hededal, O., & Ibsen, L.B. (2008). A Modified Critical State Two-surface Plasticity Model for Sand: Theory and Implementation. Aalborg: Department of Civil Engineering, Aalborg University. (DCE Technical Memorandum; No. 8).

Bardet, J. (1997). Experimental Soil Mechanics. Prentice-Hall, New Jersey, USA.

Bayoumi, A. (2006). New laboratory test procedure for the enhanced calibration of constitutive models, Ph.D. dissertation, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

Beaty, M.H., & Byrne, P.M. (1998). "An effective stress model for predicting liquefaction behaviour of sand". Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III ASCE Geotechnical Special Publication 75(1): 766-777.

- Beaty, M.H., & Byrne, P.M. (2011). UBCSAND Constitutive Model Version 904aR. Technical Report Itasca UDM Web Site, The University of British Columbia, Canada.
- Been, K., Jefferies, M.G., & Hachey, J. (1991). "A Critical state of sands. Geotechnique", 41(3), 365-381.
- Borowiec, A., & Stanuszek, M. (2016). Liquefaction mechanism induced by dynamic excitation modeled in PLAXIS with the use of UBC and Mohr-Coulomb constitutive relationships, International Journal "Studia Geotechnica et Mechanica", Vol. 38, No. 1, pp. 123-133.
- Boulangier, R. W., Montgomery, J., & Ziotopoulou, K. (2015). Nonlinear Deformation Analyses of Liquefaction Effects on Embankment Dams. In Perspectives on Earthquake Geotechnical Engineering (pp. 247-283). Springer International Publishing.
- Brinkgreve, R.B.J. (2013a). Validating numerical modelling in geotechnical engineering. NAFEMS, London.
- Brinkgreve, R.B.J. (2013b). Validating geotechnical finite element models. In Proceedings of the 3rd international symposium on computational geomechanics (COMGEO III), Krakow, Poland.
- Brinkgreve, R.B.J., Engin, E. (2013). Validation of geotechnical finite element analysis, Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris.
- Byrne, P.M., Cheung, H., & Yan, L. (1987). Soil parameters for deformation analysis of sand masses, Canadian Geotechnical Journal 24(3), 366-376.
- Byrne, P.M., Park, S., Beaty, M., Sharp, M., Gonzalez, L., & Abdoun, T. (2004). Numerical Modelling of Dynamic Centrifuge Tests. In Proc. Int. 13th World Conference on Earthquake Engineering (Paper No. 3387), Vancouver, B.C., Canada.
- Carter J.P., Desai C.S., Potts D.M., Schweiger H.F. and Sloan S.W. (2000). Computing and computer modelling in Geotechnical engineering. Proc. GeoEng 2000, Int. Conf. on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne. Technomic, 1157-1252.

Casagrande, A. (1936): "Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Earth Fills", Journal of the Boston Society of Civil Engineers.

Casagrande, A. (1976). Liquefaction and cyclic deformation of sands: A critical review. In Proceedings of the Pan-American Conference on Soil Mechanics and foundation Engineering, Buenos Aires, Volume 5, pp. 79-113.

Castro, G. & Poulos, S.J. (1977): "Factors affecting Liquefaction and Cyclic Mobility", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, N° GT6, 501-516.

Castro, G. (1969): "Liquefaction of Sands", Harvard Soil Mechanics Series, N° 81, Cambridge, Mass.

Castro, G. (1975): "Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 101, N° 6, 551-569.

Chai, J.C., Carter, J.P., & Hayashi, S. (2007). Modelling strain-softening behaviour of clayey soils. Lowland technology international SI 9(2): 29-37.

Corral, G.A. (2008). Efecto del esfuerzo de corte estático inicial en la resistencia cíclica en arenas. Tesis de Maestría, Universidad de Chile.

Dafalias, Y.F., & Popov, E.P. (1976). Plastic internal variable formulations of cyclic plasticity. Journal of Applied Mechanics 98(4), 646-650.

Eekelen, H.A.M., (1980). Isotropic yield surfaces in three dimensions for use in soil mechanics. Int. J. Num. Anal. Meth. Geom. 4:89-101.

Galavi, V., Petalas, A., & Brinkgreve, R.B.J. (2013). Finite element modelling of seismic liquefaction in soils. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, 44 (3), 2013.

Georgiadis, K. (2003). Development, implementation and application of partially saturated soil models in finite element analysis. Ph.D. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London, London, UK.

Groen, A.E. (1995). Elastoplastic Modelling of Sand Using a Conventional Model. Technical Report 03.21.0.31.34/35, Delft University of Technology.

Hardin, B.O. (1978). The nature of stress-strain behaviour of soils, In Proc. Special Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, Pasadena, Vol. I, pp. 3-90.

- Hardin, B.O., & Drenevich, V.D. (1972). Shear modulus and damping in soils, design equations and curves, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 89(SM7): 667-692.
- Helwany, S. (2007). *Applied Soil Mechanics with ABAQUS Applications*, Wiley and Sons.
- Holtz, R. & Kovacs, W. (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering*. EEUU, Prentice-Hal International.
- Hyodo, M., Tanimizu, H., Yasufuku, N., Murata, H. (1994): "Undrained Cyclic and Monotonic Behaviour of Saturated Loose Sand", *Soils and Foundations*, Vol. 34, Nº 1, 19-32.
- I-Hsuan, H., Chung-Ching, H. (2013). "Numerical modeling for undrained shear strength of clays subjected to different plasticity indexes", *Journal of GeoEngineering*, Vol. 8, No. 3, pp. 91-100.
- Ishihara K. (1993) "The Rankine Lecture: Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes". *Géotechnique* 43 (3): 349-415.
- Ishihara, K., Tatsuoka, F. & Yasuda, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils and Foundations* 15, No. 1, 29-44.
- Iwasaki, T., & Tatsuoka, F. (1977). Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sand, *Soils and Foundations*, 17(3), 19-35.
- Jalili, J., Jafari, M.K., & Shafiee, A. (2012). Inclusion effect on heterogeneity of excess pore water pressure distribution in composite clay, *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa, Portugal.
- Jefferies M. & Been K. (2006) "Soil Liquefaction". Taylor & Francis, New York (2006), 1st edition.
- Ju, L., & Vassalos, D. (2015). Potential assessment of cargo fluidization based on an UBC3D-PLM model, *Proceedings of the 12th international conference on the stability of ships and ocean vehicles*, Glasgow, UK, pp. 1123-1131.
- Konrad, J. (1990): "Minimum Undrained Strength versus Steady-State Strength of Sand", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 116, Nº 6, 948-963.
- Lade, P.V. (1992): " Static Instability and Liquefaction of Loose Fine Sandy Slopes", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 118, Nº 1, 51-71.

- Lade, P.V., Ibsen, L.B. (1997): "A Study of the Phase Transformation and the Characteristic Lines of Sand Behavior", Proc. International Symposium on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics, Nagoya, Japan, 353-359.
- Lee, K.L., Seed, H.B. (1967): "Cyclic Stress Conditions Causing Liquefaction of Sand", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, N° SM1, 47-70.
- Leoni, J (1987). Apuntes de resistencia al corte. Buenos Aires: Facultad de ingeniería, Universidad Nacional de la Plata, Laboratorio de Mecánica de Suelos.
- Li Destri Nicosia, G. (2011). On seismic design and advanced numerical modelling of flexible cantilever walls under earthquake loading including cyclic mobility. Ph.D. Thesis, University of Catania, Catania, Italy.
- Mochizuki, A., Kadota, H., Sreng, S., & Kusaka, T. A (2006) "New Numerical Model based on Double Yield Surface Concept and Validity Verification by FE-Analysis", 13th Brazil Soil Engineering Society convention, 4th rock Engineering Society" Joint International Conference, Vol.1.
- Mohamad, R., Dobry, R. (1986): "Undrained Monotonic and Cyclic Triaxial Strength of Sand", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, N° 10, 941-958.
- Naesgaard, E., (2011). A hybrid effective stress – total stress procedure for analyzing soil embankments subjected to potential liquefaction and flow, Ph.D. Thesis, Civil Engineering, University of British Columbian, Canada.
- Naesgaard, E., Beaty, M.H. & Byrne, P.M (2009). Performance based design of potentially liquefiable embankments using a combined effective stress - total stress model. In Proc. Int. Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering (Paper No. 246), Tokyo, Japan.
- NAFEMS i.c.w. ASME (2009). What is Verification and Validation? Leaflet. NAFEMS, London. www.nafems.org.
- National Research Council (1985). Liquefaction of soils during earthquakes. National Research Council Report CETS-EE-001. National Academies.
- Olson, S.M., Stark, T.D. (2003): "Use of Laboratory Data to Confirm Yield and Liquefied Strength Ratio Concepts", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 40, 1164-1184.

Panayides, S. (2012). Modelling the effects of structure degradation in geotechnical problems. Ph.D. Thesis, School of Civil Engineering and Geosciences Newcastle University, Newcastle, UK.

Park, S.S. (2005). A two mobilized-plane model and its application for soil liquefaction analyses. Ph.D. thesis, University of British Columbia, Canada.

Petalas, A., & Galavi, V. (2012). PLAXIS Liquefaction Model UBC3D-PLM. Technical report, PLAXIS B.V.

Petalas, A. & Galavi, V. (2013). PLAXIS Liquefaction Model UBC3D-PLM. Technical report, PLAXIS B.V.

Petalas, A., Galavi, V., Brinkgreve, R.B.J. (2012). "Validation and verification of a practical constitutive model for predicting liquefaction in sands". Proceedings of the 22nd European young geotechnical engineers conference, Gothenburg, Sweden, pp. 167-172.

Phillips, R., & Byrne, P.M. (1993). CANLEX, Phase 1, Activity 8e-Stage 1, centrifuge model testing. Memorial University of Newfoundland, St. John's, C-CORE Contract Report 93-14.

Poulos, S.J. (1981): "The Steady State of Deformation", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, N° GT5, 553-562.

Puebla, H. (1999). A Constitutive Model for Sand and the Analysis of the Canlex Embankments. Ph. D. thesis, The University of British Columbia, Vancouver, Canada.

Puebla, H., Byrne, P.M., & Phillips, R. (1997). Analysis of CANLEX Liquefaction Embankments: Prototype and Centrifuge Models. Canadian Geotechnical Journal, 34(5), 641-657.

Rahman T. and Schreppers, G.J. (2014). Extension of the UBCSAND model to 3-D formulation for implicit time-integration, Proceedings of the 8th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Vol. 2, pp. 1289 - 1294.

Rascol, E. (2009). Cyclic properties of sand: dynamic behaviour for seismic applications (Doctoral dissertation, École Polytechnique Fédérale de Lausanne).

Robertson, P.K., Campanella, R.G., & Wightman, A. (1983). SPT - CPT correlations. Journal of the Geotechnical Division, ASCE, 109:1449-1459.

- Rowe, P. W. (1962). "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact". Proceedings of the Royal Society. Vol. 269, Series A, pp 500-527.
- Seed, H.B. & Lee, K.L. (1966): "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, N° SM6, 105-134.
- Shen, C., Mizuno, E., & Usami, T. (1993). A generalized two-surface model for structural steels under cyclic loading. Structural Engineering/Earthquake Engineering, JSCE 10(2), 59-69.
- Sladen, J.A., D'Hollander, R.D., Krahn, J. (1985): "The Liquefaction of Sands a Collapse Surface Approach", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, N° 4, 564-578.
- TNO DIANA BV (2012). DIANA User's Manual (Release 9.4.4), Delft, The Netherlands. TNO DIANA BV.
- TNO DIANA BV. (2014). User's Manual Release 9.6 (Geotechnical Analysis) (1st ed.). Delft: TNO DIANA BV.
- Tolon, M. (2013). "A comparative study on computer aided liquefaction analysis methods", Int. Journal for Housing Science, Vol.37, No.2 pp.121-135, USA.
- Tsegaye, A. (2010). "PLAXIS liquefaction model", report no. 1. PLAXIS knowledge base.
- Vaid, Y.P. & Thomas, J. (1995). Liquefaction and postliquefaction behavior of sand. Journal of Geotechnical Engineering - ASCE 121, No. 2, 163-173.
- Vaid, Y.P. & Chern, J.C. (1985): "Cyclic and Monotonic Undrained Response of Saturated Sands", Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions, ASCE, 120-147.
- Vaid, Y.P., Sivathayalan, S. (2000): "Fundamental Factors Affecting Liquefaction Susceptibility of sands", Canadian Geotechnical Journal, Vol.37, 592-606.
- Vaid, Y.P., Stedman, J.D., & Sivathayalan, S. (2001). Confining stress and static shear effects in cyclic liquefaction. Canadian Geotechnical Journal,38(3), 580-591.
- Verdugo, R. (1992): "Characterization of Sandy Soil Behavior Under Large Deformation", Ph.D. Thesis, Faculty of Engineering, University of Tokyo, Japan.

- Verdugo, R., Ishihara, K. (1996): "The Steady State of Sandy Soils", *Soils and Foundations*, Vol. 36, N°2, 81-91.
- Vermeer, P.A. (1980). Formulation and analysis of sand deformation problems. Report 195 of the Geotechnical Laboratory, 142p. Delft University of Technology.
- Yamamuro, J.A. & Lade, P.V. (1997). Static liquefaction of very loose sands. *Canadian Geotechnical Journal* 34, No. 1993, 905-917.
- Yang, J., Wei, L.M., & Dai, B.B. (2015). State variables for silty sands: Global void ratio or skeleton void ratio?. *Soils and Foundations*, 55(1), 99-111.
- Yniesta, S. (2016). Constitutive Modeling of Peat in Dynamic Simulations, Ph.D. Thesis, University of California, Los Angeles, USA.
- Yoshimine, M. & Ishihara, K. (1998): "Flow Potential of Sand During Liquefaction", *Soils and Foundations*, Vol. 38, N° 3, 189-198.
- Yu, P., & Richart, F.E. (1984). Stress ratio effects on shear modulus of dry sands, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 110, pp. 331-345.
- Ziotopoulou, K., Maharjan, M., Boulanger, R. W., Beaty, M.H., Armstrong, R. J., and Takahashi, A. (2014). "Constitutive modeling of liquefaction effects in sloping ground." 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, July 21-25, Anchorage, Alaska.

ANEXOS

ANEXO A

RESULTADOS DE ENSAYOS TRIAXIALES MONOTÓNICOS

Ensayo triaxial no drenado (Dr=50%)

PROYECTO	Tesis: Magister en Ingeniería Geotécnica - Gonzalo Corral Jofré
TIPO DE SUELO	Arena de Relave - Tranque El Torito - El Soldado
PROBETA	13
FECHA	9-Apr-06

DATOS INICIALES	
Diámetro Superior [cm]	5.04
Diámetro Medio [cm]	5.04
Diámetro Inferior [cm]	5.04
Altura Promedio [cm]	10.04
Peso Probeta Húmeda [gr]	307.360
Humedad [%]	5
Back Presura [kg/cm ²]	1
Presión de Cámara Efectiva [kg/cm ²]	3
Calibración Presión de Poros [(kg/cm ²)/volt]	2.765
Calibración Carga [kgf/Volt]	509.08
Calibración Def. Vertical [mm/Volt]	26.645
Velocidad Def. Unitaria [mm/min]	0.02

CORRECCION POR CONSOLIDACION	
Lect. Consolid. Inicial [cm ³]	21.00
Lect. Consolid. Final [cm ³]	15.1
Altura Corregida [cm]	9.94
Diámetro Corregido [cm]	4.99
Área Corregida [cm ²]	19.56
Diámetro Inicial [cm]	5.04
Área Inicial [cm ²]	19.95
Volumen Inicial [cm ³]	200.300
Densidad Húmeda [gr/cm ³]	1.534
Densidad Seca [gr/cm ³]	1.461
Densidad Relativa inicial [%]	50.00

Tabla A.1										
LECTURAS ETAPA DE CORTE										
Δl [mm]	P [kg]	u [kg/cm ²]	Δu [kg/cm ²]	ϵ [%]	A _c [cm ²]	$\Delta\sigma=q$ [kg/cm ²]	p' [kg/cm ²]	τ [kg/cm ²]	η q/p'	ϕ [°]
0.0	0.7	1.030	0.00	0.00	19.56	0.00	3.00	0.00	0.000	0.0
0.1	4.8	1	0.07	0.10	19.58	0.21	3.00	0.11	0.070	2.0
2.0	6.0	1	0.09	0.20	19.60	0.27	3.00	0.14	0.090	2.5
0.3	15.1	1.30	0.27	0.30	19.62	0.73	2.97	0.37	0.246	6.8
0.4	24.8	1.53	0.50	0.40	19.64	1.23	2.91	0.62	0.423	11.4
0.5	29.1	1.78	0.75	0.50	19.66	1.44	2.73	0.72	0.527	14.0
0.6	33.3	1.99	0.96	0.60	19.68	1.66	2.59	0.83	0.640	16.8
0.7	36.0	2.16	1.13	0.70	19.70	1.79	2.47	0.90	0.726	18.9
0.8	38.1	2.30	1.27	0.80	19.72	1.90	2.36	0.95	0.804	20.8
0.9	39.6	2.41	1.38	0.91	19.74	1.97	2.28	0.99	0.865	22.2
1.0	40.7	2.50	1.47	1.01	19.76	2.02	2.20	1.01	0.917	23.4
1.5	43.7	2.79	1.76	1.51	19.86	2.16	1.96	1.08	1.102	27.7
2.0	45.0	2.92	1.89	2.01	19.97	2.22	1.85	1.11	1.200	30.0
2.5	46.0	3.00	1.97	2.51	20.07	2.26	1.78	1.13	1.267	31.5
3.0	47.6	3.1	2.02	3.02	20.17	2.32	1.75	1.16	1.323	32.8
3.5	48.0	3.080	2.05	3.52	20.28	2.33	1.73	1.17	1.349	33.4
4.0	48.4	3.09	2.06	4.02	20.38	2.34	1.72	1.17	1.360	33.7
4.5	49.1	3.110	2.08	4.53	20.49	2.36	1.71	1.18	1.383	34.2
5.0	50.1	3.120	2.09	5.03	20.60	2.40	1.71	1.20	1.404	34.7
6.0	52.7	3.12	2.09	6.03	20.82	2.50	1.74	1.25	1.434	35.4
7.0	55.7	3.11	2.08	7.04	21.05	2.61	1.79	1.31	1.458	35.9
8.0	58.1	3.11	2.08	8.05	21.28	2.70	1.82	1.35	1.484	36.5
9.0	59.7	3.090	2.06	9.05	21.51	2.74	1.85	1.37	1.478	36.4
10.0	61.7	3.07	2.04	10.06	21.75	2.80	1.89	1.40	1.479	36.4
11.0	64.0	3.05	2.02	11.06	22.00	2.88	1.94	1.44	1.485	36.5
12.0	68.1	3.03	2.00	12.07	22.25	3.03	2.01	1.52	1.507	37.0
13.0	70.7	3.00	1.97	13.08	22.51	3.11	2.07	1.56	1.505	37.0
14.0	73.0	2.9800	1.95	14.08	22.77	3.18	2.11	1.59	1.507	37.0
15.0	75.2	2.95	1.92	15.09	23.04	3.23	2.16	1.62	1.498	36.8
16.0	78.1	2.93	1.90	16.09	23.32	3.32	2.21	1.66	1.505	37.0
17.0	80.5	2.91	1.88	17.10	23.60	3.38	2.25	1.69	1.504	37.0
18.0	82.5	2.88	1.85	18.10	23.89	3.42	2.29	1.71	1.493	36.7
19.0	85.6	2.85	1.82	19.11	24.19	3.51	2.35	1.76	1.494	36.7
20.0	88.4	2.83	1.80	20.12	24.49	3.58	2.39	1.79	1.496	36.8

Ensayo triaxial no drenado Dr=40%

PROYECTO	Tesis: Magíster en Ingeniería Geotécnica - Gonzalo Corral Jofré
TIPO DE SUELO	Arena de Relave - Tranque El Torito - El Soldado
PROBETA	14
FECHA	9-Apr-06

DATOS INICIALES	
Diámetro Superior [cm]	5.04
Diámetro Medio [cm]	5.04
Diámetro Inferior [cm]	5.04
Altura Promedio [cm]	10.04
Peso Probeta Húmeda [gr]	296.930
Humedad [%]	5
Back Presura [kg/cm ²]	1
Presión de Cámara Efectiva [kg/cm ²]	3
Calibración Presión de Poros [(kg/cm ²)/volt]	2.765
Calibración Carga [kgf/Volt]	509.08
Calibración Def. Vertical [mm/Volt]	26.645
Velocidad Def. Unitaria [mm/min]	0.02

CORRECCION POR CONSOLIDACION	
Lect. Consolid. Inicial [cm ³]	21.00
Lect. Consolid. Final [cm ³]	14.3
Altura Corregida [cm]	9.93
Diámetro Corregido [cm]	4.98
Área Corregida [cm ²]	19.51
Diámetro Inicial [cm]	5.04
Área Inicial [cm ²]	19.95
Volumen Inicial [cm ³]	200.300
Densidad Húmeda [gr/cm ³]	1.482
Densidad Seca [gr/cm ³]	1.412
Densidad Relativa inicial [%]	40.00

Tabla A.2											
LECTURAS ETAPA DE CORTE											
Δl [mm]	P [kg]	u [kg/cm ²]	Δu [kg/cm ²]	ϵ [%]	Ac [cm ²]	$\Delta\sigma=q$ [kg/cm ²]	p' [kg/cm ²]	τ [kg/cm ²]	η q/p'	ϕ [°]	
0.0	-0.4	0.990	0.00	0.00	19.51	0.00	3.00	0.00	0.000	0.0	
0.1	0.9	1	0.01	0.10	19.53	0.07	3.01	0.04	0.023	0.7	
0.2	1.3	1	0.01	0.20	19.55	0.00	2.99	0.00	0.000	0.0	
0.3	2.5	1.03	0.04	0.30	19.57	0.15	3.01	0.08	0.050	1.4	
0.4	16.5	1.34	0.35	0.40	19.59	0.86	2.94	0.43	0.293	8.0	
0.5	24.3	1.63	0.64	0.50	19.61	1.26	2.78	0.63	0.453	12.2	
0.6	29.3	1.86	0.87	0.60	19.63	1.51	2.63	0.76	0.573	15.2	
0.7	32.1	2.09	1.10	0.70	19.65	1.66	2.45	0.83	0.677	17.7	
0.8	34.9	2.26	1.27	0.81	19.67	1.79	2.33	0.90	0.769	19.9	
0.9	35.9	2.34	1.35	0.91	19.69	1.84	2.26	0.92	0.813	21.0	
1.0	37.3	2.51	1.52	1.01	19.71	1.91	2.12	0.96	0.902	23.1	
1.5	39.5	2.87	1.88	1.51	19.81	2.02	1.79	1.01	1.126	28.3	
2.0	40.1	3.04	2.05	2.01	19.91	2.03	1.63	1.02	1.248	31.1	
2.5	40.2	3.14	2.15	2.52	20.02	2.03	1.53	1.02	1.330	33.0	
3.0	40.4	3.2	2.21	3.02	20.12	2.03	1.47	1.02	1.384	34.2	
3.5	40.3	3.240	2.25	3.52	20.23	2.01	1.42	1.01	1.415	34.9	
4.0	39.8	3.28	2.29	4.03	20.33	1.98	1.37	0.99	1.445	35.6	
4.5	40.1	3.300	2.31	4.53	20.44	1.98	1.35	0.99	1.467	36.1	
5.0	40.5	3.320	2.33	5.04	20.55	1.99	1.33	1.00	1.493	36.7	
6.0	40.1	3.34	2.35	6.04	20.77	1.95	1.30	0.98	1.500	36.9	
7.0	40.7	3.35	2.36	7.05	20.99	1.96	1.29	0.98	1.515	37.2	
8.0	41.5	3.36	2.37	8.06	21.22	1.97	1.29	0.99	1.531	37.6	
9.0	43.0	3.360	2.37	9.06	21.46	2.02	1.30	1.01	1.550	38.0	
10.0	44.3	3.35	2.36	10.07	21.70	2.06	1.33	1.03	1.553	38.1	
11.0	45.7	3.34	2.35	11.08	21.94	2.10	1.35	1.05	1.556	38.1	
12.0	47.1	3.33	2.34	12.09	22.20	2.14	1.37	1.07	1.558	38.2	
13.0	48.7	3.32	2.33	13.09	22.45	2.18	1.40	1.09	1.561	38.3	
14.0	50.4	3.31	2.32	14.10	22.72	2.24	1.43	1.12	1.570	38.5	
15.0	52.3	3.29	2.30	15.11	22.99	2.29	1.46	1.15	1.565	38.4	
16.0	54.4	3.27	2.28	16.11	23.26	2.36	1.51	1.18	1.566	38.4	
17.0	56.3	3.25	2.26	17.12	23.54	2.41	1.54	1.21	1.562	38.3	
18.0	58.0	3.23	2.24	18.13	23.83	2.45	1.58	1.23	1.554	38.1	
19.0	59.8	3.21	2.22	19.14	24.13	2.49	1.61	1.25	1.547	37.9	
20.0	62.3	3.19	2.22	20.14	24.43	2.56	1.63	1.28	1.567	38.4	

Ensayo triaxial no drenado Dr=30%

PROYECTO	Tesis: Magister en Ingeniería Geotécnica - Gonzalo Corral Jofré
TIPO DE SUELO	Arena de Relave - Tranque El Torito - El Soldado
PROBETA	15
FECHA	10-Apr-06

DATOS INICIALES	
Diámetro Superior	[cm] 5.04
Diámetro Medio	[cm] 5.04
Diámetro Inferior	[cm] 5.04
Altura Promedio	[cm] 10.04
Peso Probeta Húmeda	[gr] 287.180
Humedad	[%] 5
Back Presura	[kg/cm ²] 1
Presión de Cámara Efectiva	[kg/cm ²] 3
Calibración Presión de Poros	[(kg/cm ²)/volt] 2.765
Calibración Carga	[kgf/Volt] 509.08
Calibración Def. Vertical	[mm/Volt] 26.645
Velocidad Def. Unitaria	[mm/min] 0.02

CORRECCION POR CONSOLIDACION	
Lect. Consolid. Inicial	[cm ³] 20.00
Lect. Consolid. Final	[cm ³] 12.1
Altura Corregida	[cm] 9.91
Diámetro Corregido	[cm] 4.97
Área Corregida	[cm ²] 19.44
Diámetro Inicial	[cm] 5.04
Área Inicial	[cm ²] 19.95
Volumen Inicial	[cm ³] 200.300
Densidad Húmeda	[gr/cm ³] 1.434
Densidad Seca	[gr/cm ³] 1.365
Densidad Relativa inicial	[%] 30.00

Tabla A.3

LECTURAS ETAPA DE CORTE										
Δl [mm]	P [kg]	u [kg/cm ²]	Δu [kg/cm ²]	ϵ [%]	Ac [cm ²]	$\Delta\sigma=q$ [kg/cm ²]	p' [kg/cm ²]	τ [kg/cm ²]	η q/p'	ϕ [°]
0.0	0.4	0.000	0.00	0.00	19.44	0.00	3.00	0.00	0.000	0.0
0.1	13.0	0	0.39	0.10	19.46	0.65	2.83	0.33	0.230	6.4
2.0	19.3	1	0.73	0.20	19.48	0.97	2.59	0.49	0.374	10.1
0.3	21.8	0.91	0.91	0.30	19.49	1.10	2.46	0.55	0.448	12.0
0.4	24.2	1.11	1.11	0.40	19.51	1.22	2.30	0.61	0.531	14.1
0.5	25.5	1.29	1.29	0.50	19.53	1.28	2.14	0.64	0.599	15.8
0.6	26.3	1.39	1.39	0.61	19.55	1.32	2.05	0.66	0.644	16.9
0.7	27.2	1.51	1.51	0.71	19.57	1.37	1.95	0.69	0.704	18.4
0.8	27.5	1.61	1.61	0.81	19.59	1.38	1.85	0.69	0.746	19.4
0.9	27.7	1.69	1.69	0.91	19.61	1.39	1.77	0.70	0.784	20.3
1.0	27.8	1.75	1.75	1.01	19.63	1.40	1.72	0.70	0.816	21.0
1.5	27.4	1.98	1.98	1.51	19.73	1.37	1.48	0.69	0.928	23.7
2.0	26.9	2.12	2.12	2.02	19.84	1.34	1.33	0.67	1.010	25.6
2.5	25.3	2.21	2.21	2.52	19.94	1.25	1.21	0.63	1.036	26.2
3.0	24.1	2.3	2.28	3.03	20.04	1.18	1.11	0.59	1.060	26.8
3.5	23.4	2.330	2.33	3.53	20.15	1.14	1.05	0.57	1.086	27.4
4.0	22.3	2.37	2.37	4.04	20.25	1.08	0.99	0.54	1.091	27.5
4.5	21.7	2.410	2.41	4.54	20.36	1.05	0.94	0.53	1.117	28.1
5.0	20.6	2.430	2.43	5.05	20.47	0.99	0.90	0.50	1.100	27.7
6.0	19.1	2.50	2.50	6.05	20.69	0.90	0.80	0.45	1.125	28.3
7.0	18.2	2.53	2.53	7.06	20.91	0.85	0.75	0.43	1.128	28.4
8.0	16.8	2.57	2.57	8.07	21.14	0.78	0.69	0.39	1.130	28.4
9.0	15.6	2.600	2.60	9.08	21.38	0.71	0.64	0.36	1.115	28.0
10.0	15.2	2.61	2.61	10.09	21.62	0.68	0.62	0.34	1.103	27.8
11.0	14.4	2.64	2.64	11.10	21.86	0.64	0.57	0.32	1.116	28.1
12.0	13.8	2.66	2.66	12.11	22.11	0.61	0.54	0.31	1.123	28.2
13.0	13.0	2.67	2.67	13.12	22.37	0.56	0.52	0.28	1.084	27.3
14.0	12.8	2.69	2.69	14.13	22.63	0.55	0.49	0.28	1.115	28.0
15.0	11.9	2.70	2.70	15.14	22.90	0.50	0.47	0.25	1.071	27.0
16.0	11.8	2.71	2.71	16.15	23.18	0.49	0.45	0.25	1.081	27.3
17.0	11.8	2.71	2.71	17.15	23.46	0.49	0.45	0.25	1.081	27.3
18.0	11.7	2.72	2.72	18.16	23.75	0.48	0.44	0.24	1.091	27.5
19.0	11.0	2.73	2.73	19.17	24.05	0.44	0.42	0.22	1.056	26.7
20.0	10.9	2.74	2.74	20.18	24.35	0.43	0.40	0.22	1.066	26.9

Ensayo triaxial no drenado $D_r=20\%$

PROYECTO	Tesis: Magíster en Ingeniería Geotécnica - Gonzalo Corral Jofré
TIPO DE SUELO	Arena de Relave - Tranque El Torito - El Soldado
PROBETA	16
FECHA	10-Apr-06

DATOS INICIALES	
Diámetro Superior [cm]	5.04
Diámetro Medio [cm]	5.04
Diámetro Inferior [cm]	5.04
Altura Promedio [cm]	10.04
Peso Probeta Húmeda [gr]	278.050
Humedad [%]	5
Back Presura [kg/cm ²]	1
Presión de Cámara Efectiva [kg/cm ²]	3
Calibración Presión de Poros [(kg/cm ²)/volt]	2.765
Calibración Carga [kgf/Volt]	509.08
Calibración Def. Vertical [mm/Volt]	26.645
Velocidad Def. Unitaria [mm/min]	0.02

CORRECCION POR CONSOLIDACION	
Lect. Consolid. Inicial [cm ³]	20.00
Lect. Consolid. Final [cm ³]	8.0
Altura Corregida [cm]	9.84
Diámetro Corregido [cm]	4.94
Área Corregida [cm ²]	19.18
Diámetro Inicial [cm]	5.04
Área Inicial [cm ²]	19.95
Volumen Inicial [cm ³]	200.300
Densidad Húmeda [gr/cm ³]	1.388
Densidad Seca [gr/cm ³]	1.322
Densidad Relativa inicial [%]	20.00

Tabla A.4

LECTURAS ETAPA DE CORTE										
Δl [mm]	P [kg]	u [kg/cm ²]	Δu [kg/cm ²]	ϵ [%]	A_c [cm ²]	$\Delta\sigma=q$ [kg/cm ²]	p' [kg/cm ²]	τ [kg/cm ²]	η q/p'	ϕ [°]
0.0	-0.5	0.000	0.00	0.00	19.18	0.00	3.00	0.00	0.000	0.0
0.1	11.6	0	0.34	0.10	19.20	0.63	2.87	0.32	0.220	6.1
0.2	17.2	1	0.60	0.20	19.22	0.92	2.71	0.46	0.340	9.3
0.3	20.0	0.82	0.82	0.30	19.24	1.07	2.54	0.54	0.422	11.4
0.4	23.4	1.02	1.02	0.41	19.26	1.24	2.39	0.62	0.518	13.8
0.5	24.6	1.22	1.22	0.51	19.27	1.30	2.21	0.65	0.587	15.5
0.6	25.4	1.34	1.34	0.61	19.29	1.34	2.11	0.67	0.636	16.7
0.7	26.2	1.49	1.49	0.71	19.31	1.38	1.97	0.69	0.701	18.3
0.8	26.6	1.60	1.60	0.81	19.33	1.40	1.87	0.70	0.750	19.5
0.9	26.9	1.70	1.70	0.91	19.35	1.41	1.77	0.71	0.797	20.6
1.0	27.4	1.76	1.76	1.02	19.37	1.44	1.72	0.72	0.837	21.6
1.5	27.3	2.03	2.03	1.52	19.47	1.42	1.44	0.71	0.984	25.0
2.0	25.7	2.20	2.20	2.03	19.57	1.34	1.25	0.67	1.075	27.1
2.5	24.7	2.30	2.30	2.54	19.68	1.28	1.13	0.64	1.136	28.5
3.0	23.1	2.4	2.37	3.05	19.78	1.19	1.03	0.60	1.159	29.1
3.5	22.7	2.430	2.43	3.56	19.88	1.17	0.96	0.59	1.219	30.4
4.0	21.3	2.48	2.48	4.06	19.99	1.09	0.88	0.55	1.234	30.8
4.5	20.4	2.520	2.52	4.57	20.10	1.04	0.83	0.52	1.258	31.3
5.0	18.8	2.560	2.56	5.08	20.20	0.96	0.76	0.48	1.263	31.4
6.0	17.0	2.62	2.62	6.10	20.42	0.86	0.67	0.43	1.290	32.1
7.0	14.8	2.67	2.67	7.11	20.64	0.74	0.58	0.37	1.283	31.9
8.0	14.1	2.71	2.71	8.13	20.87	0.70	0.52	0.35	1.338	33.2
9.0	12.1	2.750	2.75	9.14	21.11	0.59	0.45	0.30	1.321	32.8
10.0	10.6	2.77	2.77	10.16	21.35	0.52	0.40	0.26	1.289	32.0
11.0	9.4	2.80	2.80	11.17	21.59	0.46	0.35	0.23	1.302	32.3
12.0	8.6	2.82	2.82	12.19	21.84	0.41	0.32	0.21	1.295	32.2
13.0	7.6	2.85	2.85	13.21	22.09	0.36	0.27	0.18	1.333	33.1
14.0	7.1	2.87	2.87	14.22	22.36	0.34	0.24	0.17	1.397	34.5
15.0	6.1	2.88	2.88	15.24	22.62	0.29	0.22	0.15	1.338	33.2
16.0	6.3	2.90	2.90	16.25	22.90	0.30	0.20	0.15	1.500	36.9
17.0	6.0	2.91	2.91	17.27	23.18	0.28	0.18	0.14	1.527	37.5
18.0	5.7	2.92	2.92	18.29	23.47	0.26	0.17	0.13	1.560	38.2
19.0	5.4	2.93	2.93	19.30	23.76	0.25	0.15	0.13	1.630	39.9
20.0	5.3	2.94	2.94	20.32	24.07	0.24	0.14	0.12	1.714	41.8

ANEXO B

OBTENCIÓN DE PARÁMETROS ASOCIADOS A LA DENSIDAD RELATIVA DR=50%

Se presenta a continuación la descripción de la obtención de los parámetros del modelo UBCSAND para una densidad relativa de 50%

Presión de referencia:

$$P_{ref} = 100 \text{ kPa.}$$

Exponentes elásticos:

$$m_e = n_e = 0.5.$$

Relación de Poisson:

$$\nu = 0.125$$

Número del módulo volumétrico elástico:

El valor de K_B^e puede ser obtenido mediante la siguiente expresión.

$$K_B^e = \frac{2V_0}{(V_0 - V_f)} \left(\frac{p}{P_{ref}} \right)^{0.5} = \frac{2}{\varepsilon_{vc}} \left(\frac{p}{P_{ref}} \right)^{0.5}$$

Donde $(V_0 - V_f)$ es el cambio volumétrico en la aplicación del esfuerzo de confinamiento y ε_{vc} es la deformación volumétrica unitaria en la etapa de confinamiento y p es la presión de confinamiento.

$$K_B^e = \frac{2(200.3 \text{ cm}^3)}{(5.91 \text{ cm}^3)} \left(\frac{3 \times 98.06 \text{ kPa}}{100 \text{ kPa}} \right)^{0.5}$$

$$K_B^e = 116$$

Número del módulo de corte elástico:

$$\frac{K_G^e}{K_B^e} = \frac{3(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)}$$

$$K_G^e = 116$$

El ángulo de fricción inicial ϕ_0 :

Es un parámetro que indica la posición inicial de la superficie de fluencia de corte. Este ángulo para un suelo sin cohesión está relacionado al estado de esfuerzos estático inicial de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\sin(\phi_0) = \frac{\sigma'_{10} - \sigma'_{30}}{\sigma'_{10} + \sigma'_{30}}$$

Para un ensayo triaxial con aplicación de un esfuerzo de confinamiento isotrópico en la etapa de consolidación, es decir $\sigma'_{10} = \sigma'_{30}$, el valor del ángulo de fricción inicial es cero.

$$\phi_0 = 0$$

Exponente plástico de corte:

$$np = 0.5$$

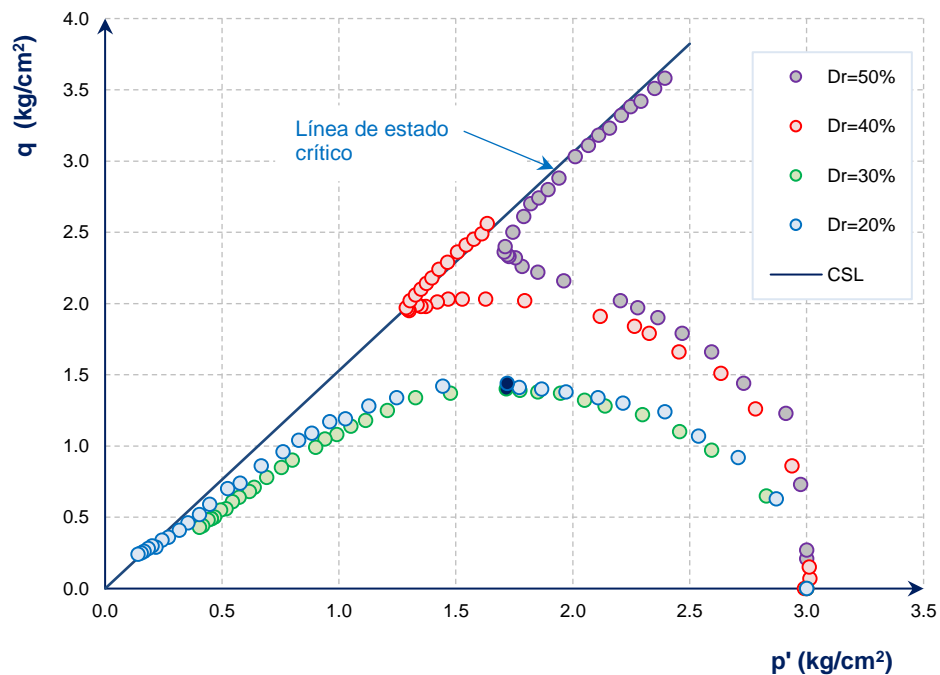
Ángulo de fricción en la falla:

El ángulo de fricción en la falla ϕ_f es el ángulo de fricción máximo posible de acuerdo a la curva hiperbólica de endurecimiento de la fricción.

El ángulo de fricción en la falla es obtenido a partir de la pendiente de la línea de estado crítico (CSL) empleando la siguiente ecuación.

$$M = \frac{6 \sin(\phi_f)}{3 - \sin(\phi_f)}$$

Donde M es la pendiente de la línea de estado crítico representado por sus siglas en inglés *critical state line* (CSL).



$$M = 1.529 = \frac{6 \sin(\phi_f)}{3 - \sin(\phi_f)} \quad \phi_f = 37.5^\circ$$

Relación de falla:

La relación de falla R_f es un parámetro relacionado a la resistencia última de la arena. Este parámetro relaciona la relación de esfuerzos en la falla η_f y la relación de esfuerzos último η_{ult} a partir de la mejor hipérbola de ajuste a los datos de laboratorio, y es definido como $R_f = \eta_f / \eta_{ult}$. Por lo tanto, R_f puede ser visto como una medida de la deformación en que la máxima resistencia es alcanzada. En este trabajo el mejor ajuste para la relación de falla fue:

$$R_f = 0.99$$

Número del módulo de corte plástico:

El número del módulo de corte plástico es determinado mediante el mejor ajuste de la siguiente ecuación:

$$\Delta\eta = G_s^p \Delta k_s$$

Donde $\Delta\eta$ es el incremental de la relación de esfuerzos (calculado a partir de la data experimental), Δk_s es la deformación plástica de corte

incremental equivalente (calculada de la data experimental) y G_s^p es el módulo de corte plástico tangente normalizado que es definido como:

$$G_s^p = K_G^p \left(\frac{p}{P_{ref}} \right)^{np-1} \left[1 - \left(\frac{\eta}{\eta_f} \right) R_f \right]^2$$

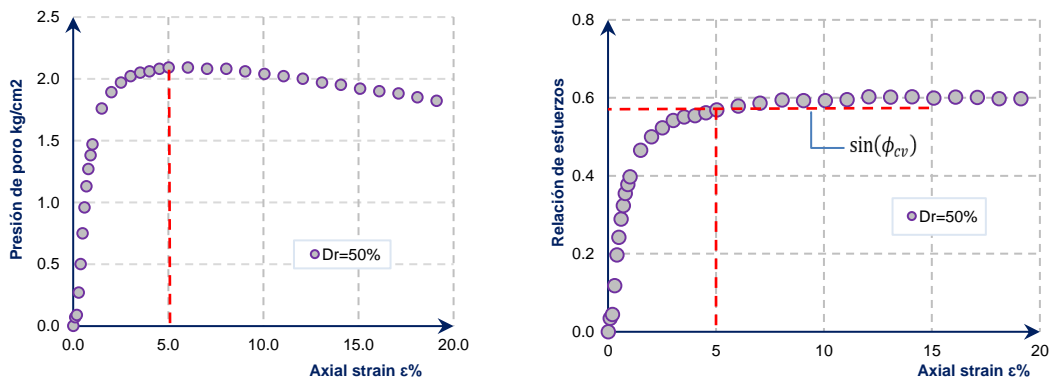
De acuerdo con los parámetros previamente calculados, el número del módulo de corte plástico queda expresado por la siguiente:

$$K_G^p = \left[1 - \left(\frac{\eta}{\eta_f} \right) R_f \right]^{-2} \left(\frac{p}{P_{ref}} \right)^{1-np} G_s^p$$

$$K_G^p = 130$$

Ángulo de fricción a volumen constante:

Este parámetro de corte plástico puede ser obtenido directamente a partir de ensayos triaxiales no drenadas con medición de presiones de poro. Este parámetro puede ser estimado mediante la evaluación de la relación de esfuerzos η que corresponde al punto en el que la pendiente de la curva u vs. γ llega a ser cero.



$$\sin(\phi_{cv}) = 0.57$$

$$\phi_{cv} = 34.7^\circ$$

Posición inicial de la superficie de fluencia de compresión:

El parámetro p_c define la posición inicial de la superficie de fluencia de compresión esférica y es asumido como la presión de preconsolidación inicial y es tomado como: $p_c = P_{ref} = 100 \text{ kPa}$.

Exponente plástico de compresión:

En el modelo UBCSAND modificado en TNO DIANA, este parámetro es asumido por defecto con el valor de $mp = 0.5$.

Cambio de presión:

El cambio de presión Δp es una constante que modela el comportamiento cohesivo del material. Para suelos no cohesivos este parámetro es asumido por defecto como $\Delta p = 0$.

Parámetro de tracción:

P_t es un parámetro que define una simple superficie de falla de tracción. Su rango varía entre $0 \leq P_t \leq \Delta p$. Por lo tanto, para suelos no cohesivos este parámetro es asumido por defecto como $P_t = \Delta p = 0$.

Porosidad:

Obtenido a partir de la relación de vacíos.

$$e = 0.83$$

$$n = \frac{e}{1 + e}$$

$$n = 0.45$$

Parámetro B de Skempton:

Obtenido a partir del reporte asociado al ensayo de compresión triaxial no drenado.

$$B_{Skem} = 0.96$$

Módulo volumétrico del fluido:

El módulo volumétrico del fluido es dependiente del grado de saturación de la muestra. Por lo tanto, la predicción de la respuesta no drenada requiere contabilizar el valor del parámetro B de Skempton en cada prueba triaxial no drenada. El cálculo del módulo volumétrico del fluido es representado por la siguiente ecuación:

$$K_f = \frac{n(K_B^e P_{ref})}{\frac{1}{B_{Skem}} - 1}$$

$$K_f = 126,553,292 \text{ N/m}^2$$

Factor de pre licuación:

f_{acpre} es el factor de densificación utilizado para la calibración del comportamiento de pre licuación en caso de carga cíclica. Es un multiplicador que controla el escalamiento del módulo de corte plástico durante la carga secundaria; puede tomar valores $f_{acpre} > 0$. Para el caso de carga monotónica este parámetro es asumido por defecto $f_{acpre} = 1$.

Factor de pos licuación:

Es un factor de calibración para el comportamiento de pos licuación en caso de carga cíclica. Su rango varía entre $0 < f_{acpos} \leq 1$. Para el caso de carga monotónica este parámetro es asumido por defecto $f_{acpos} = 1$.