UCAB Universidad Católica ANDRÉS BELLO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

CORRELACIÓN ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA Y COHESIÓN VS GRADO DE COMPACTACIÓN PARA RELLENOS.

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

Presentado ante la

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

Como parte de los requisitos para optar al título de

INGENIERO CIVIL

REALIZADO POR JESSICA C. ALMEIDA RODRÍGUES

PROFESOR GUIA ING. ÁLVARO BOIERO

FECHA OCTUBRE, 2016

UCAB Universidad Católica ANDRÉS BELLO

FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

CORRELACIÓN ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA Y COHESIÓN VS GRADO DE COMPACTACIÓN PARA RELLENOS.

Este Jurado; una vez realizado el examen del presente trabajo ha evaluado su contenido con el resultado: DIECINUEVE (19)

J U R A D O E X A M I N A D O R

Firma:	Firma:	Firma:
Nombre: Álvaro Boiero	Nombre: HUGO I. PEREZ A.	Nombre: Roque Gorsio

REALIZADO POR	JESSICA C. ALMEIDA RODRÍGUES
PROFESOR GUIA	ING. ÁLVARO BOIERO
FECHA	OCTUBRE, 2016

AGRADECIMIENTOS

Ante todo quiero agradecer a *Dios*, por su amor incondicional, por guiar mis pasos, permitirme gozar de las buenas experiencias y ser mi fortaleza en momentos de debilidad.

Agradezco a mis padres Teresa y Anibal, por darme la *vida*, por enseñarme a ser una persona de *constancia*, perseverancia, por su apoyo e incentivo siempre.

A mi hermana Dulce, por ser mi ejemplo a seguir, eres una gran profesional y mujer.

A mis abuelas Antonia y Rosalía, por recibirme en sus casas durante el tiempo que duré haciendo los ensayos, por su amor y apoyo incondicional. LAS AMO.

A Ronny Portillo, quien a lo largo de mi carrera y ejecución de mi trabajo de grado, ha estado para apoyarme y recordarme que nada es difícil si le pones *amor*.

Gracias a mi tutor, el Ingeniero Álvaro Boiero, por creer en mí y permitirme realizar este trabajo de grado, agradezco que me haya otorgado su valioso tiempo para el logro de los objetivos planteados y por trasmitirme sus conocimientos.

Gracias al profesor Hugo Pérez Ayala, por sus conocimientos brindados a lo largo de la carrera, por ser uno de los profesores que más me inspiró a que me gustara el estudio del Suelo y sobre todo por orientarme en la realización de este trabajo.

Agradezco al Sr. Eudomar Henriquez, por todo el apoyo brindado, por sus aportes, ayuda técnica en el laboratorio y además por ser una gran persona, también lo admiro.

Mi más sincero agradecimiento al Sr. Ubaldo Sivira, por aportarme sus conocimientos técnicos, por su interés en la investigación y apoyo incondicional.

Al grupo de personas que conforman el Laboratorio de Suelos de la empresa AMUNDARAY INGENIERÍA GEOTÉCNICA, C.A: José Contreras, Albertlet Vilera, Gabriela De Jesús y los pasantes Jesús Mondragón y Arturo Zorrilla, por acompañarme durante el proceso de mi investigación.

Gracias a todos los que de una u otra forma, me ayudaron en la ejecución de mi trabajo de investigación.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS i
ÍNDICE ii
ÍNDICE DE TABLAS iv
ÍNDICE DE FIGURAS v
ÍNDICE DE GRÁFICOS vi
ÍNDICE DE ANEXOS vii
RESUMEN x
INTRODUCCIÓN 1
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN 3

1.1. Planteamiento del Problema 3
1.2. Antecedentes 3
1.3. Alcance y Limitaciones 4
1.4. Objetivos 5
1.4.1. Objetivo General 5
1.4.2. Objetivos Específicos 5

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO 6

2.1. Compactación del Suelo 6
2.1.1. Contenido de Agua 6
2.1.2. Energía de Compactación 7
2.1.3. Curva de Compactación 8
2.2. Resistencia al Corte 11
2.2.1. Ángulo de Fricción Interna 14
2.2.2. Cohesión 14
2.3. Ensayo de Corte Directo 15
2.3.1. Definición 15
2.3.2. Tipos de Ensayos de Corte Directo 16
2.3.3. Ventajas y Desventajas del Ensayo 16
2.3.4. Comparación con Otros Ensayos 17
2.3.5. Descripción del Equipo 18
2.3.6. Procedimiento de Ensayo 21
2.3.6.1. Velocidad de Ensayo 22

2.3.6.2. Esfuerzo Normal o Presión de Confinamiento 22
2.3.6.3. Presentación de Resultados 22
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA 24
3.1. Tipo de Investigación 24
3.2. Diseño de Investigación 24
3.3. Muestreo 24
3.4. Etapa de Ensayos 25
3.4.1. Clasificación 25
3.4.2. Ensayos de Resistencia al Corte 26
3.4.2.1. Variables de ensayo 26
3.4.2.1.1. Variables Independientes 26
3.4.2.1.2. Variables Dependientes 26
3.4.2.1.3. Parámetros Constantes 26
3.4.2.2. Aplicación de Esfuerzos 27
3.4.2.3. Velocidad de Ensayo 27
3.4.2.4. Procedimiento General 27
3.4.2.5. Confección de la Probeta 29
CAPÍTULO IV: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS 32
4.1. Análisis de Resultados: Ensayos de Clasificación 32
4.2. Análisis de Resultados: Ensayos de Corte Directo 32
4.3. Análisis de Resultados Adicionales 34
4.3.1. Influencia de la Relación de Vacíos Inicial 34
4.3.2. Influencia de la Angulosidad de las Partículas 34
4.3.3. Influencia del Porcentaje Pasante Tamiz #200 34
4.3.4. Influencia del Esfuerzo Normal Aplicado 35
4.3.5. Comportamiento Esfuerzo-Deformación 35
4.3.6. Influencia de la Saturación del Suelo 36
CONCLUSIONES 49
RECOMENDACIONES 50
BIBLIOGRAFÍA 51

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla III- 1. Esfuerzo normal aplicado a las probetas 27
Tabla III- 2. Tiempo mínimo de reposo 28
Tabla IV- 1. Resultados de ensayos de clasificación 32

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura II- 1. Curva de compactación típica 9
Figura II- 2. Mecanismo de falla 11
Figura II- 3. Criterio de falla Mohr-Coulomb 13
Figura II- 4. Envolvente de falla Mohr-Coulomb 14
Figura II- 5. Máquina de corte directo Pinzuar 18
Figura II- 6. Componentes máquina de corte directo Pinzuar 20
Figura II- 7. Componentes caja de corte directo 20
Figura III- 8. Elementos utilizados para la confección de la probeta 30

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Correlación Ángulo de Fricción Interna y Cohesión vs Grado de Compactación para una arena arcillo-limosa SC-SM / A-2-4 38
Gráfico 2. Correlación Ángulo de Fricción Interna y Cohesión vs Grado de Compactación para una arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL) / A-4 39
Gráfico 3. Ángulo de Fricción Interna vs Relación de Vacíos inicial para una arena arcillo-limosa SC-SM / A-2-4 40
Gráfico 4. Ángulo de Fricción Interna vs Relación de Vacíos inicial para una arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL) / A-4 41
Gráfico 5. Ángulo de Fricción Interna y Cohesión vs % Pasante tamiz #200 para un 95% de Grado de Compactación 42
Gráfico 6. Esfuerzo Cortante vs Esfuerzo Normal para una arena arcillo-limosa SC-SM / A-2-4 compactada al 95% de la Densidad Máxima Seca 43
Gráfico 7. Esfuerzo Cortante vs Esfuerzo Normal para una arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL) / A-4 compactada al 95% de la Densidad Máxima Seca 44
Gráfico 8. Envolventes de falla Mohr-Coulomb para una arena arcillo-limosa SC-SM / A-2-4 compactada al 95% de la Densidad Máxima Seca para diferentes niveles de esfuerzo (Ensayo 1) 45
Gráfico 9. Envolventes de falla Mohr-Coulomb para una arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL) / A-4 compactada al 95% de la Densidad Máxima Seca para diferentes niveles de esfuerzo (Ensayo 1) 46
Gráfico 10. Esfuerzo Cortante vs Esfuerzo Normal para una arena arcillo-limosa SC-SM / A-2-4 compactada al 95% de la Densidad Máxima Seca bajo condiciones de saturación 47
Gráfico 11. Esfuerzo Cortante vs Esfuerzo Normal para una arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL) / A-4 compactada al 95% de la Densidad Máxima Seca bajo condiciones de saturación 48

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO A. Clasificación Material 1: ARENA ARCILLO-LIMOSA SC-SM / A-2-4

ANEXO A- 1. Ensayo de Gravedad Específica 52
ANEXO A- 2. Ensayo de Límites de Consistencia 53
ANEXO A- 3. Granulometría por Tamizado e Hidrómetro 54
ANEXO A- 4. Curva Granulométrica arena arcillo-limosa SC-SM / A-2-4 55
ANEXO A- 5. Ensayo Proctor Modificado 56

ANEXO B. Clasificación Material 2: ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD ARENOSA s(CL) / A-4

ANEXO B- 1. Ensayo de Gravedad Específica 57
ANEXO B- 2. Ensayo de Límites de Consistencia 58
ANEXO B- 3. Granulometría por tamizado e hidrómetro 59
ANEXO B- 4. Curva Granulométrica arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL) / A-4 60
ANEXO B- 5. Ensayo Proctor Modificado 61

ANEXO C. Ensayos de Corte Directo Material 1: ARENA ARCILLO-LIMOSA SC-SM / A-2-4

ANEXO C- 1. Cálculos previos 62
ANEXO C- 2. Ensayo 1 para 90% Grado de Compactación 63
ANEXO C- 3. Ensayo 2 para 90% Grado de Compactación 67
ANEXO C- 4. Ensayo 3 para 90% Grado de Compactación 71
ANEXO C- 5. Ensayo 4 para 90% Grado de Compactación 75
ANEXO C- 6. Ensayo 5 para 90% Grado de Compactación 79
ANEXO C- 7. Envolvente de Falla Mohr-Coulomb para 90% Grado de Compactación 83
ANEXO C- 8. Ensayo 1 para 92% Grado de Compactación 84
ANEXO C- 9. Ensayo 2 para 92% Grado de Compactación 88
ANEXO C- 10. Ensayo 3 para 92% Grado de Compactación 92
ANEXO C- 11. Ensayo 4 para 92% Grado de Compactación 96
ANEXO C- 12. Ensayo 5 para 92% Grado de Compactación 100
ANEXO C- 13. Envolvente de Falla Mohr-Coulomb para 92% Grado de Compactación 104
ANEXO C- 14. Ensayo 1 para 95% Grado de Compactación 105
ANEXO C- 15. Ensayo 2 para 95% Grado de Compactación 109
ANEXO C- 16. Ensayo 3 para 95% Grado de Compactación 113
ANEXO C- 17. Ensayo 4 para 95% Grado de Compactación 117
ANEXO C- 18. Ensayo 5 para 95% Grado de Compactación 121
ANEXO C- 19. Envolvente de Falla Mohr-Coulomb para 95% Grado de Compactación 125
ANEXO C- 20. Ensayo 1 para 98% Grado de Compactación 126

ANEXO C- 21. Ensayo 2 para 98% Grado de Compactación 130
ANEXO C- 22. Ensayo 3 para 98% Grado de Compactación 134
ANEXO C- 23. Ensayo 4 para 98% Grado de Compactación 138
ANEXO C- 24. Ensayo 5 para 98% Grado de Compactación 142
ANEXO C- 25. Envolvente de Falla Mohr-Coulomb para 98% Grado de Compactación 146

ANEXO D. Ensayos de Corte Directo Material 2: ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD ARENOSA s(CL) / A-4

ANEXO D- 1. Cálculos previos 147
ANEXO D- 2. Ensayo 1 para 90% Grado de Compactación 148
ANEXO D- 3. Ensayo 2 para 90% Grado de Compactación 152
ANEXO D- 4. Ensayo 3 para 90% Grado de Compactación 156
ANEXO D- 5. Ensayo 4 para 90% Grado de Compactación 160
ANEXO D- 6. Ensayo 5 para 90% Grado de Compactación 164
ANEXO D- 7. Envolvente de Falla Mohr-Coulomb para 90% Grado de Compactación 168
ANEXO D- 8. Ensayo 1 para 92% Grado de Compactación 169
ANEXO D- 9. Ensayo 2 para 92% Grado de Compactación 173
ANEXO D- 10. Ensayo 3 para 92% Grado de Compactación 177
ANEXO D- 11. Ensayo 4 para 92% Grado de Compactación 181
ANEXO D- 12. Ensayo 5 para 92% Grado de Compactación 185
ANEXO D- 13. Envolvente de Falla Mohr-Coulomb para 92% Grado de Compactación 189
ANEXO D- 14. Ensayo 1 para 95% Grado de Compactación 190
ANEXO D- 15. Ensayo 2 para 95% Grado de Compactación 194
ANEXO D- 16. Ensayo 3 para 95% Grado de Compactación 198
ANEXO D- 17. Ensayo 4 para 95% Grado de Compactación 202
ANEXO D- 18. Ensayo 5 para 95% Grado de Compactación 206
ANEXO D- 19. Envolvente de Falla Mohr-Coulomb para 95% Grado de Compactación 210
ANEXO D- 20. Ensayo 1 para 98% Grado de Compactación 211
ANEXO D- 21. Ensayo 2 para 98% Grado de Compactación 215
ANEXO D- 22. Ensayo 3 para 98% Grado de Compactación 219
ANEXO D- 23. Ensayo 4 para 98% Grado de Compactación 223
ANEXO D- 24. Ensayo 5 para 98% Grado de Compactación 227
ANEXO D- 25. Envolvente de Falla Mohr-Coulomb para 98% Grado de Compactación 231

ANEXO E. Ensayos Adicionales

ANEXO E- 1. Ensayo de Corte Directo para una arena arcillo-limosa SC-SM / A-2-4 compactada al 95% bajo condiciones de saturación 232

ANEXO E- 2. Ensayo de Corte Directo para una arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL) / A-4 compactada al 95% bajo condiciones de saturación 235

ANEXO F. Gráficos obtenidos

ANEXO F- 1. Correlación Ángulo de Fricción Interna y Cohesión vs Grado de Compactación para una arena arcillo-limosa SC-SM / A-2-4 238
ANEXO F- 2. Correlación Ángulo de Fricción Interna y Cohesión vs Grado de Compactación para una arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL) / A-4 239
ANEXO F- 3. Ángulo de Fricción Interna vs Relación de Vacíos inicial para una arena arcillo-limosa SC-SM / A-2-4 240
ANEXO F- 4. Ángulo de Fricción Interna vs Relación de Vacíos inicial para una arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL) / A-4 241
ANEXO F- 5. Ángulo de Fricción Interna y Cohesión vs % Pasante tamiz #200 para un 95% de Grado de Compactación 242

ANEXO G. Memoria Fotográfica

ANEXO G- 1. Ejecución Ensayo de Gravedad Específica arena arcillo-limosa SC-SM / A-2-4 243
ANEXO G- 2. Ejecución Ensayo de Gravedad Específica arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL) / A-4 .. 244
ANEXO G- 3. Ejecución Ensayo Límites de Consistencia 245
ANEXO G- 4. Ejecución Ensayo de Hidrometría 246
ANEXO G- 5. Ejecución Ensayo Proctor Modificado 247

ANEXO H. Ejecución Ensayo de Corte Directo para una arena arcillo-limosa SC-SM / A-2-4 95% Grado de Compactación

ANEXO H- 1. Probeta 1 – Esfuerzo 0,25 kg/m^3 248
ANEXO H- 2. Probeta 2 – Esfuerzo 0,50 kg/m^3 249
ANEXO H- 3. Probeta 3 – Esfuerzo 1,00 kg/m^3 250
ANEXO H- 4. Probeta 4 – Esfuerzo 2,00 kg/m^3 251
ANEXO H- 5. Probeta 5 – Esfuerzo 4,00 kg/m^3 252

ANEXO I. Ejecución Ensayo de Corte Directo para una arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL) / A-4 95% Grado de Compactación

ANEXO I- 1. Probeta 1 – Esfuerzo 0,25 kg/m^3 253
ANEXO I- 2. Probeta 2 – Esfuerzo 0,50 kg/m^3 254
ANEXO I- 3. Probeta 3 – Esfuerzo 1,00 kg/m^3 255
ANEXO I- 4. Probeta 4 – Esfuerzo 2,00 kg/m^3 256
ANEXO I- 5. Probeta 5 – Esfuerzo 4,00 kg/m^3 257

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

CORRELACIÓN ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA Y COHESIÓN VS GRADO DE COMPACTACIÓN PARA RELLENOS.

RESUMEN

En todo proyecto de ingeniería geotécnica, es usual que el ingeniero estime el comportamiento que tendrán las fundaciones que se apoyen sobre un material de relleno. Sin embargo, muchas veces la obtención de parámetros geomecánicos representativos de estos materiales a través de ensayos de laboratorio se dificulta, ya que por lo general no se dispone de la ubicación y permisos ambientales para la explotación de los sitios de préstamos a emplear en el proyecto. En vista de ello, se desarrolló a lo largo de este trabajo especial de grado la correlación *Ángulo de Fricción Interna y Cohesión vs Grado de Compactación* para rellenos conformados por materiales friccionantes y cohesivos que facilita la obtención de dichos parámetros. Para ello se conformaron muestras en laboratorio para simular materiales compactados, y se ejecutaron ensayos de corte directo, variando el grado de compactación y la humedad del suelo de acuerdo a los valores obtenidos en ensayos de compactación Proctor. De esta manera, se obtuvieron las curvas antes mencionadas.

Palabras clave: relleno, parámetros geomecánicos, ensayos de laboratorio, correlación.

INTRODUCCIÓN

Muchos investigadores a lo largo de la historia de la Mecánica de Suelos han desarrollado correlaciones para estimar valores de parámetros geomecánicos, basadas en el tipo de material, su clasificación, incluso en el valor *N* del ensayo SPT (*Standard Penetration Test*), sin incluir especificaciones para suelos compactados, o sin especificar el grado de compactación. De hecho, en la literatura existen tablas con valores típicos de parámetros geomecánicos de suelos compactados en las que no se establece el grado de compactación de los materiales de relleno.

Para la estimación del comportamiento de fundaciones apoyadas sobre rellenos, se requiere conocer los parámetros de resistencia del material empleado para su conformación, los cuales muchas veces no pueden obtenerse mediante ensayos de laboratorio por limitaciones a nivel de anteproyecto, o bien porque al momento de realizar el estudio geotécnico no se dispone de préstamos con el debido permiso ambiental, o incluso no se conoce la ubicación de los mismos.

A pesar de las correlaciones y tablas que existen, no se dispone en Venezuela de una correlación que permita estimar los valores correspondientes a los parámetros ángulo de fricción interna y cohesión para un material compactado a diferentes grados de compactación.

En vista de ello, la siguiente investigación tiene como objetivo obtener la correlación *Ángulo de Fricción Interna y Cohesión vs Grado de Compactación* para rellenos de materiales friccionantes y cohesivos.

La investigación consistió en un diseño de laboratorio experimental con enfoque cualitativo, en el que se realizaron ensayos de corte directo simple sobre probetas preparadas a diferentes grados de compactación y contenido de humedad, basados en la rama húmeda de la Curva de Compactación típica obtenida para dos materiales: una arena arcillo-limosa (SC-SM), material friccionante empleado usualmente en movimientos de tierra; y una arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL), material cohesivo para ser empleado en aquellos casos donde no se disponga material friccionante cercano a la zona de proyecto.

Los parámetros de resistencia se obtuvieron bajo condiciones no drenadas, dado que es el caso de carga más común para el análisis de fundaciones.

La investigación se divide en cinco (5) capítulos:

Capítulo I, se presenta el planteamiento del problema de la investigación, la propuesta de trabajo, antecedentes, alcances, limitaciones y los objetivos de la investigación.

Capítulo II, se exponen las bases teóricas que sustentan la investigación: compactación del suelo, variables que influyen en la compactación y curva de compactación; resistencia al corte, criterio de falla Mohr-Coulomb y conceptos relevantes; ensayo de corte directo, su definición, tipos de ensayos, ventajas y desventajas del ensayo, comparación con otros ensayos, descripción del equipo, procedimiento, especificaciones y presentación de resultados.

Capítulo III, en el que se establece el tipo y diseño de la investigación, así como el muestreo utilizado, etapa de ensayos: ensayos de clasificación y corte directo, variables de ensayo, procedimiento utilizado, confección de la probeta y consideraciones.

Capítulo IV, enfocado a la presentación y análisis de resultados.

Capítulo V, se presentan las conclusiones y recomendaciones de la investigación.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del Problema

En los proyectos de geotecnia, adquirir los parámetros geomecánicos de un material con el que se conformará un relleno es una práctica compleja, debido a que durante la ejecución de ciertos proyectos geotécnicos generalmente no se dispone de mayor información referente al material a emplear para relleno. Es común que durante la etapa de exploración y laboratorio no esté disponible la ubicación de todos los préstamos cercanos a la zona de estudio, o bien que dichos préstamos no cuenten con los permisos ambientales necesarios para su explotación, hechos que impiden la toma de muestras para la realización de ensayos de laboratorio a partir de los cuales podrían obtenerse dichos parámetros geomecánicos. Debido a lo anterior, para la estimación de parámetros geomecánicos de materiales de relleno es usual el empleo de correlaciones basadas en el tipo de material que se recomienda colocar y la clasificación del mismo, siempre apoyadas en el criterio de un profesional de experiencia para su interpretación.

Con el fin de agregar objetividad a esta práctica y proporcionar una herramienta que facilite la estimación del comportamiento de fundaciones apoyadas sobre rellenos, se propone obtener la correlación *Ángulo de Fricción Interna y Cohesión vs Grado de Compactación* para rellenos de materiales friccionantes y cohesivos.

1.2. Antecedentes

Sowers y Sowers (1951, CP Lambe & Whitman, 1969) presentaron una tabla donde se incluyen valores típicos de ángulo de fricción interna de rellenos de acuerdo a la forma y granulometría de las partículas que conforman la masa del mismo.

Moretto y colaboradores (1963, CP Lambe y Whitman, 1969) realizaron una curva de valores típicos de cohesión y ángulo de fricción efectivos de acuerdo al grado de compactación para arena arcillosa, la cual es similar a la que se propone en esta investigación.

En 1971, la Naval Facilities Engineering Command (NAVFAC) desarrolló un Manual de diseño denominado *Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures: NAVFAC DM-7*, donde se especifican correlaciones empleadas para determinar el ángulo de fricción y la cohesión, basados en el valor *N* del ensayo SPT (*Standard Penetration Test*), en el tipo de material y en su clasificación.

Hunt (1984) reporta una tabla de valores típicos de parámetros geomecánicos de suelos compactados (basada en gran medida en información publicada por el NAVFAC). Sin embargo, no especifica el grado de compactación de los materiales de relleno.

Kulhawy & Mayne (1990) presentaron un manual de correlaciones para estimar valores de parámetros geomecánicos, pero sin incluir correlaciones específicas para suelos compactados. En Europa, Dysli & Steiner (2011), publicaron un trabajo similar al de Kulhawy & Mayne, aunque con la misma limitación de información en relación a materiales compactados.

En la actualidad, no se dispone en Venezuela de una correlación que permita estimar los valores correspondientes a los parámetros ángulo de fricción interna y cohesión para un material compactado a diferentes grados de compactación.

1.3. Alcance y Limitaciones

Para obtener la correlación existente entre los parámetros ángulo de fricción interna y cohesión bajo condiciones no drenadas y el grado de compactación, se realizarán ensayos de compactación (ensayo Proctor modificado) y ensayos de resistencia al corte (corte directo simple) en laboratorio sobre materiales representativos de rellenos friccionantes y cohesivos compactados.

Limitantes de la investigación:

- El ensayo de corte directo presenta una limitación importante asociada al plano de falla, el cual está predeterminado y depende de la configuración de la caja de corte.
- Las muestras a ensayar no provienen de muestras imperturbadas tomadas en rellenos existentes, sino que se conformarán en laboratorio para simular materiales compactados.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

- Obtener la correlación *Ángulo de Fricción Interna y Cohesión vs Grado de Compactación* para rellenos de materiales friccionantes y cohesivos.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Determinar los parámetros ángulo de fricción interna y cohesión bajo condiciones no drenadas resultantes de realizar el ensayo de corte directo sobre probetas preparadas a diferentes grados de compactación.
- Desarrollar las curvas de correlación *Ángulo de Fricción Interna y Cohesión vs Grado de Compactación.*

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

En la naturaleza, las masas de suelo se hallan constituidas por partículas sólidas y vacíos, llenos de aire o bien de agua. Para la realización de un relleno se emplea material extraído de sitios de préstamo. Dicho material no puede re-depositarse como material suelto, debido a que sufriría deformaciones importantes bajo cargas de servicio que colocarían al relleno y a las estructuras apoyadas en el mismo en una situación de riesgo. Es por ello que toda porción de suelo destinada a ser empleada para rellenos debe ser compactada, con la finalidad de disminuir los vacíos e incrementar sus propiedades ingenieriles, como la rigidez y resistencia al corte.

2.1. Compactación del Suelo

La compactación del suelo es todo proceso que genere la densificación de la masa de suelo por medios mecánicos.

Cuando se compacta un suelo se busca mejorar sus propiedades en términos de resistencia, compresibilidad y comportamiento esfuerzo-deformación. Las ventajas de la compactación principalmente son la disminución de asentamientos considerables de la masa de suelo bajo la aplicación de cargas y con ello la disminución de los asentamientos de las estructuras que se cimenten sobre él, debido a que durante la compactación se disminuye el volumen de aire y se incrementa la fricción entre partículas. Así mismo aumenta la resistencia al corte del suelo, su compacidad es mayor y se obtiene un suelo más impermeable (Ugas, 1985).

La eficiencia de la compactación depende de diversas variables, siendo las más relevantes el contenido de agua y la energía de compactación.

2.1.1. Contenido de Agua

La lubricación del suelo, es decir la humedad que requiere para formar una película de agua que favorezca la compactación del suelo, es fundamental durante el proceso. Un alto

contenido de agua puede reducir los efectos de compactación. Es por ello que Ugas (1985) afirma que se hace necesario calcular debidamente la cantidad de agua, o sea la *humedad óptima* que debe tener un suelo, a fin de obtener una buena lubricación que permita, al compactarlo, alcanzar la mayor densidad posible, es decir, la *densidad máxima*.

2.1.2. Energía de Compactación

Es la energía aplicada a una masa de suelo por unidad de volumen durante el proceso de compactación.

En campo, la energía de compactación que se puede aplicar a un suelo depende del procedimiento de compactación utilizado. Existen diversas formas de compactar el suelo en campo: por amasado, por presión, por impacto, por vibración, entre otros. En general, la energía de compactación de cada método depende principalmente del área de contacto entre el instrumento (rodillo, pisón, placas, entre otros) y el suelo; del espesor de la capa que se compacte y del peso de los equipos. Adicionalmente, en el caso de uso de rodillos influyen también el número de pasadas y la presión; en el caso de compactación por impacto influye en mayor proporción la altura de caída del pisón; y en el caso de compactación por vibración las variables que más afectan el proceso son la frecuencia, la amplitud y el empuje dinámico (Rodríguez & Del Castillo, 1974). La variación de estos factores tiene influencia sobre la energía de compactación entregada al suelo.

Es importante mencionar que la densidad a obtener en campo se fija con base en una prueba de laboratorio, en la cual se reporta la densidad máxima seca y la humedad óptima de compactación, parámetros que deben ser empleados como patrón de compactación. En laboratorio la energía de compactación viene expresada por la siguiente ecuación:

$$EC = \frac{Nn\ W_m h}{V} \qquad (2\text{-}1)$$

Donde,

EC : energía de compactación.

N: número de golpes por capa.

n: número de capas.

W_m: peso del martillo.

h: altura de caída del martillo.

V: volumen del molde de compactación.

La energía de compactación en laboratorio dependerá de estas variables, así como de la capacidad de deformación del suelo.

Resulta imposible, desde el punto de vista práctico, que la densidad obtenida en campo sea idéntica a la densidad patrón determinada en laboratorio. Es por ello que debe introducirse el concepto de grado de compactación. El grado de compactación viene expresado por la siguiente ecuación:

$$G_c(\%)=100\frac{\gamma_d'}{\gamma_{d\ máx}} \qquad (2\text{-}2)$$

Donde,

$G_c(\%)$: grado de compactación en porcentaje.

γ_d': densidad seca obtenida en campo.

$\gamma_{d\ máx}$: densidad máxima seca obtenida en laboratorio.

La diferencia entre ambos valores, se mide a través del grado de compactación, que se define como la relación entre la densidad seca obtenida en campo y la densidad máxima seca obtenida en laboratorio (Rodríguez & Del Castillo, 1974).

2.1.3. Curva de Compactación

Durante la colocación de un terraplén, el ingeniero debe tener los medios para determinar si la compactación especificada se está alcanzando adecuadamente, aun cuando las características del material de préstamo cambien de tiempo en tiempo (Terzaghi & Peck, 1948); es por ello que se recurren a ensayos de compactación de laboratorio, los cuales se

emplean como patrón de compactación para el material o mezcla de materiales que se están utilizando en obra, como ya se mencionó anteriormente.

El departamento de Caminos de California (1930, CP Terzaghi & Peck, 1948) desarrolló el Ensayo Proctor normal (también conocido como *estándar*) para ser empleado como patrón de compactación. Sin embargo, al modernizarse los equipos de compactación e incrementarse el peso de los mismos, fue necesario modificar dicho patrón de laboratorio, por lo que se desarrolló el Ensayo Proctor modificado, en el que se aplican mayores energías de compactación que en el Ensayo de Proctor estándar. Así, con el ensayo de compactación modificada se obtiene un patrón de laboratorio acorde a los equipos y energía de compactación usualmente empleados en la práctica moderna durante la conformación de rellenos.

Básicamente, ambos ensayos tienen como finalidad obtener la curva de compactación, que muestra los valores de densidades secas o pesos volumétricos secos del suelo en condiciones variables de humedades y energías de compactación, permitiendo así conocer la humedad óptima que produzca la máxima densidad seca.

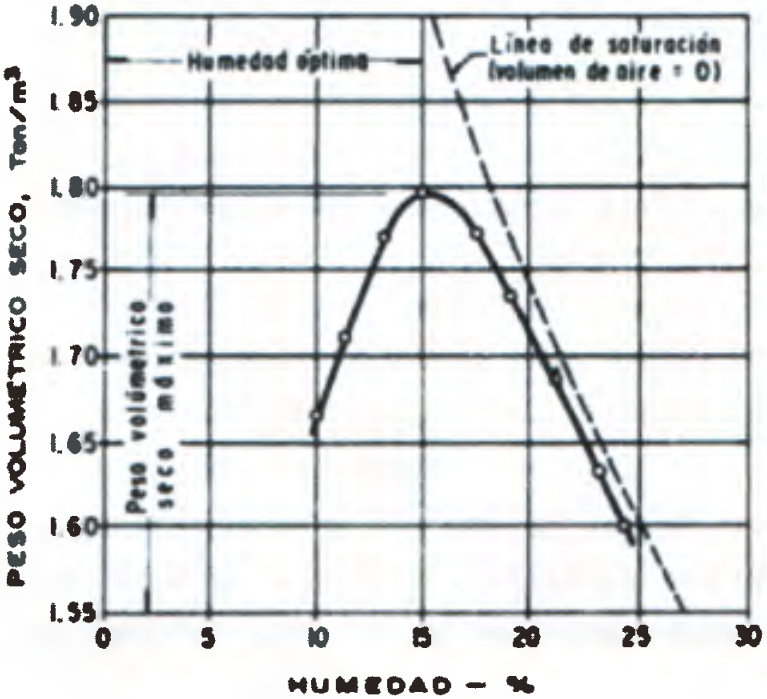


Figura II- 1. Curva de compactación típica (*Fuente:* Rodríguez & Del Castillo, 1974)

El pico de la curva, valor asociado a la humedad óptima que produce la máxima densidad seca, corresponde al punto donde se obtiene la máxima eficiencia de compactación, es decir el 100% de compactación del suelo.

La curva de compactación posee dos ramas: rama seca y rama húmeda. Dependiendo del material a compactar y los requerimientos de diseño del relleno, se compactará ya sea por la rama seca o la rama húmeda, siendo la recomendación usual para los proyectos de ingeniería compactar a una densidad seca del 95% de la máxima, y a un contenido de humedad que resulte ±2 % alrededor de la humedad óptima obtenidos de la curva de compactación.

De acuerdo a Rodríguez & Del Castillo (1974) se debe tomar en cuenta las siguientes propiedades del suelo como requisito de compactación:

1. Homogeneidad.
2. Características favorables de permeabilidad.
3. Baja compresibilidad para evitar el desarrollo de presiones de poro excesivas o deformaciones inaceptables.
4. Razonable resistencia al esfuerzo cortante.
5. Permanencia de las propiedades mecánicas en condiciones de saturación.
6. Flexibilidad, para soportar asentamientos diferenciales sin agrietamiento.

Una compactación altamente enérgica producirá un suelo muy duro, pero también propenso a sufrir agrietamientos en condiciones de saturación. Sin embargo, con una compactación menos enérgica, se obtendrá un suelo menos duro, pero más flexible y capaz de mantener su estructura ante condiciones de saturación.

Finalmente, y a manera de cierre, vale mencionar que el ensayo Proctor es un ensayo patrón que se obtiene en laboratorio, y que sirve fundamentalmente para que el ingeniero de campo verifique que se cumple dicho patrón bajo las condiciones de diseño establecidas para

cada proyecto, lo que aseguraría con un margen de seguridad razonable la correcta conformación del relleno.

2.2. Resistencia al Corte

La resistencia que opone una masa de suelo por unidad de área a deslizarse, y con ello a perder su estabilidad, es la resistencia al corte de una masa de suelo (Das, 1984).

El primero en explicar científicamente la resistencia de los suelos fue C. A. Coulomb (1776). Para ello Coulomb se basó en el estudio de los suelos granulares y suelos arcillosos.

En los suelos granulares, atribuyó la resistencia al corte a la fricción entre las partículas de suelo a lo largo de un plano de falla, generado cuando en una masa de suelo sometida a una carga normal P se aplica una fuerza creciente F que hace deslizar dicha masa. De acuerdo a ello, Coulomb estableció una ley de resistencia para los suelos puramente friccionantes:

$$\tau = \sigma \tan\varphi \tag{2-3}$$

Donde,

τ: resistencia al corte en un determinado plano

σ: tensión total normal actuando en el mismo plano .

φ: ángulo de fricción interna del suelo.

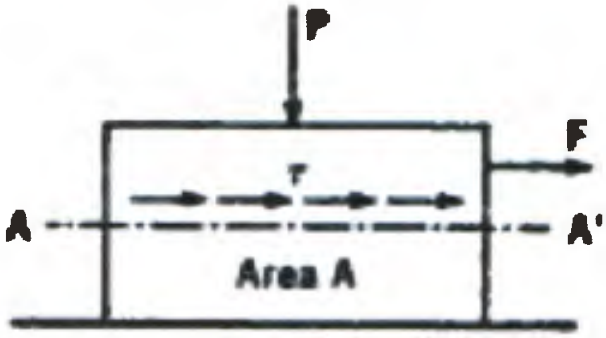


Figura II- 2. Mecanismo de falla (*Fuente:* Badillo & Rodríguez, 1973)

Por otro lado, en suelos arcillosos, Coulomb observó que, aún cuando el esfuerzo normal externo impuesto en la muestra de suelo sea nulo, estos materiales ofrecen una

resistencia al corte. Coulomb atribuye esta resistencia a otra propiedad de los suelos: la cohesión. Así, propuso una ley de resistencia para los suelos puramente cohesivos como sigue:

$$\tau = c \tag{2-4}$$

Donde,

τ: resistencia al corte en un determinado plano .

c: cohesión del suelo.

Finalmente, Coulomb establece una ecuación que relaciona ambos parámetros de resistencia del suelo, el ángulo de fricción interna y la cohesión.

$$\tau = c + \sigma \tan\varphi \tag{2-5}$$

Donde,

τ: resistencia al corte en un determinado plano .

c: cohesión del suelo.

σ: tensión total normal actuando en el mismo plano .

φ: ángulo de fricción interna del suelo .

Sin embargo, estas ecuaciones tienen validez cuando el material es isótropo, y los vacíos del mismo estén llenos de aire a presión atmosférica. Es por ello que Terzaghi (1925), realiza una modificación a la ecuación, tomando en cuenta que la masa de suelo puede contener vacíos llenos de líquido a una presión.

$$\tau = \bar{c} + \bar{\sigma} \tan\bar{\varphi} \tag{2-6}$$

$$\bar{\sigma} = \sigma - u \tag{2-7}$$

Donde,

τ: Resistencia al corte en un determinado plano .

$\bar{c}$: cohesión efectiva del suelo.

$\bar{\sigma}$: tensión normal efectiva actuando en el mismo plano .

$\bar{\varphi}$: ángulo de fricción interna efectivo del suelo .

Esta ecuación se conoce como criterio de falla Mohr-Coulomb, la falla del suelo ocurre cuando el esfuerzo cortante se iguala a la Ecuación 2-6.

El criterio de falla Mohr-Coulomb se explica en la Figura II-3. La línea denominada *envolvente de falla Mohr-Coulomb* representa la resistencia máxima del suelo, definida en función de los esfuerzos máximos de la curva esfuerzo-deformación, y es tangente a los círculo de Mohr.

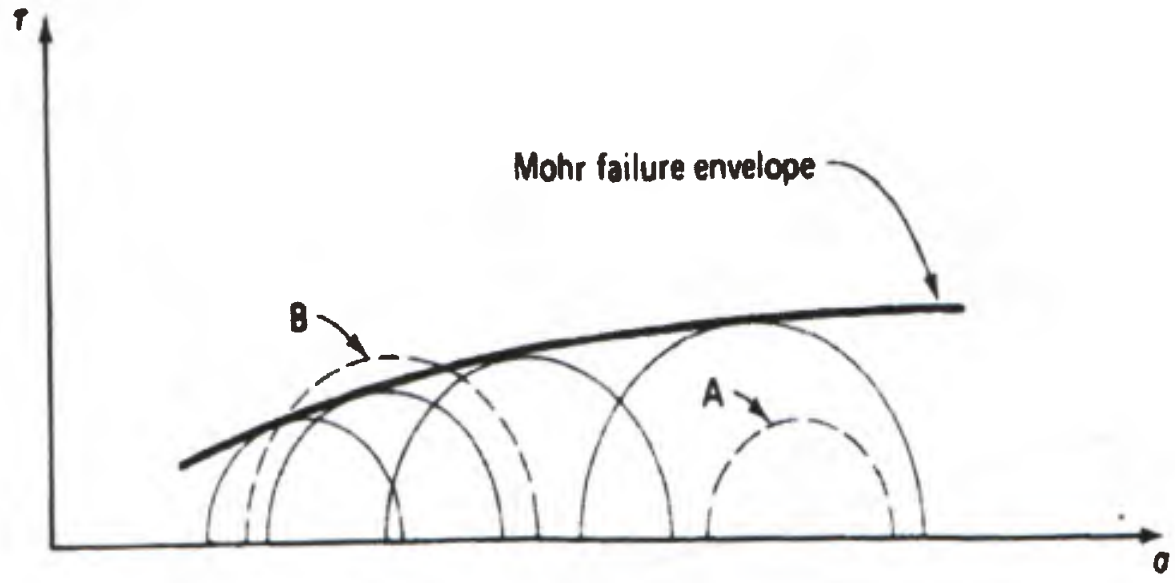


Figura II- 3. Criterio de falla Mohr-Coulomb (*Fuente:* Holtz & Kovacs, 1981)

Físicamente, si el círculo de Mohr para un determinado estado de esfuerzos queda totalmente por debajo de la envolvente de falla (Círculo A de la Figura II-3), el mismo representa una condición estable de la masa de suelo. Cuando el círculo de Mohr es tangente a la envolvente de falla, significa que el suelo ha alcanzando su resistencia máxima. Es importante destacar que no es físicamente posible un estado de esfuerzos en el cual el círculo de Mohr corte a la envolvente de falla (Círculo B de la Figura II-3), ya el suelo debería fallar antes de alcanzar estos estados de esfuerzos (Holtz & Kovacs, 1981).

La resistencia al corte del suelo de acuerdo a este criterio depende del ángulo de fricción interna y de la cohesión. Ambos conceptos se explican en la Figura II-4, así como en los puntos 2.2.1 y 2.2.2.

2.2.1. Ángulo de Fricción Interna

Es el ángulo que forma la línea de falla con el eje horizontal (ver Figura II-4). Representa el coeficiente de rozamiento en el plano de falla y depende de la granulometría del suelo, de la forma del grano y de la densidad del suelo.

2.2.2. Cohesión

Es el intercepto de la línea de falla con el eje de las ordenadas (ver Figura II-4). Se relaciona con las fuerzas de atracción existentes entre las partículas, aún cuando no existe confinamiento en la muestra. Depende del contenido de agua presente en el suelo.

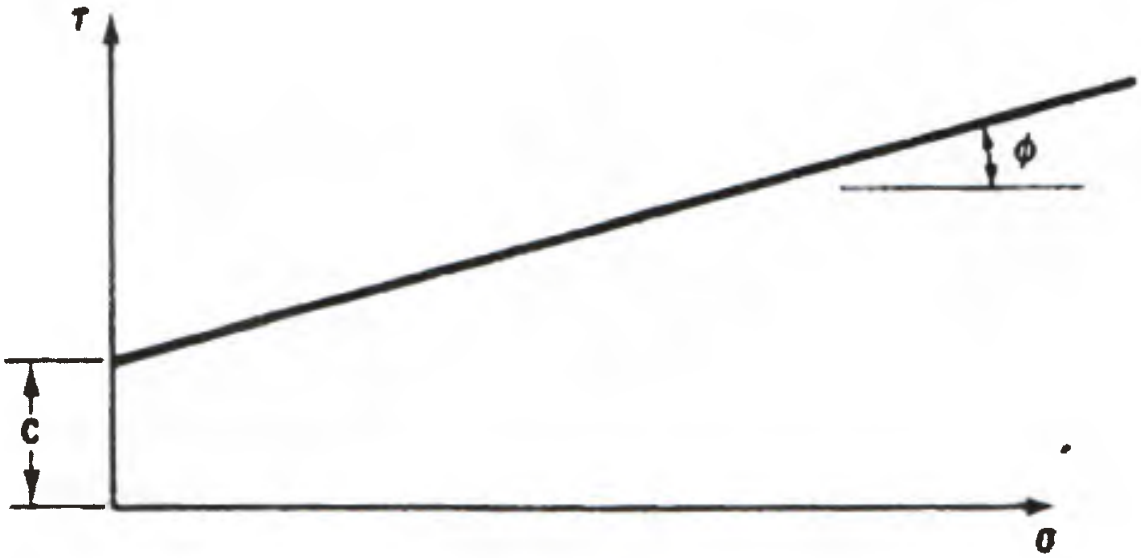


Figura II- 4. Envolvente de falla Mohr-Coulomb (*Fuente:* Holtz & Kovacs, 1981)

Dada su simplicidad y practicidad, el criterio de falla de Mohr-Coulomb es el más empleado en la mayoría de los problemas geotécnicos prácticos alrededor del mundo.

2.3. Ensayo de Corte Directo

2.3.1. Definición

El ensayo de corte directo es un ensayo que tiene como objetivo la determinación de la resistencia al corte del suelo. Este ensayo consiste en inducir la ocurrencia de una falla a través de un plano determinado por la configuración de la caja de corte, el cual es horizontal.

A lo largo del plano de falla actúan dos cargas: una carga vertical constante, llamada también carga normal, que simula las condiciones de presión a las que estará sometida la masa de suelo en su entorno natural; y una carga horizontal creciente, llamada también carga cortante. Los esfuerzos normales y cortantes son el resultado de dividir la carga sobre el plano: carga vertical (Pv) o carga horizontal (Ph) por el área de la muestra (A), determinada por el área de la sección de la caja de corte (Bowles, 1981).

$$\sigma_n = \frac{Pv}{A} \tag{2-8}$$

$$\tau = \frac{Ph}{A} \tag{2-9}$$

Durante el ensayo de corte se produce una rotación de los planos principales, debido a que al inicio del ensayo, el plano horizontal o plano de falla, es el plano principal mayor, pero luego de que los esfuerzos de corte son aplicados y se produce la falla de la probeta, estos planos rotan dejando de ser principales (Holtz & Kovacs, 1981).

Asimismo, cabe destacar que en el ensayo de corte directo, una vez definida la envolvente de falla de Mohr-Coulomb, es posible dibujar los circulos de Mohr. Puesto que se conoce el esfuerzo normal en el plano de falla y el esfuerzo de corte en el plano de falla, el círculo de Mohr es tangente a la línea de falla por este punto (σ_f, τ_f). Se traza entonces una perpendicular por el punto de tangencia, obteniendo el centro del círculo y haciendo posible trazarlo. Si se traza una línea horizontal por el punto de tangencia (σ_f, τ_f), el punto de corte de esta línea con el cículo de Mohr se denomina *polo* (origen de todos los planos).

De esta manera, al obtener el círculo de Mohr para un ensayo de corte directo dado, es posible conocer los valores de esfuerzo principal mayor y menor, así como la inclinación de los planos principales y de falla. El ensayo de corte directo es el más empleado en la práctica para el estudio de la resistencia al esfuerzo cortante debido a su simplicidad (Lambe & Whitman, 1969).

2.3.2. Tipos de Ensayos de Corte Directo

Los ensayos de corte directo pueden clasificarse de la siguiente manera (Bowles, 1981):

1. *Ensayos no consolidados-no drenados o ensayos U.U.* El corte se inicia antes de consolidar la muestra bajo la carga normal Pv. Si el suelo es cohesivo y saturado, se desarrollará exceso de presión de poros. Este ensayo es análogo al ensayo triaxial no consolidado-no drenado.
2. *Ensayo consolidado-no drenado o ensayos C.U.* Se aplica la fuerza normal, y se observa el movimiento vertical del deformímetro hasta que pare el asentamiento antes de aplicar fuerza cortante. Este ensayo puede situarse entre los ensayos triaxiales consolidado-no drenado y consolidado-drenado.
3. *Ensayo consolidado-drenado o ensayos C.D.* La fuerza normal se aplica, y se demora la aplicación del corte hasta que se haya desarrollado todo el asentamiento; se aplica a continuación la fuerza cortante tan lento como sea posible para evitar el desarrollo de presiones de poros de la muestra. Este ensayo es análogo al ensayo triaxial consolidado-drenado.

2.3.3. Ventajas y Desventajas del Ensayo

El ensayo de corte directo, presenta las siguientes *desventajas*:

- El área de contacto cuando se produce el corte de la muestra disminuye; esto no es muy significativo ya que por lo general las muestras fallan a deformaciones muy bajas.

- La muestra está obligada a fallar por un plano determinado por la configuración de la caja de corte, que es horizontal y a través del cual la distribución de esfuerzo cortante no es uniforme.
- No se pueden medir las presiones de poros, únicamente puede controlarse el drenaje de la muestra, con la tasa de deformación del corte.
- No permite determinar el módulo de elasticidad ni la relación de Poisson.

A pesar de las desventajas que tiene este ensayo y el desarrollo de otras pruebas como el ensayo triaxial, el ensayo de corte directo sigue utilizándose para la determinación de los parámetros geomecánicos del suelo, por su fácil ejecución e interpretación de los resultados, además se ha encontrado que los parámetros del suelo φ y c obtenidos en el ensayo de corte directo son casi tan confiables como los valores obtenidos a través del ensayo triaxial (Bowles, 1981).

2.3.4. Comparación con Otros Ensayos

Resulta oportuno recordar que los ensayos de corte directo y los ensayos triaxiales (los más empleados en la ingeniería práctica) no son necesariamente equivalentes, debido a que el ensayo de corte posee algunas limitaciones de gran importancia. Sin embargo, Lee (1979, CP Bowles, 1981) comenta que en arenas con ángulo de fricción interna por encima de 35°, los valores obtenidos en el ensayo de corte directo, pueden diferir entre 1° y 4° por encima de los obtenidos en el ensayo triaxial y en arenas por debajo de los 35°, el valor obtenido es casi el mismo en ambos ensayos. Así mismo Taylor (1939, CP Lambe & Whitman, 1969) encontró que el ángulo de fricción obtenido en el ensayo de corte directo suele ser mayor, generalmente unos dos grados, que el ángulo de fricción interna correspondiente a el ensayo triaxial.

De acuerdo a lo anterior, si lo que se desea es obtener únicamente los parámetros de resistencia del suelo, puede emplearse el ensayo de corte directo. Sin embargo, si se desea medir y controlar la presión de poros durante el corte a fin de obtener parámetros efectivos, es necesario utilizar el ensayo triaxial (Bowles, 1981).

2.3.5. Descripción del Equipo

El equipo de corte directo consta de una máquina de corte directo y una caja de corte. Las máquinas de corte directo son muy similares, y pueden ser de operación manual o con motor, mientras sea capaz de producir los esfuerzos normales y cortantes. Para este estudio se empleó una máquina de corte con motor, marca Pinzuar, como la mostrada en la Figura II-4.

Figura II- 5. Máquina de corte directo Pinzuar (*Fuente:* www.pinzuar.com.co, 1987)

- **Componentes Básicos de la Máquina de Corte Directo**

Este equipo de corte directo, posee un puerto de salida USB que permite su operación automática y el registro de los ensayos desde un computador, que en una hoja de cálculo Excel (Office 2010), registra todos los parámetros de los ensayos de corte directo en tiempo real. Para su operación se requieren 220 voltios de corriente alterna. Las principales partes que componen el equipo son las siguientes:

Monitor: pantalla que muestra un menú inicial, donde puede modificarse tipo de ensayo, secciones de la caja utilizada y en el que la máquina reporta en tiempo real los valores de fuerza, desplazamiento tangencial, deformación vertical de la muestra si así lo requiere el ensayo y los valores calculados de deformación unitaria, esfuerzo cortante y tiempo de ensayo.

Celda de carga: dispositivo compuesto de sensores de deformación encargado de medir el incremento de la carga horizontal durante el ensayo. La celda de carga del equipo tiene una capacidad de 2,5 kN.

Dial de deformación horizontal: para medir el desplazamiento horizontal por la aplicación de la carga creciente horizontal en la mitad superior de la caja de corte; con resolución de 0,01 mm. El equipo de corte directo Pinzuar permite una velocidad de desplazamiento de 0,015 a no más de 1,6 mm/min programable.

Dial de deformación vertical: para medir la consolidación o expansión de la muestra de suelo durante el corte; con resolución de 0,001 mm.

Carro deslizante: en el cual se coloca la caja de corte durante el ensayo, este carro cumple la función de moverse con la mitad inferior de la caja de corte para producir el corte de la muestra mientras la parte superior de la caja se mantiene fija, haciendo la aclaratoria de que generalmente es la parte superior la que es móvil y la parte inferior la que se mantiene fija. Dependiendo del tipo de ensayo, el carro deslizante puede llenarse de agua para la ejecución del ensayo.

Marco de carga: dispositivo encargado de transmitir la carga normal constante impuesta a la muestra a través de las pesas directas y las pesas colocadas en el brazo multiplicador situado en la parte inferior de la máquina. La relación de carga que maneja el brazo multiplicador o palanca de la máquina Pinzuar es de 1:5/1:10. La máxima carga vertical es de 5kN por medio de pesas directas y brazo multiplicador.

Figura II- 6. Componentes máquina de corte directo Pinzuar (*Fuente*: propia)

- **Componentes Básicos de la Caja de Corte Directo**

La caja de corte puede ser de sección cuadrada o circular, y posee dos mitades: una mitad superior y una mitad inferior. Algunos de sus componentes se muestran en la Figura II-6. Para este estudio se empleó la caja de corte mostrada, sin colocación de piedras porosas, ya que el ensayo no lo requería al ser un corte simple, bajo condiciones no drenadas.

Figura II- 7. Componentes caja de corte directo (*Fuente:* propia)

2.3.6. Procedimiento de Ensayo

El procedimiento descrito está adaptado al tipo de ensayo no consolidado – no drenado, basado en las siguientes referencias:

- Norma ASTM D3080/D3080 – 11.
- Bowles, J. (1981) *Manual De Laboratorio De Suelos En Ingeniería Civil.* México.

El ensayo de corte directo consta de dos etapas: la primera de aplicación de la carga vertical y la segunda en la que se produce el corte de la muestra. En el ensayo no consolidado-no drenado, el corte se inicia antes de consolidar la muestra bajo la carga normal, por lo que no ocurre la consolidación de la misma.

Para la ejecución del ensayo se pesa en un plato suficiente material seco o con el contenido de humedad conocido, para hacer por lo menos tres ensayos a la misma densidad, en caso de probetas remoldeadas. Para probetas de suelos inalterados se obtendrán tres muestras del mismo tamaño con un anillo cortante.

Se procede al ensamblaje de la caja de corte, colocando ambas mitades en su posición y fijándolas con los tornillos de alineación.

Seguidamente se introduce la muestra dentro de la caja de corte, ya sea reacomodando la arena en la misma hasta cerca de 5 mm del borde o bien extrayendo la muestra del anillo y colocándola cuidadosamente.

Se conocen las dimensiones de la probeta determinadas por la sección de la caja de corte o por la sección del anillo utilizado. Se reporta el peso del material, que puede obtenerse por diferencia conocido el peso de la caja de corte o del anillo.

Se coloca el marco de carga con las pesas necesarias en el brazo multiplicador para producir la carga normal y el dial de deformación vertical con precisión de 0,01 mm/división; este último no es necesario para ensayos no consolidados.

Una vez liberada la carga normal, se retiran los tornillos alineadores, se colocan los tornillos espaciadores, la celda de carga se tara en cero, y se ajusta el dial de deformación horizontal con precisión de 0,01 mm/división para medir el desplazamiento horizontal.

Se inicia el corte de la muestra, registrando los valores de fuerza, desplazamiento tangencial, deformación vertical. Cuando las cargas se vuelvan constantes o decrezcan súbitamente se dará por terminado el ensayo. Si esto no ocurre el ensayo puede detenerse cuando la deformación sea mayor al 10% del diámetro de la muestra.

Finalmente se procede a desmontar las pesas de la palanca, desarmar la caja de corte y realizar un ensayo de humedad a la probeta ensayada.

2.3.6.1. Velocidad de Ensayo

En los ensayos no consolidados-no drenados, la tasa de deformación unitaria debe ser del orden de 0,5 a no más de 2 mm/min, de forma tal que la muestra falle entre 3 a 5 minutos para suelos no cohesivos, y entre 5 a 10 minutos para suelos cohesivos (Bowles, 1981).

2.3.6.2. Esfuerzo Normal o Presión de Confinamiento

Se deben seleccionar tres cargas que, divididas por las dimensiones de la muestra, corresponderán a los esfuerzos normales aplicados. Cada esfuerzo normal aplicado debe ser el doble del anterior. El esfuerzo normal dependerá de la profundidad a la que fue extraída la muestra, es decir, de la tensión vertical a la que esté sometido un elemento de suelo a una profundidad conocida.

2.3.6.3. Presentación de Resultados

Para finalizar, se dibuja la curva *Esfuerzo Cortante vs. Porcentaje de Deformación* de cada probeta ensayada, de la cual se toma el valor de esfuerzo cortante máximo y residual de cada curva. Posteriormente, se dibuja la envolvente de Mohr, graficando el valor de esfuerzo cortante contra el esfuerzo normal aplicado en las probetas ensayadas. Para ello, se empleará el esfuerzo de corte máximo cuando se deseen los parámetros de resistencia máxima del suelo

o bien el esfuerzo de corte residual cuando se deseen los parámetros de resistencia residual del suelo. Finalmente, se determinan los parámetros de resistencia al corte del suelo: el intercepto de la envolvente de Mohr con el eje de las ordenadas corresponde a la cohesión y la pendiente de esta línea, el ángulo de fricción interna (Bowles, 1981).

En el ejercicio de la Geotecnia, una buena práctica consiste en emplear parámetros geomecánicos que sean cónsonos con el nivel de esfuerzos que se espera tenga el suelo bajo condiciones de servicio. Esto implica que se trabaje con parámetros de resistencia correspondientes a dichos niveles de esfuerzos. Sin embargo, Lambe & Whitman (1969) destacan que en la mayoría de los problemas prácticos en la ingeniería, no es posible tolerar grandes deformaciones en una masa de suelo. Así, para la mayoría de los problemas prácticos los parámetros geomecánicos correspondientes al máximo de la curva esfuerzo-deformación representan de manera adecuada la resistencia del material.

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

Sabino (1992) comenta que la metodología es un modelo de trabajo o secuencia lógica de procedimientos que orientan la investigación científica que sirve como instrumento dirigido a validar y a hacer más eficiente el estudio. A continuación se establece la metodología utilizada.

3.1. Tipo de Investigación

En términos del conocimiento, el alcance de la investigación es de tipo correlacional, debido a que tiene como propósito conocer la relación que exista entre dos o más conceptos, categorías o variables en un contexto en particular (Hernandez, Fernandez, & Baptista, 2006).

3.2. Diseño de Investigación

El presente trabajo de grado se centra en la obtención de la correlación *Ángulo de Fricción Interna y Cohesión vs Grado de Compactación* de suelos compactados simulados en laboratorio, a través de la variación intencional del grado de compactación y humedad del suelo con el fin de conocer la influencia sobre los parámetros geomecánicos del suelo: ángulo de fricción interna y cohesión, por lo que constituye un diseño de laboratorio experimental con enfoque cualitativo.

Hernández, Fernandez, & Baptista (2006) establecen que un experimento es una situación de control en la cual se manipulan, de manera intencional, una o mas variables independientes (causas) para analizar las consecuencias de tal manipulación sobre una o mas variables dependientes (efectos).

3.3. Muestreo

Jany (1994, CP Bernal, 2010) comenta que la población es la totalidad de elementos o individuos que tienen ciertas características similares y sobre las cuales se desea hacer inferencia. La muestra es un subgrupo de la población.

Para este estudio, la población son los suelos friccionantes y los suelos cohesivos. Y la muestra corresponde a una arena arcillo-limosa (SC-SM) con la que se confeccionaron cien (100) probetas cilíndricas de 50,1 mm de diámetro y 21,0 mm de altura; y una arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL) con la que se confeccionaron cien (100) probetas de las mismas dimensiones.

3.4. Etapa de Ensayos

3.4.1. Clasificación

Para el desarrollo de esta investigación se contó con dos materiales: un material con predominancia de granos gruesos y un material con mayores cantidades de granos finos. A cada material en estudio se le realizaron los siguientes ensayos, aplicando para ello las normas ASTM (*American Society for Testing and Materials*) correspondientes:

- ✓ Examen Visual (Norma ASTM D2488-09a).
- ✓ Granulometría por Tamizado e Hidrómetro (Norma ASTM D422-63).
- ✓ Gravedad Específica (Norma ASTM D854-14).
- ✓ Límites de Consistencia (Norma ASTM D4318-10).
- ✓ Ensayo de Compactación Proctor Modificado (Norma ASTM D1557-09).

Es importante aclarar que en un principio la investigación se planteó para dos tipos de suelos que clasificaran, según el Sistema AASTHO, como un suelo A-2-4 y un A-6, que corresponden según el Sistema de Clasificación Unificado de Suelos (S.U.C.S) a un suelo grueso arenoso y un suelo fino arcilloso. Sin embargo, el material de grano fino disponible para el estudio clasificó como A-4, el cual resultó apto para cubrir los objetivos de la investigación.

3.4.2. Ensayos de Resistencia al Corte

Con el fin de obtener los parámetros geomecánicos cohesión y ángulo de fricción interna de cada material en estudio, se realizaron ensayos de corte directo simple, es decir bajo condiciones no consolidadas-no drenadas. En este ensayo, como se mencionó arriba, el corte inicia antes de la etapa de consolidación bajo la carga normal, y al llevar el suelo a la rotura en forma rápida sin permitir drenaje (y por lo tanto sin disipación de las presiones de poros), los parámetros obtenidos pueden emplearse para análisis de fundaciones apenas aplicada la carga, como es el caso usual en proyectos de rutina.

Las muestras a ensayar se conformaron en laboratorio para simular materiales compactados. Una vez clasificados los materiales, se empleó la curva de compactación típica de cada material, obtenida con el ensayo de compactación Proctor modificado para conocer los valores de densidad seca y porcentaje de humedad asociados a los diferentes grados de compactación (90%, 92%, 95% y 98%).

3.4.2.1. Variables de ensayo

3.4.2.1.1. Variables Independientes

- ✓ Grado de compactación (%)
- ✓ Humedad (%)

3.4.2.1.2. Variables Dependientes

- ✓ Ángulo de fricción interna (grados)
- ✓ Cohesión (kPa)

3.4.2.1.3. Parámetros Constantes

- ✓ Velocidad de aplicación de fuerza cortante (mm/min)
- ✓ Dimensiones de las probetas (mm)

Se realizaron un total de cuarenta (40) ensayos de corte directo: veinte (20) ensayos de corte por cada material, debido a que se hicieron cinco (5) ensayos por cada porcentaje de compactación antes mencionado.

3.4.2.2. Aplicación de Esfuerzos

La norma ASTM D 3080/D 3080 – 11 establece un mínimo de tres (3) probetas por cada ensayo de corte directo. Sin embargo, para esta investigación se ejecutaron cinco (5) probetas por ensayo, a fin de considerar un rango de cargas normales representativas de una amplia gama de condiciones de campo.

La carga normal que se aplica a la muestra durante el ensayo de corte depende del peso unitario de la muestra de suelo y de la profundidad a la que haya sido extraída; como estas muestras no son imperturbadas provenientes de rellenos existentes, se tomó la decisión de aplicar los siguientes esfuerzos normales.

Tabla III-1. Esfuerzo normal aplicado a las probetas (*Fuente:* propia)

N° de Probeta	Pesas directas (kg)	Pesas en en brazo multiplicador (kg)	Relación brazo multiplicador	Esfuerzo Normal aplicado (kPa)
1	5	0.0	1:10	24.87
2		0.5		49.75
3		1.5		99.49
4		3.5		198.98
5		7.5		397.97

3.4.2.3. Velocidad de Ensayo

Se empleó una tasa de deformación unitaria de 1,22 mm/min.

3.4.2.4. Procedimiento General

En primer lugar, se secó cada material en un horno a una temperatura de 110 ± 5 °C. Una vez seco el material, se tomó una muestra representativa del material seco, suficiente para

realizar cinco ensayos a la misma densidad, es decir para realizar cinco muestras del mismo tamaño.

Posteriormente, se añadió el agua previamente medida con el fin de garantizar el contenido de humedad y se pasó el material por el tamiz #4. Según lo establece la norma, se dejó reposar el material un tiempo mínimo, el cual depende del tipo de material, tal como se muestra en la Tabla III-3.

Tabla III-2. Tiempo mínimo de reposo (*Fuente:* Norma ASTM D3080, 2011)

Material según S.U.C.S. (ASTM D2487)	Tiempo mínimo de reposo (h)
SW, SP	No requiere reposo
SW-SM,SP_SM,SM(>5% finos)	3
SC, ML, CL, SP-SC	18
MH, CH	36

Una vez transcurrido el tiempo mínimo de reposo, se realizó un ensayo de humedad para garantizar que el contenido de humedad que posee el material es el correspondiente al grado de compactación estudiado.

Se procedió a armar la caja de corte, fijándola en posición y asegurando las dos partes de la caja con los tornillos alineadores que lleva la parte superior.

Seguidamente, se procedió a la confección de la probeta, cuyo procedimiento se establece más adelante (ver aparte 3.4.2.5). Al finalizar, se registró el peso del anillo más el peso de la muestra y se colocó la muestra dentro de la caja de corte, situando el anillo sobre el orificio de la caja de corte y aplicando una fuerza sobre la mayor área superficial posible para hacer desplazar la muestra, esto con los tornillos alineadores para no producir corte de la probeta por la manipulación de la caja.

Una vez colocada la probeta en la caja de corte, se procede a llevar al carro deslizante, se colocan las pesas en el brazo multiplicador (utilizando la relación 1:10) necesarias para

producir el esfuerzo normal y se ajusta la celda de carga horizontal sin producir fuerza sobre la muestra.

Finalmente, se libera la carga normal y seguidamente se retiran los tornillos alineadores, a la vez que se colocan los tornillos espaciadores, para iniciar el corte de la probeta. Una vez finalizado el corte se retiran las pesas del brazo multiplicador, se desarma la caja de corte y se realiza un ensayo de humedad final.

3.4.2.5. Confección de la Probeta

En el presente trabajo especial de grado, las muestras a ensayar no provienen de muestras imperturbadas tomadas en rellenos existentes, sino que, como se mencionó anteriormente, se conformaron en laboratorio para simular materiales compactados.

Así, en este estudio las probetas son remoldeadas-compactadas. La compactación se realizó en un anillo circular, para luego llevar la muestra a la caja de corte. Las dimensiones de la muestra se conocen, y están determinadas por las dimensiones del anillo circular utilizado. El anillo empleado tiene un diámetro de 50,1 mm, una altura de 21,0 mm y un peso de 112,44 gr.

El proceso de compactación de las probetas debe ser sistemático y debe reproducir las mismas condiciones de densidad y humedad alcanzadas en el ensayo de compactación Proctor modificado. Para lograr esto se empleó un martillo de compactación de diámetro menor al del anillo circular y se hizo la similitud con el cálculo utilizado para el martillo de Proctor modificado, con el fin de transferir a la muestra la misma energía de compactación y de esta forma asegurar la densidad de la probeta con la humedad deseada.

Empleando la Ecuación 2-1, y conocida la energía de compactación que se requiere transferir con el martillo pequeño de compactación (es decir la energía de compactación del martillo utilizado en el Proctor modificado, igual a $\left(\mathbf{2.569,34}\ \frac{\mathbf{KN*m}}{\mathbf{m^3}}\right)$, el peso del martillo pequeño de compactación (**2.013,76 gr**) el volumen del anillo circular (**41,39 cm^3**), la altura

de caída del martillo pequeño de compactación ($\mathbf{33,70\ cm}$) y estableciendo un número de capas (**4 capas**), se determinó el número de golpes (**N**) requeridos:

$$EC = \frac{Nn\ W_m h}{V}$$

$$2.569,34\ \frac{\mathbf{kN * m}}{\mathbf{m^3}} \times \frac{\mathbf{101.971,6\ gr}}{\mathbf{1\ kN}} \times \frac{\mathbf{1m^2}}{\mathbf{(100\ cm)^2}} = \frac{N * 4 * 2.013,76\ gr * 33,70\ cm}{41,39\ \mathbf{cm^3}}$$

$$N = 4\ golpes$$

Así, cada probeta se compactó en 4 capas, dando 4 golpes por capa, realizando la escarificación al finalizar una capa y antes de la colocación de la próxima, para así obtener continuidad del material en la probeta y por consiguiente no predeterminar el plano de falla.

Figura III- 8. Elementos utilizados para la confección de la probeta (*Fuente:* propia)

Consideraciones

- Para la ejecución de las probetas, la densidad y la humedad utilizada corresponde a la rama húmeda del Proctor modificado debido a que es el caso más desfavorable en la práctica y los parámetros de resistencia obtenidos son más conservadores.
- Para los ensayos de corte directo, se trabajó con la muestra pasante tamiz #4 de cada material en estudio.
- Durante el corte de las probetas, el área de contacto disminuye. Sin embargo, para esta investigación no se corrigió el área, lo que implica que los parámetros de resistencia obtenidos son más conservadores.
- Para el desarrollo de las curvas de correlación *Ángulo de Fricción Interna y Cohesión vs Grado de Compactación* se emplearon los parámetros de resistencia máximos, es decir los parámetros obtenidos de la envolvente de falla Mohr-Coulomb construida a partir de los valores máximos de las curvas esfuerzo-deformación asociadas a una amplia gama de presiones de confinamiento, debido a que, por lo general, en los proyectos de geotecnia no se conocen las cargas que soportará el relleno, y el empleo de los parámetros de resistencia máximos para la representación de la resistencia al esfuerzo cortante es adecuado (ver apartado 2.3.6.3).

Las consideraciones antes mencionadas permitieron determinar parámetros más conservadores, lo cual, en general, es una buena práctica en Geotecnia.

CAPÍTULO IV: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1. Análisis de Resultados: Ensayos de Clasificación

El material de grano grueso clasificó según la carta de plasticidad AASHTO del Sistema de Clasificación AASHTO, como un A-2-4 ($\boldsymbol{I.G.} = \mathbf{0}$), y según la carta de plasticidad de Casagrande del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, como una arena arcillo-limosa (SC-SM), cuya densidad máxima seca es de 2.146 kg/m^3 y humedad óptima de 6,3% valores obtenidos a partir del ensayo proctor modificado.

Por su parte el material fino clasificó según la carta de plasticidad AASHTO del Sistema de Clasificación AASHTO, como un A-4 ($\boldsymbol{I.G.} = \mathbf{6}$), y según la carta de plasticidad de Casagrande del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, como una arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL), cuya densidad máxima seca es de 2.092 kg/m^3 y humedad óptima de 7,5%.

En la Tabla IV-1 se resumen los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio realizados.

Tabla IV-1. Resultados de ensayos de clasificación (*Fuente:* propia)

Material	% Pasante tamiz #			Finos		Gs	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Clasificación	
	10	40	200	% Limos	% Arcilla					S.U.C.S	AASHTO
Fino	92,63	82,88	64,27	43,68	20,59	2,65	21	13	8	s(CL)	A-4 (6)
Grueso	82,90	47,76	25,90	11,84	14,06	2,68	23	18	5	SC-SM	A-2-4 (0)

4.2. Análisis de Resultados: Ensayos de Corte Directo

Los Gráficos 1 y 2, resumen los resultados según los cuales se cumplieron los objetivos planteados en la investigación.

En ellos se muestran las correlaciones *Ángulo de Fricción Interna y Cohesión vs Grado de Compactación* obtenidas para una arena arcillo-limosa (SC-SM), material friccionante típicamente recomendado para la conformación de rellenos estructurales, y una

arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL), material empleado cuando no existe material granular cercano a la zona del proyecto.

Para la correlación *Ángulo de Fricción Interna vs Grado de Compactación* se puede observar que el ángulo de fricción interna incrementa su valor cuanto más compacto es el suelo. Durante el proceso de compactación se incrementa la fricción entre las partículas que constituyen la masa de suelo, ya que se genera el colapso de los grupos de partículas sueltas dentro del mismo, produciéndose así grupos más compactos que dan lugar a una masa de suelo más rígida (Lambe & Whitman, 1969); por lo que a mayor grado de compactación del suelo, mayor será el grado de encaje de las partículas, y por lo tanto mayor será la resistencia al corte del suelo.

En el Gráfico 1, para la arena arcillo-limosa (SC-SM), este comportamiento es casi directamente proporcional, es decir, que el ángulo de fricción interna es mayor al aumentar el grado de compactación del suelo. Sin embargo, en el Gráfico 2, para la arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL), el ángulo de fricción interna se torna constante entre el 90% y 92% del grado de compactación del suelo. Se presume que esto podría estar asociado al hecho de que las partículas de naturaleza friccional presentan una contribución menor a la resistencia al corte.

Para la correlación *Cohesión vs Grado de Compactación*, se observa para ambos materiales que la cohesión disminuye cuanto menos compacto es el suelo.

Para entender este comportamiento es necesario distinguir la cohesión aparente de la cohesión verdadera. La cohesión aparente es aquella debida a la tensión superficial del agua, que depende del contenido de agua en el suelo, y la cohesión verdadera es aquella que depende de las fuerzas electroquímicas de atracción entre las superficies de contacto de las partículas de suelo, y del grado de encaje del suelo (Ugas, 1985).

A menor grado de compactación del suelo, el suelo tiene un mayor contenido de humedad, lo cual ocasiona la disminución de las fuerzas de atracción entre las partículas arcillosas, es decir de la cohesión verdadera.

Los parámetros de resistencia obtenidos son aplicables para el análisis de fundaciones a corto plazo, donde se supone que la aplicación de la carga es instantánea, debido a que el material de relleno empleado posee una baja permeabilidad y, bajo condiciones normales, el mismo no debe estar saturado.

4.3. Análisis de Resultados Adicionales

4.3.1. Influencia de la Relación de Vacíos Inicial

En los Gráficos 3 y 4, se muestran las relaciones *Ángulo de Fricción Interna vs Relación de vacíos inicial* obtenidas para una Arena arcillo-limosa (SC-SM) y una Arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL) respectivamente.

Se puede notar que el ángulo de fricción interna aumenta con la disminución de la relación de vacios inicial del suelo, esto se debe al fenómeno del grado de encaje. Un mayor grado de compactación del suelo, produce una mayor trabazón de las partículas, disminuyendo el volumen de vacíos del suelo y aumentado el ángulo de fricción interna del suelo.

4.3.2. Influencia de la Angulosidad de las Partículas

Los valores obtenidos de ángulo de fricción interna para la arena arcillo-limosa (SC-SM), varían desde 41° a 45°. Esto se debe a que posee partículas angulosas, las cuales encajan más perfectamente que las redondeadas, aumentando el ángulo de fricción. De acuerdo a Sowers & Sowers (1951, CP Lambe & Whitman, 1969), para una arena compacta formada por partículas angulosas bien gradada, el ángulo de fricción interna es aproximadamente de 45°, valor que resulta cónsono con los obtenidos en este trabajo.

4.3.3. Influencia del Porcentaje Pasante Tamiz #200

En el Gráfico 5 se observa la influencia del porcentaje pasante tamiz #200 sobre los parámetros geomecánicos del suelo, considerando para ilustrar el caso los valores correspondientes a un porcentaje de compactación del suelo igual a 95%, ya que es el más

empleado en proyectos. Se observa que el ángulo de fricción interna disminuye a mayor porcentaje pasante por el tamiz #200, mientras que la cohesión aumenta a mayor porcentaje pasante por el tamiz #200.

La arena arcillo-limosa (SC-SM) presentó para el 95% de grado de compactación, un ángulo de fricción interna de 43,7° y una cohesión de 63,18 kPa, con un 25,90% tamiz #200 y la arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL), un ángulo de fricción interna de 29,6° y una cohesión de 68,32 kPa, con un 64,27% tamiz #200, valores que evidencian el comportamiento descrito anteriormente.

4.3.4. Influencia del Esfuerzo Normal Aplicado

Cuando el suelo se somete a una presión de confinamiento, dicha carga se reparte entre el agua y el esqueleto mineral del suelo, existiendo una mayor interacción entre los puntos de contacto, al aumentar el esfuerzo normal aplicado.

En los Gráficos 6 y 7 se observan las envolventes de falla Mohr-Coulomb obtenidas para el 95% del grado de compactación para los materiales estudiados. Para ambos materiales se observa que la resistencia al corte del suelo aumenta con la presión de confinamiento. Si la fuerza normal o presión de confinamiento disminuye, la resistencia al corte del suelo también lo hará. Esto permite afirmar que la resistencia al corte producto del deslizamiento entre partículas es de naturaleza friccional. Sin embargo, esto no quiere decir que si la presión de confinamiento es nula no podrá evidenciarse resistencia al corte. En este caso, dicha resistencia estaría asociada a la cohesión verdadera del suelo (Lambe & Whitman, 1969).

4.3.5. Comportamiento Esfuerzo-Deformación

El comportamiento esfuerzo-deformación de ambos suelos sigue una tendencia no lineal e irreversible.

En los Gráficos 8 y 9 se muestran las envolventes de falla Mohr-Coulomb, asociadas a diferentes porcentajes de deformación y la envolvente de falla Mohr-Coulomb máxima, que

representa la resistencia máxima del suelo, construida a partir del valor máximo de la curva esfuerzo-deformación.

Se observa que las líneas de igual deformación son rectas radiales, notando que la envolvente de falla máxima deja de ser radial y corta las líneas radiales para bajos esfuerzos de confinamiento. Sin embargo, las líneas más allá de la envolvente máxima no son físicamente posibles, ya que el suelo debería fallar antes de alcanzar ese estado de esfuerzos.

4.3.6. Influencia de la Saturación del Suelo

Tras la conformación del relleno, uno de los aspectos más importantes que pudiera afectar el comportamiento del mismo durante la vida útil del proyecto, es el cambio de humedad del relleno, que podría volverse crítico si se alcanza un grado de saturación cercano al 100%. Es usual en muchos proyectos la ocurrencia de este fenómeno, bien sea por lluvias intensas que generan el ascenso del nivel freático, por el ascenso de agua por capilaridad, o bien por la rotura de una tubería enterrada en el relleno.

Como valor agregado a la investigación, se realizaron ensayos de corte directo simple a las probetas compactadas al 95% del grado de compactación (grado de compactación del suelo más empleado a nivel de proyecto) bajo condiciones saturadas, con el fin de comprobar cómo se modifican los parámetros de resistencia del suelo.

Para la arena arcillo-limosa (SC-SM), el tiempo mínimo de saturación fue de tres (3) horas, y para la arcilla de baja plasticidad s(CL) fue de veinticuatro (24) horas.

Los gráficos 10 y 11, muestran los parámetros geomecánicos del suelo saturado. Se observa que dichos parámetros de resistencia disminuyen notablemente respecto a las condiciones de compactación normales en un relleno, pues el agua hace que la atracción entre las partículas se pierda o disminuya.

La arena arcillo-limosa (SC-SM) presentó para el 95% de grado de compactación y un contenido de humedad del 9,73% (valor correspondiente a la rama húmeda de la curva típica de compactación) un ángulo de fricción interna de 43,8° y una cohesión de 63,18 kPa. Al

saturar el relleno, el ángulo de fricción interna fue de 37,1° y cohesión de 27,55 kPa, valores que evidencian la notable disminución de la resistencia del terreno por efecto del agua.

De igual forma, para la arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL) los parámetros de resistencia del suelo disminuyeron bajo condiciones saturadas. Para condiciones normales, el ángulo de fricción interna obtenido fue de 29,6° y la cohesión de 68,32 kPa para el 95% de grado de compactación y un contenido de humedad del 11,68% (valor correspondiente a la rama húmeda de la curva típica de compactación). Bajo condiciones saturadas, el ángulo de fricción interna resulta igual a 24,0° y la cohesión es 29,34 kPa.

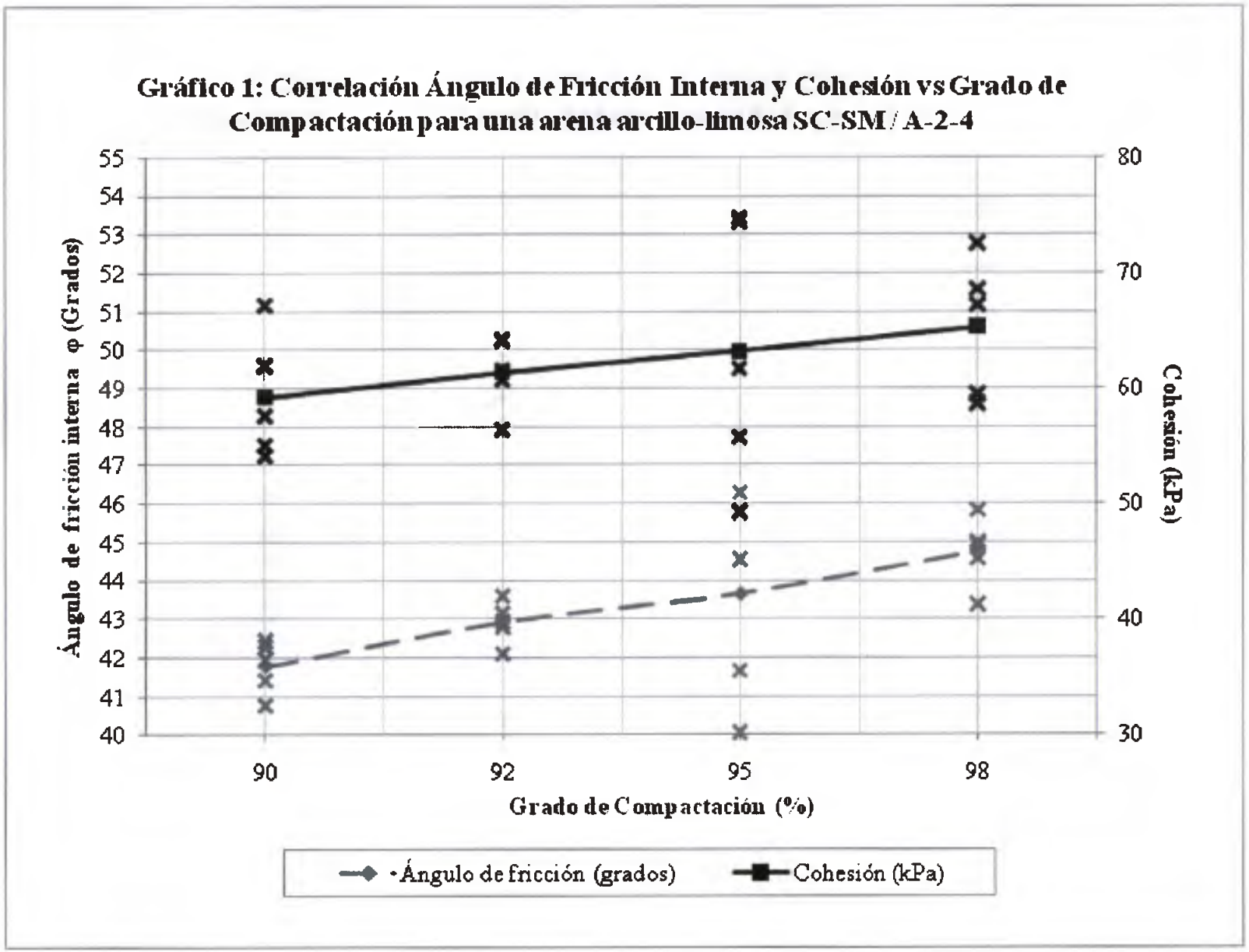


Gráfico 1: Correlación Ángulo de Fricción Interna y Cohesión vs Grado de Compactación para una arena arcillo-limosa SC-SM / A-2-4
Ángulo de fricción interna φ (Grados)
Cohesión (kPa)
Grado de Compactación (%)
55
54
53
52
51
50
49
48
47
46
45
44
43
42
41
40
80
70
60
50
40
30
90
92
95
98
Ángulo de fricción (grados)
Cohesión (kPa)

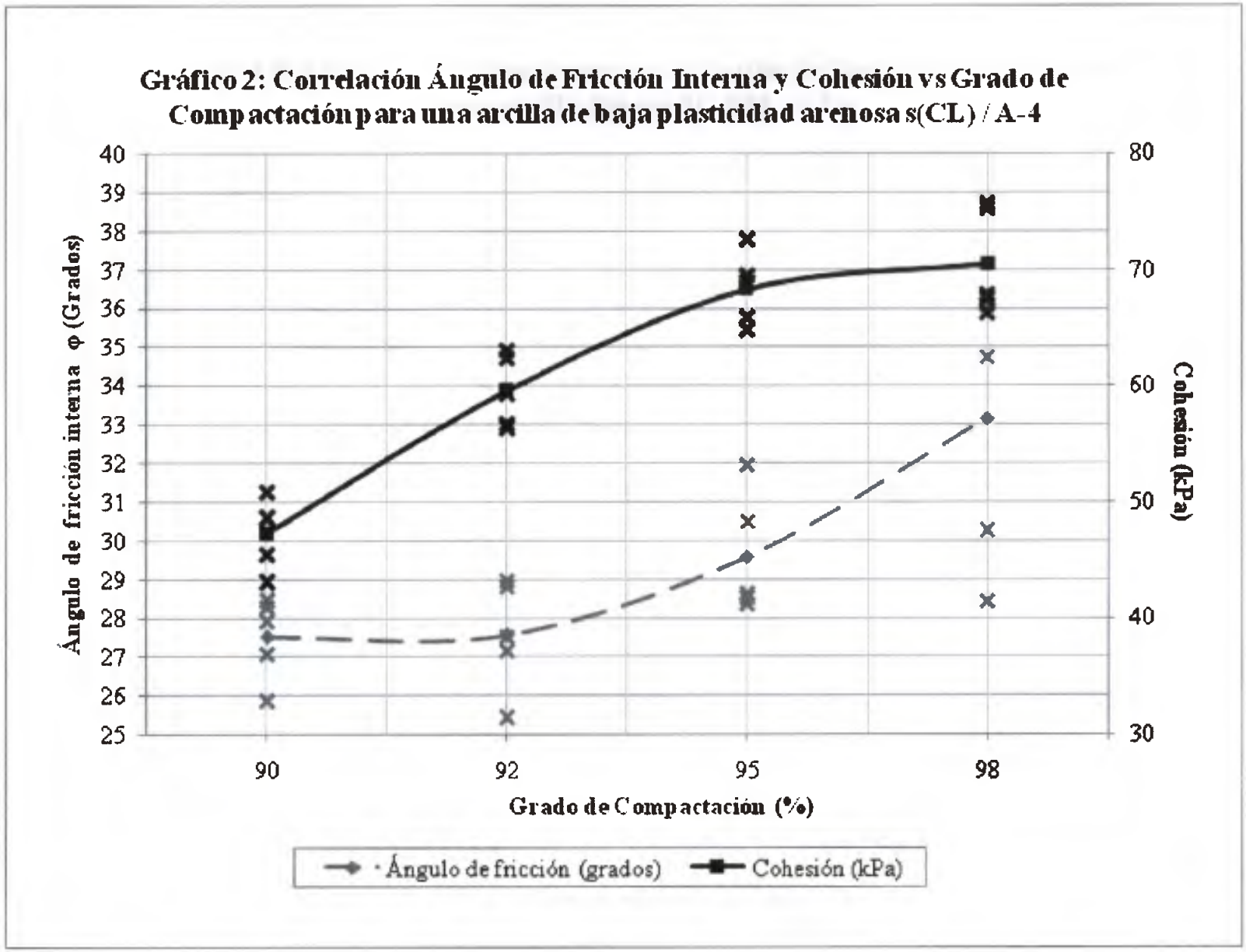


Gráfico 2: Correlación Ángulo de Fricción Interna y Cohesión vs Grado de Compactación para una arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL) / A-4
Ángulo de fricción interna φ (Grados)
Cohesión (kPa)
Grado de Compactación (%)
40
39
38
37
36
35
34
33
32
31
30
29
28
27
26
25
80
70
60
50
40
30
90
92
95
98
Ángulo de fricción (grados)
Cohesión (kPa)

Gráfico 3: Ángulo de Fricción Interna vs Relación de Vacíos inicial para una arena arcillo-limosa SC-SM / A-2-4

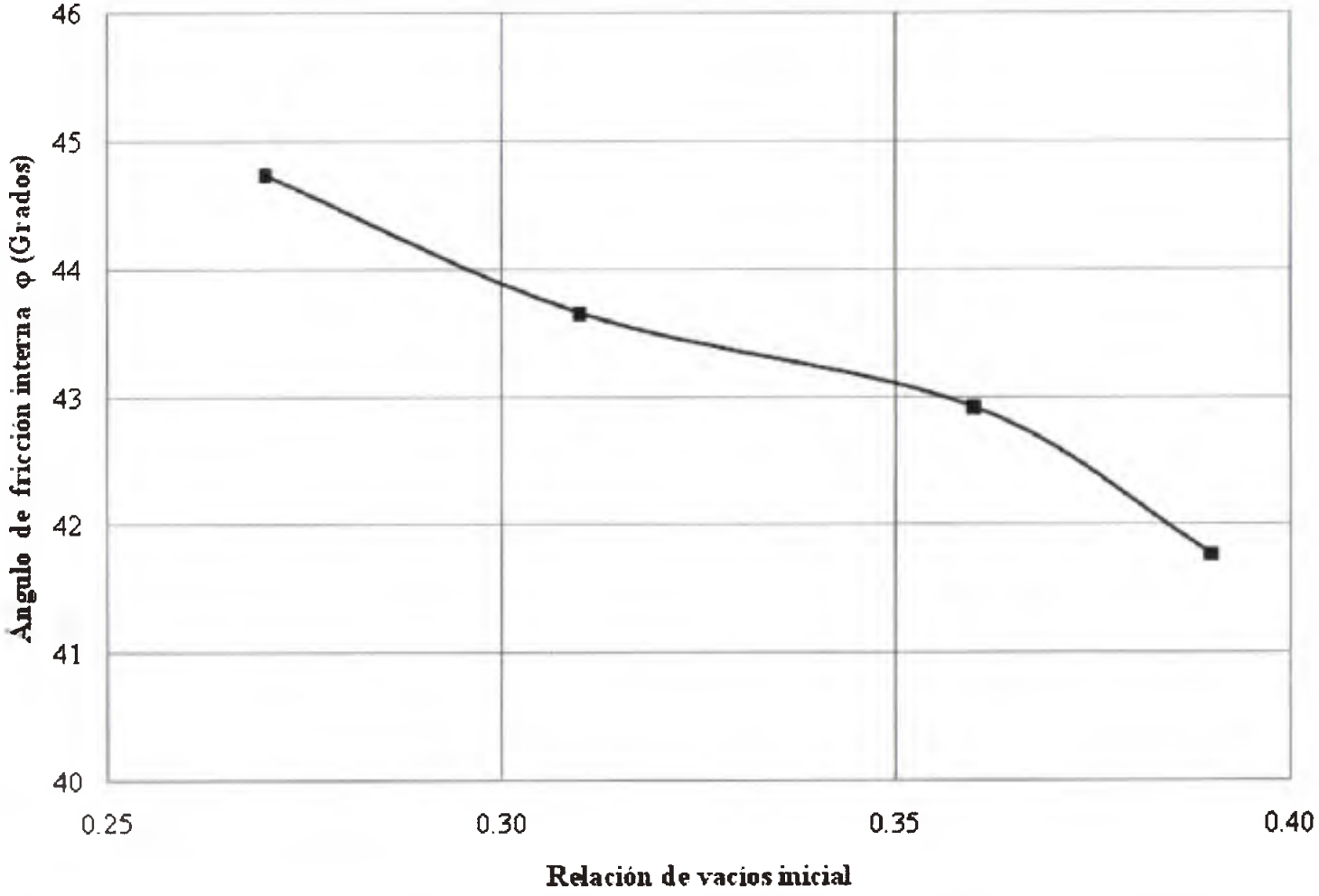
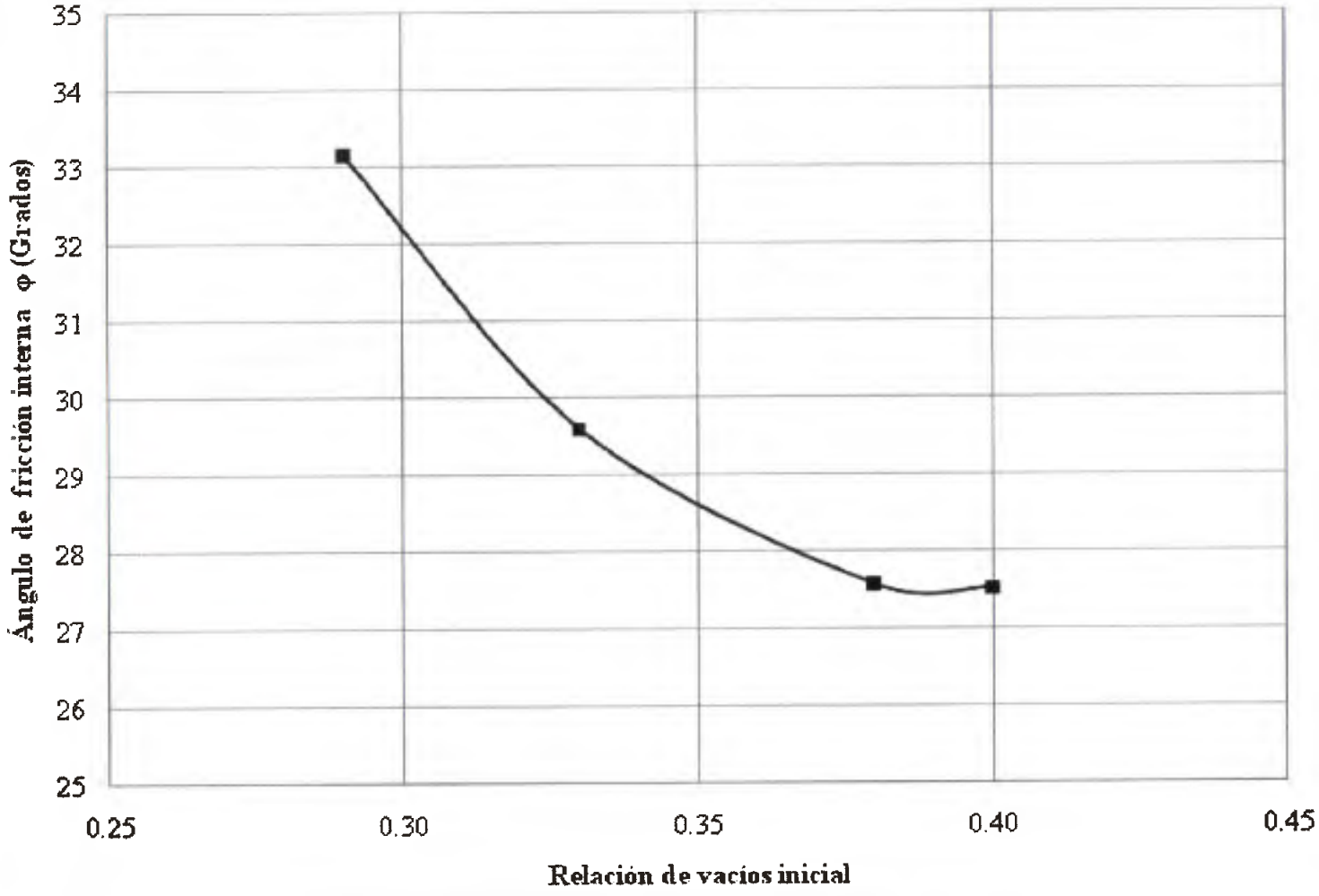


Gráfico 4: Ángulo de Fricción Interna vs Relación de Vacíos inicial para una arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL) / A-4



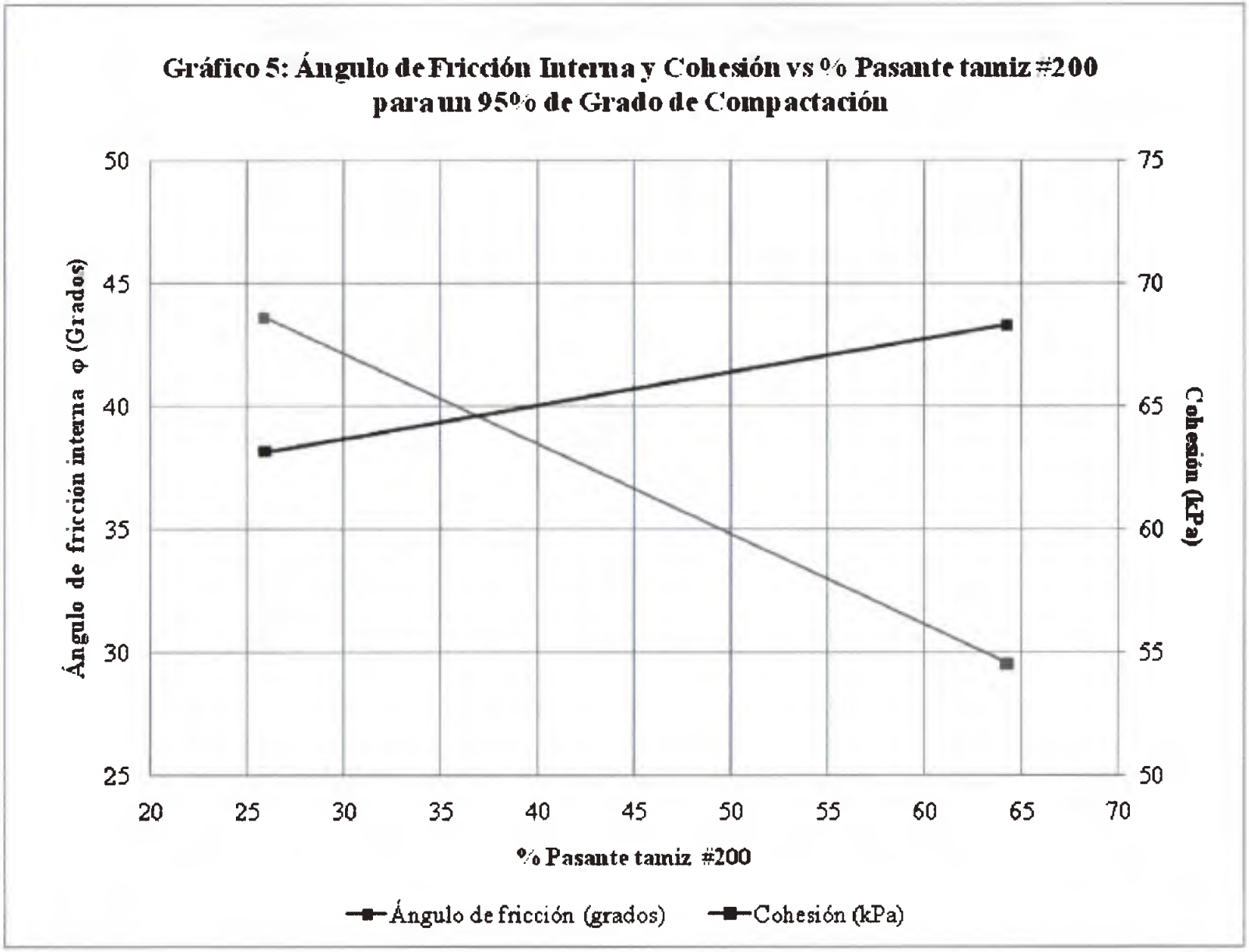


Gráfico 5: Ángulo de Fricción Interna y Cohesión vs % Pasante tamiz #200
para un 95% de Grado de Compactación
Ángulo de fricción interna φ (Grados)
Cohesión (kPa)
% Pasante tamiz #200
50
45
40
35
30
25
75
70
65
60
55
50
20
25
30
35
40
45
50
55
60
65
70
Ángulo de fricción (grados)
Cohesión (kPa)

Gráfico 6: Esfuerzo Cortante vs Esfuerzo Normal para una arena arcillo-limosa SC-SM / A-2-4 compactada al 95% de la Densidad Máxima Seca

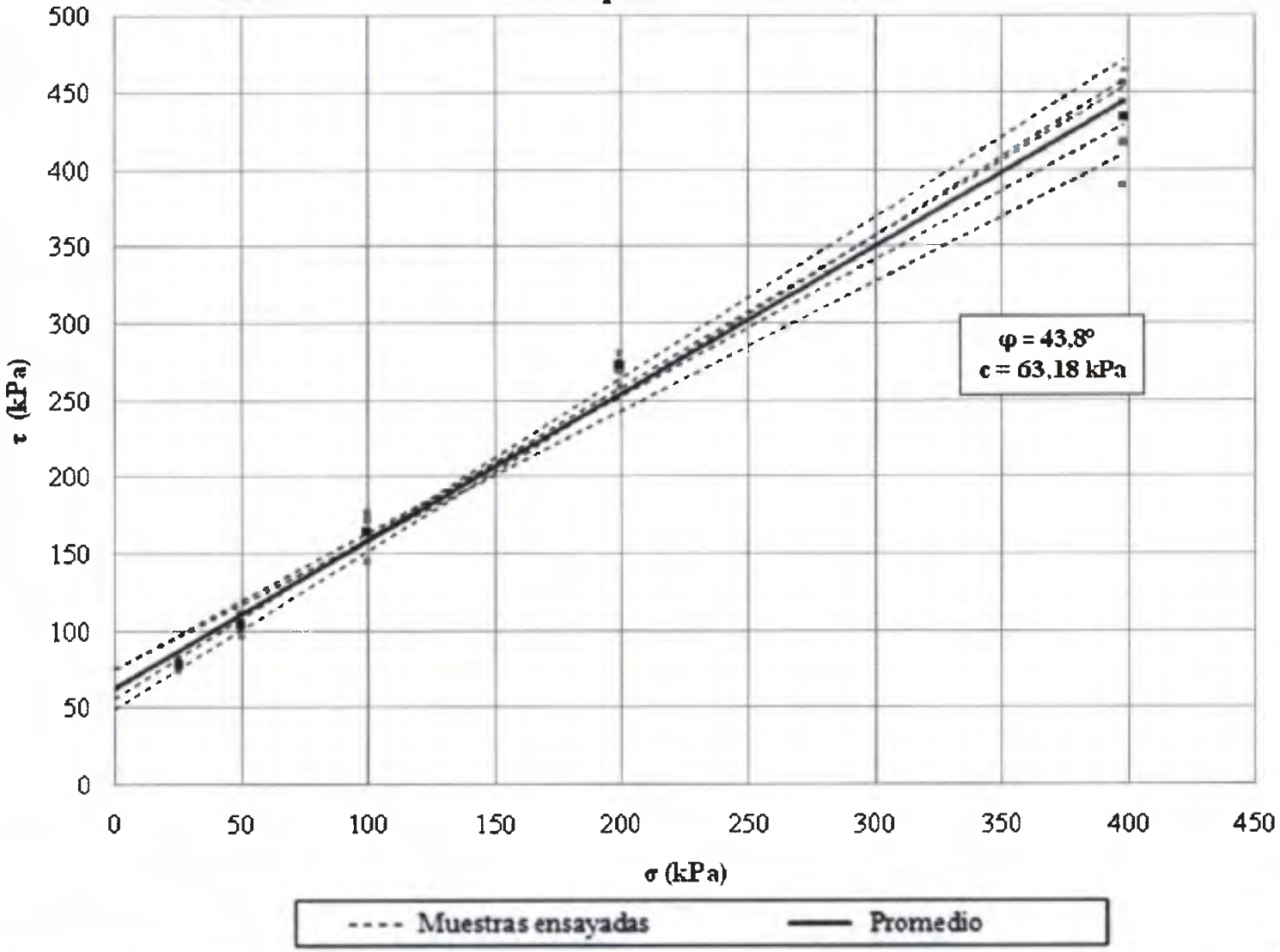
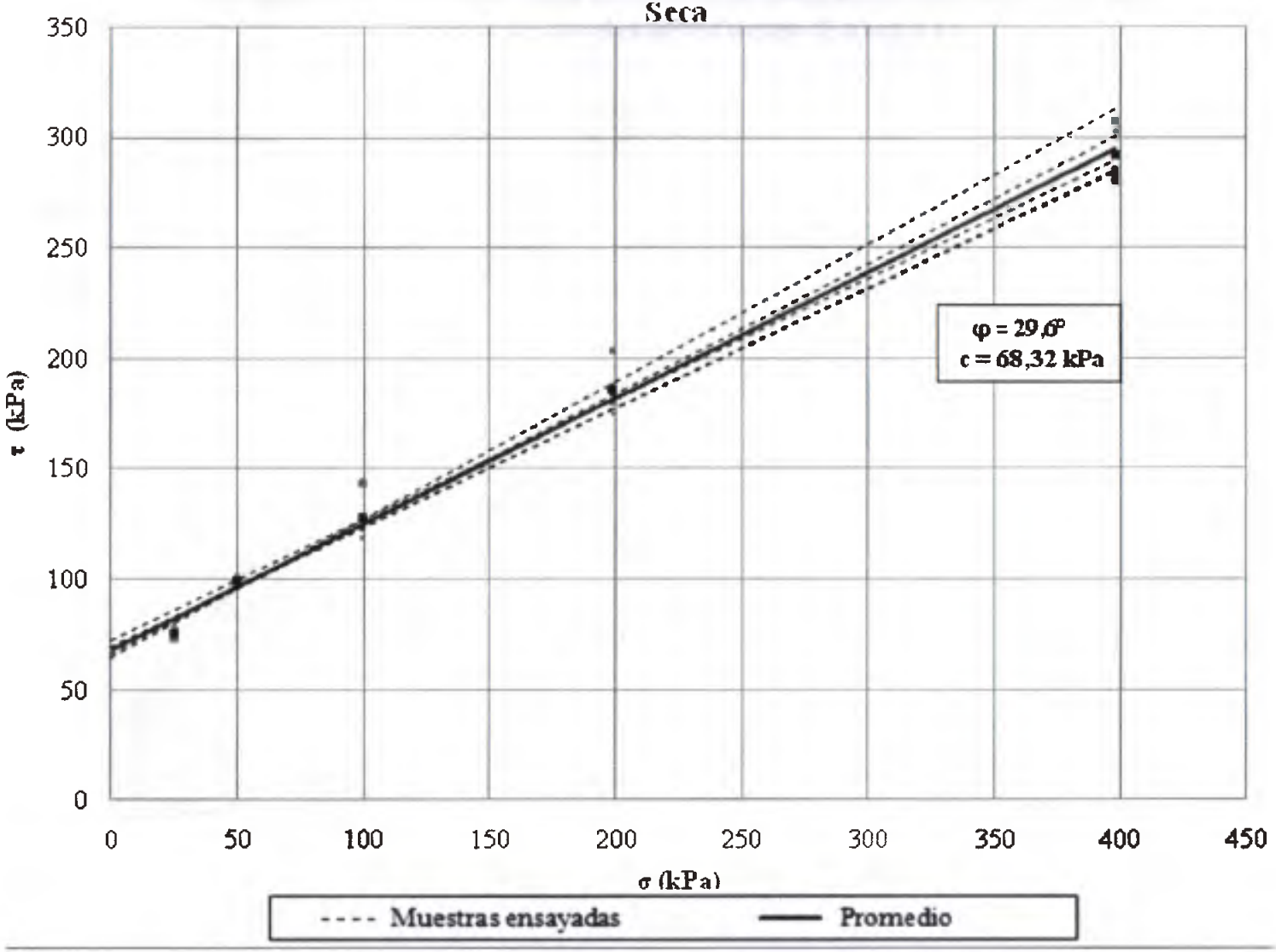


Gráfico 7: Esfuerzo Cortante vs Esfuerzo Normal para una arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL) / A-4 compactada al 95% de la Densidad Máxima Seca



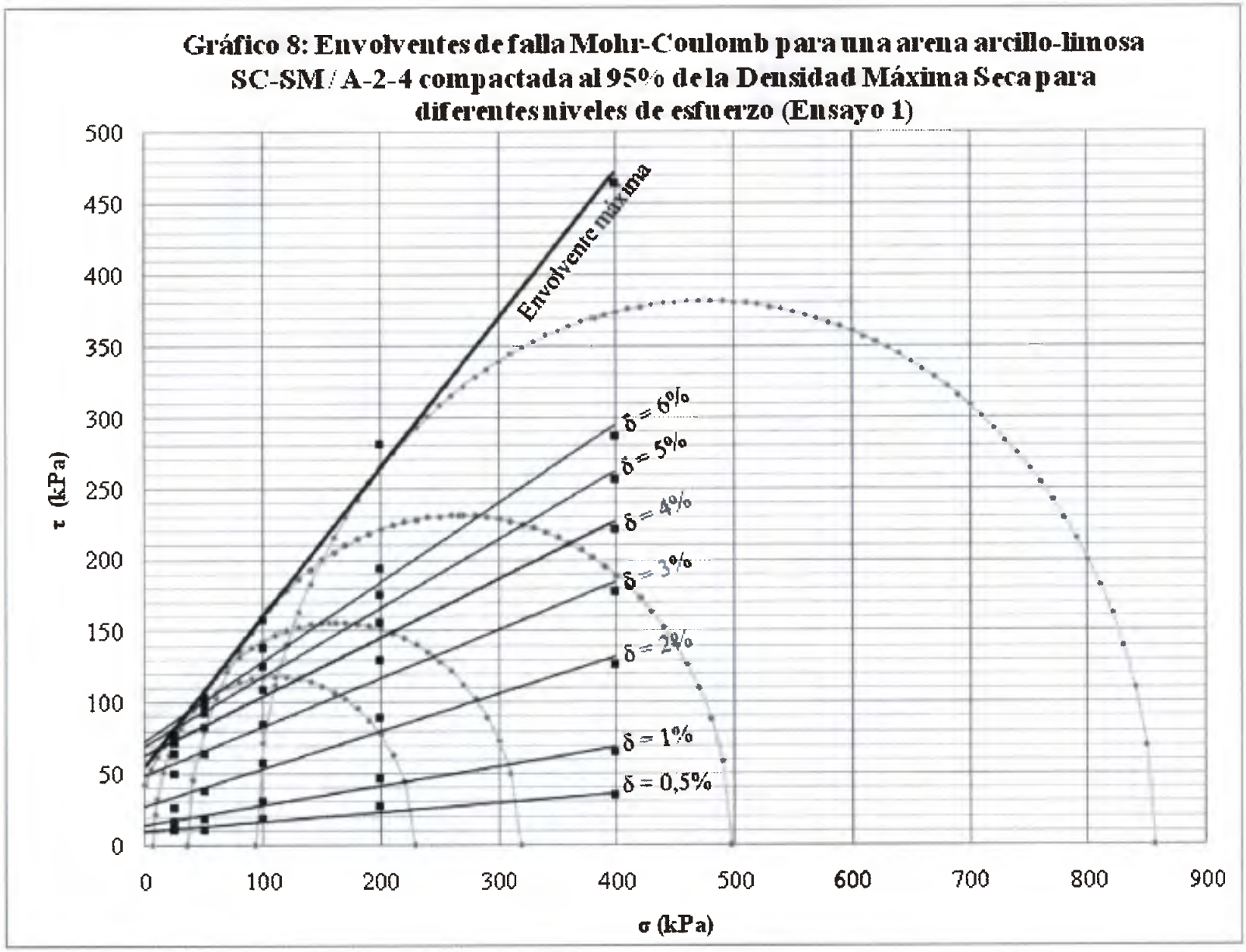


Gráfico 8: Envolventes de falla Mohr-Coulomb para una arena arcillo-limosa SC-SM / A-2-4 compactada al 95% de la Densidad Máxima Seca para diferentes niveles de esfuerzo (Ensayo 1)
Envolvente máxima
δ = 6%
δ = 5%
δ = 4%
δ = 3%
δ = 2%
δ = 1%
δ = 0,5%
τ (kPa)
σ (kPa)
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
500
0
100
200
300
400
500
600
700
800
900

Gráfico 9: Envolventes de falla Mohr-Coulomb para una arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL) / A-4 compactada al 95% de la Densidad Máxima Seca para diferentes niveles de esfuerzo (Ensayo 1)

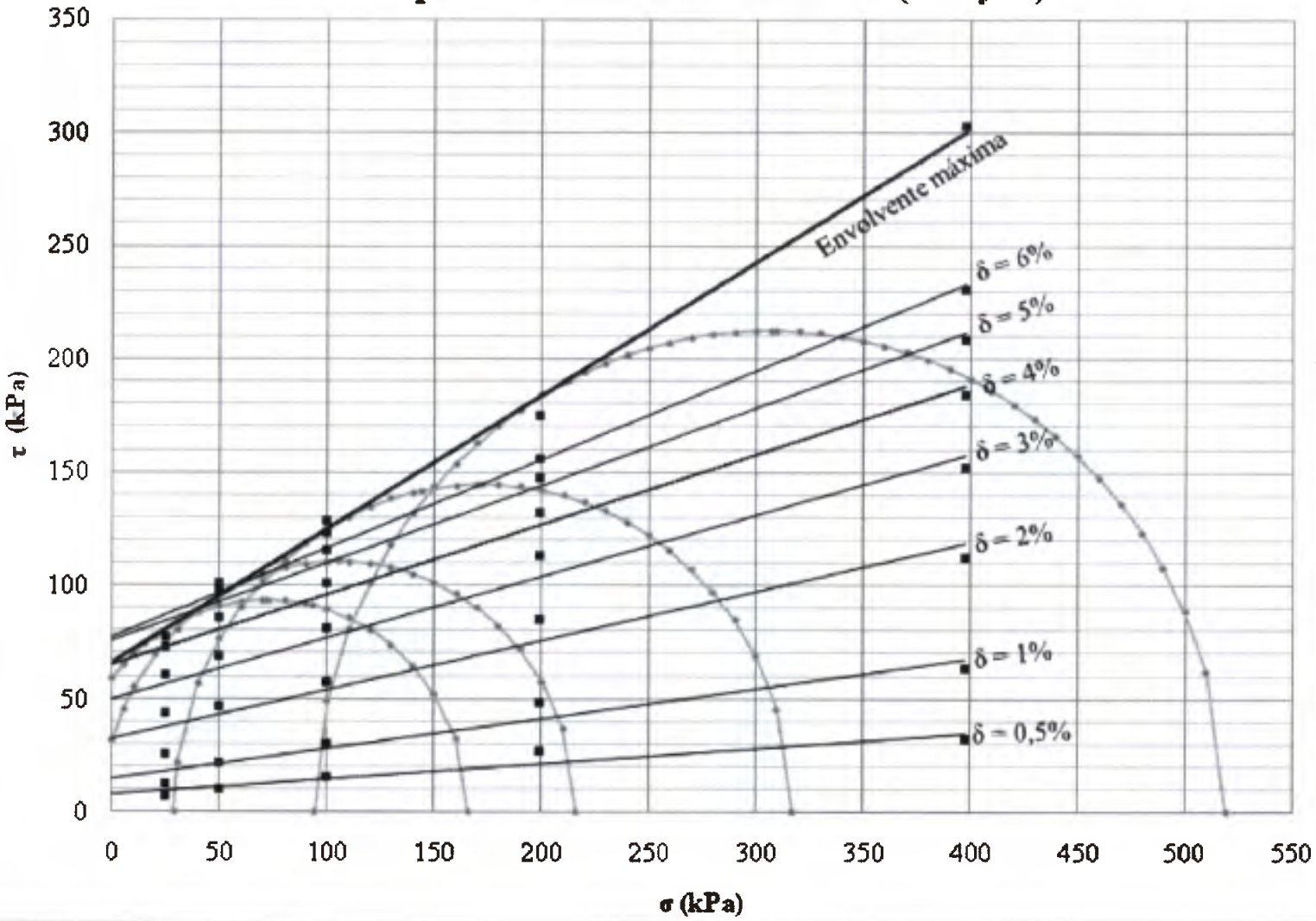


Gráfico 10: Esfuerzo Cortante vs Esfuerzo Normal para una arena arcillo-limosa SC-SM / A-2-4 compactada al 95% de la Densidad Máxima Seca bajo condiciones de saturación

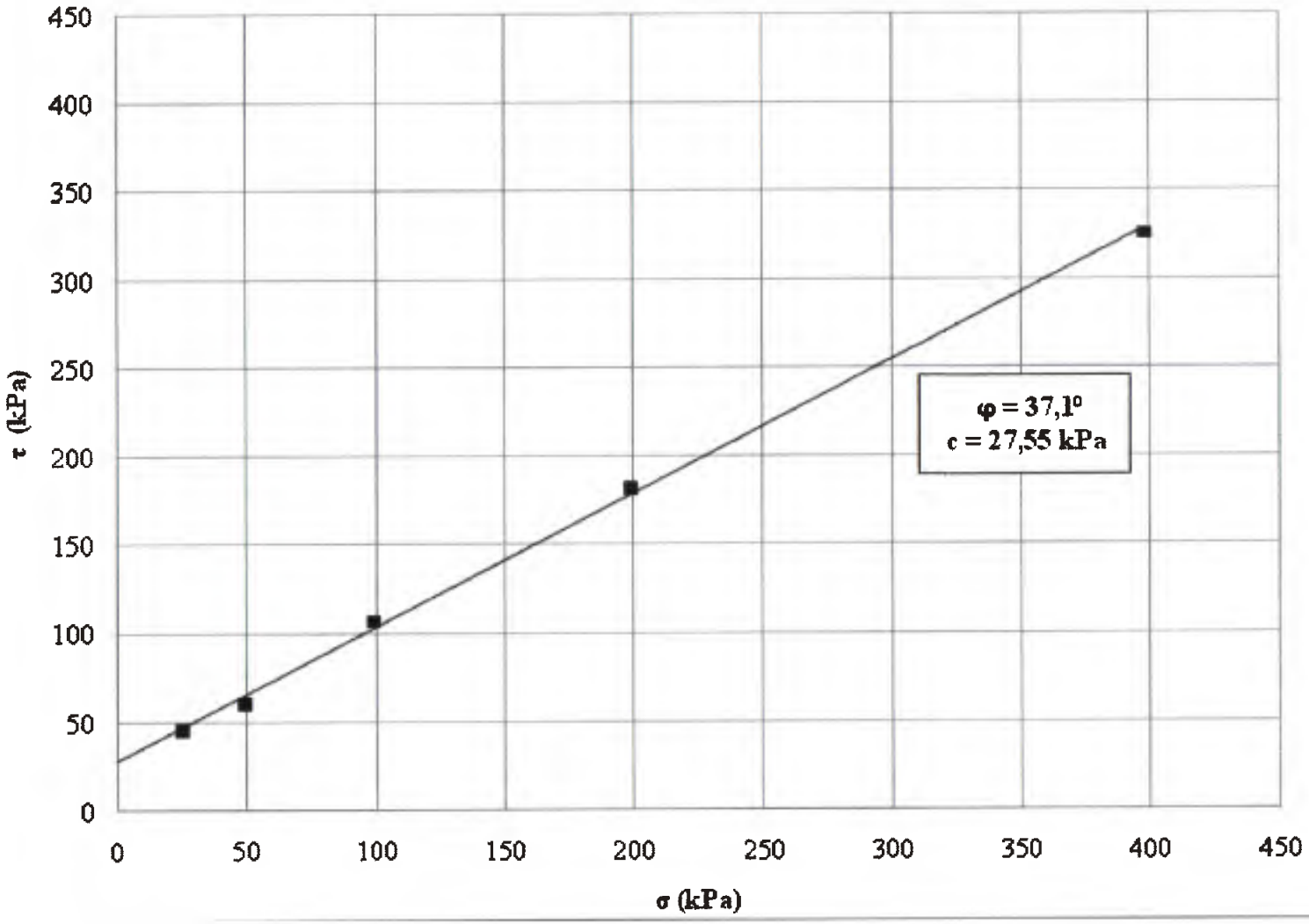
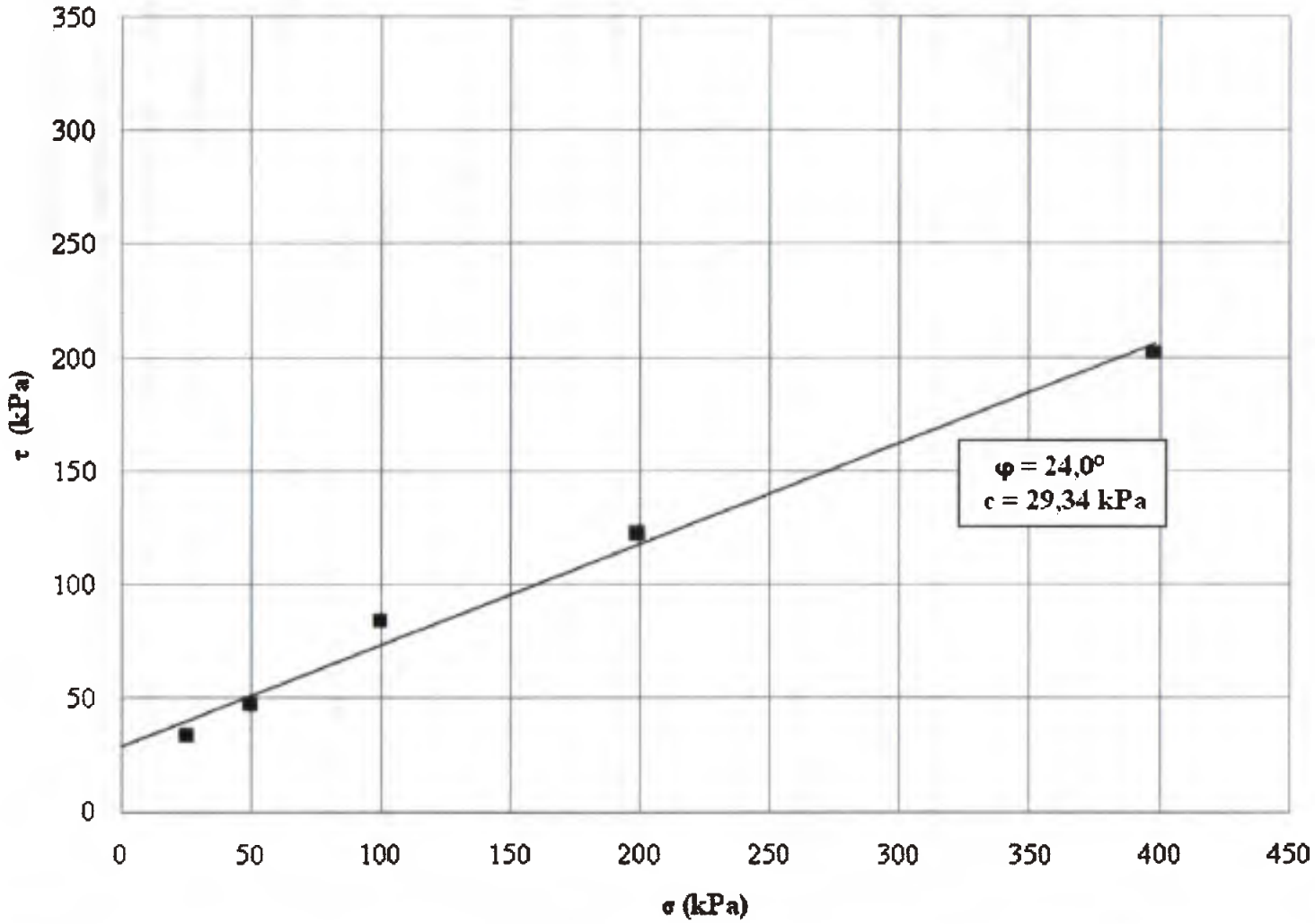


Gráfico 11: Esfuerzo Cortante vs Esfuerzo Normal para una arcilla de baja plasticidad arenosa s(CL) / A-4 compactada al 95% de la Densidad Máxima Seca bajo condiciones de saturación



CONCLUSIONES

1. Se cumplieron los objetivos planteados en la investigación al obtener las correlaciones *Ángulo de Fricción Interna y Cohesión vs Grado de Compactación* para un suelo friccionante y un suelo cohesivo. En general se observa un incremento de los parámetros geomecánicos del suelo ángulo de fricción interna y cohesión, con el incremento del grado de compactación del suelo.

2. Se observó que el ángulo de fricción interna aumenta con la disminución de la relación de vacios inicial del suelo. Esto se debe al fenómeno del grado de encaje.

3. Los suelos formados por partículas angulosas encajan más perfectamente que las redondeadas, aumentando el ángulo de fricción interna del suelo respecto al correspondiente a suelos con partículas redondeadas.

4. El porcentaje pasante por el tamiz #200 tiene gran influencia sobre los parámetros de resistencia del suelo. Si se mantiene fijo el porcentaje de compactación de dos suelos diferentes, se observa cómo el ángulo de fricción interna disminuye y la cohesión aumenta a mayor porcentaje pasante por el tamiz #200.

5. Los parámetros de resistencia obtenidos en la siguiente investigación, al ser bajo condiciones no drenadas, son aplicables para el análisis de fundaciones apenas aplicada la carga, lo cual constituye el caso de diseño más desfavorable.

6. Las correlaciones obtenidas en este trabajo pueden ser empleadas para la estimación de los parámetros de resistencia de rellenos, siempre que no se cuente con disponibilidad de muestras provenientes de los préstamos que se emplearán en el proyecto, para la ejecución de ensayos de laboratorio.

RECOMENDACIONES

1. Se sugiere continuar la investigación con otros tipos de suelos usualmente empleados como relleno, así como incrementar el número de ensayos a los materiales estudiados en este trabajo para hacer así más robusta la data.

2. Se recomienda emplear el método utilizado para la confección de la probeta (ver aparte 3.4.2.5 de este trabajo) en investigaciones futuras, ya que reproduce de forma confiable las condiciones de densidad y humedad alcanzadas en el ensayo de compactación Proctor modificado.

BIBLIOGRAFÍA

- Bowles, J. E. (1981). *Manual de Laboratorio de Suelos de Ingeniería Civil.* Bogotá: McGRAW-HILL.
- Das, B. M. (2008). *Principles of Geotechnical Engineering 7th Edition.* U.S.A: Cengage Learning.
- Dysli, M., & Steiner, W. (2011). *Correlations en Mecanique des Sols* . Imprime en Italie: Preseas polytechniques et universitaires romandes.
- Hernandez Sampieri, R., Fernandez Collado, C., & Baptista Lucio, P. (2006). *Metodología de la Investigación.* México, D. F.: McGraw-Hill Interamericana.
- Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering* . Editorial Prentice Hall.
- Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (2005). *Mecánica de Suelos I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos* . México, D.F.: Limusa S.A. Grupo Noriega Editores.
- Lambe, W., & Whitman, R. (1979). *Mecánica de Suelos.* Limusa. (Libro publicado en 1969).
- Rico Rodríguez, A., & Del Castillo (2005). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres: Carreteras, ferrocarriles y autopistas. Volumen 1.* México, D.F.: Limusa S.A. Grupo Noriega Editores. (Libro publicado en 1974).
- Sabino, C. (1992). *El Proceso de Investigación.* Caracas: Panapo.
- Terzaghi, K., & Peck, R. (1973). *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica.* Nueva York: "El Ateneo" S.A. (Libro publicado en 1948).
- Ugas, C. (1985). *Ensayos de Laboratorio en Mecánica de Suelos.* Caracas: Manual.