



UNIVERSIDAD DE GUANAJUATO

CAMPUS IRAPUATO-SALAMANCA
DIVISIÓN DE INGENIERÍAS

**Evaluación de modelo de elemento finito
de la prueba triaxial rápida**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
Maestro en Ingeniería Mecánica

PRESENTA:

Ing. Diego Rafael Joya Cárdenas

DIRECTORES:

Dr. José Ángel Diosdado De la Peña

Dr. Alberto Saldaña Robles

DEDICATORIA

A Dios, por permitirme vivir esta experiencia de gran importancia en mi vida

Iluminando cada momento de este camino.

A mis padres, por su incondicional apoyo, confianza y comprensión

Que fueron fundamentales para lograr esta meta.

A mis hermanos y amigos, que siempre confiaron en mí

Depositando su cordialidad, siempre estando dispuestos a colaborar.

AGRADECIMIENTOS

A la sociedad mexicana, por sustentar la Universidad de Guanajuato brindando oportunidades de desarrollo al Estado y en especial al programa de becas del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) que me brindó la oportunidad de desarrollar esta maestría.

Al Dr. José Ángel Diosdado de la Peña, por sus indicaciones, consejos y palabras precisas que llevaron este proyecto a feliz término.

Al Dr. Alberto Saldaña Robles, por su constante apoyo en el desarrollo de la investigación y por brindar la oportunidad de desarrollar este proyecto conjunto, marcando una pauta de excelencia y compromiso en nuestro desempeño como profesionales.

Al Dr. Julio César Leal Vaca, por su disposición y colaboración en el desarrollo de los ensayos desarrollados en la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad de Guanajuato sede Belén y el conjunto de Laboratorio de Mecánica de Suelos La Perlita

A todos los integrantes de la División de Ingenierías (DICIS) y la División de Ciencias de la Vida (DICIVA) del Campus Irapuato-Salamanca, y a la facultad de Ingeniería civil de la Universidad de Guanajuato en especial a los profesores, cuya experiencia y pericia pedagógica lograron inculcar una cultura ingenieril comprometida con las necesidades de la sociedad.

Una vez más, a todos gracias.

ÍNDICE GENERAL

LISTA DE FIGURAS	5
LISTA DE TABLAS.....	9
LISTA DE ANEXOS.....	10
RESUMEN	11
CAPÍTULO 1. Introducción.....	12
CAPÍTULO 2. Antecedentes.....	15
2.1 Descripción de las propiedades físicas y mecánicas del suelo.	17
2.2 Modelado del comportamiento mecánico del suelo.....	19
CAPÍTULO 3. Marco Teórico.....	23
3.1 Pruebas experimentales	23
3.1.1 Resistencia de los suelos	25
3.1.2 Medición de la resistencia del suelo.....	27
3.1.3 Resistencia del suelo en función de sus propiedades.....	29
3.2 Método de elemento finito.....	34
3.2.1 Análisis por Elemento Finito.....	35
3.2.2 Modelos constitutivos para la simulación de la respuesta mecánica del suelo mediante MEF	36
CAPÍTULO 4. Materiales y métodos.....	41
4.1 Metodología de experimentación	41
4.1.1 Zona de estudio.....	41
4.1.2 Variables de estudio.....	42
4.1.3 Determinación de propiedades mecánicas del suelo.....	62
4.2 Diseño de experimentos	64
4.3 Metodología de simulación.....	65
4.3.1 Descripción del problema.....	65

4.3.2	Modelo de material.....	66
4.3.3	Parámetros requeridos.....	66
4.3.4	Geometría del modelo.....	67
4.3.5	Tipo de Elemento	67
4.3.6	Discretización de la probeta.....	68
4.3.7	Condiciones de frontera	69
4.3.8	Solución	69
4.3.9	Postproceso.....	70
CAPÍTULO 5. Resultados y Discusión.....		72
5.1	Experimentación.....	72
5.1.1	Caracterización física.....	72
5.1.2	Caracterización mecánica del suelo.....	73
5.1.3	Análisis estadístico de las propiedades mecánicas	83
5.2	Resultados del análisis por elemento finito.....	88
5.2.1	Análisis de convergencia de malla	88
5.2.2	Análisis de los resultados experimentales y simulación	90
CAPÍTULO 6. Conclusiones		98
Referencias.....		100
Anexos		109
Anexo A. Formato de ensayo de compresión triaxial.....		109
Anexo B. Estadígrafos de clasificación textural del suelo.....		110
Anexo C. Estadígrafo humedad natural.		111
Anexo D. Clasificación por carta de plasticidad.....		112
Anexo E. Estadígrafo peso específico seco natural.....		113
Anexo F. Estadígrafo ensayos Proctor.		114
Anexo G. Curvas esfuerzo-deformación.....		116
Anexo H. Círculos de Mohr.....		119

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1. Efectos de la compactación en el espacio poroso a) suelo no compactado b) suelo compactado [18].....	15
Figura 2-2. Principales causas de la degradación de los suelos en México [19].	16
Figura 2-3. Efectos del tráfico de maquinaria agrícola en el suelo a) huella generada por tráfico de maquinaria agrícola [24] b) desarrollo radicular afectado por compactación.	17
Figura 2-4. Fases del suelo [27].....	18
Figura 2-5. Simulación por MEF a) Modelo de interacción neumático-suelo; b) distribución de los esfuerzos verticales [30].....	20
Figura 2-6. Curvas esfuerzo deformación ensayos triaxiales [31].....	20
Figura 2-7. Simulación de ensayo triaxial [32].....	21
Figura 2-8. Modelo de partículas de un suelo Franco arenoso [33].....	21
Figura 2-9. Neumático y terreno deformados debido al paso de los neumáticos [34].....	22
Figura 3-1. Notación del estado de esfuerzos en un cubo infinitesimal [41].	23
Figura 3-2. Esfuerzos principales [16].....	24
Figura 3-3. Determinación gráfica de cohesión y ángulo de fricción [48].....	25
Figura 3-4. Fluencia del suelo en un plano esfuerzo-deformación [51].....	26
Figura 3-5. Estado de esfuerzos en la prueba triaxial.	28
Figura 3-6. Influencia de la humedad en la cohesión de un suelo arcilloso o fino [59].	30
Figura 3-7. Procedimiento de clasificación granulométrica SUCS [73].....	32
Figura 3-8. Ley constitutiva para un material elastoplástico perfecto [95].	39
Figura 3-9. Superficie de falla Mohr-Coulomb en el espacio de los esfuerzos principales.....	39
Figura 4-1 Ubicación del área de estudio [97].....	41
Figura 4-2. Procedimiento de muestreo de suelo a) limpieza de superficie, b) toma de la muestra, c) envase y d) identificación y pesaje.	43
Figura 4-3. Preparación de la muestra de suelo a) clasificación, b) homogenizado, c) disgregado y cuarteo.....	44
Figura 4-4. Cribado con: a) malla 4, b) malla 40 y c) malla 200.	45

Figura 4-5. Determinación de la humedad natural del suelo, a) pesado crisol, b) secado crisol, c) muestra de suelo, d) pesaje de suelo y e) secado.....	46
Figura 4-6. Método de la parafina, a) balanza hidrostática, b) grumo o muestra y c) peso del líquido desplazado.....	48
Figura 4-7. Determinación de límite líquido, a) copa de Casagrande y b) muestra ranurada	50
Figura 4-8. Ensayo experimental para determinar el LP de la muestra de suelo.....	51
Figura 4-9. Carta de plasticidad [16].....	52
Figura 4-10. Preparación de una probeta para el ensayo PROCTOR, a) disgregado del material, b) molde, c) escarificación de probeta, d) apisonamiento de la probeta, e) probeta enrasada, f) pesaje de la probeta con molde, g) separación de probeta y molde, h) separación de probeta, e i) probeta compactada.....	55
Figura 4-11. Ejemplo de una curva de compactación de suelo.....	56
Figura 4-12. Equipo de compresión triaxial a) vista frontal y b) cámara de compresión.	58
Figura 4-13. Membranas de látex para la prueba triaxial rápida a) probeta recubierta con la membrana y b) sello con juntas tóricas de goma.	58
Figura 4-14. Conformación de especímenes para la prueba triaxial, a) especímenes conformados en recipientes de cristal y b) vista lateral de espécimen.	60
Figura 4-15. Preparación de especímenes para ensayo triaxial a) cobertura del espécimen con la membrana de latex y b) ensamblado de la camara triaxial.....	60
Figura 4-16. Ensayo de compresión triaxial, a) llenado de la cámara triaxial y b) aplicación de carga al espécimen.....	61
Figura 4-17 .Gráfico de estimación del módulo de rigidez.....	63
Figura 4-18. Método gráfico Circulo de Mohr-Coulomb.....	64
Figura 4-19. Elemento SOLID186.	67
Figura 4-20. Discretización de la probeta a) División de la geometría b) Mallado.	68
Figura 4-21. Condiciones de frontera a) Restricciones de desplazamiento y b) confinamiento.....	69
Figura 4-22. Pasos de carga - control de la solución.	70
Figura 5-1. Curva de compactación para horizonte E ₁	74
Figura 5-2. Curva de compactación para horizonte E ₂	74

Figura 5-3. Curvas esfuerzo-deformación de las réplicas del ensayo con $w=10\%$ y $\sigma_3=0.49$ MPa a) horizonte E_1 y b) horizonte E_2 .	76
Figura 5-4. Curvas esfuerzo-deformación a diferentes σ_3 e igual humedad $w=10\%$ a) horizonte E_1 y b) horizonte E_2 .	77
Figura 5-5. Curvas esfuerzo-deformación a diferentes humedades e igual presión de confinamiento, $\sigma_3 = 0.049$ a) horizonte E_1 y b) horizonte E_2 .	77
Figura 5-6. Determinación del módulo de elasticidad a humedad $w=10\%$ a) horizonte E_1 y b) horizonte E_2 .	78
Figura 5-7. Tendencia del módulo de elasticidad a diferentes presiones de confinamiento, σ_3 : a) horizonte E_1 y b) horizonte E_2 .	80
Figura 5-8. Comportamiento del módulo de elasticidad a diferentes humedades a) E_1 b) E_2 .	80
Figura 5-9. Determinación de cohesión y ángulo de fricción por círculo Mohr del estrato de suelo E_1 a) $\omega=10\%$ y b) $\omega=34\%$.	81
Figura 5-10. Determinación de cohesión y ángulo de fricción por círculo Mohr del estrato de suelo E_2 a) $\omega=10\%$ y b) $\omega=34\%$.	81
Figura 5-11. Propiedades de los dos estratos de suelo a diente humedad a) cohesión y b) Ángulo de fricción.	82
Figura 5-12. Diagrama de Pareto para Cohesión.	84
Figura 5-13. Gráfica de efectos principales para cohesión.	84
Figura 5-14. Residuos vs predichos para cohesión.	85
Figura 5-15. Diagrama de Pareto para fricción.	85
Figura 5-16. Efectos principales en la fricción.	86
Figura 5-17. Gráfica de residuos contra predichos.	86
Figura 5-18. Diagrama de Pareto para el módulo de elasticidad.	87
Figura 5-19. Efectos principales en el módulo de elasticidad.	87
Figura 5-20. Residuos contra predichos.	88
Figura 5-21. Curva de convergencia de malla.	89
Figura 5-22. Simulación suelo E_1 a 10% de humedad y $\sigma_3 = 0,5$ [kg/cm ²].	90
Figura 5-23. Simulación suelo E_1 a 34% de humedad y $\sigma_3 = 0,5$ [kg/cm ²].	90

Figura 5-24. Curvas esfuerzo-deformación experimental y simulación para el horizonte E ₁ con 10% de humedad a a) $\sigma_3 = 0.147$ MPa, b) $\sigma_3 = 0.098$ MPa y c) $\sigma_3 = 0.49$ MPa.....	91
Figura 5-25. Curvas esfuerzo-deformación experimental y simulación para el horizonte E ₁ con 20% de humedad a a) $\sigma_3 = 0.147$ MPa, b) $\sigma_3 = 0.098$ MPa y c) $\sigma_3 = 0.49$ MPa.....	92
Figura 5-26. Curvas esfuerzo-deformación experimental y simulación para el horizonte E ₁ con 34% de humedad a a) $\sigma_3 = 0.147$ MPa, b) $\sigma_3 = 0.098$ MPa y c) $\sigma_3 = 0.49$ MPa.....	93
Figura 5-27. Curvas esfuerzo-deformación experimental y simulación para el horizonte E ₂ con 10% de humedad a a) $\sigma_3 = 0.147$ MPa, b) $\sigma_3 = 0.098$ MPa y c) $\sigma_3 = 0.49$ MPa.....	94
Figura 5-28. Curvas esfuerzo-deformación experimental y simulación para el horizonte E ₂ con 20% de humedad a a) $\sigma_3 = 0.147$ MPa, b) $\sigma_3 = 0.098$ MPa y c) $\sigma_3 = 0.49$ MPa.....	95
Figura 5-29. Curvas esfuerzo-deformación experimental y simulación para el horizonte E ₂ con 34% de humedad a a) $\sigma_3 = 0.147$ MPa, b) $\sigma_3 = 0.098$ MPa y c) $\sigma_3 = 0.49$ MPa.....	96

LISTA DE TABLAS.

Tabla 3-1. Constantes del modelo Mohr-Coulomb.....	40
Tabla 4-1. Variables de estudio.....	42
Tabla 4-2 Parámetros para modelar el comportamiento de suelo bajo el modelo de Mohr-Coulomb.	66
Tabla 5-1. Resultados de la caracterización física.....	73
Tabla 5-2. Resultados de ensayos PROCTOR.....	75
Tabla 5-3. Determinación del grado de compactación GC.....	75
Tabla 5-4. Módulos de elasticidad de los ensayos.....	79
Tabla 5-5. Resultados cohesión y ángulo de fricción para las diferentes condiciones experimentales.	82
Tabla 5-6. Análisis de varianza para cohesión.....	83
Tabla 5-7. Análisis de varianza del ángulo de fricción.....	85
Tabla 5-8. Análisis de varianza del módulo de elasticidad.....	87
Tabla 5-9. Tamaño y número de elemento de los modelos.....	89
Tabla 5-10. Resumen de propiedades mecánicas utilizadas en la simulación y coeficientes de correlación R2 de las simulaciones.....	97

LISTA DE ANEXOS.

Anexo A. Formato de ensayo de compresión triaxial.....	109
Anexo B. Estadígrafos de clasificación textural del suelo.....	110
Anexo C. Estadígrafo humedad natural.....	111
Anexo D. Clasificación por carta de plasticidad.....	112
Anexo E. Estadígrafo peso específico seco natural.....	113
Anexo F. Estadígrafo ensayos Proctor.....	114
Anexo G. Curvas esfuerzo-deformación.....	116
Anexo H. Círculos de Mohr.....	119

RESUMEN

El presente trabajo describe los resultados obtenidos de la simulación de la prueba de compresión triaxial rápida de una probeta de suelo arcilloso no saturada por medio del Método de Elemento Finito (MEF) y comparar los resultados con valores experimentales. Para ello se presenta un estudio experimental con el fin de determinar propiedades mecánicas que son requeridas para la simulación numérica. La simulación tiene como objetivo predecir la respuesta mecánica del suelo en diversas condiciones de trabajo. Se hace uso del modelo de Mohr-Coulomb, el cual permite describir la relación esfuerzo-deformación del material bajo diversas condiciones de esfuerzos. Las pruebas de laboratorio del suelo arcilloso se realizaron con el método estándar de pruebas de compresión triaxial, como lo establece la norma ASTM 2850 y se obtuvieron los parámetros como la cohesión, ángulo de fricción y módulo de elasticidad del suelo, a los cuales se les realizó un análisis estadístico con el fin de terminar la influencia de la humedad y el porcentaje de materia orgánica en estas propiedades. Finalmente, los resultados de la simulación indican una buena aproximación con el comportamiento experimental en cuanto a la respuesta de un modelo elastoplástico.

Palabras clave— Compresión triaxial, Propiedades mecánicas, Angulo de fricción, Cohesión, módulo de elasticidad, Mohr-Coulomb, Elemento Finito, Humedad, Materia orgánica.

CAPÍTULO 1. Introducción

Se puede definir a la compactación del suelo como el proceso gradual de incremento de la densidad y de resistencia a la penetración, el cual reduce su porosidad total, disminuyendo o incrementando el intercambio hídrico y gaseoso. Lo anterior, limita la vida de las plantas y microorganismos al dificultar el acceso a los nutrientes, lo que a su vez disminuye el crecimiento de la raíz y afecta el rendimiento agrícola del cultivo [1]. Para determinar el impacto de la compactación del suelo en los cultivos agrícolas, se han desarrollado numerosas investigaciones en las cuales, mediante diversos modelos teóricos y numéricos, se busca predecir el comportamiento para estudiar la compactación del suelo y con ello el impacto sobre el rendimiento de los cultivos.

Las investigaciones mencionadas se han desarrollado utilizando métodos experimentales y analíticos. Las técnicas experimentales requieren realizar pruebas al suelo bajo diferentes condiciones y épocas del año, ya que los costos que ellas conllevan pueden ser insostenibles en cuanto a recursos. Por otro lado, múltiples técnicas analíticas presentan el inconveniente de que tratan al suelo como un sólido rígido indeformable y los modelos desarrollados con esta premisa no han sido capaces de predecir apropiadamente los esfuerzos y el comportamiento mecánico del suelo [2]. Uno de los factores más importantes a considerar, es el tipo de suelo bajo estudio, lo cual hace indispensable realizar una clasificación previa, esto, debido a que cada suelo tiene un comportamiento mecánico diferente acorde a su clasificación y aplicación. Es sabido que en los suelos de uso agrícola predominan las arcillas, sin embargo, no existen antecedentes de estudios realizados en un suelo arcilloso, específicamente en vertisol, para la solución de los problemas anteriormente descritos a través de los métodos numéricos, siendo este tipo de suelo, uno de los que mayor producción ofrecen, además de estar presente en gran parte de la zona agrícola del Estado de Guanajuato.

El comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos es complejo, difícil de describir por relaciones matemáticas simples. Este hecho se debe en parte a que, bajo compresión el suelo desarrolla al mismo tiempo deformación elástica y deformación plástica [3]. Este fenómeno ha sido objeto de múltiples investigaciones, en donde la modelación y simulación ofrecen la posibilidad de disminuir tiempo, esfuerzo y cantidad de recursos económicos necesarios para la obtención de resultados, toma de decisiones y recomendación de estrategias de manejo en el ámbito agrícola [10]. La modelación de la

compactación permite predecir la respuesta del suelo en términos de distribución de presiones en el perfil y del cambio en la densidad y otras variables; esto posibilita orientar a los agricultores sobre cuáles tecnologías y equipamiento agrícola deben emplear, las condiciones del suelo que reducen el riesgo de compactación y la profundidad a la cual una maquinaria o tecnología determinada provoca la compactación del suelo [4].

En el Estado de Guanajuato existen al menos tres tipos de suelo, de acuerdo con la clasificación FAO-UNESCO [5]. Estos incluyen a los vertisoles, feozem y litosoles como los más comunes en el Estado, aunque solo los dos primeros son de interés agrícola y particularmente el vertisol pélico el cual ocupa más del 85% de la zona agrícola del Estado. Los vertisoles son suelos arcillosos de alta capacidad de retención de humedad, frecuentemente de coloración negro o gris, que presentan grietas anchas y profundas, en época de sequía son duros cuando están secos. Estos suelos normalmente se localizan en el Bajío y son característicos en las regiones de clima templado y cálido con una marcada estación seca y otra lluviosa [6]. De forma general, los vertisoles son afectados por la compactación y mal drenaje, lo cual, sumado a la incidencia de las lluvias en la mayor parte del año, provoca que el periodo de tiempo disponible para realizar los trabajos agrícolas sea corto, por lo tanto, es necesario utilizar técnicas de laboreo apropiadas y de alta productividad [7]. Dada la importancia agrícola de estos suelos, y debido a la siembra intensiva, estos presentan un alto grado de mecanización, razón por la cual se han desarrollado una serie de investigaciones con el objetivo de mejorar las herramientas de labranza, en aras de minimizar la compactación y los costos de labranza [8]–[11]. Estas investigaciones se han desarrollado bajo métodos experimentales y analíticos, sin embargo, no se han realizado en vertisol pélico a través de métodos numéricos, como el MEF, por ejemplo, utilizando un modelo de material constitutivo como el de Drucker Prager o Mohr-Coulomb, con los cuales se puede expresar la relación esfuerzo-deformación del suelo.

Específicamente en este proyecto se propone usar el Método del Elemento Finito, el cual utiliza modelos constitutivos para expresar la relación esfuerzo-deformación de los materiales. Por ejemplo, el modelo Drucker Prager ha sido aplicado a simulaciones de interacción y respuesta de suelo-implemento de labranza [12, 13] o el modelo de Mohr-Coulomb utilizado ampliamente en la simulación de suelos agrícolas [2, 7, 14, 15]. El uso de estos modelos se debe fundamentalmente a que en los mismos se tiene en cuenta las reglas de flujo asociado y no asociado a la superficie de fluencia. Además, son capaces de predecir los cambios de esfuerzo producto de la deformación por ablandamiento o

endurecimiento del suelo, y por último están implementados en la mayoría de los programas comerciales empleados en la simulación por MEF [12]. Lo anterior permitirá comprender el comportamiento mecánico de este tipo de suelo, el cual se puede utilizar para establecer estrategias para disminuir la compactación de este y aumentar su rendimiento.

Objetivo general

Evaluar mediante un modelo de elemento finito la respuesta mecánica de un suelo vertisol pélico sometido a la prueba experimental de compresión triaxial rápida.

Objetivos específicos

- Identificar los principales factores que influyen en el comportamiento mecánico del suelo agrícola.
- Determinar experimentalmente las propiedades mecánicas del suelo vertisol pélico, las cuales se requieren para la simulación de la respuesta mecánica.
- Desarrollar un modelo de elemento finito para evaluar el comportamiento mecánico del suelo vertisol pélico en la prueba triaxial rápida bajo condiciones establecidas.

Hipótesis

La respuesta mecánica evaluada en el modelo de elemento finito se ajusta al comportamiento de un suelo vertisol pélico sometido a la prueba experimental de compresión triaxial rápida.

CAPÍTULO 2. Antecedentes

Durante muchos años se ha estudiado el comportamiento mecánico de los suelos tanto en el ámbito civil, como en el agrícola. Dichos estudios se han enfocado en analizar fenómenos presentes en estos campos, como lo es la compactación del suelo, la cual ocurre cuando las partículas del suelo son obligadas a estar más en contacto las unas con las otras, mediante una reducción del índice de vacíos (aire), reduciendo el espacio poroso entre ellas [16]. Los suelos muy compactados sufren una disminución de la macroporosidad, la cual disminuye la tasa de infiltración de agua y dificulta la penetración de las raíces. Esto ocurre porque a un mayor índice de poros grandes, es más efectivo el movimiento de agua a través del suelo cuando este está saturado. Además, el intercambio de gases se ralentiza en suelos compactados, lo que provoca un aumento en la probabilidad de problemas relacionados con la aireación [17].

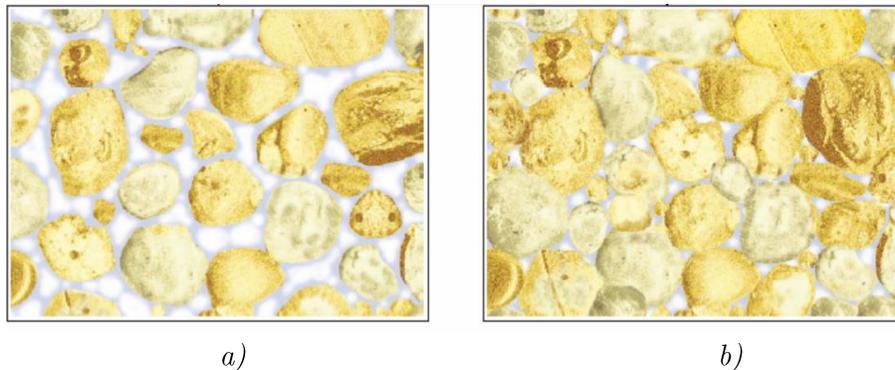


Figura 2-1. Efectos de la compactación en el espacio poroso a) suelo no compactado; y b) suelo compactado [18].

La compactación del suelo es responsable de la degradación del suelo en: Europa (33 millones de ha), África (18 millones de ha), Asia (10 millones de ha), Australia (4 millones de ha) y algunas áreas de América específicamente en México (7,7 millones de ha). México posee 200 millones de hectáreas de suelo, de las cuales 22 millones son cultivables. Sin embargo, “En México casi 64% de los suelos están degradados por la sobre explotación de la tierra y el agua por actividades como ganadería y agricultura”. Las causas de la degradación de los suelos en el país involucran actividades de diversa índole: 35% de la superficie degradada se asocia a las actividades agrícolas y pecuarias (17.5% cada una de ellas) y 7.4% a la pérdida de la cubierta vegetal (Figura 2.2). El resto se divide entre urbanización, sobreexplotación de la vegetación y actividades industriales [19].

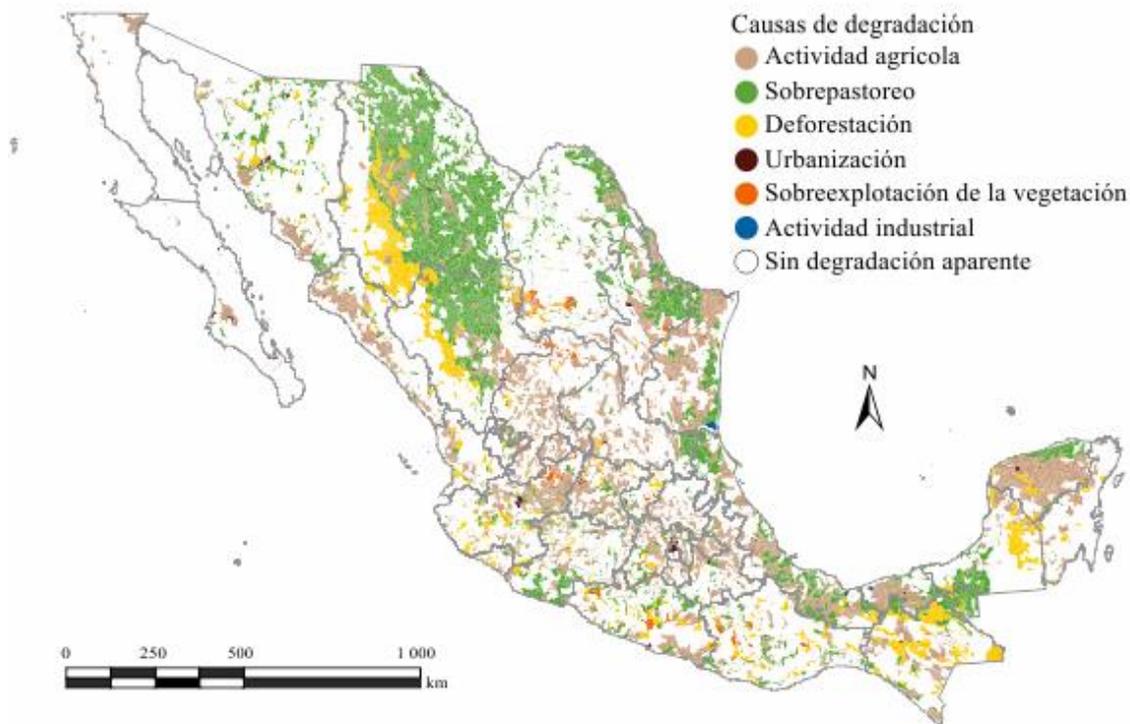


Figura 2-2. Principales causas de la degradación de los suelos en México [19].

En el ámbito agrícola, la compactación puede ser una forma seria e innecesaria de degradación del suelo que puede resultar en un aumento de la erosión de éste y una disminución en la producción de cultivos [20]. De acuerdo con Nielsen y Ball, la compactación de la capa superior del suelo tiene un impacto significativo sobre el rendimiento del cultivo, pero se puede mejorar mediante la labranza y procesos biológicos en el suelo como la función realizada por las raíces de algunos cultivos como subsoladores naturales, aunque una de las desventajas de estos procesos son los largos periodos de tiempo necesarios para cumplir dicha función [20]. Existen factores naturales e inducidos por el hombre que compactan el suelo en la agricultura. La principal actividad que causa la compactación del suelo es el tráfico de maquinaria agrícola.

La compactación del suelo en los sistemas de cultivo es causada por el tráfico de maquinaria que aplica cargas mayores que la capacidad de carga del suelo, algunas de estos efectos se pueden observar claramente en la huella generada tras el paso de maquinaria por las zonas de cultivo, como se puede observar en la Figura 2-3 a [21]. Las tendencias de la agricultura actual muestran una clara inclinación hacia el incremento de la potencia, y fundamentalmente al tamaño de los equipos y máquinas [22]. La

mayoría de las operaciones de campo desde la siembra hasta la cosecha se realizan mecánicamente utilizando máquinas pesadas con ruedas que compactan el suelo en cada paso, lo cual afecta el desarrollo radicular de los cultivos (Figura 2-3 b) [23].



Figura 2-3. Efectos del tráfico de maquinaria agrícola en el suelo a) huella generada por tráfico de maquinaria agrícola [24] b) desarrollo radicular afectado por compactación.

Por lo anterior, algunos investigadores han centrado su interés en estudiar el problema de la compactación del suelo agrícola, principalmente la generada por el tráfico de maquinaria con grandes cargas. La resistencia mecánica del suelo está influenciada por factores como la estructura del suelo, textura, densidad, contenido de materia orgánica y el contenido de agua, con lo cual, es necesario conocer estas propiedades físicas y mecánicas que se han descrito en investigaciones con el fin de atacar la compactación.

2.1 Descripción de las propiedades físicas y mecánicas del suelo.

Para determinar el impacto de estos factores en la resistencia del suelo, se han desarrollado estudios en los cuales se pretende brindar una metodología para el cálculo de propiedades mecánicas mediante ensayos reproducibles en laboratorio y en campo, como el desarrollado por Pongutà [25], en el cual se busca analizar cuáles de los ensayos son los más apropiados y eficientes para la determinación de estas propiedades. Realizar ensayos de campo como la medición de la resistencia a la penetración mediante el penetrómetro de cono y penetrómetro de bolsillo, resistencia al corte no drenado con veleta, y

resistencia al corte mediante la caja de torsión. Además, de ensayos de laboratorio como el de compresión inconfiada simple y compresión triaxial rápida el cual permite determinar la cohesión y el ángulo de fricción interno del suelo.

La resistencia del suelo no se puede explicar ni estudiar solo con base en sus propiedades mecánicas, ya que estas dependen en gran medida de propiedades físicas y de consistencia; por ejemplo, relaciones de fase como la humedad natural, relación de vacíos, porosidad, saturación, densidad en seco, densidad en húmedo y la gravedad específica de sólidos, las cuales a su vez dependen de la relación entre la cantidad de sólidos, líquidos y gases del suelo (Figura 2-4), además de la granulometría y plasticidad. En 2007, Crespo [26] en su investigación encontró una relación entre la plasticidad y las propiedades fisicoquímicas, la cual está descrita a partir de la determinación del límite líquido (LL), límite plástico (LP) y el límite de contracción (LC), para así, determinar un margen de humedades dentro del cual el suelo se encuentra en estado plástico, conocido como Índice de Plasticidad (IP).

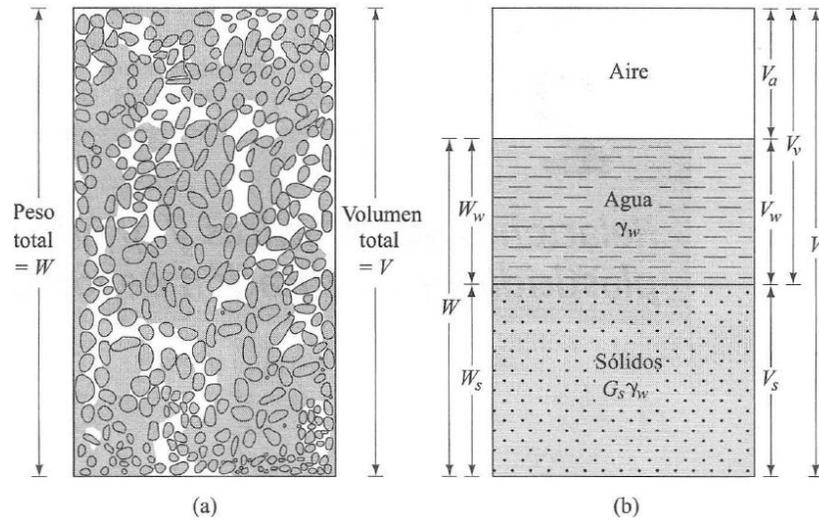


Figura 2-4. Fases del suelo [27].

Todas las propiedades físicas y de consistencia anteriormente mencionadas, permiten clasificar el tipo de suelo bajo estudio, a través de la normativa propuesta por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y el sistema de clasificación de la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO, por sus siglas en inglés). Realizar la clasificación y caracterización de las propiedades del suelo permite alimentar los modelos de material necesarios para las simulaciones y comprender el comportamiento mecánico del suelo.

2.2 Modelado del comportamiento mecánico del suelo

Existen algunas estrategias usadas para reducir la compactación de los suelos agrícolas entre ellas se encuentran el control de tráfico de maquinaria, rotura del suelo mediante arados, disminución de pastoreo, incorporación de materia orgánica y modelado de la respuesta mecánica del suelo [24].

Para esta última estrategia, recientemente se ha introducido el modelado numérico para la simulación de problemas relacionados con el suelo agrícola, en específico para la interacción suelo-herramienta de labranza, neumático-suelo y simulación del nivel de compactación con índice de cono [4, 28, 29]. Durante las últimas cuatro décadas se han desarrollado varios métodos de modelado que han sido aplicados en la investigación de la compactación, los métodos más empleados son el Método de Elementos Discretos (MED), el Método de Fluido Dinámica Computacional (FDC) y el Método de Elementos Finitos (MEF). La modelación y simulación de la compactación del suelo mediante el MEF ofrecen la posibilidad de disminuir el tiempo, esfuerzos y cantidad de recursos para la investigación sobre este tema [4]. De acuerdo con Wulfsohn y Adams [2], el modelado cuenta con limitaciones, pues no es posible tener en cuenta todos los aspectos que influyen en la respuesta mecánica del suelo bajo condiciones de carga, por lo tanto, se necesitan idealizaciones, tanto del material como de las condiciones de carga. Estas idealizaciones incorporan las principales propiedades del material, excluyéndose los aspectos considerados de menor importancia.

En el trabajo desarrollado por López y Herrera [30], se emplea el MEF y se demuestra la efectividad de este en la simulación de la interacción suelo-neumático, el cual toma como punto de partida la caracterización mecánica del suelo; dando como resultado que la simulación del comportamiento del suelo agrícola permite predecir la respuesta mecánica de diversas condiciones de suelo como: tipo de suelo, porcentaje de humedad, cantidad de materia orgánica, distribución de presiones en el área de contacto suelo-neumático (Figura 2-5), suelo-implemento, entre otras variables. Además, el modelado permite control de los parámetros físicos del suelo y el ajuste de las variables de funcionamiento, así como la posibilidad de replicar pruebas en periodos cortos independientemente del tiempo.

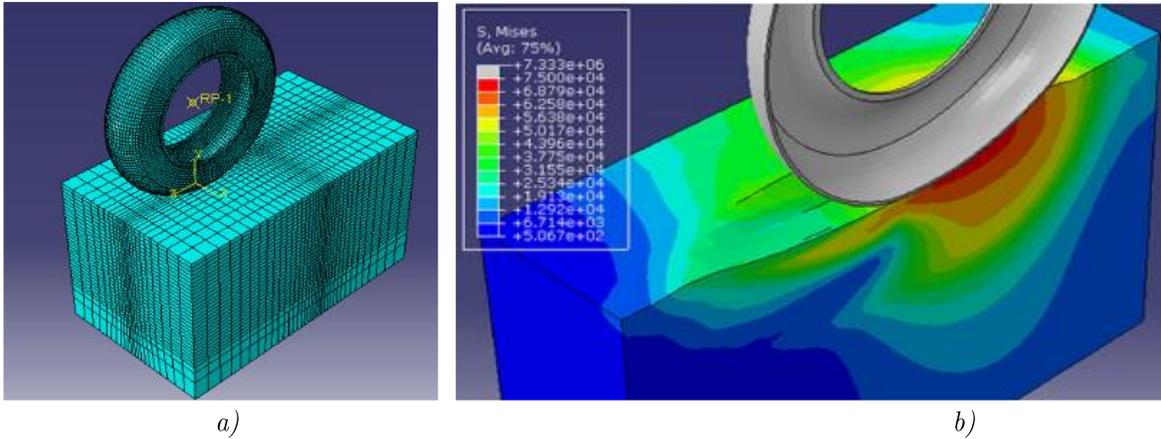


Figura 2-5. Simulación por MEF a) Modelo de interacción neumático-suelo; b) distribución de los esfuerzos verticales [30].

Adicionalmente, se han desarrollado investigaciones como la realizada por Mendoza et al. [31], quienes lograron analizar el comportamiento de arcilla estructurada y cementada de la ciudad de Brasilia por medio de ensayos triaxiales y simulaciones numéricas logrando la validación de simulaciones numéricas empleando modelos constitutivos como el Cam Clay y modelos de Hipoplasticidad. En la Figura 2-6 se muestran las gráficas de esfuerzo deformación obtenidas de las simulaciones realizadas por Mendoza et al. (2014).

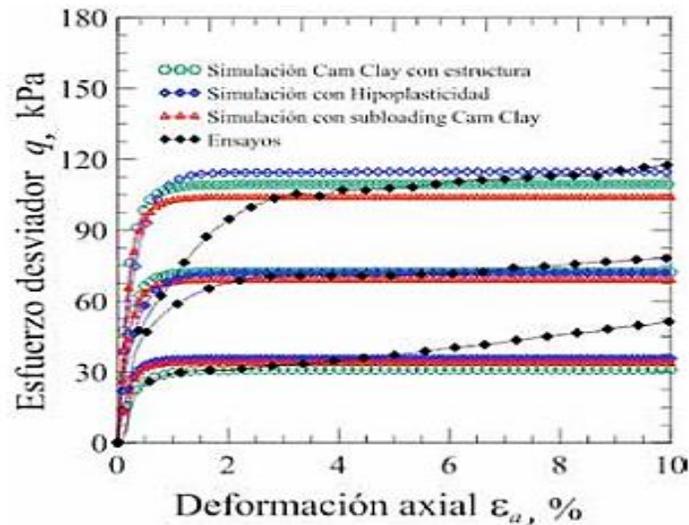


Figura 2-6. Curvas esfuerzo deformación ensayos triaxiales [31].

También se han realizado investigaciones empleando los modelos constitutivos como el Hardening Soil y Mohr-Coulomb buscando reproducir el comportamiento esfuerzo-deformación de suelos arcillosos. Nieto et al., [32] lograron determinar los parámetros o propiedades mecánicas del suelo mediante

ensayos triaxiales para emplear estos modelos y realizar la simulación, y aunque estos modelos predijeron adecuadamente el esfuerzo de falla del suelo (Figura 2-7), recomiendan realizar un análisis exhaustivo en las propiedades y su influencia en el comportamiento mecánico del mismo.

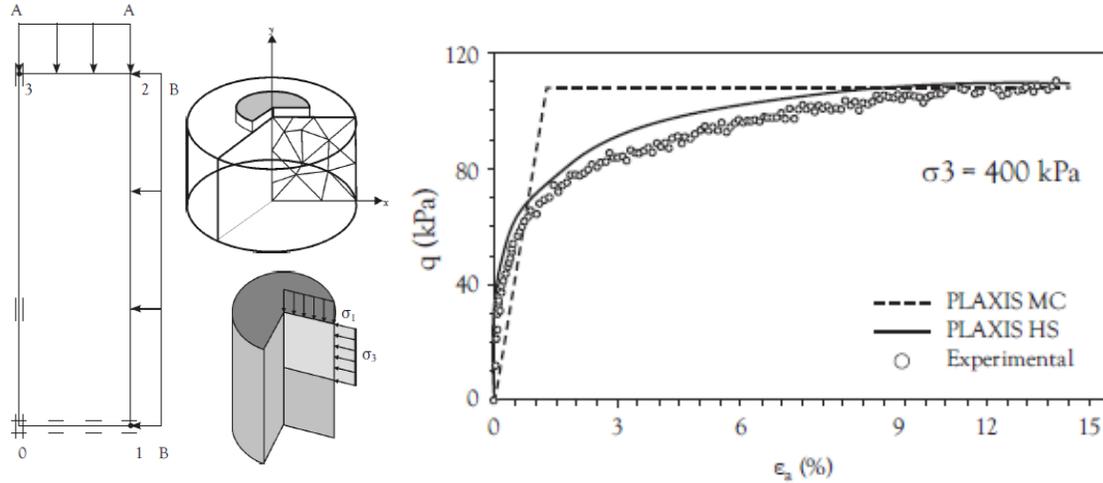


Figura 2-7. Simulación de ensayo triaxial [32].

Cabe destacar otras metodologías empleadas recientemente como la realizada por Nandanwar y Chen [33], la cual consiste en la simulación la prueba de compresión triaxial en un modelo de partículas PFC3D (Figura 2-8), encontrando que el suelo franco arenoso disminuye su resistencia mecánica a medida que aumentaba el contenido de humedad y disminuía la presión de confinamiento.

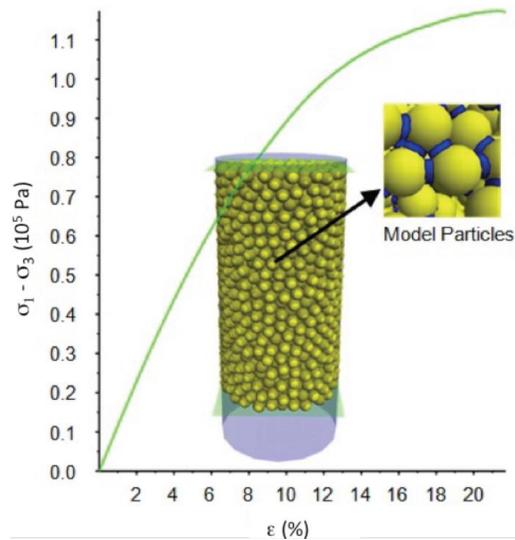


Figura 2-8. Modelo de partículas de un suelo Franco arenoso [33].

Adicionalmente, otras investigaciones realizadas como la de Recuero et al., [34] quienes evaluaron la movilidad e interacción de los vehículos todoterreno en el suelo. Aquí se modela el suelo como una colección de elementos discretos que interactúan a través del contacto, la fricción y las fuerzas cohesivas (Figura 2-9), dando como resultado un problema con varios millones de grados de libertad, lo que implica soluciones de forma explícita, derivando en la búsqueda de idealizaciones necesarias para simplificar el modelo.

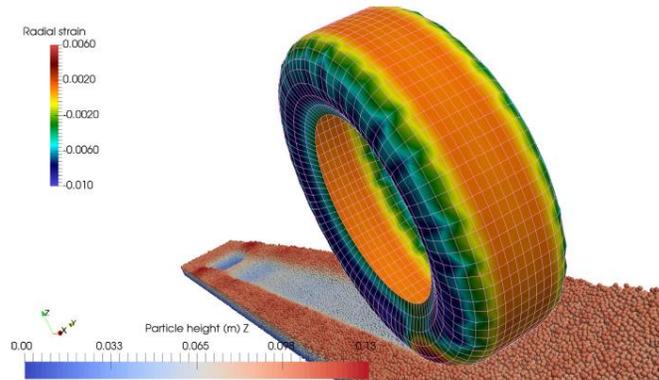


Figura 2-9. Neumático y terreno deformados debido al paso de los neumáticos [34].

Actualmente se están realizando trabajos con el fin de evaluar la interacción de suelo neumático o suelo implemento bajo distintas condiciones de operación, lo cual permite evaluar distintos escenarios de trabajo que requieren información referente a propiedades físicas y mecánicas del suelo, como los trabajos realizados por Gonzalez [4], y López [35], en los cuales se evidencia la importancia que cobran las herramientas computacionales en dichas investigaciones y por consiguiente el modelado del suelo mediante MEF, el cual brinda una alternativa de análisis de fenómenos físicos de gran complejidad presentes en las diversas áreas de estudio de la mecánica de suelos, y se ofrece como una herramienta de gran utilidad para la solución de problemas y mejoras en el área específica del análisis mecánico de suelos agrícolas.

El desarrollo de un análisis por Elemento Finito requiere conocer las características del fenómeno físico a simular y las propiedades del material, con lo cual es necesario conocer los fundamentos teóricos y prácticos para el cálculo de dichas propiedades y el desarrollo del análisis, contenido que se desarrolla en la siguiente sección.

CAPÍTULO 3. Marco Teórico

En el presente capítulo se describen los fundamentos teóricos necesarios para comprender el comportamiento del suelo en los ensayos experimentales realizados, la influencia de sus propiedades, y las bases del análisis por Elemento Finito necesarias para realizar la evaluación numérica de la respuesta mecánica del suelo arcilloso, bajo las condiciones establecidas en el ensayo de compresión triaxial rápido.

3.1 Pruebas experimentales

Las investigaciones en el análisis del comportamiento mecánico del suelo han sido conducidas mediante métodos experimentales y teóricos basados en estudios realizados a principios del siglo pasado en donde destacan Goriachkin y Gill por estudios realizados en el sistema suelo-máquina [36]–[38]. Estos métodos analíticos empleados en la investigación de la mecánica de los suelos han sido empleados en la predicción de los esfuerzos actuantes sobre este, bajo condiciones estáticas o dinámicas, soportándose en un modelo analítico que idealiza físicamente el fenómeno a describir a través de un modelo o ecuación matemática. Para comprender estos análisis es necesario conocer cómo se mide la resistencia de los suelos, y fundamental definir que es un estado de esfuerzos y como este actúa sobre un suelo.

El estado de esfuerzos del suelo es la combinación de variables de esfuerzos que caracterizan la condición de un material sometido a un campo de fuerzas. El estado de esfuerzos en un punto se analiza considerando los esfuerzos en los planos que forman un elemento cúbico infinitesimal como el mostrado en la Figura 3-1 [39], [40].

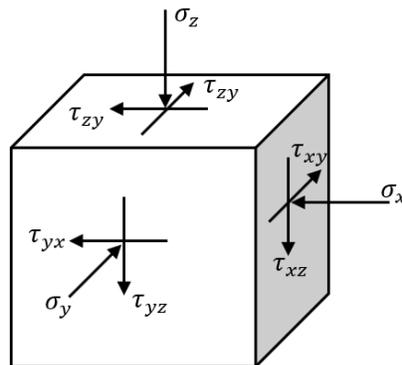


Figura 3-1. Notación del estado de esfuerzos en un cubo infinitesimal [41].

En la Figura 3-1, se consideran las siguientes componentes del esfuerzo: τ_{xy} : Esfuerzo cortante en el plano XY; τ_{xz} : Esfuerzo cortante en el plano ZX; τ_{xz} : Esfuerzo cortante en el plano XZ; τ_{zy} : Esfuerzo cortante en el plano ZY; τ_{yx} : Esfuerzo cortante en el plano YX; τ_{yz} : Esfuerzo cortante en el plano YZ, $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$: Esfuerzos normales en la dirección X, Y, Z respectivamente.

El estado de esfuerzos mostrado en la Figura 3-1 puede expresarse de manera tensorial de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma'_{11} & \sigma'_{12} & \sigma'_{13} \\ \sigma'_{21} & \sigma'_{22} & \sigma'_{23} \\ \sigma'_{31} & \sigma'_{32} & \sigma'_{33} \end{bmatrix} \quad (3-1)$$

donde los términos al lado derecho de la igualdad se expresan en notación matricial (σ'_{ij} : siendo i : el plano en que actúa y j : la dirección en que actúa), la cual puede ser manejada dependiendo del estado del suelo [42].

El caso cuando en los tres planos ortogonales los esfuerzos tangenciales son nulos, tales planos se denominan planos principales y los esfuerzos normales que actúan en ellos se denominan esfuerzos principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) [16]. Este estado de esfuerzos se muestra en la Figura 3-2.

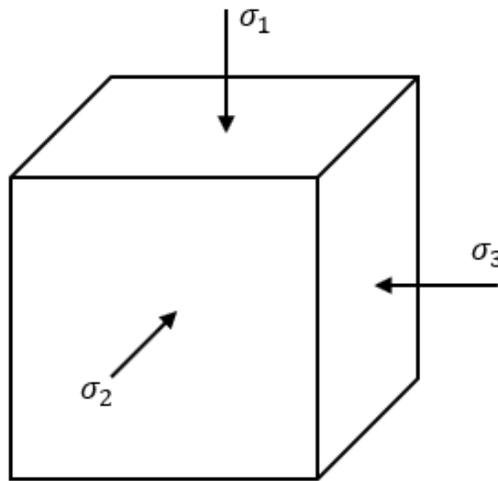


Figura 3-2. Esfuerzos principales [16].

Los fundamentos teóricos para determinar el estado de esfuerzos en el suelo son fundamentales para comprender el análisis de la medición de la resistencia del suelo, tema que se desarrolla en la siguiente sección.

3.1.1 Resistencia de los suelos

En suelos agrícolas, el análisis de la resistencia mecánica del suelo debe considerar fenómenos como: labranza, tracción, drenaje, erosión, y compactación [43]; los parámetros mecánicos manejados coinciden en algunos de estos casos y son determinados bajo la misma metodología a partir de los conceptos de falla, equilibrio y estado crítico del suelo, para lo cual se aplican algunas teorías y modelos analíticos. Éstos se han desarrollado basados en los principios de mecánica de suelos referentes a esfuerzos y deformaciones, los cuales permiten solucionar problemas en planos de deformación bidimensional o tridimensional. Cada modelo requiere parámetros propios, coincidiendo algunos de ellos, por lo cual, en función del problema a analizar se elige el modelo que mejor describa el fenómeno. El modelo de falla de Mohr-Coulomb uno de los mayormente empleados para el análisis en mecánica de suelos debido a su simplicidad y su alto grado de precisión en la predicción de esfuerzos [44], mismo que se describe a continuación.

3.1.1.1 Modelo de Falla de Mohr-Coulomb

Esta teoría de falla es propuesta por Coulomb [45], en la cual asume que la falla del suelo ocurre cuando los esfuerzos cortantes en un punto del material alcanzan un valor que depende linealmente de los esfuerzos normales actuantes en el mismo plano [46]. Dicho criterio se formula como se describe en la ec. (3-2):

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (3-2)$$

donde τ es el esfuerzo cortante, c es la cohesión, σ es el esfuerzo normal y ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo.

En 1914, Mohr [47] propone una ecuación y un método gráfico para encontrar el estado de esfuerzos en diferentes planos en un material en equilibrio, permitiendo determinar de manera gráfica estas dos propiedades: cohesión y ángulo de fricción interna del suelo [48]. En donde, el eje vertical corresponde a los esfuerzos tangenciales y el eje horizontal los esfuerzos normales, mostrado en la Figura 3-3.

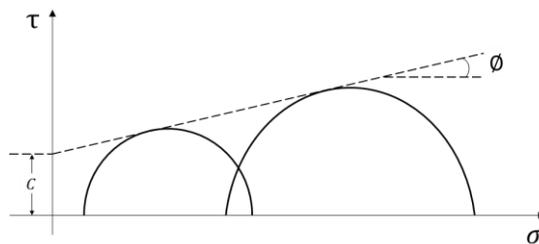


Figura 3-3. Determinación gráfica de cohesión y ángulo de fricción [48].

Bajo el mismo principio se han desarrollado modelos modificados, particularmente para suelos agrícolas no saturados en un amplio rango de condiciones. Para esto, se cuenta con diversas pruebas: ensayos de corte directo y compresión, compactación en campo, en laboratorio compresión triaxial, cajas de corte, entre otros; con el fin de caracterizar el comportamiento mecánico del suelo bajo diversas condiciones [52]. Para este fin es necesario realizar estimaciones de las propiedades del suelo a partir de la medición de la resistencia mediante diversos ensayos, mismos que se abordan a continuación.

3.1.2 Medición de la resistencia del suelo

Debido a que las propiedades del suelo pueden ser variables en el tiempo y el espacio, una manera de determinar el comportamiento del suelo es mediante la realización de pruebas de laboratorio que reproduzcan de manera aproximada las condiciones a las cuales estará sujeto el suelo; de acuerdo con la literatura relacionada al tema, las mejores pruebas de laboratorio disponibles para la determinación de los parámetros mecánicos de los suelos son las pruebas de compresión triaxial [53]. Además, en el estudio de la mecánica de suelos, el ensayo de compactación Proctor es uno de los procedimientos más importantes para el estudio y control de compactación del suelo. Ambos ensayos se describen en las siguientes secciones.

3.1.2.1 Prueba de compresión triaxial

Un ensayo de compresión triaxial requiere de una probeta cilíndrica de suelo revestida con una membrana de látex, misma que se coloca dentro de una cámara a presión. En la parte superior e inferior de la muestra se colocan discos porosos, los cuales se conectan al sistema de drenaje para saturar o drenar el espécimen. En estas pruebas se pueden variar las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre el espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. Las probetas cilíndricas usualmente están sujetas a presiones laterales de un líquido, generalmente agua. El líquido de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite a la probeta por medio de un vástago que atraviesa la parte superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara, también llamada presión de confinamiento, es hidrostática y produce esfuerzos principales sobre la probeta, iguales en todas las direcciones, tanto

lateral como axialmente. En los extremos de la probeta actuará, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

Es usual llamar σ_1 , σ_2 y σ_3 a los esfuerzos principales máximo, intermedio y mínimo, respectivamente. En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal máximo, σ_1 ; los esfuerzos intermedios y mínimos son iguales ($\sigma_2 = \sigma_3$) y son iguales a la presión lateral o presión de confinamiento (Figura 3-5) [54-56].

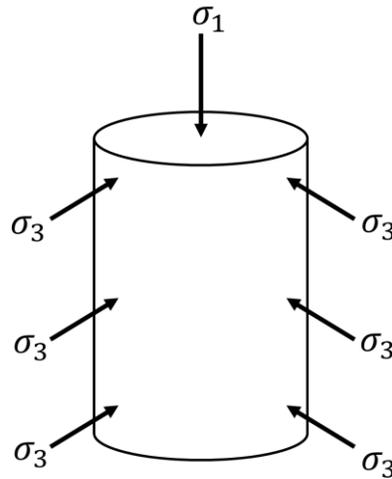


Figura 3-5. Estado de esfuerzos en la prueba triaxial.

Existen tres tipos de pruebas triaxiales, las cuales se caracterizan fundamentalmente por permitir o no la consolidación, así como el drenaje. Dentro de las cuales está la prueba con consolidación y con drenaje (CD), también conocida como prueba lenta y es empleada esencialmente en suelos granulares como las arenas, sin embargo, se puede aplicar en suelos finos, pero los ensayos requieren tiempos prolongados del orden de semanas. Luego se cuenta con la prueba rápida con consolidación y sin drenaje (CU), generalmente se realiza con medición de la presión de poros o neutra, con el fin de determinar los parámetros de la cohesión y el ángulo de fricción en términos de esfuerzos totales y esfuerzos efectivos [55]. Por último está la prueba rápida sin consolidación y sin drenaje (UU), que también permite determinar los parámetros de la cohesión y el ángulo de fricción y es usualmente llevada a cabo sobre especímenes de arcilla, enmarcando la realización del ensayo dentro del concepto de resistencia para suelos cohesivos saturados, en donde se expresan los resultados en términos de esfuerzos totales [56]; este tipo de ensayo tiene la ventaja de poder realizarse en corto tiempo, por lo

que brinda la posibilidad de efectuar una gran cantidad de ensayos y se torna adecuada para analizar el efecto de algunos factores en el suelo.

3.1.2.2 Prueba de compactación AASHTO – PROCTOR

Este ensayo permite determinar la curva de compactación del suelo y, a partir de ésta, inferir su masa volumétrica seca máxima, γ_{dmax} , y su contenido de agua óptimo, ω_{opt} . Éste consiste en determinar las masas volumétricas secas, γ_d , de un material compactado con diferentes contenidos de agua mediante la aplicación de una misma energía de compactación en la prueba dinámica y, al graficar los puntos correspondientes a cada determinación, obtener la curva de compactación del material. Ésta prueba se realiza bajo metodología estandarizada por la norma ASTM D698, AASHTO 99 que corresponde a la prueba estándar y AASHTO 180 que corresponde a la variante modificada [57, 58] y se realiza con el fin de tener un estándar de referencia para la reproducción de las probetas de suelo ensayadas en esta investigación.

Para realizar una medición correcta de la resistencia del suelo se debe tener cuenta cuales de las propiedades influyen en medición de ésta, temática descrita a continuación.

3.1.3 Resistencia del suelo en función de sus propiedades

La resistencia del suelo no se puede explicar ni estudiar solo con base en sus propiedades mecánicas, ya que estas dependen en gran medida de propiedades físicas y de consistencia. Algunas de las propiedades físicas con las cuales varía la resistencia mecánica o bien los parámetros de resistencia, se describen en el siguiente apartado, dentro de las cuales se encuentran: la humedad natural, densidad, materia orgánica, textura y plasticidad.

3.1.3.1 Humedad natural

La humedad natural se puede definir como la relación del peso de agua contenida entre el peso de suelo seco, expresada en porcentaje. Ésta es quizás la propiedad más influyente en el comportamiento mecánico de los suelos y también la más estudiada. Su mayor influencia con la resistencia de suelos se debe al estado de esfuerzos, porque modifica la presión de poros y, por consiguiente, el esfuerzo efectivo. Por otro lado, éste parámetro también tiene grandes efectos sobre la cohesión. Cabe mencionar que la cohesión tiene gran influencia en los rangos de humedad de trabajo agrícola, pues en un suelo arcilloso forma fuertes uniones entre las partículas de arcilla e incluso entre arenas y limos,

produciendo agregados y fuertes terrones. A humedades muy bajas la cohesión disminuye, y ésta aumenta gradualmente con la humedad hasta llegar a un punto máximo donde comienza a decrecer, como lo describe la Figura 3-6 [59].

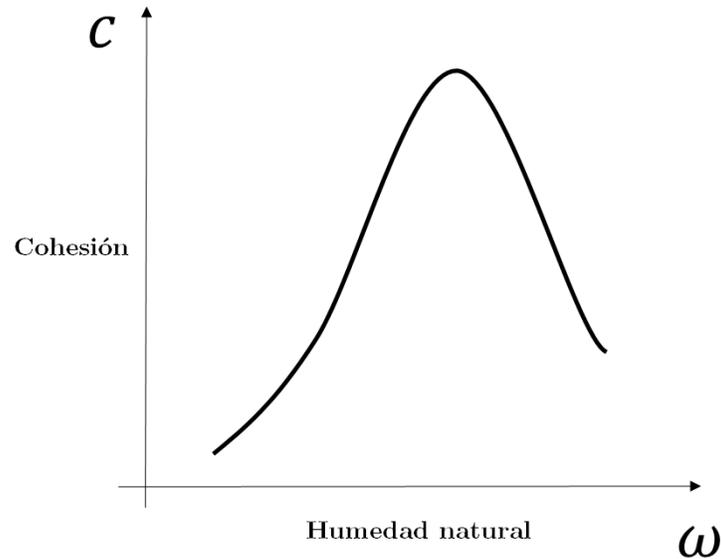


Figura 3-6. Influencia de la humedad en la cohesión de un suelo arcilloso o fino [59].

3.1.3.2 Densidad en seco

La densidad en seco o también llamada peso específico seco, γ_d , es definida como la relación entre el peso de los sólidos y el volumen total de la muestra de suelo. En suelos franco-arcillosos se encuentra en un rango de 1.1 gr/cm³ y 1.6 gr/cm³ [59]. Este parámetro es quizá el más utilizado en los estudios de compactación ocasionada por el tránsito de maquinaria, puesto que no solo es fundamental para evaluar el grado de compactación, sino también es un indicativo del aumento de la resistencia del suelo [60]–[64].

Un valor alto de densidad seca, γ_d , en el suelo no siempre significa que éste se encuentre compactado, pues también se puede deber a material fino, especialmente presente en arcillas, que por estructura laminar se logra organizar de tal forma que genera una estructura más densa, manifestada principalmente en la cohesión [65].

3.1.3.3 Densidad en húmedo

También llamada peso volumétrico húmedo, γ_{h} , o γ_{m} , es definida como la relación entre el peso total del suelo y el volumen total del suelo. Depende en gran medida de las condiciones naturales, por lo que en análisis de suelos agrícolas se usa más la densidad en seco [66], debido a que estos estudios se ven influenciados por las condiciones atmosféricas.

3.1.3.4 Materia Orgánica

La materia orgánica (MO) contenida en el suelo está compuesta por ácidos húmicos, fúlvicos y humín, dichas moléculas son productos de la descomposición de origen animal y vegetal. Algunas de las características más importantes de la materia orgánica, es la capacidad de intercambio catiónico que tiene y el efecto sobre propiedades del suelo tales como: la cohesión, la ficción, la textura, la plasticidad, entre otras. Se denomina materia orgánica, o humus, a la parte orgánica de composición variada, de color pardo y negruzco [67, 68]. El humus tiene efecto sobre las propiedades físicas del suelo, formando agregados y dando estabilidad estructural, uniéndose a las arcillas y favoreciendo la penetración del agua y su retención, disminuyendo la erosión y favoreciendo el intercambio gaseoso [69].

La concentración de materia orgánica en el suelo es uno de los factores que más influyen sobre la densidad aparente [70]. Algunos estudios atribuyen la reducción de la densidad del suelo al aumento de la materia orgánica, disminuyendo también la compactación, por el hecho que la materia orgánica influencia en la capacidad de absorción de agua del suelo [71]; también se sabe que el aumento en el contenido de materia orgánica beneficia al suelo en cuanto a la formación de agregados estables, reducción de la densidad aparente y rendimiento de los cultivos agrícolas, así como un efecto positivo sobre las propiedades mecánicas de los suelos en cuanto a resistencia se refiere [72].

3.1.3.5 Granulometría

El análisis granulométrico, o de textura, es el análisis estadístico de los diferentes tamaños de las partículas que componen el suelo [39]. Se realiza mediante un tamizado por una serie de mallas con aberturas determinadas, comenzando por las mallas con la abertura más grande, hasta llegar a las más cerradas, para así, obtener la masa retenida en cada malla, y calcular su porcentaje respecto al total. La clasificación de los suelos con base en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) se realiza mediante un procedimiento en el cual los fragmentos que tienen tamaño mayor a 4.75 mm

(malla N°4) corresponden a la grava, los fragmentos de tamaño entre 2 – 0.02 mm (Malla N°40 y N°200) se clasifican como arena y las partículas de tamaño inferior a 0,02 mm corresponden a Arcillas y limos, ver Figura 3-6.

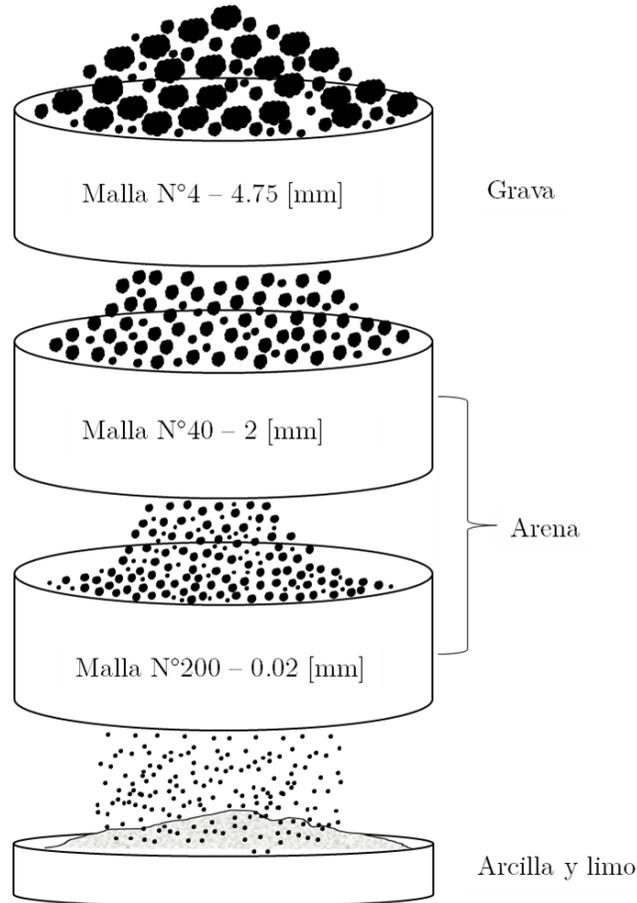


Figura 3-7. Procedimiento de clasificación granulométrica SUCS [73].

La textura del suelo influye notablemente en la resistencia del suelo, dependiendo de las características de cada tipo de partícula que lo compone; se ha determinado en algunas investigaciones que la fracción de arena y parte de limo vuelve el suelo más friccionante y, por otro, lado la fracción de arcilla hace el suelo más cohesivo [59]. Por lo que es importante conocer las fracciones de material que componen a un suelo, para analizar el efecto que éstas tienen en sus propiedades físico-mecánicas.

3.1.3.6 Plasticidad del suelo

La plasticidad es una propiedad característica de los suelos cohesivos, o finos, y es la capacidad que tiene de deformarse hasta cierto límite antes de que este falle [26]. Ha sido demostrado que los suelos

se vuelven más plásticos cuando aumenta el contenido de humedad, a excepción de las arenas. Ellos son resistentes y exhiben considerable cohesión, pudiendo ser moldeados.

Se puede definir la plasticidad como la propiedad que habilita a las arcillas para cambiar de forma cuando están sujetas a una fuerza deformante superior a las fuerzas cohesivas y mantener esa forma cuando la fuerza deja de ser aplicada, y la forma permanece después que el agua es removida. Las arenas pueden ser moldeadas cuando están mojadas, pero el moldeado no perdura cuando se secan, por lo tanto, se puede definir a las arenas como suelos no plásticos [49].

Atterberg [74] estudió el comportamiento del suelo a través del rango de humedad en el cual se manifiesta la plasticidad. Es decir, el rango de humedad que va desde que el suelo comienza a comportarse plásticamente hasta que se hace viscoso, en el cual se describen los límites líquido y plástico; y se infiere la definición del estado plástico (índice de plasticidad).

Límite líquido (LL)

También es llamado límite superior de plasticidad y se puede definir como el contenido de humedad a la cual el suelo fluiría muy poco al aplicarle una fuerza. También se define como el contenido de humedad en el que el suelo pasa de plástico a viscoso, o semilíquido [49].

Límite plástico (LP)

También se lo conoce como límite inferior de plasticidad y se puede definir como el contenido de humedad a la cual el suelo puede ser escasamente arrollado en forma de fideo, con un diámetro de aproximadamente 3 mm. También se define como el contenido de humedad en el que el suelo pasa de friable o semisólido a plástico [49].

Índice de plasticidad (IP)

El índice de plasticidad, también llamado número de plasticidad es el margen de humedades dentro del cual el suelo se encuentra en estado plástico, o sea después del estado semisólido y antes del estado semilíquido. Se calcula como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico descrita en la ec. (3-3) [26].

$$IP = LL - LP \quad (3-3)$$

El límite plástico y el límite líquido dependen del porcentaje y tipo de arcillas; sin embargo, el índice de plasticidad depende generalmente del porcentaje de arcillas.

El comportamiento del suelo también puede describirse a través de métodos analíticos, mediante la evaluación numérica de la respuesta mecánica cuando este se somete a condiciones aproximadas a las experimentales; el contenido teórico necesario para desarrollar este análisis se aborda en la siguiente sección.

3.2 Método de elemento finito

El método de elemento finito (MEF), ha adquirido una gran importancia en la investigación y solución de problemáticas de la ingeniería, ya que permite resolver casos que hasta hace algún tiempo atrás eran prácticamente imposibles de resolver por los métodos analíticos. Esta circunstancia obligaba a realizar prototipos, ensayarlos e ir realizando mejoras de forma iterativa, lo que generaba costos elevados, tanto económicamente como en tiempo de desarrollo. Su estructura básica es conocida hace bastante tiempo y en los últimos años ha alcanzado gran desarrollo debido a la evolución de los medios computacionales en cuanto a la velocidad y capacidad de procesamiento, así como a las posibilidades de almacenamiento [75].

El MEF es un método numérico que permite resolver diversos problemas de ingeniería y varios fenómenos físicos. Entre sus aplicaciones están los análisis estructurales, transferencia de calor y masa, dinámica de fluidos, geotecnia, electromagnetismo, por mencionar algunos. Actualmente, es utilizado en problemas que involucran geometrías complicadas, cargas y propiedades de materiales de las cuales no es posible lograr soluciones analíticas. Por ende, se ha convertido en una herramienta ampliamente utilizada para aproximar la solución de problemas esfuerzo-deformación, entre los cuales destacan análisis de la interacción suelo-estructura y los análisis de compactación.

Las soluciones analíticas pueden ser representadas por medio de una expresión matemática que dan como resultado valores de las variables bajo análisis en cualquier ubicación en un sistema de interés. Estas soluciones, generalmente, requieren la solución de un conjunto de ecuaciones ordinarias, diferenciales o parciales, debido a las geometrías, cargas y propiedades del material, que generalmente no se puede obtener debido a su complejidad, por esto se busca una aproximación mediante un método numérico [76]. A continuación, se describe el Análisis por Elemento Finito.

3.2.1 Análisis por Elemento Finito

Un análisis por Elemento Finito implica la solución de un sistema de ecuaciones algebraicas simultáneas, en lugar de requerir una solución de ecuaciones diferenciales. El método consiste en realizar una aproximación de las incógnitas en números discretos de puntos en el continuo. Por esta razón, la modelación requiere una división de la geometría en unidades más pequeñas, llamados elementos finitos, este proceso se define como discretización. Cada uno de estos elementos contiene las propiedades del material bajo análisis mediante el planteamiento de una ecuación para cada uno, reuniendo las características de la geometría en general. De esta manera, el método de elemento finito en lugar de solucionar el problema para toda la geometría en una operación combina las ecuaciones de cada elemento para obtener una solución aproximada de toda la geometría; es importante mencionar que el comportamiento descrito por la simulación depende del tipo y geometría de los elementos, siendo de gran importancia conocer y analizar este factor para el correcto desarrollo de una simulación. En las secciones se muestran los tipos de elemento y geometría de estos.

3.2.1.1 Tipos de elementos

Un elemento se define como una representación matemática, el cual genera una matriz teniendo una interacción de cada elemento con los grados de libertad correspondientes en cada nodo que contiene. Ahora, los nodos son una localización en el espacio, en dicho espacio se considera que existen ciertos grados de libertad y acciones del sistema físico. La localización de cada nodo asociado con el elemento se denota con las coordenadas i, j, k y los elementos son conectados con nodos [77, 78].

Entre los elementos estructurales más comunes se encuentran los elementos tipo viga, placa, armadura, ladrillo, entre otros, estos son descritos a continuación:

Elementos tipo viga (Beam): este tipo de elemento posee dos nodos en cada extremo, presentado 6 grados de libertad por cada nodo, de los cuales 3 grados de libertad corresponden a desplazamientos, y 3 a rotaciones. Para la determinación de la geometría de este tipo de elemento es indispensable definir el área de sección transversal y el momento de inercia.

Elementos tipo placa (Plate): este elemento está conformado por elementos tipo viga, presentando un nodo en cada uno de sus vértices, en cada vértice contiene seis grados de libertad, el espesor de este

elemento es constante el cual debe ser definido. Estos elementos son muy usados en análisis de geometrías huecas y complejas.

Elementos tipo armadura (Shell): son elementos de área constante y se usan para análisis de comportamiento elástico, poseen tres grados de libertad los cuales son solo para rotación. Son elementos que presentan una longitud mucho mayor a su ancho y comúnmente se emplean en estructuras como edificios, puentes y torres.

Elementos tipo membrana (Membrane): son elementos de área conformados por tres o cuatro nodos, los cuales tienen tres grados de libertad cada uno, sin presentar rotación y son empleados para simular objetos como redes o tejidos.

Elementos tipo ladrillo o bloque (Brick): son elementos tridimensionales compuestos por la unión de seis u ocho nodos, sin grados de libertad rotacionales, estos elementos son ampliamente empleados en análisis de materiales isotrópicos.

Elementos tetraédricos y hexaédricos: Estos elementos poseen tres grados de libertad por nodo, y al igual que los elementos tipo bloque pueden ser usados para modelar estructuras tridimensionales. El tetraedro puede verse como una pirámide de base triangular, mientras que el hexaedro posee la misma geometría del elemento bloque, aunque el elemento hexaédrico otorga una mayor precisión debido a su formulación.

La aproximación realizada por el método depende en gran parte de la formulación constitutiva, pues ésta caracteriza el comportamiento material del objeto a analizar. Por tanto, la exactitud en las predicciones de comportamiento dependerá de la precisión que posea el modelo constitutivo. Por esta razón, es importante conocer los modelos constitutivos disponibles para el desarrollo del análisis. A continuación, se presentan los modelos disponibles usados en simulación en mecánica de suelos.

3.2.2 Modelos constitutivos para la simulación de la respuesta mecánica del suelo mediante MEF

Para la modelación de la respuesta mecánica del suelo se han desarrollado varios modelos constitutivos, puesto que el comportamiento material de éste es bastante complicado de describir, dada la gran variedad de suelos existentes y, además, ellos exhiben un comportamiento no lineal al estar sometidos a esfuerzos axiales, tanto en procesos de carga como de descarga [2]. Los modelos

constitutivos permiten establecer relaciones entre la carga aplicada y la deformación sufrida por el material permitiendo conocer el comportamiento de él en diferentes estados de esfuerzo [79].

Atendiendo a los elementos que definen la elasticidad y la plasticidad de los suelos, los modelos elastoplásticos son los más empleados en la simulación de su respuesta mecánica, ya que en función de la magnitud de las cargas aplicadas estos asumen que el suelo puede sufrir deformaciones plásticas, elásticas o elastoplásticas [80–84].

En diversas investigaciones se han desarrollado varios modelos constitutivos que describen al suelo como un material no lineal elástico o elastoplástico. De estos se les ha dado mayor uso los modelos elastoplástico de Mohr-Coulomb [85], Drucker y Prager [86] en sus versiones extendido y modificado; Cam Clay o Cambridge desarrollados por Roscoe et al. [87] y posteriormente modificado por Roscoe y Burland [88]; el modelo no lineal elástico desarrollado inicialmente por Kondner y Zelasko [89] y modificado por Duncan y Chang [90], y el modelo elastoplástico de Lade [91].

El modelo de Mohr-Coulomb se basa en un criterio de falla lineal y por su sencillez es empleado en múltiples investigaciones de suelos, rocas y hormigón [32, 92–94]. Además, se plantea como idóneo para evaluar la respuesta mecánica del suelo bajo estudio, primando en esta decisión en la facilidad de determinar sus parámetros, exactitud en la estimación de la relación esfuerzo-deformación del suelo, y su inclusión en la mayoría de los programas comerciales de análisis por elemento finito. Sin embargo, a pesar de estas ventajas, este modelo presenta imprecisiones que están relacionadas con la fase de deformación plástica, las cuales están vinculadas a los valores de los ángulos de fricción interna y fricción interna residual, por lo que es necesaria la estimación de las magnitudes de estos parámetros. Evidenciándose que la exactitud del modelo estará en función de las propiedades y parámetros de entrada. Es importante conocer la formulación del modelo de Mohr-Coulomb dentro de programa de elemento finito a utilizar, así como, los criterios de falla y las constantes requeridas, contenido mostrado a continuación.

3.2.2.1 Fundamentos del modelo Mohr-Coulomb en elemento finito

La formulación de modelo constitutivo de Mohr-Coulomb en el software ANSYS® para desarrollar una simulación parte de definir el comportamiento elástico isotrópico o anisotrópico del material, especificar la superficie de falla de Mohr-Coulomb en el espacio e ingresar las constantes del modelo, estos procedimientos se describen así:

Definición del comportamiento elástico del suelo.

Considerando el suelo como un material isotrópico, la matriz constitutiva elástica se formula a partir de la ley de Hooke para un estado de esfuerzos tridimensionales, el cual expresa que el módulo de elasticidad (E) y el coeficiente de Poisson (ν), son independientes de la orientación del material. Por consiguiente, la relación de esfuerzo deformación lineal elástica del caso isotrópico, también conocida como ley de Hooke generalizada y puede ser determinada a través de la ec. (3-7).

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \tau_{12} \\ \tau_{13} \\ \tau_{23} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_{11} \\ \epsilon_{22} \\ \epsilon_{33} \\ \epsilon_{12} \\ \epsilon_{13} \\ \epsilon_{23} \end{Bmatrix} \quad (3-7)$$

La ec. (3-7) permite obtener a partir del conocimiento del módulo de elasticidad (E) y la relación de Poisson (ν) el estado de esfuerzos en función de las deformaciones o viceversa; esto se cumple en la región en la cual se asume que el suelo se comporta de manera lineal.

Criterio de falla o de fluencia del modelo de Mohr-Coulomb

La definición de la superficie de falla de Mohr-Coulomb en el espacio asume que la cedencia en el material ocurre cuando la combinación de presión y esfuerzo cortante alcanza la cohesión de las partículas de material. La falla ocurre cuando la tensión de corte en cualquier plano del material alcanza este criterio:

$$\tau = c + \sigma_m \tan \phi \quad (3-8)$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}}{3} \quad (3-9)$$

donde τ es el esfuerzo cortante, c es la cohesión, σ_m es el esfuerzo promedio, y φ es el ángulo de fricción interno. Esta ley constitutiva describe un material elastoplástico perfecto como el que se describe en la Figura 3-8.

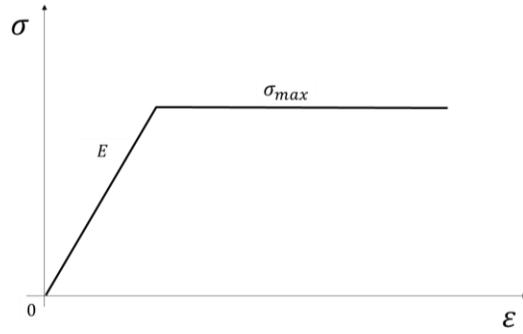


Figura 3-8. Ley constitutiva para un material elastoplástico perfecto [95].

A continuación, se muestra la superficie de falla del modelo de Mohr-Coulomb en el espacio de los esfuerzos principales.

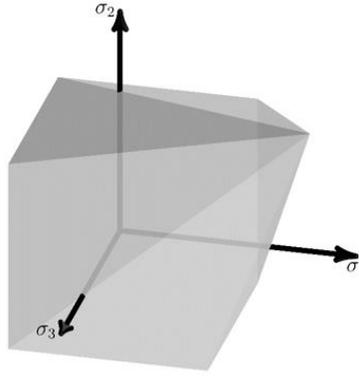


Figura 3-9. Superficie de falla Mohr-Coulomb en el espacio de los esfuerzos principales.

Una vez superada la etapa de cedencia inicial en el material, el modelo de Mohr-Coulomb opera en función del esfuerzo residual $f'_{MC}(\sigma)$ y está descrito por la siguiente expresión:

$$f'_{MC}(\sigma) = \sigma_m \sin \phi' + \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} \left(\cos \theta - \frac{\sin \theta \sin \phi'}{\sqrt{3}} \right) - c' \cos \phi' \quad (3-10)$$

donde c' es la cohesión residual y ϕ' es el ángulo de fricción residual. Para garantizar una disminución en el límite elástico, las constantes de superficie elástica residual deberían satisfacer:

$$\sigma_e = \sqrt{3J_2} \quad (3-11)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2 + \sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{13}^2] \quad (3-12)$$

En las formulaciones anteriores, σ_e corresponde al esfuerzo equivalente de von Mises o también llamado esfuerzo efectivo y J_2 es el segundo invariante del esfuerzo desviador [96].

Constantes del modelo

Una vez se comprende cómo opera el modelo matemático dentro del software ANSYS®, se desarrolla una metodología para determinar las propiedades mecánicas requeridas como parámetros de entrada por el modelo constitutivo Mohr-Coulomb (Tabla 3-1).

Tabla 3-1. Constantes del modelo Mohr-Coulomb.

SIMBOLO	NOMBRE	UNIDADES	RANGO
ϕ	Angulo de fricción interna	°	$0 \leq \phi < 90$
c	Cohesión	N/m ² o lbf/in ²	$c \geq 0$
ϕ'	Angulo de fricción residual	°	$0 \leq \phi' < \phi$
c'	Cohesión residual	N/m ² o lbf/in ²	$0 \leq c' < c$

Las propiedades enlistadas en la Tabla 3-1 se obtienen a partir de ensayos experimentales realizados en laboratorio utilizando ensayos de compresión triaxial. Este tipo de ensayos es considerado el más exacto para determinar las propiedades de cohesión, ángulo de fricción [54], además de permitir la determinación del módulo de elasticidad, o módulo de Young . Este módulo define la magnitud de los esfuerzos, durante la etapa de deformación elástica en función del coeficiente de Poisson.

En este capítulo se mostraron los fundamentos teóricos requeridos para el desarrollo de la tesis, consistiendo desde los ensayos experimentales necesarios para determinar las propiedades del suelo, y el análisis por elemento finito, en el que se describió de manera elemental el método, y los modelos de material dentro de los cuales, se utilizará el modelo de Mohr-Coulomb en el software ANSYS®. La metodología de los ensayos experimentales y simulación se muestra en el siguiente capítulo.

CAPÍTULO 4.

Materiales y métodos

En el presente capítulo se muestra el contenido metodológico de los ensayos experimentales realizados para la determinación de las propiedades y caracterización del suelo, así como el diseño de experimentos empleando estos. Finalmente, se describe el desarrollo del modelo de elemento finito para reproducir el ensayo de compresión triaxial rápido.

4.1 Metodología de experimentación

A continuación, se indica la metodología abordada para la realización de los ensayos experimentales, la información referente a la zona bajo estudio, las variables comprendidas en la investigación y la determinación de las propiedades físicas y mecánicas del suelo.

4.1.1 Zona de estudio

El estudio se realizó en el suelo del campo agrícola experimental de la División de Ciencias de la Vida (DICIVA) Campus Irapuato-Salamanca, que pertenece a la Universidad de Guanajuato, localizado en la ex Hacienda el Copal km 9 de la carretera Irapuato-Silao, Gto., (Figura 4-1) México. El área de estudio está localizada a 6° de declinación con una latitud de 20° 44.722' Norte y una longitud de 101° 19.661' Oeste a una altitud de 1730 metros sobre el nivel del mar.



Figura 4-1 Ubicación del área de estudio [97].

Es importante analizar la inferencia de ciertos factores en la investigación, pues conocer condiciones del suelo bajo estudio como condición de humedad natural y profundidad de interés, dan un panorama de las condiciones y características del terreno. Con el fin de analizar el efecto que tiene la profundidad en las propiedades del suelo, se realizan tomas de muestras de suelo en campo para el primero, denominado E₁, que abarca de 0 hasta 30 cm de profundidad, y el segundo, E₂, que considera desde 31 cm hasta 60 cm. Los ensayos experimentales realizados con sus respectivas variables a analizar se muestran en el siguiente apartado

4.1.2 Variables de estudio

Las variables bajo estudio se resumen a continuación en la Tabla 4-1, agrupadas dependiendo de la característica propia de cada variable, las cuales se detallan posteriormente.

Tabla 4-1. Variables de estudio.

ESTUDIO	PARÁMETRO	SÍMBOLO	UNIDADES
Granulometría	Fracción de arena en el suelo	%Arena	%
	Fracción de limo en el suelo	%Limo	%
	Fracción de arcilla en el suelo	%Arcilla	%
Relaciones de fase	Humedad natural	ω	%
	Peso específico húmedo	γ_m	gr/cm ³
	Peso específico seco	γ_d	gr/cm ³
Plasticidad	Límite líquido	<i>LL</i>	-
	Límite plástico	<i>LP</i>	-
	Índice de plasticidad	<i>IP</i>	-
Fisicoquímica	Materia orgánica	MO	%
Compactación	Peso específico máximo	γ_{max}	gr/cm ³
	Humedad óptima	ω_{opt}	%
	Grado de compactación	GC	%
Resistencia mecánica Compresión triaxial	Cohesión	C	Pa
	Ángulo de fricción	ϕ	°
	Módulo de elasticidad	E	Pa
	Relación de Poisson	ν	-

Para la determinación de las variables de estudio se requiere seguir una metodología con el fin de obtener y preparar el material de trabajo (suelo), la cual, está descrita en el manual de suelos y materiales emitido por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Este manual describe los procedimientos para la obtención de muestras, clasificación, secado disgregado y cuarteo de los suelos a los que se refieren las Normas N-CMT-1.01, N-CMT-1.02 y N-CMT-1.03 [98–100].

El muestreo consiste en obtener una porción representativa del material (suelo), al cual se le desea realizar el estudio. Estos procedimientos incluyen las operaciones de envase, identificación y transporte de las muestras (Figura 4-2). Para el análisis en laboratorio se toman muestras de material inalterado, o en estado natural, y muestreo de material integral.

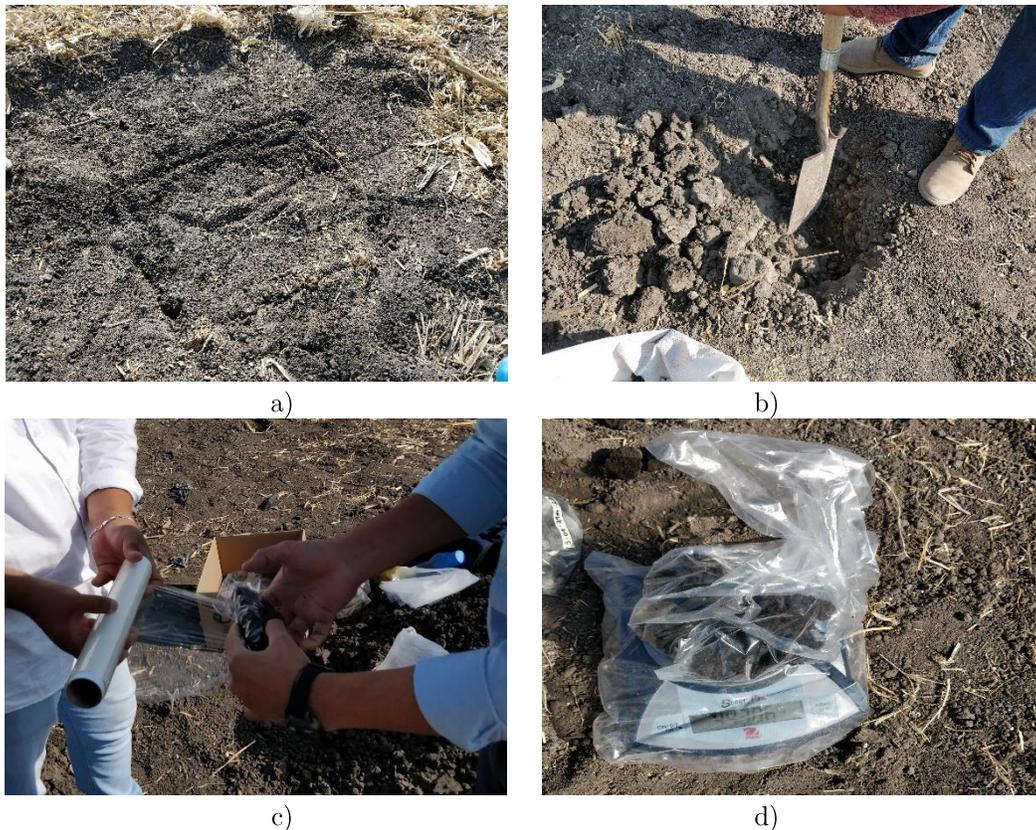


Figura 4-2. Procedimiento de muestreo de suelo a) limpieza de superficie, b) toma de la muestra, c) envase y d) identificación y pesaje.

El muestreo de material inalterado se realiza con el objetivo de conservar la estructura y el contenido de agua natural del suelo en el lugar donde se toma la muestra. Debido a este propósito, la obtención, envase y transporte del material requieren cuidados especiales realizados con el fin de no alterar estas

condiciones naturales. El muestreo de material integral, o alterado, son muestras constituidas por el disgregado del estrato de suelo en interés.

En seguida se preparan las muestras representativas del suelo para los análisis, mediante su secado, disgregado y cuarteo (Figura 4-3). El secado se realiza con el objetivo de facilitar las disgregación y manejo de las muestras. En el disgregado se busca separar las diferentes partículas aglomeradas que constituyen la muestra, el cual se efectúa sin romper las partículas duras, llevándose a un grado tal que permita reproducir en lo posible las condiciones de utilización del material en el campo.

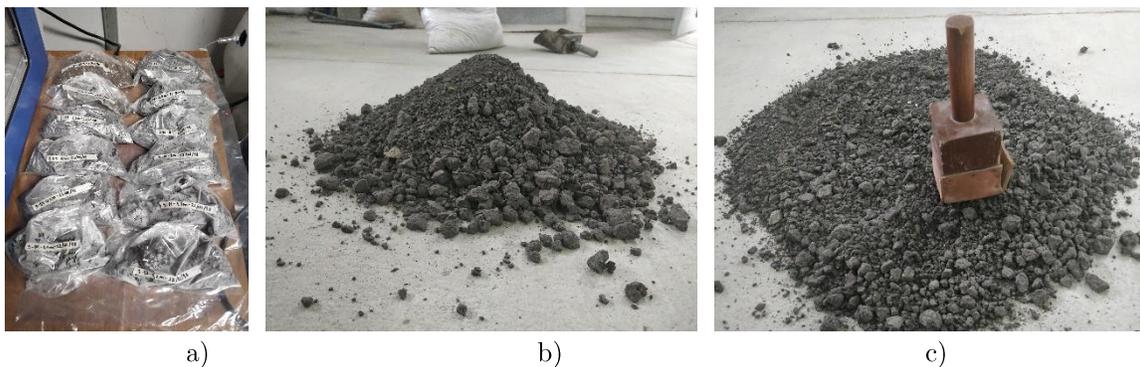


Figura 4-3. Preparación de la muestra de suelo a) clasificación, b) homogenizado, c) disgregado y cuarteo.

Una vez preparado el material se procede a realizar los análisis correspondientes, para determinar cada uno de los valores de las variables de estudio. Dicho análisis se describe a continuación.

4.1.2.1 Granulometría

Esta prueba se realiza bajo los procedimientos descritos en el manual de métodos de muestreo y pruebas de material a que se refieren las Normas N-CMT-1.01, N-CMT-1.02 y N-CMT-1.03 [98-100]. El cribado del material se hace primero a través de las mallas con la abertura más grande, hasta llegar a las más cerradas, imprimiendo al juego de mallas un movimiento vertical y de rotación horizontal, de tal manera que los tamaños mayores se van reteniendo, tal como se muestra en la Figura 4-4. Luego, se determina la masa que se retiene en cada malla, se calcula su porcentaje respecto al total y se determina el porcentaje de la masa que pasa.



a) b) c)
 Figura 4-4. Cribado con: a) malla 4, b) malla 40 y c) malla 200.

Una vez concluida la operación de cribado se obtienen las masas de los materiales retenidos en cada una de las mallas, mediante el uso de las ecs. (4-1) a (4-3) [98-100].

$$\%Retenido_i = \frac{W_{retenido_i}}{W_{total}} \quad (4-1)$$

$$\%Acumulado_i = \%Retenido_i + \%Acumulado_{i-1} \quad (4-2)$$

$$\%Pasa_i = 1 - \%Acumulado_i \quad (4-3)$$

Después de conocido el porcentaje de material retenido en cada una de las mallas, se procede a calcular las cantidades correspondiente a grava, arena y suelo fino, mediante las ecs. (4-4) a (4-6).

$$\%Grava = \%Retenido_4 \quad (4-4)$$

$$\%Arena = \%pasa_4 - \%Retenido_{200} \quad (4-5)$$

$$suelo\ fino = \%limo + \%Arcilla = \%Pasa_{200} \quad (4-6)$$

Una vez obtenidos los porcentajes de grava, arena y suelo fino se procede a analizar el porcentaje, e inferir su clasificación de acuerdo con el (SUCS).

4.1.2.2 Relaciones de fase

Para determinar las relaciones de fase del suelo bajo estudio, se trabajó con base a los procedimientos descritos en el manual de métodos de muestreo y pruebas de material en el apartado 1 título 04 y 08, a que se refieren las Normas N-CMT-1.01, N-CMT-1.02 y N-CMT-1.03 [98-100]. Con estos se determina la humedad a la cual se encuentra el suelo en su estado natural, el peso específico seco y el peso específico húmedo del suelo.

Humedad natural

Para determinar la humedad natural del suelo, se realizó el procedimiento según lo indicado por el Manual MMP-1-01, el cual consiste muestra de material el cual ha sido sellado previamente para preservar sus condiciones naturales y secarlo en el horno, para de esta manera calcular el porcentaje de la masa del agua, con relación a la masa de los sólidos.

Primeramente, se obtiene la masa del recipiente (crisol), éste se ingresa a la mufla durante 8 horas con el fin de secarlo y así eliminar la cantidad de humedad que este posee hasta que su peso sea constante. Luego, se coloca la porción de la muestra húmeda en el recipiente, se tapa, se determina la masa de conjunto y se registra. Finalmente, se introduce la muestra en el horno y se mantiene a una temperatura de 105 ± 5 °C durante 24 horas, hasta obtener masa constante; ya seca la muestra, se saca del horno y se coloca en el deseador, dejándola enfriar hasta la temperatura ambiente para después obtener la masa en su recipiente. Este procedimiento esta descrito en la Figura 4-5.

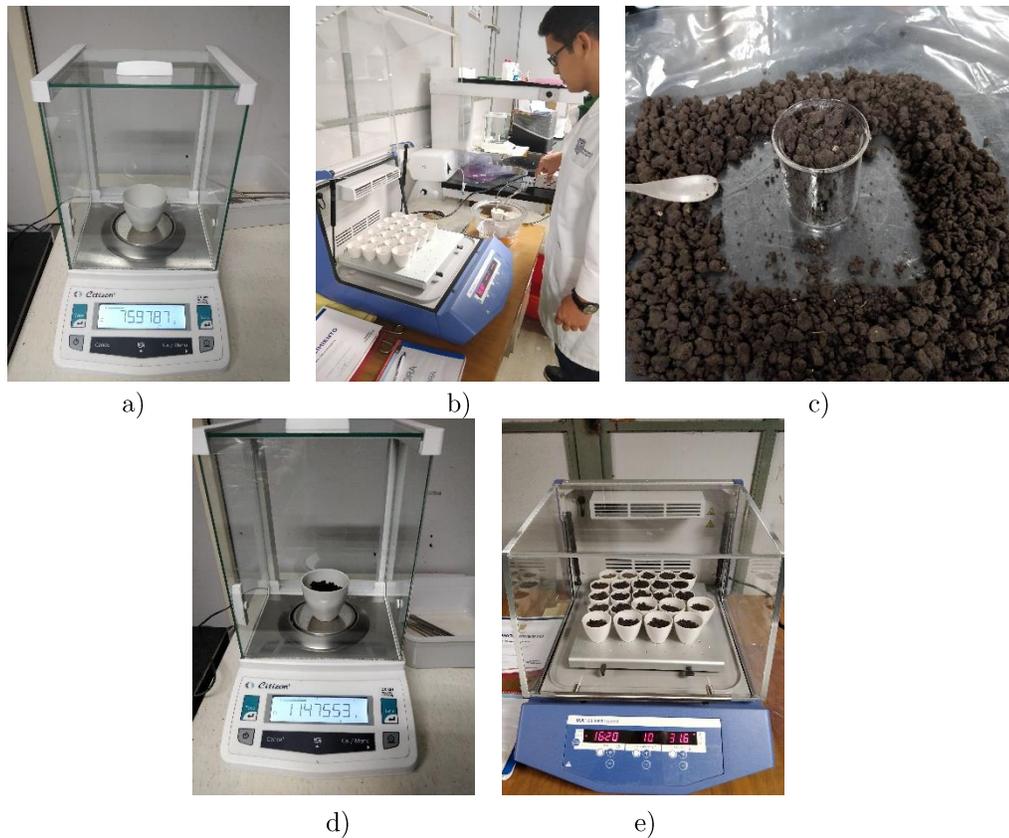


Figura 4-5. Determinación de la humedad natural del suelo: a) pesado crisol, b) secado crisol, c) muestra de suelo, d) pesaje de suelo y e) secado.

Una vez se determinan las masas de suelo húmedo y seco, el cálculo de la humedad se hace con la ec. (4-6):

$$\omega = \frac{W_{mh} - W_{ms}}{W_{ms}} \times 100 \quad (4-6)$$

donde ω es el porcentaje de humedad del suelo, W_{mh} es el peso de suelo húmedo, W_{ms} es el peso de suelo seco.

Peso específico seco

Para la determinación del peso específico seco del suelo se debe preparar una muestra de material, la cual se seca, se disgrega y se prepara la cantidad necesaria, todo acorde a lo indicado al Manual M-MMP-1-03, Secado, Disgregado y Cuarteo de Muestras.

Esta prueba permite determinar la relación entre la masa de los sólidos del suelo y el volumen total del mismo, una vez que la masa de la muestra ha sido corregida considerando el contenido de agua.

El cálculo del peso específico se puede efectuar mediante el uso de la ec. (4-7):

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} = \frac{\gamma_m}{100 + \omega} \times 100 \quad (4-7)$$

Donde γ_d es el peso específico seco del suelo (kg/m^3), W_s es el peso de los sólidos (kg), V_m es el volumen total del material (m^3), γ_m es el peso específico húmedo del suelo (kg/m^3), y ω es el porcentaje de humedad del suelo (%).

Esta prueba también se efectúa para suelo en estado natural y es conocida como peso específico natural γ_{dnat} , la cual se realiza mediante el método de la parafina acorde a la metodología descrita en el Manual M-MMP-1-08-03, Masas Volumétricas y Coeficientes de Variación Volumétrica.

El método de la parafina consiste en tomar un grumo o terrón de suelo, el cual se ata con un hilo y se sumerge en parafina líquida, y ésta, al secarse, crea una película alrededor de la muestra. La película de parafina tiene como función impermeabilizar la muestra al momento de sumergirla en el recipiente con agua, para realizar el peso de volumen desplazado en la balanza hidrostática. Procedimiento mostrado en la Figura 4-6.

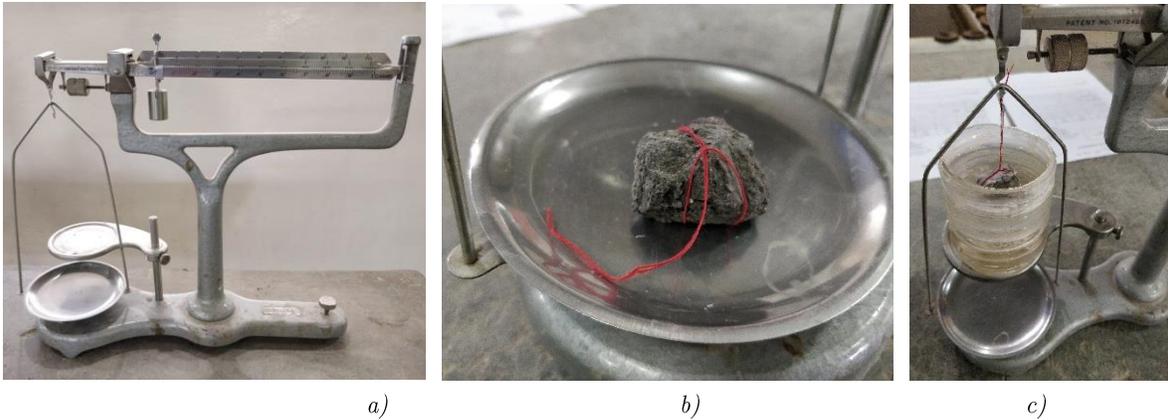


Figura 4-6. Método de la parafina, a) balanza hidrostática, b) grumo o muestra y c) peso del líquido desplazado.

En este procedimiento se calcula el volumen de la parafina que cubre cada uno de los especímenes, empleando la ec (4-8):

$$V_p = \frac{W_{mp} - W_m}{\gamma_p} \quad (4-8)$$

donde V_p es el volumen de la parafina que cubre el espécimen (cm^3), W_{mp} es la masa del espécimen cubierto con parafina (g), W_m es la masa del espécimen sin parafina (g), y γ_p es la densidad de la parafina, considerada como $0.97 \text{ (kg/m}^3\text{)}$.

Posteriormente, se calcula el volumen de cada uno de los especímenes sin parafina V_m , y el volumen del espécimen con parafina V_{mp} , empleando las ecs. (4-9) y (4-10):

$$V_m = V_{mp} - V_p \quad (4-9)$$

$$V_{mp} = \frac{W_{mp} - W'_{mp}}{\gamma_o} \quad (4-10)$$

donde W_{mp} es la masa del espécimen cubierto con parafina (g), W'_{mp} es la masa sumergida del espécimen cubierto con parafina (g), y γ_o es la masa volumétrica del agua, considerada como $1 \text{ (kg/m}^3\text{)}$.

Se calcula la masa volumétrica del material húmedo de cada uno de los especímenes, empleando la ec. (4-11):

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} \times 100 \quad (4-11)$$

donde γ_m es el peso específico húmedo del suelo (kg/m^3), W_m es la masa del espécimen sin parafina (kg), y V_m es el volumen del material (m^3).

Finalmente se calcula la masa volumétrica seca del material en estado natural, γ_{dnat} , empleando la ec. (4-12):

$$\gamma_{dnat} = \left(\frac{\gamma_m}{1+\omega} \right) \times 100 \quad (4-12)$$

Peso específico húmedo

La determinación del peso específico húmedo, γ_m , permite conocer la relación existente entre la masa total del material y el volumen total del mismo, en kg/m³. Esta prueba se puede determinar para el suelo en estado natural, suelto o compacto, dependiendo de lo deseado. Para la determinación del peso específico húmedo del suelo se debe reparar una muestra de material, la cual se seca, se disgrega y se prepara la cantidad necesaria, todo acorde a lo indicado al Manual M-MMP-1-03, Secado, Disgregado y Cuarteo de Muestras. Luego se obtiene la masa del recipiente con el material y se registra como W_m y finalmente se determina el contenido de agua del material de acuerdo con lo indicado en el Manual M-MMP-1-04, Contenido de agua, el cual se registra como ω .

El cálculo de la masa volumétrica del material húmedo, γ_m , para cada espécimen se realiza de igual manera a la empleada en la sección anterior, mediante la ec. (4-11).

Otro de los procedimientos que permiten clasificar el suelo y conocer sus propiedades, son los realizados mediante la determinación de las características plásticas del suelo, contenido que se desarrolla a continuación.

4.1.2.3 Clasificación por plasticidad

Las pruebas que se describen en este apartado permiten conocer las características de plasticidad, cuyos resultados se utilizan para la identificación y clasificación de los suelos de acuerdo con la carta de plasticidad. Para la determinación de los límites se toma una porción de suelo según lo indicado en el Manual M-MMP-1-01, Muestreo para Terracerías, y el M-MMP-1-03 Secado, Disgregado y Cuarteo de Muestras, en donde se criba una porción de aproximadamente 300 g del material a través de la malla N°40 (0.425 mm) y se coloca en una charola. Posteriormente, se preparan aproximadamente 250 g, al cual se le agrega el agua necesaria para saturar el material y se deja en reposo durante 24 h.

Límite líquido

Esta prueba consiste en determinar el contenido de agua con el cual un suelo plástico adquiere una resistencia al corte de 2.45 kPa; éste se considera como la frontera entre los estados semilíquido y plástico.

De la fracción de material preparado, se toma una porción aproximada de 150 g y se sigue la metodología descrita en el Manual M-MMP-1-07/07, Límites de Consistencia, para el procedimiento de la copa de Casagrande. El ensayo consiste en colocar una cantidad suficiente del material extendido en la copa para que, una vez extendido con la espátula, éste tenga un espesor de 8 a 10 mm en la parte central de la copa (Figura 4-7 a), y mediante el uso del ranurador se hace una abertura en la parte central del material contenido en la copa, como se muestra en la Figura 4-7 b.



Figura 4-7. Determinación de límite líquido, a) copa de Casagrande y b) muestra ranurada

Una vez colocado y ranurado el material, se acciona la manivela del equipo para hacer caer la copa a razón de dos golpes por segundo, y se registra el número de golpes necesarios para lograr que los bordes inferiores de la ranura se pongan en contacto en una longitud de 13 mm. Logrado lo anterior, se toman aproximadamente 10 g del material y se determina su contenido de humedad (ω). Después, se agrega agua al material y se homogeniza, se repite el procedimiento anterior hasta completar 4 determinaciones, la cantidad de agua que se agrega al material será tal que las cuatro determinaciones queden comprendidas entre 10 y 35 golpes. A partir de los resultados obtenidos se calcula el valor del límite líquido, LL para cada número de golpes mediante el uso de la ec. (4-12). Se calcula el promedio de los límites para cada determinación, siendo el límite líquido del material el promedio general.

$$LL = \omega \left(\frac{N^{\circ} \text{golpes}}{25} \right)^{0,121} \quad (4-12)$$

Límite plástico

Esta prueba consiste en determinar el contenido de agua con el cual un cilindro pequeño de suelo se rompe en tres partes al alcanzar un diámetro de 3 mm; éste se considera como la frontera entre los estados plástico y semisólido.

De la fracción del material preparado, se toma una porción de tamaño tal que se pueda formar una esfera de aproximadamente 12 mm de diámetro, la que se moldea con los dedos para que pierda agua y se manipula sobre la palma de la mano para formar un cilindro. Este cilindro se hace girar con los dedos sobre una placa de vidrio para reducir su diámetro hasta que sea aproximadamente de 3 mm en toda su longitud. Si al alcanzar un diámetro de 3 mm el cilindro no se rompe en tres secciones simultáneamente, significa que su contenido de agua es superior al del límite plástico, LP, como se muestra en la Figura 4-8. En tal caso se debe juntar nuevamente todo el material formando nuevamente la pequeña esfera manipulándola para que pierda agua, y nuevamente se repite el procedimiento hasta que el cilindro se rompa en tres segmentos precisamente en el momento de alcanzar dicho diámetro. Enseguida, se procede a calcular su contenido de humedad para cada determinación, dicha prueba se efectúa múltiples veces (Figura 4-8), donde el promedio de dichos resultados equivale al límite líquido.



Figura 4-8. Ensayo experimental para determinar el LP de la muestra de suelo.

Índice de plasticidad

Una vez calculados los límites líquido y plástico, se determina el índice de plasticidad, mediante la ec. (4-13):

$$IP = LL - LP \quad (4-13)$$

donde IP es el índice de plasticidad, LL es el límite líquido, y LP es el límite plástico.

A partir del índice de plasticidad y el límite líquido, se puede clasificar un suelo fino con unas propiedades físicas y de resistencia generales, por medio de la carta de plasticidad mostrado en la Figura 4-9.

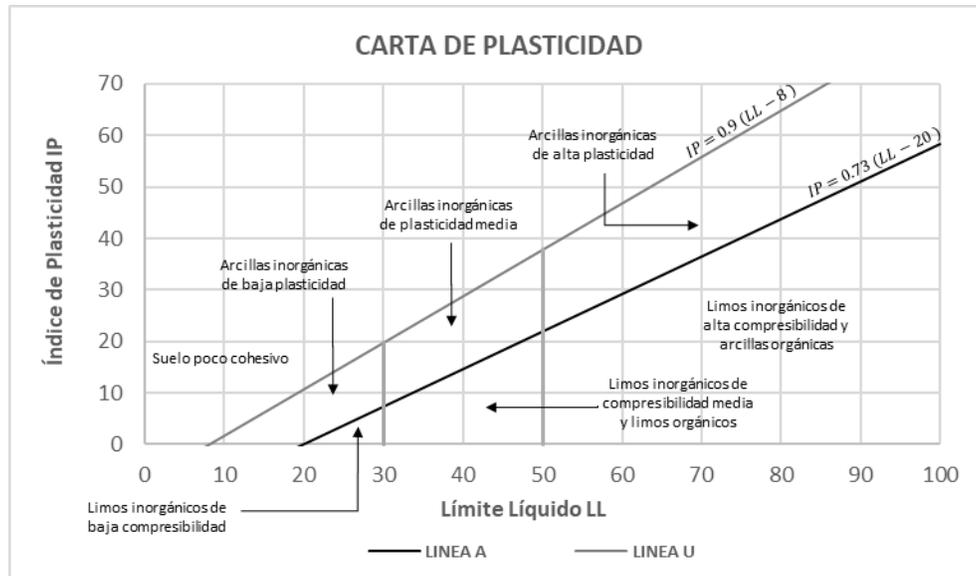


Figura 4-9. Carta de plasticidad [16].

La clasificación mediante la carta mostrada en la Figura 4-9, permite tener una idea aproximada del comportamiento mecánico del suelo, y si éste tiene propiedades como compresibilidad, plasticidad. Además, permite ubicar suelos poco cohesivos o diferenciar entre un limo y una arcilla, y si estos contienen un alto o bajo contenido de materia orgánica, lo cual hace necesario cuantificar esta propiedad.

4.1.2.4 Contenido de materia orgánica

El desarrollo de esta práctica permite determinar del contenido de materia orgánica en el suelo mediante la oxidación a través de la técnica de titulación. La materia orgánica, (MO), contenida en el suelo está compuesta por ácidos húmicos, fúlvicos y humín, dichas moléculas son productos de la descomposición de origen animal y/o vegetal [70].

Los procedimientos para la determinación del contenido de materia orgánica se realizan bajo la Norma Mexicana NMX-AA-21 [101].

Para la realización de la práctica se requiere realizar un trabajo de previo el cual consisten en la preparación de los siguientes reactivos:

- $K_2Cr_2O_7$ 1N: pesar 49.04 g deshidratado, disolver y aforar con agua destilada en el matraz de 1 L.
- $Fe (NH_4)_2(SO_4)_2 \cdot 6H_2O$, 0.5N: disolver 196.1 g en 800 ml de agua destilada, agregar 20 ml de H_2SO_4 concentrado y llevar la solución hasta 1 L en un matraz aforado.
- Difenilamina: disolver 0.5 g en 20 ml de agua y 100 ml de H_2SO_4 concentrado, mezclar y almacenar en un frasco color ámbar.
- Para la realización de la práctica se requiere haber pasado previamente el suelo a través de la Malla N°10 y una vez realizado lo anterior, la obtención de la materia orgánica se realiza conforme al siguiente procedimiento:
 - Pesar 0.5 g de suelo y colocarlo en los matraces Erlenmeyer de 500 ml.
 - Agregar 10 ml de $K_2Cr_2O_7$ 1N y homogeneizar.
 - Agregar 20 ml H_2SO_4 concentrado y dejar agitándose durante 1 minuto, mantener en reposo durante 20 minutos.
 - Agregar 200 ml de agua destilada, 10 ml de H_3PO_4 concentrado y dos gotas de difenilamina.
 - Titular con la solución de $Fe (NH_4)_2(SO_4)_2 \cdot 6H_2O$, 0.5N, inicialmente se observará una coloración café en la solución, esta pasará a un color verde seco y al final de la titulación será un verde brillante.
 - Al mismo tiempo que se corre la muestra, se debe correr un blanco o testigo con los pasos antes descritos.

Finalmente, el contenido de materia orgánica se puede obtener mediante las ecs. (4-14) a (4-16).

$$\%MO = 10 \left(1 - \frac{A}{B} \right) F \quad (4-14)$$

$$meq_{COx/g} = \left(\frac{B-A}{g} \right) \times N \quad (4-15)$$

$$\%C_{org} = \left(meq_{COx/g} \right) 0,39 \quad (4-16)$$

donde A son los mililitros de $Fe (NH_4)_2(SO_4)_2 \cdot 6H_2O$, 0.5N gastados al titular el problema, B son los mililitros de $Fe (NH_4)_2(SO_4)_2 \cdot 6H_2O$, 0.5N gastados al titular el problema en blanco o testigo, F es el factor, $meq_{COx/g}$ son los miliequivalentes de carbono oxidado por gramos de suelo seco, N es la

normalidad exacta del Fe $(\text{NH}_4)_2(\text{SO}_4)_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$, g son los gramos de la muestra seca y $\%C_{org}$ es el porcentaje de carbono orgánico.

El valor de F se obtiene de acuerdo con la ec. (4-17):

$$F = (N \text{ del } K_2Cr_2O_7) \frac{12}{4000} \left(\frac{1,72}{0,77} \right) \frac{100}{\text{Peso de la muestra}} \quad (4-17)$$

donde $\frac{12}{4000}$ corresponde al peso equivalente del carbono, 1.72 es el factor de conversión de carbono a material orgánica y 0.77 es la eficiencia del carbono para oxidar al carbono.

Otro de los estudios considerados en el análisis de las propiedades del suelo, es el análisis de compactación, el cual se desarrolla en la siguiente sección.

4.1.2.5 Compactación

Para determinar la curva de compactación del material se utiliza el ensayo PROCTOR. A partir de este se infiere la masa volumétrica seca máxima y el contenido de agua óptimo del suelo. Consiste en determinar las masas volumétricas secas de un material compactado con diferentes contenidos de humedad, mediante la aplicación de una misma energía de compactación y graficando los puntos correspondientes a cada determinación, trazar la curva de compactación del material.

Este procedimiento se realiza acorde a lo descrito en la prueba AASHTO-PROCTOR estándar (AASHTOT 99-95) y el Manual M-MMP-1-09/06, Compactación AASHTO.

La preparación de la muestra se obtiene según se establece en el Manual M-MMP-1-01, Muestreo de Materiales para Terracerías, en el cual se especifica separa por cuarteos una porción representativa de aproximadamente 4 kg, para luego ser cribado a través de la malla N°4 (4.75 mm), acorde a lo descrito en el Manual M-MMP-1-03, Secado, Disgregado y Cuarteo de Muestras (Figura 4-10 a).

Una vez realizado lo anterior, se coloca una de las fracciones de material en el molde de prueba, el cual se apoya sobre el bloque de concreto para compactar el material con el pisón (Figura 4-10 b), aplicando 25 golpes uniformemente repartidos en la superficie de capa con una caída de 30.5 cm. Se escarifica ligeramente la superficie de la capa compactada (Figura 4-10 c) y se repite el procedimiento descrito para cada una de las 3 capas subyacentes (Figura 4-10 d). Terminada la compactación de todas las capas, se retira la extensión del molde, se verifica que el material no sobresalga del cilindro

más de 1.5 cm y luego se enrasa cuidadosamente el espécimen, como se puede observar en la Figura 4-10 e.



Figura 4-10. Preparación de una probeta para el ensayo PROCTOR, a) disgregado del material, b) molde, c) escarificación de probeta, d) apisonamiento de la probeta, e) probeta enrasada, f) pesaje de la probeta con molde, g) separación de probeta y molde, h) separación de probeta, e i) probeta compactada.

Posteriormente, se determina la masa de la probeta formada junto con el cilindro (Figura 4-10 f), para luego, retirarla del molde con ayuda de una prensa (Figura 4-10 g y Figura 4-10 h); de la probeta se saca una porción representativa y finalmente, determinar su contenido de humedad ω

correspondiente al espécimen. Se repite este procedimiento incrementando el contenido de humedad, para definir convenientemente la variación de la masa volumétrica de los especímenes elaborados respecto a sus contenidos de agua, lo cual se conoce como curva de compactación, y a partir de esta inferir el peso específico máximo y su humedad óptima.

Peso específico máximo y humedad óptima

La curva típica de compactación de la prueba PROCTOR se muestra en la Figura 4-11, en la cual se observa el peso específico, γ_d , en el eje de las ordenadas, mientras que el eje de las abscisas se muestra el porcentaje de humedad, ω . En la gráfica se observa que al incrementar el porcentaje de humedad gradualmente, el peso específico se aproximará a un comportamiento parabólico, presentando un peso específico máximo para una determinada humedad, conocida como humedad óptima, El comportamiento del suelo descrito por la curva previo a la humedad óptima se conoce en mecánica de suelos como rama seca, y el comportamiento posterior a la humedad óptima, se conoce como rama húmeda.

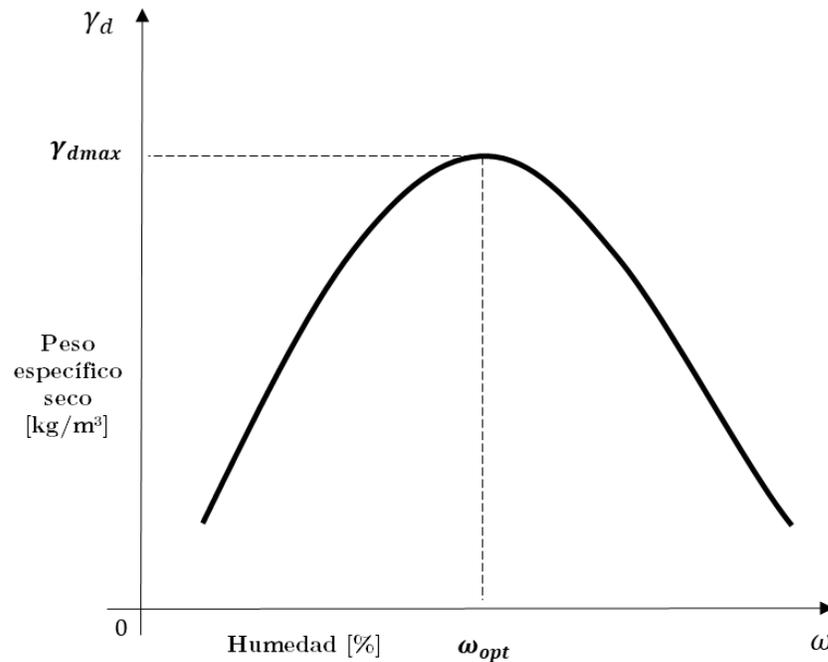


Figura 4-11. Ejemplo de una curva de compactación de suelo.

A partir de la curva de compactación, se determina la variación del peso específico seco del material para diferentes contenidos de agua con una misma energía de compactación; para de esta manera inferir su peso específico seco máximo, γ_{dmax} , y su contenido de agua óptimo, ω_{opt} .

Grado de compactación

Una vez conocido el peso específico máximo, γ_{dmax} , resultado de la curva de compactación de la prueba PROCTOR y mediante la determinación del peso volumétrico en estado natural, se puede inferir el grado de compactación que tiene el suelo mediante el uso de la ec. (4-18).

$$\%GC = \frac{\gamma_{dnat}}{\gamma_{dmax}} \times 100 \quad (4-18)$$

donde $\%GC$ es el grado de compactación, γ_{dnat} es el peso específico seco del suelo en estado natural, y γ_{dmax} es el peso específico seco máximo.

El estudio de compactación de suelo, a través del ensayo PROCTOR, además de permitir determinar el grado de compactación, permite direccionar el análisis a una zona de interés específico, pues, un análisis de suelo para obras civiles se sitúa gentamente en la rama húmeda de la curva de compactación, y un análisis de suelo agrícola, se sitúa en la rama seca de la curva de compactación. La determinación de esta curva es indispensable para la realización de los ensayos de compresión triaxial, pues se deben identificar los niveles de humedad a los cuales se realizan los ensayos.

4.1.2.6 Ensayo de compresión triaxial UU

Los ensayos de compresión triaxial se realizan conforme a la metodología establecida en la norma ASTM D2850. Este método de prueba cubre la determinación de la resistencia y las relaciones esfuerzo-deformación de una muestra cilíndrica de suelo cohesivo. Las muestras se someten a una presión de fluido de confinamiento en una cámara triaxial, en la cual no se permite drenaje de la muestra durante la prueba. El espécimen se hace fallar en compresión a una tasa constante de deformación axial.

4.1.2.6.1 Equipo y materiales

Para determinar las propiedades mecánicas del suelo, las pruebas experimentales se realizaron con los siguientes materiales y equipos: equipo de compresión triaxial, membranas de látex, y algunos aparatos de medición; estos se describen a continuación.

Equipo de compresión triaxial

El equipo disponible es el Digital Tritest 50 Load Frame de la marca ELE International, que pertenece a la Universidad de Guanajuato y se encuentra en el Laboratorio de Mecánica de Suelos La Perlita. El equipo consta de un dispositivo de carga hidráulico con capacidad de 50 kN y control para

proporcionar una velocidad en el rango de 0.00001 - 9.99999 mm/min (Figura 4-12). El dispositivo de medición de carga axial es un anillo de carga capaz de medir con una precisión del 1% de la carga de falla. Consta de un indicador de deformación vertical de la muestra, que proporciona una medición de 0.03% de la altura de la muestra.

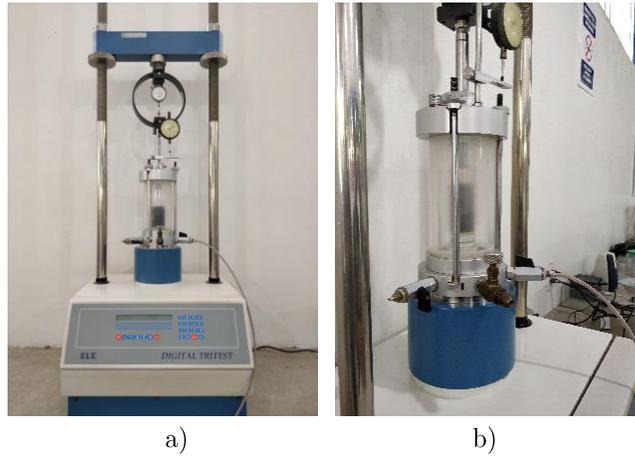


Figura 4-12. Equipo de compresión triaxial a) vista frontal y b) cámara de compresión.

Membranas de látex

Las membranas utilizadas para recubrir la muestra deben proporcionar una protección fiable contra el líquido confinante (Figura 4-13 a). Para ofrecer una restricción mínima a la muestra, el diámetro de la membrana sin estirar debe estar entre el 90 y 95% de la del espécimen, y su grosor no debe exceder el 1% del diámetro. La membrana se sella a la base de la muestra y al parte superior con juntas tóricas de goma (Figura 4-13 b).

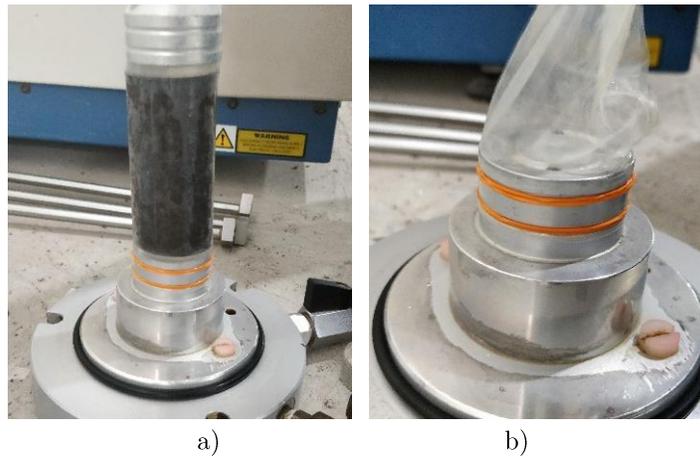


Figura 4-13. Membranas de látex para la prueba triaxial rápida a) probeta recubierta con la membrana y b) sello con juntas tóricas de goma.

Dispositivos de medición

Para dimensionar los especímenes se hace uso de un vernier, con el cual se registra la altura y el diámetro de los especímenes, con una precisión dentro del 0.1% de su longitud real, y se realiza de tal manera que su uso no altere la muestra. Además, se empleó una balanza para calcular la masa de los especímenes; ésta se ajusta a las especificaciones de la Normal ASTM D 4753, y cuenta con una precisión mayor al 0.1% de la masa de la probeta.

Una vez conocidos los equipos y materiales necesarios para la realización de los ensayos de compresión triaxial, s

4.1.2.6.2 Procedimientos de la prueba triaxial

A continuación, se describe la metodología a seguir para realizar los ensayos de compresión triaxial, en la cual se describe la conformación de especímenes, la descripción del ensayo y los cálculos posteriores.

Formación de especímenes

Para obtener las propiedades mecánicas de cohesión y ángulo de fricción, se requiere realizar 3 pruebas a diferente presión de confinamiento. Para lo anterior se preparan un espécimen extra por si fuese necesario verificar algún resultado. Los especímenes se pueden obtener de muestras inalteradas, labradas en torno especial, o de muestras alteradas. En este último caso se remoldean, utilizando un molde y un pisón, compactando el suelo y reproduciendo cierto peso volumétrico (Figura 4-14 a). Los especímenes se hacen de forma cilíndrica con una relación altura-diámetro 2:1. Para la realización de la prueba se debe cumplir que el diámetro de la probeta sea 5 veces mayor al de la partícula de mayor tamaño, por ende, el material (suelo) usado se tamiza previamente a través de la malla N°4 (0.425 mm). Finalmente, se colocan en recipientes de cristal (figura 4-14 b) y se registran sus dimensiones en el formato para ensayo triaxial (Anexo A): diámetro superior (D_s), diámetro central (D_c) y diámetro inferior (D_i), así como, su altura media (H_m), y peso (W). Los especímenes conformados se introducen en un recipiente hermético para evitar que pierdan humedad.

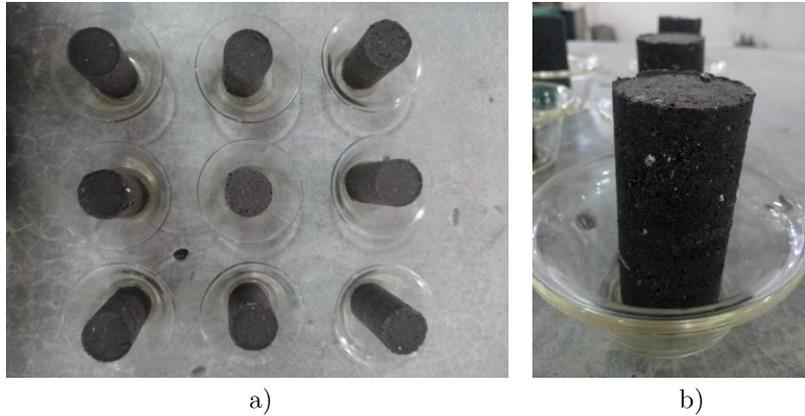


Figura 4-14. Conformación de especímenes para la prueba triaxial, a) especímenes conformados en recipientes de cristal y b) vista lateral de espécimen.

Ensayo de especímenes

Una vez registradas las dimensiones del espécimen, éste es colocado en la base de la cámara triaxial, se le coloca el cabezal sobre esta y se cubre el espécimen con la membrana de látex, ligada perfectamente para evitar que el líquido confinante penetre (Figura 4-15 a).

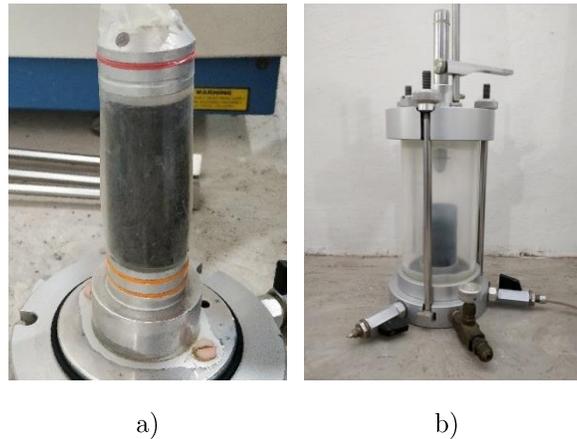


Figura 4-15. Preparación de especímenes para ensayo triaxial a) cobertura del espécimen con la membrana de latex y b) ensamblado de la cámara triaxial.

Posteriormente, se arma la cámara (Figura 4-15 b) y se coloca la prensa, utilizando la manivela que sube la cámara hasta que el micrómetro que indica la carga se mueva una unidad y se procede a introducir el líquido confinante, como se muestra en la Figura 4-16.

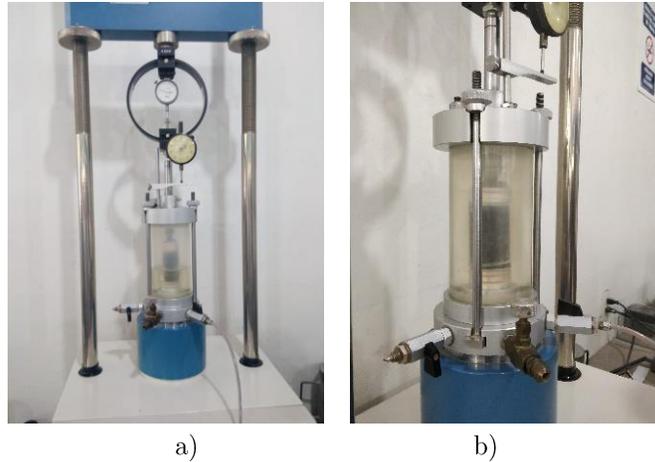


Figura 4-16. Ensayo de compresión triaxial, a) llenado de la cámara triaxial y b) aplicación de carga al espécimen.

Una vez que se ajusta la velocidad y los extensómetros, se aplica la carga; se registran las lecturas de carga y deformación cada 30 segundos, hasta que la carga no cambie durante 3 o más registros, también se puede suspender el ensayo al presentarse una lectura de deformación equivalente al 20 % de la longitud inicial del espécimen.

Por último, se elimina la presión de confinamiento y se retira el espécimen que falló. Éste se somete a secado en el horno para obtener su contenido de humedad y se repite el procedimiento para los especímenes restantes a diferente presión de confinamiento.

Cálculos

Con los datos registrados del anillo de carga se determina el estado de esfuerzo para cada valor de deformación dado, mediante el uso de la ecuación característica del equipo de compresión triaxial, ec. (4-15):

$$F_i = 0.11427 + 0.31313 L_c - 4.60912 \times 10^{-6} L_c^2 \quad (4-15)$$

donde F_i es la fuerza ejercida por la prensa sobre el espécimen para cada lectura de carga en kg, L_c es la lectura del anillo de carga.

Para el cálculo de los esfuerzos es necesario conocer el área media, A_m , sobre la cual está siendo aplicada la fuerza en el espécimen, esta se aproxima en la ec. (4-16):

$$A_m = \left(\frac{A_s + 4A_c + A_i}{6} \right) \quad (4-16)$$

donde A_m es el área transversal media del espécimen, A_s es el área transversal superior del espécimen, correspondiente al diámetro superior D_s , A_c es el área transversal central del espécimen, A_c es el área transversal central del espécimen, correspondiente al diámetro central D_c , A_i es el área transversal inferior del espécimen, correspondiente al diámetro inferior D_i ,

La deformación axial ocasionada por la carga que soporta el espécimen en cada lectura registrada se determina mediante la ec. (4-17).

$$\varepsilon_i = \frac{L_i}{H_m} \quad (4-17)$$

donde ε_i es la deformación axial del espécimen en cada lectura registrada, L_i es la lectura de deformación registrada en cada lectura, H_m es la altura media del espécimen.

Una vez conocida el área media, A_m , y la deformación axial, ε_i , se puede obtener el área corregida, A_{ci} , a medida que el espécimen se va deformando con la ec. (4-18):

$$A_{ci} = \frac{A_m}{1-\varepsilon_i} \quad (4-18)$$

Así, el esfuerzo normal sometido en el espécimen, se determina mediante la ec. (4-19).

$$\sigma_i = \frac{F_i}{A_{ci}} \quad (4-19)$$

donde σ_i es el esfuerzo normal efectuado sobre el espécimen en cada lectura registrada en kg/cm², F_i es la fuerza ejercida por la prensa sobre el espécimen para cada lectura de carga en kg, A_m es el área transversal media del espécimen en cm².

A partir de la prueba triaxial rápida, se obtiene la curva esfuerzo-deformación de las probetas de suelo. Posteriormente, a partir de las curvas de esfuerzo-deformación a los diferentes confinamientos, se procede a determinar las propiedades mecánicas del suelo requeridas para alimentar el modelo de elemento finito, como se describe en la siguiente sección.

4.1.3 Determinación de propiedades mecánicas del suelo

El objetivo principal de la realización del ensayo de compresión triaxial es determinar los parámetros elásticos y los parámetros de resistencia del suelo. Los siguientes apartados muestran cómo se determinaron los parámetros mencionados.

4.1.3.1 Parámetros elásticos

Lo parámetros elásticos del suelo determinados en esta sección son el módulo de elasticidad (E) y relación de Poisson (ν).

Módulo de Young

Debido al comportamiento no lineal del suelo, no siempre es conveniente usar el módulo de rigidez tangente a la parte inicial de la curva esfuerzo-deformación. Se recomienda usar un módulo correspondiente a la pendiente de la recta entre el origen y un punto correspondiente entre el 50 y el 60 % de la resistencia máxima en la curva esfuerzo-deformación, como se muestra en la Figura 4-17.

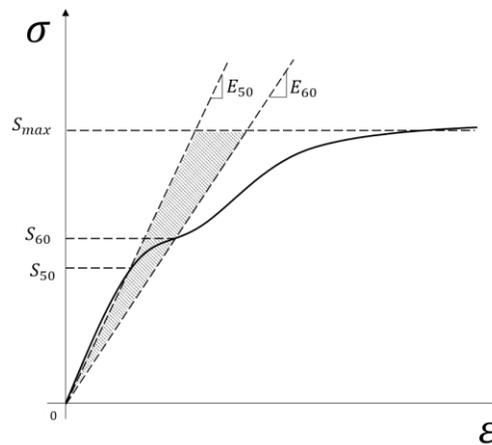


Figura 4-17. Gráfico de estimación del módulo de rigidez.

En la Figura 4-17, E_{50} es el módulo de rigidez correspondiente al 50% de la resistencia máxima, E_{60} es el módulo de rigidez correspondiente al 60% de la resistencia máxima, S_{50} es la resistencia correspondiente al 50% de la resistencia máxima, S_{60} es la resistencia correspondiente al 60% de la resistencia máxima y S_{max} es la resistencia máxima.

Relación de Poisson

La relación de Poisson, ν , es de uno de los parámetros más difíciles de evaluar en mecánica de suelos, pero dado que el modelo considerado (Mohr-Coulomb) en este estudio requiere este parámetro, mediante la clasificación física del suelo se puede encontrar un rango de módulos de Poisson acorde a el tipo de suelo bajo estudio dependiendo de la cantidad de grava, arena y arcilla que este contenga, los cuales han sido reportados en investigaciones previas para suelos arcillosos no saturados como un rango que oscila entre 0,2 y 0,3 [102].

4.1.3.2 Parámetros de resistencia

Para la determinación de los parámetros de resistencia del suelo se emplea el método gráfico de los círculos de Mohr, ver Figura 4-18. El método permite determinar el estado tensional en los distintos puntos de un cuerpo. El radio del círculo está descrito por $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$, y su centro por $(\sigma_1 + \sigma_3) / 2$, en donde el eje vertical corresponde a los esfuerzos cortantes y el eje horizontal a los esfuerzos normales. Generando los círculos para cada nivel de esfuerzos al cual se somete el suelo, que para el caso del ensayo de compresión triaxial corresponde a cada nivel de confinamiento, se traza una recta tangente a los mismos hasta cortar el eje vertical, la cual se denomina envolvente de falla. La ordenada al origen de esta recta se denomina cohesión (c) y la inclinación de dicha recta es el ángulo de fricción interno (ϕ).

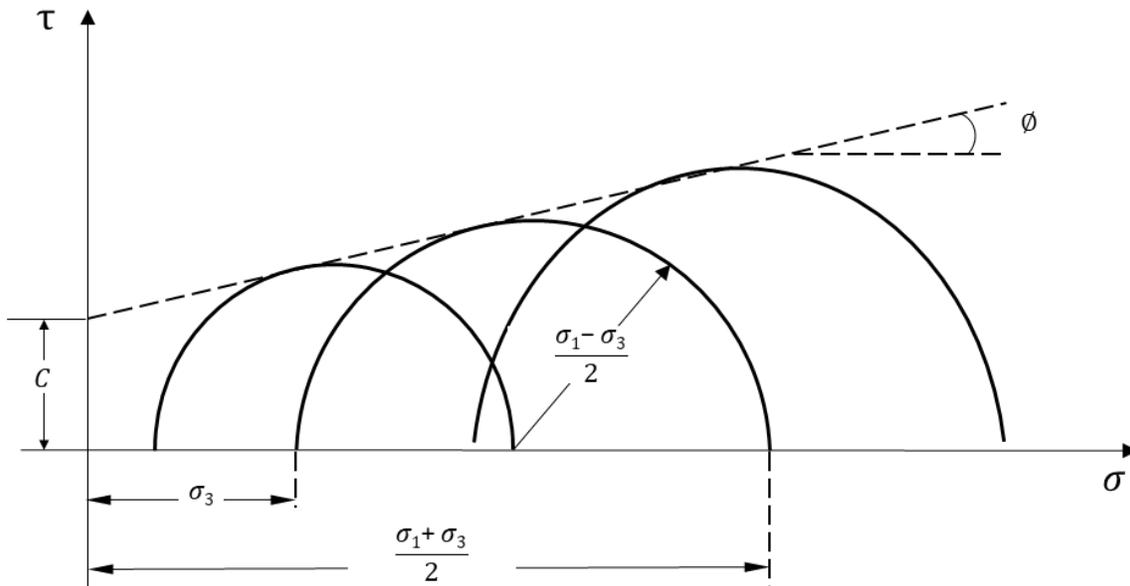


Figura 4-18. Método gráfico Círculo de Mohr-Coulomb [32].

Una vez conocida la metodología para la realización de los ensayos y determinación de las propiedades del suelo bajo estudio, se propone un diseño de experimentos para llevar a cabo estos procedimientos. El diseño de experimentos propuesto es descrito en el siguiente numeral.

4.2 Diseño de experimentos

Se desarrolla un diseño de experimentos para llevar a cabo las pruebas experimentales y así, una vez obtenidos los resultados, determinar de las propiedades mecánicas. Para el análisis se emplea un diseño

factorial multinivel, en el cual las variables analizadas son el contenido de materia orgánica y el porcentaje de humedad del suelo.

Los niveles del contenido de material orgánica se determinan de dos estratos de suelo, el primero, denominado E_1 , que abarca de 0 hasta 30 cm de profundidad, y el segundo, E_2 , que considera desde 31 cm hasta 60 cm.

Los niveles del porcentaje de humedad se determinan del análisis de compactación mediante el ensayo PROCTOR. En el cual se obtiene el porcentaje de humedad óptimo, y a partir de este se direcciona el estudio a una zona de interés agrícola. Esta zona de interés corresponde al comportamiento del suelo descrito por la curva de compactación previo a la humedad óptima, y es conocida en mecánica de suelos como rama seca. Los niveles de humedad a los cuales se realizan los ensayos de compresión triaxial se encuentran dentro del rango de humedades de la rama seca. De esta manera, se realizaron pruebas triaxiales a tres niveles de humedad, siendo estos 10%, 20% y como tercero el valor correspondiente a la humedad óptima.

Finalmente, los ensayos triaxiales se realizan a tres presiones de confinamiento σ_3 , de los cuales es necesario hacer tres réplicas del ensayo para cada espécimen, obteniendo un total de 54 ensayos.

4.3 Metodología de simulación

A continuación, se muestra la metodología necesaria para el desarrollo del modelo computacional que reproduce el comportamiento mecánico del espécimen mediante la simulación del ensayo de compresión triaxial en el software de análisis por elemento finito ANSYS® Workbench. Este procedimiento sigue los siguientes pasos: descripción del problema, modelo de material, parámetros del modelo de material, geometría del modelo, tipo de elemento, discretización de la probeta o mallado, condiciones de frontera, solución y postproceso, los cuales son descritos a continuación.

4.3.1 Descripción del problema

Se busca reproducir el ensayo de compresión triaxial rápido, sin consolidar, no drenado, de una probeta cilíndrica de suelo, con las dimensiones y procedimientos especificados en la norma ASTM D2850, en la cual el espécimen se hace fallar por compresión a una tasa constante de deformación axial. La prueba descrita en la sección 4.1.2.6 se idealizó para representar el ensayo de compresión triaxial sin

la representación de los discos porosos de la parte superior e inferior que interactúan con el espécimen, pues sus efectos se consideran al establecer las condiciones de frontera. El análisis en el software se realiza como un análisis estático estructural aplicado a un modelo de material, proceso descrito a en el siguiente apartado.

4.3.2 Modelo de material

El modelo de material empleado para la simulación del ensayo de compresión triaxial en suelo es el modelo de Mohr-Coulomb, en el cual es importante tener en cuenta que no representa el comportamiento elastoplástico progresivo, sino que éste toma un comportamiento elástico perfectamente plástico [7]. Los parámetros que el modelo de Mohr-Coulomb requiere para la simulación, son descritos en el siguiente numeral.

4.3.3 Parámetros requeridos

La formulación del modelo de Mohr-Coulomb involucra dos elementos generales: la elasticidad perfecta la cual, está definida por el módulo de elasticidad (E) y la relación de Poisson (ν); y la plasticidad, asociada al desarrollo de deformaciones plásticas o irreversibles, descrita por la cohesión (c) y el ángulo de fricción interno del suelo (ϕ). Adicionalmente, el modelo requiere el parámetro físico de densidad del espécimen, el cual se calculó de la formación de los especímenes en laboratorio. La Tabla 4-2 resume dichos parámetros.

Tabla 4-2 Parámetros para modelar el comportamiento de suelo bajo el modelo de Mohr-Coulomb.

PARÁMETRO	SÍMBOLO	UNIDADES
Módulo de elasticidad	E	MPa
Relación de Poisson	ν	%
Cohesión	C	kPa
Ángulo de fricción	ϕ	°
Densidad	γ_u	kg/m ³

Una vez definido el modelo de material y los parámetros que éste requiere, se procede a general la geometría usada en el análisis. Este procedimiento se describe en el siguiente numeral.

4.3.4 Geometría del modelo

La probeta de suelo se representa con una geometría cilíndrica, cuyas dimensiones son especificadas en la norma ASTM D2850, y corresponden a 74 mm de altura y 37 mm de diámetro. A esta geometría se le asigna un tipo elemento, el cual define el comportamiento a través de las propiedades que posee dicha geometría. A continuación, se describe el tipo de elemento empleado para la simulación.

4.3.5 Tipo de Elemento

Para el análisis estructural en el software ANSYS® Workbench, el tipo de elemento a emplear comprende elementos rectangulares, tipo cuña y triangulares. De acuerdo con lo reportado por De la Rosa et al. [103] y Herrera et al. [83] los elementos rectangulares hexaédricos son más precisos y proporcionan un comportamiento más cercano a la realidad en la realización de simulaciones de ensayos de compresión triaxial. Por esto, se considera el uso del elemento SOLID186, el cual es un elemento sólido tridimensional de 20 nodos de orden superior, que muestra un comportamiento de desplazamiento cuadrático, donde cada nodo tiene tres grados de libertad (Figura 4-19). El elemento es compatible con plasticidad, rigidez a la tensión y grandes deformaciones, lo cual permite describir el fenómeno ocurrido con facilidad. También tiene capacidad de formulación mixta para simular deformaciones de materiales elastoplásticos casi incompresibles.

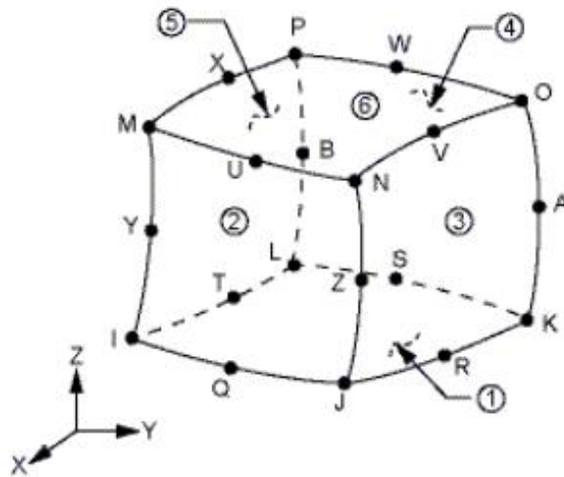


Figura 4-19. Elemento SOLID186.

Una vez asignado el tipo de elemento a la geometría, se realiza el proceso de discretización, el cual se describe en el siguiente apartado.

4.3.6 Discretización de la probeta

Para realizar la discretización del sólido o mallado, se realiza una división de la geometría mediante un corte en la sección transversal en 4 subdivisiones mediante la herramienta *Slice* del módulo *DesingModeler* de ANSYS® WorkBench (Figura 4-20 a), con el objetivo o finalidad de obtener un mallado uniforme (Figura 4-20 b).

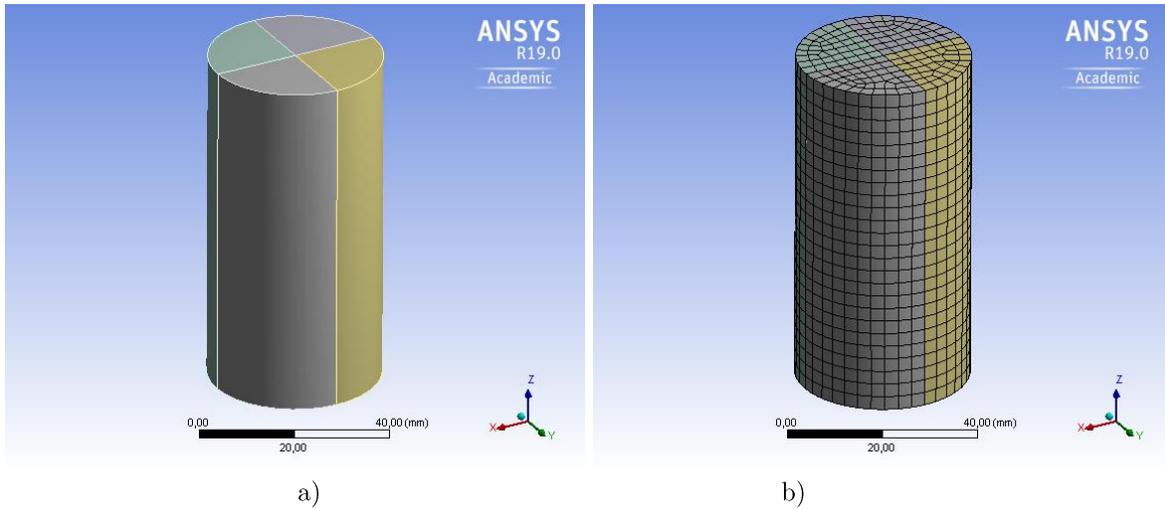


Figura 4-20. Discretización de la probeta a) División de la geometría b) Mallado.

Para concluir con el procedimiento de discretización del modelo desarrollado, se realiza un análisis de sensibilidad de densidad de malla en los resultados. Este análisis consiste en generar una malla con el menor número de elementos que sea razonable y analizar los resultados; volver a generar la malla con una distribución de elementos más densa, y analizar nuevamente el modelo, comparando los resultados con los de la malla anterior. Este proceso se realiza continuamente incrementando la densidad de la malla y volviendo a analizar el modelo hasta que los resultados converjan satisfactoriamente. Esto permite obtener una solución precisa con una malla que sea lo suficientemente densa, pero que no demande una cantidad excesiva de recursos de procesamiento.

La variación del tamaño del elemento se realizó mediante la herramienta *Element Size* y la variable de respuesta o control para evaluar el tamaño adecuado de elemento, fue el esfuerzo normal máximo sobre la probeta de suelo ($\sigma_1 - \sigma_3$).

Una vez obtenida la malla con el número adecuado de elementos, se procede a proporcionar al modelo las condiciones de frontera con el fin de replicar el comportamiento presente durante el ensayo de compresión triaxial. Este procedimiento se muestra a continuación.

4.3.7 Condiciones de frontera

Para simular el modelo se establecen las condiciones de frontera en función de las fuerzas actuantes y las condiciones de bordes presentes durante el ensayo de compresión triaxial. Para esto, se hace uso de las restricciones de desplazamiento en áreas con un valor de cero en la cara inferior para las direcciones de los ejes principales (X , Y y Z), mientras que en la cara superior se restringen los desplazamientos en las direcciones X y Y , manteniendo libre los desplazamientos en la dirección del eje vertical Z , ver Figura 4-21 a. Luego, se aplican las fuerzas actuantes en el ensayo en dos etapas de carga. En una primera etapa se aplica la presión ocasionada por el líquido confinante en el área lateral de la probeta cilíndrica, ver Figura 4-13b; y en una segunda etapa, se aplica el desplazamiento axial registrado en la prueba sobre la cara superior de la probeta en dirección negativa del eje vertical Z , como lo describen las curvas en la Figura 4-22.

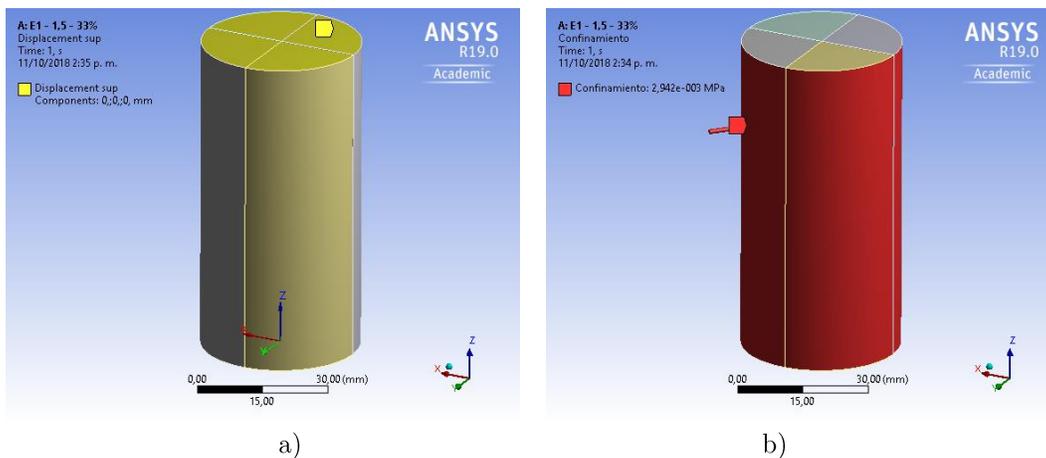


Figura 4-21. Condiciones de frontera a) Restricciones de desplazamiento y b) confinamiento.

Finalmente, aplicadas las condiciones de borde o frontera al modelo, se puede implementar una estrategia de solución, como se describe en seguida.

4.3.8 Solución

Para el modelo descrito se incluye un control en la solución, aplicando pasos de carga para lograr convergencia y evitar la distorsión dimensional de los elementos que conforman la malla. Por esta razón, el análisis se divide en subetapas (sub-steps) aplicando en 50 sub-pasos la presión de confinamiento ejercida en las paredes laterales de la probeta. Por otro lado, el desplazamiento que ocasiona la deformación axial se aplica cada 0.1 mm a partir del sub-paso 55, dando un margen de

estabilización de 5 sub-pasos. El número total de sub-pasos dependerá de la deformación axial máxima de la probeta. Cabe mencionar que se debe mantener la presión de confinamiento durante todo el análisis. La aplicación de la carga descrita anteriormente también lo describen las curvas en la Figura 4-22.

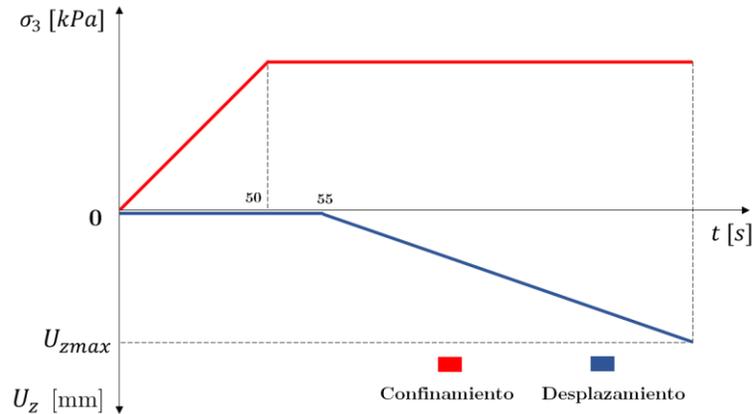


Figura 4-22. Pasos de carga - control de la solución.

Adicionalmente, es importante activar la opción grandes desplazamientos (Large Deflection) en el apartado de controles de solución (Solver Controls), el cual, en términos simples, significa que la solución en ANSYS® interpreta los cambios en la rigidez debidos a los cambios en la forma de las piezas que está simulando, lo que significa que el programa recalcula la rigidez a medida que la probeta se deforma.

Una vez finalizada la simulación y obtenidos los resultados, se realiza la etapa conocida como postproceso, la cual se describe a continuación.

4.3.9 Postproceso

Una vez simulado el ensayo de compresión triaxial en el software ANSYS®, se puede reproducir la relación esfuerzo-deformación de la probeta de suelo bajo estudio.

Una vez obtenidos los esfuerzos y deformaciones en la simulación, se extraen los resultados para $(\sigma_1 - \sigma_3)$, el esfuerzo desviador, y \mathcal{E} , la deformación axial. Posteriormente, se realiza una comparación entre los resultados obtenidos en laboratorio y los de la simulación, y así determinar si el modelo desarrollado se ajusta al comportamiento del suelo en el ensayo de compresión triaxial realizado en el laboratorio.

En el presente capítulo se desarrolló el contenido metodológico de los ensayos experimentales, realizando una descripción de las variables de estudio y la determinación de las propiedades del suelo. Además, se describió el diseño de experimentos empleado para el desarrollo de los ensayos de compresión triaxial. Finalmente, se describió la metodología seguida para el desarrollo del modelo de elemento finito que simula el ensayo de compresión triaxial rápido. El análisis de los resultados obtenidos en los ensayos experimentales se presenta en el siguiente capítulo.

CAPÍTULO 5.

Resultados y Discusión

Este capítulo se divide en dos secciones. La primera sección muestra las propiedades obtenidas de los ensayos experimentales, así como el análisis estadístico de la influencia de las propiedades en relación con la humedad y el horizonte de suelo. La segunda sección muestra los resultados de los modelos de elemento finito replicando los ensayos experimentales de la prueba triaxial rápida, así como su análisis de convergencia de malla. Finalmente, se realizó una comparación del comportamiento de las curvas esfuerzo-deformación experimentales y aquellas obtenidas por simulación en los modelos de elemento finito.

5.1 Experimentación

A continuación, se muestran los resultados obtenidos en la experimentación, que comprenden los análisis, en un primer grupo, la caracterización física: granulometría, relaciones de fase, plasticidad y materia orgánica; y en segundo grupo, la caracterización mecánica: compactación y compresión triaxial.

5.1.1 Caracterización física

La caracterización física comprende los resultados obtenidos para los dos horizontes de suelo: E₁ de 0 a 30 cm y E₂, de 30 a 60 cm de profundidad. En la Tabla 5-1 se muestran los valores promedio obtenidos de los análisis de: humedad natural, ω , peso específico seco natural, γ_{dnat} , el límite líquido, LL, límite plástico, LP, índice de plasticidad, IP, y el porcentaje de materia orgánica, Mo, para ambos estratos de suelo.

Tabla 5-1. Resultados de la caracterización física.

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	RESULTADOS		
		E ₁	E ₂	UNIDADES
Fracción de arena en el suelo	%Arena	0	0	%
Fracción de limo en el suelo	%Limo	12	11	%
Fracción de arcilla en el suelo	%Arcilla	88	89	%
Humedad natural	ω	6.67	6	%
Peso específico seco natural	γ_{dnat}	1.79	1.74	gr/cm ³
Límite líquido	<i>LL</i>	75.57	83.35	%
Límite plástico	<i>LP</i>	38.62	37	%
Índice de plasticidad	<i>IP</i>	37	46	%
Materia orgánica	Mo	5.71	3.27	%

Mediante los resultados obtenidos en el análisis granulométrico (Anexo B) y el análisis de plasticidad (Anexo E), se pueden clasificar los dos horizontes de suelo por medio de la carta de plasticidad, en la cual se determinó que el horizonte E₁ corresponde al comportamiento plástico del grupo de limos inorgánicos de alta compresibilidad y arcillas orgánicas, y el horizonte E₂ al grupo de arcillas inorgánicas de alta plasticidad (Anexo D).

Adicionalmente, del análisis de humedad realizado se pudo determinar la humedad a la cual se encuentra el suelo en estado natural, mostrado en el Anexo C, y su peso específico natural, mostrado en el Anexo E. Una vez conocidos estos parámetros, se llevó a cabo la caracterización mecánica del suelo a través de la determinación de las propiedades mecánicas del suelo.

5.1.2 Caracterización mecánica del suelo.

La determinación de las características principales de compactación del suelo se realizó mediante un ensayo Proctor, en cual se determinó la curva característica de compactación, para luego realizar los

ensayos de compresión triaxial rápido, y finalmente, determinar las propiedades mecánicas del suelo bajo estudio.

Las curvas características de compactación determinadas en el ensayo Proctor, se muestran en las figura 5-1 y 5-2, para los horizontes E₁ y E₂, respectivamente. En el Anexo F se muestran los resultados de los ensayos Proctor realizados en los dos horizontes de suelo, estos datos se obtuvieron de los ensayos realizados en las instalaciones de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad de Guanajuato en el conjunto de Laboratorio de Mecánica de Suelos La Perlita, Guanajuato, Guanajuato, México.

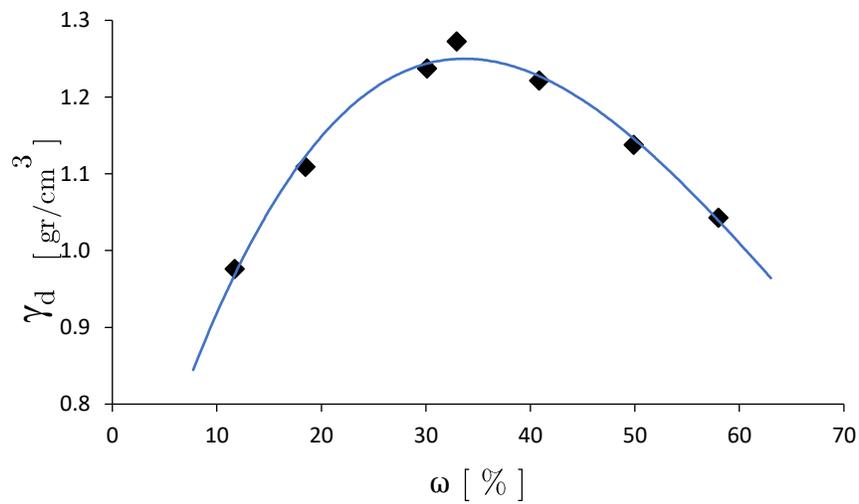


Figura 5-1. Curva de compactación para horizonte E₁.

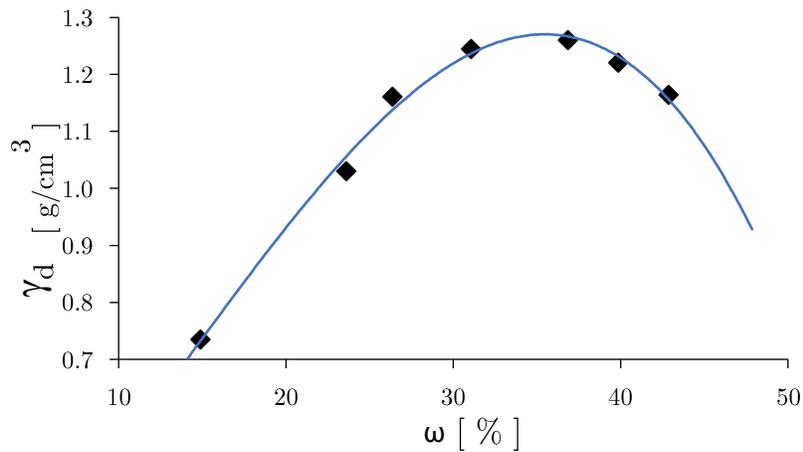


Figura 5-2. Curva de compactación para horizonte E₂.

Las curvas de compactación obtenidas muestran el comportamiento propio de suelos arcillosos, de las cuales se pueden inferir su peso específico máximo y su contenido de humedad óptimo, mostrados a continuación en la Tabla 5-2.

Tabla 5-2. Resultados de ensayos PROCTOR.

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	RESULTADOS		
		E ₁	E ₂	UNIDADES
Peso específico máximo	γ_{dmax}	1.28	1.29	gr/cm ³
Humedad optima	ω_{opt}	34.5	34.5	%

Una vez conocidos el peso específico seco máximo, γ_{dmax} , y el porcentaje de humedad óptima, ω_{opt} , se determinó el grado de compactación, GC, en el que se encuentra el suelo, mismo que se resume en la Tabla 5-3.

Tabla 5-3. Determinación del grado de compactación GC.

SUELO	γ_{dnat} [kg/cm ³]	γ_{dmax} [kg/cm ³]	GC
E1	1.79	1.22	140 %
E2	1.74	1.20	135 %

Debido a que el grado de compactación de un suelo se expresa en porcentaje respecto al ensayo PROCTOR, este puede ser mayor al 100%, como ocurre en la presente investigación. Ello indica que la energía de compactación en campo es mayor a la aplicada en el ensayo Proctor, evidenciando que se está analizando un suelo compactado.

Como se había mencionado anteriormente, a partir de los resultados obtenidos en el ensayo PROCTOR, los niveles de humedad a los cuales se realizan los ensayos de compresión triaxial se encuentran dentro del rango de humedades de la rama seca. De esta manera, se realizaron las pruebas triaxiales a tres niveles de humedad 10%, 20% y 34%. Los esfuerzos de confinamiento (σ_3)

seleccionados fueron 0.49 MPa, 0.98 MPa y 1.47 MPa, realizando 3 réplicas del ensayo para cada espécimen.

De los ensayos realizados para cada caso se registraron los datos del anillo de carga en el formato del ensayo triaxial (Anexo A) y se determinó el estado de esfuerzo para cada valor de deformación dado, mediante el uso de la ecuación característica del equipo de compresión triaxial. En este proceso se obtiene la curva de esfuerzo deformación de cada ensayo, de la cual se determina el módulo de elasticidad.

5.1.2.1 Módulo de Elasticidad.

En la Figura 5-3 se muestran las curvas esfuerzo-deformación para las 3 réplicas del ensayo de compresión triaxial rápido para un espécimen del estrato de suelo E_1 , con humedad de 10% y una presión de confinamiento de 0.49 MPa. La Figura 5-3b muestra la mismo que la Figura 5-3a, pero para un estrato de suelo E_2 . En estas figuras, se observa la repetibilidad de los resultados para ensayos realizados bajo las mismas condiciones. Además, visualmente se puede observar que el horizonte de suelo E_1 presenta una resistencia máxima promedio superior a la del horizonte E_2 .

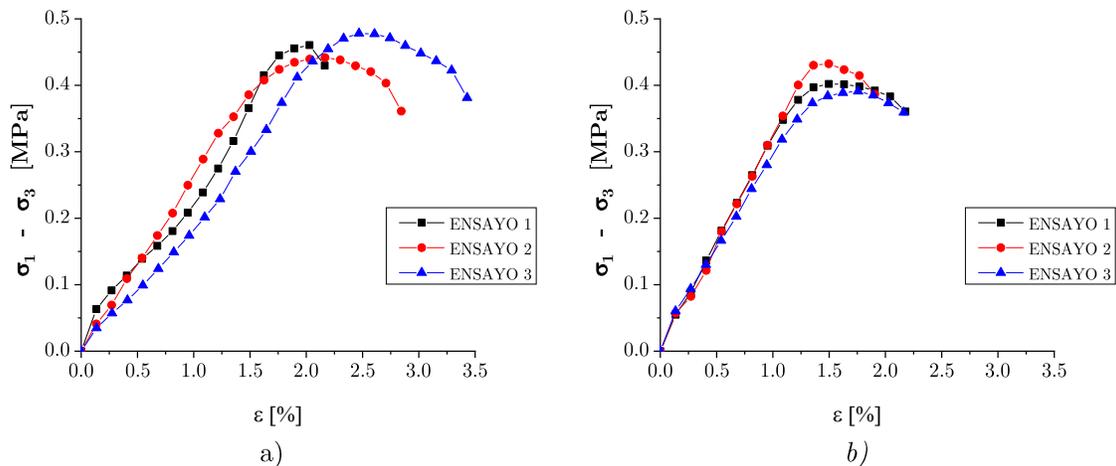


Figura 5-3. Curvas esfuerzo-deformación de las réplicas del ensayo con $w=10\%$ y $\sigma_3=0.49$ MPa a) horizonte E_1 y b) horizonte E_2 .

Es importante analizar el comportamiento mecánico del suelo a diferentes presiones de confinamiento, así como la influencia del porcentaje de materia orgánica, para cual se ensayan los dos estratos de suelo con el fin de conocer si estos factores influyen en la resistencia mecánica del suelo. En los ensayos realizados se observa que a mayor presión de confinamiento la resistencia del suelo aumenta, y este comportamiento se cumple para los dos estratos de suelo como lo describen las figura

5-4 a y b. Se observa que en el horizonte de suelo E_1 , se presenta una mayor resistencia que en el horizonte E_2 a una humedad de 10%. Estas figuras describen el comportamiento de los dos perfiles de suelo a 10% de humedad y diferentes presiones de confinamiento. En el Anexo G se muestran las demás figuras para los diferentes contenidos de humedad, repitiendo el comportamiento descrito anteriormente.

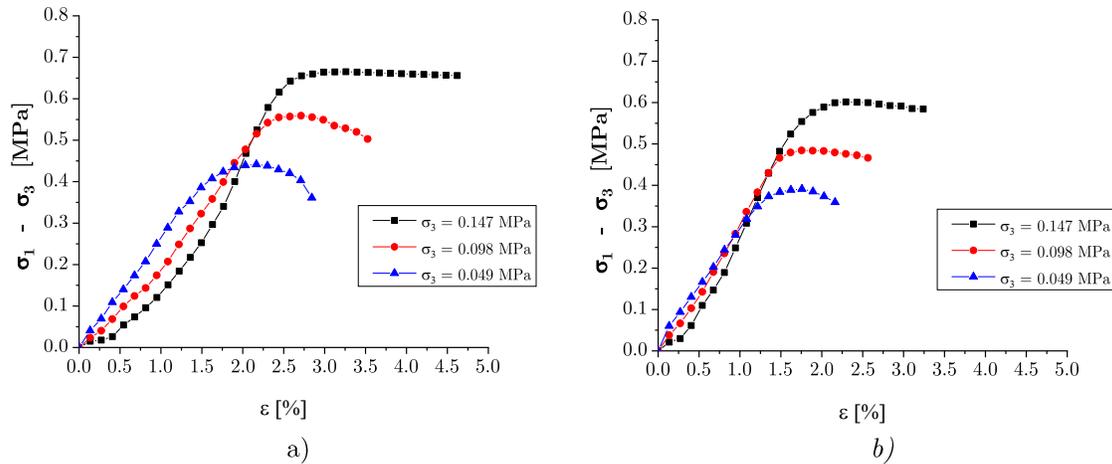


Figura 5-4. Curvas esfuerzo-deformación a diferentes σ_3 e igual humedad $w=10\%$ a) horizonte E_1 y b) horizonte E_2 .

Otro de los factores a analizar es la influencia del contenido de humedad en el suelo ω , la cual se puede inferir por medio de la Figura 5-5. En esta se observa que ω influye en alto grado en la resistencia del suelo, pues a medida que el contenido de humedad crece, la resistencia del suelo disminuye en ambos estratos. En el Anexo G se muestran el compendio de todas las curvas para las diferentes presiones de confinamiento.

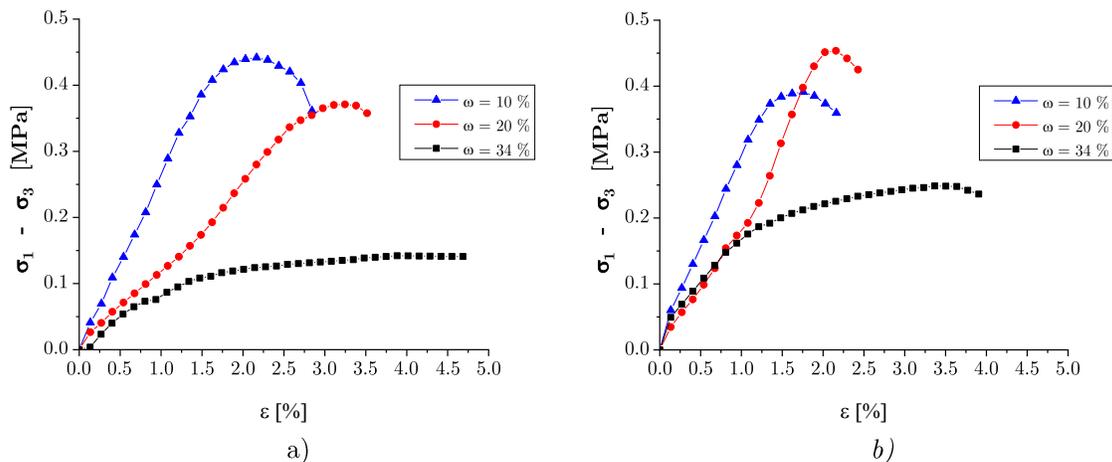


Figura 5-5. Curvas esfuerzo-deformación a diferentes humedades e igual presión de confinamiento, $\sigma_3 = 0.049$ a) horizonte E_1 y b) horizonte E_2 .

Para cuantificar el grado de influencia estos factores en la resistencia mecánica del suelo se llevó a cabo un análisis estadístico, siendo necesario determinar las propiedades mecánicas del mismo. A partir de las curvas de esfuerzo-deformación como se planteó en la metodología, se determinaron los módulos de elasticidad para cada ensayo. El módulo se determinó como la pendiente de la recta entre el origen y un punto correspondiente entre el 50 y el 60 % de la resistencia máxima, como lo describe la Figura 5-6. Estas determinaciones corresponden a los especímenes de los horizontes de suelo E_1 y E_2 de uno de los tres ensayos realizados a una humedad del 10 % y una presión de confinamiento de 0,049 MPa.

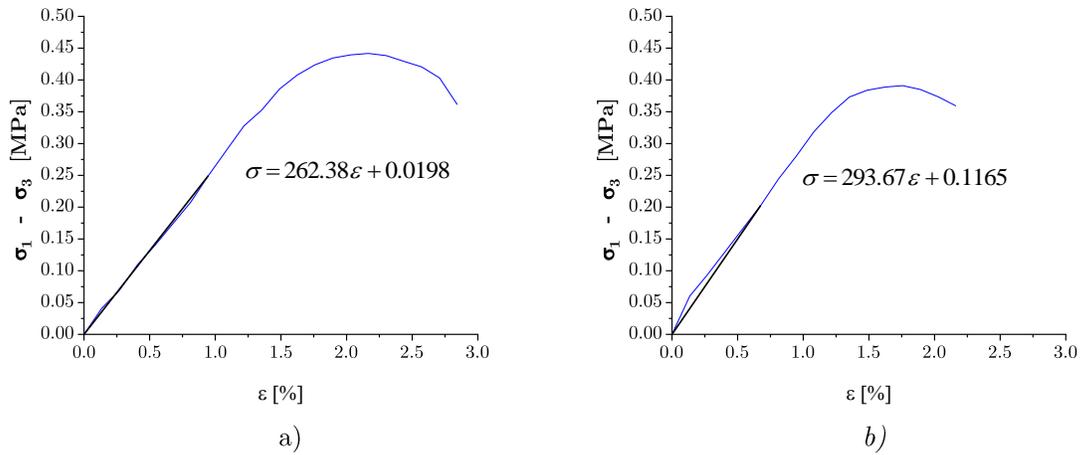


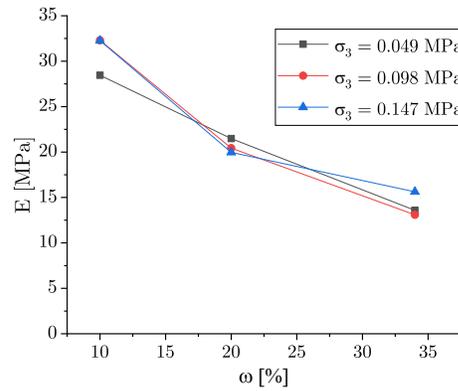
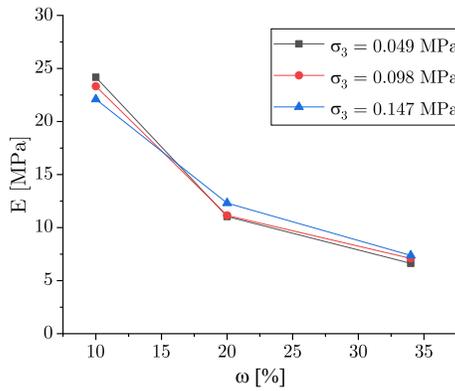
Figura 5-6. Determinación del módulo de elasticidad a humedad $w=10\%$ a) horizonte E_1 y b) horizonte E_2 .

En la Tabla 5-4 se presentan los valores de los 54 módulos de elasticidad obtenidos de cada uno de los ensayos, resumidos.

Tabla 5-4. Módulos de elasticidad de los ensayos.

Horizonte de suelo	Presion de confinamiento σ_3	Ensayo	Humedad		
			10%	20%	34%
	MPa		MPa	MPa	MPa
E₁	0.049	1	21.820	11.044	6.626
		2	24.170	9.266	6.442
		3	20.179	10.088	6.285
	0.098	1	23.323	11.147	8.559
		2	19.857	12.422	7.096
		3	23.611	9.151	7.559
	1.471	1	22.095	12.313	8.780
		2	21.708	11.431	7.378
		3	19.433	10.088	7.279
E₂	0.049	1	32.041	19.121	12.880
		2	32.145	21.477	14.965
		3	28.451	20.466	13.590
	0.098	1	29.662	31.457	13.530
		2	30.838	20.432	11.462
		3	32.294	18.361	13.091
	1.0471	1	36.634	18.261	18.044
		2	30.514	19.967	17.082
		3	32.267	18.092	15.626

En base a los resultados enlistados en la Tabla 5-1, se evaluó el comportamiento del módulo de elasticidad, a medida que los factores bajo estudio cambian. La Figura 5-7 presenta las tendencias de este parámetro, conforme cambia el contenido de humedad y la presión de confinamiento. El comportamiento descrito en la figura 5-7, permite inferir que el módulo elástico decrece conforme la humedad aumenta y esto se cumple para los dos estratos de suelo, E₁ y E₂; estos resultados deben ser verificados en el análisis de varianza del diseño de experimentos.

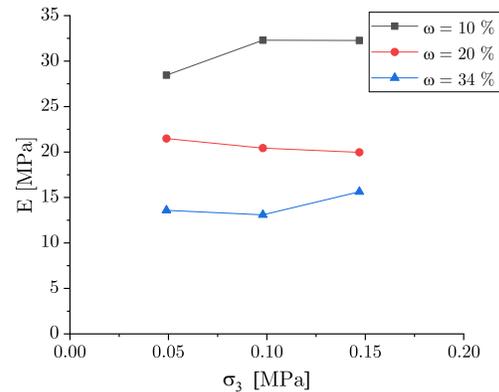
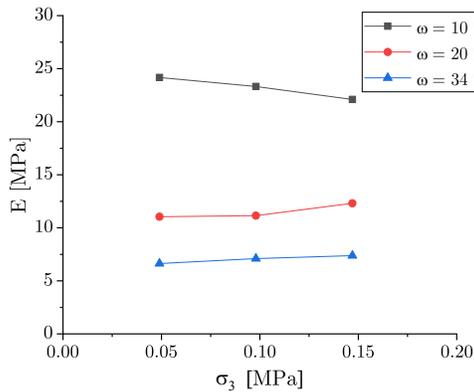


a)

b)

Figura 5-7. Tendencia del módulo de elasticidad a diferentes presiones de confinamiento, σ_3 : a) horizonte E_1 y b) horizonte E_2 .

La Figura 5-8 muestra la tendencia de los valores de los módulos de elasticidad a diferentes presiones de confinamiento, en esta se puede observar e inferir que visualmente el módulo de elasticidad se ve influenciado en menor proporción por el aumento en la presión de confinamiento σ_3 , cabe recalcar que esta aseveración se debe corroborar estadísticamente.



a)

b)

Figura 5-8. Comportamiento del módulo de elasticidad a diferentes humedades a) E_1 b) E_2

5.1.2.2 Cohesión y ángulo de fricción.

La determinación de las propiedades de resistencia del suelo se realizó mediante el método gráfico de los círculos de Mohr, acorde a lo propuesto en la metodología. En la Figura 5-9, se muestran dichos círculos para la determinación de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interno de los especímenes de suelo E_1 y E_2 , ensayados a humedades de 10% y 34 % cada uno.

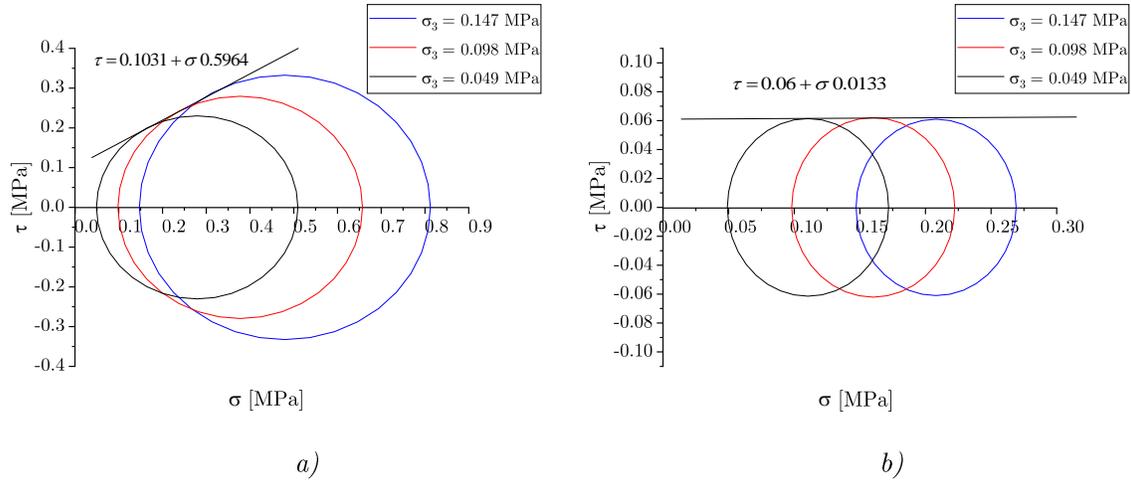


Figura 5-9. Determinación de cohesión y ángulo de fricción por círculo Mohr del estrato de suelo E_1 a) $\omega=10\%$ y b) $\omega=34\%$

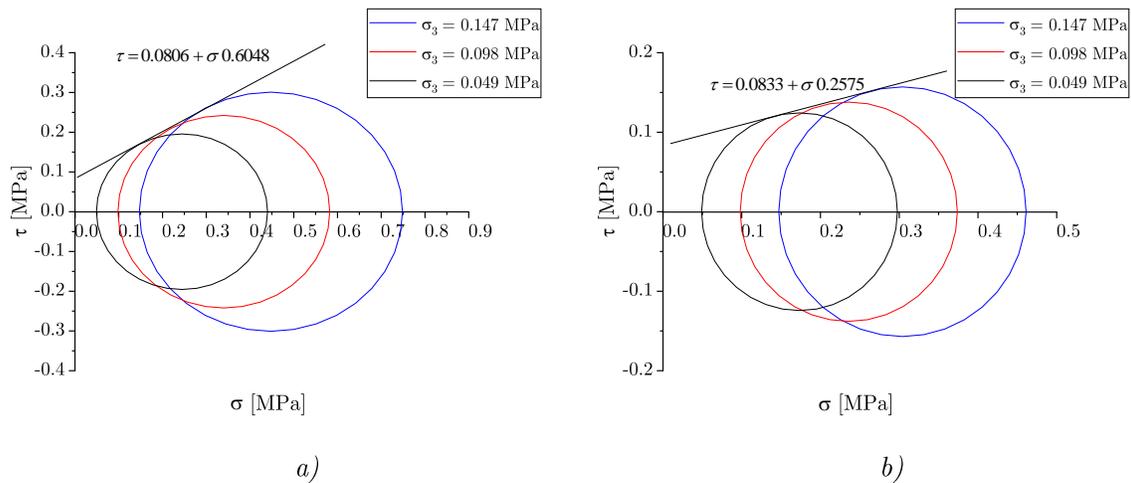


Figura 5-10. Determinación de cohesión y ángulo de fricción por círculo Mohr del estrato de suelo E_2 a) $\omega=10\%$ y b) $\omega=34\%$

En las figuras 5-9 y 5-10 se puede observar la influencia que tiene el contenido de humedad en la cohesión y el ángulo de fricción del suelo. Este último llega a ser prácticamente 0° para el estrato de suelo E_1 a la humedad de 34% (Figura 5-9 b); por otro lado, disminuye aproximadamente el 45% en el estrato de suelo E_2 , pasando de 30.16° a 13.47° (Figura 5-10 a y b).

Otro de los factores que cobra significancia en la fricción del suelo es el estrato, pues se observa que en los ensayos realizados a 34% de humedad de los dos estratos una diferencia significativa (Figura 5-9b y Figura 5-10b). el compendio de gráficas de círculos de Mohr se mu

En la Tabla 5-5, se muestran los resultados obtenidos de ángulo de fricción y cohesión de las pruebas experimentales a todas las condiciones establecidas.

Tabla 5-5. Resultados cohesión y ángulo de fricción para las diferentes condiciones experimentales.

Horizonte de suelo	Ensayo	Humedad ω					
		10%		20%		33%	
		ϕ	c	ϕ	c	ϕ	c
		°	MPa	°	MPa	°	MPa
E₁	1	30.39	0.103	10.68	0.1445	2.44	0.053
	2	29.34	0.100	14.38	0.0986	2.02	0.059
	3	26.30	0.123	14.98	0.1179	0.76	0.060
E₂	1	32.52	0.078	25.87	0.1339	13.92	0.086
	2	34.15	0.080	36.04	0.0787	14.89	0.082
	3	30.16	0.084	29.66	0.1099	13.47	0.086

El comportamiento de las propiedades del suelo arcilloso objeto de este estudio es similar al comportamiento reportado por investigaciones realizadas en suelos arcillosos como las realizadas por Guirales et al [104] y De la Rosa et al [103], los cuales encontraron una tendencia similar en la cohesión y el ángulo de fricción a medida que el contenido de humedad en el suelo crece.

En la Figura 5-10a se puede observar una tendencia con mayor disminución del ángulo de fricción correspondiente al horizonte de suelo E₁ a medida que aumenta el porcentaje de humedad en comparación con el del horizonte E₂, esto puede estar influenciado por el contenido de materia orgánica (Mo) presente en el suelo, lo cual, Millán et al [71] reportó como uno de los factores influyentes sobre la resistencia del suelo, debido a que el contenido de materia orgánica puede estar relacionada con la formación y estabilización de agregados del suelo.

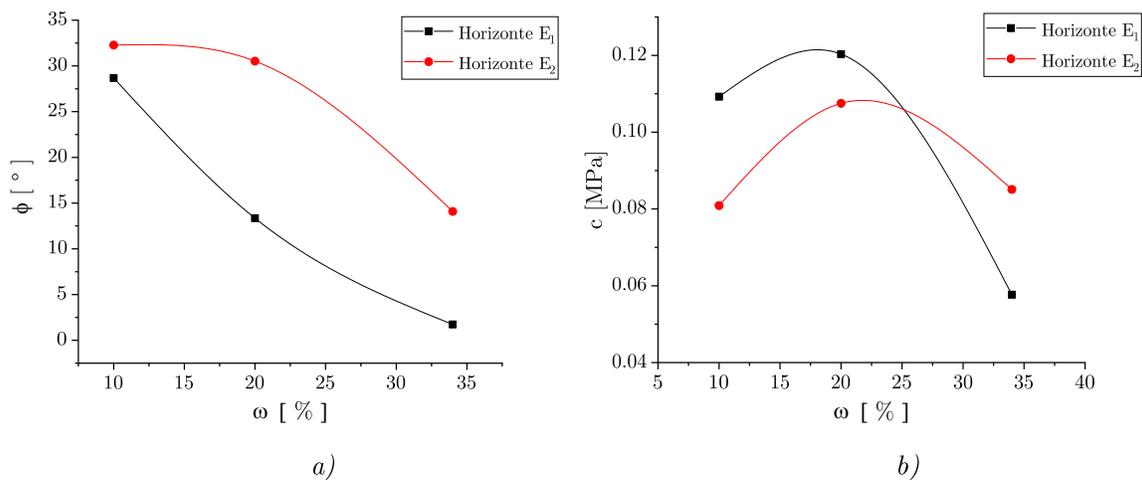


Figura 5-11. Propiedades de los dos estratos de suelo a diente humedad a) cohesión y b) Ángulo de fricción.

Respecto a la cohesión, esta propiedad presenta un comportamiento similar en los dos estratos de suelo, sin embargo, se observa que el horizonte de suelo E₂ muestra un valor de cohesión inferior a la del suelo E₁, como lo describe la Figura 5-10 a), lo cual permite inferir que la materia orgánica presente en mayor cantidad en E₁ y su interacción con la humedad también es un factor influyente en esta propiedad. Además, se observa que con un aumento excesivo de la humedad la cohesión decrece, lo cual concuerda con lo encontrado por Hossne et al [105], que declaran que con el aumento de la humedad la cohesión tiende a ser nula, en otras palabras, al incrementar el grado de saturación del suelo, la cohesión tendería a cero.

Con el fin de tener certeza en estas aseveraciones respecto a la influencia de los factores bajo estudio sobre las propiedades mecánicas del suelo, es necesario analizar estadísticamente el experimento realizado, lo cual se aborda en la siguiente sección.

5.1.3 Análisis estadístico de las propiedades mecánicas

En este apartado, se presentan los resultados obtenidos en el análisis estadístico realizado con el fin de determinar la influencia del contenido de humedad y contenido de materia orgánica sobre las propiedades mecánicas del suelo. Para ello, se muestran los resultados de la significancia estadística de los efectos de la humedad, materia orgánica y las interacciones entre ellos, comparando su cuadrado medio contra un estimado del error experimental sobre las propiedades mecánicas cohesión, ángulo de fricción y módulo de elasticidad.

5.1.3.1 Cohesión

Los resultados del análisis de varianza para la cohesión se presentan en la Tabla 5-6, mostrada a continuación.

Tabla 5-6. Análisis de varianza para cohesión.

<i>Fuente</i>	<i>Suma de Cuadrados</i>	<i>Gdl</i>	<i>Cuadrado Medio</i>	<i>Razón-F</i>	<i>Valor-P</i>
A: Humedad	0,000261753	1	0,000261753	1,64	0,2272
B: Materia orgánica	0,0000133729	1	0,0000133729	0,08	0,7779
AA	0,00333953	1	0,00333953	20,87	0,0008
AB	0,00252867	1	0,00252867	15,80	0,0022
bloques	0,000811111	2	0,000405556	2,53	0,1244
Error total	0,00176022	11	0,00016002		
Total (corr.)	0,0103611	17			

El análisis de varianza realizado permite afirmar que la interacción entre la humedad y la materia orgánica, así como el efecto cuadrático de la humedad tienen una influencia significativa en la cohesión del suelo, afirmación que se confirma en el diagrama de Pareto mostrado en la Figura 5-12.

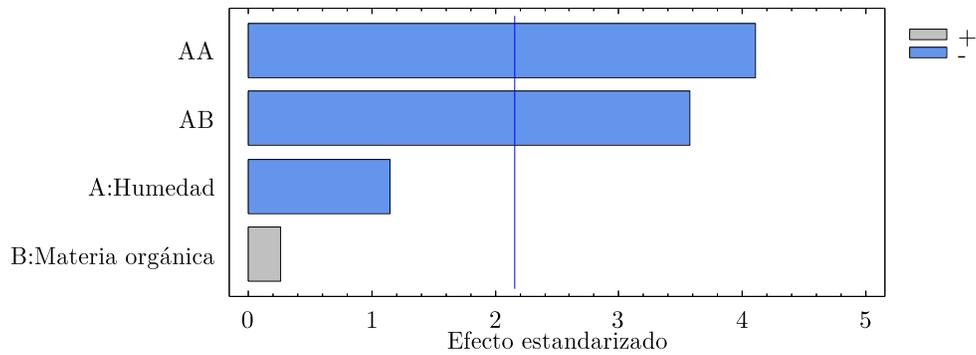


Figura 5-12. Diagrama de Pareto para Cohesión.

Este comportamiento también puede ser observado en la gráfica de los efectos principales en la cohesión, ver Figura 5-13, en la cual se ve como la materia orgánica, aunque produce un incremento en valor de la cohesión estadísticamente no es significativo.

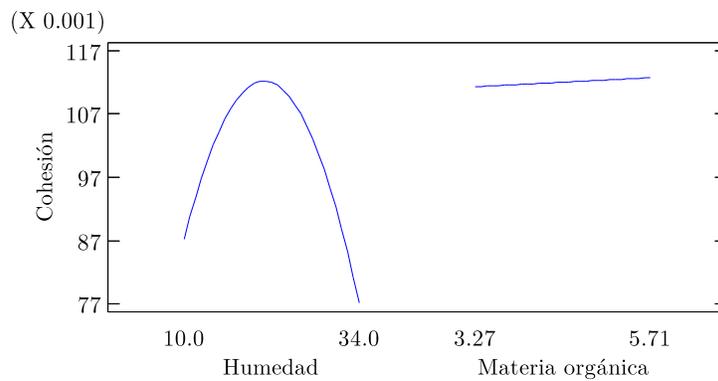


Figura 5-13. Gráfica de efectos principales para cohesión.

Con el fin de verificar que los tratamientos cumplen el supuesto de varianza constante, se realiza una gráfica de residuos contra predichos, mostrada en la Figura 5-15. Debido a que los valores en ésta se distribuyen de manera aleatoria, sin ningún patrón claro en la banda horizontal, se puede concluir que los tratamientos tienen la misma varianza, es decir, que el error del pronóstico no tiene una relación directa con la magnitud del pronóstico.

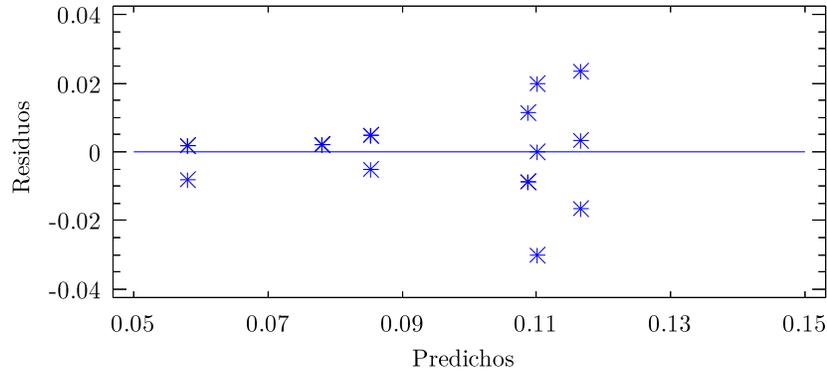


Figura 5-14. Residuos vs predichos para cohesión.

5.1.3.2 Ángulo de fricción

En este apartado, se muestran los resultados del análisis de varianza para el ángulo de fricción, los cuales se muestran en la Tabla 5-7, en donde se muestran los factores humedad y materia orgánica, lo cuales tiene un efecto significativo en el ángulo de fricción, debido a que el valor P correspondiente a estos, es inferior a la confiabilidad de 0,05.

Tabla 5-7. Análisis de varianza del ángulo de fricción.

Fuente	Suma de Cuadrados	Gdl	Cuadrado Medio	Razón-F	Valor-P
A: Humedad	1143,51	1	1143,51	81,04	0,0000
B: Materia orgánica	567,281	1	567,281	40,20	0,0001
AA	2,927	1	2,927	0,21	0,6576
AB	44,4271	1	44,4271	3,15	0,1036
bloques	25,8254	2	12,9127	0,92	0,4289
Error total	155,218	11	14,1108		
Total (corr.)	2331,5	17			

En este comportamiento se puede corroborar en el diagrama de Pareto mostrado en la Figura 5-15, en el cual se observar el efecto que tienen los dos factores, humedad y materia orgánica sobre el ángulo de fricción, debido a que estos superan el valor del efecto estandarizado.

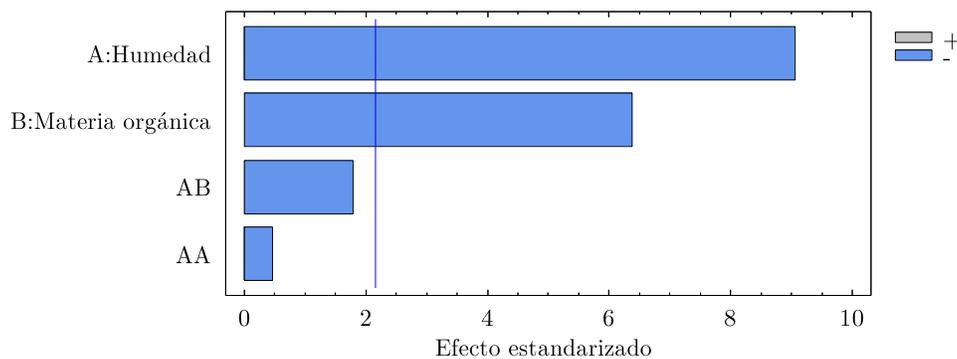


Figura 5-15. Diagrama de Pareto para fricción.

Otra manera de reafirmar lo anterior es mediante la gráfica de los efectos principales mostrada en la Figura 5-16, en la cual se observa la variación de estos factores entre sus niveles alto y bajo.

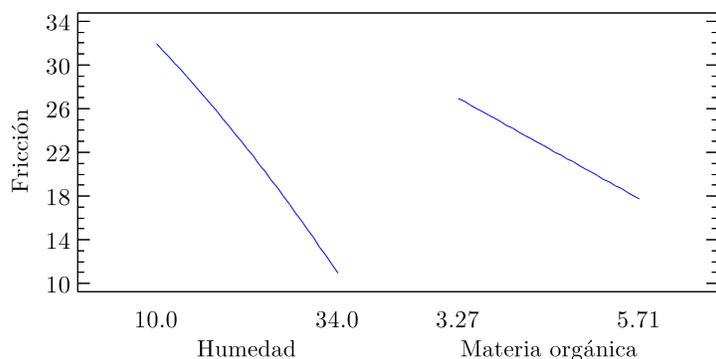


Figura 5-16. Efectos principales en la fricción.

Para verificar el supuesto de varianza constante de los tratamientos se analizan los predichos contra residuos, Figura 5-17; ésta muestra que los valores se distribuyen aleatoriamente sin ningún patrón claro en la banda horizontal, y por tanto se concluye que los tratamientos muestran la misma varianza, es decir que el error del pronóstico no tiene una relación directa con la magnitud del pronóstico.

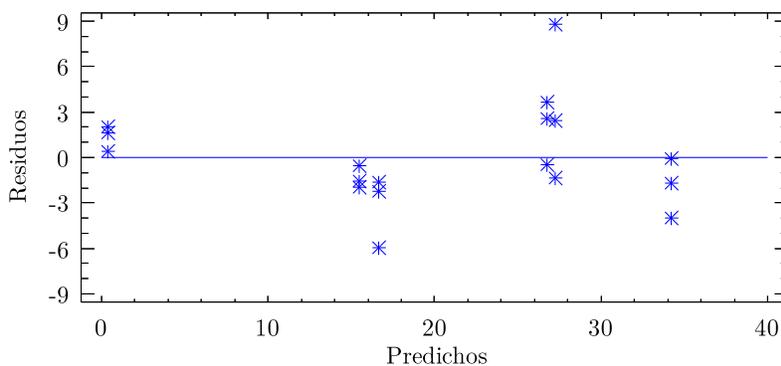


Figura 5-17. Gráfica de residuos contra predichos.

5.1.3.3 Módulo de elasticidad

En este apartado, se muestran los resultados del análisis de varianza para el módulo de elasticidad, los cuales se muestran en la Tabla 5-8. En este caso, 2 efectos tienen un valor-P menor que 0.05, los cuales corresponden a los factores humedad y materia orgánica, indicando que estos tienen un efecto significativo, con un nivel de confiabilidad del 95%.

Tabla 5-8. Análisis de varianza del módulo de elasticidad

Fuente	Suma de Cuadrados	Gl	Cuadrado Medio	Razón-F	Valor-P
A: Humedad	819.723	1	819.723	426.98	0.0000
B: Materia Orgánica	285.098	1	285.098	148.50	0.0000
C: Confinamiento	1.59851	1	1.59851	0.83	0.3853
AA	68.1758	1	68.1758	35.51	0.0002
AB	0.638125	1	0.638125	0.33	0.5784
AC	0.218901	1	0.218901	0.11	0.7434
BC	1.62803	1	1.62803	0.85	0.3811
CC	0.0016	1	0.0016	0.00	0.9776
Error total	17.2785	9	1.91983		
Total (corr.)	1159.95	17			

Estos resultados se muestran en el diagrama de Pareto, ver Figura 5-18, en el cual se muestra además del efecto de la humedad y la materia orgánica, el efecto cuadrático de la humedad.

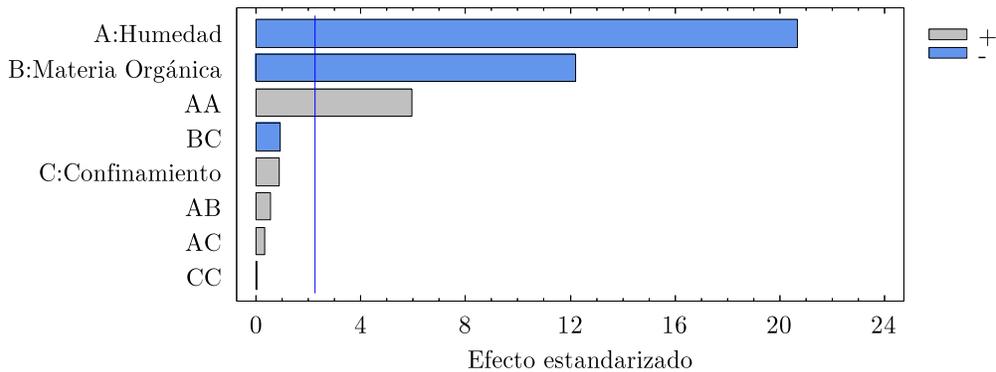


Figura 5-18. Diagrama de Pareto para el módulo de elasticidad.

La gráfica de los efectos principales, ver Figura 5-19, muestra el efecto de segundo orden de la humedad sobre el módulo de elasticidad, así como el efecto de la materia orgánica. Esta figura también muestra el efecto ocasionado al aumentar la presión de confinamiento, el cual es prácticamente nulo, lo cual, permite inferir que el módulo de elasticidad no es afectado al aumentar la presión de confinamiento.

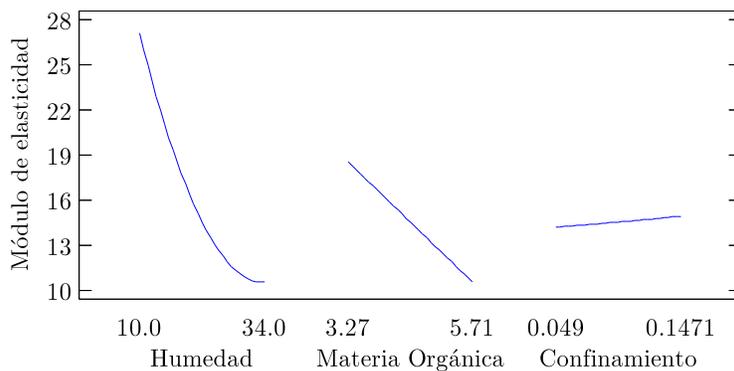


Figura 5-19. Efectos principales en el módulo de elasticidad.

Para verificar que los tratamientos cumplen el supuesto de varianza constante, se analiza la gráfica de residuos contra predichos, mostrada en la Figura 5-20. Ésta muestra que los valores se distribuyen de manera aleatoria, sin ningún patrón claro en la banda horizontal, por tanto, se puede concluir que los tratamientos tienen la misma varianza.

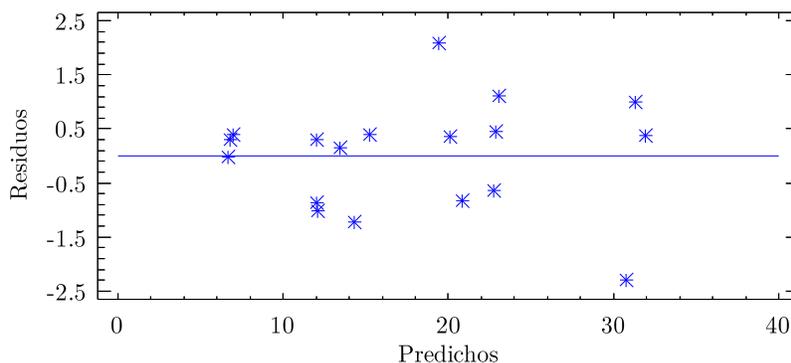


Figura 5-20. Residuos contra predichos.

Una vez mostrado el análisis estadístico de la influencia de los factores humedad y materia orgánica sobre las propiedades mecánicas cohesión, ángulo de fricción y módulo de elasticidad, se procede con los resultados de análisis por elemento finito, los cuales se muestran en la siguiente sección.

5.2 Resultados del análisis por elemento finito

En este apartado se presentan los resultados obtenidos en el análisis por elemento finito, que comprenden el análisis de convergencia de malla, las curvas esfuerzo-deformación obtenidas y el coeficiente de correlación R^2 respecto de los resultados experimentales del ensayo de compresión triaxial rápido.

5.2.1 Análisis de convergencia de malla

Para concluir con el procedimiento de discretización del modelo desarrollado, se realizó el análisis de densidad de malla; este análisis consistió en generar una malla, incrementando continuamente la densidad de esta y volviendo a analizar el modelo, hasta que los resultados converjan satisfactoriamente obteniendo el tamaño y número óptimo de elementos que la conforman. Se definieron 7 modelos, los cuales se diferencian exclusivamente en el tamaño del elemento finito utilizado en la malla. Las características de los modelos empleados se detallan en la Tabla 5-9

Tabla 5-9. Tamaño y número de elemento de los modelos.

Modelo	Elemento	Tamaño de Elemento [mm]	Número de Elementos	$\sigma_z - \sigma_y$ [MPa]
Modelo 1	SOLID186	8	457	5.50E-01
Modelo 2		6	769	5.90E-01
Modelo 3		5	1034	6.05E-01
Modelo 4		4	2345	6.16E-01
Modelo 5		3	4649	6.17E-01
Modelo 6		2.5	7378	6.17E-01
Modelo 7		2	11185	No converge

La Figura 5-21 muestra el comportamiento de los resultados obtenidos del análisis de convergencia de malla realizado y anteriormente mostrados en la Tabla 5-9, ésta permite obtener el tamaño y número de elementos al cual la respuesta ($\sigma_1 - \sigma_3$) converge. Esta cantidad de elementos (4649) se corresponde a elementos tetraédricos de 3 mm.

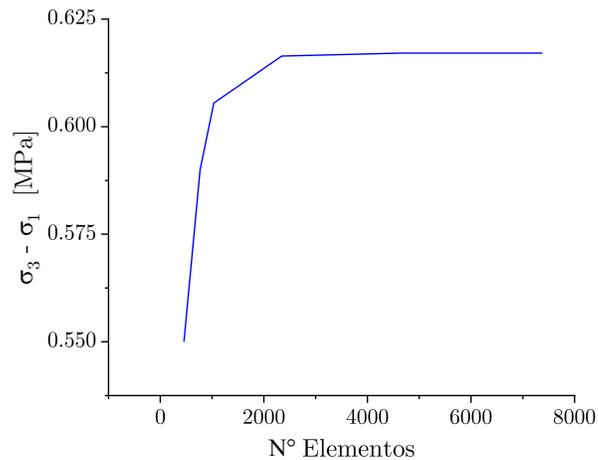


Figura 5-21. Curva de convergencia de malla.

Una vez obtenido el tamaño óptimo de elementos que conforman la geometría, se procede a analizar los resultados del modelo y los obtenidos experimentalmente.

5.2.2 Análisis de los resultados experimentales y simulación

Los resultados obtenidos de las simulaciones mostraron que, las probetas de suelo se deformaron de manera similar a la observada en los ensayos experimentales, es decir la deformación plástica fue mínima, o no existió, cuando el suelo se encuentra a humedades bajas (10%), como la mostrada en la Figura 5-21. Por otro lado, las probetas de suelo con alto contenido de humedad (34%) se deformaron plásticamente tomando la forma de barril característica de esta condición de suelo, ver Figura 5-23.

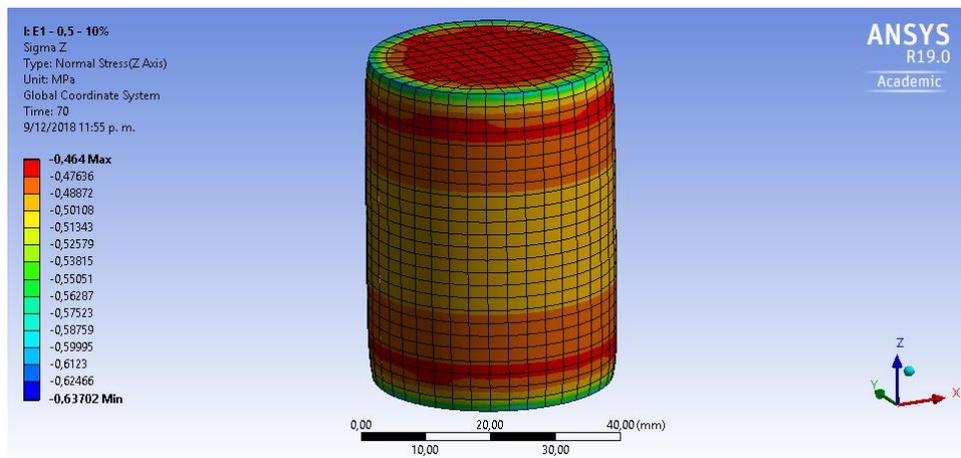


Figura 5-22. Simulación suelo E_1 a 10% de humedad y $\sigma_3 = 0,5 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$.

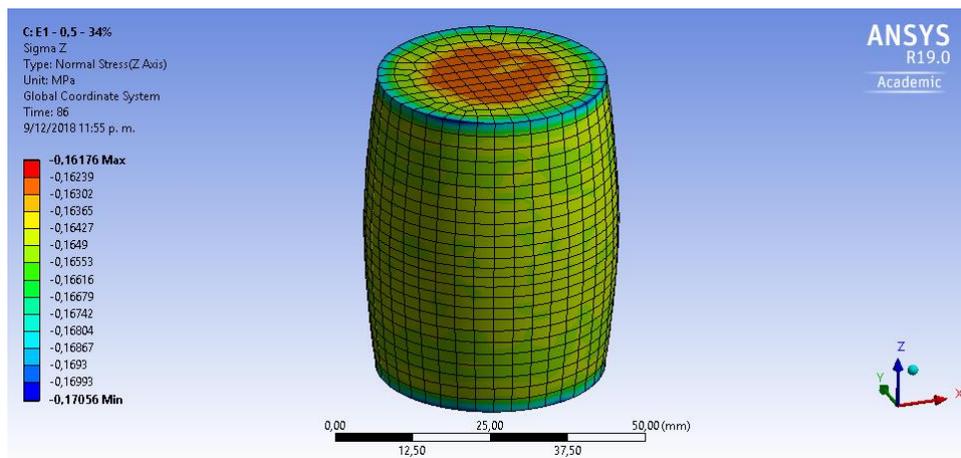


Figura 5-23. Simulación suelo E_1 a 34% de humedad y $\sigma_3 = 0,5 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

Los resultados mostrados a continuación consideran el análisis gráfico de las respuestas esfuerzo-deformación de las probetas de los dos horizontes de suelo simuladas y las experimentales al ser

sometidas a diferentes niveles de confinamiento y humedad. En las figuras se muestra el grado de aproximación entre ambas, el cual se cuantifica mediante el coeficiente de correlación R^2 .

La Figura 5-24 muestra las curvas de esfuerzo-deformación de los ensayos de compresión triaxial experimentales y su simulación; esta corresponde a ensayos realizados en probetas de horizonte de suelo E_1 a tres niveles de confinamiento, 0.049 MPa, 0.098 MPa y 0.147 MPa,

Los resultados de la modelación muestran que el modelo de Mohr Coulomb predijo adecuadamente la relación esfuerzo-deformación del suelo en los tres niveles de confinamiento. Lo anterior se verifica con los altos valores de coeficientes de correlación R^2 , observándose que el modelo predice el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo hasta en un 99,3 % para el ensayo confinado a 0.147 MPa y una humedad de 10 %, como se puede apreciar en la Figura 5-24b.

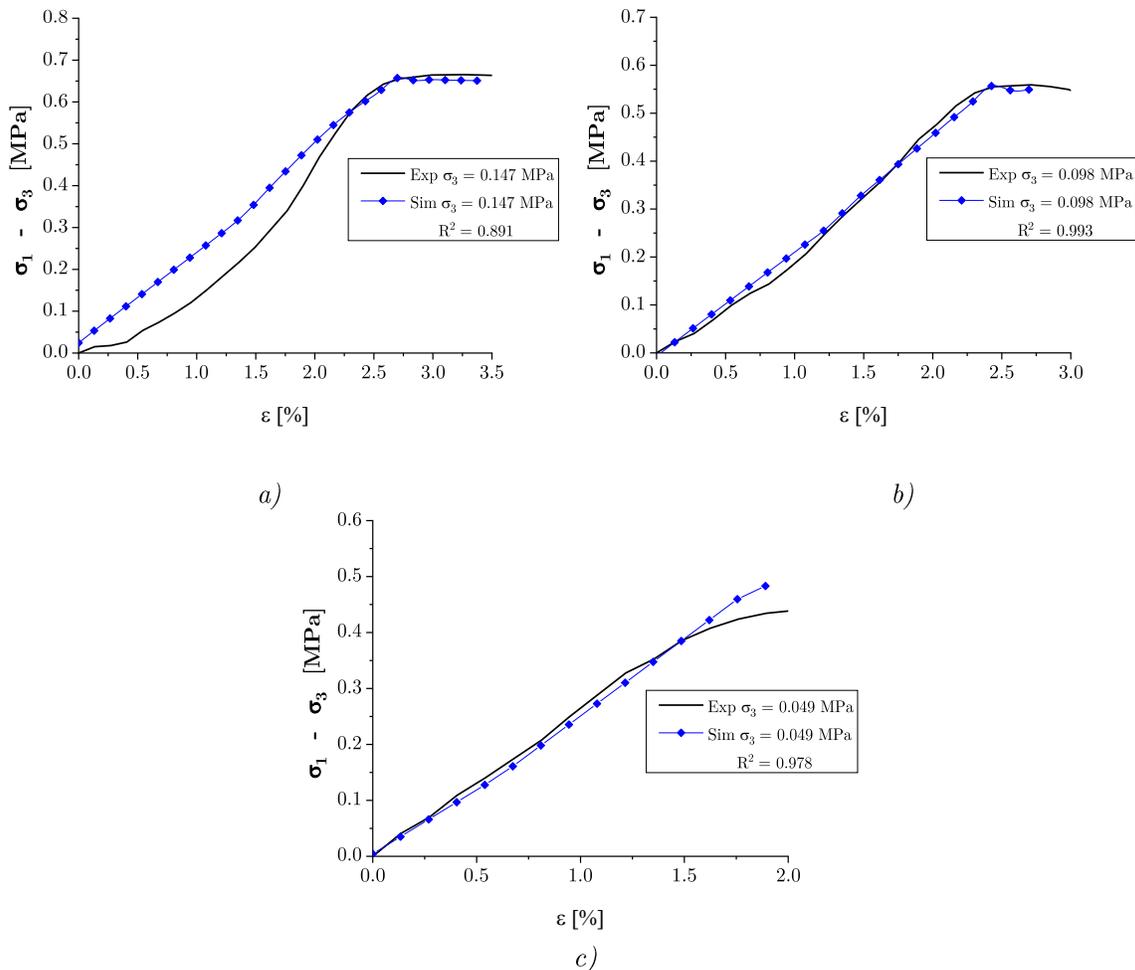


Figura 5-24. Curvas esfuerzo-deformación experimental y simulación para el horizonte E_1 con 10% de humedad a a) $\sigma_3 = 0.147$ MPa, b) $\sigma_3 = 0.098$ MPa y c) $\sigma_3 = 0.49$ MPa.

Cuando el suelo se encontró a niveles de humedad del 20 %, la respuesta obtenida por el modelo fue similar en todas las variantes simuladas. Se observó que el horizonte de suelo E₁ no presenta un aumento de resistencia máxima tan evidente, a medida que la presión de confinamiento del ensayo aumenta, a diferencia de los ensayos a 10% de humedad, obteniéndose valores de resistencia máxima cercanos a 0.4 MPa para los ensayos a los tres niveles de confinamiento, ver Figura 5-25.

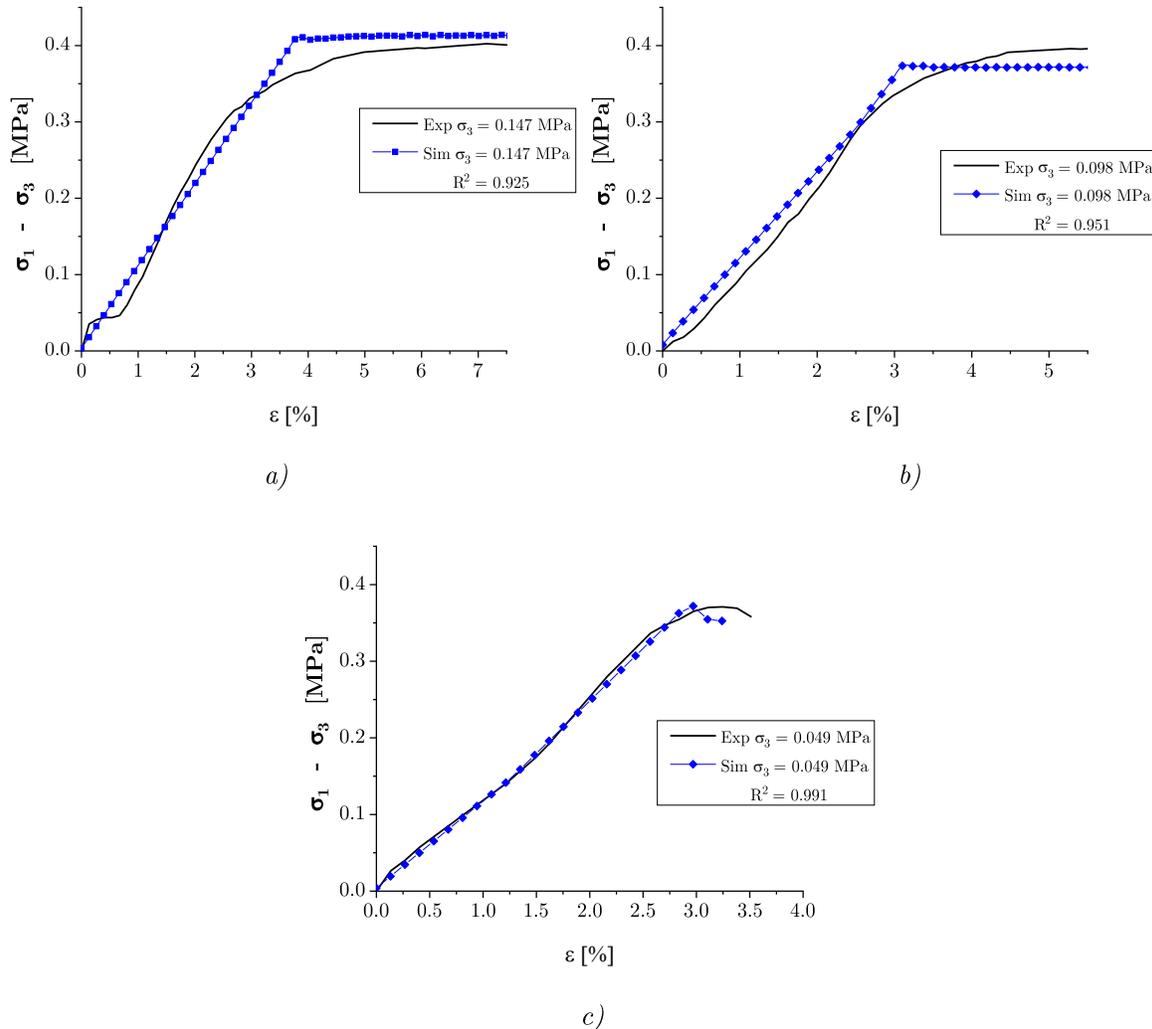


Figura 5-25. Curvas esfuerzo-deformación experimental y simulación para el horizonte E₁ con 20% de humedad a a) $\sigma_3 = 0.147$ MPa, b) $\sigma_3 = 0.098$ MPa y c) $\sigma_3 = 0.49$ MPa.

La modelación de los ensayos realizados a 34% de humedad en el horizonte de suelo E₁ presenta una disminución de los valores de R^2 , esto se atribuye al tipo de falla presentado, pues cabe recalcar que el modelo utilizado (Mohr-coulomb) idealiza el comportamiento del material a elastoplástico perfecto;

en estos ensayos se presentaron fallas no lineales, ver Figura 5-26, lo cual afecta la predicción del comportamiento de la curva esfuerzo-deformación, repercutiendo en los valores de correlación R^2 .

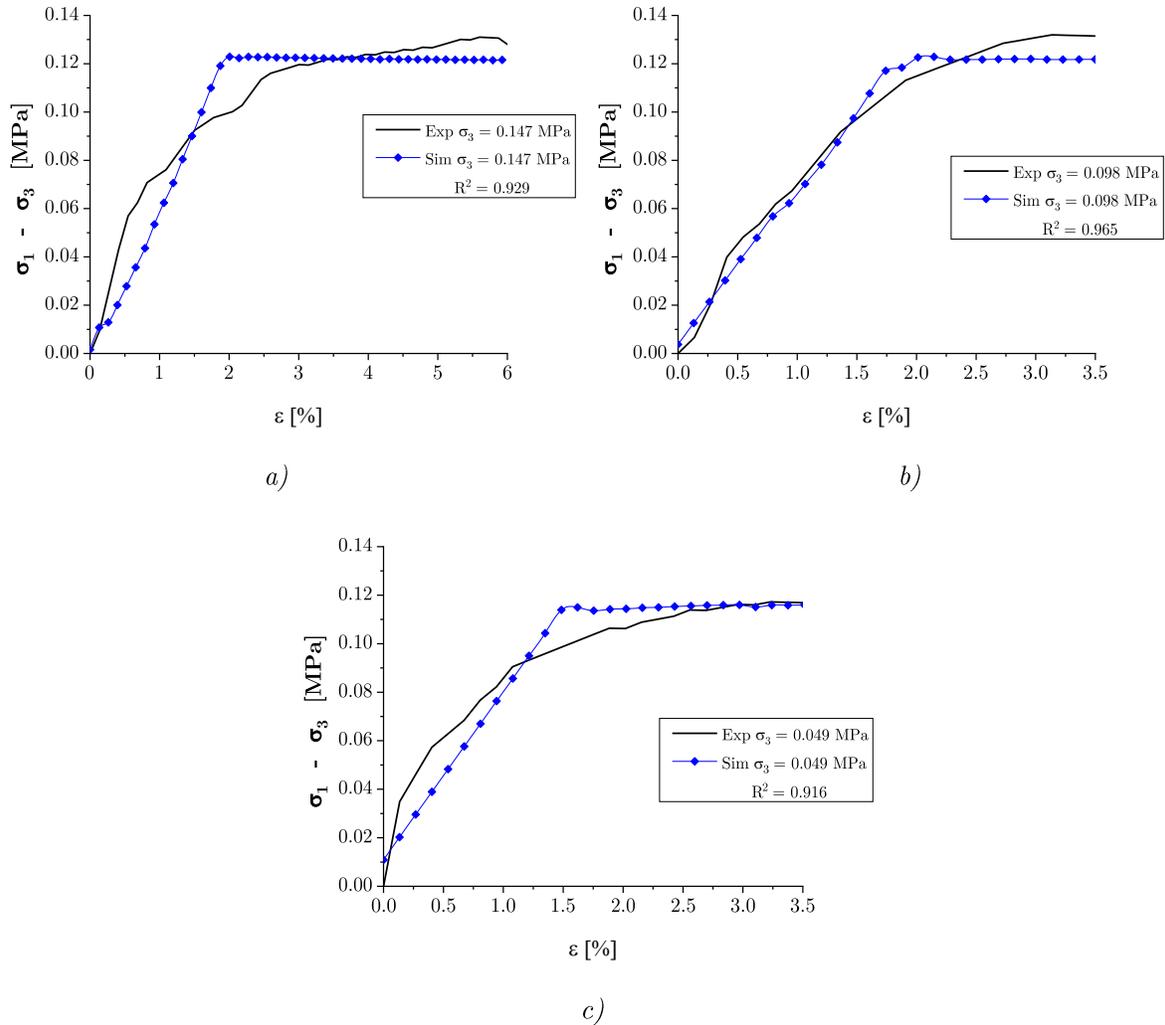


Figura 5-26. Curvas esfuerzo-deformación experimental y simulación para el horizonte E_1 con 34% de humedad a) $\sigma_3 = 0.147$ MPa, b) $\sigma_3 = 0.098$ MPa y c) $\sigma_3 = 0.049$ MPa.

En el horizonte de suelo E_2 se presenta un aumento de coeficiente de correlación R^2 entre las curvas esfuerzo-deformación del modelo simulado y los ensayos experimentales, esto se atribuye a que en las condiciones de humedad del 10%, el suelo presenta un comportamiento bastante similar al de un material elastoplástico perfecto, como se observa en las figuras 5-27 y 5-28.

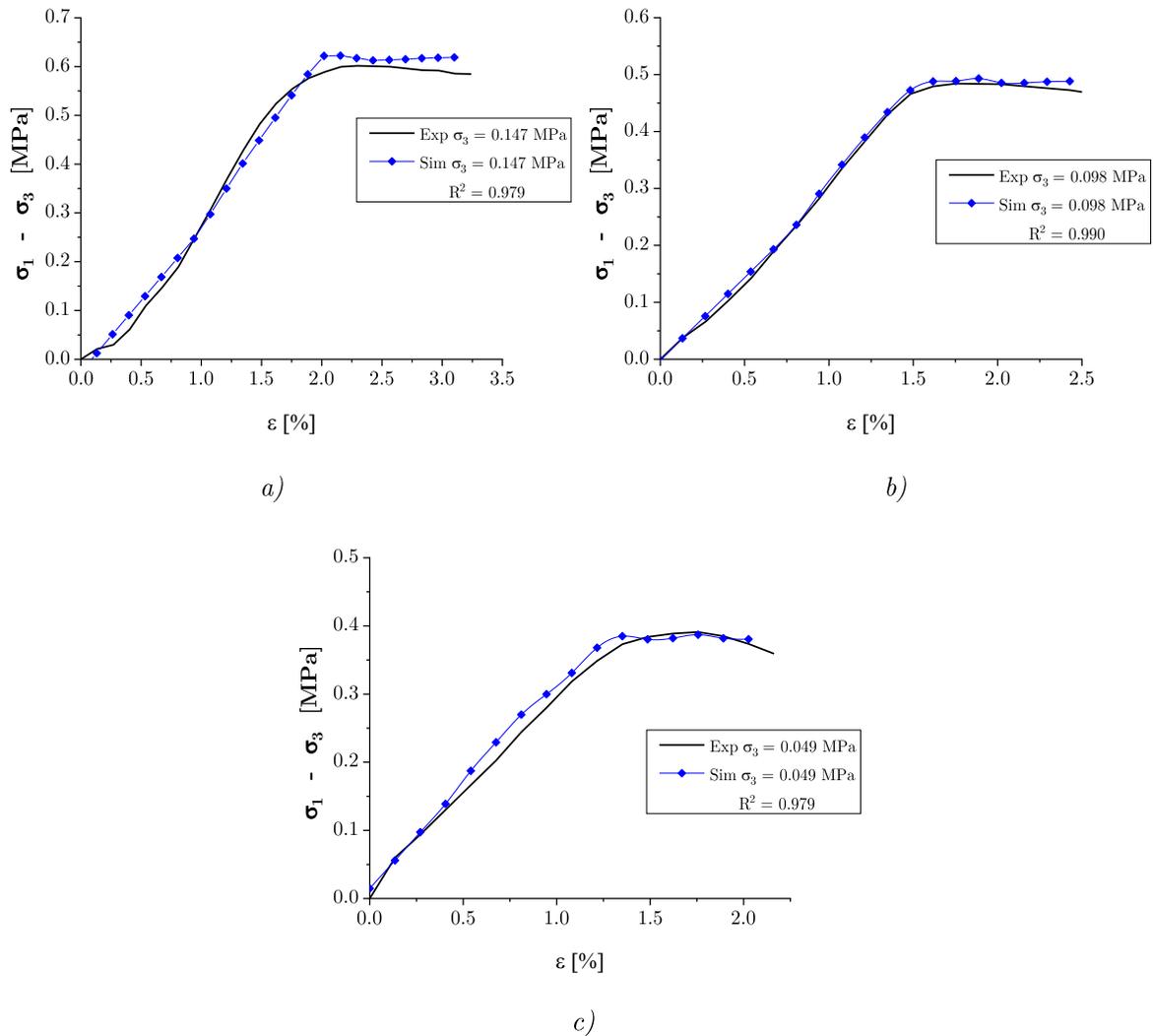


Figura 5-27. Curvas esfuerzo-deformación experimental y simulación para el horizonte E_2 con 10% de humedad a) $\sigma_3 = 0.147$ MPa, b) $\sigma_3 = 0.098$ MPa y c) $\sigma_3 = 0.49$ MPa.

La Figura 5-28 muestra las curvas esfuerzo-deformación experimental y simulación para el horizonte de suelo E_2 con 20% de humedad, en estas se aprecia un comportamiento similar al de un material elastoplástico perfecto, semejante al presentado a condiciones del 10% de humedad, por lo tanto, el modelo realizado obtiene valores de coeficiente de correlación R^2 superiores al 98% en las curvas esfuerzo-deformación de los tres niveles de confinamiento.

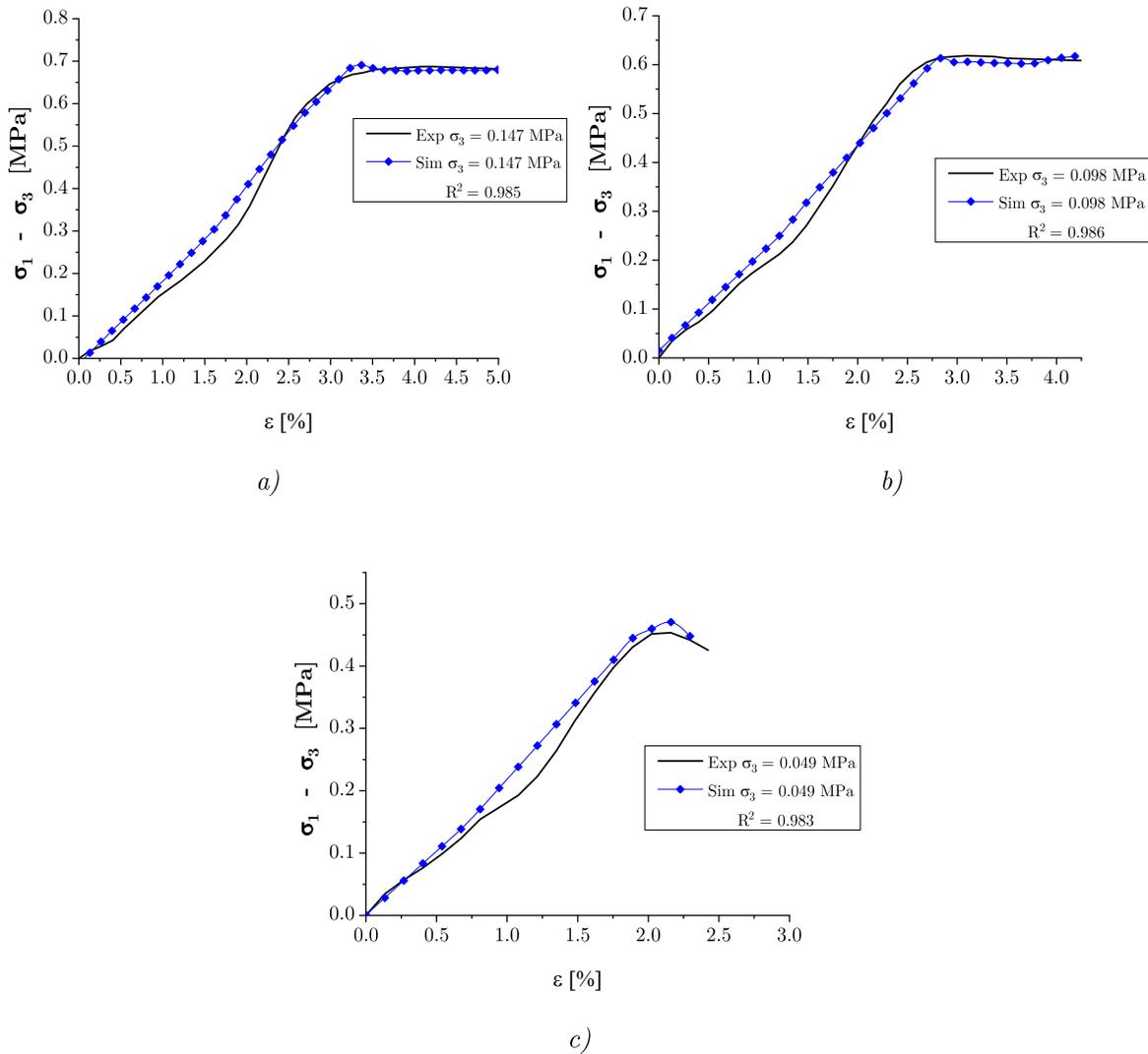


Figura 5-28. Curvas esfuerzo-deformación experimental y simulación para el horizonte E_2 con 20% de humedad a a) $\sigma_3 = 0.147$ MPa, b) $\sigma_3 = 0.098$ MPa y c) $\sigma_3 = 0.49$ MPa.

La Figura 5-29 muestra las curvas esfuerzo-deformación de los ensayos experimentales y de simulación para el horizonte E_2 con 34% de humedad, en esta al igual que lo presentado en el horizonte de suelo E_1 , muestra fallas no lineales, razón por la cual la predicción del comportamiento del suelo sometido al ensayo de compresión triaxial a diferentes presiones de confinamiento no es tan eficiente como en los ensayos a 10 y 20% de humedad.

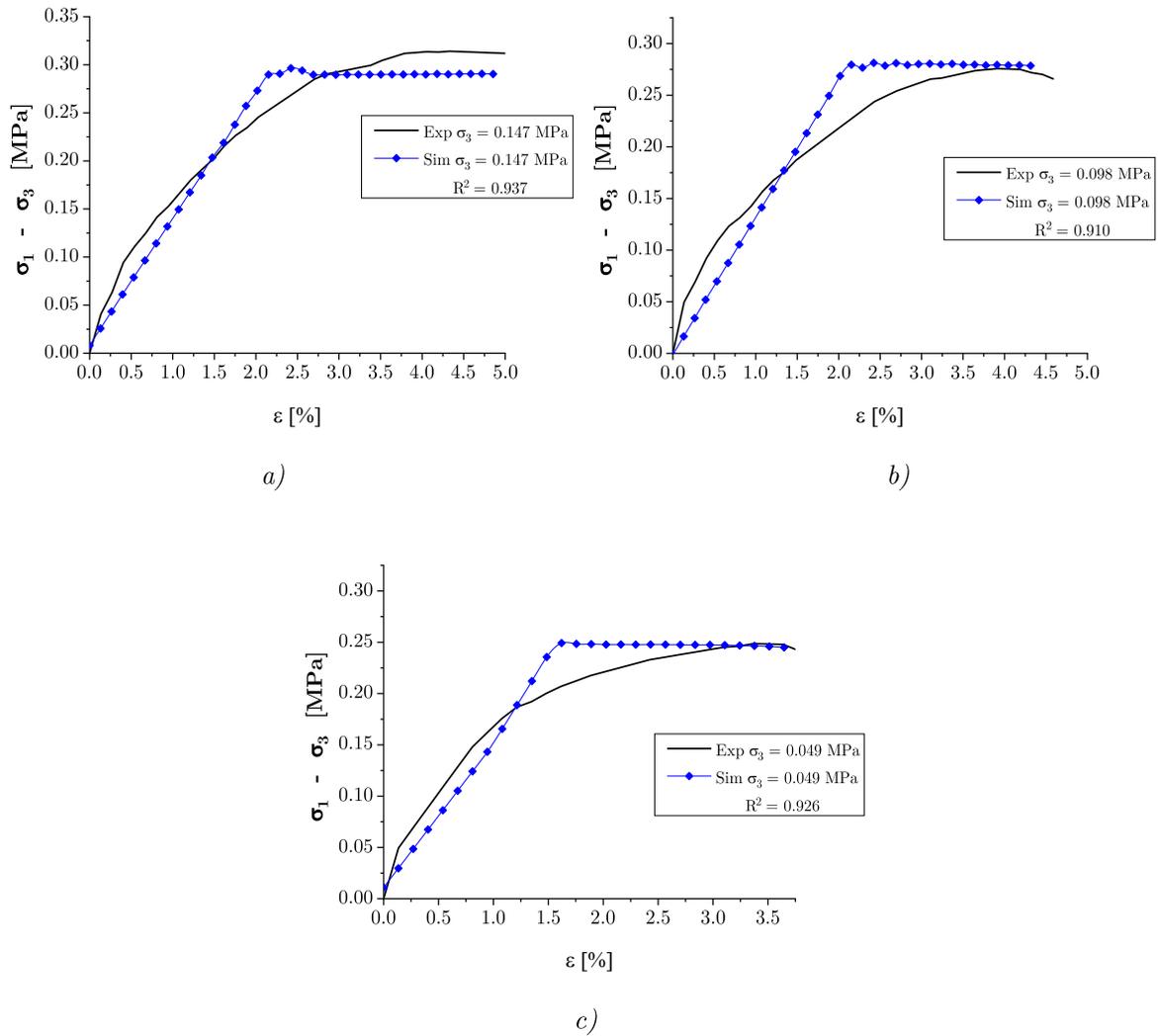


Figura 5-29. Curvas esfuerzo-deformación experimental y simulación para el horizonte E_2 con 34% de humedad a a) $\sigma_3 = 0.147$ MPa, b) $\sigma_3 = 0.098$ MPa y c) $\sigma_3 = 0.49$ MPa.

Para facilitar el análisis y comprensión de los resultados obtenidos en las simulaciones, en la Tabla 5-10 se muestra un resumen de propiedades mecánicas utilizadas en la simulación y los coeficientes de correlación R^2 de cada una de las simulaciones.

Tabla 5-10. Resumen de propiedades mecánicas utilizadas en la simulación y coeficientes de correlación R^2 de las simulaciones.

Horizonte de suelo	ω	σ_3	E	Poisson	Cohesión	Fricción	Resistencia Max		R^2
				ν	c	ϕ	Exp	Sim	
	%	MPa	MPa	-	MPa	°	MPa	MPa	
E₁	10	0.049	24.17	0.2	0.106	29.252	0.659	0.653	0.978
		0.098	23.32	0.2	0.106	29.252	0.557	0.560	0.993
		0.147	22.10	0.2	0.106	29.252	0.441	0.460	0.891
	20	0.049	11.04	0.2	0.131	12.859	0.402	0.413	0.991
		0.098	11.15	0.2	0.131	12.859	0.392	0.372	0.951
		0.147	12.31	0.2	0.131	12.859	0.357	0.355	0.925
	34	0.049	6.63	0.2	0.058	1.809	0.125	0.122	0.916
		0.098	7.10	0.2	0.058	1.809	0.130	0.122	0.965
		0.147	7.38	0.2	0.058	1.809	0.116	0.110	0.929
E₂	10	0.049	28.45	0.2	0.081	31.988	0.601	0.638	0.979
		0.098	32.29	0.2	0.081	31.988	0.483	0.516	0.990
		0.147	32.27	0.2	0.081	31.988	0.388	0.395	0.979
	20	0.049	21.48	0.2	0.102	31.898	0.681	0.716	0.983
		0.098	20.43	0.2	0.102	31.898	0.613	0.577	0.986
		0.147	19.97	0.2	0.102	31.898	0.441	0.486	0.985
	34	0.049	13.59	0.2	0.086	13.942	0.303	0.290	0.926
		0.098	13.09	0.2	0.086	13.942	0.265	0.281	0.910
		0.147	15.63	0.2	0.086	13.942	0.236	0.247	0.937

En este capítulo se mostraron los resultados las propiedades obtenidas de los ensayos experimentales, así como el análisis estadístico de la variación de éstas con la humedad y el horizonte de suelo. Además, se mostraron los resultados de los modelos de elemento finito replicando los ensayos experimentales de la prueba triaxial rápida, así como su análisis de convergencia de malla. Finalmente, se realizó una comparación del comportamiento de las curvas esfuerzo-deformación experimentales y aquellas obtenidas por simulación en los modelos de elemento finito. Adicionalmente, se presentó una tabla resumen de las propiedades empleadas para cada simulación, con su respectivo coeficiente de correlación R^2 . En el siguiente capítulo se muestran las conclusiones generales obtenidas de la investigación.

CAPÍTULO 6.

Conclusiones

A partir de los resultados obtenidos en la presente investigación, se puede concluir:

- La evaluación del modelo de elemento finito desarrollado permite concluir que el comportamiento simulado del modelo Mohr-coulomb se ajusta al comportamiento experimental del suelo vertisol pélico bajo la prueba de compresión triaxial rápida, con un coeficiente de correlación, R^2 , mínimo de 0.89 y máximo de 0.99, presentado los valores mínimos en los ensayos a 34% de humedad y los máximos en los ensayos a 10% de humedad, esto se cumple en ambos estratos de suelo. Lo anterior, permite validar la hipótesis planteada en esta investigación.
- En el análisis estadístico del diseño factorial multinivel se identificaron los principales factores que influyen en el comportamiento mecánico del suelo agrícola, presentando una influencia importante de la humedad en la cohesión y el ángulo de fricción interno del suelo, mientras que, la materia orgánica solamente afecta el ángulo de fricción.
- Se determinaron experimentalmente las propiedades mecánicas (cohesión, ángulo de fricción y módulo elástico) de dos estratos (0 - 30 cm y 31 - 60 cm) de suelo vertisol pélico para tres niveles de humedad (10 %, 20 % y 34 %) y tres presiones de confinamiento (0.049 MPa, 0.098 MPa y 0.147 MPa), las cuales fueron empleadas para la simulación de la respuesta mecánica. Las propiedades determinadas pueden ser utilizadas en futuros estudios de simulación de compactación de suelo. La información obtenida aporta a la literatura, puesto que, no había precedente de estas propiedades para el suelo vertisol pélico.
- El desarrollo del modelo de elemento finito permitió definir el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb como adecuado para simular el comportamiento mecánico de suelos de esta naturaleza, aunque se observa un crecimiento del error en la aproximación de la simulación para los ensayos realizados en probetas a 34% de humedad, esto se atribuye a la forma no lineal de la falla.
- La metodología propuesta para el desarrollo del modelo de elemento finito facilita la aproximación de la respuesta del modelo, dejando como resultado bases en el país para futuros

análisis por simulación de mayor complejidad en mecánica de suelos, como la simulación de la interacción suelo-implemento de labranza, o suelo neumático.

- El desarrollo de esta investigación aporta un compendio de propiedades mecánicas del suelo arcilloso, vertisol pélico, así como la metodología y las consideraciones empleadas en la simulación la prueba triaxial. Esto deja sentadas bases para trabajos investigativos futuros en análisis del comportamiento de suelo, como los empleados en simulación de la interacción entre el suelo e implemento de labranza o entre suelo y neumático, entre otros.

Referencias

- [1] O. González, C. Iglesias, M. Herrera, and E. López, 2007, “Modelación matemática de la superficie de contacto suelo-neumático,” *redalyc.org*.
- [2] D. Wulfsohn and B. Adams, 2002, “Advances in soil dynamics,” *ASAE St. Joseph, MI, USA*.
- [3] L. Chi, R. Kushwaha, and J. Shen, 1993, “An elasto-plastic constitutive model for agricultural cohesive soil,” *csbe-scgab.ca*.
- [4] O. Gonzales Cueto and C. Iglesias Coronel, 2011, “Análisis de investigaciones realizadas para modelar la compactación del suelo agrícola,” *scielo.sld.cu*.
- [5] Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), 1991, “Unidades de Suelo, Estados Unidos Mexicanos,”.
- [6] J. Castellanos Ramos and B. Hurtado García, 2000 “Características físicas y químicas de los suelos del Estado de Guanajuato, a partir de los análisis de laboratorio del campo experimental Bajío del INIFAP,”.
- [7] A. De la Rosa, M. Herrera Suárez, and O. Gonzales Cueto, “Los Modelos Constitutivos para la Simulación de la Respuesta Mecánica de los Suelos Agrícolas mediante el Métodos de Elementos Finito (MEF).,” *revistas.ulcb.edu.pe*.
- [8] J. Rodríguez and M. Deschappelles, “El subsolador SP-280H modificado, nuevo equipo para la labranza mínima de los suelos,” 1990.
- [9] M. Herrera, C. Iglesias, M. Rodriguez, and A. García de la Figal, “Propiedades dinámicas de los vertisuelos que intervienen en el diseño de órganos escarificadores. Parte II,” *Rev. Ciencias Técnicas Agropecu.*, vol. 10 (3), pp. 29–36, 2001.
- [10] M. Herrera, M. Cruz, M. Flores, and L. García, “Paratill C- 80 nuevo apero para la labranza conservacionista de los suelos cañeros,” in *Seminario Científico Conmemorativo por el 40 Aniv. del CEMA. Universidad Agraria de la Habana, dic. 4 y 5*, 2008.
- [11] O. Leyva, “Fundamentación de una tecnología para laboreo mínimo de suelos vertisoles basada en la aplicación de una máquina compleja en caña de azúcar, 145pp,” 2009.

- [12] A. De la Rosa, “Evaluación de la validez del modelo constitutivo Drucker Prager Extendido para la simulación de la respuesta mecánica de un Vertisol de la región central de,” *scielo.sld.cu*.
- [13] N. Abu-Hamdeh, 2003, “A nonlinear 3D finite element analysis of the soil forces acting on a disk plow,” *Elsevier*.
- [14] M. Moya, F. Ayuga, and M. Guaita, 2002, “Mechanical properties of granular agricultural materials,”.
- [15] M. Poodt, A. Koolen, and J. Van der Lindend, 2003, “FEM analysis of subsoil reaction on heavy wheel loads with emphasis on soil preconsolidation stress and cohesion,” *Elsevier*.
- [16] W. Lambe and R. Whitman, “Mecánica de suelos.” 1972.
- [17] J. Dejong Hughes, “Tires, Traction and Compaction.”
- [18] M. Knight, “Compaction Asphalt, Roads, Trench Restoration.”
- [19] S. de Posgraduados, “Evaluación de la degradación del suelo causada por el hombre en la República Mexicana, escala 1: 250,000,” *Mem. Nac. SEMARNAT-Colegio Posgraduados, México*, 2003.
- [20] R. McKenzie, “Agricultural soil compaction: Causes and management,” *Alberta Agric.*, 2010.
- [21] M. Hamza and W. Anderson, 2005, “Soil compaction in cropping systems: A review of the nature, causes and possible solutions,” *Elsevier*.
- [22] V. S. Martiren, R. A. Fonterosa, X. Lastra Bravo, and G. Botta, 2016 “Compactación por el tráfico de la maquinaria agrícola: su efecto sobre el esfuerzo cortante del suelo y el rendimiento del cultivo de maíz (*Zea mayz* L.),”.
- [23] J. R. Williamson and W. A. Neilsen, “The influence of forest site on rate and extent of soil compaction and profile disturbance of skid trails during ground-based harvesting,” *Can. J. For. Res.*, vol. 30, no. 8, pp. 1196–1205, Aug. 2000.
- [24] M. F. Nawaz, G. Bourrié, and F. Trolard, “Soil compaction impact and modelling. A review,” *Agron. Sustain. Dev.*, vol. 33, no. 2, pp. 291–309, Apr. 2013.

- [25] J. P. Tenza Pongutá, “Estudio de las propiedades mecánicas de suelos agrícolas a partir de pruebas in situ y de laboratorio para modelos de labranza y tracción,” *bdigital.unal.edu.co*.
- [26] C. Villalaz, “Mecánica de suelos y cimentaciones. 5ta. Edición. Editorial Limusa, Noriega editores. España. ISBN: 9681864891, 9789681864897. Dionisio Pérez-Villar. El,” 2007.
- [27] B. Das and S. González, *Fundamentos de ingeniería geotécnica*, Thomson Le. 2001.
- [28] C. Goodin and J. Priddy, 2016 “Comparison of SPH simulations and cone index tests for cohesive soils,” *Elsevier*.
- [29] K. Kotrocz, A. Mouazen, and G. Kerényi, 2016, “Numerical simulation of soil–cone penetrometer interaction using discrete element method,” *Elsevier*.
- [30] E. López Bravo and M. Herrera Suárez, 2016, “Efecto de la humedad y la compactación del suelo en operaciones de labranza,” *scielo.sld.cu*.
- [31] C. Mendoza, M. Farias, and R. P. da Cunha, “Validación de modelos constitutivos avanzados de comportamiento mecánico para la arcilla estructurada de Brasilia,” *Obras y Proy.*, no. 15, pp. 52–70, 2014.
- [32] A. Nietol, J. Camacho, and E. Ruiz Blanco, “Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos mohr-coulomb y hardening soil en suelos arcillosos,” *Rev. Ing. Univ. Medellín*, no. 8(15), pp. 75–91, 2009.
- [33] M. Nandanwar and Y. Chen, 2017, “Modeling and measurements of triaxial tests for a sandy loam soil,” *csbe-scgab.ca*.
- [34] A. Recuero, R. Serban, B. Peterson, and H. Sugiyama, 2017, “A high-fidelity approach for vehicle mobility simulation: Nonlinear finite element tires operating on granular material,” *Elsevier*.
- [35] T. López, F. González, G. Cid, M. Osorio, and M. Ruíz, “Modelos de simulación: una herramienta actual indispensable en los estudios del continuo agua–suelo–planta–atmósfera,” 2007.
- [36] V. Goriachkin, “Teoría del arado,” Editorial., Moscú, 1927, p. 323.

- [37] V. Goriachkin, “Kolesa zhatvennih mashin,” S. Soch, Ed. Moscú, 1937.
- [38] W. Gill and G. Berg, “Soil dynamics in tillage and traction,” 1967.
- [39] F. Hoyos Patiño, *Geotecnia Diccionario Básico*. Editorial Académica Española, 2012.
- [40] T. Nichols, A. Bailey, C. Johnson, and R. Grisso, “A stress state transducer for soil,” *elibrary.asabe.org*.
- [41] A. Schofield and P. Wroth, “Critical state soil mechanics,” 1968.
- [42] C. Santamarina and G. Narsilio, 2008 “Clasificación de suelos: fundamento físico, prácticas actuales y recomendaciones,” *egel.kaust.edu.sa*.
- [43] E. McKyes, “Agricultural engineering soil mechanics,” 2012.
- [44] R. Brinkgreve, “Selection of Soil Models and Parameters for Geotechnical Engineering Application,” in *Soil Constitutive Models*, 2005, pp. 69–98.
- [45] J. Labuz and A. Zang, “Mohr–Coulomb Failure Criterion,” *Rock Mech. Rock Eng.*, vol. 45, no. 6, pp. 975–979, Nov. 2012.
- [46] C. Johnson, R. Grisso, and T. Nichols, 1987, “Shear measurement for agricultural soils—A review,” *elibrary.asabe.org*.
- [47] O. Mohr, *Abhandlungen aus dem Gebiete der Technische Mechanik [Treatise on Topics in Engineering Mechanics]*, 2nd Editii. Berlin, 1914.
- [48] E. McKyes, “Soil cutting and tillage,” 1985.
- [49] L. Rucks, F. García, and A. Kaplán, 2004, “Propiedades físicas del suelo,” *academia.edu*.
- [50] K. Roscoe, A. Schofield, and C. Wroth, “On The Yielding of Soils,” *Géotechnique*, vol. 8, no. 1, pp. 22–53, Mar. 1958.
- [51] A. Leoni, “GEOTECNIA III ‘ Introducción al Estado Crítico en Suelos .,’” Buenos aires, Argentina: Universidad Nacional de la Plata, 2014.
- [52] J. Kirby, M. O’sullivan, and J. Wood, “Estimating critical state soil mechanics parameters from constant cell volume triaxial tests,” *Eur. J. Soil Sci.*, vol. 49, no. 1, pp. 85–93, Mar. 1998.

- [53] E. Juárez and A. Rico, “Mecanica de suelos.” Limusa, 1976.
- [54] O. Salas, “Ensayos triaxiales para suelos,,” *revistas.ucr.ac.cr*, 2011.
- [55] *ASTM D4767-11, Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*, ASTM International, West Conshohocken. EEUU, 2011.
- [56] *ASTM D2850-15, Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils*, ASTM International, West Conshohocken. EEUU, 2015.
- [57] *ASTM D 698, Standard Method of Test for Moisture-Density Relations of Soils Using a 4.54-kg (10-lb) Rammer and a 457-mm (18-in.) Drop*, ASTM International, West Conshohocken. 2017.
- [58] *ASTM D 698, Standard Method of Test for Moisture-Density Relations of Soils Using a 2.5-kg (5.5-lb) Rammer and a 305-mm (12-in.) Drop*, ASTM International, West Conshohocken. 2017.
- [59] J. E. Ashburner and B. G. Sims, *Elementos de diseño del tractor y herramientas de labranza*. Instituto Interamericano de Cooperación para la Agricultura, 1984.
- [60] L. Bashford, A. Jones, and L. Mielke, 1988, “Comparison of bulk density beneath a belt track and tire,” *elibrary.asabe.org*.
- [61] J. Lampurlanés and C. Cantero Martínez, “Soil Bulk Density and Penetration Resistance under Different Tillage and Crop Management Systems and Their Relationship with Barley Root Growth,” *Agron. J.*, vol. 95, no. 3, pp. 526–536, 2003.
- [62] S. Logsdon and D. Karlen, 2004, “Bulk density as a soil quality indicator during conversion to no-tillage,” *Elsevier*.
- [63] K. Gómez Rodríguez, M. Mogollón Lancheros, and J. H. Camacho Tamayo, “Incidencia de la compactación ocasionada por el tractor en la infiltracion en un andisol,” *researchgate.net*.
- [64] J. Osunbitan, D. Oyedele, and A. Research, 2005, “Tillage effects on bulk density, hydraulic conductivity and strength of a loamy sand soil in southwestern Nigeria,” *Elsevier*.
- [65] T. Keller and I. Geoderma, 2010, “Estimation of reference bulk density from soil particle size

- distribution and soil organic matter content,” *Elsevier*.
- [66] R. Lal and M. Shukla, “Principles of soil physics,” 2004.
- [67] J. Pedreño, J. Herrero, I. Lucas, and J. Beneyto, “Residuos orgánicos y agricultura,” 1995.
- [68] A. Gros, “Abonos:guía práctica de la fertilización /.” Mundi-Prensa, 1981.
- [69] A. Julca Otiniano, L. Meneses Florián, R. Blas Sevillano, and S. Bello Amez, 2005, “La materia orgánica, importancia y experiencia de su uso en la agricultura,” *scielo.conicyt.cl*.
- [70] S. Heuscher, B. Craig, and P. Jardine, 2005, “Using soil physical and chemical properties to estimate bulk density,” *dl.sciencesocieties.org*.
- [71] E. Millán, F. Miguel, F. Díaz, and C. Millán, 2013, “Incorporación de biomasa en un suelo Vertisol y su relación con la densidad de compactación,” *revistas.unicordoba.edu.co*.
- [72] P. Ogban, W. Ogunewe, R. Dike, A. Ajaelo, and A. Ikeata, 2008, “Effect Of Tillage And Mulching Practices On Soil Properties And Growth And Yield Of Cowpea (*Vigna unguiculata* (L), Walp) In Southeastern Nigeria.,” *ajol.info*.
- [73] S. Survey, “Soil taxonomy: A basic system of soil classification for making and interpreting soil surveys,” 1975.
- [74] A. White, 1949, “Atterberg plastic limits of clay minerals,” *pubs.geoscienceworld.org*.
- [75] A. Ahmed and M. Helmy Elsanabary, “Finite element modelling and Laboratory determination for the elastic modulus of granular waste materials,”.
- [76] F. Jacob and B. Ted, “A first course in finite elements,” 2007.
- [77] H.-H. LEE, *Finite element simulations with ansys workbench 18*. SDC PUBNS, 2018.
- [78] T. Stolarski, Y. Nakasone, and S. Yoshimoto, *Engineering analysis with ANSYS software*. .
- [79] M. Zewde Tekeste, D. Habtzghi, and J. Koolen, “Cap-hardening parameters of Cam-clay model variations with soil moisture content and shape-restricted regression model,” *cigrjournal.org*.
- [80] O. González Cueto and C. Iglesias Coronel, 2009, “Parámetros de estado crítico empleados para la simulación de la respuesta mecánica de un suelo rhodic ferralsol (mediante el MEF),”.

- [81] M. Herrera Suárez and O. González Cueto, 2010 “Estudio de la exactitud del modelo hiperbólico de Duncan y Chan en la predicción de la relación esfuerzo deformación de tres suelos arcillosos cubanos,” *scielo.sld.cu*.
- [82] O. González Cueto, M. Herrera Suárez, C. Iglesias Coronel, and E. López Bravo, 2013, “Análisis de los modelos constitutivos empleados para simular la compactación del suelo mediante el método de elementos finitos,” *scielo.sld.cu*.
- [83] M. González Cueto, O. Nava, F. D. Ruiz Vega, J. López Bravo, E. Iglesias Coronel, and C. Enrique, “Simulación de la respuesta mecánica del suelo en la interfase suelo-herramienta de labranza,” *Rev. Fac. Ing. Univ. Antioquia*, no. 69, pp. 77–88, 2013.
- [84] I. Ayadi, B. Hatem, and M. Aref, 2014, “Soil-blade orientation effect on tillage forces determined by 3D finite element models,” *revistas.inia.es*.
- [85] H. Jiang, 2011, “A note on the Mohr–Coulomb and Drucker–Prager strength criteria,” *Elsevier*.
- [86] L. Alejano and A. Bobet, “Drucker–Prager Criterion,” in *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014*, Cham: Springer International Publishing, 2012, pp. 247–252.
- [87] D. Mašín, “Hypoplastic Cam-clay model,” 2012.
- [88] T. Poskitt, J. Burland, and K. Roscoe, 1970, “Local strains and pore pressures in a normally consolidated clay layer during one-dimensional consolidation,” *researchgate.net*.
- [89] R. Kondner and J. Zelasko, “Void Ratio Effects on the Hyperbolic Stress-Strain Response of a Sand,” in *Laboratory Shear Testing of Soils*, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959: ASTM International, 1964, pp. 250-250–8.
- [90] J. Duncan and C. Chang, 1970, “Nonlinear analysis of stress and strain in soils,” *trid.trb.org*.
- [91] P. V. Lade, “Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces,” *Int. J. Solids Struct.*, vol. 13, no. 11, pp. 1019–1035, Jan. 1977.
- [92] A. Al-Ajmi and Z. Robert, 2005, “Relation between the Mogi and the Coulomb failure criteria,”

squ.pure.elsevier.com.

- [93] L. Yu, J. Liu, and X. Kong, 2008, “Three-dimensional RITSS large displacement finite element method for penetration of foundations into soil,” *Elsevier*.
- [94] V. Pratap and B. Sivakumar, “2D Numerical Simulations of Soil Nail Walls,” *Geotech. Geol. Eng.*, vol. 28, no. 4, pp. 299–309, Jul. 2010.
- [95] B. Plaxis, “Material models manual,” 2004.
- [96] K. Danas and P. Ponte, “Failure of elasto-plastic porous materials subjected to triaxial loading conditions.”
- [97] “Mapa de Irapuato, México - Google Maps,” *Recuperado el 25 de septiembre de 2017*. [Online]. Available: <https://www.google.com.mx/maps/place/Irapuato,+Gto./@20.7457181,-101.3405837,15z/data=!4m5!3m4!1s0x842c7e1f7b7e24f5:0xc7fd081ecde9689b!8m2!3d20.6786652!4d-101.3544964>. [Accessed: 21-Feb-2019].
- [98] SCT, *Secretaría de Comunicaciones y Transporte, 2003 ,N-MT-1-01, Materiales para Terraplén. .*
- [99] SCT, *Secretaría de Comunicaciones y Transporte, 2003 ,N-MT-1-02, Materiales para Subyacente. .*
- [100] SCT, *Secretaría de Comunicaciones y Transporte, 2003 ,N-MT-1-03, Materiales para Subrasante. .*
- [101] *Norma Mexicana NMX-AA-21. Protección al Ambiente – Contaminación del Suelo Residuos Sólidos Municipales – Determinación de Materia Orgánica.* 1895.
- [102] A. Linares, “Comportamiento triaxial consolidado y sin drenaje de la margas azul del guadalquivir con modelos elastoplásticos ” 2014.
- [103] A. de la Rosa and P. Alcocer, 2016 “Adjustment of the plastic parameters of the Extended Drucker Prager model for the simulation of the mechanical response of a clayey soil (Vertisol),” *revistas.unah.edu.cu*.
- [104] Y. Betancur, M. Builes, and Á. Millán, 2013, “Variation of the mechanical properties of

allophane clay in colombia varying their saturation degree,” *scielo.org.co*.

- [105] A. Hossne, G. Paredes, and R. Carvajal, 2011, “Cohesión aparente de un suelo agrícola franco arenoso de sabana,” *actauniversitaria.ugto.mx*.

Anexos

Anexo A. Formato de ensayo de compresión triaxial.

COMPRESION TRIAXIAL							
OBRA: LOCALIZACION: SONDEO: MUESTRA: DESCRIPCION:							
				ENSAYE No.: PROF.:			
MEDIDAS DE LA MUESTRA							
Ds =	cm		W =		Velocidad de aplicación de la carga: 1.2mm/min	FECHA:	
Dc =	cm				K del anillo de _____ KN.:	REALIZO:	
Di =	cm						
Hm =	cm		$\sigma_3 =$				
Lectura del micrómetro			Lectura del micrómetro		Lectura del micrómetro	HUMEDAD	
						Capsula No.	
						W _{Cápsula+Suelo Húmedo}	
						W _{Cápsula+Suelo seco}	
						W _{capsula}	
						ESQUEMA DE FALLA	
						<div style="border: 1px solid black; width: 100%; height: 100%;"></div>	

Anexo B. Estadígrafos de clasificación textural del suelo.

Del análisis granulométrico, se muestra a continuación las masas de los materiales retenidos en cada una de las mallas.

Tabla B-1. Granulometría horizonte de suelo E₁.

N°_{MALLA}	$W_{retenido}$	<i>Retenido</i>	<i>Acumulado</i>	<i>Pasa</i>
4	0.00	0.00%	0.00%	100.00%
40	6.40	3.75%	3.75%	96.25%
200	13.60	7.96%	11.71%	88.29%
Pasa 200	150.80	88.29%	100.00%	0.00%

Tabla B-2. Granulometría horizonte de suelo E₂.

N°_{MALLA}	$W_{retenido}$	<i>Retenido</i>	<i>Acumulado</i>	<i>Pasa</i>
4	0.00	0.00%	0.00%	100.00%
40	9.10	3.22%	3.22%	96.78%
200	20.80	7.35%	10.57%	89.43%
Pasa 200	253.10	89.43%	100.00%	0.00%

Una vez conocido el porcentaje de material retenido en cada una de las mallas, se procede a calcular las cantidades correspondiente a grava, arena y arcilla. Los resultados obtenidos se muestran a continuación para cada uno de los horizontes de suelo, donde E₁ corresponde al horizonte de 0 a 30 cm y E₂ al de 30 a 60 cm.

Tabla B-3. Resultados granulometría.

	E ₁	E ₂
%Grava	0%	0%
%Arena	12%	11%
%Arcilla	88%	89%

Anexo C. Estadígrafo humedad natural.

Para el cálculo de la humedad se hace uso de la siguiente expresión.

$$\omega = \frac{W_{mh} - W_{ms}}{W_{ms}} \times 100$$

donde ω es el porcentaje de humedad del suelo, W_{mh} es el peso de suelo húmedo, y W_{ms} es el peso de suelo seco.

Tabla C-1. Resultados humedad natural.

SUELO	W_{mh}	W_{ms}	%ω
E₁	182.20	170.8	6.67
E₂	300	283	6.01

Anexo D. Clasificación por carta de plasticidad.

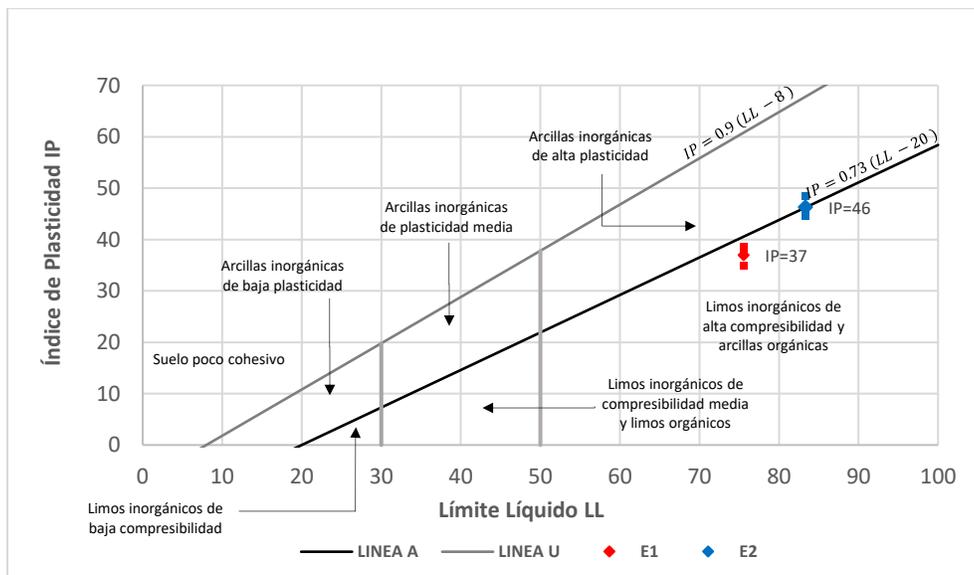
Los resultados de la clasificación de plasticidad de los dos horizontes de suelo E₁ y E₂, se muestran en la Tabla D-1.

Tabla D-1. Resultados plasticidad.

SUELO	PRUEBA	IP	IP _{prom}	LL
E ₁	1	38.62	37	75.57
	2	37.31		
	3	34.92		
E ₂	1	48.33	46	83.35
	2	46.09		
	3	44.47		

Donde IP es el índice de plasticidad, IP_{prom} es el índice de plasticidad promedio y LL es el límite líquido.

Figura B-1. Carta de plasticidad.



Anexo E. Estadígrafo peso específico seco natural.

Los resultados obtenidos en la determinación del peso específico seco natural se muestran en las tablas E-1 y E-2.

Tabla E-1 Resultados peso específico seco natural.

SUELO	Grumo	W_m	W_{mp}	W'_{mp}	V_{des}	W_p
E₁	1	9.65	10.71	4.47	6.24	1.06
	2	20.17	22.1	9.33	12.77	1.93
	3	13.85	15.4	6.6	8.8	1.55
E₂	1	9.83	10.9	4.41	6.49	1.07
	2	9.52	10.55	4.3	6.25	1.03
	3	6.55	7.43	2.87	4.56	0.88

Tabla E-2 Resultados peso específico seco natural.

SUELO	Grumo	V_p	V_m	γ_d	γ_{dprom}	γ_{dnat}
E₁	1	1.16	5.07	1.90	1.91	1.79
	2	2.12	10.65	1.89		
	3	1.70	7.09	1.95		
E₂	1	1.17	5.31	1.85	1.84	1.74
	2	1.13	5.12	1.86		
	3	0.96	3.59	1.82		

Donde W_m es la masa del espécimen sin parafina en gramos, W_{mp} es la masa del espécimen cubierto con parafina en gramos, W'_{mp} es la masa sumergida del espécimen cubierto con parafina en gramos, W_p es la masa de la parafina en gramos, V_p es el volumen de la parafina que cubre el espécimen en cm^3 , V_m es el volumen del material en cm^3 , γ_d es el peso específico húmedo del suelo en g/cm^3 y γ_{dnat} es el peso específico seco del suelo en estado natural en kg/m^3 .

Anexo F. Estadígrafo ensayos Proctor.

Los resultados obtenidos en el ensayo PROCTOR del horizonte de suelo E₁, se muestran en la Tabla F-1.

Tabla F-1 Resultados ensayo PROCTOR horizonte de suelo E₁.

	UG	COORDENADAS						
LOCALIZACIÓN:	COPAL (DICIVA)	SONDEO:		E ₁				
FECHA:	17-may-18	PROF		0 - 30 cm				
DESCRIPCIÓN	ARCILLA NEGRA							
DATOS DEL MOLDE:								
	1	VOLUMEN			929.80 cm ³			
DATOS DEL MARTILLO:		Golpes/Capa			25			
PESO	2500 gr	PESO		1916 gr				
No. DE CAPAS:	3	h CAIDA		30.50 cm				
DETERMINACIÓN:								
		10%	20%	30%	33%	40%	50%	60%
W MOLDE + SUELO HUMEDO	gr	2930.00	3138.00	3413.00	3489.00	3516.00	3502.00	3448.00
W MOLDE	gr	1916.00	1916.00	1916.00	1916.00	1916.00	1916.00	1916.00
W SUELO HUMEDO	gr	1014.00	1222.00	1497.00	1573.00	1600.00	1586.00	1532.00
Vol _{molde}	cm ²	929.80	929.80	929.80	929.80	929.80	929.80	929.80
g ESPECIFICO HUMEDO	gr/cm ³	1.09	1.31	1.61	1.69	1.72	1.71	1.65
W CALSUPLA + SUELO HUMEDO	gr	200.00	200.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00
W CALSUPLA + SUELO SECO	gr	179.00	168.80	107.60	105.30	99.40	93.40	88.60
W DEL AGUA	gr	21.00	31.20	32.40	34.70	40.60	46.60	51.40
Humedad	%	11.73	18.48	30.11	32.95	40.85	49.89	58.01
g ESPECIFICO SECO	gr/cm ³	0.97	1.10	1.23	1.27	1.22	1.13	1.04

Los resultados obtenidos en el ensayo PROCTOR del horizonte de suelo E₂, se muestran en la Tabla F-2.

Tabla F-2 Resultados ensayo PROCTOR horizonte de suelo E₂.

OBRA:	UG							
LOCALIZACIÓN:	COPAL (DICIVA)		SONDEO:	E ₂				
FECHA:	17-may-18		PROF	30 - 60 cm				
DESCRIPCIÓN	ARCILLA NEGRA							
DATOS DEL MOLDE:								
	1		VOLUMEN	930.00 cm ³				
DATOS DEL MARTILLO:			GOLPES/CAPA:	25				
PESO	2500 gr		PESO	1916 gr				
No. DE CAPAS:	3		h CAIDA	30.50 cm				
DETERMINACIÓN:								
		10%	20%	30%	33%	40%	50%	60%
W MOLDE + SUELO HUMEDO	gr	2700.00	3100.00	3280.00	3433.00	3520.00	3504.00	3463.00
W MOLDE	gr	1916.00	1916.00	1916.00	1916.00	1916.00	1916.00	1916.00
W SUELO HUMEDO	gr	784.00	1184.00	1364.00	1517.00	1604.00	1588.00	1547.00
VOLUMEN _{molde}	cm ³	928.80	929.80	929.80	929.80	929.80	929.80	929.80
g ESPECIFICO HUMEDO	gr/cm ³	0.84	1.27	1.47	1.63	1.73	1.71	1.66
W CALSUPLA + SUELO HUMEDO	gr	200.00	200.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
W CALSUPLA + SUELO SECO	gr	174.10	161.80	39.57	38.15	36.54	35.75	35.00
W DEL AGUA	gr	25.90	38.20	10.43	11.85	13.46	14.25	15.00
HUMEDAD	%	14.88	23.61	26.36	31.06	36.84	39.86	42.86
g ESPECIFICO SECO	gr/cm ³	0.73	1.03	1.161	1.24	1.26	1.22	1.16

Anexo G. Curvas esfuerzo-deformación.

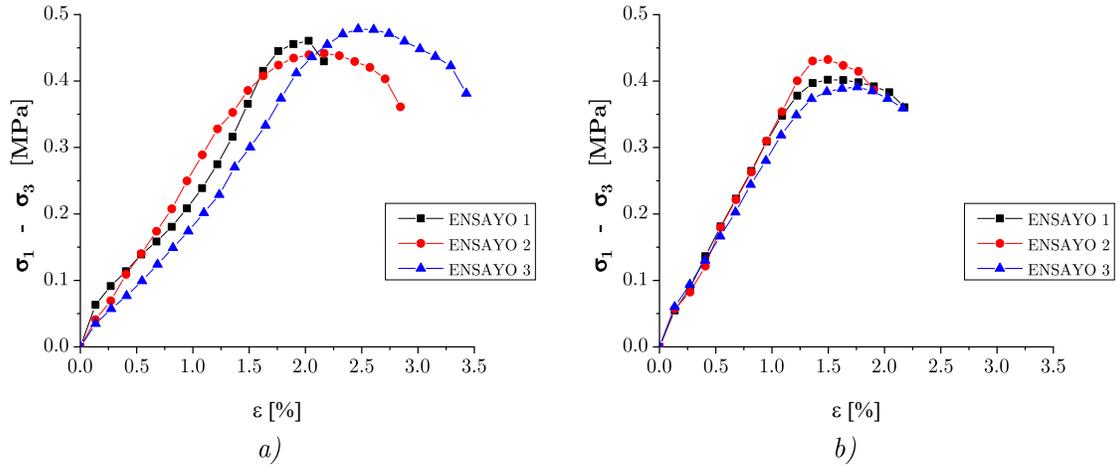


Figura G-1. $w=10\%$ $\sigma_3=0.049$ MPa a) horizonte suelo E_1 y b) horizonte suelo E_2 .

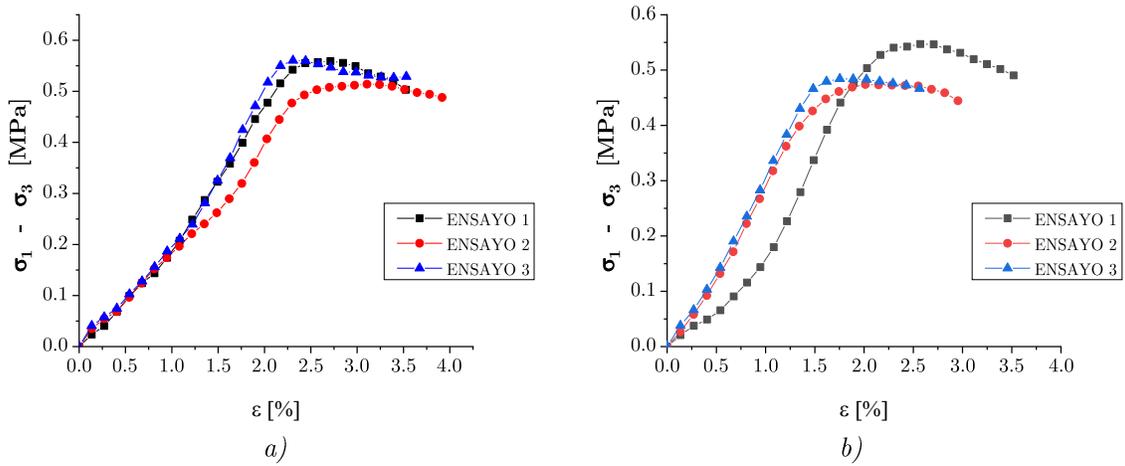


Figura G-2. $w=10\%$ $\sigma_3=0.098$ MPa a) horizonte suelo E_1 y b) horizonte suelo E_2 .

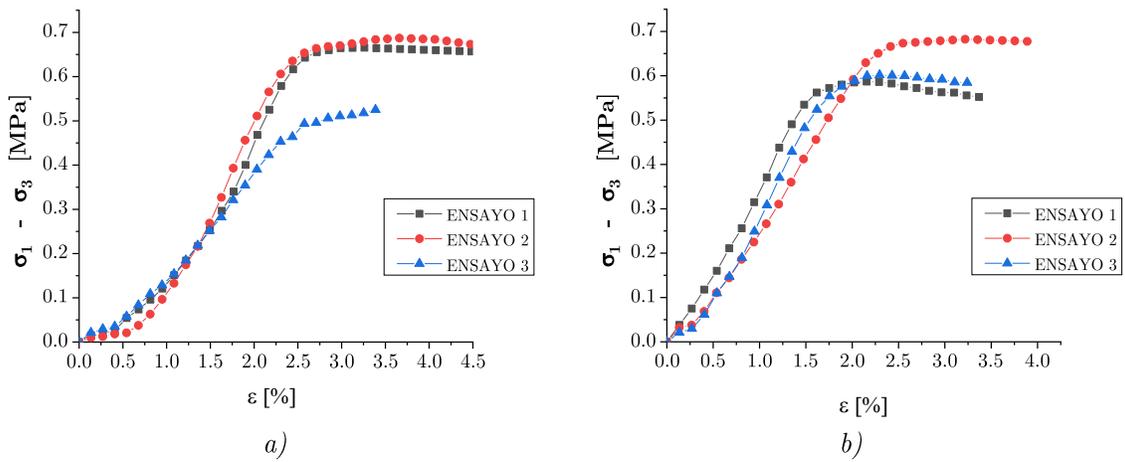


Figura G-3. $w=10\%$ $\sigma_3=0.147$ MPa a) horizonte suelo E_1 y b) horizonte suelo E_2 .

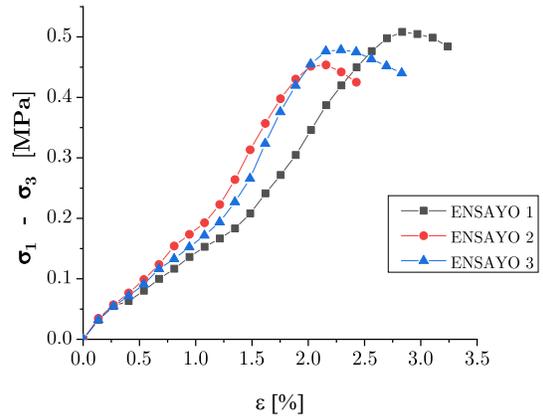
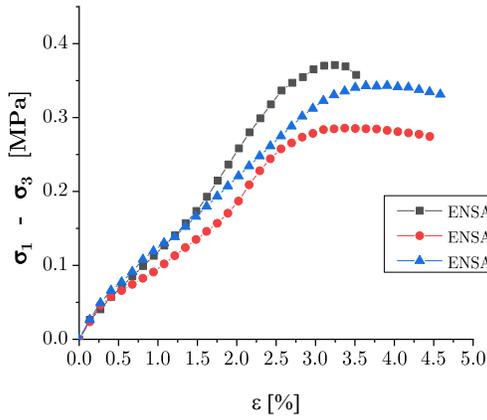


Figura G-4. $w=20\%$ $\sigma_3=0.049$ MPa a) horizonte suelo E_1 y b) horizonte suelo E_2 .

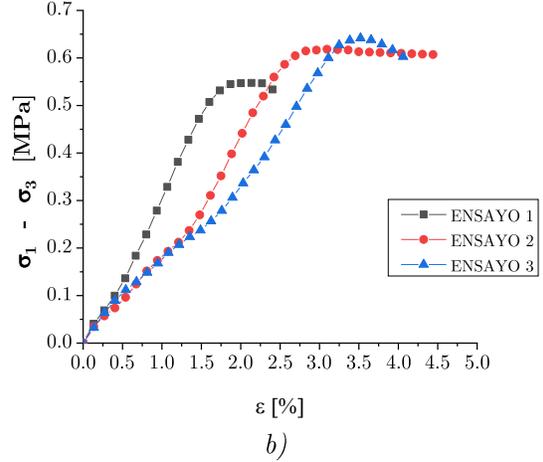
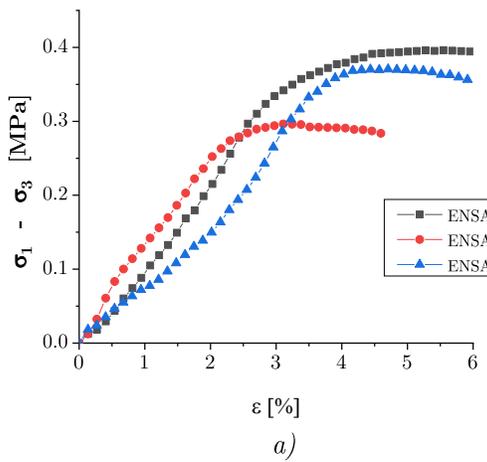


Figura G-5. $w=20\%$ $\sigma_3=0.098$ MPa a) horizonte suelo E_1 y b) horizonte suelo E_2 .

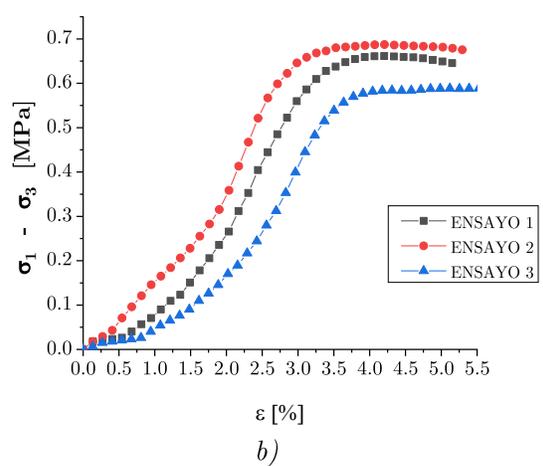
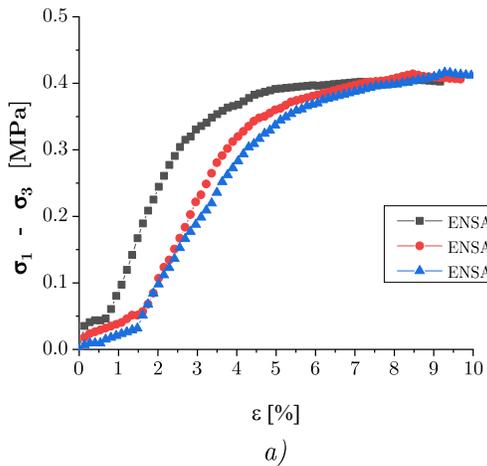


Figura G-6. $w=20\%$ $\sigma_3=0.147$ MPa a) horizonte suelo E_1 y b) horizonte suelo E_2 .

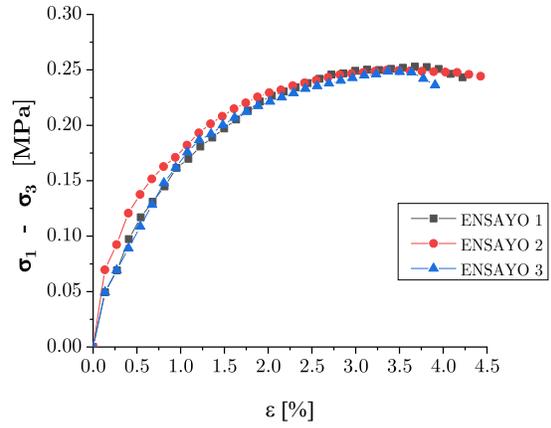
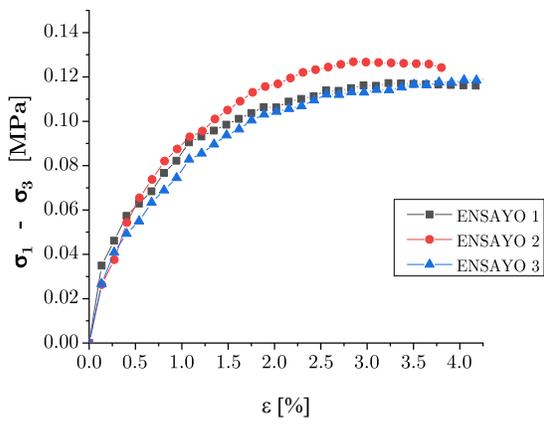


Figura G-7. $w=34\%$ $\sigma_3=0.049$ MPa a) horizonte suelo E_1 y b) horizonte suelo E_2 .

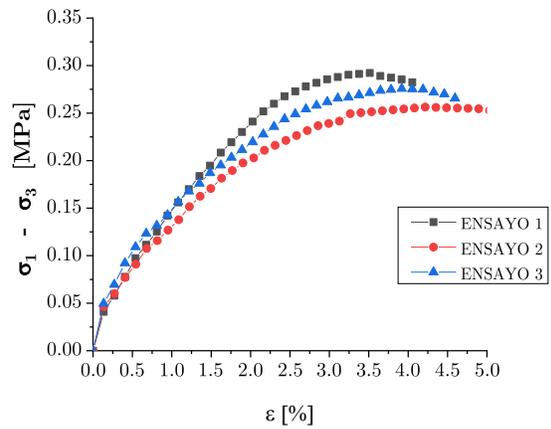
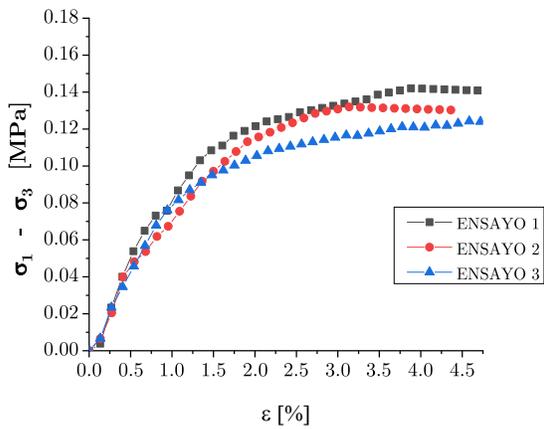


Figura G-8. $w=34\%$ $\sigma_3=0.098$ MPa a) horizonte suelo E_1 y b) horizonte suelo E_2 .

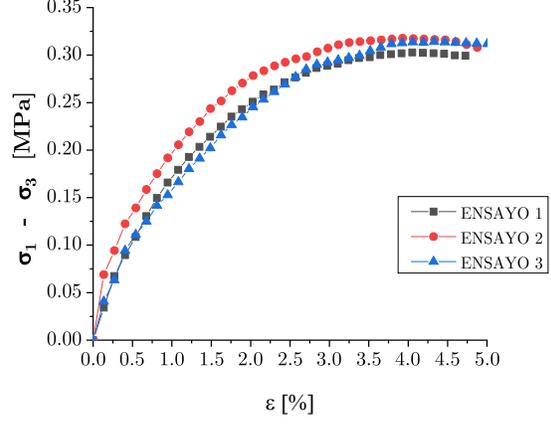
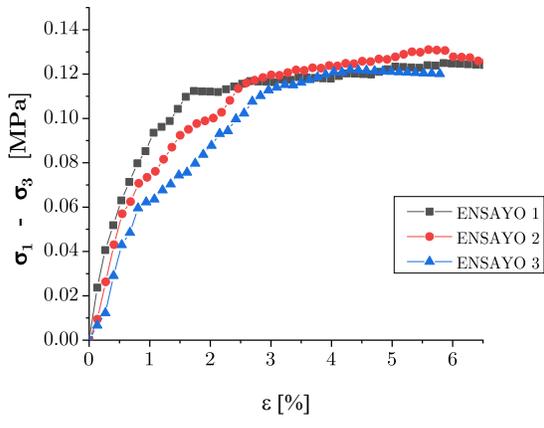


Figura G-9. $w=34\%$ $\sigma_3=0.147$ MPa a) horizonte suelo E_1 y b) horizonte suelo E_2 .

Anexo H. Círculos de Mohr.

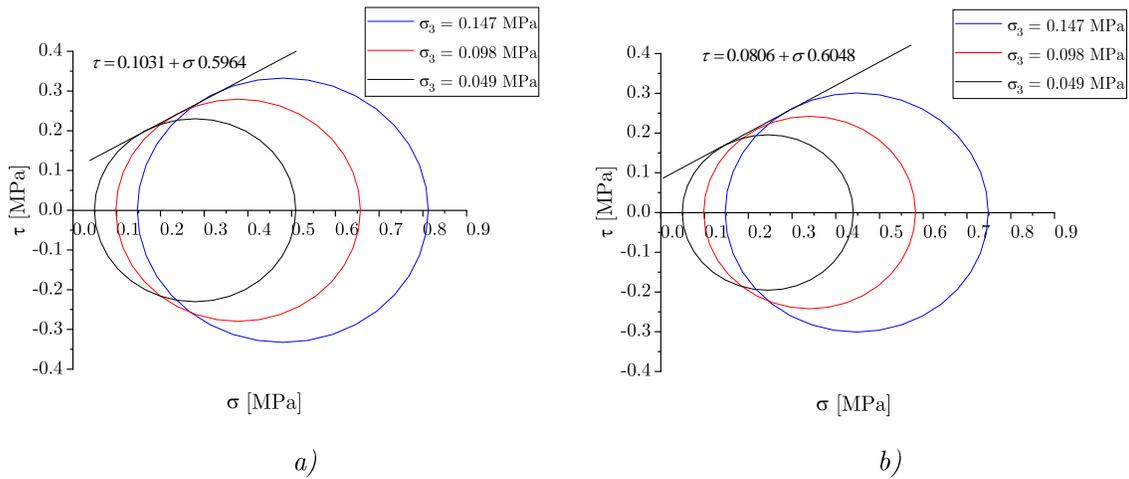


Figura G-10. Determinación de cohesión y ángulo de fricción por círculo Mohr a $\omega=10\%$ del estrato de suelo a) E_1 y b) E_2 .

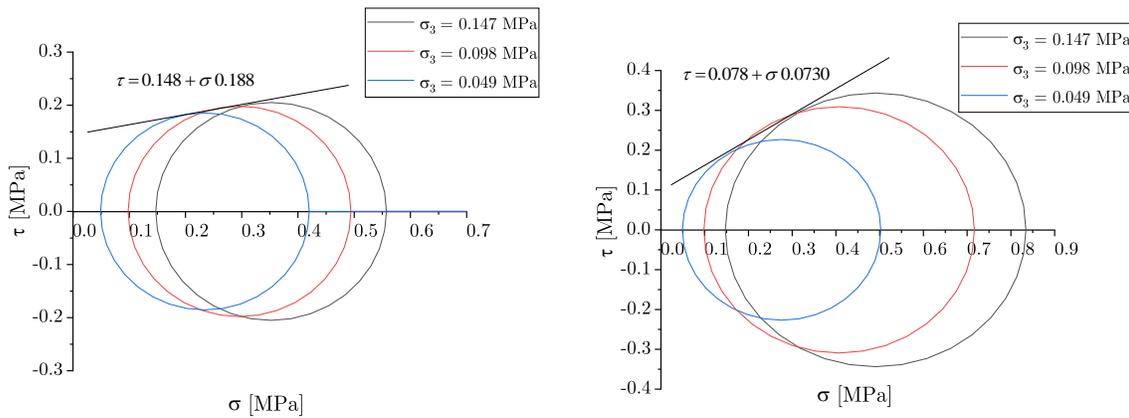


Figura G-12. Determinación de cohesión y ángulo de fricción por círculo Mohr a $\omega=20\%$ del estrato de suelo a) E_1 y b) E_2 .

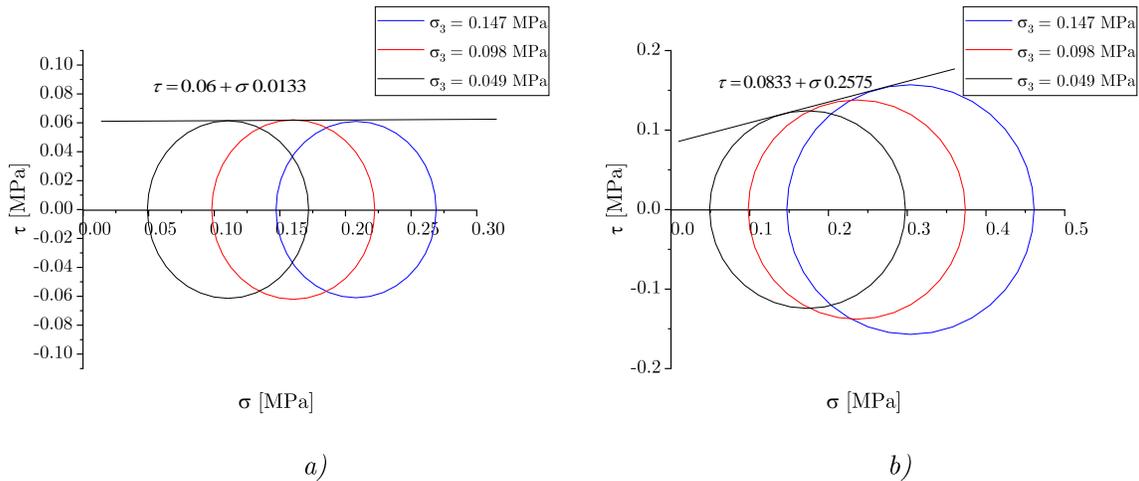


Figura G-13. Determinación de cohesión y ángulo de fricción por círculo Mohr a $\omega=34\%$ del estrato de suelo a) E_1 y b) E_2 .