

ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE SUELOS AGRÍCOLAS A  
PARTIR DE PRUEBAS IN SITU Y DE LABORATORIO PARA MODELOS DE  
LABRANZA Y TRACCIÓN.

JUAN PABLO TENZA PONGUTÁ

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AGRÍCOLA  
ADECUACIÓN DE TIERRAS Y MANEJO SOSTENIBLE  
BOGOTÁ D. C.

2016

ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE SUELOS AGRÍCOLAS A  
PARTIR DE PRUEBAS IN SITU Y DE LABORATORIO PARA MODELOS DE  
LABRANZA Y TRACCIÓN.

JUAN PABLO TENZA PONGUTÁ

Tesis de investigación presentada como requisito parcial para optar al título de:

MAGISTER EN INGENIERÍA – INGENIERÍA AGRÍCOLA

Director:

BERNARDO CASTILLO HERRÁN

Ingeniero Agrícola M.Sc., PhD.

Línea de Investigación:

ADECUACIÓN DE TIERRAS Y MANEJO SOSTENIBLE

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AGRÍCOLA

ADECUACIÓN DE TIERRAS Y MANEJO SOSTENIBLE

BOGOTÁ D. C.

2016

Nota de aceptación:

---

---

---

---

---

---

---

Firma del director

ING. BERNARDO CASTILLO HERRÁN

---

Firma del jurado

ING.

---

Firma del jurado

ING.

Bogotá D. C., día mes y año.

*Al todo Poderoso...*

*A mi madre y mi padre*

*Hermanos; Fernando, Patricia y Sonia*

*Mis sobrinos; Mafe, Jimena, Juan Jo, Pipe y Ariadna*

*Ellos hicieron esto posible*

## **AGRADECIMIENTOS.**

Al ingeniero BERNARDO CASTILLO por su paciencia, colaboración y acompañamiento durante el desarrollo del trabajo.

A los ingenieros FRANCISCO MUÑOZ y JUAN DAVID SESQUILE por su colaboración, consejos y acompañamiento.

Al CENTRO AGROPECUARIO MARENGO especialmente a su directora de momento MARÍA CRISTINA CARDONA por su disposición y colaboración desinteresada.

Al DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AGRÍCOLA por facilitarme el desarrollo de las prácticas de laboratorio, especialmente al ingeniero OCTAVIO CORONADO director de momento del laboratorio de mecánica de suelos, por permitirme desarrollar la fase de laboratorios.

Al personal técnico del Centro Agropecuario Marengo especialmente a SANDRA y JOSE por su disposición y colaboración durante las pruebas de campo.

Al personal técnico del Laboratorio de mecánica de suelos especialmente a LEONARDO, SAÚL y JOSE LUIS por su disposición y colaboración durante las pruebas de laboratorio.

A la UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA por permitirme avanzar en mis proyectos profesionales.

# CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN .....	24
OBJETIVOS .....	26
1. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	27
1.1 ESTADO DE ESFUERZOS DEL SUELO.....	27
1.1.1 Suelos saturados.....	28
1.1.1.1 Esfuerzos Principales.....	29
1.1.1.2 Presión de poros.....	29
1.1.1.3 Esfuerzo efectivo.....	30
1.1.2 Suelos no saturados.....	31
1.1.2.1 Presión de poros.....	32
1.1.2.2 Esfuerzo efectivo en suelos no saturados.....	33
1.2 RESISTENCIA DE LOS SUELOS.....	34
1.2.1 Modelo de falla Mohr-Coulomb.....	35
1.2.2 Teoría de Estado crítico.....	37
1.2.3 Presión pasiva de suelos.....	41
1.3 MEDICIÓN DE LA RESISTENCIA DE LOS SUELOS.....	43
1.3.1 Ensayos de campo.....	44
1.3.1.1 Resistencia a la penetración (Penetrómetro de cono).....	44
1.3.1.2 Resistencia a la penetración (Penetrómetro de bolsillo).....	45
1.3.1.3 Resistencia al corte (Veleta).....	46
1.3.1.4 Resistencia al corte (Caja de torsión).....	48
1.3.2 Ensayos de laboratorio.....	50
1.3.2.1 Compresión inconfinaada.....	51
1.3.3 Relaciones entre parámetros de resistencia.....	54

1.3.3.1	Penetrómetro de bolsillo.....	54
1.3.3.2	Penetrómetro de cono y veleta. ....	55
1.3.3.3	Compresión inconfiada.....	56
1.3.3.4	Caja de torsión. ....	57
1.4	RESISTENCIA DE SUELOS AGRÍCOLAS EN FUNCIÓN CON LAS PROPIEDADES ÍNDICE.....	57
1.4.1	Relaciones de fase. ....	57
1.4.1.1	Humedad natural (Hn).....	59
1.4.1.2	Relación de vacíos (e). ....	60
1.4.1.3	Porosidad (n).....	61
1.4.1.4	Saturación (S). ....	61
1.4.1.5	Densidad en seco (Ds).....	62
1.4.1.6	Densidad en húmedo (Dh). ....	63
1.4.1.7	Gravedad específica de sólidos (Gs). ....	63
1.4.2	Granulometría.....	65
1.4.3	Plasticidad de los suelos. ....	66
1.4.3.1	Límite líquido (LL). ....	66
1.4.3.2	Límite Plástico (LP). ....	67
1.4.3.3	Límite de contracción (LC). ....	68
1.4.3.4	Índices derivados de los límites de consistencia.....	69
1.5	FUNCIONES DE PEDOTRANSFERENCIA.....	76
1.5.1	Resistencia a la penetración.....	76
1.5.2	Resistencia al corte y a la penetración. ....	77
1.5.3	Resistencia mecánica.....	78
1.5.4	Cohesión y ángulo de fricción interno.....	79
1.5.5	Resistencia al corte en suelos no saturados y la curva de retención de humedad. ....	79
1.5.6	Otros modelos. ....	80
1.6	PARÁMETROS DE RESISTENCIA USADOS EN MODELOS DE LABRANZA Y TRACCIÓN.....	82
1.6.1	Parámetros de resistencia utilizados en modelos de labranza. ....	82
1.6.2	Parámetros de resistencia utilizados en modelos de Tracción. ....	84

2.	METODOLOGÍA .....	86
2.1	ZONA DE ESTUDIO .....	86
2.1.1	Factores de estudio. ....	86
2.1.1.1	Historial de manejo del terreno .....	86
2.1.1.2	Tiempo o condición de humedad. ....	87
2.1.1.3	Profundidad.....	88
2.1.1.4	Posición.....	88
2.1.2	Variables de estudio. ....	90
2.2	ENSAYOS DE CAMPO.....	91
2.2.1	Resistencia a la penetración (Penetrómetro de cono). ....	91
2.2.1.1	Cálculos. ....	92
2.2.2	Resistencia a la penetración (Penetrómetro de bolsillo). ....	92
2.2.2.1	Cálculos. ....	92
2.2.3	Resistencia al corte (Veleta). ....	93
2.2.3.1	Cálculos. ....	93
2.2.4	Resistencia al corte (Caja de torsión). ....	94
2.2.4.1	Cálculos. ....	95
2.3	ENSAYOS DE LABORATORIO .....	97
2.3.1	Compresión confinada. ....	97
2.3.1.1	Obtención de la muestra en campo. ....	97
2.3.1.2	Preparación de la probeta.....	97
2.3.1.3	Ensayo de falla.....	98
2.3.1.4	Cálculos. ....	100
2.3.2	Gravedad específica de los suelos. ....	101
2.3.2.1	Cálculos. ....	103
2.3.3	Relaciones de fase. ....	104
2.3.3.1	Humedad natural.....	104
2.3.3.2	Densidad seca. ....	104
2.3.3.3	Densidad húmeda. ....	105
2.3.3.4	Relación de vacíos. ....	105
2.3.3.5	Saturación. ....	105
2.3.3.6	Porosidad.....	105



2.3.4	Granulometría.....	106
2.3.4.1	Cálculos. ....	108
2.3.5	Límites de consistencia. ....	109
2.3.5.1	Límite líquido.....	109
2.3.5.2	Límite plástico. ....	110
2.3.5.3	Límite de contracción. ....	110
2.4	ANÁLISIS ESTADÍSTICO .....	112
3.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	113
3.1	RESULTADOS ESTADÍSTICOS.....	113
3.1.1	Prueba de normalidad. ....	113
3.1.2	ANOVA y comparación de Medias. ....	114
3.2	DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	115
3.2.1	Resistencia de suelos.....	115
3.2.1.1	Resistencia a la penetración con penetrómetro de cono. ....	117
3.2.1.2	Resistencia a la penetración de penetrómetro de bolsillo. ....	118
3.2.1.3	Resistencia al corte con veleta.....	119
3.2.1.4	Cohesión caja de torsión.....	121
3.2.1.5	Ángulo de fricción interno con caja de torsión.....	122
3.2.1.6	Resistencia a la compresión inconfiada. ....	123
3.2.1.7	Deformación de falla. ....	125
3.2.2	Relaciones de fase y la resistencia mecánica. ....	126
3.2.2.1	Humedad natural.....	128
3.2.2.2	Gravedad específica de los suelos. ....	129
3.2.2.3	Densidad seca. ....	130
3.2.2.4	Densidad en húmedo. ....	131
3.2.2.5	Relación de vacíos y porosidad. ....	132
3.2.2.6	Saturación.....	133
3.2.3	Granulometría.....	134
3.2.3.1	Porcentaje de arena. ....	135
3.2.3.2	Porcentaje de limo. ....	136
3.2.3.3	Porcentaje de arcillas.....	137

3.2.4	Plasticidad de los suelos. ....	138
3.2.4.1	Límites de consistencia .....	138
3.2.4.2	Índices derivados de los límites de consistencia.....	140
3.2.5	Ajuste de modelos y funciones de pedotransferencia.....	147
3.2.5.1	Regresiones curvilíneas entre variables de resistencia mecánica. . .....	147
3.2.5.2	Regresiones curvilíneas entre variables de resistencia mecánica y otras variables del suelo. ....	150
3.2.5.3	Ajuste a otros modelos, entre variables de resistencia mecánica y otras variables del suelo. ....	151
3.3	CONSIDERACIONES GENERALES .....	154
	CONCLUSIONES.....	157
	RECOMENDACIONES .....	159
	BIBLIOGRAFÍA .....	160
	ANEXOS .....	175

## LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Clasificación del suelo según la resistencia a penetración con penetrómetro de bolsillo. ....	46
Tabla 2. Consistencia evaluada con la resistencia al corte con veleta. ....	48
Tabla 3. Clasificación de suelos según su resistencia a la compresión inconfiada. ....	53
Tabla 4. Variación de algunas propiedades del suelo, derivadas de la carta de plasticidad .....	71
Tabla 5. Calificación del estado de plasticidad del suelo según Burmister. ....	71
Tabla 6. Categorías de la actividad de arcillas. ....	72
Tabla 7. Interpretación del índice de liquidez. ....	74
Tabla 8. Variables de estudio y sus características.....	90
Tabla 9. Obtención de cohesión ( $C_{ct}$ ) y ángulo de fricción interna ( $\phi_{ct}$ ) en la caja de torsión. ....	97
Tabla 10. Resultado, interpretación curva granulométrica. ....	108
Tabla 11. Poblaciones resultado de los factores de estudio. ....	113
Tabla 12. Análisis de la varianza, ANOVA. ....	114
Tabla 13. Resumen de valores medios para variables de resistencia mecánica. ....	115
Tabla 14. Correlaciones de Pearson entre variables de resistencia mecánica. ..	116
Tabla 15. Resumen de valores medios para variables de relaciones de fase.....	126
Tabla 16. Correlaciones de Pearson entre variables de relaciones de fase.....	127
Tabla 17. Correlaciones de Pearson entre variables de relaciones de fase y variables de resistencia mecánica.....	127
Tabla 18. Resumen de valores medios para variables de granulometría.....	134

Tabla 19. Correlaciones de Pearson entre variables de granulometría.....	134
Tabla 20. Correlaciones de Pearson entre variables de granulometría y variables de resistencia mecánica.....	135
Tabla 21. Resumen de valores medios para variables de límites de consistencia.....	138
Tabla 22. Correlaciones de Pearson entre variables de límites de consistencia.	138
Tabla 23. Correlaciones de Pearson entre variables de límites de consistencia y variables de resistencia mecánica.....	138
Tabla 24. Resumen de valores medios para variables de índices de consistencia.....	140
Tabla 25. Correlaciones de Pearson entre variables índices de consistencia.....	141
Tabla 26. Correlaciones de Pearson entre variables índices de consistencia y variables de resistencia mecánica.....	142
Tabla 27. Regresiones curvilíneas entre variables de resistencia mecánica. ....	148
Tabla 28. Regresiones curvilíneas entre variables de resistencia mecánica y otras variables.....	150
Tabla 29. Ajuste de datos a otros modelos. ....	152
Tabla 30. Ajuste de datos a otros modelos (ecuaciones).....	153
Tabla 31. Interpretación de la carta de plasticidad para los suelos estudiados...	184

## LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Notación del estado de esfuerzos en un cubo infinitesimal.....	27
Figura 2. Evolución del estudio geomecánico de los suelos por sus diferentes fases.....	28
Figura 3. Esfuerzos principales. ....	29
Figura 4. Presión de poros de agua actuando en una fracción de suelo.....	30
Figura 5. Estado de esfuerzos en un suelo saturado con su respectivo tensor de esfuerzos.....	31
Figura 6. Presión de poros de agua comparada en un suelo saturado y no saturado. ....	32
Figura 7 . Estado de esfuerzos en un suelo no saturado. ....	33
Figura 8. Tensor de esfuerzos para un suelo no saturado. ....	34
Figura 9. Representación gráfica de esfuerzos en un punto. ....	35
Figura 10. Envolventes de falla Mohr-Coulomb.....	36
Figura 11. Descripción de la Fluencia del suelo en un plano de esfuerzo-deformación.....	37
Figura 12. Diagrama de compresión en un volumen específico de suelo. ....	38
Figura 13. Construcción de la curva de fluencia.....	38
Figura 14. Trayectoria de estado en un suelo sometido a cargas sucesivas en el tiempo. ....	39
Figura 15. Construcción superficie de fluencia del estado crítico.....	40
Figura 16. Superficie de Fluencia en tres dimensiones.....	41
Figura 17. Configuración general de aplicación de presión pasiva en un implemento de corte en un suelo. ....	42

Figura 18. Diferentes condiciones de pruebas mecánicas de suelos.....	43
Figura 19. Penetrómetro de cono estandarizado ASAE.....	44
Figura 20. Penetrómetro de bolsillo.....	46
Figura 21. Esquema general, veleta de corte comúnmente usada. ....	47
Figura 22. Gráfica de corte con veleta. ....	47
Figura 23. Caja de torsión manejada por Payne y Fountaine, (1952). ....	49
Figura 24. Envolvente de falla, caja de torsión.....	50
Figura 25. Torno tallador de muestras, con sierras de alambre. ....	51
Figura 26. Equipo de compresión inconfiada. ....	52
Figura 27. Esquema Curva de esfuerzo vs deformación, con construcción de círculo de Mohr para un suelo cohesivo.....	53
Figura 28. Fuerzas y fallas resultantes en un penetrómetro de cono.....	55
Figura 29. Fases del suelo.....	58
Figura 30. Efectos de la porosidad y la humedad volumétrica en los valores de cohesión y ángulo de fricción interna en un suelo limoso. ....	58
Figura 31. Efecto del contenido de humedad en la cohesión de un suelo arcilloso o fino. ....	59
Figura 32. Reducción de la relación de vacíos al reducir la humedad natural en un suelo arcilloso o fino.....	60
Figura 33. Superficies de estado para (n) y (S) (Matyas y Radakrishna, 1968). ...	62
Figura 34. Relación entre densidad seca (Ds), relación de vacíos (e) y porosidad dependiendo de la gravedad específica (Gs).....	64
Figura 35. Triángulo textural.....	65
Figura 36. Comportamiento de la cohesión y la resistencia al corte en función del porcentaje de arcillas. ....	66
Figura 37. Obtención del límite líquido.....	67

Figura 38. Límites de consistencia y comportamiento de la cohesión según el contenido de humedad.....	69
Figura 39. Carta de plasticidad e interpretación.....	70
Figura 40. Relaciones entre los límites de consistencia, Índice de consistencia y una clasificación de consistencia en la resistencia a la compresión inconfiada. .	73
Figura 41. Efectos de una sobrecarga aplicada y el potencial mátrico en la resistencia del penetrómetro. ....	77
Figura 42. Esquema de obtención de curva de esfuerzo vs succión matricial a partir de la curva de retención de humedad. ....	80
Figura 43. Ubicación zonas de estudio. ....	87
Figura 44. Tiempo de muestreo en diagrama de precipitaciones.....	88
Figura 45. Distribución de los puntos de muestreo Lote 3. ....	89
Figura 46. Distribución de los puntos de muestreo Lote 4. ....	89
Figura 47. Penetrómetro de cono Eijkelkamp y esquema del ensayo.....	91
Figura 48. Esquema del ensayo de penetrómetro de bolsillo.....	92
Figura 49. Equipo y esquema del ensayo de corte con veleta. ....	93
Figura 50. Descripción general de la caja de torsión utilizada. ....	94
Figura 51. Esquema ensayo caja de torsión. ....	95
Figura 52. Envolvente de falla obtenida a partir de la caja de torsión .....	96
Figura 53. Obtención de la muestra en campo para compresión inconfiada.....	98
Figura 54. Preparación de la probeta para ensayo de compresión inconfiada....	99
Figura 55. Ensayo de falla en compresión inconfiada. ....	100
Figura 56. Curva resultante de esfuerzo-deformación. ....	101
Figura 57. Cohesión de compresión inconfiada a partir de Círculos de Mohr resultantes.....	101
Figura 58. Equipo para ensayo de gravedad específica de los suelos.....	102

Figura 59. Ensayo de Gravedad específica de los suelos.....	103
Figura 60. Obtención de la muestra en campo para densidad seca. ....	104
Figura 61. Lavado de la muestra sobre el tamiz N°40 (0.425 mm). ....	106
Figura 62. Ensayo de análisis granulométrico por medio del Hidrómetro. ....	107
Figura 63. Curva granulométrica, resultado de ensayo por hidrómetro.....	108
Figura 64. Ensayo de límite líquido. ....	109
Figura 65. Curva de fluidez para determinar el límite líquido. ....	109
Figura 66. Ensayo de límite plástico.....	110
Figura 67. Ensayo límite de contracción. ....	111
Figura 68. Comparación de medias de la resistencia a la penetración de cono..	117
Figura 69. Comparación de medias de la resistencia a la penetración de bolsillo. .....	118
Figura 70. Comparación de medias de la resistencia al corte con veleta.....	119
Figura 71. Comparación de medias de la cohesión de caja de torsión. ....	121
Figura 72. Comparación de medias del ángulo de fricción interno con caja de torsión. ....	122
Figura 73. Comparación de medias de cohesión y resistencia a la compresión inconfiada. ....	123
Figura 74. Probetas de compresión inconfiada en las dos profundidades. ....	124
Figura 75. Comparación de medias de deformación de falla. ....	125
Figura 76. Comparación de medias de la humedad natural.....	128
Figura 77. Comparación de medias de Gravedad específica de los suelos.....	129
Figura 78. Comparación de medias de densidad seca. ....	130
Figura 79. Comparación de medias para densidad en húmedo.....	131
Figura 80. Comparación de medias para relación de vacíos y porosidad. ....	132



Figura 81. Comparación de medias de Saturación. ....	133
Figura 82. Comparación de medias del porcentaje de arena.....	135
Figura 83. Comparación de medias de porcentaje de limo. ....	136
Figura 84. Comparación de medias del porcentaje de arcilla.....	137
Figura 85. Comparación de medias para los límites de consistencia.....	139
Figura 86. Comparación de medias de índices de consistencia independientes de la humedad natural.....	143
Figura 87. Comparación de medias de índices de consistencia que dependen de la humedad natural. ....	146

## LISTA DE SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

Símbolo	Término	Unidad
$A_a$	Actividad de arcillas	-
$A_0$	Área inicial de la muestra (ensayo compresión inconfiada)	$m^2$
$A_c$	Área de contacto entre partículas de suelo	$m^2$
$A_m$	Área de la sección de la muestra, corregida (ensayo compresión inconfiada)	$m^2$
$A_{pc}$	Área proyectada por el cono (penetrómetro de cono)	$mm^2$
$A_T$	Área del plano de corte en la caja de torsión	$m^2$
$C$	Cohesión	kPa
$C'$	Cohesión efectiva	kPa
$C_a$	Adhesión	kPa
$C_{ci}$	Cohesión calculada con compresión inconfiada	kPa
$C_{ct}$	Cohesión obtenida con caja de torsión	kPa
$C_f$	Cambio volumétrico	%
$CL$	Contracción lineal	%
$D$	Diámetro de la muestra del ensayo de compresión inconfiada	m
$Co$	Carbono orgánico	%
$(D)$	Factor de estudio, tiempo de humedad seca (humedad menor)	-
$D_h$	Densidad en húmedo	$g/cm^3$
$D_s$	Densidad en seco	$g/cm^3$
$d$	Profundidad del implemento, por debajo de la superficie del suelo (sección 1.2.3 Presión pasiva de suelos.)	m
$E$	Módulo de Young	kPa
$e$	Relación de vacíos	-
$F_N$	Fuerza o carga normal sobre la caja de torsión	N
$F_{pc}$	Fuerza medida en el penetrómetro de cono	N
$g$	Aceleración de la gravedad	$m/s^2$
$G_s$	Gravedad específica de sólidos	-
$H, \omega$	Humedad	%
$H_n$	Humedad natural	%
$IC$	Índice de consistencia	%
$IF$	Índice de fluidez (pendiente de la curva de fluidez)	%
$IL$	Índice de liquidez	%
$Inv_{\tau_{LP}}$	Función inversa de la resistencia al corte en el límite plástico	1/Pa
$IP$	Índice de plasticidad	%
$IR$	Índice de retracción	%
$IT$	Índice de tenacidad	-
$k$	Pendiente de la curva de descarga en ensayo de carga y descarga (Figura 12)	-
$K_c$	Factor de corrección (ensayo de $G_s$ )	-
$K_v$	Constante que depende de las dimensiones y forma de la veleta	$m^3$
$L_0, L$	Longitud inicial de la muestra de compresión inconfiada	m
$LC$	Límite de contracción (humedad del límite de contracción)	%
$LL$	Límite líquido (humedad del límite líquido)	%
$LP$	Límite plástico (humedad del límite plástico)	%

<b>Símbolo</b>	<b>Término</b>	<b>Unidad</b>
M	Pendiente de la línea de estado crítico (Figura 13)	-
$M_v$	Momento de giro con veleta	N_m
$M_{ct}$	Momento aplicado con la caja de torsión	N_m
n	Porosidad	-
$N_{kt}$	Constante para modelos de resistencia a la penetración y resistencia al corte (depende del tipo de suelo)	-
$N_\gamma, N_c, N_q$	Parámetros que dependen de la fricción del suelo, geometría del implemento y propiedades de resistencia entre suelo e implemento (sección 1.2.3 Presión pasiva de suelos.)	-
P	Fuerza total de un implemento de corte (sección 1.2.3 Presión pasiva de suelos.)	N
(P)	Factor de estudio, profundidad de 15 cm – 30 cm	-
$p'$	Esfuerzo medio efectivo, $p' = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3}$	kPa
$p_c'$	Esfuerzo de preconsolidación isotrópica (esfuerzo efectivo máximo al que se ha sometido un suelo)	kPa
$p_c$	Esfuerzo de preconsolidación	kPa
q	Esfuerzo desviador, $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$	kPa
q	Presión de sobrecarga actuando en la superficie del suelo (sección 1.2.3 Presión pasiva de suelos.)	Pa
$q_u$	Resistencia a la compresión inconfina	kPa
$r_{ct}$	Radio del cilindro de la caja de torsión	m
S	Saturación	%
(S)	Factor de estudio, profundidad de 0 cm – 15 cm	-
Rc	Relación de contracción	-
RPc	Resistencia a la penetración con penetrómetro de cono	kPa
RPb	Resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo	kPa
$S_u, C_u$	Resistencia al corte no drenada	
$S_{uv}$	Resistencia al corte no drenada con veleta	kPa
$u, u_w$	Presión de poros de agua	kPa
$u_a$	Presión de poros de aire	kPa
V	Volumen total de la masa del suelo	$m^3$
v	( $v=1+e$ ) diagrama de compresión (Figura 12)	-
$V_a$	Volumen de aire del suelo (fase gaseosa)	$m^3$
$V_s$	Volumen de sólidos del suelo (fase sólida)	$m^3$
$V_v$	Volumen de vacíos o de poros del suelo	$m^3$
$V_w$	Volumen de agua del suelo (fase líquida)	$m^3$
$V_0$	Volumen de la muestra seca (ensayo límite de contracción)	$m^3$
W	Peso total de la masa de suelo	kg
w	Ancho del implemento (sección 1.2.3 Presión pasiva de suelos.)	m
(W)	Factor de estudio, tiempo de humedad húmeda (humedad mayor)	-
$W_{pc}$	Peso del picnómetro más agua (ensayo de Gs)	kg
$W_s$	Peso de sólidos del suelo (fase sólida del suelo)	kg
$W_{ss}$	Peso de suelo seco (ensayo de Gs)	kg

Símbolo	Término	Unidad
$W_{pwa}$	Peso del picnómetro con agua y suelo (ensayo de Gs)	kg
$W_w$	Peso del agua del suelo (fase líquida del suelo)	kg
$W_o$	Peso de la muestra seca (ensayo de límite de contracción)	kg
$Z$	Profundidad desde la superficie libre del suelo	m
$z$	Profundidad de la superficie del suelo a la punta de la interface (sección 1.2.3 Presión pasiva de suelos.)	m
$Z_w$	Distancia vertical desde el nivel freático hasta el punto de estudio	m
$\alpha$	Ángulo de ataque del implemento (sección 1.2.3 Presión pasiva de suelos.)	Grados (°)
$\gamma$	Peso específico del suelo (sección 1.2.3 Presión pasiva de suelos.)	kg/m <sup>3</sup>
$\gamma_w$	Peso específico del agua.	N/m <sup>3</sup>
$\delta$	Deformación	-
$\delta$	Ángulo de fricción suelo – implemento	Grados (°)
$\Delta L$	Cambio de longitud de la muestra de compresión inconfiada	m
$\epsilon$	Deformación unitaria (ensayo compresión inconfiada)	-
$\epsilon_f$	Deformación a la falla (ensayo de compresión inconfiada)	%
$\theta'$	Ángulo en que se encuentra el plano de falla (Modelo Mohr-Coulomb)	Grados (°)
$\lambda$	Pendiente de la curva de carga en ensayo de carga y descarga (Figura 12)	-
$\pi$	Succión osmótica	kPa
$\sigma$	Esfuerzo normal (véase también como presión P)	kPa
$\sigma', \bar{\sigma}$	Esfuerzo normal efectivo (véase también como P')	kPa
$\sigma_1$	Esfuerzo principal mayor	kPa
$\sigma_2$	Esfuerzo principal intermedio	kPa
$\sigma_3$	Esfuerzo principal menor	kPa
$\sigma_c$	Esfuerzo de compresión (ensayo compresión inconfiada )	kPa
$\sigma_j$	Esfuerzo normal en la dirección $j$	kPa
$\sigma_N$	Esfuerzo normal aplicada sobre la caja de torsión	kPa
$\sigma_v, \sigma_h$	Esfuerzo normal total vertical y horizontal respectivamente	kPa
$\sigma_v', \sigma_h'$	Esfuerzo normal efectivo vertical y horizontal respectivamente	kPa
$\tau$	Esfuerzo cortante o tangencial	kPa
$\tau_{ij}$	Esfuerzo cortante en el plano $i$ en la dirección $j$	kPa
$\tau_{max}$	Esfuerzo máximo de corte o tangencial (ecuación de Mohr-Coulomb)	kPa
$\tau_{LL}$	Esfuerzo cortante en el límite líquido	kPa
$\tau_{LP}$	Esfuerzo cortante en el límite plástico	kPa
$\phi$	Ángulo de fricción interna	Grados (°)
$\phi_{ct}$	Ángulo de fricción interna obtenida con caja de torsión	Grados (°)
$\phi', \phi'$	Ángulo de fricción interna efectiva (indica el cambio de la resistencia al corte relativo al cambio del esfuerzo compresivo neto ( $\sigma_n - u_a$ ))	Grados (°)

<b>Símbolo</b>	<b>Término</b>	<b>Unidad</b>
$\phi^b, \phi^b$	Ángulo de succión (indica el cambio de la resistencia al corte relativo al cambio de la succión matricial ( $u_a - u_w$ ), Figura 10)	Grados (°)
$\psi$	Succión matricial ( $u_a - u_w$ )	kPa
%Arena	Fracción de arena presente en el suelo	%
%Arcilla	Fracción de arcilla presente en el suelo	%
%Limo	Fracción de limo presente en el suelo	%
%Materia orgánica	Fracción de materia orgánica en el suelo	%
A, B, C, D, E, F, G, H, I, J	Coeficientes de regresión (sección 1.5)	-
$c_1, c_2, c_3$	Funciones independientes de pedotransferencia (sección 1.5.3)	-

## RESUMEN

Se determinaron las propiedades mecánicas en suelos, relevantes en procesos de mecanización agrícola (labranza y tracción), para dos tipos de suelos del Centro Agropecuario Marengo (CAM). Para este estudio se analizaron los efectos en dos tipos de suelos con manejos diferenciados; un suelo con manejo de praderas sin labranza y un suelo con manejo de labranza. También se estudiaron los efectos para dos profundidades: superficial (S) de 0 cm – 15 cm y profundo (P) 15 cm – 30 cm. Adicionalmente se tomaron dos tiempos de humedad, un tiempo húmedo y un tiempo seco. El estudio se realizó en un suelo de la sabana de Bogotá. Se manejaron dos tipos de pruebas, pruebas en campo y pruebas de laboratorio, con el objetivo de correlacionar entre sí las propiedades mecánicas y proponer unos parámetros representativos y confiables. Se estudiaron además otros parámetros propios del suelo; relaciones de fase, granulometría y consistencia de los suelos, con el propósito de verificar los posibles efectos sobre los parámetros de resistencia mecánica.

Las pruebas realizadas en campo fueron: prueba de corte en campo con veleta, resistencia a la penetración con penetrómetro de cono, prueba de penetración con penetrómetro de bolsillo y prueba de corte con caja de torsión. Pruebas en laboratorio: compresión inconfiada.

Con los datos obtenidos se ajustaron a funciones de pedotransferencia, encontrando relaciones entre las propiedades mecánicas y otras propiedades del suelo. Encontrando las mejores correlaciones para parámetros de resistencia entre: la resistencia al corte con veleta y resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo. Adicional unas relaciones interesantes entre los parámetros mecánicos y propiedades físicas, relaciones que se pueden estimar para un posible reemplazo de los parámetros mecánicos más relevantes en los procesos de labranza y tracción (resistencia a la penetración de cono (RPC), cohesión (C) y ángulo de fricción interna ( $\phi$ )).

**Palabras claves:** Suelos agrícolas, resistencia al corte, resistencia a la penetración, compresión inconfiada, consistencia del suelo, propiedades físicas del suelo

## ABSTRACT

The, relevant processes of agricultural mechanization (tillage and traction), for two types of soils Agricultural Center Marengo (CAM) Mechanical properties were determined in soils. For this study, the effects were analyzed in two types of soils with different treatments; a soil with no tillage pasture management and soil tillage management. And deep (P) 15 cm - 30 cm shallow (S) 0 cm 15 cm: two depths effects were also studied. Additionally rebound moisture, wet weather and dry weather were taken. The study was conducted in a soil of the savannah of Bogota. Two types of tests, field tests and laboratory tests in order to correlate the mechanical properties together and propose a representative and reliable parameters were applied. Other parameters of the soil were also studied; phase relations, particle size and consistency of the soil, in order to verify the possible effects on the parameters of mechanical strength.

The field tests were: vane shear strength test, cone penetrometer test, penetration testing with pocket penetrometer and, torsional shear box. Laboratory Testing: unconfined compression.

The data obtained were adjusted to pedotransfer functions, finding relationships between mechanical properties and other properties of the soil. Finding the best relationship in paragraph strength parameters: vane shear strength and penetrometer resistance, additionally, some interesting relationships between mechanical parameters and soil physical properties. Relationships that can estimate a possible replacement of the relevant mechanical parameters in the process of tillage and traction (Penetrometer resistance (RPc), and cohesion (C), and friction internal angle ( $\varphi$ )).

**Keywords:** Agricultural soils, shear strength, penetrometer resistance, unconfined compression, soil consistency, soil physical properties.

## INTRODUCCIÓN

Hace mucho tiempo se vienen estudiando el comportamiento mecánico de los suelos (Terzaghi, Peck, & Mesri, 1996), pero estos estudios estaban enfocados a suelos con fines civiles, estudiándolos para sus condiciones más adversas que son los suelos saturados y con altos contenidos de arcillas, hubo la necesidad de estudiar los suelos con la llegada de los tractores agrícolas, presentándose propuestas de comportamiento mecánico de un suelo frente a un implemento de corte (Hettiaratchi & Reece, 1974), o para su comportamiento respecto a la tracción y soporte de estos tractores en el suelo (Ashburner & Sims, 1984; Edward McKyes, 1985), fomentando el interés en el estudio mecánico para suelos agrícolas, sin embargo las pruebas para determinar las propiedades mecánicas seguían enfocándose a mecánica de suelos con propósitos civiles, para lo cual se manejan suelos remoldeados y/o saturados, pero el continuo estudio de la mecánica de suelos no pudo desconocer la necesidad de conocer los esfuerzos en condiciones no saturadas (Fredlund, 2006a), comenzando el estudio de suelos no saturados incluidos los suelos con fines agrícolas desde el punto de vista mecánico.

Hoy el problema es la expansión de la zona cultivada, que demanda una gran cantidad de maquinaria para trabajarla, por tanto surge la necesidad de manejar con un enfoque conservacionista de nuestro recurso en estudio, que ya se está viendo afectado por fenómenos de compactación, erosión y adicionalmente a un gasto excesivo de energía, por lo que nos lleva a pensar en estrategias de eficiencia en el uso racional del suelo. Una de las maneras es conocer el comportamiento mecánico del suelo para hacer frente a los problemas de compactación por uso inadecuado de la maquinaria agrícola y usos excesivos de energía cuando se sobredimensiona la selección de la maquinaria por desconocimiento de las propiedades del suelo.

Se propone entonces un estudio de las propiedades mecánicas del suelo, estableciendo cuales propiedades son relevantes en procesos de labranza y tracción. Para lo cual se requiere establecer qué tipo de pruebas se realizan normalmente para determinar estos parámetros mecánicos y bajo qué condiciones se realizan estos procesos. Proponiendo un estudio en dos tipos de suelos diferenciados en su manejo, a dos profundidades y en dos tiempos diferentes de humedad, con el propósito de contrastar los efectos que puede tener la resistencia mecánica del suelo por estos factores. Limitados por los recursos para realizar ensayos, se realizaran ensayos en campo y laboratorio, dando mayor prioridad a los ensayos en campo por varias razones; son más representativos, normalmente se obtienen resultados al instante y pueden ser sustancialmente más económicos.



Pero para estudiar el comportamiento mecánico del suelo se estudiaron también otros parámetros del suelo que pueden afectar la resistencia del suelo, determinando entonces parámetros de relaciones de fase, granulometría y consistencia del suelo.

Se espera que con los resultados obtenidos se logren implementar más parámetros mecánicos en modelos de labranza y tracción que mejoren las predicciones de manejo, proporcionando no sólo, unos parámetros adicionales, sino unas metodologías de ensayo en laboratorio con enfoque a suelos agrícolas y en campo unas pruebas más sencillas, económicas y sobre todo confiables. Adicionalmente, generar una conciencia de crear una base en el tema de resistencia de suelos con fines agrícolas, que es el comienzo para realizar manejos más eficientes y de conservación.

## OBJETIVOS

### Objetivo general.

- Determinar las propiedades mecánicas en suelos, relevantes en procesos de mecanización agrícola (labranza y tracción), para dos tipos de suelos del centro agropecuario Marengo.

### Objetivos específicos.

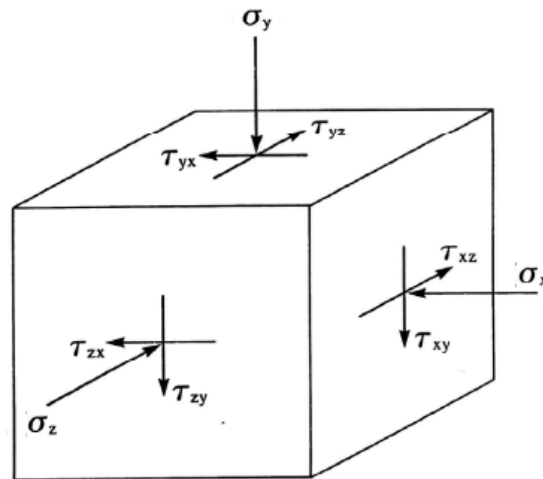
- Establecer las condiciones y procedimientos de las diferentes pruebas, con el fin de obtener parámetros de resistencia apropiados para las condiciones reales de los suelos agrícolas.
- Establecer parámetros de resistencia del suelo mediante pruebas de campo (caja de torsión, penetrómetro de cono, veleta de corte y penetrómetro de bolsillo) y de laboratorio (compresión inconfiada).
- Correlacionar entre sí los parámetros de resistencia del suelo obtenidos durante todas las pruebas.
- Proponer los parámetros de resistencia del suelo para representar el comportamiento mecánico de los suelos agrícolas en los procesos de labranza y tracción.

# 1. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

## 1.1 ESTADO DE ESFUERZOS DEL SUELO

Es la combinación de variables de esfuerzos que caracteriza la condición de un material sometido a un campo de fuerzas. El estado de esfuerzos en un punto se analiza considerando los esfuerzos que actúan en los planos que forman un elemento cúbico infinitesimal (Patiño Hoyos, 2012) (Figura 1), cumpliendo además las leyes de la estática (Nichols, Bailey, Johnson, & Grisso, 1987).

Figura 1. Notación del estado de esfuerzos en un cubo infinitesimal.



Fuente: (Schofield & Wroth, 1968)

Donde,

- $\tau_{xy}$ : Esfuerzo cortante en el plano  $x$  en la dirección  $y$ .
- $\tau_{zx}$ : Esfuerzo cortante en el plano  $z$  en la dirección  $x$ .
- $\tau_{xz}$ : Esfuerzo cortante en el plano  $x$  en la dirección  $z$ .
- $\tau_{zy}$ : Esfuerzo cortante en el plano  $z$  en la dirección  $y$ .
- $\tau_{yx}$ : Esfuerzo cortante en el plano  $y$  en la dirección  $x$ .
- $\tau_{yz}$ : Esfuerzo cortante en el plano  $y$  en la dirección  $z$ .
- $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ : Esfuerzos normales en la dirección  $x, y, z$  respectivamente.

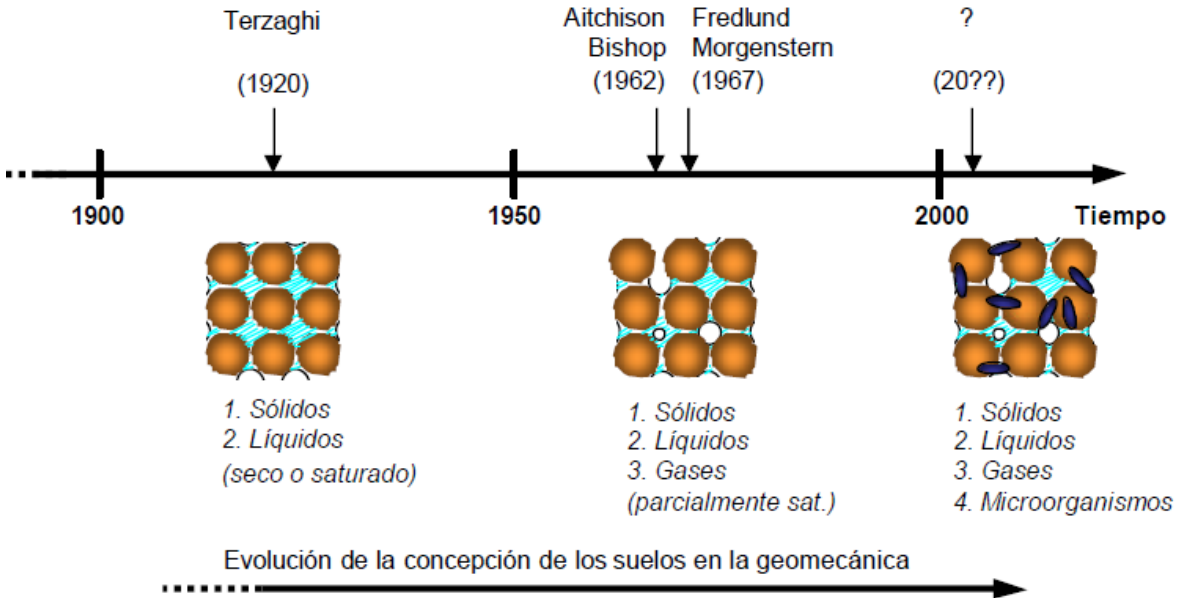
Por tanto los esfuerzos cortantes y normales se determinan para definir el estado de esfuerzos en un punto, medible con un transductor para verificar modelos de compactación por cargas aplicadas (Nichols et al., 1987).

Expresado como un tensor de esfuerzos se tiene la siguiente expresión:

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

Donde los términos al lado derecho de la igualdad, se expresan en notación matricial ( $\sigma'_{ij}$ : siendo  $i$ : la posición de la fila o el plano en que actúa y  $j$ : la posición de la columna o la dirección en que actúa), la cual puede ser manejada o transformada dependiendo del estado del suelo ya que este estado de esfuerzos es afectado por la interacción de diferentes fases del suelo (Narsilio & Santamarina, 2008) (Figura 2).

Figura 2. Evolución del estudio geomecánico de los suelos por sus diferentes fases.



Fuente: (Narsilio & Santamarina, 2008).

### 1.1.1 Suelos saturados.

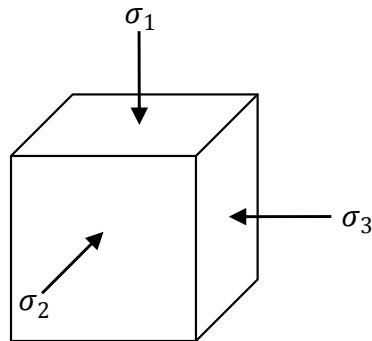
Cuando todos los poros de un suelo se encuentran llenos de agua se considera un suelo saturado, esta agua puede estar con una presión igual o mayor a la presión atmosférica (Patiño Hoyos, 2012).

Karl Terzaghi fue el primero en desarrollar una concepción mecánica de los suelos dando soluciones a problemas civiles de diseño y construcción que radicaban principalmente en suelos saturados.

### 1.1.1.1 Esfuerzos Principales

Retomando, el estado de esfuerzos en cualquier punto, 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*; Siendo  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$  (Lambe & Whitman, 1991) (Figura 3).

Figura 3. Esfuerzos principales.



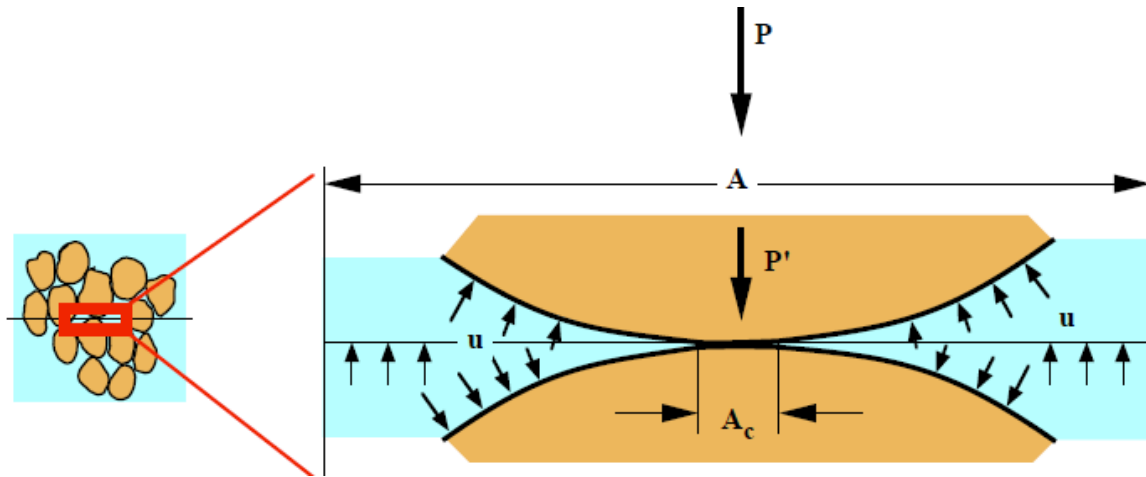
### 1.1.1.2 Presión de poros.

También llamada presión intersticial  $u$  o  $u_w$ , hace referencia a la presión producida por el agua en los poros del suelo (Patiño Hoyos, 2012), la cual tiene dos efectos sobre el suelo (Lambe & Whitman, 1991) que son:

- ✓ Disminuye la atracción entre las partículas de arcilla.
- ✓ El agua intersticial puede soportar los esfuerzos aplicados modificando así el comportamiento del suelo.

La presión de poros de agua es una presión positiva y actúa sobre las partículas del suelo como se ve en la Figura 4.

Figura 4. Presión de poros de agua actuando en una fracción de suelo.



Fuente: (Dysli, 1997).

Donde; P: es una presión externa, Ac: área de contacto, u; presión de poros de agua y P': presión efectiva.

### 1.1.1.3 Esfuerzo efectivo.

Este efecto descubierto por Terzaghi, significa que cuando se aplica una carga repentina en cualquiera de los planos a un suelo saturado, esta variación de carga es absorbida conjuntamente por el agua intersticial y las partículas del suelo. La variación de presión intersticial obliga al agua a moverse a través del suelo, con lo cual las propiedades del suelo cambian con el tiempo (Lambe & Whitman, 1991, Terzaghi et al., 1996).

El esfuerzo efectivo ( $\sigma'$ ) o ( $\bar{\sigma}$ ) se representa matemáticamente como:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1)$$

$$\sigma_v' = \sigma_v - u \quad (2)$$

$$\sigma_h' = \sigma_h - u \quad (3)$$

Donde:

$\sigma$ : Esfuerzo total normal.

$\sigma'$ : Esfuerzo efectivo.

$\sigma_v'$ ,  $\sigma_h'$ : Esfuerzo efectivo vertical y horizontal respectivamente.

$\sigma_v$ ,  $\sigma_h$ : Presión total vertical y horizontal respectivamente.

$u$ : Presión de Poros de agua.

Como las presiones intersticiales ( $u_v$ ,  $u_h$ ) se evalúan en el mismo nivel del elemento finito en estudio, se puede definir (Terzaghi et al., 1996):

$$u_v = u_h = u \quad (4)$$

Medible desde el nivel freático se tiene que:

$$u = Z_w \cdot \gamma_w \quad (5)$$

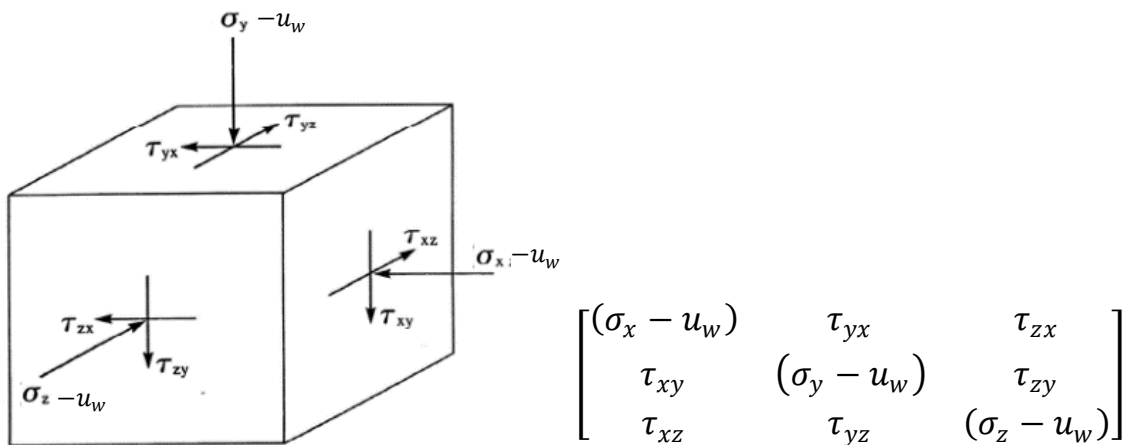
Donde:

$Z_w$ : Distancia vertical desde el nivel freático hasta el punto de estudio.

$\gamma_w$ : Peso específico del agua.

Retomando el tensor de esfuerzos, para suelos saturados cambia de la siguiente manera (Figura 5):

Figura 5. Estado de esfuerzos en un suelo saturado con su respectivo tensor de esfuerzos



### 1.1.2 Suelos no saturados.

Es la condición del suelo en que los poros del suelo se encuentran llenos de una mezcla de aire y agua, para tal caso la condición a la que puede estar sometida el agua es una presión menor a la atmosférica (Patiño Hoyos, 2012).

Al evaluar los estados de tensión en un suelo saturado se encontró dificultad. Esto obligó a describir un estado de esfuerzos en un suelo no saturado, lo que conllevó a dos opciones de estudio del estado de esfuerzos (Fredlund, 2006a):

- Estado de esfuerzos variable.
- Estado de esfuerzos ligado a propiedades del suelo.

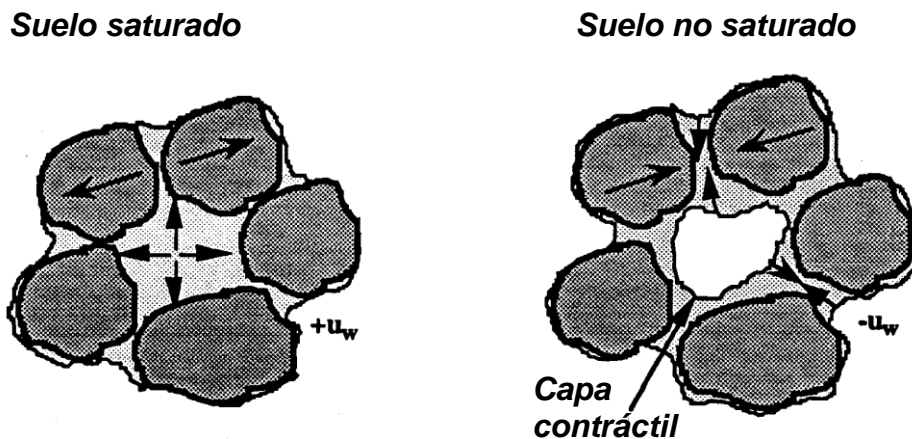
Este enfoque no solo interesó a la comunidad de la ingeniería civil y geotécnica sino también a todas las áreas geo-ambientales como la ingeniería agrícola, abriendo camino al estudio de los suelos no saturados por medio de la curva característica del suelo o curva de retención de humedad, implementada en el estudio mecánico de suelos, implementando modelos y estudios en áreas clásicas de la mecánica de suelos como la *resistencia al corte y cambio de volumen* (Fredlund, w. w. Ng, Rahardjo, & Leong, 2001)(Adams, Wulfsohn, & Delwyn G., 1994).

En la ingeniería agrícola es muy común utilizar el concepto de suelos no saturados, teorías de mecánica de suelos como base de estudio en el comportamiento del suelo y adaptación de modelos dando solución a condiciones propias del suelo para la agricultura. Además de ser grandes contribuyentes en el estudio de la succión del suelo, entre otras aplicaciones en resistencia al corte aplicado a predicciones de tracción, modelos de predicción de requerimiento de fuerza en implementos de labranza y curvas de retención de humedad relacionadas con parámetros de resistencia al corte. Si bien para los problemas propios de suelos agrícolas se hacen sus propios cambios, como es el caso de la presión de poros de aire ( $u_a$ ) que es aproximadamente la atmosférica siendo ( $u_a=0$ ) (Adams et al., 1994). Sin embargo en Colombia es casi nula la rigurosidad con que se trata el tema de mecánica de suelos no saturados en suelos agrícolas.

### 1.1.2.1 Presión de poros.

En los suelos no saturados aparecen nuevas variables en el estado de esfuerzo, producto de la presión de poros de aire ( $u_a$ ) y presión de poros de agua ( $u_w$ ), con la diferencia que la presión de poros de agua es negativa (de succión) (Figura 6).

Figura 6. Presión de poros de agua comparada en un suelo saturado y no saturado.



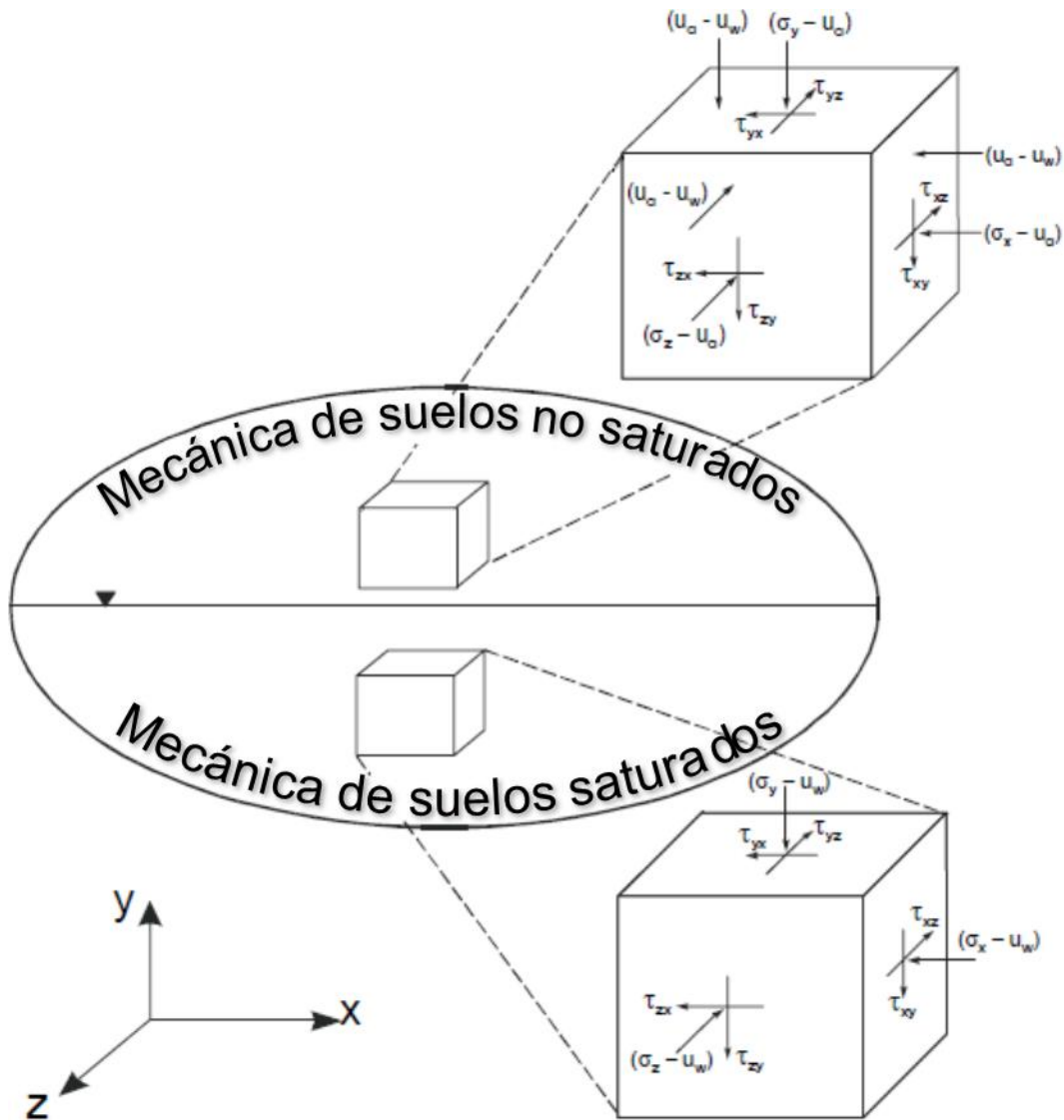
Fuente:(Adams et al., 1994)



### 1.1.2.2 Esfuerzo efectivo en suelos no saturados.

Las variables del estado de esfuerzo son; El esfuerzo compresivo neto ( $\sigma - u_a$ ), donde ( $u_a$ ) es la presión de aire en los poros del suelo y la succión matricial, ( $u_a - u_w$ ). Hay dos componentes de la succión del suelo, ( $\Psi$ ): la succión matricial ( $u_a - u_w$ ) y la succión osmótica ( $\pi$ ), por tanto el estado de esfuerzos cambia en comparación con los suelos saturados (Fredlund, 2003) (Figura 7).

Figura 7 . Estado de esfuerzos en un suelo no saturado.

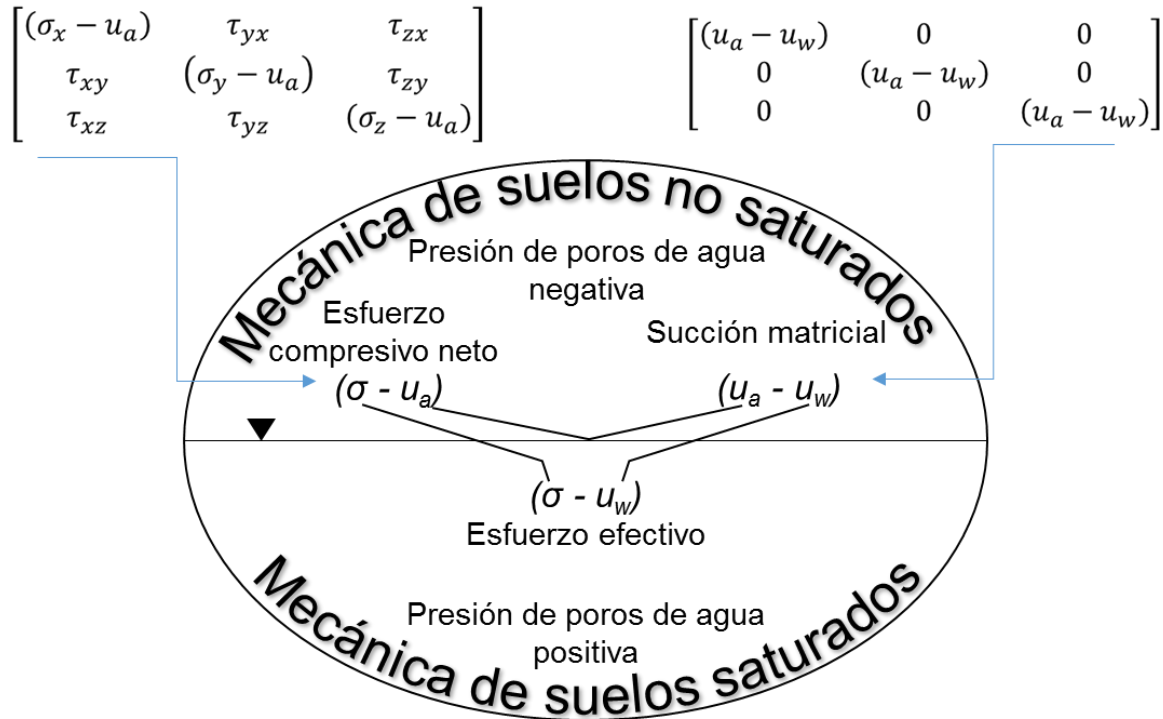


Fuente:(Fredlund, 2002).

La parte superior representa el estado de esfuerzos de un suelo no saturado, comparado con el estado de esfuerzos de un suelo saturado en la parte inferior.

La expresión matricial del tensor de esfuerzos con las dos variables; el esfuerzo compresivo neto ( $\sigma - u_a$ ) y la succión matricial, ( $u_a - u_w$ ) se ve en la Figura 8.

Figura 8. Tensor de esfuerzos para un suelo no saturado.



Fuente: (Fredlund et al., 2001), (Fredlund, 2002)

## 1.2 RESISTENCIA DE LOS SUELOS

Para hablar de resistencia de suelos agrícolas se debe abordar los problemas a los que se enfrenta, en el caso de mecánica de suelos son variados; labranza, tracción, drenaje, estabilidad de taludes, erosión, compactación (E McKyes, 1989). De lo cual, cada caso maneja diferentes principios pero los parámetros mecánicos que se manejan coinciden en muchos casos y se determinan de la misma forma.

Con base en ello se parte de los conceptos de falla, equilibrio y estado crítico de suelos, para lo cual se aplican algunas teorías o modelos.

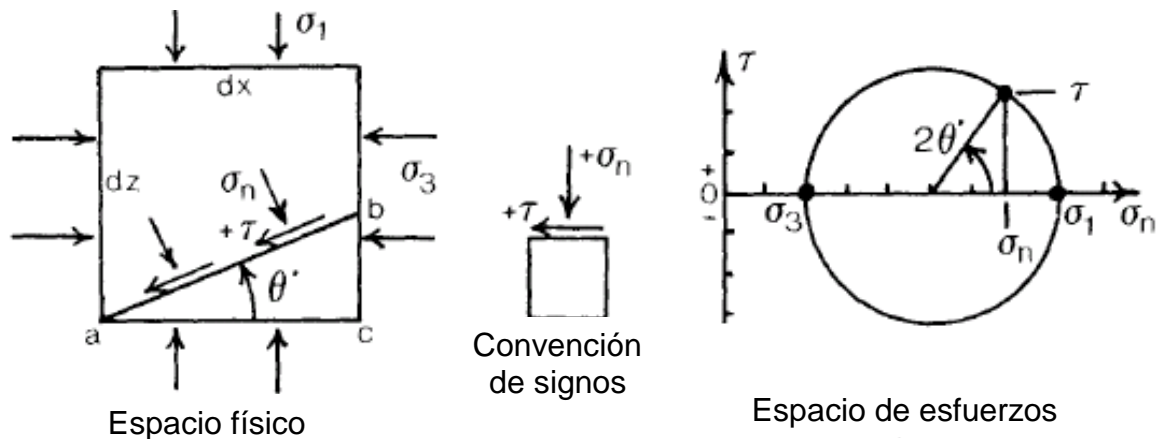
Muchos modelos se han desarrollado o formulado con base en principios mecánicos de los suelos referentes a esfuerzos y deformaciones, algunos más meticulosos y complicados, ya sean en planos de deformación en 2 o 3 dimensiones, algunos manejados con elementos finitos y cálculos diferenciales

finitos. Cada modelo maneja sus propios parámetros, coincidiendo algunos, por lo cual en función del problema a solucionar, se selecciona el modelo (Brinkgreve, 2005).

### 1.2.1 Modelo de falla Mohr-Coulomb.

Una teoría de falla por cortante fue propuesta por Coulomb 1776, según la cual, la falla ocurre cuando se alcanza un esfuerzo crítico máximo de corte (Gill and VandenBerg, 1967 nombrado por (Johnson, Grisso, Nichols, & Bailey, 1987)). En 1914, Mohr propuso una ecuación y un método gráfico para encontrar el estado de esfuerzos en diferentes planos en un material en equilibrio (Edward McKyes, 1985) (Figura 9). El círculo de Mohr se construye a partir del *esfuerzo desviador* ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) que es el diámetro del círculo y centro en el punto  $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$  sobre el eje x ( $\sigma$ ) (Duque Escobar & Escobar, 2002) Siendo el ángulo ( $\theta'$ ) el ángulo en que se encuentra el plano de falla.

Figura 9. Representación gráfica de esfuerzos en un punto.



Fuente: (Edward McKyes, 1985).

En la Figura 9, se observan los esfuerzos principales, cortantes y normales en un plano inclinado y la combinación de esfuerzos en un plano a diferente ángulo de inclinación. Representación propuesta por Mohr.

La ecuación de la teoría de Mohr-Coulomb está dada de la siguiente manera:

$$\tau_{max} = C + \sigma \cdot \tan(\varphi) \quad (6)$$

Donde:

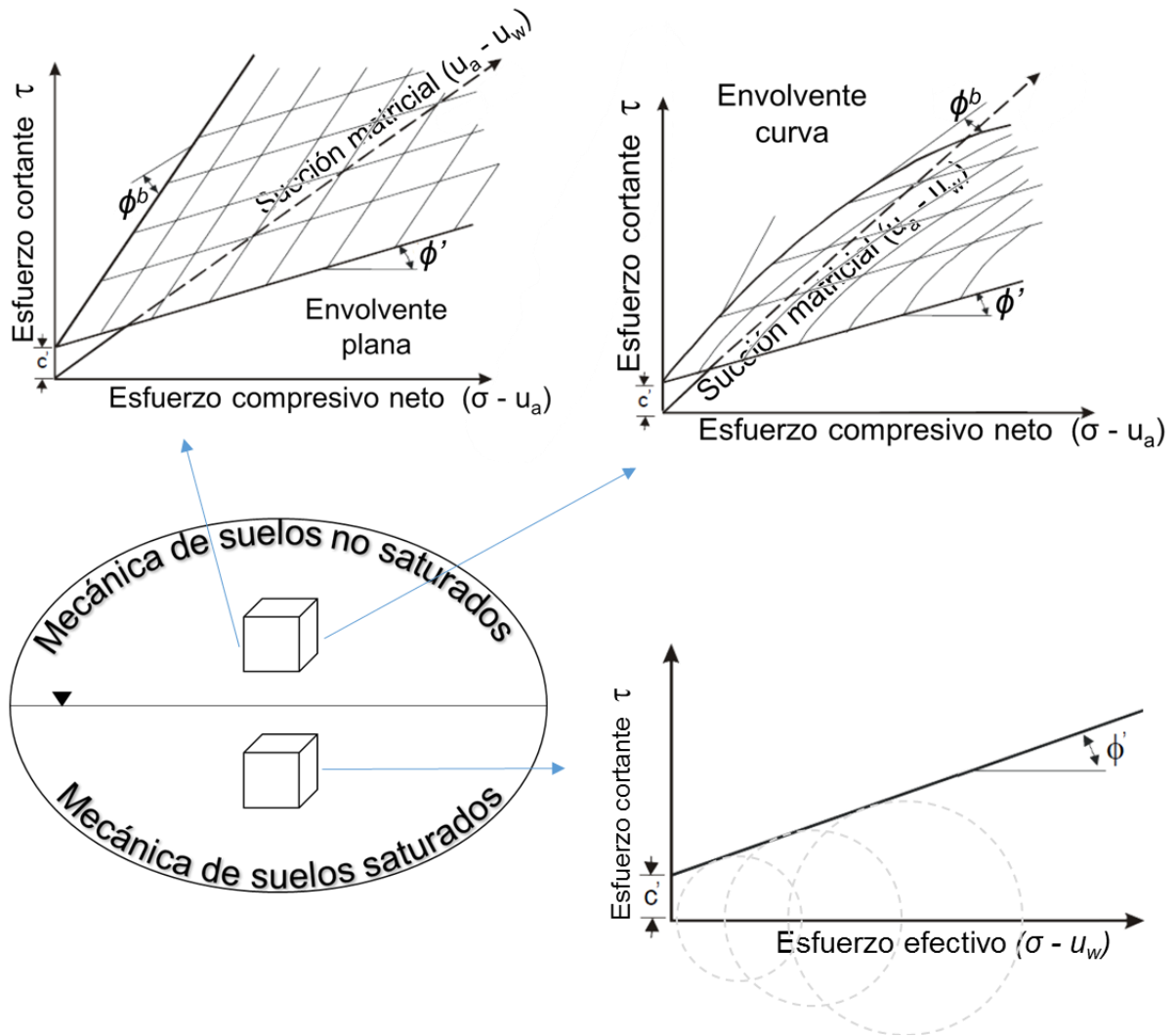
$\tau_{max}$ : Esfuerzo máximo de corte.

$C$ : Cohesión.

$\phi$ : Ángulo de fricción interna.

Esquemáticamente la ecuación 6, se representa como una envolvente de falla generada por una serie de círculos de Mohr con diferentes esfuerzos desviadores resultado de pruebas de laboratorio *triaxiales*. Esta envolvente de falla puede estar en un plano de dos dimensiones o en tres dimensiones cuando se habla de suelos no saturados con medición de poros (Fredlund, 1999, 2002) como se muestra en la Figura 10.

Figura 10. Envoltentes de falla Mohr-Coulomb.



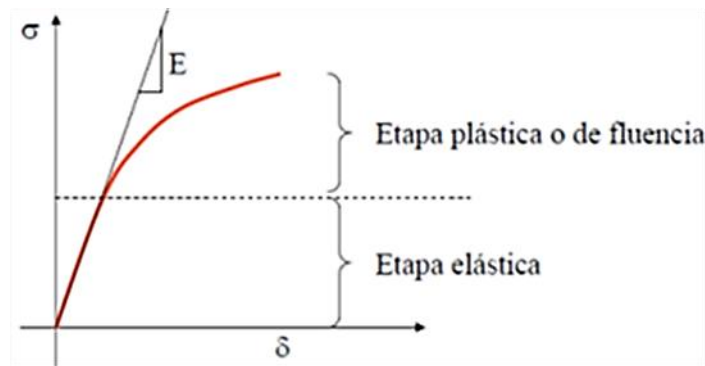
Fuente: (Fredlund, 2002).

En la Figura 10, se observa en la parte inferior, la envolvente para suelos saturados y en la parte superior para suelos no saturados; una envolvente plana y curva.

### 1.2.2 Teoría de Estado crítico

El estado crítico del suelo es una condición en la que pueden ocurrir deformaciones que no están asociadas a cambios en el estado de esfuerzos o a un cambio de volumen (Patiño Hoyos, 2012). Roscoe K. H. (1958) mencionado por Leoni, (2014), presentan un modelo en el que se interrelacionan los estados de esfuerzos con las deformaciones en el que se determina el paso del estado elástico del suelo al estado plástico, en un volumen fijo. La fluencia experimentada en esta etapa está asociada a deformaciones plásticas que comienzan a manifestarse en deformaciones permanentes. (Figura 11).

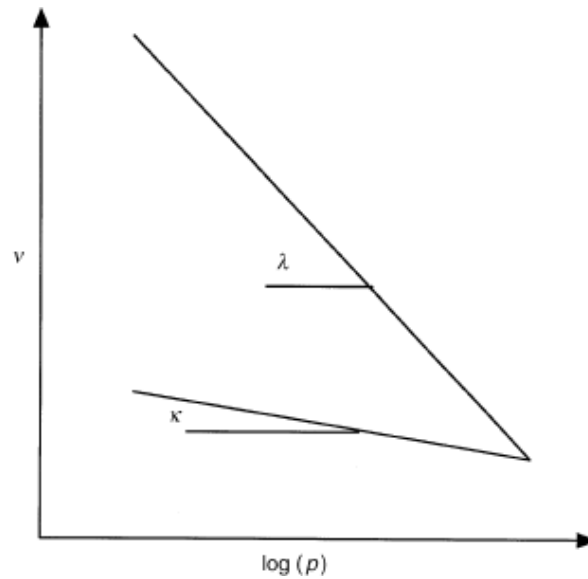
Figura 11. Descripción de la Fluencia del suelo en un plano de esfuerzo-deformación.



Fuente: (Leoni, 2014)

Bajo el mismo principio se han desarrollado modelos modificados particularmente para suelos agrícolas no saturadas en un amplio rango de condiciones, para lo cual se han desarrollado diferentes pruebas o ensayos; corte y compresión, compactación en campo, laboratorio (triaxiales), cajas de corte entre otros (Kirby, 1998). Si se aplica una carga al suelo, este puede o no volver a su estado inicial para lo que se evalúa su relación de vacíos luego de una prueba de carga y descarga (Figura 12), en caso de que se alcance la curva de fluencia (Figura 13) puede estar muy cerca de la falla.

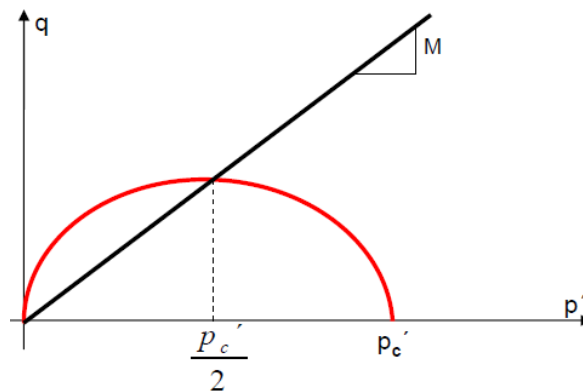
Figura 12. Diagrama de compresión en un volumen específico de suelo.



Fuente: (Kirby, O'Sullivan, & Wood, 1998)

Donde;  $v: (v=1+e) = (\text{Volumen total} / \text{volumen de sólidos})$  (Edward McKyes, 1985),  
 $p$ : Presión aplicada,  $(\lambda, k)$ : son las pendientes de las curvas de carga y descarga.

Figura 13. Construcción de la curva de fluencia.



Fuente: (Leoni, 2014).

La curva roja representa la curva de fluencia y la línea de pendiente (M) es la línea de estado crítico.

Donde;

$q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ : Esfuerzo desviador.

$p' = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3}$ : Esfuerzo medio efectivo.

$p_c'$ : Esfuerzo de preconsolidación isotrópica. El esfuerzo de preconsolidación es el esfuerzo efectivo máximo al que se ha sometido un suelo (Patiño Hoyos, 2012).

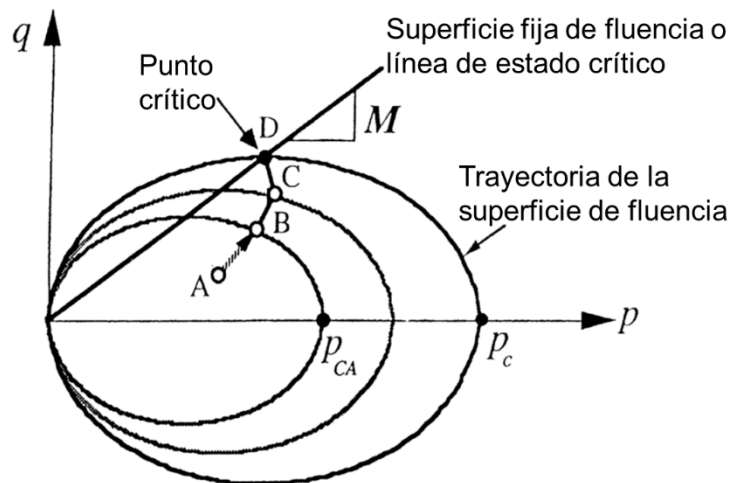
M: pendiente de la línea de estado crítico.

Si bien en términos de los esfuerzos principales se puede llegar a una relación entre la pendiente (M) y el ángulo de fricción interna efectivo ( $\varphi'$ ) (Leoni, 2014) en la siguiente ecuación.

$$M = \frac{\varphi'}{23} - 0.1 \quad (7)$$

La curva de fluencia es de forma elíptica que también ha sido modificada para otros modelos de estado crítico específicos. Por debajo de la curva de fluencia el suelo se comporta de forma elástica, pero si se aplican cargas, el suelo se endurece en estados sucesivos hasta que llega a un estado final en el límite de fluencia (Figura 14).

Figura 14. Trayectoria de estado en un suelo sometido a cargas sucesivas en el tiempo.

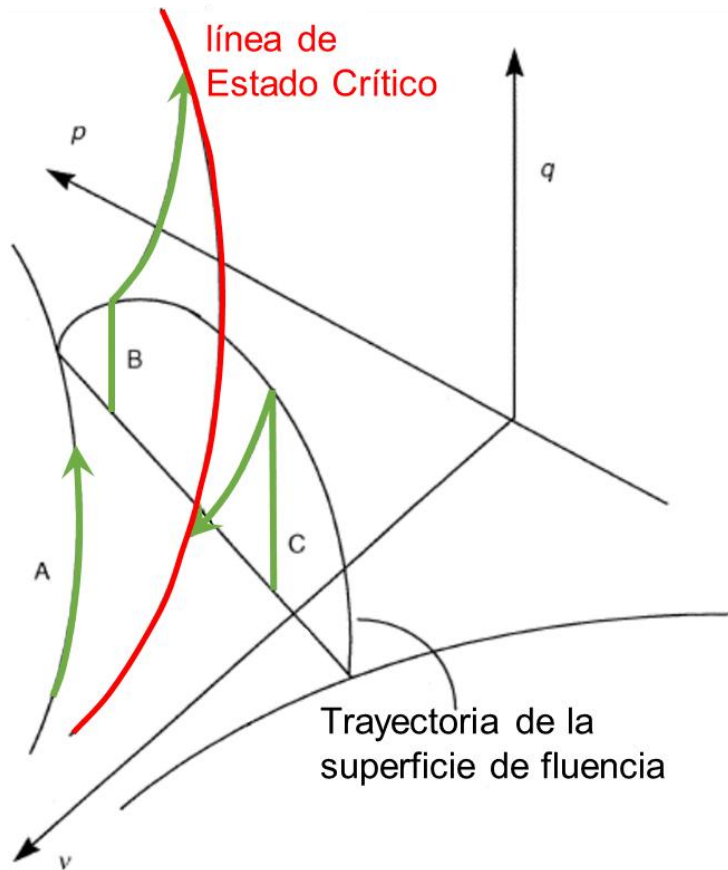


Fuente: (Eko, 2002).

La trayectoria de esfuerzos se traza desde un punto inicial A, aplicando cargas sucesivas en el tiempo hasta llegar a un punto límite de fluencia D.

Dependiendo de la prueba o ensayo realizado se determina una parte de la envolvente resultante del estado crítico (Figura 15).

Figura 15. Construcción superficie de fluencia del estado crítico.



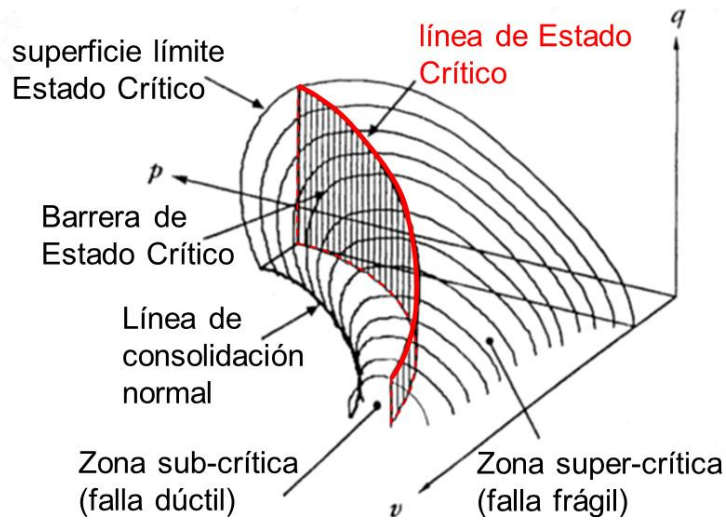
Fuente: (Kirby et al., 1998)

El trazado se realiza a partir de tres pruebas; (A): Prueba de compresión isotrópica, (B): prueba de compresión triaxial con contracción y (C): Prueba de compresión triaxial con expansión.

Con el resultado de una serie de ensayos con diferentes estados de esfuerzos, se puede determinar una superficie de fluencia (Figura 16), la cual, cuando un suelo está en un estado de esfuerzos por debajo de esta superficie de falla, tiene un comportamiento elástico, en caso de sobrepasar esta superficie, comienza un estado de fluencia aproximándose a la falla (Eko, 2002).



Figura 16. Superficie de Fluencia en tres dimensiones.



Fuente: (Eko, 2002)

El modelo de estado crítico ha sido utilizado en la predicción de la compactación del suelo, labranza, desarrollo radicular entre otros (Kirby et al., 1998; Kirby, 1998), que conllevan un gran trabajo para estimar los parámetros en poco tiempo, proponiendo inclusive otras metodologías como una caja de corte, un triaxial modificado, (Wang, Pufahl, & Fredlund, 2002) llegando a hacer simulaciones por elementos finitos para estimar el comportamiento del esfuerzo de penetración de una raíz (Kirby & Bengough, 2002) o la evaluación de la compactación debida al paso de maquinaria agrícola (Kirby, Blunden, & Trein, 1997).

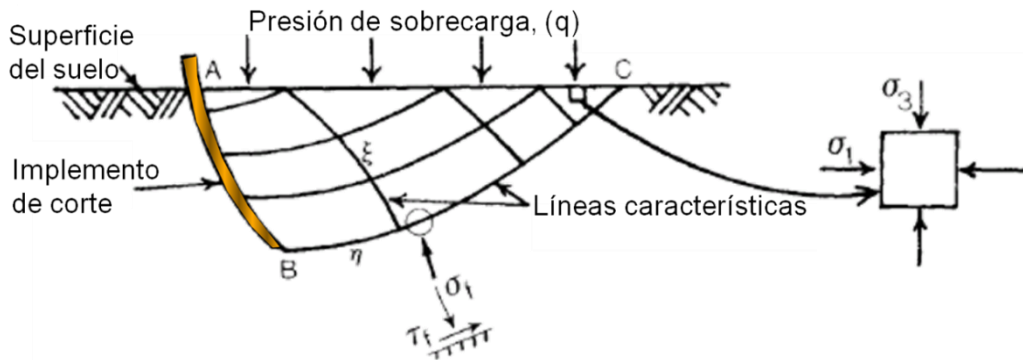
Uno de los mejores escenarios para estudiar el estado crítico es en suelos agrícolas, por las condiciones de esfuerzo amplias que se pueden encontrar, más aun cuando se pueden tener condiciones de suelos saturados y no saturados, lo cual conlleva a realizar modificaciones a ensayos y perfeccionar modelos que reducirían la necesidad de realizar ensayos costosos y complicados (Eko, 2002; Wang et al., 2002).

### 1.2.3 Presión pasiva de suelos.

Es la presión que se le ejerce a una masa de suelo contra una estructura de contención cuando la estructura es desplazada en dirección de la masa del suelo, esta presión se presenta hasta hacer que la masa de suelo sea movilizadada y superada su resistencia al corte a lo largo de una superficie de ruptura (Patiño Hoyos, 2012) (Terzaghi et al., 1996). Aunque la presión de suelos también maneja el concepto de presión activa, esta no se utiliza para el caso de suelos agrícolas sometidos a presiones de falla como modelos de labranza.

La presión pasiva de suelos tiene sus bases teóricas en el modelo de falla de Mohr-Coulomb, sin embargo el análisis matemático que se le aplica sobrepasa estos conceptos tomando otros parámetros mecánicos del suelo y de la interacción del suelo con el metal que actúa sobre él (Figura 17).

Figura 17. Configuración general de aplicación de presión pasiva en un implemento de corte en un suelo.



Fuente: (Edward McKyes, 1985)

Así como Terzaghi (1943) describió la mecánica de la capacidad portante de cimentaciones, Reece (1965) reconoció que la mecánica de movimiento de tierras es similar en muchos aspectos. Las variables presentes como capacidad portante, peso específico del suelo, cohesión, sobrecarga de presión, pueden ser separadas y sumadas algebraicamente. Proponiendo una *Ecuación general de movimiento de tierras* (Ecuación 8), que describe la fuerza necesaria para cortar un suelo con un implemento de corte (Edward McKyes, 1985).

$$P = (\gamma g d^2 N_\gamma + C d N_c + q d N_q) w \quad (8)$$

Donde:

P: Fuerza total del implemento.

$\gamma$ : Peso específico del suelo.

g: Aceleración de la gravedad.

d: Profundidad del implemento, por debajo de la superficie del suelo.

C: Cohesión del suelo.

q: Presión de sobrecarga actuando en la superficie del suelo.

w: Ancho del implemento.

$N_\gamma, N_c, N_q$ : Parámetros que dependen de la fricción del suelo, geometría del implemento y propiedades de resistencia entre suelo e implemento.

A partir de este principio se derivaron mejoras, correcciones a la ecuación (8) (Hettiaratchi, Witney, & Reece, 1966), definiendo que la fuerza (P) en un plano de carga puede ser descrita en los términos siguientes:

$$P = f(\gamma, \varphi, c, \delta, c_a, \alpha, z, q) \quad (9)$$

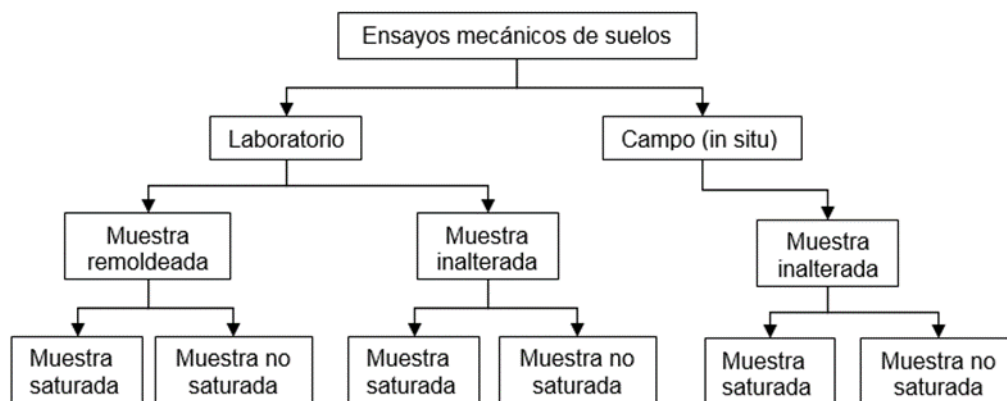
Donde;  $\gamma, \varphi, c$  son parámetros del suelo. Los demás cálculos de resistencia pasiva se solían determinar a partir de cartas a partir de parámetros del suelo y del implemento (Hettiaratchi & Reece, 1974; Hettiaratchi et al., 1966). Con el tiempo se dejó de utilizar las cartas y hacer los cálculos de los factores (N) en función de la geometría de falla y parámetros del suelo luego de las contribuciones de Godwin y Spoor mencionados por Weise & Eichhorn, (1997).

Surgieron entonces aplicaciones a modelos de rotura del suelo para implementos de diversas formas y sus efectos en la geometría (Godwin & Dogherty, 2007; Godwin, 2007), exigiendo indirectamente el estudio más detallado de la obtención de parámetros mecánicos más confiables.

### 1.3 MEDICIÓN DE LA RESISTENCIA DE LOS SUELOS

La medición de la resistencia de suelos posee diferentes modalidades o condiciones como se muestra en la Figura 18.

Figura 18. Diferentes condiciones de pruebas mecánicas de suelos.



Cada caso tiene sus ventajas y desventajas tanto en la práctica, exactitud o confiabilidad, aplicación y costos.

### 1.3.1 Ensayos de campo.

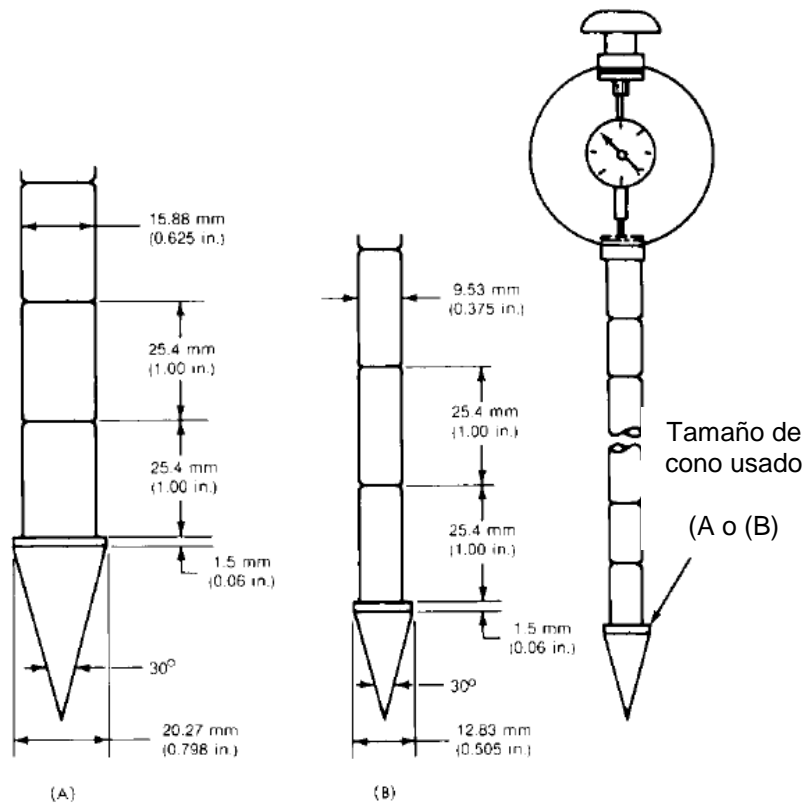
Los ensayos en campo tienen la ventaja de que la muestra no se altera y las condiciones en que se hace la práctica son reales, además de dar una opción de toma de decisiones en el momento. Sin embargo algunas veces no se cuenta con la metodología precisa o de la instrumentación cuando se requiere.

Si el ensayo es realizado por personal externo, los costos pueden elevarse por el transporte y préstamo de los equipos.

#### 1.3.1.1 Resistencia a la penetración (Penetrómetro de cono).

La resistencia a la penetración con penetrómetro de cono (*RPC*); también llamada resistencia de cono o índice de cono (*IC*, o  $q_c$ ), está definida como el esfuerzo uniforme equivalente que se proyecta uniformemente sobre el área proyectada del cono que equilibra la carga vertical sobre el mismo (Abedin & Hettiaratchi, 2002; ASABE, 2006b). También definida como la fuerza requerida para presionar un cono circular de  $30^\circ$  (Figura 19) a través del suelo, expresada en (kPa).

Figura 19. Penetrómetro de cono estandarizado ASAE.



Fuente: (ASABE, 2006c)

Se recomienda realizar la prueba con condiciones uniformes, a una velocidad estándar de 30 mm/s. En caso de utilizar un penetrómetro con un ángulo diferente de 30° se debe reportar e inclusive se puede hacer una corrección para hallar su valor equivalente a un cono de 30° (Koolen & Vaandrager, 1984).

La ecuación de resistencia a la penetración con penetrómetro de cono es:

$$RP_c = \frac{F_{pc}}{A_{pc}} \quad (10)$$

Donde:

RP<sub>c</sub>: Resistencia a la penetración de cono.

F<sub>pc</sub>: Fuerza medida en el penetrómetro de cono.

A<sub>pc</sub>: Área proyectada por el cono (130 mm<sup>2</sup> para el cono de 12.83 mm de diámetro).

#### **f Factores que afectan la medición.**

- ✓ *Velocidad de penetración*: una velocidad mayor resultara en un esfuerzo mayor.
- ✓ *Adhesión del suelo con el metal del cono*: origina una falsa resistencia.
- ✓ *Presencia de objetos atípicos*: rocas, raíces.

#### **1.3.1.2 Resistencia a la penetración (Penetrómetro de bolsillo).**

La resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo o de mano (RP<sub>b</sub>); también llamada resistencia a la compresión (Amacher & O'Neill, 2004), esfuerzo a la compresión confinada (UCS) (Delegard, Schmidt, & Chenault, 2011; QCQA.com, n.d.), es la capacidad del suelo confinado a resistir la penetración de un objeto rígido.

El ensayo consiste en penetrar verticalmente una punta cilíndrica plana de 6.4 mm de diámetro una distancia de 6.4 mm durante 1 Segundo (Bradford 1986, mencionado por (USDA, 1993)). La escala está dada en unidades de presión (kg/cm<sup>2</sup>), basada en una regresión de resistencia a la penetración y compresión confinada (QCQA.com, n.d.; USDA, 1993). También es utilizado para estimar un aproximado de la resistencia al corte sin drenaje en suelos de grano fino, generalmente saturados con la nomenclatura PP<sub>c</sub>s (Vanapalli & Taek Oh, 2012).

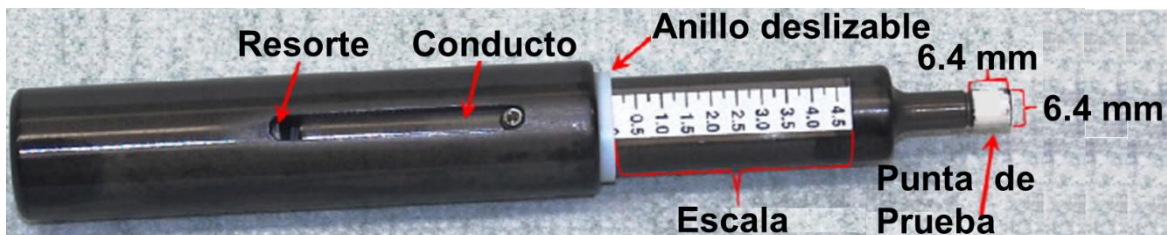
La medición se realiza gracias a un anillo que se desliza durante la penetración sobreponiéndose en la escala (Figura 20), estos valores pueden clasificar el suelo como se ve en la Tabla 1.

Tabla 1. Clasificación del suelo según la resistencia a penetración con penetrómetro de bolsillo.

Clase	Resistencia a la penetración (MPa)
Bajo	< 0.1
Extremadamente bajo	< 0.01
Muy bajo	0.01 – 0.1
Intermedio	0.1 – 2
Bajo	0.1 – 1
Moderado	1 – 2
Superior	> 2
Alto	2 – 4
Muy alto	4 – 8
Extremadamente alto	> 8

Fuente: (USDA, 1993)

Figura 20. Penetrómetro de bolsillo.



Fuente: (Delegard et al., 2011).

#### *f* Factores que afectan la medición.

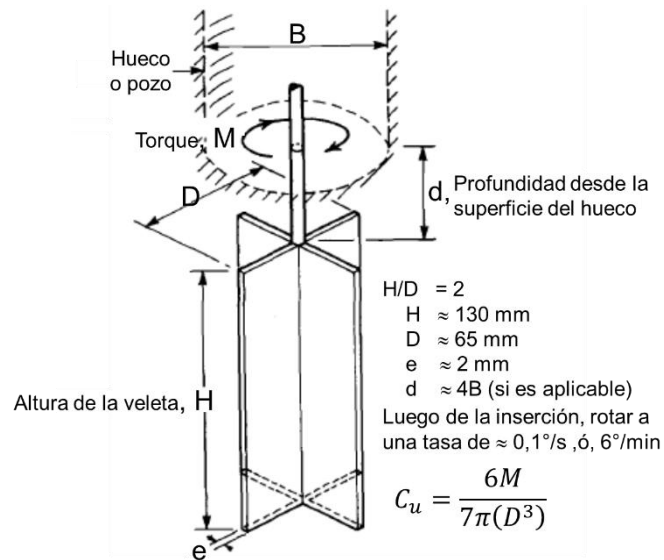
- ✓ Dirección: en ocasiones existe diferencia cuando se toma una medición horizontal o vertical, generalmente en altas profundidades.
- ✓ Velocidad de penetración: una velocidad mayor resultará en un esfuerzo mayor.
- ✓ *Presencia de objetos atípicos*: rocas, raíces; el penetrómetro está diseñado para suelos finos.

#### 1.3.1.3 Resistencia al corte (Veleta).

La resistencia al corte con veleta ( $S_{uv}$ ), también conocida como resistencia al corte no drenada ( $c_u$ ,  $S_u$ ) en suelos saturados, fue utilizada originalmente en Suecia 1919, luego estudiada más a fondo en los años 1940's enfocada principalmente a suelos arcillosos y saturados (Chandler, 2012). La resistencia al corte con veleta es la resistencia que pone una masa de suelo sobre las veletas

del equipo cuando estas rotan. El equipo consta de 4 paletas metálicas delgadas y planas, fijadas a un ángulo de 90° entre sí (Figura 21), las cuales penetran en el suelo para luego hacerlas rotar y fracturar el suelo. Esta prueba está comprendida para suelos arcillosos y limosos saturados (ASTM, 2012b).

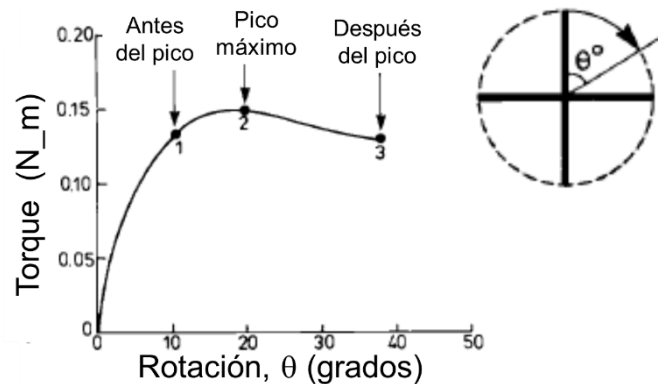
Figura 21. Esquema general, veleta de corte comúnmente usada.



Fuente: (Chandler, 2012).

La resistencia al corte con veleta se determina girando el equipo a velocidad constante hasta obtener un pico en la lectura (punto 2, Figura 22), que es la máxima resistencia. La velocidad recomendada es de  $0.1^\circ/\text{seg}$ , la prueba no debe superar los 5 minutos, excepto en arcillas muy suaves puede superar los 10 min.

Figura 22. Gráfica de corte con veleta.



Fuente: (Chandler, 2012).

La ecuación general (INVIAS, 1998f) está dada por la siguiente expresión:

$$S_{uv} = \frac{M_v}{K_v} \quad (11)$$

Donde:

$S_{uv}$ : Resistencia al corte.

$M_v$ : Momento de giro.

$K_v$ : Constante que depende de las dimensiones y de la forma de la veleta (INVIAS, 1998f).

Los valores obtenidos pueden clasificar la consistencia del suelo según la Tabla 2.

Tabla 2. Consistencia evaluada con la resistencia al corte con veleta.

Clase	Resistencia al corte con veleta $S_{uv}$ (kPa)
Muy suave	< 20
suave	20 – 40
Firme	40 – 75
Duro	75 – 150
Muy duro a rígido	> 150

Fuente: (Day, 2010; Yilmaz, 2000)

#### † Factores que afectan la medición.

- ✓ Velocidad de rotación: una velocidad mayor resultará en un esfuerzo mayor.
- ✓ *Presencia de objetos atípicos*: rocas, raíces; la veleta de corte está diseñada para suelos finos.
- ✓ *Profundidad del ensayo*: Puede existir una fricción entre el suelo y la varilla de la veleta.

#### 1.3.1.4 Resistencia al corte (Caja de torsión).

La caja de torsión fue desarrollada por Payne & Fountaine, (1952) para medir el esfuerzo de corte en campo, es un equipo que consiste de un cilindro metálico y una tapa donde se puede ubicar varias cargas formando una carga normal sobre el suelo, la tapa va unida a un tubo por el que se transmite una torsión al suelo, fallando en un plano horizontal en el fondo del cilindro (Johnson et al., 1987; Payne & Fountaine, 1952). Dentro del cilindro se encuentran tres cuñas que obligan al suelo a girar. El momento torsor es medido con un “torcómetro” (Figura 23).

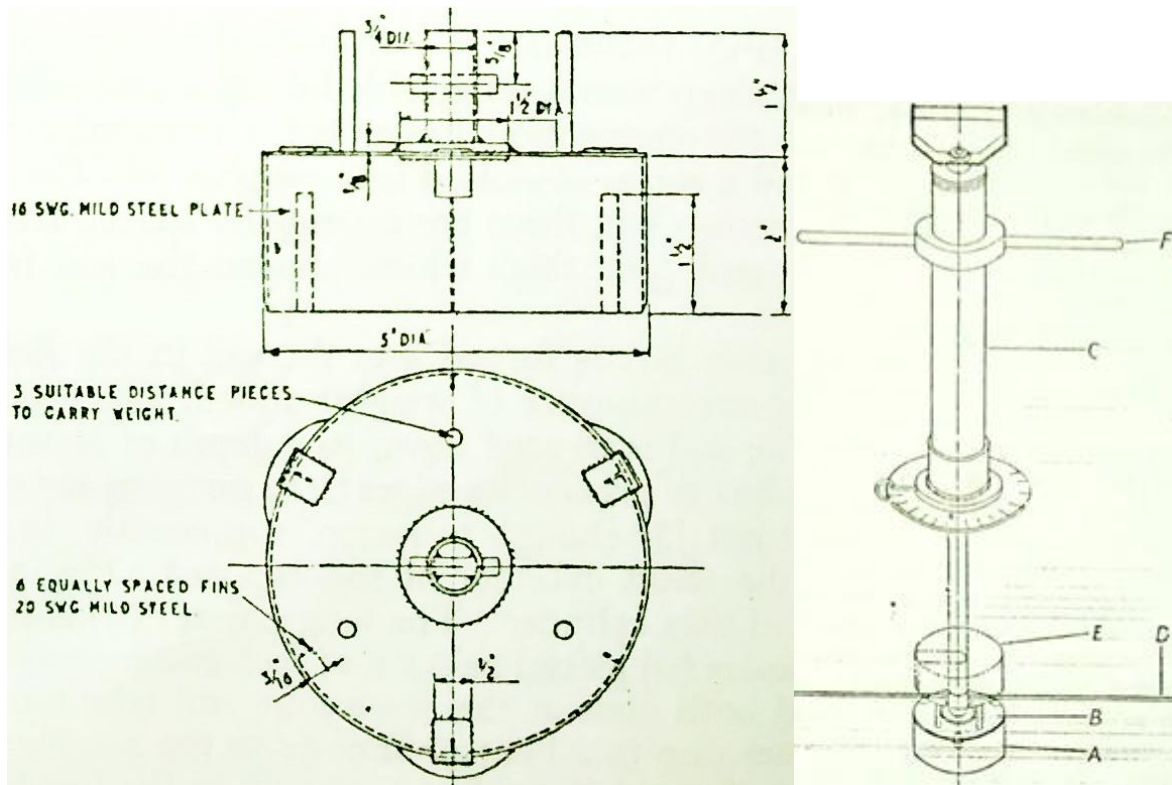


El equipo se fundamenta en la teoría de Coulomb, generando una curva de falla donde se puede obtener dos parámetros mecánicos importantes; ángulo de fricción interna ( $\phi_{ct}$ ) y cohesión ( $C_{ct}$ ), los subíndices indican que fueron determinados con la caja de torsión (Figura 24).

Para la caja de torsión se asumen algunos aspectos (Dunlap, VandenBerg, & Hendrick, 1964; Johnson et al., 1987; Payne & Fountaine, 1952):

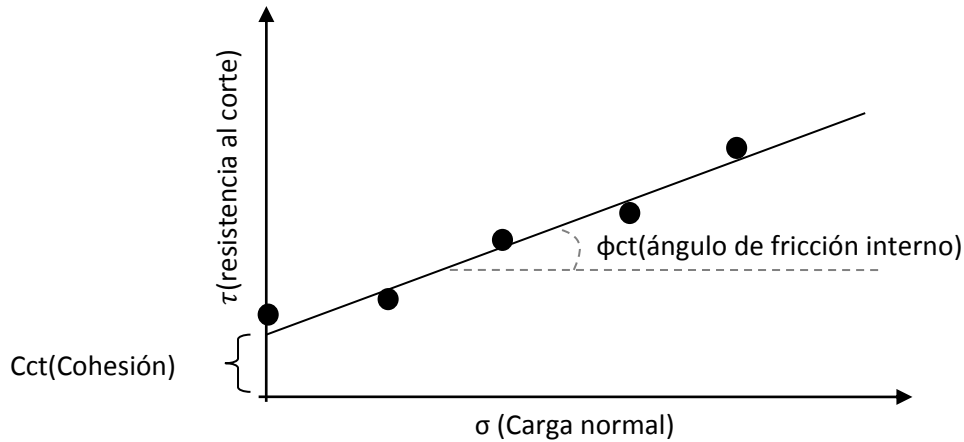
- ✓ El par se aplica al plano de corte confinado.
- ✓ Un esfuerzo normal uniforme se aplica sobre el plano de falla.
- ✓ El esfuerzo cortante se distribuye de manera uniforme desde el centro del cilindro hasta el borde exterior y es independiente de la deformación.
- ✓ La tasa de deformación tiene una influencia mínima en la resistencia.

Figura 23. Caja de torsión manejada por Payne y Fountaine, (1952).



Fuente: (Payne & Fountaine, 1952).

Figura 24. Envolvente de falla, caja de torsión.



La ecuación para calcular la resistencia al corte en cada carga normal en unidades de sistema inglés es la siguiente:

$$\tau = \frac{3 \cdot M_{ct}}{2\pi r_{ct}^3} \quad (12)$$

Donde:

$\tau$ : Resistencia al corte.

$M_{ct}$ : Momento aplicado.

$r_{ct}$ : Radio del cilindro de la caja de torsión.

### ***t*** Factores que afectan la medición.

- ✓ *Incrustación de la caja*: debe penetrarse verticalmente con cuidado de no inclinarla y fracturar el suelo, o de penetrarla demasiado y generar un sobreesfuerzo normal.
- ✓ *Velocidad de rotación*: una velocidad mayor resultará en un esfuerzo mayor.
- ✓ *Presencia de objetos atípicos*: rocas, raíces.
- ✓ *Rozamiento del cilindro*: el rozamiento genera mediciones altas.

### **1.3.2 Ensayos de laboratorio.**

Los ensayos en laboratorio tienen la ventaja que suelen ser más rigurosos en los procedimientos, sin embargo tienen la dificultad de tomar y transportar las muestras, sumado a que en Colombia no se tiene el enfoque de manejar los suelos agrícolas con implicaciones requeridas (suelos no saturados e inalterados);

especialmente en el caso de pruebas mecánicas lo que genera una barrera a la hora de realizar cualquier tipo de estudio que requiera estos análisis.

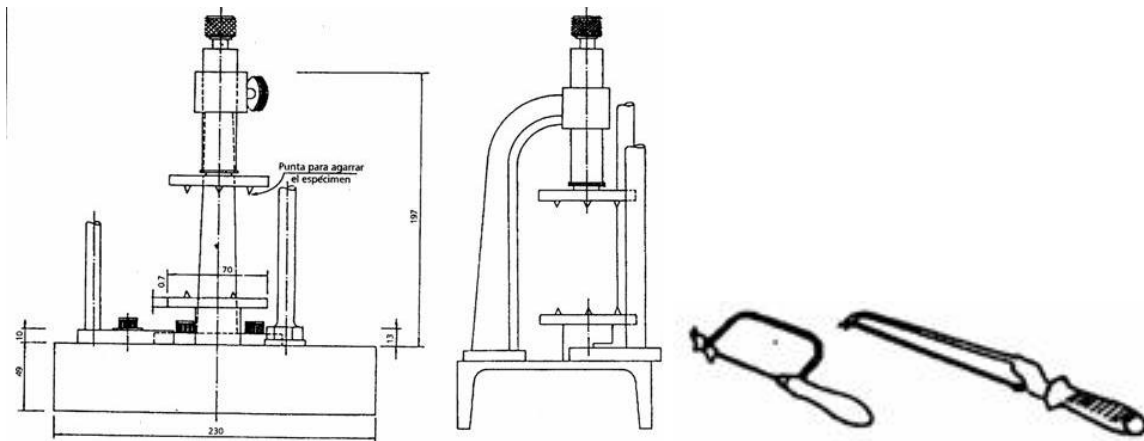
Por otro lado, las pruebas de laboratorio normalmente son más costosas y demoran un tiempo que influye en la toma de decisiones.

### 1.3.2.1 Compresión inconfiada.

La prueba de compresión inconfiada o compresión simple, es una caso especial en una prueba triaxial, en la que sus esfuerzos principales  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  son nulos, por lo que solo se tiene el esfuerzo  $\sigma_1$  actuando normalmente sobre una muestra cilíndrica hasta llegar a su máxima resistencia por unidad de área. La prueba determina el esfuerzo a la compresión en términos de esfuerzos totales, aplicable solo para suelos cohesivos (ASTM, 2012c).

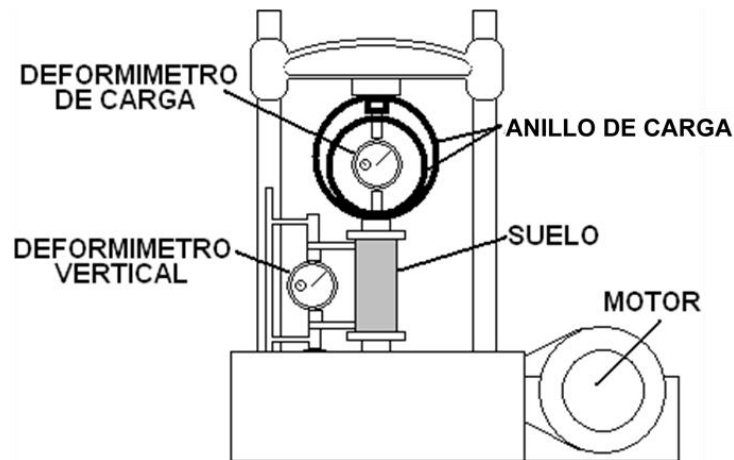
La prueba para muestras inalteradas, requiere de un tallador de muestras (Figura 25) para preparar la muestra con las dimensiones adecuadas según la norma (ASTM, 2012c; INVIAS, 1998b), una máquina de compresión inconfiada con sus respectivos accesorios (Figura 26).

Figura 25. Torno tallador de muestras, con sierras de alambre.



Fuente: (INVIAS, 1998b).

Figura 26. Equipo de compresión inconfiada.



El esfuerzo de compresión ( $\sigma_c$ ) para cada punto de lectura se determina con la siguiente ecuación:

$$\sigma_c = \frac{P_{ci}}{A_m} \quad (13)$$

Donde:

P: Carga normal aplicada por el equipo.

$A_m$ : Área de la sección de la muestra. (Área corregida por la deformación que sufre la muestra;  $A_m = A_0 / (1 - \varepsilon)$  siendo  $A_0$  el área inicial).

La deformación unitaria ( $\varepsilon$ ) tiene la siguiente ecuación:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0} \quad (14)$$

Donde:

$\Delta L$ : Cambio de longitud de la muestra entre la longitud inicial y final según indica el deformímetro vertical.

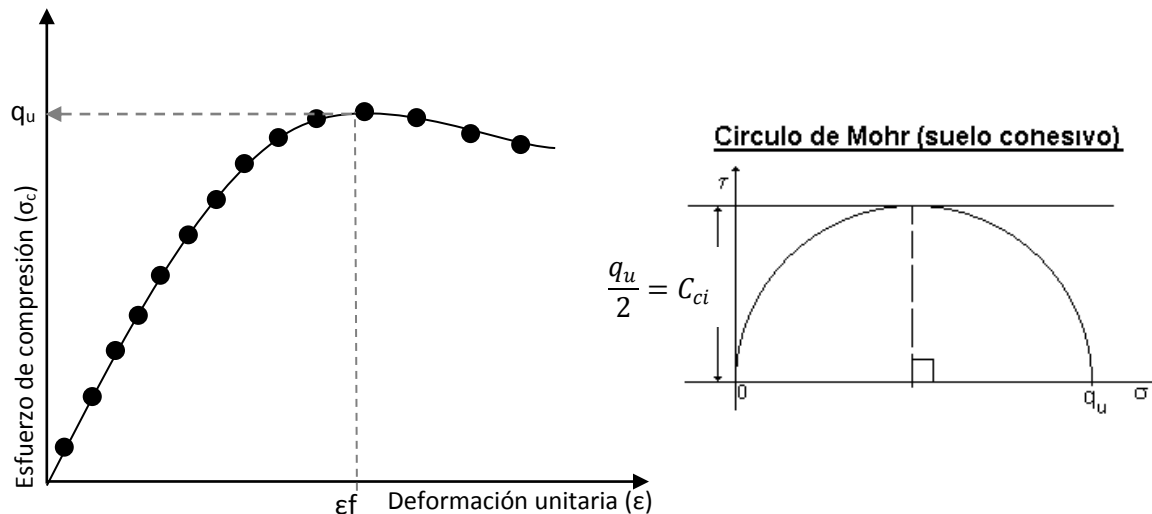
$L_0$ : Longitud inicial de la muestra.

Luego de cargar la muestra a una velocidad constante de deformación de entre ½% y 2 % por minuto, se toman los datos según indica la norma, hasta llegar a un punto donde comienza a decrecer la carga normal aplicada por llegar a la falla. Se traza un gráfico de carga ( $\sigma$ ) vs deformación ( $\varepsilon$ ) para encontrar el pico de resistencia que se llama esfuerzo a la compresión inconfiada ( $q_u$ ), con una deformación máxima antes de la falla llamada deformación de falla ( $\varepsilon_f$ ). Asumiendo un suelo cohesivo se puede hacer una aproximación de una cohesión

( $C_{ci}$ ; subíndice indica que es una cohesión calculada con compresión inconfiada) que algunos autores toman como la resistencia al corte no drenada ( $S_u$ ), usando la ecuación 15 resultante de construir un círculo de Mohr con los datos  $\sigma_1=q_u$  y  $\sigma_3=0$  (ASTM, 2012c; Bowles, 1981) (Figura 27).

$$C_{ci} = \frac{q_u}{2} \quad (15)$$

Figura 27. Esquema Curva de esfuerzo vs deformación, con construcción de círculo de Mohr para un suelo cohesivo.



La compresión inconfiada también se emplea para calificar la consistencia del suelo de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla 3. Clasificación de suelos según su resistencia a la compresión inconfiada.

Consistencia del suelo	Resistencia a la compresión inconfiada (kPa)
Muy blanda	< 25
Blanda	25 – 50
Mediana	50 – 100
Firme	100 – 200
Muy firme	200 – 400
Dura	> 400

Fuente: (INVIAS, 1998b)

### † Factores que afectan la medición.

- ✓ *Velocidad de aplicación de la carga:* la falla debe ocurrir antes de los 10 minutos, pero si se realiza muy rápido puede cometerse el error en las lecturas del deformímetro y la carga.

- ✓ *Pérdida de humedad durante la talla de la muestra:* se sabe que la resistencia de los suelos está influenciada por la humedad, por lo que al finalizar el ensayo se toma la humedad y se compara con la humedad inicial.
- ✓ *Presencia de objetos atípicos:* raíces, rocas que sobrepasen ciertas dimensiones según la norma.
- ✓ *Humedad de la muestra:* una muestra muy seca es difícil de tallar y se puede perder la muestra, o en caso de tener humedades cercanas a 90% es casi imposible tallarlas y/o fallarlas.

### 1.3.3 Relaciones entre parámetros de resistencia.

Aunque los parámetros de resistencia anteriores se han obtenido de metodologías muy diferentes, algunos de estos guardan ciertas relaciones, sin embargo estas relaciones tienen limitaciones en cuanto a contenidos de humedad, textura y otras propiedades físicas. La dispersión de las correlaciones para suelos cohesivos son mucho mayores que en suelos friccionantes (Muelas Rodriguez, 2010).

#### 1.3.3.1 Penetrómetro de bolsillo.

Como se mencionó en el numeral 1.3.1.2, la resistencia a la penetración con el penetrómetro de bolsillo (RPb) se utiliza para aproximar un valor de la resistencia a la compresión confinada, basada en una regresión de resistencia a la penetración y compresión confinada (Delegard et al., 2011; QCQA.com, n.d.; USDA, 1993), con el condicionante de que las humedades son muy altas e incluso saturadas, como es el caso de Delegard et al., (2011), donde se consiguen las correlaciones con lodos.

También es correlacionado con la resistencia al corte no drenado ( $S_u$ ), con el condicionante de suelos cohesivos (Vanapalli & Taek Oh, 2012), prácticamente arcillosos.

El tipo de correlación es directa:

$$RPb \propto \begin{cases} k \cdot S_u \\ k' \cdot q_u \end{cases}$$

Donde  $k$ ,  $k'$  son constantes para cada caso en particular.

Delegard et al., (2011) encontró una correlación de tipo lineal entre (RPb) y ( $q_u$ ), con el agravante de que eran suelos saturados, homogéneos y con limitaciones en rangos de esfuerzos.

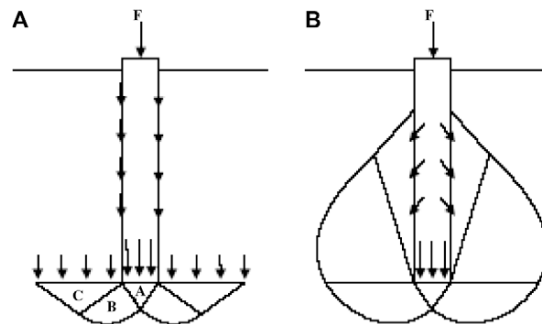
### 1.3.3.2 Penetrómetro de cono y veleta.

Quizás el más utilizado en suelos agrícolas; ya que se han realizado innumerables estudios buscando algún tipo de correlación entre ellos y con otros parámetros mecánicos.

Se buscan estas correlaciones ya que se asume que en el penetrómetro de cono actúan fuerzas no solo de compresión sino también fuerzas de corte, fallas plásticas, cohesión y algo de adhesión entre otros, causando fluctuaciones en el suelo no determinadas con claridad (Foster Jr, Johnson, Chiroux, & Way, 2005; Garciano, Upadhyaya, & Jones, 2007; Huang, Sheng, Sloan, & Yu, 2004; M Z Tekeste, Raper, Tollner, & Way, 2007). Este comportamiento se puede analizar, asumiendo un comportamiento similar a una fundación en pila (Terzaghi y Meyerhof 1951 mencionados por (M Z Tekeste, Tollner, Raper, Way, & Johnson, 2009)) (Figura 28). La resistencia a la penetración ha mostrado muy buenas correlaciones pero en suelos saturados (Abedin & Hettiaratchi, 2002) o humedades muy altas. Correlaciones que no sirven de mucho cuando de trabajo con maquinaria agrícola se trata; son condiciones en las que no se aconseja utilizar maquinaria.

La prueba de veleta en cambio es muy dada a tener solo esfuerzos de corte. Bajo estas premisas no se puede analizar la correlación entre la resistencia a penetración de cono ( $RPC$ ) y un solo parámetro mecánico, por lo que resultan estudios que incluyen parámetros o propiedades físicas y de consistencia, incluida la resistencia al corte obtenida por la veleta ( $Suv$ ).

Figura 28. Fuerzas y fallas resultantes en un penetrómetro de cono.



Fuente: (M Z Tekeste et al., 2009).

En la Figura 28, la descripción (A) es propuesta por Terzaghi (1943) y la descripción (B) es propuesta por Meyerhof (1951), adaptada de Terzaghi (1943)

Respecto a la resistencia al corte no drenada obtenida con veleta se encuentra una relación en función de la profundidad (Bachmann, Contreras, Hartge, & Macdonald, 2006):

$$RPC \propto \{ k \cdot (Su = f(Z))$$

Donde k es una constante, (RPC) y (Su) están en función de la profundidad.

Una correlación especial con base en una propuesta de Terzaghi se ha trabajado por muchos científicos, la cual introduce el parámetro de esfuerzo de preconsolidación ( $p_c$ ) junto con la resistencia a la penetración para estimar la resistencia al corte (Chen, 2001; Hisham & Stark, 1998; Mayne, 2006; Varathungarajan, Garfield, & Stephen, 2009) considerando algunas correcciones al valor de (Suv) en función al índice de plasticidad (IP):

$$Suv = \frac{RPC - p_c}{N_{kt}} \quad (16)$$

Donde  $N_{kt}$ : Es constante.

La siguiente ecuación en particular tiene algunas variantes. Expresada la (RPC) como variable dependiente y el esfuerzo de preconsolidación por el peso unitario del suelo ( $\gamma$ ) multiplicado por la profundidad (Z) (Gebreselassie & Kempfert, 2003), se obtiene la ecuación (17):

$$RPC = N_{kt} \cdot Suv + \gamma \cdot Z \quad (17)$$

También se encuentran regresiones típicas como; lineal, cuadrática, exponencial, potencia, encontrando algunas relaciones entre (Su) y (RPC), unas más fuertes que otras (Manuwa & Olaiya, 2012). Según Porsinsky, Sraka, & Stankic, (2006) la resistencia al corte no drenada de veleta (Suv) es estimada relacionándola con el valor de la resistencia a la penetración (RPC) en suelos cohesivos, suaves a firmes (ecuación (18)).

$$Suv \propto \frac{RPC}{cte} \quad (18)$$

### 1.3.3.3 Compresión inconfiada.

Retomando el numeral 1.3.2.1, asumiendo un suelo cohesivo se puede afirmar que la resistencia al corte no drenada (Su) del suelo es la mitad del esfuerzo a la compresión inconfiada ( $q_u$ ) (ASTM, 2012c) (Bowles, 1981) en suelos arcillosos (Kamei & Iwasaki, 1995), por lo que se tendrían las mismas relaciones que tendría la resistencia al corte de veleta (Suv).

En un caso de estudio acorde con el criterio de Mohr-Coulomb en un plano de corte de falla, se llega a una relación entre la cohesión y la resistencia a la penetración inconfiada, inclusive el ángulo de fricción interna (Koolen & Vaandrager, 1984), expresada en la siguiente ecuación:



$$q_u = C \cdot 2 \tan \left( 45^\circ + \frac{1}{2} \varphi \right) \quad (19)$$

Bajo unas condiciones; suelo no saturado y asumiendo un promedio de ángulo de fricción interno de  $35^\circ$ , se puede reducir la expresión a la siguiente:

$$C \approx 0.26 \cdot q_u \quad (20)$$

#### **1.3.3.4 Caja de torsión.**

Partiendo del principio de que el ensayo se basa en una prueba de corte sobre un plano, aplicando cargas normales; se tendría la esperanza de que los parámetros medidos Cohesión y ángulo de fricción interna ( $C_{ct}$  y  $\varphi_{ct}$ ) se comporten de igual manera que en otros ensayos.

### **1.4 RESISTENCIA DE SUELOS AGRÍCOLAS EN FUNCIÓN CON LAS PROPIEDADES ÍNDICE**

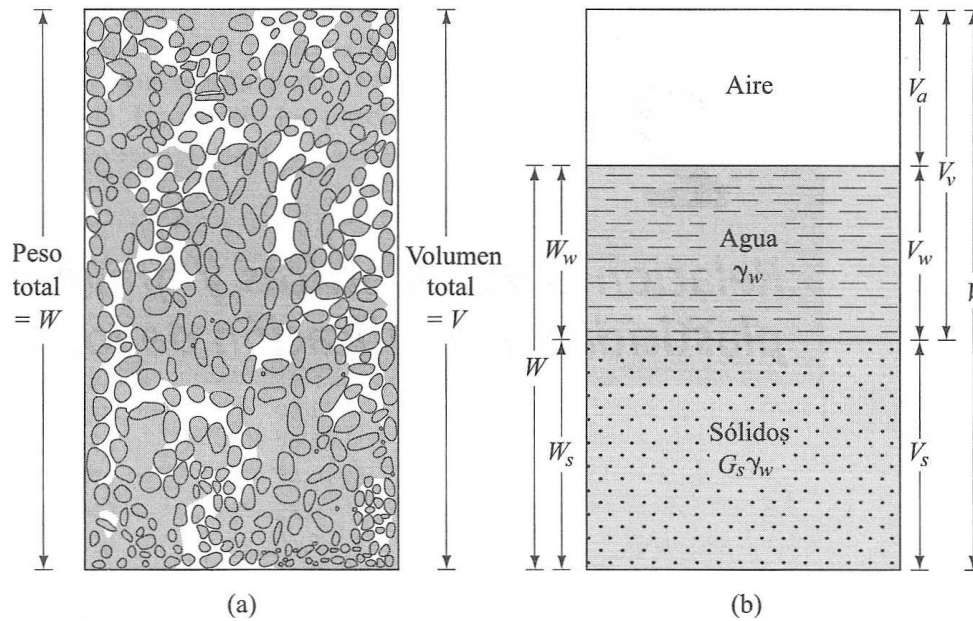
La resistencia del suelo no se puede explicar ni estudiar solo con base en sus propiedades mecánicas, ya que estas dependen en gran medida de propiedades físicas y de consistencia.

#### **1.4.1 Relaciones de fase.**

En un suelo no saturado se aprecian tres fases: Solida (compuesta por las partículas minerales), Líquida (compuesta por el agua libre principalmente) y la fase gaseosa (compuesta por el aire entre otros gases) (Duque Escobar & Escobar, 2002). Para estudiarlas se separan, estableciendo algunas relaciones tanto gravimétricas (en función del peso) y volumétricas (en función del volumen) (Figura 29). Solo las proporciones de cada una de las tres fases influyen en la cohesión y en el ángulo de fricción interna (Figura 30).

En la literatura se encuentran distintas nomenclaturas o nombres para estas relaciones, algunas se manejan en porcentaje, decimal, en pesos unitarios o densidades (Ashburner & Sims, 1984; Crespo Villalaz, 2007; Das, 2001; Duque Escobar & Escobar, 2002; Jaramillo J., 2002; Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2005; McFarland, 2001).

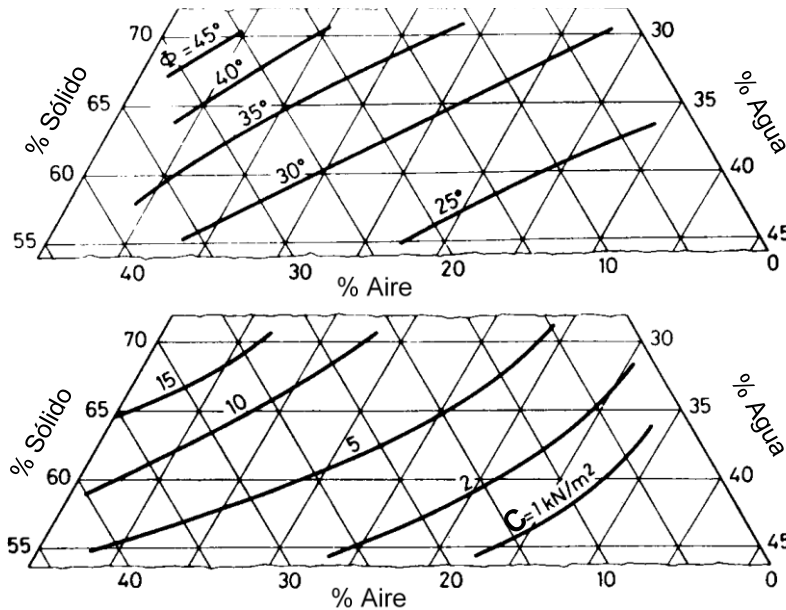
Figura 29. Fases del suelo.



Fuente: (Das, 2001).

En la parte (a) se muestran los elementos del suelo en estado natural y en la parte (b) se separa el suelo en sus tres fases.

Figura 30. Efectos de la porosidad y la humedad volumétrica en los valores de cohesión y ángulo de fricción interna en un suelo limoso.



Fuente: (Kezdi, 1979) nombrado por (Chancellor, 1994)).

### 1.4.1.1 Humedad natural (Hn).

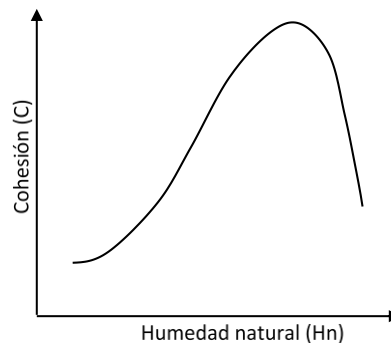
También llamada *contenido de agua o humedad*, con otras nomenclaturas  $w$ ,  $\theta_M$  (si es gravimétrica),  $\theta_v$  (si es volumétrica),  $\omega$ . Es la relación entre el peso de agua y el peso de sólidos, expresada en porcentaje.

$$Hn(\%) = \frac{\text{Peso del agua}}{\text{Peso de sólidos}} \cdot 100 = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100 \quad (21)$$

En suelos agrícolas puede estar entre 25% y 60%, mientras que con un alto contenido de materia orgánica puede exceder el 100% (Ashburner & Sims, 1984).

La humedad natural es quizás la propiedad más influyente en el comportamiento mecánico de los suelos y quizás tal vez la más estudiada. Su mayor influencia con la resistencia de suelos se debe al estado de esfuerzos, por que modifica la presión de poros y por consiguiente el esfuerzo efectivo. Por otro lado, tiene grandes efectos sobre la cohesión; si bien se tienen dos tipos de cohesión (superficial y molecular), la cohesión superficial influye más en los rangos de humedad de trabajo agrícola, con un suelo arcilloso forma fuertes uniones entre las partículas de arcilla e incluso entre arenas y limos, produciendo agregados y/o fuertes terrones. Con humedades muy bajas la cohesión es baja, la cual aumenta gradualmente con la humedad hasta llegar a un punto máximo donde comienza a decrecer (Figura 31) (Ashburner & Sims, 1984).

Figura 31. Efecto del contenido de humedad en la cohesión de un suelo arcilloso o fino.

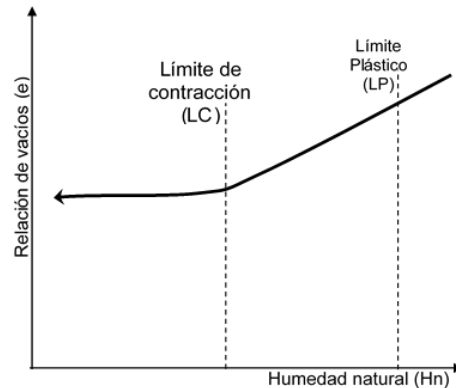


Fuente: (Ashburner & Sims, 1984)

Otro efecto indirecto de la humedad natural con la resistencia de suelos arcillosos o finos, pero muy importante, es el cambio de volumen reflejado en la relación de vacíos del suelo. Con una humedad alta pero comenzando a disminuir, disminuye el volumen total del suelo hasta llegar a una humedad donde ya no cambia su volumen (Límite de contracción ver la sección 1.4.3.3) (Figura 32). Implicando susceptibilidad en compactación, densidad del suelo y fricción entre las partículas

del suelo afectando la resistencia al corte y la resistencia a la penetración (Vaz, Bassoi, & Hopmans, 2001).

Figura 32. Reducción de la relación de vacíos al reducir la humedad natural en un suelo arcilloso o fino.



Fuente: modificación de (Ashburner & Sims, 1984; Sheng, Gens, Fredlund, & Sloan, 2008).

#### 1.4.1.2 Relación de vacíos (e).

Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos.

$$e = \frac{\text{Volumen de vacíos}}{\text{Volumen de sólidos}} = \frac{V_a + V_w}{V_s} = \frac{V_v}{V_s} \quad (22)$$

Se pueden encontrar valores en un rango de 0.25 a 15 para suelos civiles (Juarez Badillo & Rico Rodríguez, 2005). En suelos agrícolas varía entre 0.3 a 2.0, en la cual normalmente se habla más de porosidad (n) (Ashburner & Sims, 1984).

La relación de vacíos y la porosidad son funciones relacionadas, matemáticamente se puede obtener:

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (23)$$

Es más utilizada la porosidad en el medio de la agricultura por razones del desarrollo de la planta, pero en resistencia de suelos se suele estudiar más la relación de poros. La relación de vacíos es sugerida como una variable de estado crítico para suelos no saturados (Fredlund, 2006b; Wang et al., 2002). Como variable en evaluación de cambio de volumen, afecta la resistencia al corte. Se utiliza como base para modelos en suelos no saturados (Fredlund, 2006a; Gan, Fredlund, & Rahardjo, 1988; Sattler & Fredlund, 1990; Sheng et al., 2008).

También se tienen relaciones directas con los esfuerzos efectivos. Se puede trazar una serie de trayectorias de tensiones; en cuanto se aumentan los esfuerzos desviadores la relación de vacíos disminuye (Figura 33) (Fredlund, 2006b; Ho, Fredlund, & Rahardjo, 1992; Tomoyoshi Nishimura, Hirabayashi, Fredlund, & Gan, 1999; Tadeipalli & Fredlund, 1991).

En la construcción de una envolvente de falla para suelos agrícolas no saturados por medio de un ensayo triaxial, la relación de vacíos junto a la saturación mostraron una relación directa como respuesta a las cargas desviadoras (Wulfsohn, Adams, & Fredlund, 1998).

#### 1.4.1.3 Porosidad (n).

Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total de la muestra, expresada en forma decimal o en porcentaje. Otras nomenclaturas son:  $N$ ,  $\eta$ ,  $P$ ,  $p$ .

$$n(\%) = \frac{\text{Volumen de vacíos}}{\text{Volumen total}} \cdot 100 = \frac{V_a + V_w}{V_s + V_a + V_w} \cdot 100 = \frac{V_v}{V} \cdot 100 \quad (24)$$

Fluctúa en rangos entre 30% y 60% siendo mayor en suelos finos, para suelos agrícolas (Ashburner & Sims, 1984). En suelos civiles, oscila en un rango entre 20% y 95% (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2005).

Como se aprecia en la ecuación (23) donde se relaciona con la relación de vacíos, es evidente que tiene comportamientos similares en respuesta a la resistencia de suelos. Utilizada como medida de compactación puede dar una aproximación del aumento del esfuerzo al corte con una porosidad baja. En un estudio más profundo, dividiendo la porosidad en macroporosidad y microporosidad se evidencia una relación entre la macroporosidad y la resistencia a la penetración con penetrómetro de cono (Lozano Osorno & Castillo Herrán, 1999).

Posibles efectos también se pueden ver en cuanto a la distribución de los poros debido a la compactación del suelo, por otro lado esa misma distribución puede estar relacionada con el porcentaje de arcillas (Fiès & Bruand, 1998; Nimmo, Survey, & Park, 2004) influyendo directamente en la cohesión del suelo.

#### 1.4.1.4 Saturación (S).

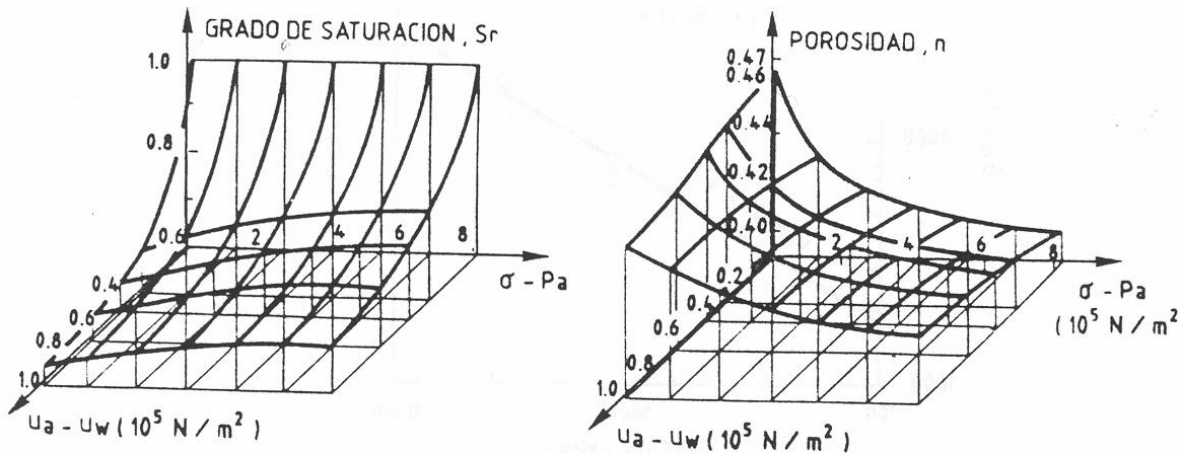
También llamada *grado de saturación*, en otras nomenclaturas se representa como:  $G$ ,  $G_w$ ,  $S$ ,  $S_r$ . Es la relación entre el volumen de agua que contiene el suelo y el volumen de vacíos, expresada en porcentaje.

$$S(\%) = \frac{\text{Volumen de agua}}{\text{Volumen de vacíos}} \cdot 100 = \frac{V_w}{V_a + V_w} \cdot 100 \quad (25)$$

Su valor va de cero en un suelo seco (imposible en un suelo natural) hasta 100% en un suelo totalmente saturado.

Las curvas características de retención de humedad se pueden trazar en función de la saturación, ya que el grado de saturación se relaciona con la presión de poros, que junto con la porosidad se pueden trazar diferentes trayectorias de tensiones en suelos no saturados (Figura 33) para probar la singularidad que tienen en el estado de esfuerzos (Barrera Bucio & Garnica Anguas, 2002; Fredlund & Morgenstern, 1976; Vogel, Genuchten, & Cislerova, 2001).

Figura 33. Superficies de estado para (n) y (S) (Matyas y Radakrishna, 1968).



Fuente:(Barrera Bucio & Garnica Anguas, 2002)

#### 1.4.1.5 Densidad en seco (Ds).

También conocida como *densidad aparente*, *densidad en masa*, *Peso unitario o de sólidos*, *peso específico seco*. En otras nomenclaturas se tienen:  $\gamma_d$ ,  $D_b$ ,  $D_a$ ,  $\rho$ ,  $\rho_d$ ,  $\rho_a$ . Es la relación entre el peso de los sólidos y el volumen total del suelo.

$$D_s \left( \frac{g}{cm^3} \right) = \frac{\text{Peso de sólidos}}{\text{Volumen total}} = \frac{W_s}{V} \quad (26)$$

El rango encontrado puede ser entre 1.1 (g/cm<sup>3</sup>) en suelos francos y arcillosos y 1.6 (g/cm<sup>3</sup>) en suelos arenosos (Ashburner & Sims, 1984).

Con una prueba triaxial se demostró que la cohesión (C) del suelo aumenta conforme aumenta la densidad seca (Ds) mientras que disminuye con el contenido de humedad natural (Hn) para un suelo franco arenoso (Mounem, Ramon, & Baerdemaeker, 2002). La ecuación a la que se llega, se mostrará en la sección (1.5)

Este parámetro es de los más utilizados por la facilidad de ejecución, además demuestra buenos resultados y junto con la humedad natural y otros índices se correlacionan con la resistencia a la penetración de cono (Agodzo & Adama, 2004; Hernanz, Peixoto, Cerisola, & Sanchez Girón, 2000; Lozano Osorno & Castillo Herrán, 1999).

Quizás la mayor utilidad es en el estudio de compactación principalmente por tráfico de maquinaria (Bashford, Jones, & Mielke, 1988; Lampurlanés & Cantero Martinez, 2003; Logsdon & Karlen, 2004), para lo cual no solo es un parámetro de evaluación de compactación sino que también es un indicativo del aumento de la resistencia del suelo, en resistencia a la penetración y en resistencia al corte (Gómez R., 2011; Håkansson & Lipiec, 2000; Landsberg, Miller, Anderson, & Tepp, 2003; Osunbitan, Oyedele, & Adekalu, 2005; Vaz et al., 2001; B. Zhang, Zhao, Horn, & Baumgartl, 2001).

Un valor alto de densidad seca (Ds) no siempre significa un estado de compactación del suelo, puesto que también se puede deber al contenido de material fino principalmente arcillas, que por estructura laminar se puede organizar de tal forma en el suelo que se genera una estructura más densa (Keller & Håkansson, 2010), reflejada en la cohesión principalmente.

#### 1.4.1.6 Densidad en húmedo (Dh).

También denominada, *peso específico de la masa del suelo, peso volumétrico húmedo, densidad total, peso unitario total*. En otras nomenclaturas se tiene:  $\gamma_h$ ,  $\gamma_m$ ,  $D_t$ ,  $\gamma$ ,  $\rho$ . Es la relación entre el peso total del suelo y el volumen total del suelo.

$$D_s \left( \frac{g}{cm^3} \right) = \frac{\text{Peso total}}{\text{Volumen total}} = \frac{W_s + W_w}{V} \quad (27)$$

Depende en gran medida a la humedad natural del suelo, siendo más variable por condiciones naturales, por lo que generalmente, en suelos agrícolas, se utiliza más la densidad en seco (Lal & Shukla, 2004). Sin embargo se utiliza como un parámetro influyente junto con un índice de cono en modelos de tracción (Upadhyaya (1984) nombrado por (Ehrhardt, Grisso, Kocher, Jasa, & Schinstock, 2001)).

#### 1.4.1.7 Gravedad específica de sólidos (Gs).

También llamada *peso específico de sólidos, densidad de sólidos, densidad real*. En otras nomenclaturas se encuentra como:  $S_s$ ,  $D_r$ ,  $\rho_s$ ,  $PD$ . Es la relación entre el peso unitario de sólidos y la densidad del agua.

$$G_s = \frac{\text{Peso unitario de sólidos}}{\text{Densidad del agua}} = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{W_s}{V_s \cdot \gamma_w} \quad (28)$$

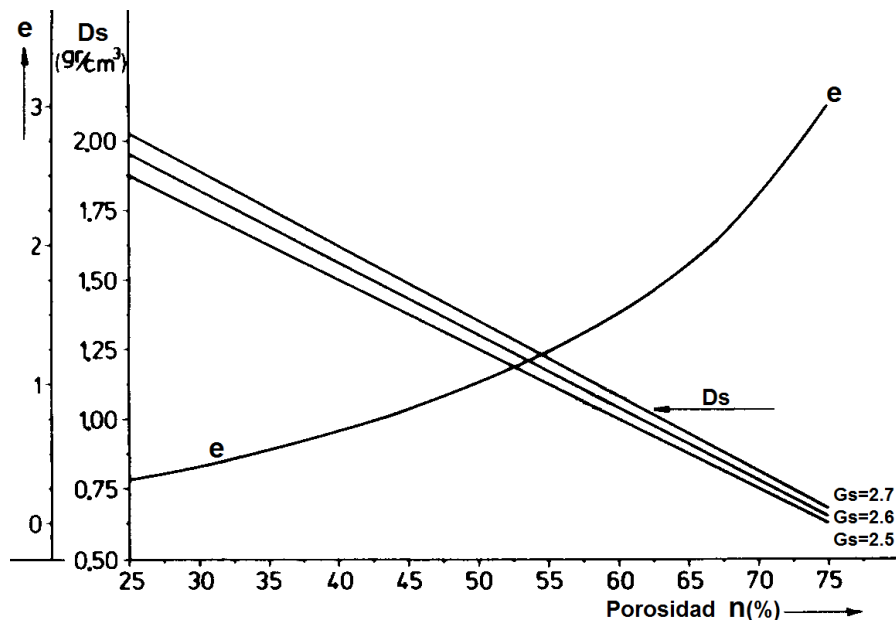
El rango puede estar entre 2.6 y 2.7 para suelos minerales. Si no se determina, este valor se puede trabajar con 2.65 en suelos agrícolas, pero este valor baja con un aumento de materia orgánica (Ashburner & Sims, 1984; Jaramillo J., 2002; McFarland, 2001; Zimbone, Vickers, Morgan, & Vella, 1996).

La gravedad específica de los suelos está relacionada con la mineralogía del suelo, principalmente de la parte fina, como también del contenido de materia orgánica, por lo que indirectamente relaciona valores altos de cohesión (C) en valores de (Gs) bajos (Mosaddeghi, Morshedizad, Mahboubi, Dexter, & Schulin, 2009).

Un valor alto de (Gs) aumenta, desde luego, la densidad seca del suelo (Ds), lo cual a su vez afecta la resistencia a la penetración y resistencia al corte (Keller & Håkansson, 2010). Una correlación entre Ds, e y Gs está dada por (Richard, Cousin, Sillon, Bruand, & Guérif, 2001), igualmente reemplazando la relación de vacíos con la porosidad (ecuación (29)) (Chancellor, 1994) con las implicaciones explicadas en la resistencia del suelo (Figura 34).

$$e = \frac{G_s}{D_s} - 1 \quad \therefore \quad n = 1 - \frac{D_s}{G_s} \quad (29)$$

Figura 34. Relación entre densidad seca (Ds), relación de vacíos (e) y porosidad dependiendo de la gravedad específica (Gs).



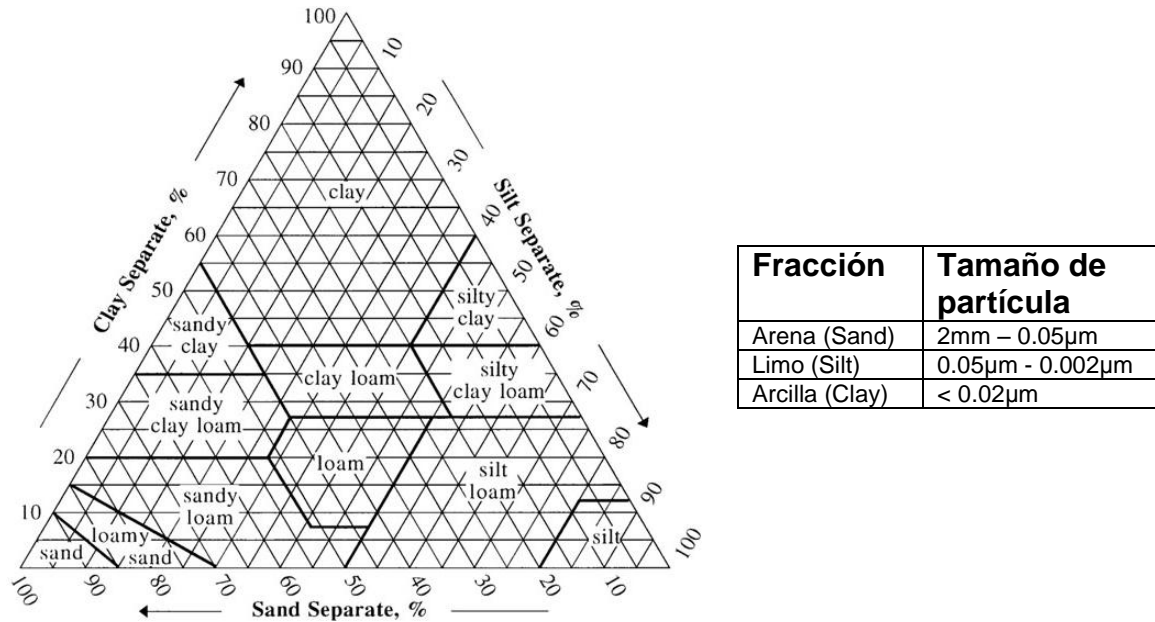
Fuente: (Koolen and Kuipers, 1984 nombrado por (Chancellor, 1994)).



### 1.4.2 Granulometría.

La granulometría también llamada gradación o textura, es el análisis estadístico de los tamaños de las partículas que se encuentran en el suelo (Patiño Hoyos, 2012). Para un suelo grueso, se realiza la separación por medio de tamices, pero en caso de suelos finos que pasan el tamiz N°200 (75  $\mu\text{m}$ ) el método más usado es el de hidrómetro, basado en la ley de Stokes, que relaciona la velocidad de caída de una esfera cayendo libremente a través de un fluido, con el diámetro de la esfera (INVIAS, 1998a; Medina Gonzalez, García Coronado, & Núñez Acosta, 2007; Pansu & Gautheyrou, 2007). Resulta una curva granulométrica de donde se interpola el tamaño de la partícula y se determina el porcentaje de la fracción de suelo deseada. La clasificación que se utiliza en suelos agrícolas está dada por la USDA y calificada según el triángulo textural (Figura 35).

Figura 35. Triángulo textural.



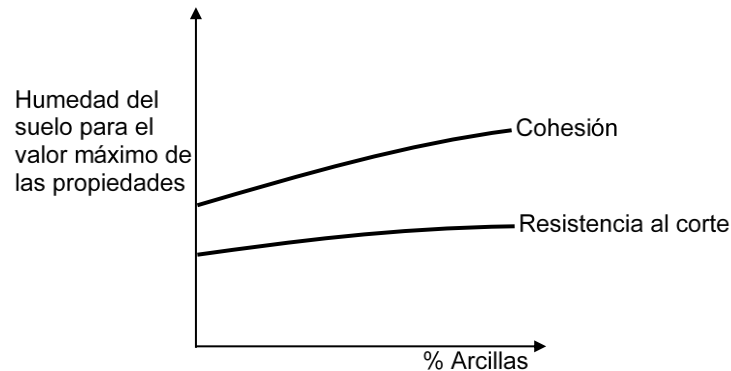
Fuente: (USDA, 1993) <http://www.nrcs.usda.gov/>

La textura del suelo influye notablemente en la resistencia del suelo, por las características de cada tipo de partícula; la fracción de arena y parte de limo vuelve el suelo friccionante y por otro lado la fracción de arcilla lo vuelve cohesivo (Ashburner & Sims, 1984; Lambe & Whitman, 1991; Lefebvre, Ladd, & Pare, 1988).

Su textura también influye en su comportamiento de deformación y tener un comportamiento plástico (Stróżyk & Tankiewicz, 2013; Wang et al., 2002).

La fracción de arcillas, por su tamaño y forma, tiene una singular manera de acomodarse en la estructura del suelo, lo cual influye en la relación de vacíos, modificando susceptiblemente el estado de esfuerzos con los cambios de humedad (Figura 36) (Henderson, Crum, Wolff, & Rogers III, 2005; Mehari Z Tekeste, Raper, Tollner, & Way, 2005).

Figura 36. Comportamiento de la cohesión y la resistencia al corte en función del porcentaje de arcillas.



Fuente: (Ashburner & Sims, 1984).

### 1.4.3 Plasticidad de los suelos.

La plasticidad es una propiedad característica de los suelos cohesivos o finos y es la capacidad que tiene de deformarse, hasta cierto límite. La plasticidad se tenía en un concepto netamente descriptivo, pero se reconoció que existe una relación específica entre la plasticidad y propiedades fisicoquímicas que influyen en la resistencia de los suelos (Crespo Villalaz, 2007; Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2005).

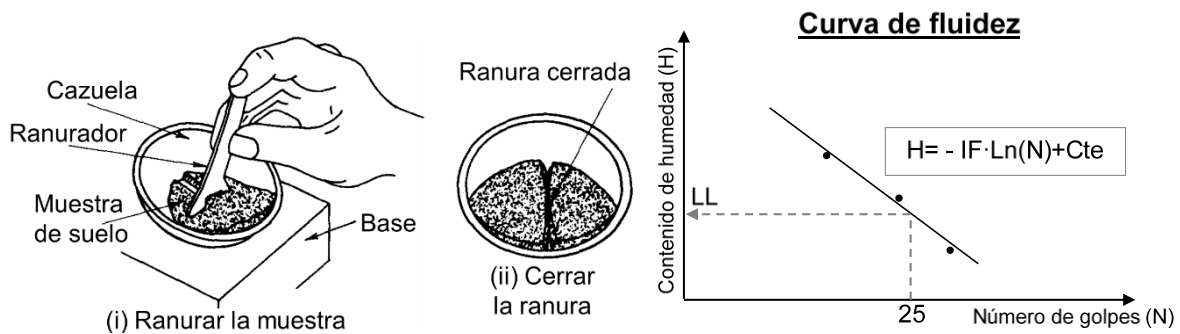
#### 1.4.3.1 Límite líquido (LL).

Es la condición del suelo que presenta una resistencia al corte sin drenaje de 2kPa (25 g/cm<sup>2</sup>) según Atterberg. Este límite divide el estado líquido y el estado plástico del suelo. La cohesión en este punto de humedad es prácticamente nula (Crespo Villalaz, 2007; INVIAS, 1998d; Patiño Hoyos, 2012).

El procedimiento más usado se basa en el aparato de Casagrande en el que se coloca una muestra de suelo que pase el tamiz N°40 (0.425 mm) y se hace cerrar una grieta practicada en la muestra, dentro de la cazuela, mínimo 13 mm longitudinalmente, al darle 25 golpes generados en la capsula de bronce. Repitiéndolo 3 veces, se procura que el número de golpes a la que cierre sean en la primera 15-25, segunda 20-30 y tercera 25-35, luego de tomar las tres

humedades se traza la curva de fluidez donde se interpola en 25 golpes y este será el valor del límite líquido (Figura 37). Es necesario seguir algún tipo de norma y ser muy precisos en la ejecución (ASTM, 2012d; Bowles, 1981; Duque Escobar & Escobar, 2002; INVIAS, 1998d).

Figura 37. Obtención del límite líquido.



Fuente: (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2005; Schofield & Wroth, 1968).

El límite líquido por sí solo no se relaciona muy bien con las propiedades de resistencia, más adelante se observarán algunos índices que si tienen relaciones más fuertes con la resistencia del suelo. Sin embargo sí se relaciona con otros parámetros como el contenido de arcillas, que hace un suelo cohesivo, así como también la densidad seca ( $D_s$ ) (Czarnes, Dexter, & Bartoli, 1999; Dolinar, 2011).

### 1.4.3.2 Limite Plástico (LP).

El límite plástico se define como el contenido de humedad del suelo en el que pasa de un estado semisólido a un estado plástico, dividiendo estos dos estados, en suelos cohesivos (Crespo Villalaz, 2007).

El procedimiento consiste en determinar la humedad más baja con la que puede formarse cilindros de suelo de 3 mm (condición agregada por Terzaghi), rodando dicho suelo entre la palma de la mano y una superficie lisa, sin que se agrieten (Duque Escobar & Escobar, 2002; INVIAS, 1998g; Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2005).

El límite plástico está relacionado con el contenido de arcillas, pero también con el contenido de materia orgánica, el cual aumenta su valor sin aumentar el límite líquido (Crespo Villalaz, 2007).

Aunque por sí solo no existe una correlación con la cohesión, el límite plástico es importante como indicador en labores de labranza para la decisión de trabajar el suelo y conseguir mejor disgregación en humedades cercanas a este límite, donde la cohesión molecular y superficial se encuentran en tal punto que se obtiene la

mayor disgregación de partículas (Figura 38) (Cadena-zapata, Hoogmoed, & Perdok, 2002; Cornelis et al., 2006; De la Rosa, Mayol Rodríguez, & Díaz-Pereira, 2003; Dexter & Bird, 2001; Watts, Dexter, Dumitru, & Arvidsson, 1996).

Resultado de la relación que hay con el contenido de arcillas, existe una relación con la expansibilidad de los suelos (Chege K & Van Der Meer, 2004), lo que afecta la relación de vacíos, porosidad, densidad seca y densidad húmeda. Y por lo tanto, indirectamente, el estado de esfuerzos.

#### 1.4.3.3 Límite de contracción (LC).

El límite de contracción tiene diferentes definiciones. Es el máximo contenido de humedad por debajo del cual cualquier pérdida de agua por evaporación no se presenta ninguna disminución de volumen en el suelo. Representa la cantidad de agua necesaria para llenar los poros o vacíos de un suelo cohesivo, cuando se halle en su relación de vacíos más baja. Define el límite entre un estado sólido a un estado semisólido del suelo (ASTM, 2012a; Bowles, 1981; Crespo Villalaz, 2007; Duque Escobar & Escobar, 2002; INVIAS, 1998c).

El procedimiento es un poco tedioso, consiste en tomar una fracción de suelo con un contenido de humedad un poco superior al límite líquido, verificando en el aparato de Casagrande un cierre menor que 25 golpes (en suelos plásticos puede exceder en un 10% el límite líquido), se coloca en una capsula circular estandarizada, sacando todas las burbujas de aire golpeándola en la base firmemente y llenándola nuevamente hasta que quede a ras. Se deja secar al aire libre y comienza a contraerse para finalmente secarla en estufa (Bowles, 1981; Duque Escobar & Escobar, 2002; INVIAS, 1998c). La ecuación utilizada es la siguiente:

$$LC(\%) = \omega - 100 \frac{(V-V_0) \cdot \gamma_w}{W_0} \quad (30)$$

Donde:

$\omega$ : Contenido de agua (%).

V: Volumen de la muestra del suelo húmedo (cm<sup>3</sup>).

V<sub>0</sub>: Volumen de la muestra secada al horno (cm<sup>3</sup>).

W<sub>0</sub>: Peso de la muestra seca (g).

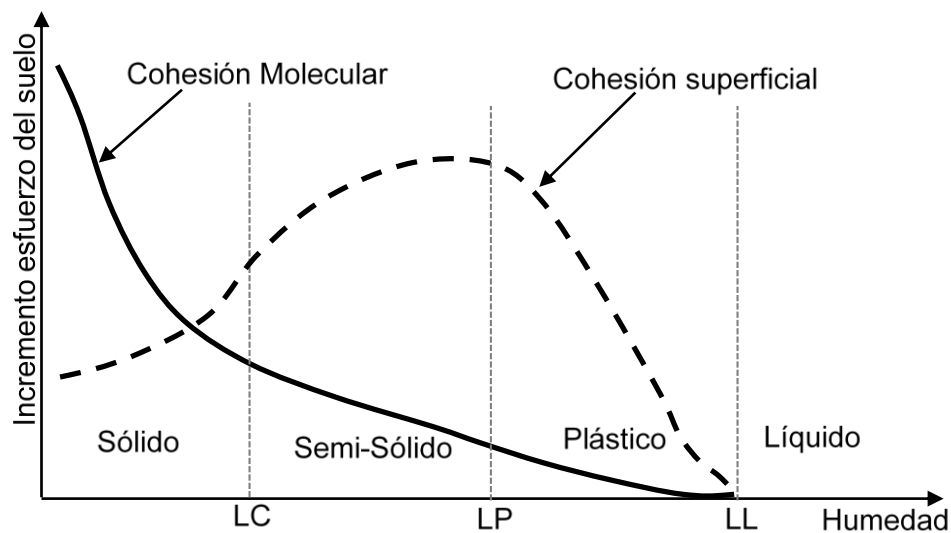
$\gamma_w$ : Peso unitario del agua (g/cm<sup>3</sup>).

La parte delicada del ensayo es calcular V<sub>0</sub>, el cual se determina con mercurio (INVIAS, 1998c). o también se puede realizar con cera (ASTM, 2012a).

El contenido y tipo de arcillas tiene influencia en el límite de contracción, aunque el límite de contracción no se relaciona directamente con la resistencia del suelo, pero si se estudia la forma de determinar este punto a partir de curvas y relaciones en función de que llegan al mínimo valor de relación de vacíos, coincidiendo con el límite de contracción (Cornelis et al., 2006; Groenevelt & Grant, 2002).

Aun cuando no hay una relación con un punto de humedad como los límites de Atterberg, la resistencia de los suelos si cambia su comportamiento en estos límites de humedad (Figura 38).

Figura 38. Límites de consistencia y comportamiento de la cohesión según el contenido de humedad.



Fuente: (Ashburner & Sims, 1984; Hoogmoed, Cadena-zapata, & Perdok, 2003)

#### 1.4.3.4 Índices derivados de los límites de consistencia.

Los límites de consistencia por sí solos dan una descripción del estado del suelo, sin embargo combinando estos límites se puede obtener índices que pueden correlacionarse mejor con la resistencia de los suelos.

##### $f$ Índice de plasticidad (IP).

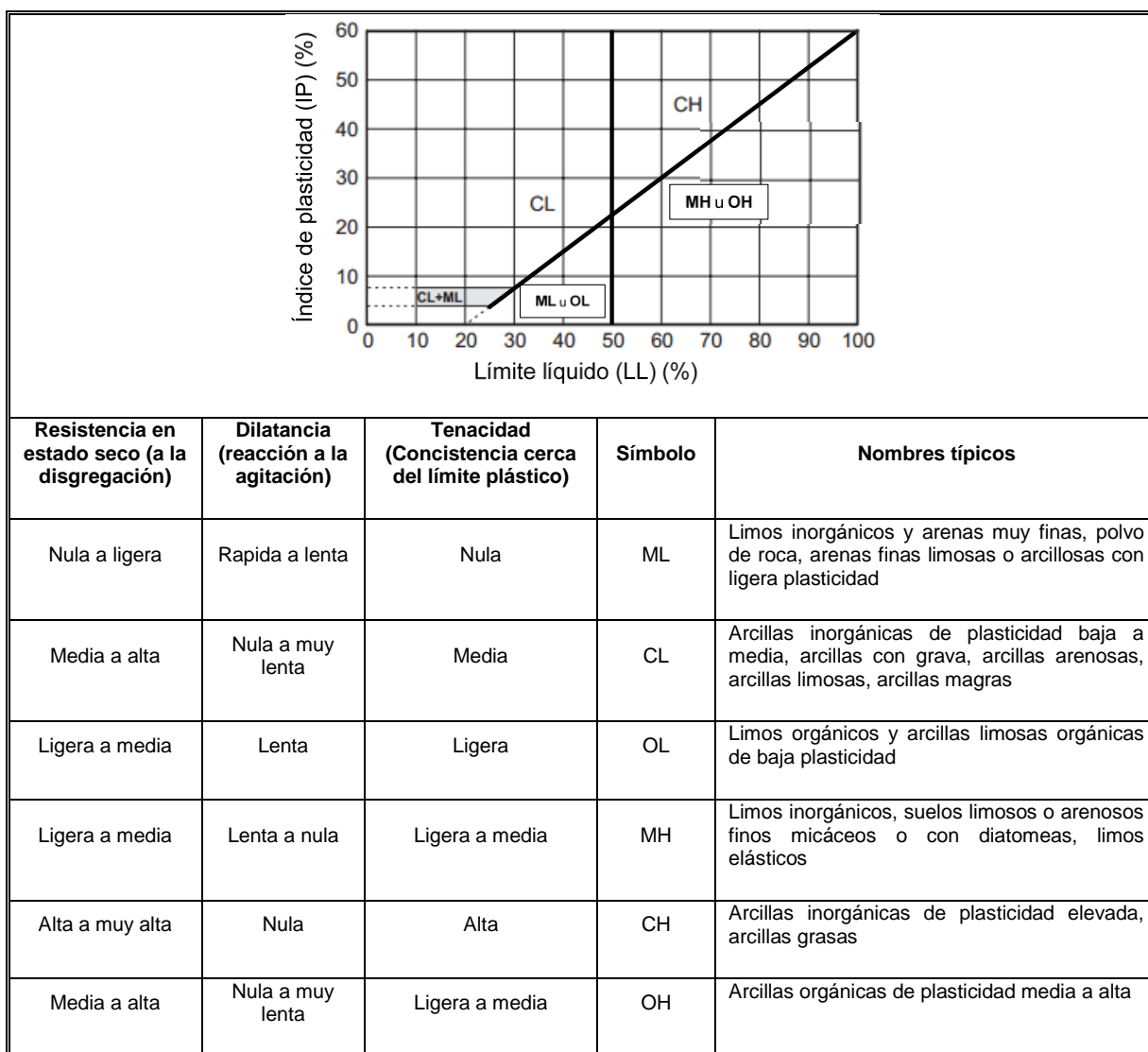
Es el margen de humedades dentro del cual el suelo se encuentra en estado plástico. Se calcula como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico (Crespo Villalaz, 2007; INVIAS, 1998g):

$$IP(\%) = LL - LP \quad (31)$$

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 (Crespo Villalaz, 2007).

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 (Figura 39).

Figura 39. Carta de plasticidad e interpretación.



Fuente: (Lambe & Whitman, 1991).

La variación de las características de plasticidad puede cambiar el comportamiento mecánico de los suelos, ver (Tabla 4).

Tabla 4. Variación de algunas propiedades del suelo, derivadas de la carta de plasticidad

<b>Característica</b>	<b>LL = constante IP = Creciente</b>	<b>IP = constante LL = Creciente</b>
Compresibilidad	Practicamente la misma	Crece
Razón de variación volumétrica*	Decrece	-----
Tenacidad	crece	Decrece
Resistencia en estado seco	Crece	Decrece

Fuente: (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2005).

\*Razon de variación volumétrica; es la rapidez con que el suelo cambia su volumen cuando varían las condiciones de esfuerzo a que estan sometidos.

El valor del índice de plasticidad, puede calificar el suelo en un estado de plasticidad (Tabla 5).

Tabla 5. Calificación del estado de plasticidad del suelo según Burmister.

<b>IP (%)</b>	<b>Grado de plasticidad</b>
0	No presenta
1 – 5	Ligera
5 – 10	Baja
10 – 20	Media
20 – 40	Alta
> 40	Muy alta

Fuente: (Jaramillo J., 2002)

### **† Índice de fluidez (IF).**

También llamado índice de fluencia o de flujo. Es la pendiente de la curva de fluidez (Figura 37), igual a la variación de contenido de agua correspondiente a un ciclo de escala logarítmica. Los suelos con curvas de fluidez planas poseen una mayor resistencia al corte que aquellos que tienen curvas más pendientes (Crespo Villalaz, 2007; Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2005).

### **† Índice de tenacidad (IT).**

Es la medida de la susceptibilidad de cambio de la consistencia del suelo debido al cambio en el contenido de humedad. Está definido como la relación entre el índice de plasticidad (IP) y el índice de fluidez (IF):

$$IT = \frac{IP}{IF} \quad (32)$$

Normalmente se encuentra en un rango entre 1 y 3, rara vez alcanza valores de 5 o menores de 1 (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2005; Patiño Hoyos, 2012).

### ƒ Índice de retracción (IR).

También llamado *índice de contracción (IC)*, es similar al índice de plasticidad, pero define la amplitud del rango de humedades en que el suelo se encuentra en estado semisólido. Se calcula con la diferencia entre el límite plástico (LP) y el límite de contracción (LC) (Duque Escobar & Escobar, 2002).

$$IR = LP - LC \quad (33)$$

### ƒ Actividad de arcillas (Aa).

Propuesto por A. W. Kempton, se aplica para suelos plásticos con propensión a tener cambios en su volumen en presencia de diferentes contenidos de humedad. Calculada como la relación entre el índice de plasticidad (IP) y el porcentaje de partículas menores a 0.002 mm, que viene siendo el porcentaje de arcillas (%Arcillas) (Bowles, 1981; Crespo Villalaz, 2007; Lambe & Whitman, 1991).

$$A_a = \frac{IP}{\%Arcillas} \quad (34)$$

Este valor permanece casi constante para suelos que provengan de estratos del mismo origen geológico. Si crece la actividad de arcillas ( $A_a$ ), crece la Cohesión. Este valor puede calificarse comparándola con un tipo de arcilla (Tabla 6) (Crespo Villalaz, 2007).

Tabla 6. Categorías de la actividad de arcillas.

Aa	Potencial expansivo
< 0.5	Arcilla relativamente inactiva, tipo caolinítico.
0.5 -1	Arcilla con actividad normal, tipo ilítico.
> 1	Arcilla progresivamente más activa, tipo montmorillonítico.

Fuente: (Crespo Villalaz, 2007)

### ƒ Índice de consistencia (IC).

También llamada *consistencia relativa (CR)*, es una medida relativa a la condición de humedad natural ( $H_n$ ), relacionándola con el esfuerzo al corte de los suelos. Puede darse en forma porcentual o decimal.

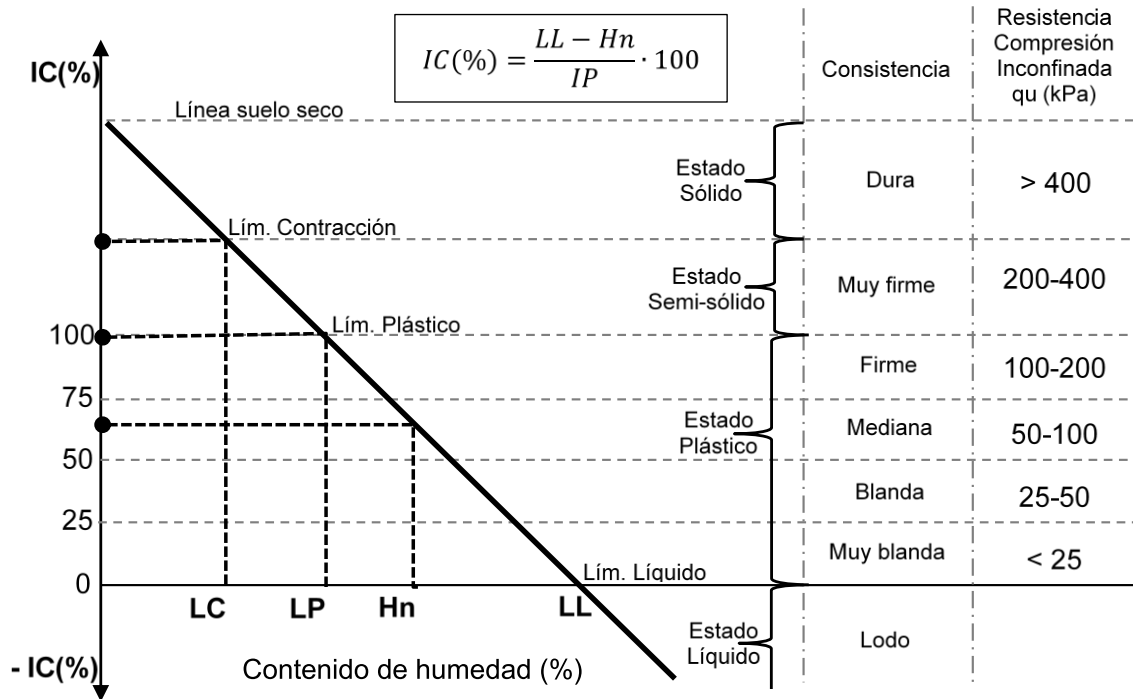
$$IC(\%) = \frac{LL - H_n}{IP} \cdot 100 \quad (35)$$

Puede tener valores negativos (cuando el suelo se encuentra con humedad natural superior al límite líquido) y superiores a 100% (cuando la humedad natural está por debajo del límite plástico).



El esfuerzo al corte de los suelos aumenta a medida que el índice de consistencia varía de 0 a 100% (Figura 40).

Figura 40. Relaciones entre los límites de consistencia, Índice de consistencia y una clasificación de consistencia en la resistencia a la compresión inconfiada.



Fuente: (Chancellor, 1994).

### Índice de liquidez (IL).

Este índice es complementario al índice de consistencia, en suelos plásticos, podría dar un indicativo de la historia de los esfuerzos a que ha sido sometido el suelo. Si este valor se acerca a 0 se considera que el suelo está preconsolidado, pero si se acerca a 100% se considera como normalmente consolidado (Crespo Villalaz, 2007; Raper & Kirby, 2006).

$$IL(\%) = \frac{Hn - LP}{IP} \cdot 100 \quad (36)$$

Matemáticamente se puede demostrar que el índice de consistencia (IC) y el índice de liquidez (IL) son colineales, están relacionados con la siguiente expresión:

$$IC(\%) = 100 - IL(\%) \quad (37)$$

El valor del índice de liquidez, puede calificar cualitativamente la consistencia del suelo (Tabla 7).

Tabla 7. Interpretación del índice de liquidez.

Índice de liquidez	Consistencia
< 0	Muy colapsable
> 50%	No es colapsable
>100%	Es expansivo.

Fuente: (Crespo Villalaz, 2007).

Es más utilizado el parámetro de índice de liquidez (IL) que el índice de consistencia (IC). Principalmente como un parámetro evaluador de esfuerzos de peconsolidación con mejores resultados para suelos arcillosos (Amin, Taha, Ahmed, & Kassim, 1997; Lefebvre et al., 1988; Raper & Kirby, 2006), sumado a que al valor de resistencia al corte se le realiza un ajuste con un factor de corrección de Bjerrum's, con base al índice de liquidez (Eden & Hamilton, 1958; Kayabali, Akturk, Fener, & Dikmen, 2015).

Se encuentra una correlación con la resistencia al corte no drenada en suelos arcillosos del siguiente tipo (ecuación 38) (Yılmaz, 2000), aunque generalmente es para arcillas remoldeadas, ya que en los límites de consistencia se calcula en suelos remoldeados (Schofield & Wroth, 1968; Terzaghi et al., 1996).

$$C_u = e^{(A-B \cdot IL)} \quad (38)$$

Donde:

$C_u$ : Resistencia al corte no drenada.

IL: Índice de liquidez.

A, B: Constantes de la ecuación.

### **$f$ Relación de contracción (Rc).**

Es la relación entre un cambio de volumen, expresado como porcentaje del volumen seco y el cambio correspondiente en su contenido de agua por encima del límite de contracción (ASTM, 2012a; INVIAS, 1998c).

Tomando de los valores del ensayo de límite de contracción se tiene la siguiente expresión:

$$Rc = \frac{W_0}{V_0 \cdot \gamma_w} \quad (38)$$

Donde:

$W_0$ : Peso de la muestra seca (g).

$V_0$ : Volumen de la muestra secada al horno ( $\text{cm}^3$ ).

$\gamma_w$ : Peso unitario del agua ( $\text{g}/\text{cm}^3$ ).

### $f$ **Cambio volumétrico (Cf).**

Es el cambio volumétrico del suelo seco, cuando se reduce el contenido de agua, desde un contenido de humedad hasta el límite de contracción. Para el contenido de humedad se toma la humedad natural ( $H_n$ ). Tomando datos anteriores se calcula el cambio volumétrico (Cf) (ASTM, 2012a; INVIAS, 1998c).

$$Cf = (H_n - LC)Rc \quad (39)$$

Donde:

LC: Límite de contracción.

Rc: Relación de contracción.

### $f$ **Contracción lineal (CL).**

Para un contenido de humedad inicial (generalmente ( $H_n$ )), es la disminución en una sola dimensión del suelo, expresada como un porcentaje de la dimensión original, cuando el contenido de humedad se reduce desde la humedad natural ( $H_n$ ) hasta el límite de contracción (ASTM, 2012a; INVIAS, 1998c).

Una forma de calcularla es a partir del cambio volumétrico (Cf).

$$CL = 100 \left( 1 - \sqrt[3]{\frac{100}{Cf + 100}} \right) \quad (40)$$

### $f$ **Esfuerzo cortante en el límite plástico ( $\tau_{LP}$ ).**

Partiendo del concepto de la curva de fluidez para el cálculo de límite líquido, se tomó el valor de resistencia al corte en ese punto de 2 kPa, haciendo un análisis análogo al valor de la resistencia al corte del suelo en el límite plástico (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2005), llegando a la siguiente expresión:

$$\tau_{LP} = e^{(IT - (-Ln(\tau_{LL})))} \quad (41)$$

Donde:

IT: Índice de tenacidad.

$\tau_{LL}$ : Resistencia al corte en el límite líquido.

## 1.5 FUNCIONES DE PEDOTRANSFERENCIA

Las funciones de pedotransferencia son expresiones o modelos que correlacionan entre sí propiedades físicas, hidráulicas, mecánicas entre otras. De este modo si se tiene una gran base de datos de ciertas propiedades, estas servirían para estimar otras propiedades que usualmente son difíciles de medir o no se tiene la suficiente base de datos para proyectarlas.

La mayoría de funciones de pedotransferencia son empíricas, basadas en ecuaciones de regresiones lineales, algunas con metodología en conceptos físicos y modelos de redes neuronales (Grunwald, Rooney, McSweeney, & Lowery, 2001; Khalilmoghadam et al., 2009).

En resistencia de suelos existen algunas funciones de pedotransferencia principalmente de propiedades físicas e hidráulicas.

### 1.5.1 Resistencia a la penetración.

La resistencia a la penetración con penetrómetro de cono (RPc) se ha relacionado con muchos parámetros, físicos, mecánicos e hidráulicos.

Una correlación de la resistencia a la penetración con penetrómetro de cono se realizó con textura (% arenas, % arcillas y % limos), densidad seca (Ds) y Humedad natural (Hn) para diferentes profundidades, ya que se conocía la distribución espacial de las propiedades físicas presentadas. Se consiguieron correlaciones con un  $R^2$  entre (0.345 y 0.980), siendo las mejores correlaciones en las mayores profundidades (Grunwald et al., 2001). Las ecuaciones eran del siguiente tipo:

$$RPc = A + B(Z) + C(\%Arena) + D(\%Arcilla) + E(\%Limo) + F(Ds) + G(Hn). \quad (42)$$

Donde A, B, C, D, E, F, G: Son constantes de regresión.

Otra función de la resistencia a la penetración en función de la porosidad (n) y la humedad natural (Hn) (Perdok, Kroesbergen, & Hoogmoed, 2002) es:

$$\text{Log}(RPc) = A + B(n) + (Hn)(C + D(n)) \quad (43)$$

Para efectos de medir compactación y problemas de resistencia para el desarrollo radicular, se hacen predicciones de la resistencia a la penetración a partir de

parámetros como la textura, contenido de materia orgánica, estado de humedad del suelo, densidad seca, entre otros parámetros, obteniendo un comportamiento como el siguiente (Gao, Watts, Ren, & Whalley, 2012):

$$\text{Log}(Rp) = A + B(\text{Log}(\psi \cdot S)) + C(Ds) \quad (44)$$

Donde:

$R_p$ : Resistencia a la penetración.

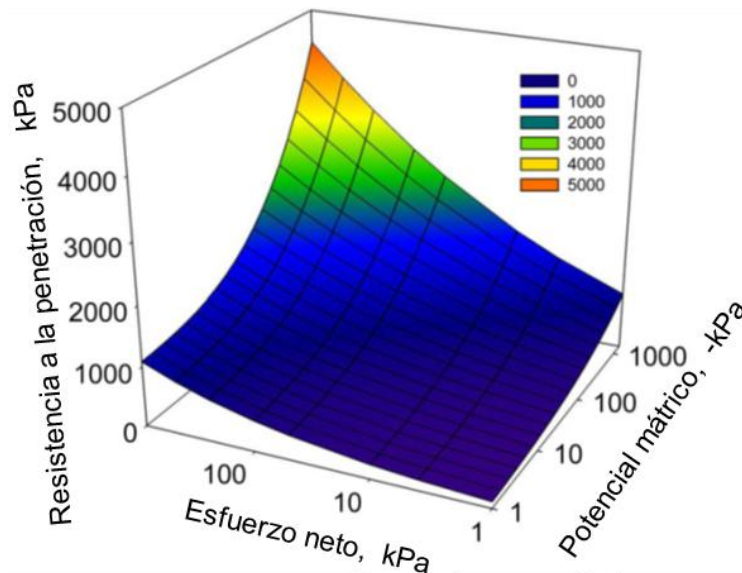
$\psi$ : Potencial mátrico (estimado en función de parámetros del modelo de Van Genuchten 1980).

$S$ : Saturación.

$D_s$ : Densidad seca.

La relación entre este parámetro mecánico se puede apreciar en la Figura 41.

Figura 41. Efectos de una sobrecarga aplicada y el potencial mátrico en la resistencia del penetrómetro.



Fuente: (Gao et al., 2012).

### 1.5.2 Resistencia al corte y a la penetración.

En modelos se utilizan relaciones entre parámetros para evaluar otras condiciones, sin embargo tales relaciones son útiles para estudiar. En tal estudio

se proponen unas funciones correctivas de ajuste que relacionan la resistencia a penetración por penetrómetro de cono (RPC) y resistencia al corte (Su), con la humedad a diferentes profundidades. Las funciones establecidas dieron resultados de R<sup>2</sup> entre (0.32 y 0.84) (Blanco-canqui & Lal, 2007). Los modelos generales eran funciones exponenciales y potenciales de la siguiente manera:

$$RPC = A \cdot e^{B(Hn)} \quad (45)$$

$$RPC = A \cdot (Hn)^B \quad (46)$$

$$Su = A \cdot e^{B(Hn)} \quad (47)$$

$$Su = A \cdot (Hn)^B \quad (48)$$

### 1.5.3 Resistencia mecánica.

La siguiente función de pedotransferencia posee dos partes, la primera es una ecuación principal que estima una resistencia del suelo en función de la humedad natural (Hn) y la densidad seca (Ds), pero los coeficientes vienen dados en función de contenido de arcillas y carbono orgánico (Co) (Silva & Kay (1997) nombrados por (Minasny & Mc Bratney, 2006)).

$$Rs = c_1(Hn)^{c_2}(Ds)^{c_3} \quad (43)$$

Donde:

Rs: Resistencia del suelo.

c<sub>1</sub>, c<sub>2</sub>, c<sub>3</sub>: Son funciones independientes, de la siguiente forma.

$$c_1 = e^{(A+B(Co)+C(\%Arcilla))} \quad (44)$$

$$c_2 = D + C(Co) + E(\%Arcilla) \quad (45)$$

$$c_3 = F + G(\%Arcilla) \quad (46)$$

Esta misma ecuación la trabaja Dexter, Czyz, & Gate, (2007) mencionando a Silva & Kay (1997) expresada en logaritmos:

$$\ln(RPc) = \ln(c_1) + c_2 \cdot \ln(Hn) + c_3 \cdot \ln(Ds) \quad (47)$$

Igualmente trabaja los parámetros con funciones independientes:

$$c_1 = A + B(\%Arcilla) + C(\%Materia\ orgánica) \quad (48)$$

$$c_2 = D + E(\%Arcilla) + F(\%Materia\ orgánica) \quad (49)$$

$$c_3 = G + H(\%Arcilla) + I(\%Materia\ orgánica) \quad (50)$$

#### 1.5.4 Cohesión y ángulo de fricción interno.

Havaee, Mosaddeghi, & Ayoubi, (2015) Correlacionando entre si la cohesión y el ángulo de fricción interna, este autor no consigue relaciones significativas ya que estos dos parámetros son independientes. Sin embargo buscó relacionar la cohesión (C) y el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) con propiedades de textura, materia orgánica, carbonato de calcio, entre otros, llegando a obtener  $R^2$  entre (0.35-0.59), con modelos lineales y no lineales. Por sus resultados y variables, no se presentaran en este trabajo, pero se evidencia la independencia de estos dos parámetros mecánicos.

#### 1.5.5 Resistencia al corte en suelos no saturados y la curva de retención de humedad.

Realizar un estudio mecánico de suelos no saturados puede ser complicado y costoso, por lo que se propuso un modelo para predecir la resistencia al corte en relación con la succión matricial utilizando la curva de retención de humedad de un suelo, obteniendo parámetros mecánicos como la cohesión efectiva ( $c'$ ) y el ángulo de fricción interna efectiva ( $\phi'$ ) (Fredlund, Xing, Fredlund, & Barbour, 1995). Se tomó como base una envolvente de falla curva para suelos no saturados (Figura 10) que se rige por la siguiente expresión:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (51)$$

Donde:

$\tau$ : Resistencia al corte.

$c'$  Cohesión efectiva.

$(\sigma_n - u_a)$ : Esfuerzo compresivo neto.

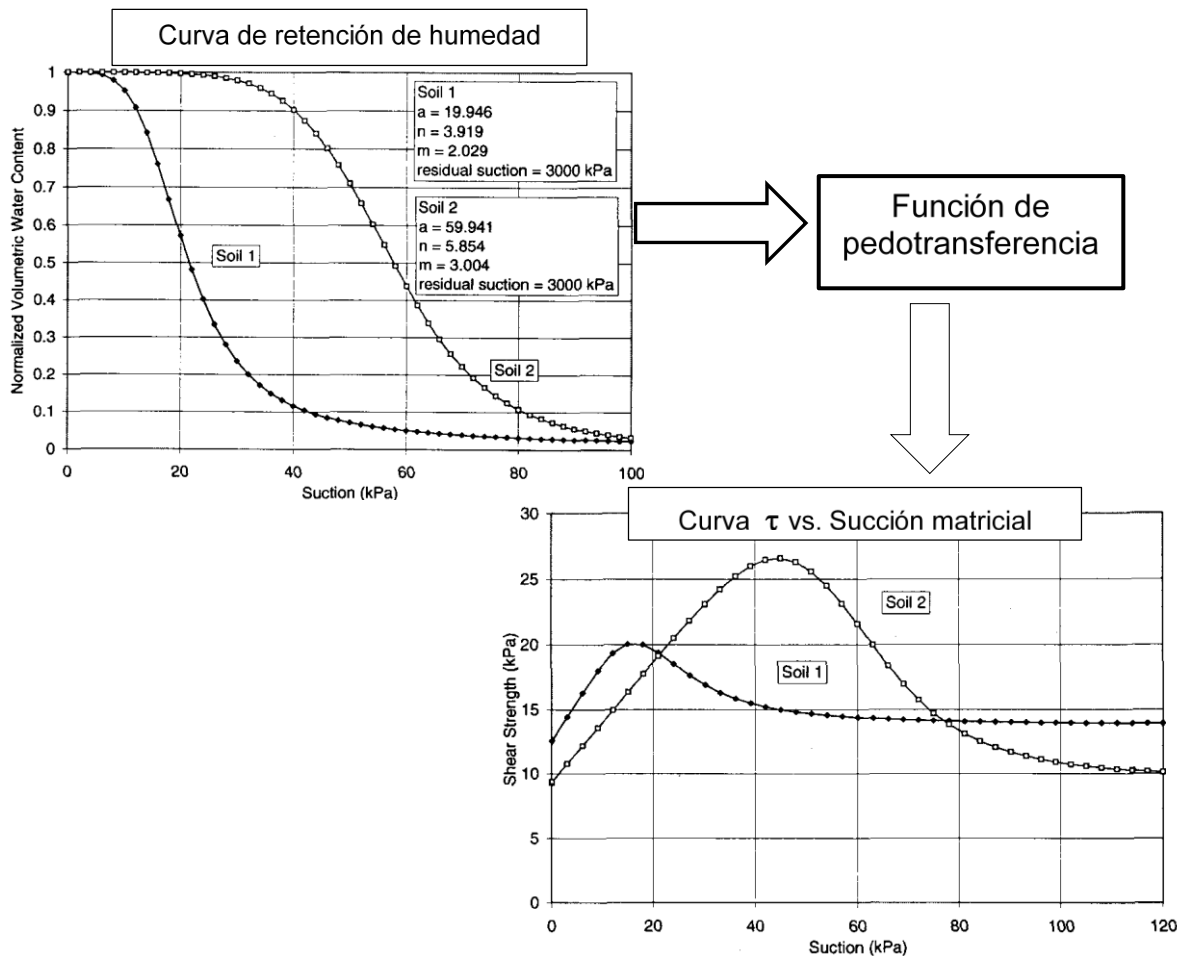
$(u_a - u_w)$ : Succión matricial.

$\phi^b$ : Ángulo que indica el cambio de la resistencia al corte relativo al cambio de la succión matricial ( $u_a - u_w$ ).

$\phi'$ : Ángulo que indica el cambio de la resistencia al corte relativo al cambio del esfuerzo compresivo neto ( $\sigma_n - u_a$ ).

Luego de asumir algunas condiciones y de análisis matemático; que no vienen al caso en este trabajo, se obtienen resultados como los mostrados en la Figura 42.

Figura 42. Esquema de obtención de curva de esfuerzo vs succión matricial a partir de la curva de retención de humedad.



Fuente: (Fredlund et al., 1995)

### 1.5.6 Otros modelos.

Recopilando algunas funciones empíricas, se encuentran similitudes entre las relaciones encontradas, principalmente por las variables relacionadas.

Mounem et al., (2002) llega a la siguiente expresión de cohesión (C) en función de la densidad seca y la humedad natural (Hn):

$$C = A(Ds)^2 - B(Hn) \quad (52)$$

Ayers, (1987) propone evaluar la cohesión y el ángulo de fricción interna en función de la densidad seca (Ds) y la humedad natural (Hn):



$$C, \varphi = A + B(Ds) + C(Ds)^2 + D(Ds)^3 + E(Hn) + F(Hn)^2 + G(Hn)^3 + H(Ds)(Hn) + I(Ds)^2(Hn) + J(Ds)(Hn)^2 \quad (53)$$

Manuwa & Olaiya, (2012) bajo diferentes esfuerzos normales, relacionó los parámetros de resistencia a la penetración (RPc, Su) contra la humedad natural (Hn) y resistencia a la penetración (RPc) vs Densidad seca (Ds). Los valores de R<sup>2</sup> variaron entre (0.468 y 0.9733). Las regresiones que utilizó fueron:

$$Su, RPc = A(Hn)^2 + B(Hn) + C \quad (54)$$

$$RPc = A(Ds)^2 + B(Ds) + C \quad (55)$$

Bravo López, Suárez Herrera, González Cueto, Tijskens, & Ramon, (2012) Determinaron algunas propiedades mecánicas de un suelo arcilloso (Cohesión (C), ángulo de fricción interna ( $\varphi$ )) en función de la densidad seca (Ds) y el contenido de humedad natural (Hn). Los parámetros mecánicos fueron medidos para suelos remoldeados, por ensayo de corte directo y triaxial. Con R<sup>2</sup> de (0.937 y 0.945). Los resultados fueron los siguientes:

$$C = A + B(Ds) + C(Hn)^2 + D(Hn) \quad (56)$$

$$\varphi = A + B(Ds) + C(Hn) \quad (57)$$

Lozano Osorno & Castillo Herrán, (1999) recopilan algunas relaciones entre propiedades físicas como (Densidad seca (Ds), Humedad natural (Hn), porcentaje de arcillas (%Arcilla)) y propiedades mecánicas como (Resistencia a la penetración de cono (RPc) y resistencia al corte (Su)). Las funciones se presentan a continuación:

- ✓ Ayers y Perumpral (1982) nombrados por Lozano Osorno & Castillo Herrán, (1999):

$$RPc = \left( \frac{A(Ds)^B}{(C+(Hn-D)^2)} \right) \quad (58)$$

- ✓ Bennie (1986) citado por Busscher y Sojka (1987) nombrados por Lozano Osorno & Castillo Herrán, (1999).

$$\text{Log}(RPc) = A \cdot \text{Log}(Ds) + B \cdot \text{Log}(Hn) + \cdot \text{Log}(C) \quad (59)$$

- ✓ Canarache (1990) citado por Ekwe y Stone (1995) nombrados por Lozano Osorno & Castillo Herrán, (1999):

$$RPc = A + B(Ds) + C(Hn) + D(Hn)^2 + E(Ds)(Hn) + F(\%Arcilla) \quad (60)$$

- ✓ Collins (1971) citado por Perumpral (1987) nombrados por Lozano Osorno & Castillo Herrán, (1999).

$$\ln(RPc) = A + B \cdot \ln(Hn) \quad (61).$$

- ✓ Ekwue y Stone (1995) nombrado por Lozano Osorno & Castillo Herrán, (1999).

$$Su = A + B(Ds) + C(Hn) + D(Hn)^2 + E(Ds)(Hn) + F(\%Arcilla) \quad (62)$$

- ✓ Bakhtin et al. (1968) nombrado por Lozano Osorno & Castillo Herrán, (1999).

$$Su = \frac{A}{(Hn)^B} \quad (63)$$

## 1.6 PARÁMETROS DE RESISTENCIA USADOS EN MODELOS DE LABRANZA Y TRACCIÓN

Existen muchos modelos de labranza y tracción, por lo que solo se expondrán algunos con la finalidad de demostrar la necesidad de obtener suficientes parámetros mecánicos y principalmente que sean confiables.

Los modelos de labranza se fundamentan principalmente en la teoría de presión pasiva de suelos. Ver sección (1.2.3).

El principio de tracción se fundamenta en la teoría de falla de Mohr-Coulomb, tomando el comportamiento del suelo y las llantas del tractor en una prueba de falla por corte. Tomando el valor de corte como el valor de tracción, que depende a su vez de la carga normal que se transmite en un área determinada por las llantas (Ashburner & Sims, 1984).

El penetrómetro de cono es el más utilizado para modelos de tracción. Como un dato interesante, para finales de la segunda guerra mundial, el ejército de los Estados Unidos realizaba una única evaluación de tracción y se realizaba con el penetrómetro de cono (Tiwari, Pandey, & Pranav, 2010).

Sin entrar en detalles de cálculos matemáticos, se derivan diferentes casos dependiendo de los implementos, velocidad, pendiente del terreno, tipo de tractor, entre otros y por supuesto propiedades del suelo.

### 1.6.1 Parámetros de resistencia utilizados en modelos de labranza.

- ✓ Fielke, (1999), Partiendo del criterio clásico de falla de Mohr-Coulomb, aplicado a presión pasiva de suelos se realiza una modelación con elementos finitos del

comportamiento de diferentes geometrías en implementos de corte en labranza. Para los cuales se requiere obtener los siguientes parámetros:

*Parámetros mecánicos del suelo:* Cohesión, Ángulo de fricción interna, Módulo de Young y relación de Poisson.

*Otros parámetros del suelo:* Textura (%Arcillas, % limo, %Arena), Contenido de humedad, potencial hídrico, ángulo de fricción externa, Densidad seca (Ds).

- ✓ Aluko & Chandler, (2004), bajo los mismos principios de presión pasiva de suelos, modela la fractura en dos dimensiones del corte de implementos de labranza.

*Parámetros mecánicos del suelo:* Cohesión y Ángulo de fricción interna.

*Otros parámetros del suelo:* Textura (%Arcillas, % limo, %Arena), Contenido de humedad, ángulo de fricción externa y Densidad seca (Ds).

- ✓ Godwin & Dogherty, (2007), Aplica los principios de presión pasiva de suelos para una variedad de implementos, con diferente geometría y profundidades, estimando las fuerzas verticales relevantes para labranza.

*Parámetros mecánicos del suelo:* Cohesión y Ángulo de fricción interna.

*Otros parámetros del suelo:* Adhesión, ángulo de fricción externa y Densidad seca (Ds).

- ✓ Rincón C & Piedrahita V, (1985), Establece un modelo de requerimiento de energía para un sistema de labranza con implementos de discos.

*Parámetros mecánicos del suelo:* Resistencia unitaria al corte por implemento (estimado como un rango esperado, dependiendo de la textura).

*Otros parámetros del suelo:* Textura (%Arcillas, % limo, %Arena).

- ✓ ASABE, (2006a), según este documento de la ASABE, la misma fuerza requerida en instrumentos de labranza está definida por una ecuación que depende de unos parámetros ya tabulados.

*Parámetros mecánicos del suelo:* Ninguno.

*Otros parámetros del suelo:* Textura del suelo; donde solo se requiere saber si es Arcilloso, Franco o Arenoso.

### 1.6.2 Parámetros de resistencia utilizados en modelos de Tracción.

- ✓ Grisso, Perumpral, & Zoz, (2006), desarrollaron un modelo empírico para evaluar rendimiento y tracción en un tractor con bandas de goma, basados en modelos anteriores. Comparando las predicciones del modelo con pruebas experimentales, se evidencian muy buenos resultados.

*Parámetros mecánicos del suelo:* Resistencia a la penetración con penetrómetro de cono.

*Otros parámetros del suelo:* Textura del suelo; donde solo se requiere saber si es Arcilloso, Franco Arenoso, franco limoso, franco. Principalmente.

- ✓ Tiwari et al., (2010), hacen una revisión de modelos adaptando algunos coeficientes, ajustándolos a partir de pruebas de neumáticos en condiciones de suelos locales.

*Parámetros mecánicos del suelo:* Resistencia a la penetración con penetrómetro de cono.

*Otros parámetros del suelo:* tipo de suelo según su textura.

- ✓ Roșca, Cârlescu, & Țenu, (2014) modifica un poco el modelo tradicional, utilizando un área de contacto diferente, en forma de elipse, implementándolo en un programa iterativo.

*Parámetros mecánicos del suelo:* Resistencia a la penetración con penetrómetro de cono.

*Otros parámetros del suelo:* con el fin de describir y comparar el modelo con la parte experimental, se miden; cohesión (C), ángulo de fricción interna ( $\varphi$ ), módulo de deformación (K), densidad seca (Ds) y contenido de humedad (Hn).

- ✓ Vechinski, Johnson, & Raper, (1998) Utilizan y modifican un poco el modelo tradicional, probándolo con diferentes tipos de llantas, suelos y superficies. Además de realizar unos ajustes a los coeficientes para optimizar el modelo.

*Parámetros mecánicos del suelo:* Resistencia a la penetración con penetrómetro de cono.

*Otros parámetros del suelo:* Textura ((%Arcillas, % limo, %Arena), densidad seca (Ds), Humedad natural (Hn) y cobertura de la superficie; con el fin de comparar el modelo en diferentes superficies y texturas.

- ✓ Catalán, Linares, & Méndez, (2008) Desarrollaron un software con una amplia gama de condiciones, para lo cual, sólo requiere como parámetro mecánico del

suelo, la resistencia a la penetración de cono (RPc). Internamente con una base de datos lo clasifica como un suelo suave o duro para hacer las respectivas correcciones dentro del algoritmo.

- ✓ (ASABE, 2006a) Igualmente como en los otros modelos requiere la resistencia a la penetración de cono (RPc) como único parámetro mecánico del suelo.
- ✓ Zoz FM, (1972) nombrado por Grisso et al., (2006) desarrolla un conjunto de gráficos basados en pruebas de campo en tres tipos de suelos; firme, labrado y suave o arenoso y en concreto con tractores 2WD, demostrando que se puede predecir entre otros la fuerza de tracción para tractores 2WD en tres diferentes condiciones de suelos.

## 2. METODOLOGÍA

### 2.1 ZONA DE ESTUDIO

El estudio se realizó en el Centro Agropecuario Marengo (CAM) que pertenece a Universidad Nacional de Colombia, localizado en el kilómetro 14 sobre la vía que comunica la ciudad de Bogotá D.C. con el municipio de Mosquera departamento de Cundinamarca, con una altitud de 2516 m.s.n.m. paisaje de planicie Fluvio Lacustre, compuesto de un material parental de sedimentos lacustres y cenizas volcánicas, régimen de humedad Ústico, temperatura del suelo Isomésico, erosión hídrico laminar leve, nivel freático >1.5 m 30%; 1 m – 1.5 m 30%; 0.5 m – 1.0 m 25% y <0.5 m 15%. (UNAL, 2010).

#### 2.1.1 Factores de estudio.

Los factores de estudio diferenciados se relacionan a continuación:

Manejo del terreno: (2); Laboreo continuo y pradera.

Tiempo (condición de humedad): (2); seca (D) y húmeda (W).

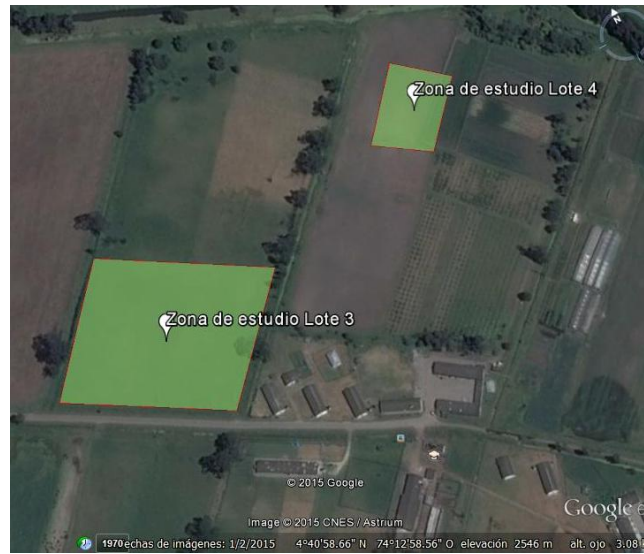
Profundidad: (2); Superficial (S); 0 cm-15 cm y Profunda (P); 15 cm-30 cm.

Posición: (10) posiciones en cada lote.

##### 2.1.1.1 Historial de manejo del terreno

Se dispuso de dos terrenos con condiciones de manejo diferenciados, uno de ellos (Lote 4) es un terreno con un historial de constante laboreo y producción de cultivos transitorios, en un estado de quietud de aproximadamente 1 año. El segundo (Lote 3) es un terreno que tiene un manejo de pradera, utilizado para pastoreo con paso continuo de animales de granja y ocasionalmente paso de tractor (Figura 43).

Figura 43. Ubicación zonas de estudio.

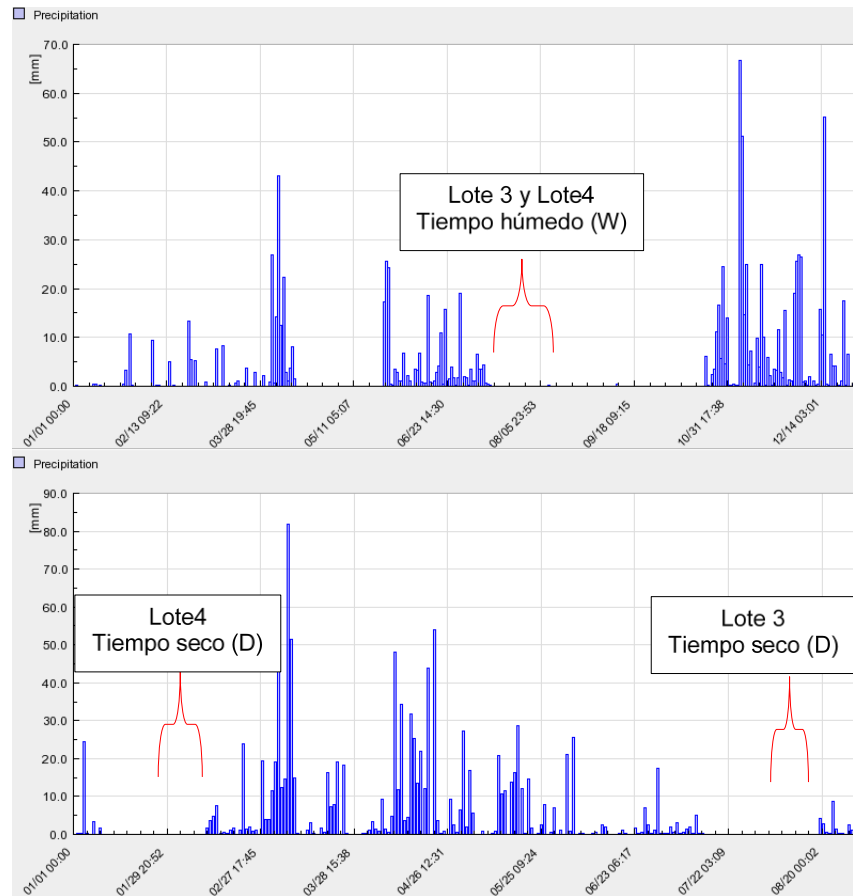


Fuente: Google Earth Inc.

### 2.1.1.2 Tiempo o condición de humedad.

Se tomaron muestras en dos condiciones de humedad: entre agosto y septiembre del 2010 se tomaron las muestras en condición húmeda (W), para la segunda condición de humedad en condición seca (D) se tomaron en enero y febrero del 2011 para el lote 4 y en agosto para el lote 3, ver (Figura 44). Se presentaron dificultades en este factor, por varias razones, estos terrenos están rodeados de un canal de riego y drenaje que dificulta una humedad baja para el tiempo seco, por otro lado en este tiempo se presentó el fenómeno de la niña, inundando los terrenos lo que dificultó aún más conseguir las humedades de tiempo seco que faltaban.

Figura 44. Tiempo de muestreo en diagrama de precipitaciones.



Fuente: Estación Finca marengo UN.

### 2.1.1.3 Profundidad.

Se tomaron muestras a dos profundidades; la primera superficial (S) de 0 cm a 15 cm y la segunda profunda (P) de 15 cm a 30 cm. Se tomó esta medida por ser un promedio de profundidad a la que se trabaja en implementos de labranza.

### 2.1.1.4 Posición.

Para cada terreno se dispusieron 10 puntos de muestreo, en el lote 3 se ubicaron en una parte central de tal forma que no interfirieran los canales de riego y drenaje ni el paso continuo de tractores en la entrada del lote (Figura 45). En el lote 4 que tenía un área menor, se dispusieron los puntos tratando de abarcar todo el terreno consiguiendo la mayor distancia entre puntos posible (Figura 46).



Figura 45. Distribución de los puntos de muestreo Lote 3.



Fuente: Fuente: Google Earth Inc.

Figura 46. Distribución de los puntos de muestreo Lote 4.



Fuente: Google Earth Inc.

### 2.1.2 Variables de estudio.

Las variables de estudio se dividieron en: variables de campo y de laboratorio como se muestra en la Tabla 8, subdividido en el origen y agrupándolas dependiendo de la característica propia de cada variable; de esta forma se analizaron posteriormente según sus características.

Tabla 8. Variables de estudio y sus características.

Origen	Característica	Variable
Campo	Resistencia mecánica	RPc Resistencia a la penetración con penetrómetro de cono
		RPb Resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo
		Suv Resistencia al corte con veleta
		Cct Cohesión con caja de torsión
		$\varphi_{ct}$ Ángulo de fricción interna con caja de torsión
Laboratorio	Resistencia mecánica	qu Resistencia a la compresión inconfiada
		Cci Cohesión de compresión inconfiada
		$\epsilon_f$ Deformación de falla
	Relaciones de fase	Hn Humedad natural
		Gs Gravedad específica de los suelos
		Ds Densidad seca
		Dh Densidad en húmedo
		e Relación de vacíos
		S Saturación
		n Porosidad
	Granulometría	%Arena Fracción de arena presente en el suelo
		%Limo Fracción de limo presente en el suelo
		%Arcilla Fracción de arcilla presente en el suelo
	Plasticidad	LC Límite de contracción
		LP Límite plástico
		LL Límite líquido
	Índices de consistencia	IP Índice de plasticidad
		IF Índice de fluidez
		IT Índice de tenacidad
		IR Índice de retracción
		Aa Actividad de arcillas
		IC Índice de consistencia
		IL Índice de liquidez
Rc Relación de contracción		
Cf Cambio volumétrico		
CL Contracción lineal		
$\tau_{LP}$ Resistencia al corte en el límite plástico		

## 2.2 ENSAYOS DE CAMPO

Para los ensayos de campo, en cada punto se procedió a descapotar o nivelar un poco la superficie, en un área de aproximadamente 90 cm x 90 cm. Cada procedimiento se realizó en el menor tiempo posible para evitar pérdidas significativas de humedad y mantener la homogeneidad en la humedad natural de los ensayos.

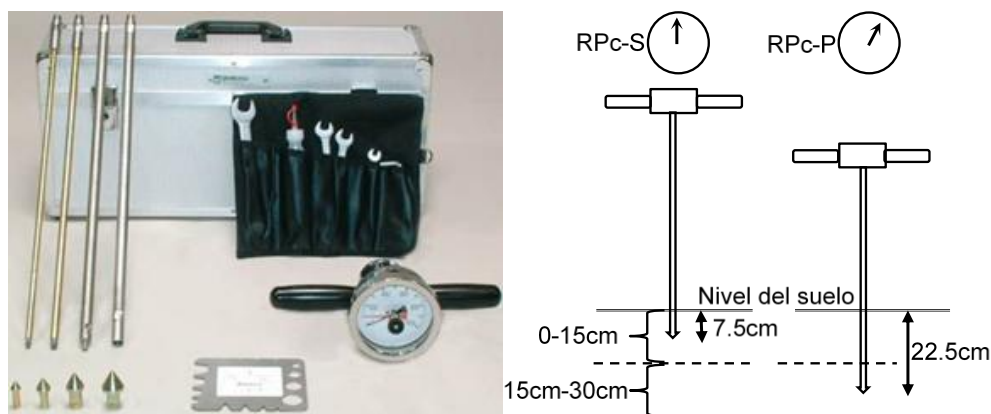
### 2.2.1 Resistencia a la penetración (Penetrómetro de cono).

Es el primer ensayo que se realizó, utilizando un penetrómetro manual Eijkelkamp, con intervalo de medición entre 0 y 10000 kPa, con un cono de 30° y 12.83 mm de diámetro.

El procedimiento requiere ubicar en ceros el manómetro, introducir el penetrómetro hasta la primera profundidad y tomar la lectura, volver a ubicar en ceros el manómetro y continuar introduciéndolo hasta la segunda profundidad y tomar la lectura.

No se requería determinar el perfil, sino tomar una medición representativa en el rango de 0 cm a 15 cm, por lo que se introdujo solo hasta 7.5 cm tomando la resistencia a la penetración superficial (RPC-S) y luego hasta 22.5 cm tomando la resistencia a la penetración profunda (RPC-P). Para cada punto se realizaron 15 repeticiones y sacando un solo valor promedio en cada profundidad y en cada condición de humedad.

Figura 47. Penetrómetro de cono Eijkelkamp y esquema del ensayo.



Fuente: Modificado de; <https://sp.eijkelkamp.com/productos/equipo-de-medicion-de-ampo/penetrometros-manuales-eijkelkamp.html>

### 2.2.1.1 Cálculos.

Retomando la sección 1.3.1.1, el penetrómetro realiza una medición de fuerza que debe convertirse a Presión, dividiéndola por el área del cono, para dejarla en unidades de (kPa).

Se obtiene entonces en cada punto de los 10, 1 dato por profundidad y condición de humedad, con dos profundidades, dos tiempos de humedad y dos lotes, resultan en total 80 datos.

### 2.2.2 Resistencia a la penetración (Penetrómetro de bolsillo).

El equipo utilizado es un penetrómetro de bolsillo marca QCQA STCL-3 (Figura 20), con escala de 0 hasta  $4.75 \text{ kg/cm}^2$ , Para realizar este ensayo se debió cavar cuidadosamente hasta 7.5 cm donde se realizó el primer ensayo de penetrómetro de cono. Se ubicó el anillo en cero y se procedió a penetrar verticalmente la punta cilíndrica una distancia marcada de  $\frac{1}{4}$  pulgada ( $\approx 0.6 \text{ mm}$ ) en un segundo, realizando posteriormente la lectura por encima del anillo (Figura 48). Para cada punto se realizaron 15 repeticiones y sacando un solo valor promedio en cada profundidad y en cada condición de humedad.

Figura 48. Esquema del ensayo de penetrómetro de bolsillo.



### 2.2.2.1 Cálculos.

El cálculo fue básicamente convertir las unidades dadas por el penetrómetro de bolsillo ( $\text{Kg/cm}^2$ ) a (kPa).

Igualmente se obtuvieron 80 datos con los diferentes factores.

### 2.2.3 Resistencia al corte (Veleta).

El equipo utilizado es una veleta marca CONTROLS, con un “torcómetro” y tres veletas o molinetes. La escala del torcómetro va de 0 a 12, sin unidades, el fabricante proporciona el valor de la escala de resistencia al corte no drenada, dependiendo del tamaño de la veleta utilizada, las especificaciones del fabricante se muestran a continuación:

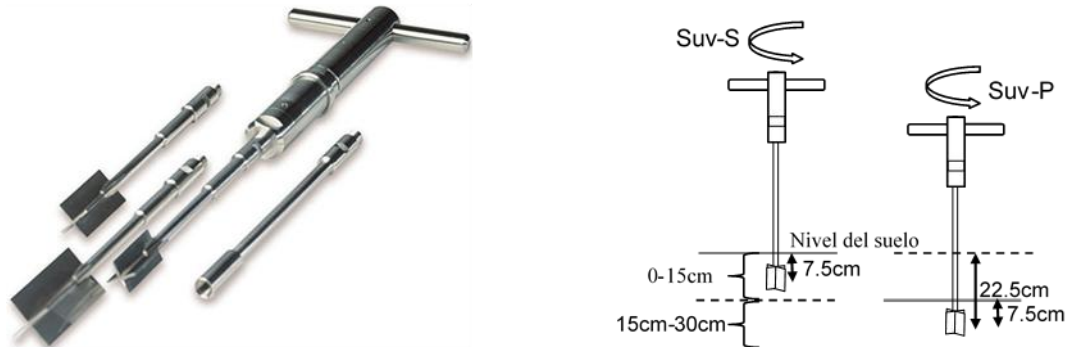
Molinete pequeño, 32 x 16 mm (altura x diámetro). Escala de 0 a 240 kPa.

Molinete mediano, 40 x 20 mm (altura x diámetro). Escala de 0 a 120 kPa.

Molinete grande, 50.8 x 25.4 mm (altura x diámetro). Escala de 0 a 60 kPa.

Antes de cavar, en la superficie del suelo, se introdujo la veleta hasta la profundidad de 7.5 cm, se ubicó el lector del torcómetro en cero para luego hacerlo girar lentamente hasta llegar al punto de falla, cuidadosamente se realizó la lectura en un rango entre 0 y 12. Se repitió para una profundidad de 22.5 cm (Figura 49). Para cada punto se realizaron 15 repeticiones y sacando un solo valor promedio en cada profundidad y en cada condición de humedad.

Figura 49. Equipo y esquema del ensayo de corte con veleta.



Fuente: Modificado de; <http://www.controls-group.com/eng/soil-testing-equipment/shear-hand-vane-tester.php>

#### 2.2.3.1 Cálculos.

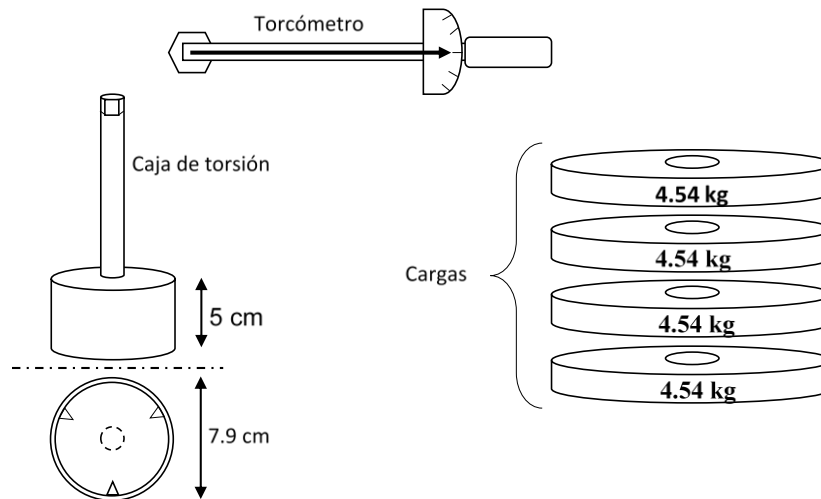
Consistió en hacer una equivalencia entre la escala del torcómetro aplicada a la escala de la veleta utilizada.

Igualmente se obtuvieron 80 datos con los diferentes factores.

## 2.2.4 Resistencia al corte (Caja de torsión).

Se trató de seguir el procedimiento descrito en Payne & Fountaine, (1952), el equipo fue construido dentro de la universidad con anterioridad. El equipo utilizado consta de un cilindro unido a un tubo en forma vertical, un torcómetro que mide el momento torsor necesario para fallar el suelo y cuatro cargas de 10 Lb (4.54 kg) cada una para incrementar la carga normal (Figura 50).

Figura 50. Descripción general de la caja de torsión utilizada.



Para que el plano de falla se ubique a la misma altura de las otras pruebas, se procedió a bajar 2.5 cm desde la superficie, sumado a los 5 cm que tiene la caja de torsión, se obtienen 7.5 cm de profundidad del plano de falla. Se procedió a hincar la caja de torsión dando golpes cuidadosamente de no inclinar la caja de torsión, dejándola casi al nivel de la superficie, se colocó el torcómetro y se giró lentamente siempre observando el indicador del torcómetro para registrar el momento torsor máximo resistido y registrarlo. El procedimiento se realizó cinco veces en puntos diferentes pero que no esté disturbado el suelo, la primera prueba se hizo sin cargas y luego se fue agregando de a una carga hasta que la última prueba tuvo las cuatro cargas (Figura 51).

Se continuó bajando hasta llegar a 17.5 cm desde el nivel suelo, con el fin de ubicar el plano de falla a 22.5 cm de la superficie y realizar nuevamente las cinco mediciones.

Figura 51. Esquema ensayo caja de torsión.



#### 2.2.4.1 Cálculos.

Retomando el numeral 1.3.1.4. Primero se calculó la resistencia al corte en cada carga con el dato obtenido por el torcómetro; dado en (lb/pie), realizados los cálculos adecuados, se hizo la conversión de los datos del sistema ingles al sistema internacional, tanto del momento torsor como de la carga. La ecuación dada por Payne & Fountaine, (1952), resulta un esfuerzo cortante  $\tau$ (lb/in<sup>2</sup>), haciendo las conversiones se obtuvo:

$$\tau = \frac{3 \cdot M_{ct}}{2\pi r_{ct}^3} = \tau \left( \frac{lb}{in^2} \right)$$

$$\tau = \frac{3 \cdot \left( M_{ct}(lb\_pie) \times \frac{12(in)}{1(pie)} \right)}{2\pi \left( r_{ct}^3(cm^3) \times \left( \frac{1(in)}{2.54(cm)} \right)^3 \right)} = \tau \left( \frac{lb}{in^2} \right)$$

$$\tau = \frac{3 \cdot \left( M_{ct}(lb_{pie}) \times \frac{12(in)}{1(pie)} \right)}{2\pi \left( r_{ct}^3(cm^3) \times \left( \frac{1(in)}{2.54(cm)} \right)^3 \right)} \times \overbrace{\left( \frac{1(kg)}{2.20462262(lb)} \times 9.807 \left( \frac{m}{s^2} \right) \right)}^{Newton}$$

$$\times \left( \frac{1(in)}{0.0254(m)} \right)^2 \times \frac{k}{1000} =$$

$$\tau = (kPa)$$

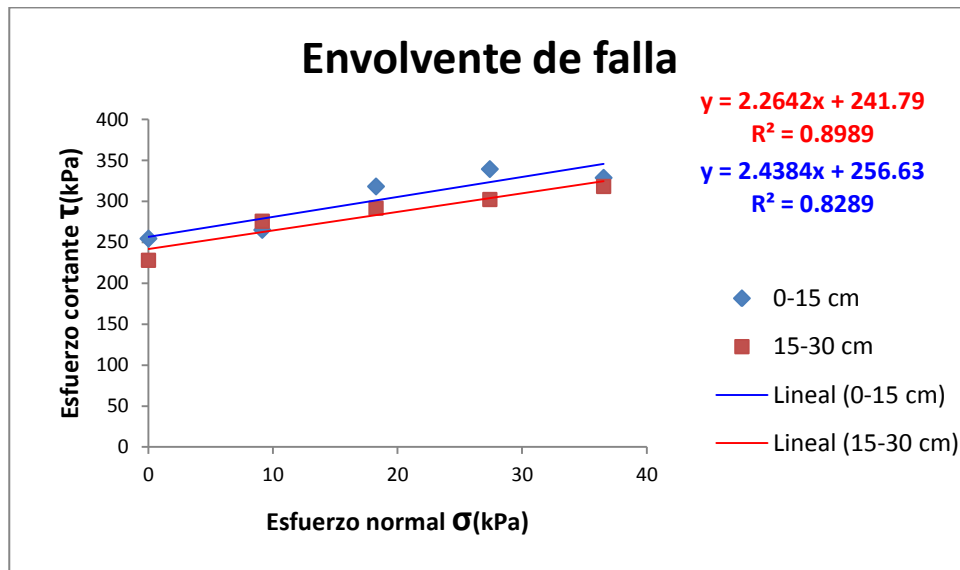
El esfuerzo normal ( $\sigma_N$ ) también se le debió realizar la conversión:

$$\sigma_N = \frac{F_N}{A_T} = \frac{F_N(lb)}{\pi r^2(cm^2)} \times \overbrace{\left( \frac{1(kg)}{2.20462262(lb)} \times 9.807 \left( \frac{m}{s^2} \right) \right)}^{Newton} \times \left( \frac{100(cm)}{1(m)} \right)^2 \times \frac{k}{1000}$$

$$\sigma_N = (kPa)$$

Se procedió a realizar la envolvente de falla ubicando los cinco puntos en un gráfico de la resistencia al corte contra la carga normal ( $\tau$  vs  $\sigma_N$ ). en la Figura 52 se muestra una envolvente de falla del punto 5-lote 3 –tiempo húmedo.

Figura 52. Envolvente de falla obtenida a partir de la caja de torsión



En la Figura 52, se observa la envolvente de falla a las dos profundidades. Asemejandola a la ecuación de Coulomb ( $\tau=C + \sigma \tan(\varphi)$ ) se obtuvo los resultados expuestos en la Tabla 9.



Tabla 9. Obtención de cohesión (Cct) y ángulo de fricción interna ( $\varphi_{ct}$ ) en la caja de torsión.

Resultados de la regresión			⇒	Parámetros obtenidos		
Ecuación Coulomb	(S) 0-15 cm	(P) 15-30 cm			(S) 0-15 cm	(P) 15-30 cm
tan( $\varphi$ )	2.438	2.264		Cct (kPa)	256.6	241.7
C (kPa)	256.6	241.7		$\varphi_{ct}$ ( $^{\circ}$ )	67.7	66.2
R <sup>2</sup>	0.828	0.898		R <sup>2</sup>	0.828	0.898

Igualmente se obtuvieron 80 datos con los diferentes factores.

## 2.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio dependen en gran medida de cómo se tomaron las muestras en campo y como se transportaron. Por tal razón se tuvo el mayor cuidado al tomar las muestras y sellarlas para evitar pérdidas de humedad.

### 2.3.1 Compresión inconfiada.

#### 2.3.1.1 Obtención de la muestra en campo.

Luego de limpiar el terreno lo primero que se realizó fue enterrar un tubo muestreador (PVC de 6 pulgadas, 152.4 mm y altura 15 cm) para luego sacar de este las probetas de ensayo en compresión inconfiada en laboratorio. Este tubo muestreador se elaboró de este material por ser muy rígido, práctico y económico en comparación con un tubo metálico.

Luego de realizar las demás pruebas en la profundidad de (S) 0 a 15 cm, se extrajo la muestra, se marcó y se selló. Seguido, se ubicó y enterró otro tubo muestreador con el fin de obtener la muestra para la profundidad de (P) 15 cm a 30 cm, procediendo de la misma manera (Figura 53).

#### 2.3.1.2 Preparación de la probeta

En el laboratorio se procedió a sacar la muestra con cuidado de no fracturarla y sacarla lo más intacta posible. De cada tubo muestreador lo ideal era sacar dos probetas para fallar o en su defecto por lo menos una, en teoría se puede sacar 4 probetas. Para tallar las probetas se dispuso de un tallador y formar las probetas con las medidas permitidas según la norma (INVIAS, 1998b).

La talla de las probetas se realizó cuidadosamente con una sierra de alambre fino, con el que se raspaban los bordes hasta formar un cilindro, seguido se procedió a

emparejar las caras extremas con ayuda de un tubo perfectamente alineado. La probeta resultante se midió según la norma para verificar que la relación entre altura (L) y diámetro (D) cumpliera la siguiente relación;  $2 < L/D < 3$ . Si no se fallaba inmediatamente, se debía envolver cuidadosamente para evitar pérdida de humedad (Figura 54).

Siempre se tuvo presente la dirección vertical con que venía de campo, ya que así con esa misma disposición debía ser ubicada en la máquina de falla.

Figura 53. Obtención de la muestra en campo para compresión inconfiada.



### 2.3.1.3 Ensayo de falla.

Luego de las mediciones de longitud y diámetro se procedió a pesar la probeta.

Se ubicó la probeta en el centro de la prensa en la misma dirección vertical en que se encontraba en campo, se accionó el equipo y avanzó estrictamente lo necesario para que toque la probeta. Se ubicó en ceros el cronómetro, las deformaciones de longitud de la probeta y el deformímetro del anillo de carga (según su deformación se traduce en carga). Se accionó el equipo, el ensayo se realizó controlando la deformación, tomando cada 10 unidades en el deformímetro, se tomó simultáneamente lectura de anillo de carga y tiempo. El ensayo terminaba cuando el anillo de carga no incrementaba más o que comenzaba a decrecer, por lo que había llegado a su punto de falla. Se continuaba un poco más con el fin de

completar la curva de esfuerzo-deformación y para evidenciar el tipo de falla que sufrió la probeta. También puede terminar si llega al 20% de deformación y no debe superar los 10 minutos para fallar, lo cual nunca sucedió para este suelo (Figura 55). Se procedió a determinar el contenido de humedad en horno a 105°C, para lo cual se utilizó toda la probeta.

Figura 54. Preparación de la probeta para ensayo de compresión confinada.

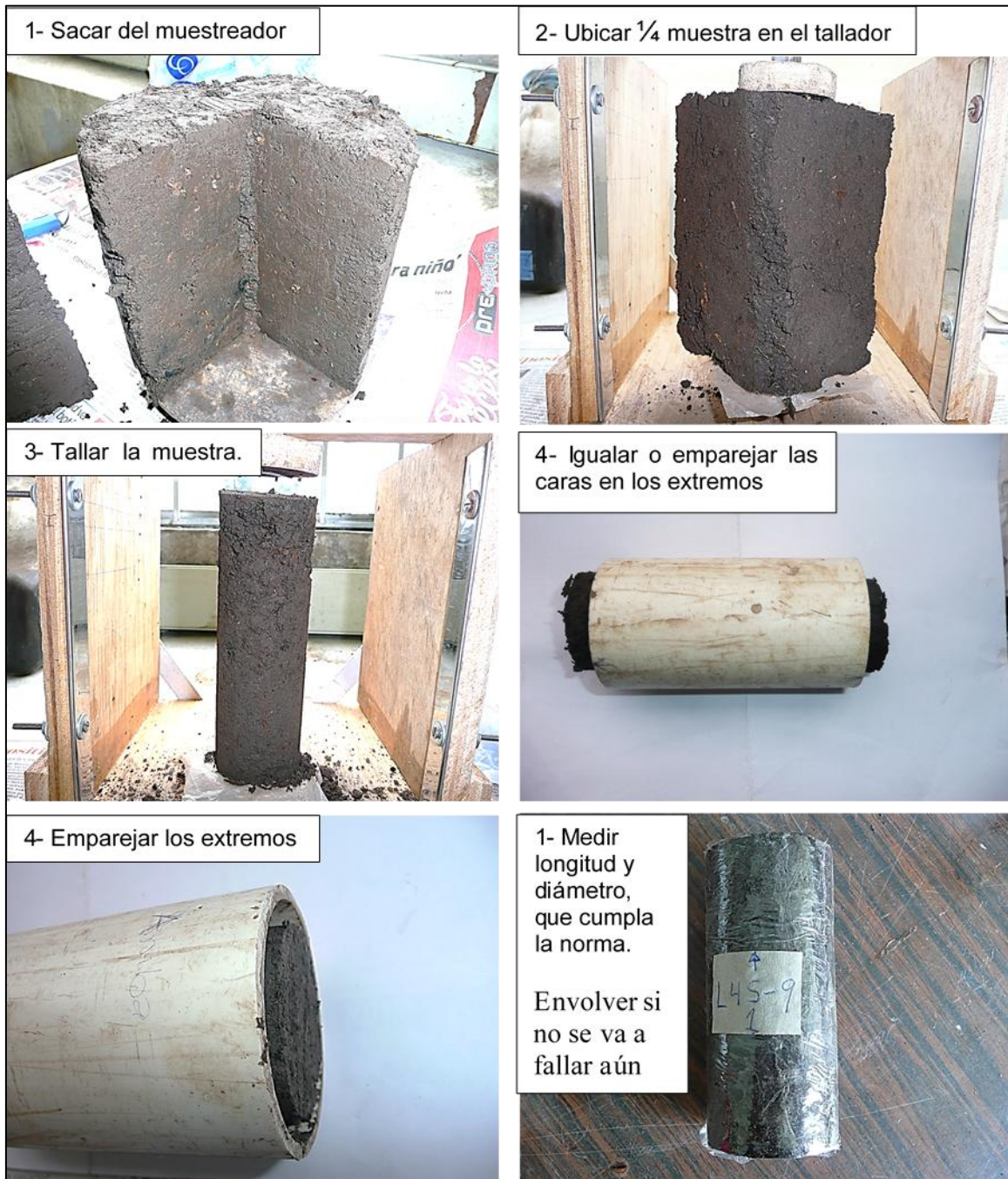
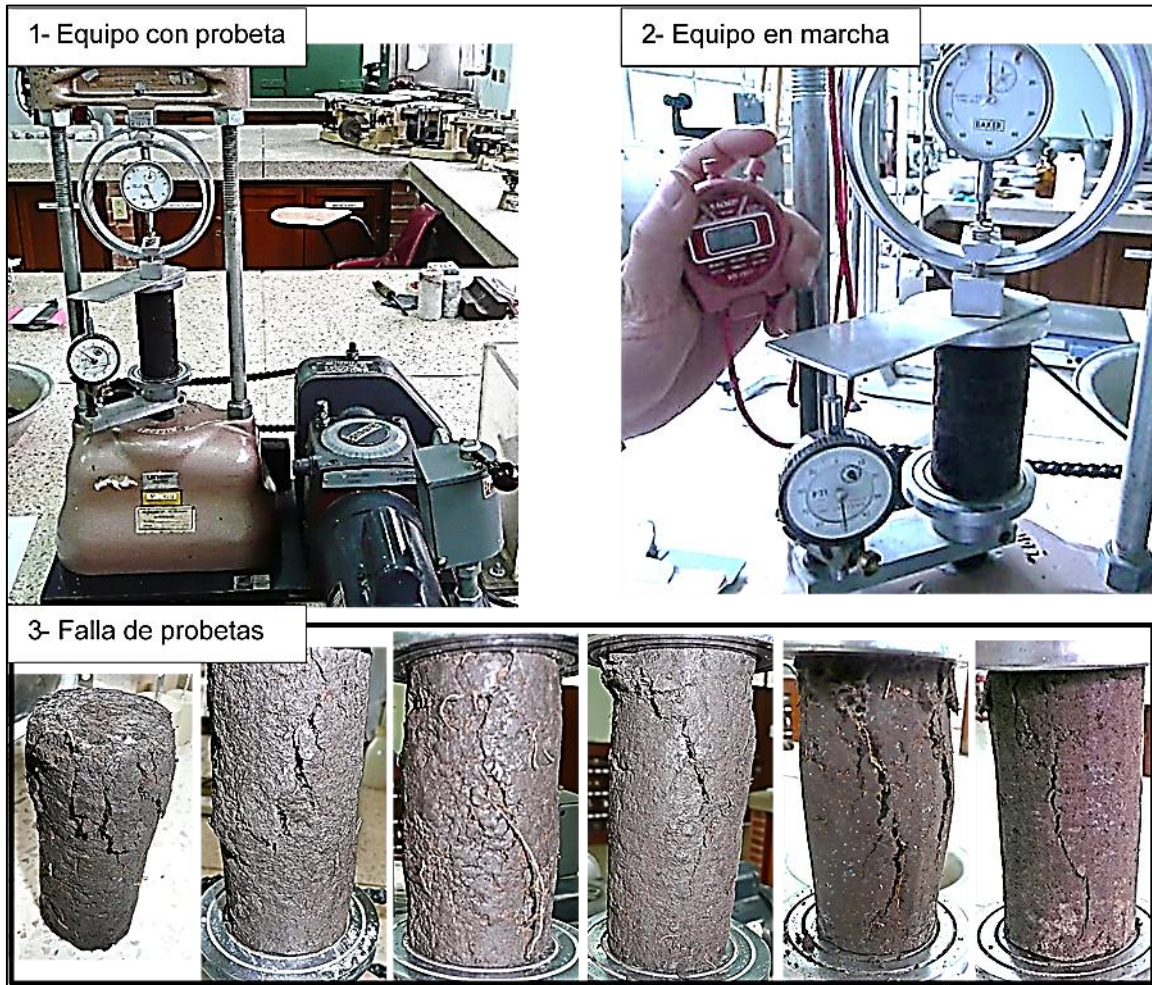


Figura 55. Ensayo de falla en compresión inconfiada.



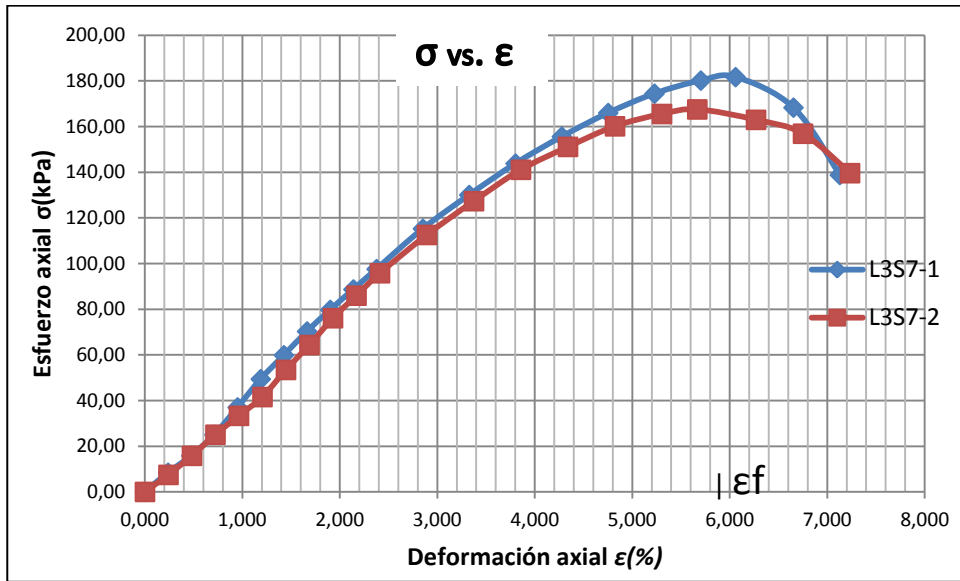
#### 2.3.1.4 Cálculos.

Los cálculos básicos se describieron en el numeral (1.3.2.1), los detalles de cálculos se pueden consultar en el manual de laboratorio y la norma de Bowles, (1981); INVIAS, (1998b).

De la curva de esfuerzo–deformación, Se obtuvieron los valores de: esfuerzo a la compresión inconfiada ( $q_u$ ), Cohesión de compresión inconfiada ( $C_{ci}$ ) y la deformación a la falla ( $\epsilon_f$ ) (Figura 56).

En algunos casos no fue posible tallar muestras (5 datos, Lote 4 - suelo seco y frágil) por lo que se perdieron esos datos. En la mayoría se sacaron dos probetas por muestra, sacando un promedio como valor final. En total se obtuvieron 75 muestras para los diferentes factores.

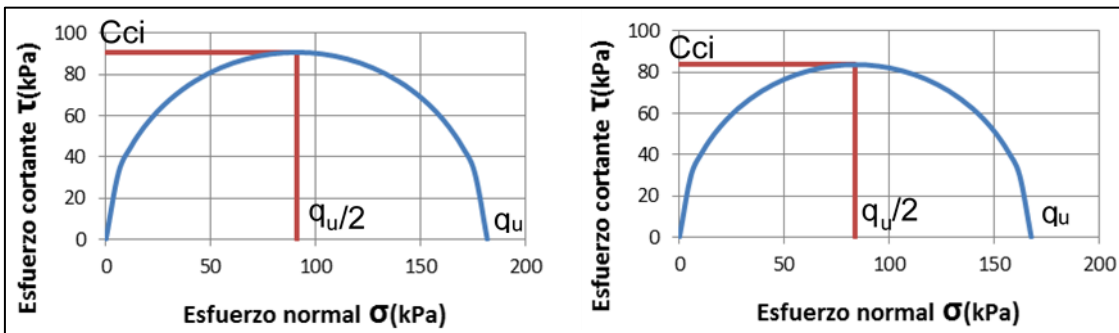
Figura 56. Curva resultante de esfuerzo-deformación.



La Figura 56 es un ejemplo de las 2 curvas de esfuerzo-deformación resultantes en cada muestra (punto 7, lote 3, profundidad (S) 0 cm -15 cm).

Bajo el supuesto de un suelo solo cohesivo, se trazaron los respectivos círculos de Mohr para cada curva, se promediaron, obteniendo el valor de cohesión de la compresión inconfiada ( $C_{ci}$ ) (Figura 57).

Figura 57. Cohesión de compresión inconfiada a partir de Círculos de Mohr resultantes.



### 2.3.2 Gravedad específica de los suelos.

Para el ensayo de gravedad específica, no es necesario mantener la muestra en condiciones de humedad natural, por lo que se utilizó material sobrante de la prueba de compresión inconfiada. El método utilizado fue el de picnómetro (INVIAS, 1998e), utilizando los siguientes materiales: Bomba de vacío, picnómetro de 500 cm<sup>3</sup> calibrado, tamiz N°200, termómetro, baño maria y balanza (Figura 58).

Se prepararon aproximadamente 80 g de suelo que pasará el tamiz 200. Para prepararlo se tuvo en cuenta que es un suelo con materia orgánica y raíces por lo que no se seca al horno sino hasta el final de la prueba; para conocer el peso seco del suelo, entonces se secó a temperatura ambiente antes de disgregarlo y tamizarlo. Con previa calibración del picnómetro (curva de peso del picnómetro + agua contra temperatura), se procedió a ubicar un recipiente con agua destilada en baño María, para desairearla y luego utilizarla durante el ensayo. Se agregó la muestra de suelo dentro del picnómetro con un poco de agua desaireada y se dejó reposar por un día (recomendación del personal de laboratorio, por ser un material con materia orgánica y puede demorar un poco en humedecer). Luego se conecta a la bomba de vacío la cual comienza a sacar el aire atrapado dentro de la mezcla, se dejó hasta cuando ya no salían burbujas o muy pocas, se agregó agua desaireada previamente en baño maria, cuidadosamente de no formar burbujas, hasta casi completar los 500 cm<sup>3</sup> en una marca del picnómetro. Se dejó reposar para que la temperatura se estabilizara, se completó cuidadosamente hasta la marca de 500 cm<sup>3</sup> y se pesó el picnómetro con el agua y el suelo, se tomó la temperatura dentro del picnómetro, inmediatamente se sacó todo el material en un platón de peso conocido, lavando totalmente el picnómetro de tal forma que no quedara ningún rastro de suelo dentro del picnómetro llevandola al horno a 105°C por un día, posteriormente, se procedió a sacar el peso seco de la muestra (Figura 59).

Figura 58. Equipo para ensayo de gravedad específica de los suelos.

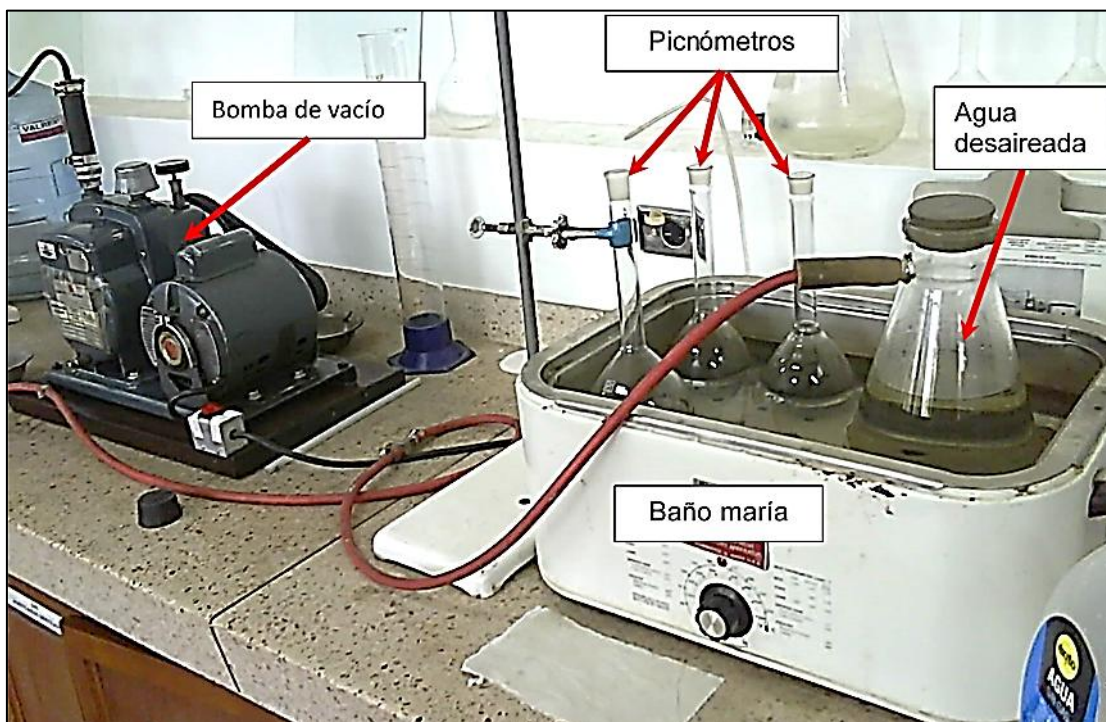
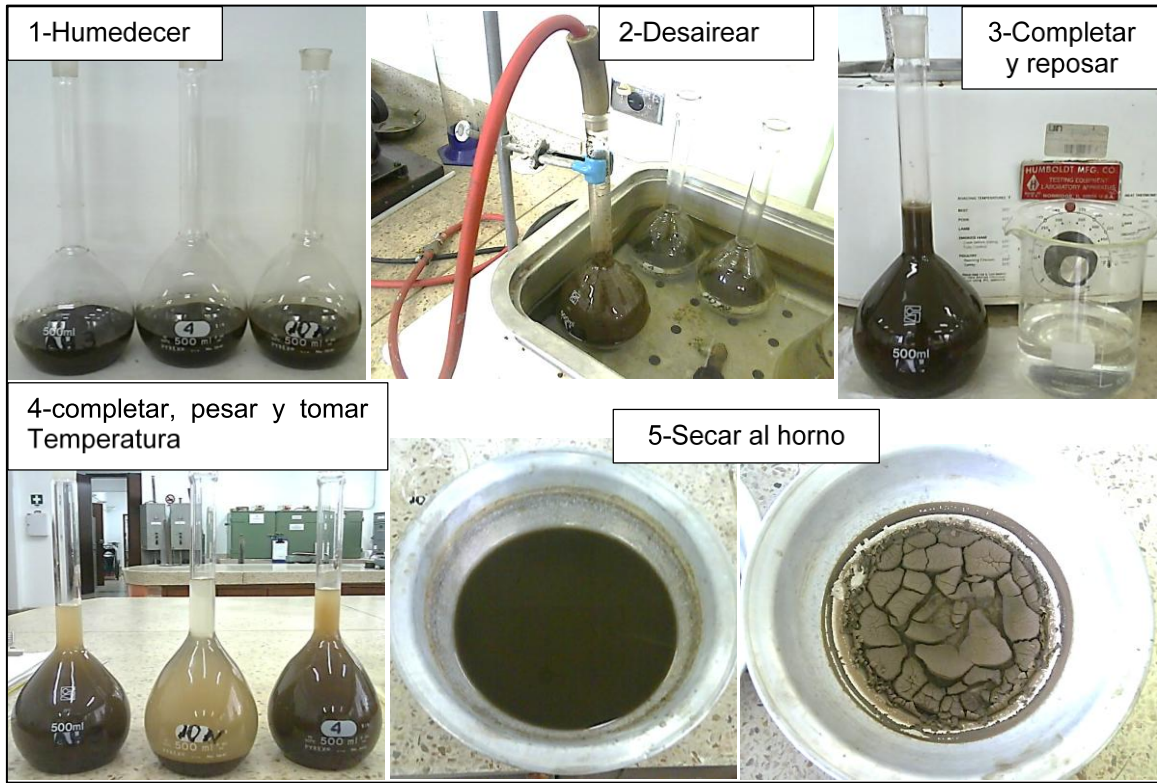


Figura 59. Ensayo de Gravedad específica de los suelos.



### 2.3.2.1 Cálculos.

La ecuación utilizada para determinar la gravedad específica por medio del picnómetro es la siguiente:

$$G_s = \frac{W_{ss}}{W_{ss} + W_{pc} - W_{pwa}} \cdot K_c \quad (64)$$

Donde:

$W_{ss}$ : Peso del suelo seco (g).

$W_{pc}$ : Peso del picnómetro más agua a la temperatura del ensayo (g) (obtenida de la curva de calibración).

$W_{pwa}$ : Peso picnómetro + agua + suelo (g).

$K_c$ : Factor de corrección basado en el peso específico del agua a 20°C (tabla (INVIAS, 1998e))

La gravedad específica de los suelos no depende del contenido de humedad, por lo tanto solo se realizó una vez para el factor tiempo o condición de humedad, obteniendo 40 datos.

### 2.3.3 Relaciones de fase.

#### 2.3.3.1 Humedad natural.

La obtención de la muestra en campo, se realizó tomando dos muestras de 200 g aproximadamente por cada ensayo, a una distancia de unos 50 cm entre sí. Las profundidades a las que se tomaron fueron 7.5 cm en superficial y 22.5 cm en profundo. Estas muestras se empaquetaron y llevaron en el menor tiempo posible al laboratorio para secar en horno a 105°C. El cálculo se realizó como se explicó en el numeral 1.4.1.1.

#### 2.3.3.2 Densidad seca.

Se utilizó el método del cilindro biselado (Jaramillo J., 2002). En campo se utilizaron dos cilindros elaborados en PVC de 2 pulgadas, de diámetro interior aproximado de 54 mm y una altura aproximada de 3 cm. Los cilindros se ubicaron distanciados entre sí aproximadamente 50 cm, teniendo cuidado de que no sea un suelo disturbado. Las profundidades a las que se tomaron fueron 7.5 cm en superficial y 22.5 cm en profundo, luego de sacarlas se enrasaron y sellaron para ser transportadas al laboratorio (Figura 60).

Figura 60. Obtención de la muestra en campo para densidad seca.



En laboratorio se pesó la muestra con el cilindro, se secó al horno para determinar el peso de sólidos y con un volumen conocido del cilindro, se calculó la densidad seca como la relación entre peso de sólidos y el volumen total, ver el numeral 1.4.1.5.



### 2.3.3.3 Densidad húmeda.

Con los mismos datos de la densidad seca se procede a calcular la densidad húmeda, la diferencia radica en tomar el peso total (peso de agua + peso de sólidos) dividido entre el volumen del cilindro.

### 2.3.3.4 Relación de vacíos.

Utilizando los mismos datos de la densidad seca ( $D_s$ ) sumado a los valores de gravedad específica ( $G_s$ ) se obtuvo el valor de la relación de vacíos ( $e$ ). La relación de vacíos es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total, pero matemáticamente se puede llegar a la siguiente expresión con la cual se calculó la relación de vacíos.

$$e = \frac{V_{vacios}}{V_{solidos}} = \frac{G_s \cdot V_{Total}}{W_{solidos}} - 1 \quad (65)$$

Se obtuvieron 80 datos con los diferentes factores.

### 2.3.3.5 Saturación.

Utilizando los mismos datos del cilindro biselado de la densidad seca ( $D_s$ ) sumado a los valores de humedad natural ( $H_n$ ) y relación de vacíos ( $e$ ), se obtuvo el valor de la saturación ( $S$ ). La saturación es la relación entre el volumen de agua y el volumen de vacíos, pero matemáticamente se puede llegar a la siguiente expresión con la cual se calculó la saturación.

$$S(\%) = \frac{V_{agua}}{V_{vacios}} = \frac{H_n(\%) \cdot G_s}{e} \quad (66)$$

Se obtuvieron 80 datos con los diferentes factores.

### 2.3.3.6 Porosidad.

La porosidad ( $n$ ) se calculó a partir de la relación de vacíos ( $e$ ), ya que esta se puede expresar en términos de la relación de vacíos ( $e$ ) de la siguiente manera.

$$n(\%) = \frac{V_{vacios}}{V_{Total}} = \frac{e}{1+e} \times 100\% \quad (67)$$

Se obtuvieron 80 datos con los diferentes factores.

### 2.3.4 Granulometría.

Como se procedió para la muestra de gravedad específica de suelos, así mismo se procedió para tomar la muestra para este ensayo. Sin embargo para comprobar que el suelo es fino se puede hacer preliminarmente un lavado de la muestra sobre el tamiz N°40 (0.425 mm) (recomendación del personal de laboratorio de mecánica de suelos). Se dejó una muestra grande sumergida en agua (para facilitar la disgregación de las partículas), realizada esta prueba se determinó que casi el 100% de la muestra pasó el tamiz N°40 a excepción del material orgánico como raíces (Figura 61).

Figura 61. Lavado de la muestra sobre el tamiz N°40 (0.425 mm).



Bajo estas condiciones se procedió a realizar el análisis por el método del hidrómetro (INVIAS, 1998a; Medina Gonzalez et al., 2007). Se eligió este método por ser más preciso al tener en cuenta la gravedad específica de los suelos y se puede trazar la curva granulométrica, que facilita la interpolación para determinar el porcentaje de partículas en determinado tamaño, sin incurrir en errores por el tiempo (García, Medina, & Núñez, 2008).

El equipo utilizado fue: Hidrómetro (se utilizó el tipo 151H con unidades ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )), cilindro de sedimentación con capacidad de  $1000 \text{ cm}^3$ , Termómetro, Cronómetro, agente dispersante (Hexametafosfato de sodio; disuelto en agua destilada en una proporción de 40 g de hexametafosfato de sodio por litro de solución), vaso de dispersión y agua destilada.

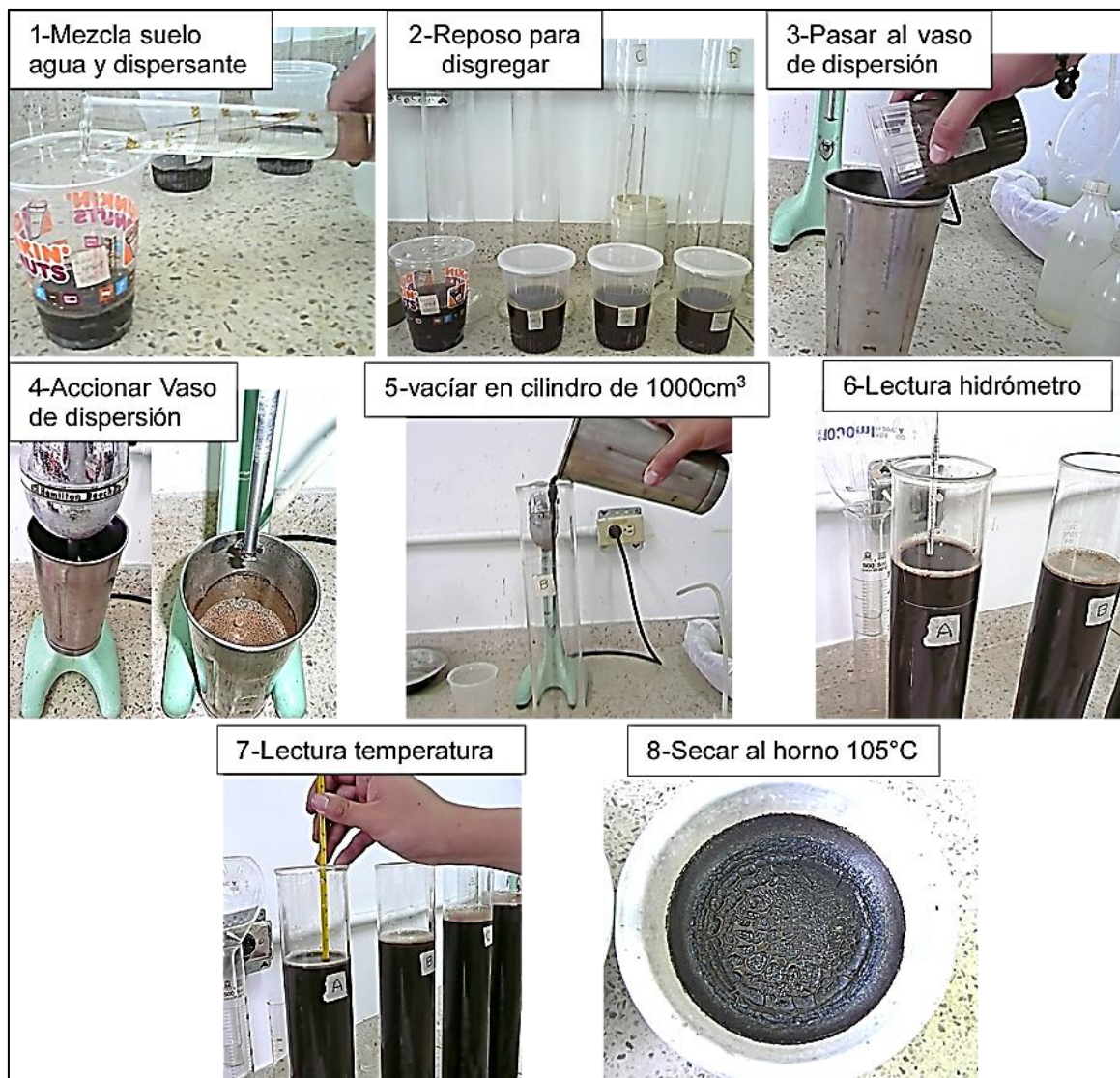
El ensayo está previsto de algunos cálculos y procedimientos dispendiosos, por lo que solo se describirán procedimientos generales, las fórmulas y demás procedimientos se pueden ver en Bowles, (1981); INVIAS, (1998a).

Se tomó una muestra de aproximadamente 60 g en un vaso y se agregó agua destilada hasta quedar sumergido, seguido se adicionó  $100 \text{ cm}^3$  del agente dispersante previamente preparado, dejándolo un día en reposo. Se pasó la muestra a un vaso de dispersión por 30 segundos a un minuto, luego, se pasó al cilindro de sedimentación de  $1000 \text{ cm}^3$ , llenándolo hasta la marca de  $1000 \text{ cm}^3$  y

tapandolo con la mano, se agitó de lado a lado por un minuto e inmediatamente se ubicó sobre una mesa activando el cronómetro, seguido, se introdujo lentamente el hidrómetro para tomar las dos primeras lecturas (1 y 2 minutos), se sacó y se volvió a introducir cada vez que se realizaban las lecturas. Se tomaron lecturas del hidrómetro y temperatura en los siguientes tiempos: 1, 2, 5, 15, 30, 60, 120, 240 y 1440 minutos .

Después de la última lectura, se pasa todo el material a un platón sin dejar ningún residuo en el cilindro, se pasa a secar en horno a 105°C (Figura 62) para determinar el peso del suelo seco utilizado.

Figura 62. Ensayo de análisis granulométrico por medio del Hidrómetro.

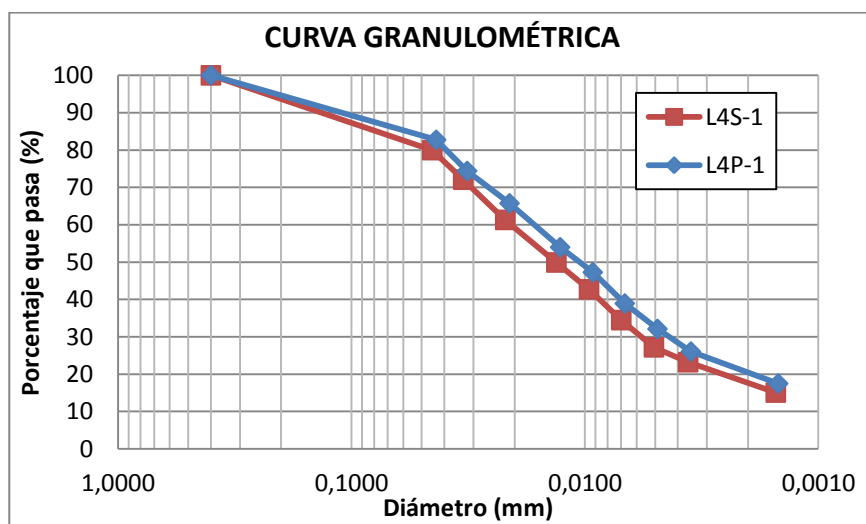


### 2.3.4.1 Cálculos.

Se debió realizar correcciones de lectura del hidrómetro por menisco, temperatura y defloculante. Se calculó el diámetro de las partículas en función principalmente del tiempo y gravedad específica del suelo. El cálculo de los porcentajes se estimó en función de la gravedad específica del suelo y la lectura del hidrómetro con sus respectivas correcciones.

Se procedió a realizar la curva granulométrica, porcentaje que pasa contra el diámetro de la partícula en escala logarítmica. De esta curva se determinaron las fracciones requeridas. Como ejemplo se presenta a continuación la curva granulométrica resultante del punto 1, Lote 4, profundidad (S) 0 cm - 15 cm y profundidad (P) 15 cm – 30 cm (Figura 63).

Figura 63. Curva granulométrica, resultado de ensayo por hidrómetro.



Se realizó la correspondiente interpolación para obtener las fracciones de suelo deseadas. Con estos datos, se procedió a ubicar en el triángulo textural para clasificar la textura del suelo (Tabla 10).

Tabla 10. Resultado, interpretación curva granulométrica.

Textura	Fracción (%)	
	L4S-1	L4P-1
Arena ( - hasta 0.05)(mm)	17.32	13.35
Limo (0.05 hasta 0.002)(mm)	65.04	66.19
Arcilla (0.002 hasta - )(mm)	17.64	20.46

## 2.3.5 Límites de consistencia.

### 2.3.5.1 Límite líquido.

La muestra se tomó igualmente del sobrante de la muestra de compresión inconfiada, el ensayo se realizó según Bowles, (1981); INVIAS, (1998d). Los equipos requeridos fueron; aparato de límite líquido (Casagrande), ranurador, espátula y agua destilada (Figura 64). Procediendo como se describió en el numeral 1.4.3.1.

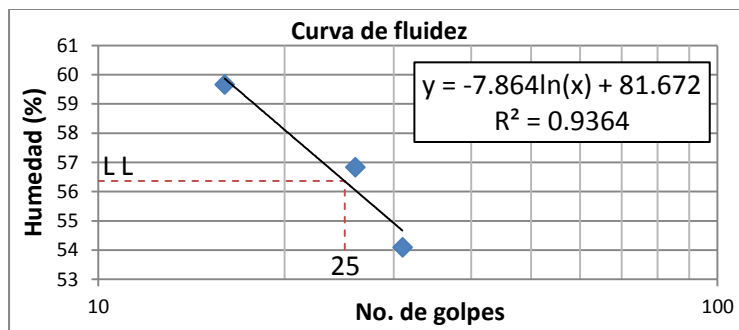
Figura 64. Ensayo de límite líquido.



El material se recogió en un recipiente para secar al horno y determinar la humedad correspondiente a ese número de golpes, se repitió el procedimiento dos veces más agregando un poco más de agua, con el propósito de obtener un punto entre 15-25 golpes, otro punto entre 20-30 golpes y el tercero entre 25-30 golpes.

Luego de determinar las humedades se procedió a determinar la curva de fluidez y así determinar el límite líquido interpolando en 25 golpes. En la Figura 65 se muestra el resultado para el punto 2, lote 3, profundidad (P) 15 cm – 30 cm.

Figura 65. Curva de fluidez para determinar el límite líquido.

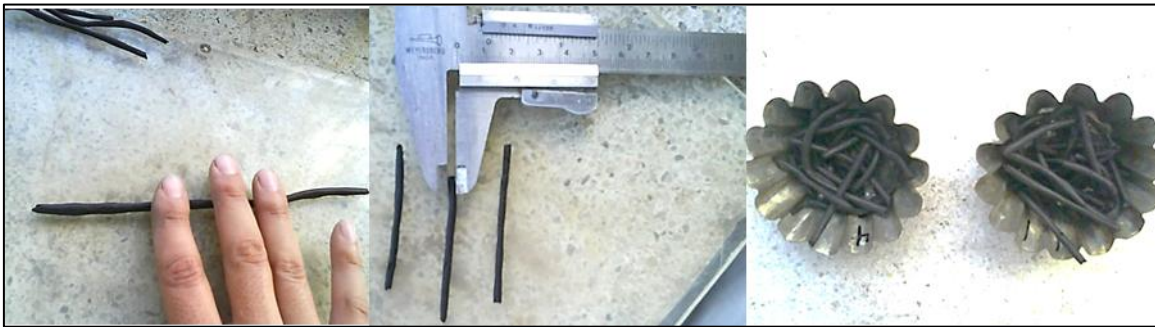


Se obtubieron 40 datos ya que este ensayo no depende de la humedad natural.

### 2.3.5.2 Límite plástico.

La muestra se tomó igualmente del sobrante de la muestra de compresión inconfiada, el ensayo se realizó según Bowles, (1981); INVIAS, (1998d), no requirió equipos especiales, solamente balanza, espátula, superficie lisa y agua destilada. Como se describió en el numeral 1.4.3.2, se humedeció de a pocos la muestra hasta hacer una masa que pudiera moldearse y hacer rollitos de 3 mm de diámetro, si se pasaba en humedad, se podía seguir moldeando en las manos para que se perdiera humedad y llegar a los rollitos de 3mm, se hicieron los suficientes para poder determinar la humedad (Figura 66), que sería el límite plástico.

Figura 66. Ensayo de límite plástico.



Este ensayo no depende de la humedad natural, por lo que se descartó realizar el mismo ensayo en los dos tiempos de humedad, obteniendo 40 datos.

### 2.3.5.3 Límite de contracción.

La muestra se tomó del sobrante de límite líquido. Para lo cual el equipo requerido fueron: vasijas de evaporación de porcelana, espátula, recipiente de contracción, recipiente de vidrio para ensayo de contracción, placa de vidrio con tres patas metálicas para sumergir la muestra de suelo en mercurio, balanza, mercurio suficiente para llenar el recipiente de vidrio y que rebose, por último, guantes, tapabocas y gafas de seguridad. Siguiendo la norma INVIAS, (1998c), con esta muestra se siguió humedeciendo, amasando y ensayando en el equipo de límite líquido hasta que cerrara a los 10-8 golpes aproximadamente (recomendación del personal de laboratorio de mecánica de suelos), esta muestra se agregó al recipiente de contracción previamente encerado por dentro con vaselina, golpeando la base del recipiente contra una superficie sólida para sacar todas las burbujas que pueda contener, se continuó agregando suelo y repitiendo los golpes

hasta que quedó a rebosar, se enrazó con una espátula recta y se pesó inmediatamente, esta muestra se dejó secar a temperatura ambiente hasta que cambió el color de oscuro brillante a claro. Se procedió a secar en horno a 105°C, se pesó y se obtuvo el peso seco.

Retomando el numeral 1.4.3.3, la parte delicada fue medir el volumen del suelo seco, esto se realizó con mercurio (el detalle de este procedimiento se puede ver en la norma (INVIAS, 1998c)), se llenó el recipiente de vidrio hasta que rebosó y se enrasó con la placa de vidrio, se retiró todo el mercurio que sobró, se colocó la muestra (en ese momento parece una moneda sólida) en el recipiente de vidrio y se sumergió totalmente con ayuda de la placa de vidrio, pesando el mercurio desplazado y conociendo la densidad del mercurio de 13.6 (g/cm<sup>3</sup>), se calculó el volumen de la muestra seca (Figura 67).

Figura 67. Ensayo límite de contracción.



Este ensayo no depende de la humedad natural, por lo que se descartó realizar el mismo ensayo en los dos tiempos de humedad, obteniendo 40 datos.

## **2.4 ANÁLISIS ESTADÍSTICO**

A los resultados obtenidos se les realizó un análisis multifactorial para modelos lineales generales (MLG), con una prueba de ANOVA multivariada, previa verificación de prueba de Normalidad para verificar que los datos se comportan normalmente y se pueda hacer un análisis de varianza. Las pruebas de normalidad incluyen una prueba de Kolmogorov-Smirnov y Shapiro-Wilk, verificando curtosis y asimetría.

Se realizó también un análisis de correlación de Pearson, enfocado principalmente a evaluar las correlaciones que pueden existir entre todas las variables y las variables de resistencia en el suelo, evaluando también colinealidad entre las variables. Con base en estos resultados y con la revisión bibliográfica realizada se procedió a efectuar algunas regresiones lineales y no lineales para verificar posibles relaciones con la resistencia del suelo.



### 3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

#### 3.1 RESULTADOS ESTADÍSTICOS

##### 3.1.1 Prueba de normalidad.

Las poblaciones estudiadas se describen a continuación en la Tabla 11.

Tabla 11. Poblaciones resultado de los factores de estudio.

Población	Factores fijos		
	Lote	Tiempo	Profundidad
3DP	3	Seco (D)	(P) 15 cm – 30 cm
3DS	3	Seco (D)	(S) 0 cm – 15 cm
3WP	3	Húmedo (W)	(P) 15 cm – 30 cm
3WS	3	Húmedo (W)	(S) 0 cm – 15 cm
4DP	4	Seco (D)	(P) 15 cm – 30 cm
4DS	4	Seco (D)	(S) 0 cm – 15 cm
4WP	4	Húmedo (W)	(P) 15 cm – 30 cm
4WS	4	Húmedo (W)	(S) 0 cm – 15 cm

Algunas variables no corresponden a las 8 poblaciones, ya que solo se tomaron en un solo tiempo de humedad ya que no dependían de la humedad natural, estas variables solo tienen cuatro poblaciones, relacionadas como seco-húmedo (WD).

La prueba de normalidad mostró que algunas poblaciones no tienen distribución de probabilidad normal, por lo cual se evaluó en dónde podría estar radicado el problema, evidenciando que por ser una población pequeña (10 datos por población), es difícil determinar una normalidad en los datos. Se pudo verificar que el problema radicó principalmente en algunos puntos atípicos, que en realidad resultaron ser atípicos para la población, pero no son datos atípicos en los parámetros del suelo. Otro de los problemas encontrados radicó en la dispersión y apuntamiento de los datos, verificados con los valores de curtosis y asimetría, que puede ser efecto de la escala que maneja la variable. Un solo caso se presentó en que se tuvo que realizar una transformación de variables, el caso fue para la variable de resistencia al corte en el límite plástico ( $\tau_{LP}$ ), la transformación realizada fue la función inversa ( $1/\tau_{LP}$ ). Se realizaron las correcciones permitiendo observar un comportamiento de distribución de probabilidad normal. Los resultados y correcciones de la prueba de normalidad se muestran en el Anexo 1.

### 3.1.2 ANOVA y comparación de Medias.

Verificada la normalidad en los datos, se realizó un análisis multivariado ANOVA para todos los factores estudiados (Tabla 12).

Tabla 12. Análisis de la varianza, ANOVA.

Variable	Factores fijos									
	Lote		Tiempo		Profundidad		Posición			
	F	Sig.	F	Sig.	F	Sig.	Lote 3		Lote 4	
							F	Sig.	F	Sig.
Hn	21.849	0.000 *	7.401	0.008 *	0.102	0.751	2.327	0.041 *	3.700	0.005 *
Gs	4.533	0.037 *	NA	NA	21.701	0.000 *	2.371	0.038 *	7.066	0.000 *
%Arena	72.952	0.000 *	NA	NA	6.031	0.016 *	4.524	0.001 *	7.515	0.000 *
%Limo	69.77	0.000 *	NA	NA	0.891	0.348	9.358	0.000 *	9.031	0.000 *
%Arcilla	0.087	0.769	NA	NA	12.184	0.001 *	5.714	0.000 *	19.289	0.000 *
Ds	1.936	0.168	2.778	0.100	8.435	0.005 *	2.720	0.020 *	3.954	0.003 *
Dh	6.83	0.011 *	2.044	0.157	31.958	0.000 *	3.154	0.009 *	1.730	0.134
e	2.257	0.137	2.942	0.091	2.558	0.114	2.187	0.054 *	4.301	0.002 *
S	57.877	0.000 *	0	0.984	34.654	0.000 *	2.715	0.020 *	0.222	0.988
n	3.02	0.087	2.615	0.110	3.691	0.059 **	2.732	0.019 *	4.111	0.002 *
RPc	0.001	0.977	49.536	0.000 *	63.964	0.000 *	1.254	0.303	1.328	0.273
RPb	0.027	0.871	11.736	0.001 *	2.855	0.095	0.567	0.812	1.889	0.101
Suv	7.195	0.009 *	22.757	0.000 *	0.672	0.415	0.795	0.624	1.599	0.170
Cct	39.117	0.000 *	0.247	0.620	0.05	0.823	2.484	0.031 *	3.654	0.005 *
$\Phi_{ct}$	0.19	0.664	0.757	0.387	2.404	0.125	1.433	0.220	0.590	0.793
qu	4.519	0.037 *	50.631	0.000 *	3.041	0.086	0.449	0.896	0.932	0.516
Cci	4.519	0.037 *	50.631	0.000 *	3.041	0.086	0.449	0.896	0.932	0.516
$\epsilon_f$	15.7	0.000 *	8.746	0.004 *	1.308	0.257	1.361	0.250	0.420	0.912
LC	4.521	0.037 *	NA	NA	4.715	0.033 *	21.811	0.000 *	6.971	0.000 *
LP	4.355	0.040 *	NA	NA	14.451	0.000 *	5.241	0.000 *	20.607	0.000 *
LL	7.198	0.009 *	NA	NA	5.049	0.028 *	7.028	0.000 *	41.282	0.000 *
IP	0.822	0.368	NA	NA	7.94	0.006 *	5.338	0.000 *	2.622	0.028 *
IF	0.621	0.433	NA	NA	1.428	0.236	4.516	0.001 *	9.460	0.000 *
IT	0.144	0.706	NA	NA	4.421	0.039 *	6.608	0.000 *	8.705	0.000 *
IR	23.974	0.000 *	NA	NA	8.139	0.006 *	8.868	0.000 *	14.780	0.000 *
Aa	0.392	0.533	NA	NA	1.49	0.226	8.302	0.000 *	27.684	0.000 *
IC	13.086	0.001 *	10.427	0.002 *	10.348	0.002 *	0.386	0.932	1.279	0.296
IL	13.086	0.001 *	10.427	0.002 *	10.348	0.002 *	0.386	0.932	1.279	0.296
Rc	22.595	0.000 *	NA	NA	10.111	0.002 *	22.230	0.000 *	6.700	0.000 *
Cf	47.689	0.000 *	8.509	0.005 *	3.904	0.052 **	1.719	0.130	1.226	0.324
CL	50.595	0.000 *	8.806	0.004 *	3.876	0.053 **	1.876	0.096	1.313	0.280
Inv_TLP	1.607	0.209	NA	NA	2.45	0.122	6.104	0.000 *	5.503	0.000 *

\* Existe un efecto significativo de esta variable con respecto al factor en estudio.

\*\* Existe un efecto significativo de esta variable con respecto al factor en estudio en un intervalo de confianza un poco menor al 95% pero que vale la pena tener en cuenta.

NA: No aplica para esta variable porque solo se realizó para un solo tiempo de humedad.

La comparación de medias es un método gráfico que puede ayudar a interpretar el comportamiento de la variable con respecto a los factores medidos, contrastándolo con el resultado de la ANOVA, que es más robusta y fuerte en los cálculos. La comparación de medias se irá presentando en cada caso.

Igualmente los resultados de la prueba de correlación de Pearson se presentaran en los análisis de resultados.

### 3.2 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

#### 3.2.1 Resistencia de suelos.

Se analizaron todas las variables de resistencia de suelos obtenidas en campo y en laboratorio. A continuación se presenta el resumen de medias de las variables de resistencia mecánica (Tabla 13). La correlación de Pearson entre parámetros de resistencia se presenta en la Tabla 14.

Tabla 13. Resumen de valores medios para variables de resistencia mecánica.

Lote	3				4			
	W		D		W		D	
	S	P	S	P	S	P	S	P
RPc(kPa)	2005.67	4072.19	3486.39	5234.75	1908.47	3536.93	3677.96	5648.31
RPb(kPa)	255.54	272.21	337.92	220.66	215.43	241.71	335.04	304.28
S <sub>uv</sub> (kPa)	103.92	109.72	153.72	115.01	77.49	94.45	123.05	117.71
Cct(kPa)	198.20	197.44	216.50	160.80	111.31	129.62	125.13	154.23
φ <sub>ct</sub> (°)	62.08	59.38	60.55	50.82	52.69	60.25	61.54	55.21
qu(kPa)	85.23	62.72	150.01	93.35	44.72	55.84	105.44	119.61
Cci(kPa)	42.62	31.36	75.01	46.68	22.36	27.92	52.72	59.80
εf(%)	6.02	5.51	5.35	5.32	5.53	4.62	3.85	4.14

Tabla 14. Correlaciones de Pearson entre variables de resistencia mecánica.

		<b>RPc</b>	<b>RPb</b>	<b>Suv</b>	<b>Cct</b>	$\Phi_{ct}$	<b>qu</b>	<b>Cci</b>	<b><math>\epsilon f</math></b>
<b>RPc</b>	<b>Correlación de Pearson</b>	1	0.459**	0.503**	0.339**	-0.044	0.332**	0.332**	-0.326**
	<b>Sig. (bilateral)</b>		0.000	0.000	0.002	0.699	0.004	0.004	0.004
<b>RPb</b>	<b>Correlación de Pearson</b>		1	0.827**	0.500**	0.261*	0.571**	0.571**	-0.264*
	<b>Sig. (bilateral)</b>			0.000	0.000	0.020	0.000	0.000	0.022
<b>Suv</b>	<b>Correlación de Pearson</b>			1	0.644**	0.093	0.659**	0.659**	-0.047
	<b>Sig. (bilateral)</b>				0.000	0.413	0.000	0.000	0.687
<b>Cct</b>	<b>Correlación de Pearson</b>				1	-0.048	0.430**	0.430**	0.194
	<b>Sig. (bilateral)</b>					0.676	0.000	0.000	0.098
$\Phi_{ct}$	<b>Correlación de Pearson</b>					1	0.112	0.112	-0.134
	<b>Sig. (bilateral)</b>						0.341	0.341	0.255
<b>qu</b>	<b>Correlación de Pearson</b>						1	1.000**	0.100
	<b>Sig. (bilateral)</b>							0.000	0.392
<b>Cci</b>	<b>Correlación de Pearson</b>							1	0.100
	<b>Sig. (bilateral)</b>								0.392
<b><math>\epsilon f</math></b>	<b>Correlación de Pearson</b>								1
	<b>Sig. (bilateral)</b>								

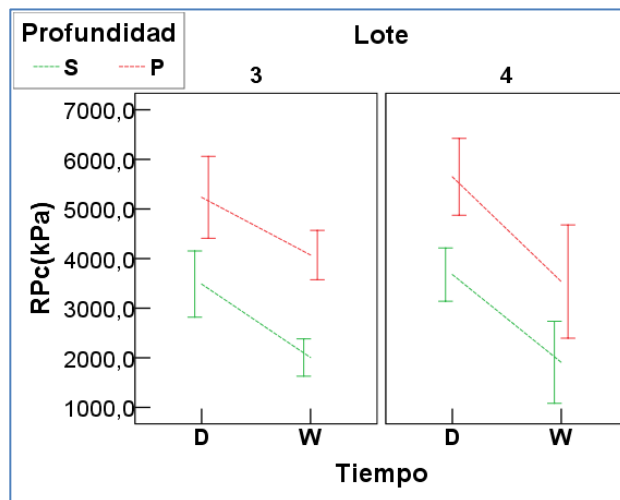
\*\* . La correlación es significativa en el nivel 0.01 (bilateral).

\* . La correlación es significativa en el nivel 0.05 (bilateral).

Con los resultados de la Tabla 13 y la Tabla 14, junto con las comparaciones de medias, se procede a analizar el efecto de los factores estudiados, sobre cada una de las variables de resistencia mecánica.

### 3.2.1.1 Resistencia a la penetración con penetrómetro de cono.

Figura 68. Comparación de medias de la resistencia a la penetración de cono.



Tomando en cuenta la comparación de medias (Figura 68) y el ANOVA para penetrómetro de cono, no existe una diferencia significativa entre un terreno y otro, sin embargo se presenta una relación entre las dos condiciones de humedad, obteniéndose los mayores valores de resistencia en el tiempo seco (D) lo cual es consecuente con los resultados de otros autores (Lapen, Topp, Edwards, Gregorich, & Curnoe, 2004; Mehari Z Tekeste et al., 2005).

Aunque el ensayo no requería trazar el perfil de resistencia a la penetración ya que se tomaron solo dos puntos, es claro el aumento de la resistencia a la penetración en el cambio de profundidad, alcanzando los valores más altos en la profundidad (P) 15 cm – 30 cm (Cerana et al., 2005; M Z Tekeste et al., 2009; Mehari Z Tekeste et al., 2005).

Entre posiciones del mismo lote no se evidenció un cambio considerable según la ANOVA, por lo que el valor medio podría tomarse como representativo para este lote.

Se encontraron valores muy altos de resistencia a la penetración, si bien la literatura maneja valores más bajos, también se encuentran valores altos para suelos sin labranza y con labranza convencional, manejando valores entre 750 kPa y 7750 kPa (Lapen et al., 2004), inclusive para el desarrollo de raíces se manejan valores entre 500 kPa y 1300 kPa (Clark, Whalley, & Barraclough, 2003) o 2000 kPa como valor crítico para crecimiento de las plantas, quizás la velocidad de penetración aumentó considerablemente los valores (ASABE, 2006c).

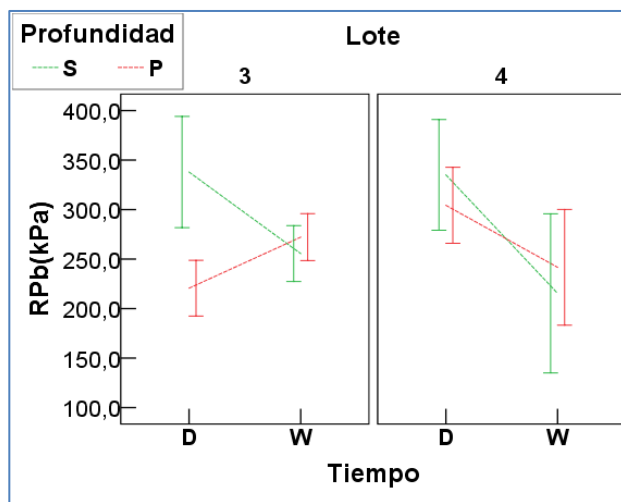
La resistencia a la penetración con cono mostró un mayor valor de correlación de Pearson con la resistencia al corte con veleta ( $S_{uv}$ ) de 0.503 y muy cerca la

resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo (RPb) con un coeficiente de Pearson de 0.459. Esto es congruente con la teoría y con los resultados obtenidos por otros autores como Abedin & Hettiaratchi, (2002); Bachmann et al., (2006); Chen, (2001); Manuwa & Olaiya, (2012); P W Mayne, (2006); Varathungarajan et al., (2009).

Con los otros parámetros, muestra una correlación baja (0.326 la más baja), sin embargo contribuyen al valor de la resistencia a la penetración (RPc) (Koolen & Vaandrager, 1984; Vanapalli & Taek Oh, 2012). Por último, el ángulo de fricción interna tomado con la caja de torsión ( $\phi_{ct}$ ) no evidencia ninguna relación con la resistencia a la penetración de cono (RPC).

### 3.2.1.2 Resistencia a la penetración de penetrómetro de bolsillo.

Figura 69. Comparación de medias de la resistencia a la penetración de bolsillo.



El comportamiento del penetrómetro de bolsillo fue muy peculiar; encontrando cambios significativos con el tiempo entre humedad, con valores altos a menor humedad a excepción del lote 3 en la profundidad de (P) 15 cm – 30 cm el cual tuvo un comportamiento inverso (Figura 69), más adelante se podría explicar este comportamiento, lo cual se pudo deber a que en este lote y profundidad el contenido de humedad del suelo fue muy similar para las dos condiciones de tiempo, inclusive con traslapes entre un tiempo y otro. Este comportamiento se puede apreciar en el numeral 3.2.2.1 de la humedad natural en cuanto a la comparación de medias y el efecto en la resistencia a la penetración (Delegard et al., 2011; Vanapalli & Taek Oh, 2012).

El análisis de varianza no determinó un cambio significativo entre los factores de lote y tiempo, sin embargo en la gráfica se aprecia un cambio leve en la

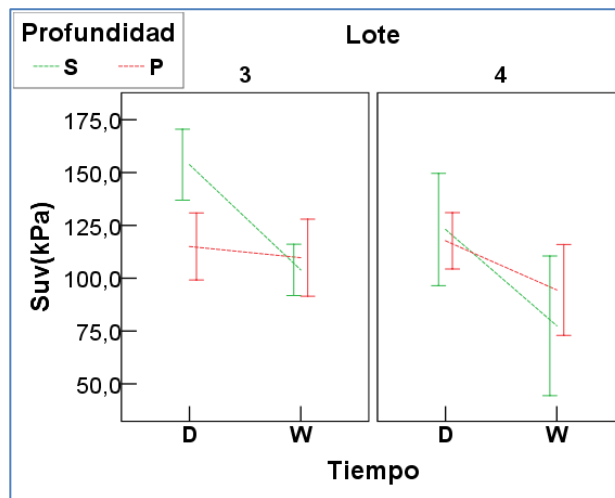
profundidad que puede no verse reflejada por la dispersión de los datos la cual traslapa los valores.

La resistencia a la penetración de bolsillo (RPb) resultó tener correlaciones significativas con todas las variables de resistencia mecánica; según el coeficiente de Pearson. Pero la mejor correlación se obtuvo con la resistencia al corte con veleta ( $S_{uv}$ ) con un valor de Pearson de 0.827 en un nivel de significancia de 0.01 (bilateral), siendo este el mayor valor de correlación de Pearson entre las variables de resistencia. Le sigue en correlación, la resistencia a la compresión inconfiada ( $q_u$ ) con un coeficiente de Pearson de 0.571 lo cual es coherente con los resultados reportados por Delegard et al., (2011); Vanapalli & Taek Oh, (2012), para suelos arcillosos y saturaciones altas. La cohesión de la caja de torsión ( $C_{ct}$ ) con un valor de Pearson de 0.500 y la resistencia a la penetración de cono (RPC) con valor de 0.459. Solo dos variables estuvieron por debajo de estos valores: el ángulo de fricción interna de la caja de torsión ( $\phi_{ct}$ ) y la deformación a la falla de la compresión inconfiada ( $\epsilon_f$ ). Sin embargo aportan al valor de la resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo.

Los valores de resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo obtenidos permiten catalogar estos suelos como de clase *intermedia* (100 kPa – 1000 kPa) según la Tabla 1 (USDA, 1993).

### 3.2.1.3 Resistencia al corte con veleta.

Figura 70. Comparación de medias de la resistencia al corte con veleta.



Con los resultados del análisis de varianza se identificó un cambio significativo entre los tiempos de humedad, con un comportamiento muy similar al comportamiento de la resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo

(RPb). Se observó el mismo problema en el lote 3 y la profundidad (P) 15 cm – 30 cm, por lo que puede tener la misma explicación. Sin embargo puede ser un comportamiento esperado de una baja resistencia con una disminución en el contenido de humedad (Arvidsson & Keller, 2011; Chandler, 2012).

Entre los dos terrenos también se presenta un efecto significativo, presentando mayores valores en el lote 3 con manejo de pradera, principalmente en la superficie (S) 0 cm – 15 cm, muy probablemente por la mayor presencia de raíces en este lote (Bachmann et al., 2006), adicional al pisoteo de ganado vacuno.

Aun cuando el análisis de varianza no refleja un cambio significativo de la resistencia al corte con veleta ( $S_{uv}$ ) con el factor profundidad, en la Figura 70 se observa un cambio de la resistencia al corte en la profundidad para el caso del lote 3 en el tiempo seco (D) y un poco en el lote 4 en el tiempo húmedo (W), esto puede deberse a que en el estrato más superficial el cambio de humedad es mayor entre los dos tiempos que en la profundidad (P) 15 cm – 30 cm, donde es más difícil una pérdida de humedad, por tanto una diferencia mayor de humedades entre los dos tiempos.

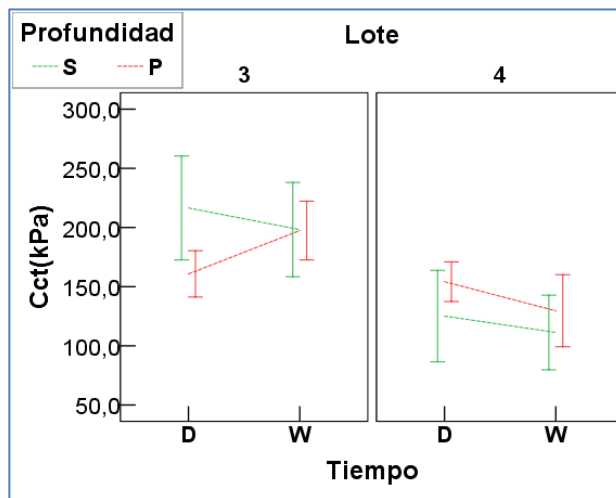
Según la correlación de Pearson, con valores altos en casi todas las variables, la mayor correlación es con el penetrómetro de bolsillo (ya mencionado anteriormente) con 0.827; como era de esperarse, con el valor de la resistencia a la compresión inconfiada ( $q_u$ ) un valor de Pearson de 0.659, lo cual es consecuente con resultados obtenidos por Chandler, (2012); Kamei & Iwasaki, (1995), con la cohesión de la caja de torsión (Cct) un coeficiente de Pearson de 0.644 y con el penetrómetro de cono 0.503 (ya mencionado), todos por encima de 0.500.

Los valores de resistencia al corte con veleta ( $S_{uv}$ ) obtenidos pueden catalogar estos suelos principalmente como un suelo *duro* (75 kPa – 150 kPa), aunque algunos valores del lote 3 en tiempo seco clasifican en suelos *muy duros y rígidos* (>150 kPa).



### 3.2.1.4 Cohesión caja de torsión.

Figura 71. Comparación de medias de la cohesión de caja de torsión.



Casualmente el análisis de varianza expresó una diferencia significativa entre los dos lotes y también entre las posiciones dentro de cada lote, gráficamente también se evidencia unos valores mayores en el lote 3 con tratamiento de praderas (Figura 71).

Por otro lado el análisis de varianza indicó que no había una diferencia significativa con el factor de tiempos de humedad, pero gráficamente expresa lo contrario al demostrar una cohesión más baja cuando baja la humedad, a excepción nuevamente del lote 3 en el tiempo húmedo (W) y profundidad (P) 15 cm – 30 cm, evidenciando cada vez más el efecto de la humedad entre los dos tiempos en este lote y esta profundidad. Como se representaba en la revisión bibliográfica la humedad juega un papel importante en la cohesión (Ashburner & Sims, 1984; Hoogmoed et al., 2003).

En lo referente a la profundidad, los resultados no permiten asegurar nada, ya que en el lote 3 es mayor la cohesión en el estrato alto (S) 0 cm – 15 cm, mientras que en el lote 4 es todo lo contrario. Los valores altos en el estrato alto (S) 0 cm – 15 cm, podría deberse a que en esta zona se encontraba mayor cantidad de raíces que en el estrato más bajo profundidad (P) 15 cm – 30 cm, generando quizás una “falsa cohesión”.

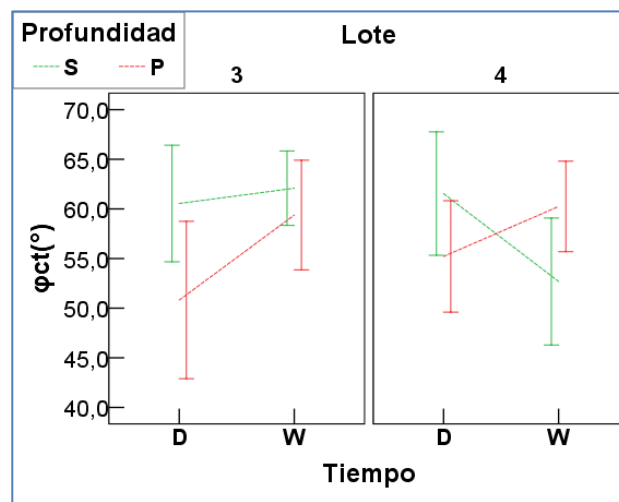
La correlación de Pearson es alta con la resistencia al corte con veleta ( $S_{uv}$ ) 0.644 y la resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo (RPb) con un valor de Pearson de 0.500, con valores inferiores pero significativos; la resistencia a la compresión inconfiada 0.430 y 0.339 con la resistencia a la penetración de cono (RPc). Se esperaba una mejor correlación con la resistencia a la compresión

inconfiada, aunque si bien no podría ser mayor ya que el suelo no está saturado y es un suelo cohesivo-friccionante (Koolen & Vaandrager, 1984).

Estos valores corresponden con valores tomados con este mismo equipo en suelos de la misma región, con tratamientos similares en ensayos reportados por Lozano Osorno & Castillo Herrán, (1998).

### 3.2.1.5 Ángulo de fricción interno con caja de torsión.

Figura 72. Comparación de medias del ángulo de fricción interno con caja de torsión.



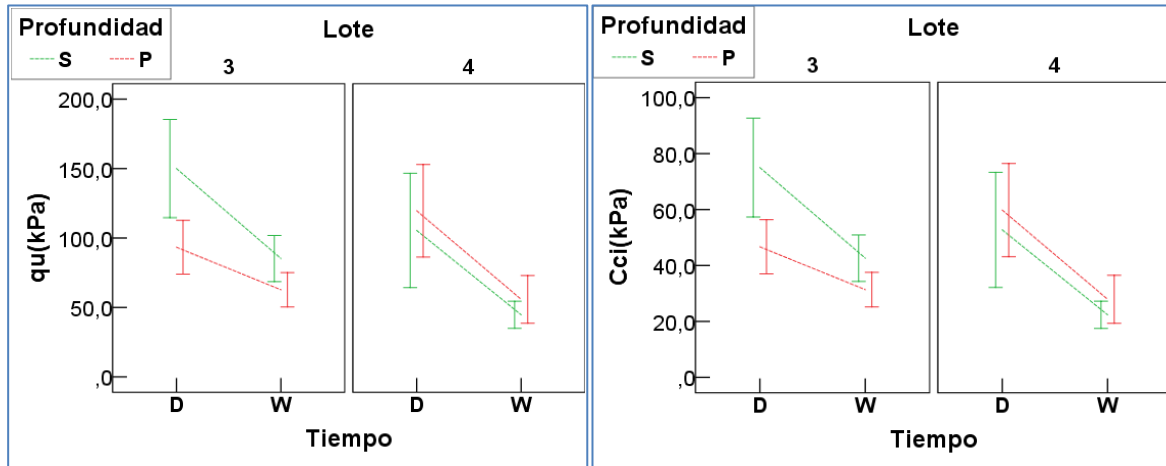
Es una variable muy interesante ya que no se ve afectada significativamente por ningún factor según el análisis de varianza, aunque gráficamente (Figura 72) se podría pensar en una relación con el cambio de humedad para el lote 3, obteniendo los valores más altos en humedades más altas, incluso se aprecia también un cambio significativo en la profundidad, obteniendo valores más altos en la superficie (S) 0 cm – 15 cm. Aunque este análisis no se puede generalizar porque no se aprecia lo mismo en el lote 4.

Con respecto a la correlación de Pearson, solo se apreció una correlación con la resistencia a la penetración de penetrómetro de bolsillo (RPb) con un valor de 0.261, es bajo pero significativo en un nivel 0.05 (bilateral).

Estos valores corresponden con valores tomados con este mismo equipo en suelos de la misma región, con tratamientos similares, demostrando valores muy por encima de los valores encontrados en otro tipo de ensayos de corte directo en estudios realizados por Lozano Osorno & Castillo Herrán, (1998).

### 3.2.1.6 Resistencia a la compresión inconfiada.

Figura 73. Comparación de medias de cohesión y resistencia a la compresión inconfiada.



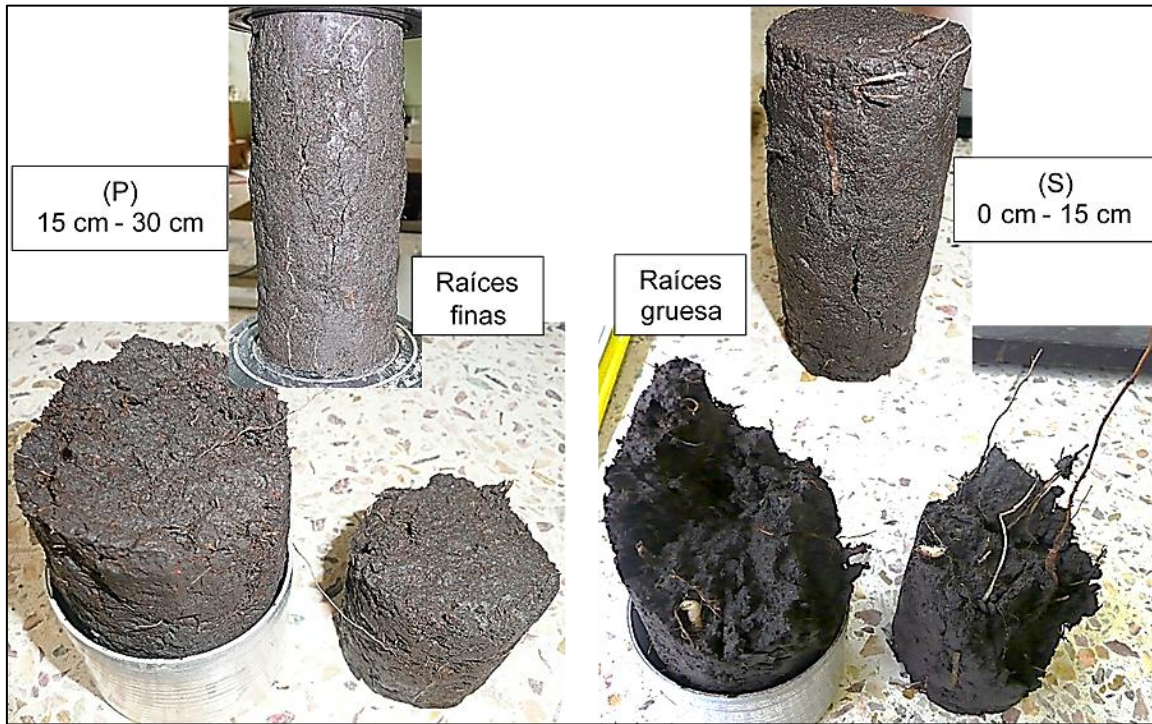
Se presentan estas dos variables unidas, ya que son colineales, recordando que la cohesión de compresión inconfiada ( $C_{ci}$ ) es la mitad de la resistencia a la compresión inconfiada ( $q_u$ ) suponiendo un suelo totalmente cohesivo. Por esta razón no se hizo énfasis en los análisis anteriores con respecto a la cohesión ( $C_{ci}$ ).

El análisis de varianza evidenció una diferencia significativa entre los dos terrenos hallándose valores más altos en el lote 3, a excepción de la condición de profundidad (P) 15 cm – 30 cm en tiempo húmedo, donde es mayor en el lote 4; el cual tiene un menor contenido de humedad natural ( $H_n$ ).

Con respecto al factor de tiempo de humedad, se ve diferencia significativa según el análisis de varianza y de forma gráfica (Figura 73), este comportamiento es coherente con lo estudiado: en un suelo no saturado las fuerzas de cohesión pueden generar esfuerzos entre las partículas, formando terrones más resistentes a la falla, en un rango de humedades cercanas y menores al límite plástico, jugando un papel importante la succión matricial (Ashburner & Sims, 1984; Liu & Peng, 2009; T Nishimura & Fredlund, 1999).

La profundidad no mostró diferencia significativa en el análisis de varianza, sin embargo en la gráfica se aprecia un cambio significativo en el lote 3, con un mayor valor en la superficie (S) 0 cm – 15 cm, donde se encuentra más contenido de raíces, las que pudieron reforzar las probetas ensayadas (C. Zhang, Chen, Liu, Ji, & Liu, 2010) (Figura 74). En cambio en el lote 4 ocurre lo contrario, lo cual puede deberse al manejo de labranza que tiene este terreno, ya que en su superficie no había tantas raíces, ni tan fuertes como en el lote 3, cubierto de pastos.

Figura 74. Probetas de compresión inconfínada en las dos profundidades.



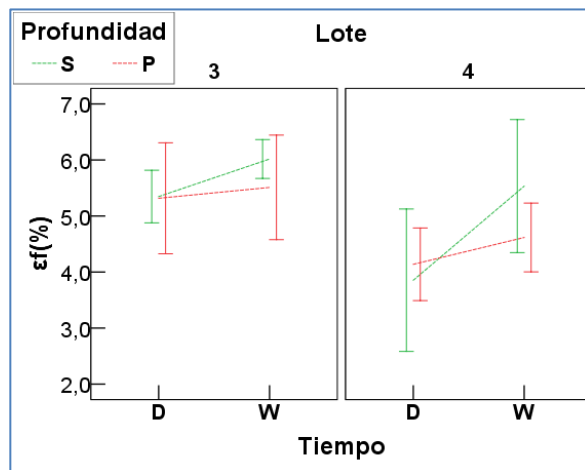
Se evidencia mayor cantidad de raíces y más gruesas en un mismo punto en el estrato de (S) 0 cm – 15 cm.

La resistencia al corte de veleta ( $S_{uv}$ ) presenta un valor alto de correlación de Pearson de 0.659 (analizado en el numeral 3.2.1.3), resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo (RPb) de 0.571 y valores más bajos pero representativos con la cohesión de la caja de torsión (Cct) de 0.430 y resistencia a la penetración con penetrómetro de cono (RPC) de 0.332. (relaciones analizadas anteriormente).

Los valores resultantes permiten calificar este suelo con una consistencia *mediana* en un rango entre 50 kPa – 100 kPa en el tiempo húmedo (W) para los dos lotes y de consistencia *firme* con un rango entre 100 kPa – 200 kPa para el tiempo seco (D) en los dos lotes a excepción del lote 3 en profundidad de (P) 15 cm – 30 cm que tiene un promedio de 93 kPa y no alcanza a esta categoría.

### 3.2.1.7 Deformación de falla.

Figura 75. Comparación de medias de deformación de falla.



El análisis de varianza mostró una diferencia significativa entre los dos terrenos, graficamente también es muy evidente la diferencia (Figura 75), presentandose una mayor deformación de falla ( $\epsilon_f$ ) en el lote 3. Esto puede ser resultado del contenido de raíces en este lote de pradera; estas raíces le dan más flexibilidad o plasticidad a la probeta en su totalidad y no a nivel de las partículas, permitiendole una mayor deformación antes de fallar (C. Zhang et al., 2010).

El factor del tiempo de humedad influyó significativamente en la deformación en la falla ( $\epsilon_f$ ); a mayor contenido de humedad es mayor la deformación del suelo. Esto puede explicarse por que con mayor contenido de humedad el suelo se acerca a su valor de límite plástico lo que le facilita deformarse sin fallar, con un contenido de humedad menor el suelo tiende a volverse duro pero frágil (Bowles, 1981; Dorris, 1985; Liu & Peng, 2009).

En el factor de profundidad no determinó una diferencia significativa con el análisis de varianza, graficamente tampoco puede asegurarse nada ya que se presentan traslapes que no evidencian un comportamiento coherente (Figura 75).

La correlación de Pearson presentó su mayor correlación con la resistencia a la penetración con penetrometro de cono (RPc) con un valor un poco bajo de -0.326 pero significativo, también con la resistencia a la penetración con penetrometro de bolsillo (RPb) con un valor de -0.264, un comportamiento muy interesante de analizar; un valor negativo indica que a mayor resistencia a la penetración (RPc y RPb) la deformación de falla ( $\epsilon_f$ ) disminuye, es un concepto coherente ya que la deformación de falla ( $\epsilon_f$ ) indica esa propiedad de deformarse sin fallar, por lo que es más difícil penetrar un terrón que no se deformará demasiado antes de fallar, lo

contrario en un suelo con un comportamiento muy plástico puede penetrarse fácil pero se deformará bastante antes de fallar.

En cuanto a una calificación, no es tan fácil, ya que se puede considerar un suelo intermedio, entre suelo fragil y un suelo cohesivo o muy plástico (suelos que llegan al 20% de deformación y no fallan, entonces se detiene el ensayo).

### 3.2.2 Relaciones de fase y la resistencia mecánica.

Tomando todas las variables de relaciones de fase, a continuación se presenta el resumen de medias de estas variables en la Tabla 15. La correlación de Pearson entre ellas para verificar coherencia de los resultados y colinealidad entre ellas se presentan en la Tabla 16, también se presentará la correlación de Pearson con las variables de resistencia, que es el objetivo del estudio (Tabla 17). Estos resultados se analizaron para cada una de las variables con su respectiva comparación de medias.

Tabla 15. Resumen de valores medios para variables de relaciones de fase.

Lote	3				4			
Tiempo	W		D		W		D	
Profundidad	S	P	S	P	S	P	S	P
Hn(%)	48.84	49.94	44.71	47.49	44.68	42.53	40.02	39.92
Gs	2.36	2.42	2.36	2.42	2.37	2.38	2.37	2.38
Ds(g/cm <sup>3</sup> )	1.01	1.03	1.03	1.04	1.00	1.07	1.03	1.11
Dh(g/cm <sup>3</sup> )	1.50	1.53	1.50	1.54	1.43	1.52	1.44	1.56
e	1.34	1.36	1.29	1.33	1.39	1.24	1.30	1.16
S(%)	85.57	86.83	83.20	87.75	74.64	81.19	73.20	84.17
n(%)	57.18	57.15	56.29	56.89	57.92	55.10	56.36	53.47

Tabla 16. Correlaciones de Pearson entre variables de relaciones de fase.

		Hn	Gs	Ds	Dh	e	S	n
Hn	Correlación de Pearson	1	0.355**	-0.768**	-0.260*	0.829**	0.478**	0.825**
	Sig. (bilateral)		0.001	0.000	0.020	0.000	0.000	0.000
Gs	Correlación de Pearson		1	-0.001	0.318**	0.234*	0.421**	0.210
	Sig. (bilateral)			0.993	0.004	0.037	0.000	0.061
Ds	Correlación de Pearson			1	0.796**	-0.966**	0.117	-0.978**
	Sig. (bilateral)				0.000	0.000	0.303	0.000
Dh	Correlación de Pearson				1	-0.704**	0.689**	-0.712**
	Sig. (bilateral)					0.000	0.000	0.000
e	Correlación de Pearson					1	-0.030	0.992**
	Sig. (bilateral)						0.790	0.000
S	Correlación de Pearson						1	-0.026
	Sig. (bilateral)							0.822
n	Correlación de Pearson							1
	Sig. (bilateral)							

\*\* La correlación es significativa en el nivel 0.01 (bilateral).

\* La correlación es significativa en el nivel 0.05 (bilateral).

Tabla 17. Correlaciones de Pearson entre variables de relaciones de fase y variables de resistencia mecánica.

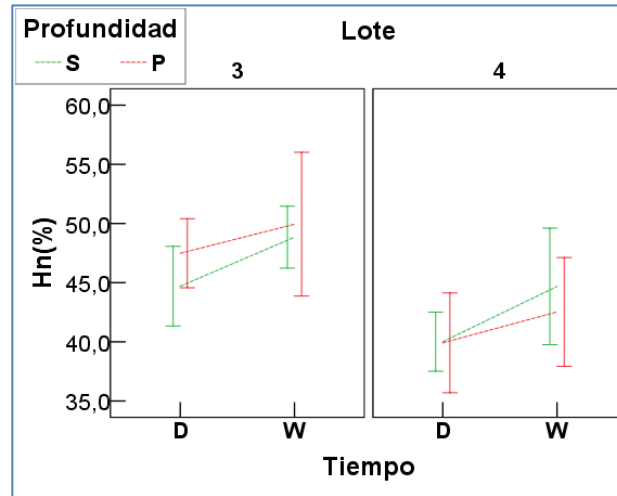
		RPc	RPb	Suv	Cct	φct	qu	Cci	εf
Hn	Correlación de Pearson	-0.274*	-0.531**	-0.465**	-0.007	-0.044	-0.276*	-0.276*	0.405**
	Sig. (bilateral)	0.014	0.000	0.000	0.950	0.697	0.017	0.017	0.000
Gs	Correlación de Pearson	0.060	-0.312**	-0.264*	-0.214	-0.049	-0.236*	-0.236*	0.012
	Sig. (bilateral)	0.596	0.005	0.018	0.058	0.669	0.042	0.042	0.917
Ds	Correlación de Pearson	0.361**	0.377**	0.453**	0.148	0.044	0.287*	0.287*	-0.164
	Sig. (bilateral)	0.001	0.001	0.000	0.193	0.699	0.013	0.013	0.160
Dh	Correlación de Pearson	0.352**	0.075	0.288**	0.234*	-0.001	0.244*	0.244*	0.113
	Sig. (bilateral)	0.001	0.508	0.010	0.038	0.991	0.035	0.035	0.335
e	Correlación de Pearson	-0.319**	-0.437**	-0.514**	-0.198	-0.052	-0.338**	-0.338**	0.131
	Sig. (bilateral)	0.004	0.000	0.000	0.080	0.649	0.003	0.003	0.263
S	Correlación de Pearson	0.141	-0.316**	-0.049	0.240*	-0.049	0.097	0.097	0.439**
	Sig. (bilateral)	0.213	0.004	0.667	0.033	0.668	0.408	0.408	0.000
n	Correlación de Pearson	-0.346**	-0.439**	-0.503**	-0.195	-0.054	-0.336**	-0.336**	0.166
	Sig. (bilateral)	0.002	0.000	0.000	0.085	0.634	0.003	0.003	0.155

\*\* La correlación es significativa en el nivel 0.01 (bilateral).

\* La correlación es significativa en el nivel 0.05 (bilateral).

### 3.2.2.1 Humedad natural.

Figura 76. Comparación de medias de la humedad natural.



Según el análisis de varianza, el tipo de terreno y el tiempo de humedad tienen una diferencia significativa sobre la humedad natural. Un comportamiento esperado en un terreno con cobertura de pastos constante; como lo es el lote 3, el cual retiene más humedad que el lote 4, el cual posee una cobertura vegetal más pobre y posibilidad de drenaje hacia los costados. Pero gráficamente se observó poca diferencia significativa en la profundidad; en la que se encuentra mayor contenido de humedad en el perfil más bajo (P) 15 cm – 30 cm que es lo esperado, caso diferente en el lote 4 (Figura 76). Igualmente el análisis de varianza mostró una diferencia significativa en la posición dentro del lote, ya que se puede observar que tanto en el tiempo seco (D) y el tiempo húmedo (W) los valores se traslapan y se tiene una dispersión un poco alta, este factor en realidad es muy difícil de controlar ya que se tienen factores externos que no permitieron ampliar más el rango entre los tiempos de humedad. Sin embargo es un rango de humedades donde normalmente se realizan labores de maquinaria en la zona, que era uno de los propósitos.

Los valores de correlación de Pearson evidenciaron relación con la resistencia del suelo, encontrando los mayores valores con la resistencia a la penetración de bolsillo (RPb) con un valor de -0.531, resistencia al corte con veleta ( $S_{uv}$ ) -0.465 y la deformación a la falla ( $\epsilon_f$ ) 0.405. Lo cual es coherente con análisis anteriores en los que se puede ver que a mayor contenido de humedad menor será la resistencia del suelo y mayor será la deformación que sufra el suelo antes de fallar (Ashburner & Sims, 1984; Hoogmoed et al., 2003). Con un valor más bajo pero significativo, también se correlaciona con la resistencia a la compresión confinada ( $q_u$ ) -0.276 y la resistencia a la penetración con penetrómetro de cono

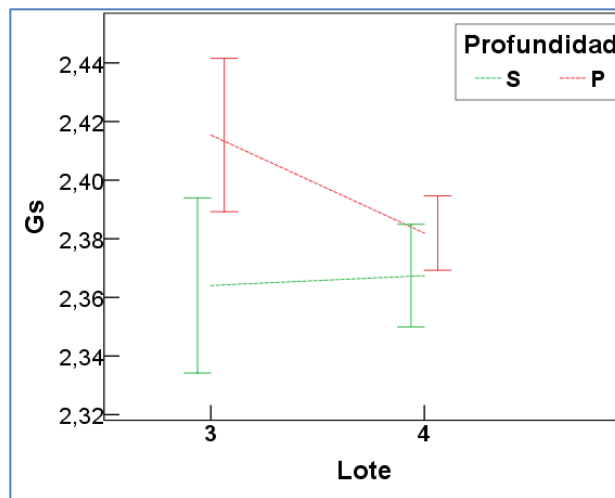


(RPc) -0.274, con un comportamiento inverso como las otras variables de resistencia, lo cual es reportado también por T Nishimura & Fredlund, (1999).

Los valores de correlación de Pearson entraron en concordancia con lo esperado de relaciones de fase, se exalta la relación que tiene con la gravedad específica de los suelos ( $G_s$ ) que probablemente tenga que ver con la materia orgánica y la textura del suelo (Ashburner & Sims, 1984).

### 3.2.2.2 Gravedad específica de los suelos.

Figura 77. Comparación de medias de Gravedad específica de los suelos.



Por ser una variable que depende solo del material que compone el suelo, no aplica para cambios en los tiempos de humedad.

El análisis de varianza demostró una diferencia significativa entre los dos terrenos, la profundidad y la posición dentro del terreno, encontrándose mayores valores en el perfil inferior (P) 15 cm – 30 cm del lote 3 y los valores más bajos en la superficie (S) 0 cm – 15 cm del mismo lote 3 (Figura 77), muy probablemente por el contenido de materia orgánica presente en el perfil superior. En cambio en el lote 4 son más parecidos los valores, quizás por el constante laboreo del suelo se mezclan materiales de los dos perfiles generando un material más homogéneo en su constitución mineral.

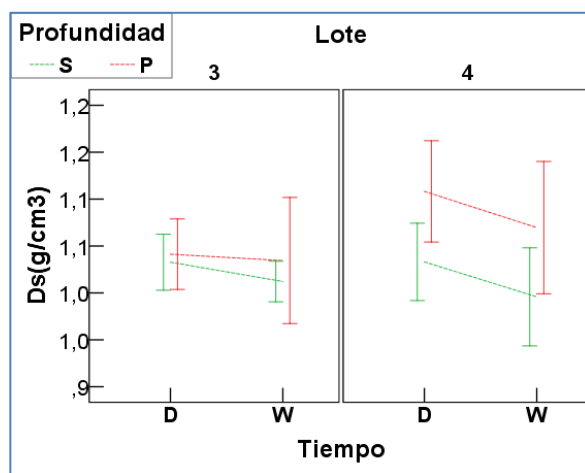
Con respecto a algunas variables de resistencia, se encontraron valores bajos de correlación de Pearson, pero significativos. Estos valores mostraron una relación inversa. La mayor correlación la tiene con la resistencia a la penetración del penetrómetro de bolsillo (RPb) -0.312, resistencia al corte con veleta ( $S_{uv}$ ) -0.264 y la resistencia a la compresión inconfina ( $q_u$ ) -0.236. Aunque se puede pensar que la cohesión de la caja de torsión (Cct) también se podría tomar en cuenta con

una significancia bilateral un poco pasada de 0.058. Según la literatura, La gravedad específica de los suelos indirectamente relaciona valores altos de cohesión (C) en valores de (Gs) bajos ya que está relacionada con la mineralogía del suelo principalmente de la parte fina del suelo como también del contenido de materia orgánica, (Mosaddeghi et al., 2009).

Esto está en concordancia con las correlaciones entre relaciones de fase y son congruentes sus valores con el tipo de suelo agrícola según lo reportado por Ashburner & Sims, (1984); Jaramillo J., (2002); McFarland, (2001); Zimbone et al., (1996).

### 3.2.2.3 Densidad seca.

Figura 78. Comparación de medias de densidad seca.



La densidad seca presentó una diferencia significativa con la profundidad, siendo un poco más evidente en el lote 4, en cambio en el lote 3 es más plana la comparación (Figura 78) y se puede justificar en el contenido de humedad la cual el análisis de varianza no lo toma como significativo en los tiempos de humedad, pero que gráficamente se observa una diferencia significativa en el lote 4; si se observa la humedad natural (Hn) en el lote 3 es más pareja que en el lote 4. Retomando los valores de correlación de Pearson, la densidad seca (Ds) está fuertemente correlacionada inversamente con la humedad natural (Hn) (Agodzo & Adama, 2004; Mounem et al., 2002; Vaz et al., 2001). Resulta también significativa en la profundidad, en la que se ve más claramente en el lote 4; puede deberse a las humedades presentes en este lote, el cual difiere un poco al lote 3.

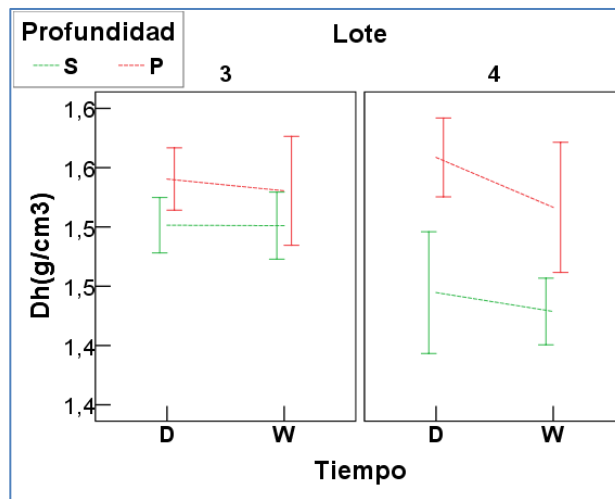
Se encontró algunas correlaciones directas con las variables de resistencia, con valores de correlación de Pearson por debajo de 0.500, aunque significativas. En su orden descendente se encontraron valores de Pearson de: resistencia al corte

de veleta ( $S_{uv}$ ) 0.453, resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo (RPb) 0.377, resistencia a la penetración con penetrómetro de cono (RPC) 0.361 y resistencia a la compresión inconfiada ( $q_u$ ) 0.287. Mounem et al., (2002) explica para un suelo franco arenoso, que la cohesión (C) aumenta conforme aumenta la densidad seca (Ds) disminuyendo a su vez el contenido de humedad natural (Hn), por tanto aumentan su resistencia.

Los valores obtenidos son los esperados para un suelo agrícola de estas características según lo reportado por Ashburner & Sims, (1984).

### 3.2.2.4 Densidad en húmedo.

Figura 79. Comparación de medias para densidad en húmedo.



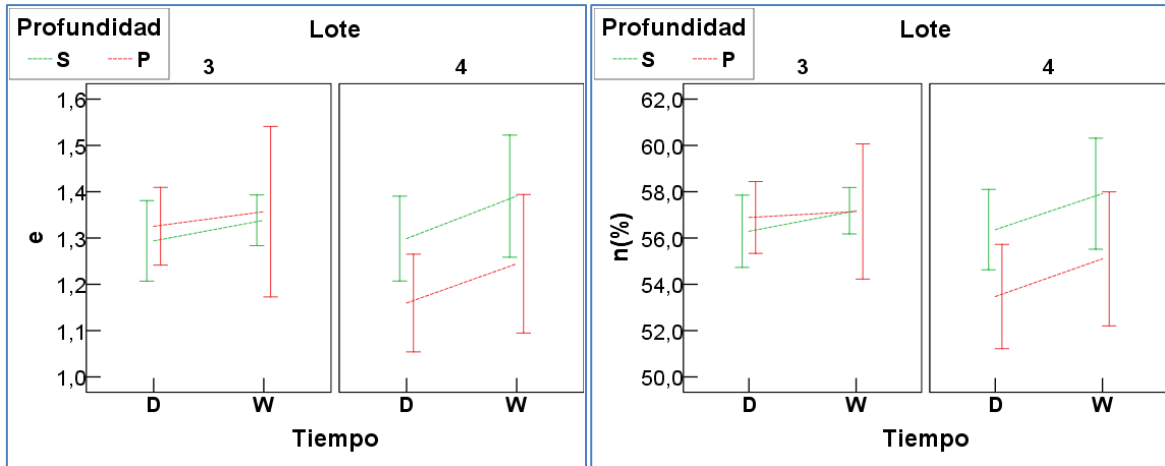
El análisis de varianza indicó un comportamiento muy similar a la densidad seca (Ds), agregando que si tuvo una diferencia significativa sobre el cambio de terreno, principalmente si se comparan las profundidades. El efecto de la profundidad sobre la densidad en húmedo es muy claro verlo en el lote 4 (Figura 79), encontrando los valores más altos en el perfil más bajo (P) 15 cm – 30 cm.

Los valores de la correlación de Pearson indicaron una similitud en el comportamiento de la densidad húmeda (Dh) y densidad seca (Ds) frente a la resistencia a la penetración con penetrómetro de cono (RPC) con el valor más alto de correlación de 0.352, resistencia al corte con veleta con un coeficiente de Pearson de 0.288 (más bajo que con la densidad seca (Ds)), resistencia a la compresión inconfiada ( $q_u$ ) 0.244. Adicionalmente tiene una correlación con la cohesión de la caja de torsión (Cct) la cual no poseía la densidad seca (Ds) y puede ser porque la densidad húmeda tiene en cuenta el peso del agua que influye en la cohesión (Mounem et al., 2002). Por otro lado no tiene correlación

con la resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo (RPb); correlación que si tenía la densidad seca (Ds).

### 3.2.2.5 Relación de vacíos y porosidad.

Figura 80. Comparación de medias para relación de vacíos y porosidad.



La relación de vacíos y la porosidad, son variables colineales por lo que tienen un comportamiento similar sobre las otras variables.

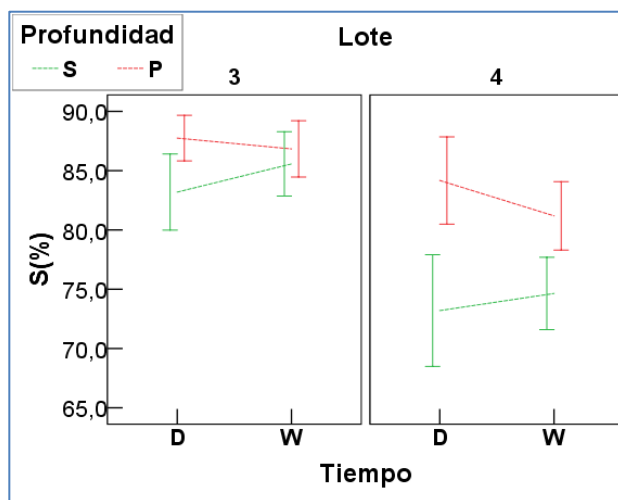
El análisis de varianza indicó una diferencia significativa en la profundidad el cual no se ve muy claro en el lote 3. En cuanto a los tiempos de humedad se observa una diferencia en el lote 4, posiblemente por efecto de la diferencia de humedad entre los dos perfiles, siendo mayor la diferencia en el lote 4 (Figura 80).

Una relación inversa entre algunas variables de resistencia mecánica y las variables de porosidad (n) y relación de vacíos (e) se evidenciaron con la correlación de Pearson. La mejor correlación fue con la resistencia al corte de veleta ( $S_{uv}$ ) (-0.514 con la relación de vacíos y -0.503 con la porosidad), con valores menores se correlacionan con la resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo (RPb) (-0.437 con la relación de vacíos y -0.439 con la porosidad), resistencia a la penetración de penetrómetro de cono (RPC) (-0.319 con la relación de vacíos y -0.346 con la porosidad) y la resistencia a la compresión inconfiada (-0.338 con la relación de vacíos y -0.336 con la porosidad). Un comportamiento inverso esperado; a menor relación de vacíos (e) o de porosidad (n) se espera una compactación del suelo que produce una resistencia mayor en el suelo, coherente con lo reportado por otros autores como Fredlund, (2006b); Ho et al., (1992); Tomoyoshi Nishimura et al., (1999); Tadepalli & Fredlund, (1991).

Los valores que se obtuvieron, corresponden a los rangos esperados; porosidad (n) entre 30% - 60% (con mayores valores para suelos finos) y para la relación de vacíos entre 0.3 – 2.0, correspondiendo a lo reportado por Ashburner & Sims, (1984); Juarez Badillo & Rico Rodriguez, (2005).

### 3.2.2.6 Saturación.

Figura 81. Comparación de medias de Saturación.



Es innegable la diferencia significativa que tuvo la saturación sobre el factor de los dos terrenos (Figura 81). La explicación es lógica, partiendo del hecho de que el cálculo de la saturación se realizó en función directa de la humedad natural (Hn), Gravedad específica (Gs) e inversa de la relación de vacíos (e), se puede ver que la humedad natural (Hn) y la gravedad específica fueron mayores en promedio para el lote 3. Por otro lado no demostró diferencia significativa con los tiempos de humedad. En este punto cabe resaltar que probablemente pudo haber alguna afectación por parte del “fenómeno de la niña” ocurrido en medio de estas dos mediciones, por lo que los dos terrenos estuvieron totalmente inundados, afectando muy posiblemente la relación de vacíos al ocurrir algún fenómeno de expansión y retracción del suelo.

La profundidad también mostró una diferencia significativa según el análisis de varianza, gráficamente se observa en el lote 3, en la cual las mayores saturaciones se encontraron en el perfil más bajo (P) 15 cm – 30 cm (Figura 81) en que la humedad natural (Hn) es más alta. En cuanto a la posición en el terreno hay una diferencia significativa en el lote 3; un efecto que se hubiera podido estudiar con un análisis de variabilidad espacial y determinar el efecto que pudieron tener los canales de riego y drenaje.

Con respecto a la correlación de Pearson, se observó un dato interesante y es que la saturación fue la variable de las relaciones de fase que más se relacionó con la deformación de falla ( $\epsilon_f$ ) con un valor de 0.439, muy parecido a la humedad natural (Hn) pero que sumado al efecto de la gravedad específica de sólidos (Gs) y la relación de vacíos (e) mejoró esta correlación. Con otras variables solo tuvo correlación con dos de ellas; resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo (RPb) -0.316 y la cohesión de la caja de torsión (Cct) -0.240. si se tiene en cuenta la relación de la saturación con el estado de esfuerzos, estos comportamientos son coherentes (Barrera Bucio & Garnica Anguas, 2002; Fredlund & Morgenstern, 1976; Vogel et al., 2001). Son relaciones inversas contrario a la deformación en la falla ( $\epsilon_f$ ), con el mismo comportamiento de la humedad natural (Hn) (Ashburner & Sims, 1984; Hoogmoed et al., 2003).

### 3.2.3 Granulometría.

Se le suele llamar también textura, aunque es más frecuente referirse a la textura luego de ubicar las fracciones encontradas dentro del triángulo textural, estos resultados se pueden ver en el Anexo 2. Los resultados encontrados concuerdan con estudios de levantamientos de suelos realizados en esta zona donde se realizó el estudio (UNAL, 2010).

Tabla 18. Resumen de valores medios para variables de granulometría.

Lote	3				4			
	W		D		W		D	
	S	P	S	P	S	P	S	P
%Arena	23.73	20.57	23.73	20.57	15.33	14.27	15.33	14.27
%Limo	58.20	58.05	58.20	58.05	65.95	64.50	65.95	64.50
%Arcilla	18.07	21.39	18.07	21.39	18.72	21.23	18.72	21.23

Tabla 19. Correlaciones de Pearson entre variables de granulometría.

		%Arena	%Limo	%Arcilla
%Arena	Correlación de Pearson	1	-.728**	-.418**
	Sig. (bilateral)		.000	.000
%Limo	Correlación de Pearson		1	-.318**
	Sig. (bilateral)			.004
%Arcilla	Correlación de Pearson			1
	Sig. (bilateral)			

\*\* . La correlación es significativa en el nivel 0.01 (bilateral).

\* . La correlación es significativa en el nivel 0.05 (bilateral).

Tabla 20. Correlaciones de Pearson entre variables de granulometría y variables de resistencia mecánica.

		RPc	RPb	Suv	Cct	$\varphi_{ct}$	qu	Cci	$\epsilon_f$
%Arena	Correlación de Pearson	-0.123	0.014	0.104	0.451**	0.057	0.101	0.101	0.359**
	Sig. (bilateral)	0.276	0.899	0.358	0.000	0.618	0.389	0.389	0.002
%Limo	Correlación de Pearson	0.037	0.052	-0.125	-0.405**	0.024	-0.134	-0.134	-0.381**
	Sig. (bilateral)	0.743	0.646	0.270	0.000	0.833	0.253	0.253	0.001
%Arcilla	Correlación de Pearson	0.121	-0.089	0.022	-0.086	-0.110	0.039	0.039	0.015
	Sig. (bilateral)	0.284	0.432	0.849	0.454	0.332	0.737	0.737	0.896

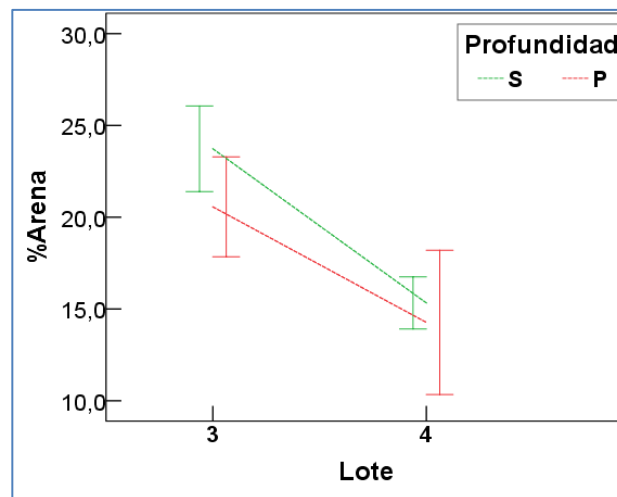
\*\* . La correlación es significativa en el nivel 0.01 (bilateral).

\* . La correlación es significativa en el nivel 0.05 (bilateral).

Con los resultados de la Tabla 18, Tabla 19 y Tabla 20, junto con las comparaciones de medias, se procedió a analizar el efecto de las variables de granulometría sobre los factores de estudio (excepto los tiempos de humedad; ya que la granulometría es independiente del contenido de humedad) y sobre las variables de resistencia mecánica.

### 3.2.3.1 Porcentaje de arena.

Figura 82. Comparación de medias del porcentaje de arena.



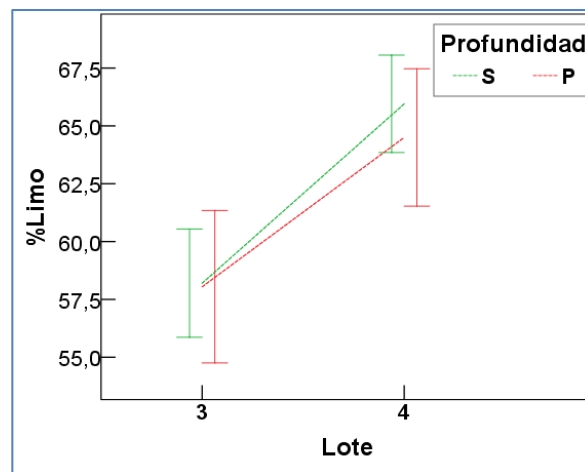
El análisis de varianza mostró una diferencia significativa para todos los factores a excepción del tiempo ya que solo se realizó en un tiempo de humedad. Los mayores porcentajes de arenas (%Arena) se encontraron en el lote 3. En cuanto a

la profundidad se encontraron mayores porcentajes en el perfil de (S) 0 cm – 15 cm, el menor porcentaje de arena en el perfil bajo (P) 15 cm – 30 cm (Figura 82), puede deberse al arrastre de partículas por efecto del agua, siendo arrastradas con más facilidad las partículas más finas, dejando las partículas más gruesas en la superficie.

La correlación de Pearson, mostró una relación directa con la cohesión de la caja de torsión (Cct) con un valor de 0.451 y con la deformación de falla ( $\epsilon_f$ ) 0.359. Se podría explicar desde el siguiente punto de vista; por los resultados en la gravedad específica de los suelos (Gs) se puede asegurar que estos suelos tienen un contenido de materia orgánica considerable pero desconocido, partiendo de este hecho, se sabe que la materia orgánica podría aumentar la resistencia mecánica del suelo actuando como un ligante entre las partículas, generando una fuerza de cohesión, pero en altas cantidades puede tener el efecto contrario generando disminución de la resistencia del suelo (Cuevas, Seguel, Ellies Sch, & Dörner, 2006). Es necesario aclarar el hecho de que las arenas encontradas son arenas finas a muy finas que pueden influir en cohesiones superficiales considerables (Ashburner & Sims, 1984), influyendo así estas dos variables; cohesión de la caja de torsión (Cct) y deformación de falla ( $\epsilon_f$ ).

### 3.2.3.2 Porcentaje de limo.

Figura 83. Comparación de medias de porcentaje de limo.



Se evidenció una diferencia significativa del porcentaje de limo en el cambio de terreno y las posiciones dentro del terreno según el análisis de varianzas, pero con el factor de profundidad, mostró un comportamiento contrario al del porcentaje de arena (Figura 83 y Figura 82). El cambio del terreno puede verse también afectado por el contenido de materia orgánica, ya que un sistema de labranza continuo como el lote 4, puede disminuir drásticamente el contenido de materia orgánica

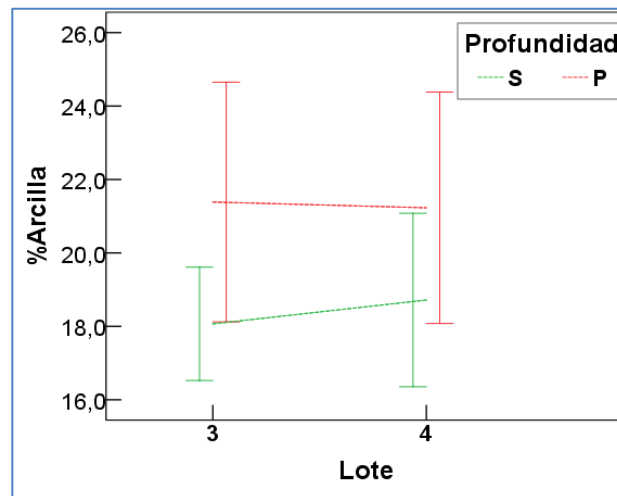


debido a factores químicos (Espinoza, 2010; Zibilske, Bradford, & Smart, 2002), dejando más partículas finas como el limo, libres.

En la correlación de Pearson se observó una relación indirecta con la cohesión de la caja de torsión (Cct) con un valor de -0.405 y con la deformación de falla ( $\epsilon_f$ ) un valor de -0.381. Con el análisis realizado en el porcentaje de arenas con respecto al contenido de materia orgánica, cabe decir que la materia orgánica se retiene más por las fracciones más finas del suelo, por lo que el porcentaje de limo afecta la resistencia en forma contraria al porcentaje de arenas (Matus, Maire, & Christian, 2000).

### 3.2.3.3 Porcentaje de arcillas.

Figura 84. Comparación de medias del porcentaje de arcilla.



El análisis de varianzas reveló que hay una diferencia significativa con respecto al factor de profundidad y de la posición en el terreno, pero entre los dos terrenos no se observó un cambio significativo en promedio (Figura 84).

Con la correlación de Pearson no se obtuvieron relaciones con ninguno de los parámetros de resistencia mecánica, esto pudo ocurrir porque el suelo tiene un bajo porcentaje de arcilla en comparación de las otras fracciones (arena y limo) y no fue suficiente para generar cambios significativos en la resistencia del suelo, o, por el tipo de arcillas presentes en el suelo, también podría deberse al contenido de materia orgánica que pudo adherirse a las partículas de arcilla afectando la actividad de la arcilla presente (Matus et al., 2000).

### 3.2.4 Plasticidad de los suelos.

Se evaluó la plasticidad de los suelos en dos partes; límites de consistencia e índices derivados de los límites de consistencia.

#### 3.2.4.1 Límites de consistencia

Tabla 21. Resumen de valores medios para variables de límites de consistencia.

Lote	3				4			
	W		D		W		D	
	S	P	S	P	S	P	S	P
Límite de Contracción (%)	29.06	27.50	29.06	27.50	30.37	29.03	30.37	29.03
Límite Plástico (%)	43.99	39.78	43.99	39.78	41.29	38.81	41.29	38.81
Límite Líquido (%)	61.94	58.87	61.94	58.87	58.50	57.73	58.50	57.73

Tabla 22. Correlaciones de Pearson entre variables de límites de consistencia

		LC	LP	LL
LC	Correlación de Pearson	1	0.598**	0.485**
	Sig. (bilateral)		0.000	0.000
LP	Correlación de Pearson		1	0.847**
	Sig. (bilateral)			0.000
LL	Correlación de Pearson			1
	Sig. (bilateral)			

\*\* . La correlación es significativa en el nivel 0.01 (bilateral).

\* . La correlación es significativa en el nivel 0.05 (bilateral).

Tabla 23. Correlaciones de Pearson entre variables de límites de consistencia y variables de resistencia mecánica.

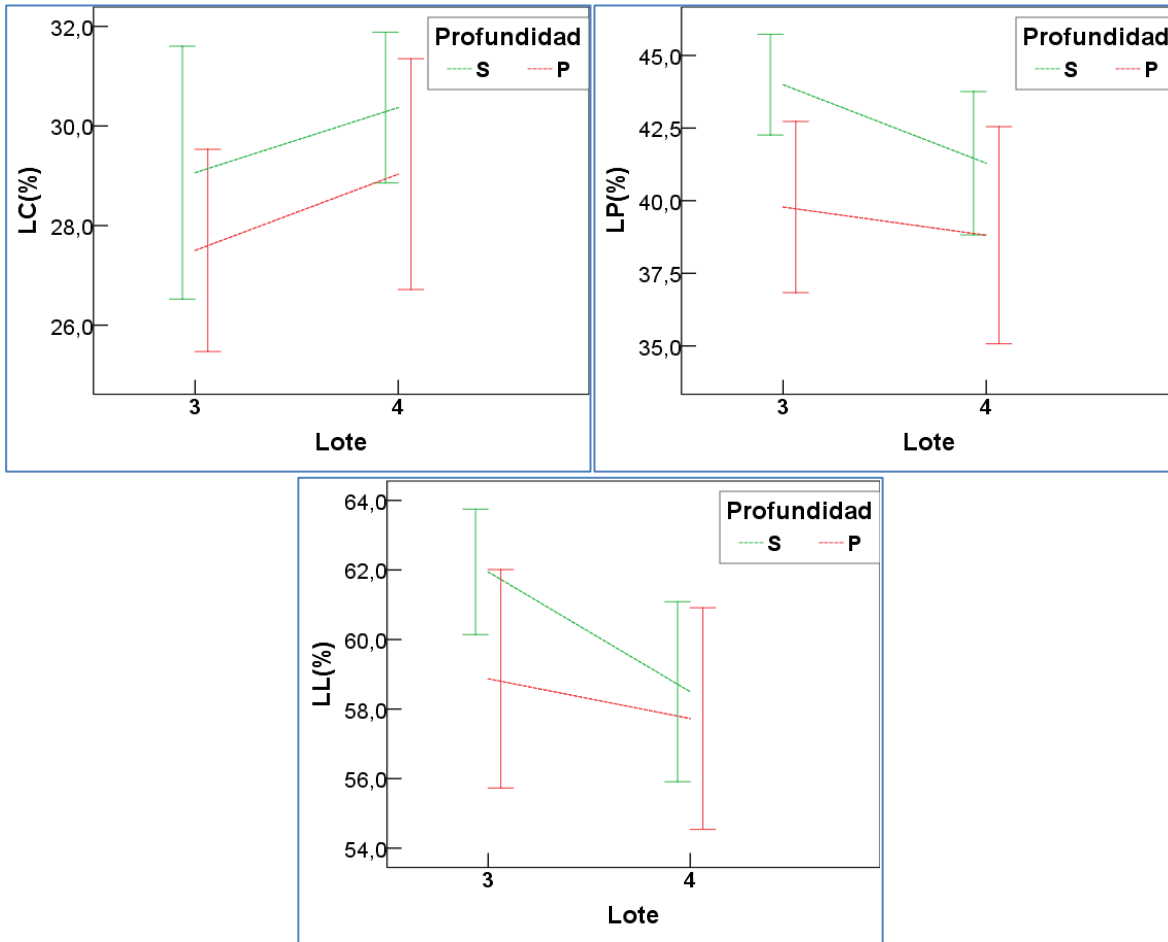
		RPc	RPb	Suv	Cct	$\phi_{ct}$	qu	Cci	$\epsilon_f$
LC	Correlación de Pearson	-0.150	-0.015	-0.168	-0.186	0.053	-0.122	-0.122	0.020
	Sig. (bilateral)	0.185	0.897	0.137	0.101	0.641	0.297	0.297	0.864
LP	Correlación de Pearson	-0.220*	0.024	-0.030	0.148	0.062	-0.048	-0.048	0.119
	Sig. (bilateral)	0.049	0.832	0.789	0.194	0.590	0.682	0.682	0.308
LL	Correlación de Pearson	-0.229*	-0.092	-0.064	0.109	0.024	-0.108	-0.108	0.142
	Sig. (bilateral)	0.041	0.417	0.573	0.337	0.837	0.358	0.358	0.226

\*\* . La correlación es significativa en el nivel 0.01 (bilateral).

\* . La correlación es significativa en el nivel 0.05 (bilateral).

Con los resultados de límites de consistencia (Límite líquido (LL), límite plástico (LP) y límite de contracción (LC)) resumidos en las tablas: Tabla 21, Tabla 22 y Tabla 23, junto con las comparaciones de medias, se procedió a analizar el efecto de los límites de consistencia sobre los factores de estudio (excepto los tiempos de humedad; ya que los límites de consistencia son independientes del contenido de humedad) y sobre las variables de resistencia mecánica.

Figura 85. Comparación de medias para los límites de consistencia.



Según el análisis de varianzas, los tres límites mostraron una diferencia significativa con el cambio de terreno, profundidad y posición en cada lote. Encontrándose los mayores valores en los perfiles superficiales (S) 0 cm – 15 cm. Estos límites suelen verse afectados por el contenido mineralógico del suelo, como se observó en explicaciones anteriores, la gravedad específica de los suelos (Gs), los porcentajes de arena y limo tenían diferencias significativas entre los dos terrenos, también el porcentaje de arcilla, arena, limo y gravedad específica (Gs) presentaron diferencias significativas con la profundidad.

Las correlaciones de Pearson mostraron una relación baja e inversa solo con la resistencia a la penetración de penetrómetro de bolsillo (RPb), con unos valores de: -0.229 con el límite líquido (LL) y -0.220 con el límite plástico (LP). Este era un resultado esperado, si bien son parámetros influyentes en el comportamiento del suelo, pero son puntos o condiciones de humedad que no tendrían que afectar directamente la resistencia del suelo a menos que se trabaje cerca a estas condiciones de humedad. Sin embargo, estas propiedades de consistencia son resultado de otras características del suelo que si afectan la resistencia del suelo (Crespo Villalaz, 2007; Czarnes et al., 1999; Dolinar, 2011; Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2005).

### 3.2.4.2 Índices derivados de los límites de consistencia.

A partir de los límites de consistencia y otros parámetros del suelo, como humedad natural y porcentaje de arcillas, pueden obtenerse variables que se relacionan mejor con las propiedades de resistencia mecánica del suelo en diferentes condiciones, principalmente de humedad.

Los índices tienen una característica y es que unos índices dependen del contenido de humedad, por lo que se ajustan más al estado real e inmediato del suelo. Por tanto se dividió el análisis en dos; los índices que dependen de la humedad natural (Hn) y los que no dependen de ella.

En la Tabla 24, Tabla 25 y Tabla 26 se resumen los resultados que se analizaron sobre sus efectos en las variables de resistencia mecánica.

Tabla 24. Resumen de valores medios para variables de índices de consistencia.

Lote	3				4			
	W		D		W		D	
	S	P	S	P	S	P	S	P
IP(%)	17.95	19.09	17.95	19.09	17.21	18.92	17.21	18.92
IF(%)	7.40	6.14	7.40	6.14	6.34	6.42	6.34	6.42
IT	2.78	3.49	2.78	3.49	2.90	3.19	2.90	3.19
IR(%)	14.93	12.28	14.93	12.28	10.92	9.78	10.92	9.78
Aa	1.01	0.92	1.01	0.92	0.95	0.92	0.95	0.92
IC(%)	73.69	42.19	98.46	58.85	80.78	81.53	108.12	95.78
IL(%)	26.31	57.81	1.54	41.15	19.22	18.47	-8.12	4.22
Rc	1.40	1.44	1.40	1.44	1.34	1.38	1.34	1.38
Cf(%)	27.75	32.47	21.93	28.89	19.19	18.53	12.98	14.95
CL(%)	7.79	8.80	6.32	8.08	5.60	5.46	3.96	4.50
$\tau_{LP}$ (kPa)	72.77	176.12	72.77	176.12	78.04	83.07	78.04	83.07

Tabla 25. Correlaciones de Pearson entre variables índices de consistencia.

		IP	IF	IT	IR	Aa	IC	IL	Rc	Cf	CL	inv_tLP
IP	Correlación de Pearson	1	0.240 <sup>*</sup>	0.073	-0.233 <sup>*</sup>	0.313 <sup>**</sup>	-0.161	0.161	0.211	0.127	0.157	-0.105
	Sig. (bilateral)		0.032	0.521	0.038	0.005	0.155	0.155	0.061	0.260	0.165	0.352
IF	Correlación de Pearson		1	-0.890 <sup>**</sup>	0.063	-0.061	0.062	-0.062	0.065	0.011	0.023	0.927 <sup>**</sup>
	Sig. (bilateral)			0.000	0.578	0.588	0.585	0.585	0.568	0.926	0.840	0.000
IT	Correlación de Pearson			1	-0.052	0.270 <sup>*</sup>	-0.203	0.203	0.073	0.146	0.134	-0.901 <sup>**</sup>
	Sig. (bilateral)				0.646	0.015	0.071	0.071	0.522	0.197	0.235	0.000
IR	Correlación de Pearson				1	0.297 <sup>**</sup>	-0.002	0.002	0.197	0.515 <sup>**</sup>	0.517 <sup>**</sup>	0.162
	Sig. (bilateral)					0.007	0.984	0.984	0.080	0.000	0.000	0.151
Aa	Correlación de Pearson					1	-0.104	0.104	-0.235 <sup>*</sup>	0.235 <sup>*</sup>	0.242 <sup>*</sup>	-0.162
	Sig. (bilateral)						0.357	0.357	0.036	0.036	0.031	0.151
IC	Correlación de Pearson						1	-1.000 <sup>**</sup>	-0.292 <sup>**</sup>	-0.840 <sup>**</sup>	-0.829 <sup>**</sup>	0.120
	Sig. (bilateral)							0.000	0.009	0.000	0.000	0.289
IL	Correlación de Pearson							1	0.292 <sup>**</sup>	0.840 <sup>**</sup>	0.829 <sup>**</sup>	-0.120
	Sig. (bilateral)								0.009	0.000	0.000	0.289
Rc	Correlación de Pearson								1	0.461 <sup>**</sup>	0.461 <sup>**</sup>	0.016
	Sig. (bilateral)									0.000	0.000	0.888
Cf	Correlación de Pearson									1	0.997 <sup>**</sup>	-0.022
	Sig. (bilateral)										0.000	0.848
CL	Correlación de Pearson										1	-0.021
	Sig. (bilateral)											0.855
inv_tLP	Correlación de Pearson											1
	Sig. (bilateral)											

\*\* . La correlación es significativa en el nivel 0.01 (bilateral).

\* . La correlación es significativa en el nivel 0.05 (bilateral).

Tabla 26. Correlaciones de Pearson entre variables índices de consistencia y variables de resistencia mecánica.

		RPc	RPb	Suv	Cct	$\varphi_{ct}$	qu	Cci	$\epsilon_f$
IP	Correlación de Pearson	0.010	-0.205	-0.055	-0.085	-0.074	-0.095	-0.095	0.022
	Sig. (bilateral)	0.931	0.068	0.627	0.456	0.514	0.416	0.416	0.848
IF	Correlación de Pearson	-0.183	0.075	0.109	0.045	-0.075	0.086	0.086	0.164
	Sig. (bilateral)	0.105	0.509	0.334	0.696	0.512	0.463	0.463	0.160
IT	Correlación de Pearson	0.231 <sup>*</sup>	-0.134	-0.109	-0.007	0.138	-0.139	-0.139	-0.194
	Sig. (bilateral)	0.039	0.236	0.334	0.949	0.226	0.233	0.233	0.096
IR	Correlación de Pearson	-0.140	0.043	0.110	0.346 <sup>**</sup>	0.029	0.052	0.052	0.131
	Sig. (bilateral)	0.214	0.708	0.331	0.002	0.800	0.660	0.660	0.264
Aa	Correlación de Pearson	-0.077	-0.066	-0.091	0.016	0.046	-0.122	-0.122	-0.052
	Sig. (bilateral)	0.499	0.563	0.423	0.890	0.690	0.296	0.296	0.660
IC	Correlación de Pearson	0.140	0.604 <sup>**</sup>	0.526 <sup>**</sup>	0.113	0.076	0.266 <sup>*</sup>	0.266 <sup>*</sup>	-0.324 <sup>**</sup>
	Sig. (bilateral)	0.217	0.000	0.000	0.319	0.503	0.021	0.021	0.005
IL	Correlación de Pearson	-0.140	-0.604 <sup>**</sup>	-0.526 <sup>**</sup>	-0.113	-0.076	-0.266 <sup>*</sup>	-0.266 <sup>*</sup>	0.324 <sup>**</sup>
	Sig. (bilateral)	0.217	0.000	0.000	0.319	0.503	0.021	0.021	0.005
Rc	Correlación de Pearson	0.244 <sup>*</sup>	-0.038	0.143	0.340 <sup>**</sup>	-0.024	0.119	0.119	0.011
	Sig. (bilateral)	0.029	0.735	0.207	0.002	0.833	0.308	0.308	0.922
Cf	Correlación de Pearson	-0.159	-0.493 <sup>**</sup>	-0.349 <sup>**</sup>	0.116	-0.064	-0.190	-0.190	0.363 <sup>**</sup>
	Sig. (bilateral)	0.159	0.000	0.002	0.311	0.574	0.102	0.102	0.001
CL	Correlación de Pearson	-0.182	-0.517 <sup>**</sup>	-0.356 <sup>**</sup>	0.110	-0.073	-0.194	-0.194	0.394 <sup>**</sup>
	Sig. (bilateral)	0.106	0.000	0.001	0.333	0.522	0.095	0.095	0.000
tLP	Correlación de Pearson	0.251 <sup>*</sup>	-0.076	-0.072	0.061	0.183	-0.151	-0.151	-0.199
	Sig. (bilateral)	0.025	0.502	0.525	0.591	0.107	0.196	0.196	0.086
inv_tLP	Correlación de Pearson	-0.187	0.168	0.159	0.101	0.018	0.137	0.137	0.173
	Sig. (bilateral)	0.097	0.137	0.159	0.378	0.876	0.242	0.242	0.139

\*\* . La correlación es significativa en el nivel 0.01 (bilateral).

\* . La correlación es significativa en el nivel 0.05 (bilateral).

A manera de revisión, en el Anexo 4, se presenta la correlación de Pearson entre las variables de relaciones de fase, granulometría, límites de consistencia e índices de consistencia. Como se ha afirmado en momentos, se pudo apreciar cómo puede existir relación entre estos parámetros que no son mecánicos pero afectan notablemente los parámetros mecánicos del suelo.

### **† Índices de consistencia independientes de la humedad natural.**

Como se explicó en la sección 1.4.3.4, estos índices no dependen de la humedad natural, por lo que no se analizaron para el factor de tiempo de humedad.

Figura 86. Comparación de medias de índices de consistencia independientes de la humedad natural.

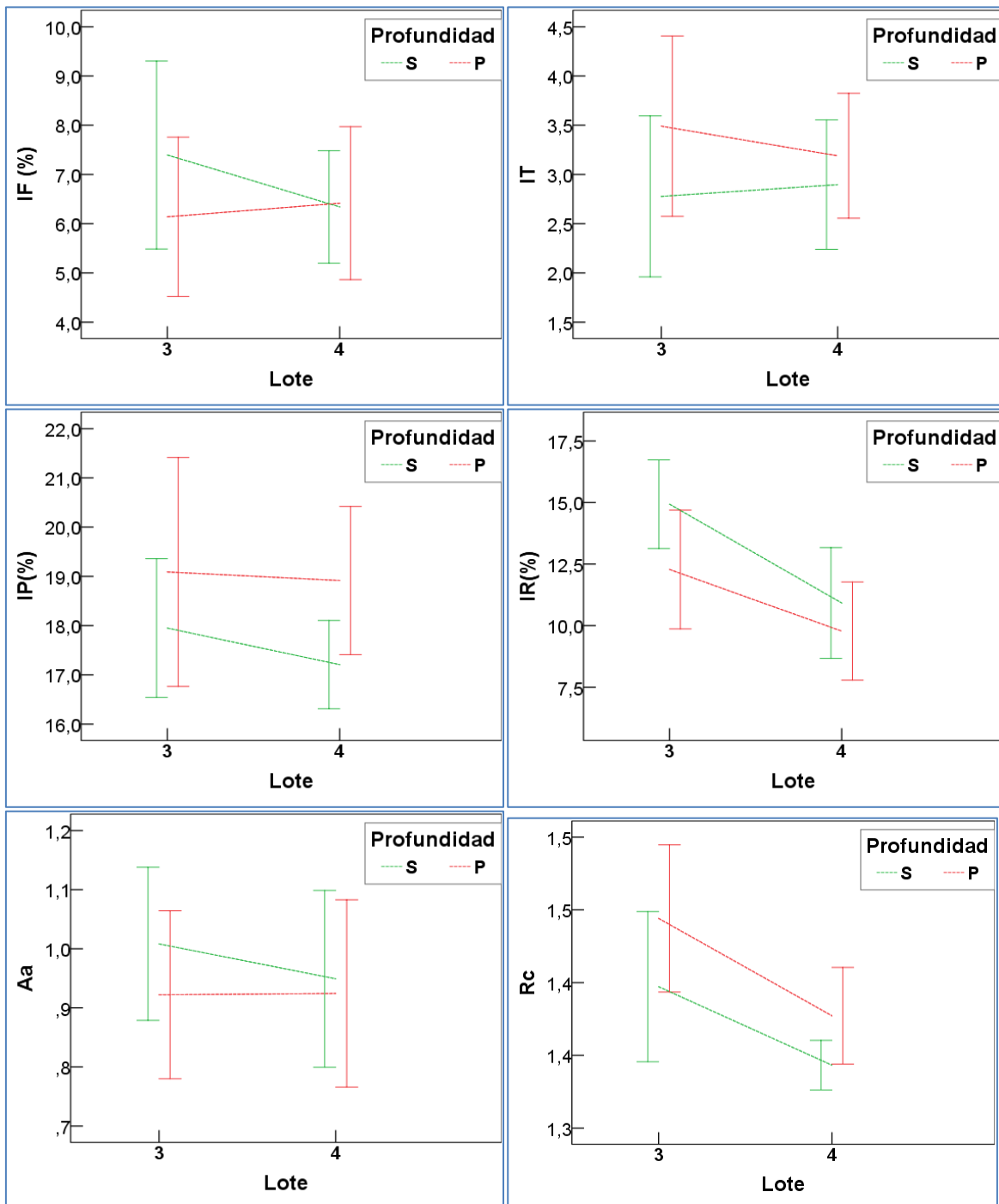
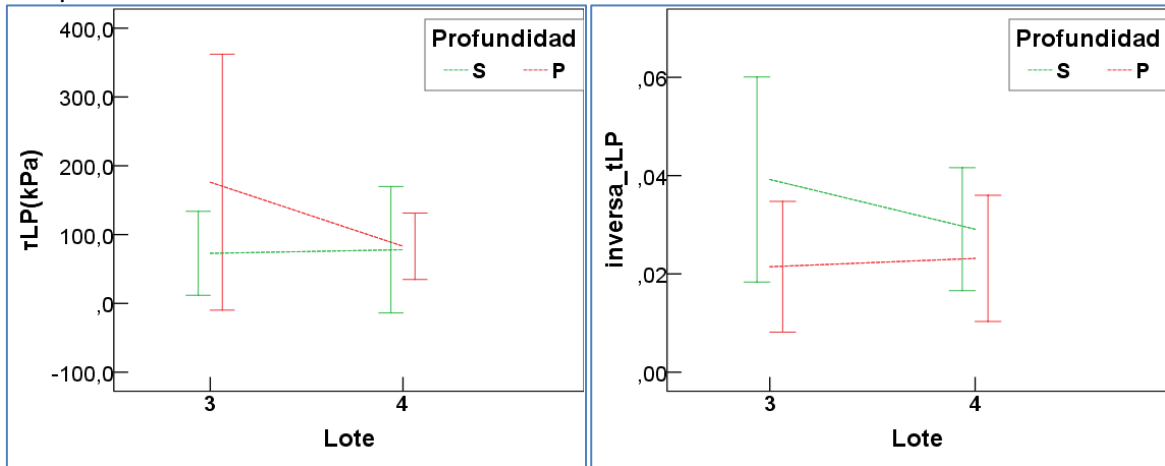


Figura 86. (Continuación) Comparación de medias de índices de consistencia independientes de la humedad natural.



En la Figura 86 se pueden observar las variables que no dependen del contenido de humedad natural para su cálculo. Estas variables se analizaron en conjunto, analizando las variables que mostraron diferencias significativas con los factores estudiados y las variables que mejor relaciones tuvieron con las variables de resistencia mecánica.

Según el análisis de varianzas, solo el índice de retracción (IR) y la relación de contracción (Rc) mostraron una diferencia significativa entre los dos lotes, estas dos variables están influenciadas notablemente con la textura del suelo y su mineralogía, que como se vio en análisis anteriores existe diferencia significativa entre los dos lotes.

Con respecto al factor de profundidad, todas las variables presentaron una diferencia significativa a excepción de tres variables: la actividad de arcillas (Aa), Índice de fluidez (IF) y la transformada inversa de la resistencia al corte y el límite plástico ( $inv_{\tau_{LP}}$ ). Pero todas las variables mostraron una diferencia significativa con la posición dentro del terreno.

Con respecto a la correlación de Pearson, la cohesión de la caja de torsión obtuvo las mayores correlaciones con dos de las variables de índice de consistencia independientes de la humedad natural; Índice de retracción (IR) con un valor de 0.346 y la relación de contracción (Rc) con 0.340, aunque son valores bajos, son significativos. Es interesante ver que son las mismas variables que tuvieron una diferencia significativa con el cambio de terreno, ratificando el efecto de la textura y mineralogía entre los dos lotes.

Otras correlaciones se encontraron entre la resistencia a la penetración de penetrómetro de cono (RPC) y tres variables; Relación de contracción (Rc) con un valor de 0.244, índice de tenacidad (IT) con 0.231 y resistencia al corte en límite



plástico ( $\tau_{LP}$ ) con 0.251. Se puede ver que nuevamente aparece la relación de contracción ( $R_c$ ).

De la correlación de Pearson se puede destacar también la colinealidad entre algunas variables; Índice de tenacidad (IT) e índice de fluidez (IF), con un comportamiento muy similar entre los factores de estudio.

La resistencia al corte en límite plástico ( $\tau_{LP}$ ) fue transformada por no cumplir la prueba de normalidad, sin embargo se tuvo en cuenta en el análisis de correlación de Pearson y se analizó su comportamiento.

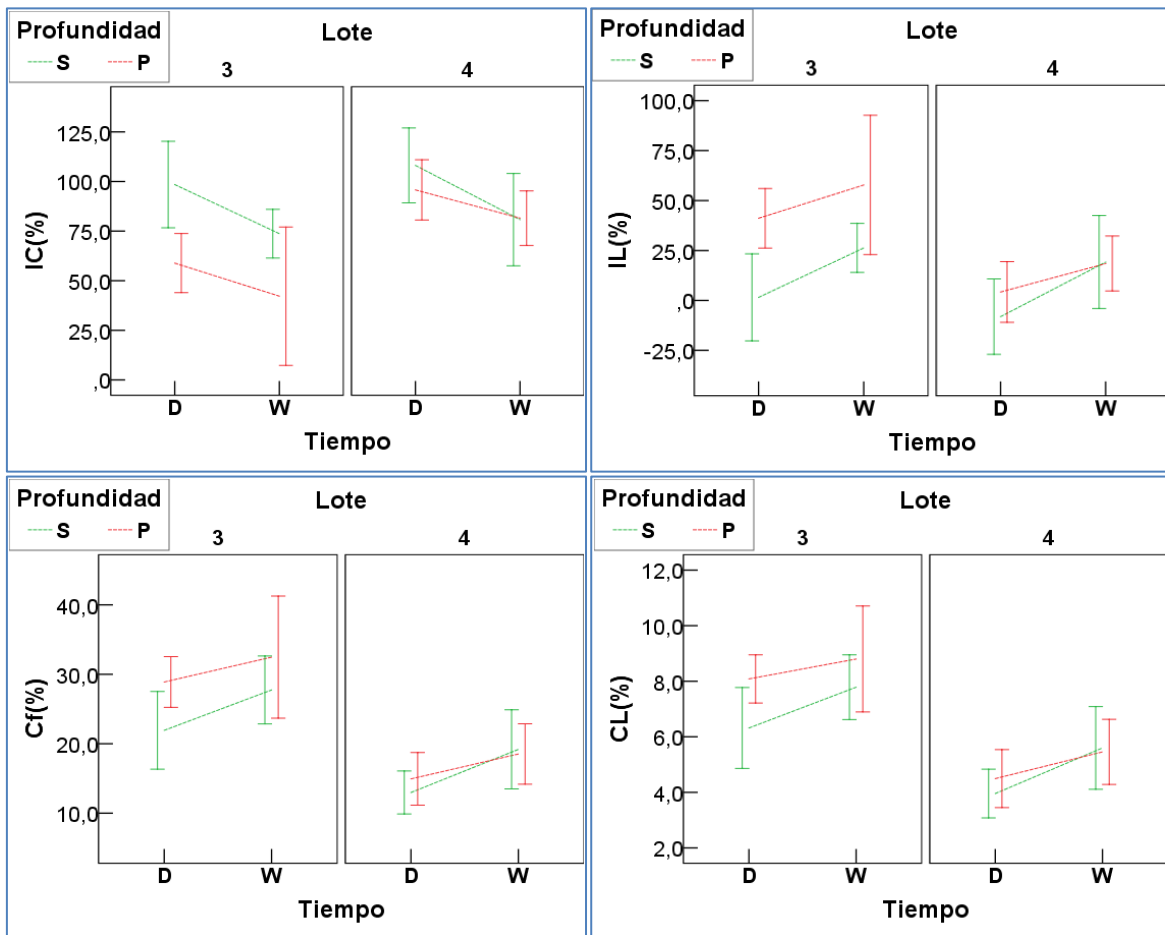
Con los valores obtenidos en el índice de plasticidad y límite líquido, se utilizó la tabla de plasticidad, que puede dar una clasificación del suelo conforme a sus características de plasticidad, ver Anexo 3.

#### **† Índices de consistencia dependientes de la humedad natural.**

Retomando la sección 1.4.3.4, estos índices son dependientes de la humedad natural, por lo que su valor cambia para el factor de tiempo de humedad, el cual si es incluido en este análisis.

En la Figura 87 se pueden observar las variables que corresponden con los índices de consistencia que dependen del contenido de humedad natural para su cálculo. Estas variables también se analizaron en conjunto, considerando las variables que mostraron diferencias significativas con los factores estudiados y las variables que mejor relaciones obtuvieron con las variables de resistencia mecánica.

Figura 87. Comparación de medias de índices de consistencia que dependen de la humedad natural.



Luego de analizar estas variables, se evidenció un comportamiento colineal esperado (ver sección 1.4.3.4) entre; índice de consistencia (IC) e índice de liquidez (IL), Generalmente se trabaja más con el índice de liquidez, por lo que se hizo referencia al índice de liquidez (IL) y no al índice de consistencia (IC), también existe colinealidad entre el cambio volumétrico (Cf) y contracción lineal (CL). Por lo que sus comportamientos fueron parecidos (Figura 87).

Para estas variables se tuvo en cuenta el factor de los tiempos de humedad, que según el análisis de varianzas, todas las variables tienen diferencia significativa con los tres factores; lote, profundidad y tiempos de humedad, pero no mostraron diferencia significativa en la posición dentro del terreno.

Analizando los resultados de correlación de Pearson, el índice de liquidez tiene interesantes correlaciones con cuatro variables de resistencia mecánica, las mejores correlaciones se obtuvieron con la resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo (RPb) con un valor de -0.604 y con la resistencia al corte

de veleta ( $S_{uv}$ ) con -0.526. Con valores inferiores, el índice de liquidez se correlaciona con la deformación a la falla ( $\epsilon_f$ ) con un valor de 0.324 y con la resistencia a la compresión inconfiada ( $q_u$ ) con -0.266. Retomando, el índice de liquidez depende su valor de la siguiente forma; ( $IL=f(H_n, LP, IP)$ ), pero ni la resistencia de penetrómetro de bolsillo (RPb) ni la resistencia al corte de veleta ( $S_{uv}$ ) presentaron alguna correlación con el límite plástico (LP) o el índice de plasticidad (IP), pero al introducir la variable de humedad natural ( $H_n$ ), mejoró la correlación que ya tenían con solo la humedad natural ( $H_n$ ); pasando de -0.531 a un valor de -0.604 en la correlación de la humedad natural y la resistencia a la penetración de penetrómetro de bolsillo (RPb). Y para la correlación de Pearson entre la resistencia al corte de veleta ( $S_{uv}$ ) y la humedad natural, paso de -0.465 a -0.526 con el índice de liquidez. Caso contrario para la resistencia a la compresión inconfiada ( $q_u$ ) y la deformación a la falla ( $\epsilon_f$ ) donde disminuyó el valor de la correlación que ya tenían solo con la humedad natural ( $H_n$ ). Sin embargo el índice de liquidez ya se venía manejando con mejores resultados para suelos arcillosos como lo reportaron otros autores como Amin et al., (1997); Lefebvre et al., (1988); Raper & Kirby, (2006), sumado a que al valor de resistencia al corte no drenada ( $S_u$ ) se le realiza en algunos casos, un ajuste con un factor de corrección de Bjerrum's, con base al índice de liquidez (Eden & Hamilton, 1958; Kayabali et al., 2015).

### **3.2.5 Ajuste de modelos y funciones de pedotransferencia.**

Luego de revisar las correlaciones proporcionadas por la correlación de Pearson, se tomaron algunos de los modelos de las funciones de pedotransferencia, ajustando los datos obtenidos en el estudio y observar si funcionan para este tipo de suelos y condiciones tratadas. También se realizaron algunas correlaciones básicas con los parámetros de resistencia mecánica entre sí y con otras variables, considerando solo aquellas variables que obtuvieron una correlación de Pearson superior a 0.500.

#### **3.2.5.1 Regresiones curvilíneas entre variables de resistencia mecánica.**

Se tomaron aquellas variables que obtuvieron una correlación de Pearson superior a 0.500 y se realizó una regresión con modelos comunes como; Lineal, Logarítmico, Cuadrática, Potencial y exponencial. Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 27.

Tabla 27. Regresiones curvilíneas entre variables de resistencia mecánica.

Variable dependiente	Variable independiente	Modelo	Ecuación	Resumen del modelo	
				R <sup>2</sup>	Sig.
S <sub>uv</sub>	RPc	Lineal	Suv= 71.4+0.011(RPc)	0.253	0.000
		Logarítmico	Suv= -219.4+40.9Ln(RPc)	0.343	0.000
		Cuadrático	Suv= 16.9+0.0(RPc)+0.000004(RPc) <sup>2</sup>	0.378	0.000
		Potencia	Suv= 2.7(RPc) <sup>(0.5)</sup>	0.408	0.000
		Exponencial	Suv= 68.4e <sup>(0.0001x(RPc))</sup>	0.285	0.000
	RPb	Lineal	Suv=14.4+0.4(RPb)	0.684	0.000
		Logarítmico	Suv= -392.1+90.6Ln(RPb)	0.679	0.000
		Cuadrático	Suv= -2.6+0.5(RPb) - 0.0002(RPb) <sup>2</sup>	0.687	0.000
		Potencia	Suv= 0.6(RPb) <sup>(0.9)</sup>	<b>0.699</b>	0.000
		Exponencial	Suv= 40.6e <sup>(0.004x(RPb))</sup>	0.638	0.000
	Cct	Lineal	Suv= 47.3+0.4(Cct)	0.414	0.000
		Logarítmico	Suv= -189.5+60.0Ln(Cct)	0.412	0.000
		Cuadrático	Suv= 28.5+0.7(Cct) - 0.001(Cct) <sup>2</sup>	0.419	0.000
		Potencia	Suv= 4.8(Cct) <sup>(0.6)</sup>	0.416	0.000
		Exponencial	Suv= 55.8e <sup>(0.004x(Cct))</sup>	0.392	0.000
	qu	Lineal	Suv= 65.8+0.5(qu)	0.434	0.000
		Logarítmico	Suv= -95.2+46.5Ln(qu)	0.472	0.000
		Cuadrático	Suv= 43.1+1.0x(qu) - 0.002(qu) <sup>2</sup>	0.463	0.000
		Potencia	Suv= 12.3(qu) <sup>(0.5)</sup>	0.465	0.000
		Exponencial	Suv= 67.5e <sup>(0.005x(qu))</sup>	0.384	0.000
RPc	RPb	Lineal	RPc= 1.211.6+9.1(RPb)	0.210	0.000
		Logarítmico	RPc= -9.881.3+2.440.9Ln(RPb)	0.233	0.000
		Cuadrático	RPc= -1.120.1+27.1(RPb)-0.03(RPb) <sup>2</sup>	0.233	0.000
		Potencia	RPc= 20.2(RPb) <sup>(0.9)</sup>	0.338	0.000
		Exponencial	RPc= 1.341.3e <sup>(0.003x(RPb))</sup>	0.287	0.000

Continua.

Tabla 27. (Continuación) Regresiones curvilíneas entre variables de resistencia mecánica

Variable dependiente	Variable independiente	Modelo	Ecuación	Resumen del modelo	
				R <sup>2</sup>	Sig.
RPb	Cct	Lineal	RPb= 157.1+0.7(Cct)	0.250	0.000
		Logarítmico	RPb= -258.8+105.9Ln(Cct)	0.239	0.000
		Cuadrático	RPb= 141.1+0.9(Cct)+-0.001(Cct) <sup>2</sup>	0.251	0.000
		Potencia	RPb= 27.0(Cct) <sup>(0.5)</sup>	0.282	0.000
		Exponencial	RPb= 161.7e <sup>(0.003x(Cct))</sup>	0.274	0.000
	qu	Lineal	RPb= 180.0+0.9(qu)	0.325	0.000
		Logarítmico	RPb= -121.5+88.0Ln(qu)	0.328	0.000
		Cuadrático	RPb= 166.5+1.2(qu)-0.001(qu) <sup>2</sup>	0.327	0.000
		Potencia	RPb= 53.5(qu) <sup>(0.4)</sup>	0.325	0.000
		Exponencial	RPb= 183.0e <sup>(0.004x(qu))</sup>	0.294	0.000
qu	Cct	Lineal	qu= 34.7+0.3(Cct)	0.185	0.000
		Logarítmico	qu= -170.2+52.0Ln(Cct)	0.183	0.000
		Cuadrático	qu= 26.8+0.5(Cct)+-0.0003(Cct) <sup>2</sup>	0.185	0.001
		Potencia	qu= 3.8(Cct) <sup>(0.6)</sup>	0.220	0.000
		Exponencial	qu= 42.7e <sup>(0.004x(Cct))</sup>	0.208	0.000

De estas correlaciones la que mejor ajuste tuvo fue el modelo de potencia entre la resistencia al corte ( $S_{uv}$ ) y la resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo (RPb) con un  $R^2=0.699$ . Valores muy parecidos en estas dos variables con los otros modelos, como lo expresó para otro tipo de suelos (arcillosos) Delegard et al., (2011); Vanapalli & Taek Oh, (2012). La correlación lineal que encontró Delegard et al., (2011) de la resistencia de penetrómetro de bolsillo (RPb) y resistencia a la compresión inconfiada ( $q_u$ ) es muy débil en este caso  $R^2=0.325$ .

También se pudo destacar la regresión lineal entre la resistencia al corte ( $S_{uv}$ ) y la resistencia a la compresión inconfiada ( $q_u$ ), ( $S_{uv}= 65.8+0.5(q_u)$ ), indicando una constante sumado a la mitad de ( $q_u$ ). Muy parecido a la cohesión de un suelo cohesivo, o a otras expresiones en función de la resistencia a la penetración, como lo registraron en otros estudios Chen, (2001); Hisham & Stark, (1998); Mayne, (2006); Varathungarajan et al., (2009).

En general las correlaciones con la resistencia al corte con veleta ( $S_{uv}$ ) presentaron ajustes considerables. Adicionalmente el penetrómetro de bolsillo tuvo mejor respuesta que el penetrómetro de cono.

### 3.2.5.2 Regresiones curvilíneas entre variables de resistencia mecánica y otras variables del suelo.

Igualmente se tomaron aquellas variables que obtuvieron una correlación de Pearson superior a 0.500 y se realizó una regresión entre las variables de resistencia mecánica contra las demás variables estudiadas, ajustándolas con modelos comunes como; Lineal, Logarítmico, Cuadrática, Potencial y exponencial. Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 28

Tabla 28. Regresiones curvilíneas entre variables de resistencia mecánica y otras variables.

Variable dependiente	Variable independiente	Modelo	Ecuación	Resumen del modelo		
				R <sup>2</sup>	Sig.	
RPb	Hn	Lineal	RPb= 566.1 - 6.6(Hn)	0.282	0.000	
		Logarítmico	RPb= 1.438.3 - 307.4Ln(Hn)	0.303	0.000	
		Cuadrático	RPb= 1.076.5 - 28.9(Hn)+0.24(Hn) <sup>2</sup>	0.327	0.000	
		Potencia	RPb= 18.596.0(Hn) <sup>(-1.1)</sup>	0.263	0.000	
		Exponencial	RPb= 765.6e <sup>(-0.024x(Hn))</sup>	0.247	0.000	
	IL	Lineal	RPb= 301.4 - 1.4(IL)	0.365	0.000	
		Cuadrático	RPb= 301.2 - 2.1(IL)+0.01(IL) <sup>2</sup>	<b>0.479</b>	0.000	
		Exponencial	RPb= 288.6e <sup>(-0.005x(IL))</sup>	0.305	0.000	
	CL	Lineal	RPb= 382.9 - 17.4(CL)	0.267	0.000	
		Logarítmico	RPb= 469.3 - 111.4Ln(CL)	0.332	0.000	
		Cuadrático	RPb= 492.9 - 54.2(CL)+2.68(CL) <sup>2</sup>	0.350	0.000	
		Potencia	RPb= 523.5(CL) <sup>(-0.4)</sup>	0.272	0.000	
		Exponencial	RPb= 385.8e <sup>(-0.062x(CL))</sup>	0.221	0.000	
	Suv	e	Lineal	Suv= 247.8 - 104.4(e)	0.264	0.000
			Logarítmico	Suv= 146.6 - 136.1Ln(e)	0.254	0.000
Cuadrático			Suv= 212.5 - 51.9(e) - 19.21(e) <sup>2</sup>	0.265	0.000	
Potencia			Suv= 153.3(e) <sup>(-1.5)</sup>	0.280	0.000	
Exponencial			Suv= 456.5e <sup>(-1.124x(e))</sup>	0.295	0.000	
IL		Lineal	Suv= 122.6 - 0.5(IL)	0.277	0.000	
		Cuadrático	Suv=122.6 - 0.7(IL)+0.002(IL) <sup>2</sup>	0.310	0.000	
		Exponencial	Suv=117.1e <sup>(-0.005x(IL))</sup>	0.236	0.000	

De estas correlaciones la que mejor ajuste tuvo fue el modelo cuadrático entre la resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo (RPb) y el índice de liquidez (IL) con un R<sup>2</sup>=0.479. A excepción de este caso, las demás relaciones tienen un bajo ajuste, considerando que solo se tuvo en cuenta una sola variable

independiente, pero se evidenció el efecto que tiene la resistencia de suelos con respecto a otras variables características del suelo; caso tal, la resistencia al corte ( $S_{uv}$ ) con: el índice de liquidez (IL) y la relación de vacíos (Ashburner & Sims, 1984; Fredlund, 2006a; Gan et al., 1988; Sattler & Fredlund, 1990; Schofield & Wroth, 1968; Sheng et al., 2008; Terzaghi et al., 1996).

### **3.2.5.3 Ajuste a otros modelos, entre variables de resistencia mecánica y otras variables del suelo.**

Tomando modelos y ecuaciones propuestas por otros autores del numeral 1.5, las cuales fueran posible utilizar con las variables estudiadas, algunas no se utilizaron en este apartado, ya que son muy semejantes entre sí, o son similares a las ya expuestas anteriormente.

Algunos modelos se obtuvieron con equipos o ensayos diferentes, sin embargo se pasó por alto el origen del modelo y el tipo de suelo, pues el propósito es realizar un análisis rápido del comportamiento con los suelos estudiados. Por otro lado también se modificaron algunos modelos para observar cómo se comportan con otras variables dependientes, cambiando la resistencia de penetrómetro de cono (RPc) por la variable de resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo (RPb) y resistencia al corte no drenada con veleta ( $S_{uv}$ ).

Los ajustes se dividen en dos tablas (Tabla 29 y Tabla 30) por la dimensión de los resultados, las referencias se pueden encontrar en el numeral (1.5 Funciones de pedotransferencia).

Tabla 29. Ajuste de datos a otros modelos.

Variable dependiente	Variable independiente	Autor	Eq.	R <sup>2</sup>	Sig.
Cct	Ds, Hn	Abdul	(1)	0.053	0.000
RPc	Suv, Dh, Z	Gebreselassie	(2)	0.211	0.000
RPb	Suv, Dh, Z	Gebreselassie modificada RPc por RPb	(3)	<b>0.638</b>	0.000
Suv	IL	Yilmaz	(4)	0.307	0.000
RPc	Ds, Hn	Ayers 1982	(5)	0.134	0.000
RPb	Ds, Hn	Ayers 1983 modificada RPc por RPb	(6)	0.328	0.000
RPc	Ds, Hn	Bennie	(7)	0.113	0.000
RPb	Ds, Hn	Bennie modificada RPc por RPb	(8)	0.139	0.000
RPc	Ds, Hn, %Arcillas	Canarache	(9)	0.235	0.000
RPb	Ds, Hn, %Arcillas	Canarache modificada RPc por RPb	(10)	<b>0.615</b>	0.000
Suv	Ds, Hn, %Arcillas	Canarache modificada RPc por Suv	(11)	<b>0.459</b>	0.000
RPc	Hn	Collins	(12)	0.103	0.000
RPb	Hn	Collins modificada RPc por RPb	(13)	0.263	0.000
Cct	Ds, Hn	Ayer y Bowen	(14)	0.249	0.000
Cci	Ds, Hn	Ayer y Bowen	(15)	0.237	0.000
$\varphi_{ct}$	Ds, Hn	Ayer y Bowen	(16)	0.096	0.000
Suv	Ds,Hn,%Arcillas	Ekwue	(17)	0.459	0.000
Suv	Hn	Bakhtin	(18)	0.146	0.000

Donde; Eq: Número de la ecuación; estas ecuaciones se muestran en la Tabla 30.



Tabla 30. Ajuste de datos a otros modelos (ecuaciones).

Eq.	Ecuación
(1)	$Cct=63.8(Ds)^2 - 0.4(Hn)$
(2)	$RPc=32.2(Suv)+(Dh)*Z$
(3)	$RPb=2.4(Suv)+(Dh)*Z$
(4)	$Suv=e^{(4.8+0.005(IL))}$
(5)	$RPc=(85.216.319.7(Ds)^{1.6})/(3.828.1+((Hn)-100.4)^2)$
(6)	$RPb=(1.442.410.2(Ds)^{-0.7})/(-2.277.1+((Hn)-42.4)^2)$
(7)	$\text{Log}(RPc)=3.9\text{Log}(Ds)+0.8\text{Log}(Hn)+\text{Log}(140.2)$
(8)	$\text{Log}(RPb)=1.96\text{Log}(Ds)+0.10\text{Log}(Hn)+\text{Log}(164.9)$
(9)	$RPc=43.791.9 - 15.100.1(Ds) - 1.649.3 (Hn)+11.2(Hn)^2+611.3(Ds*Hn) - 89.0 (\%Arcilla)$
(10)	$RPb=7.406.7 - 4.144.0(Ds) - 219.5(Hn)+1.2(Hn)^2+105.1(Ds*Hn) - 11.6 (\%Arcilla)$
(11)	$Suv=2.343.1 - 1.341.7(Ds) - 72.2(Hn)+0.4(Hn)^2+38.1(Ds*Hn) - 4.5 (\%Arcilla)$
(12)	$\text{Ln}(RPc)=12.3 - 1.1\text{Ln}(Hn)$
(13)	$\text{Ln}(RPb)=9.8 - 1.1\text{Ln}(Hn)$
(14)	$Cct=1.000.2 - 1.155.7(Ds) - 1.941.2(Ds)^2+1.435.0(Ds)^3 - 362.0(Hn)+2.0(Hn)^2+0.003(Hn)^3+649.1(Ds)(Hn) - 248.3(Ds)^2(Hn) - 2.6(Ds)(Hn)^3$
(15)	$Cct= -174.2 - 389.0(Ds) - 120.8(Ds)^2+424.9(Ds)^3 - 87.7(Hn)-0.03(Hn)^2+0.003(Hn)^3+206.2(Ds)(Hn) - 98.0(Ds)^2(Hn) - 0.4(Ds)(Hn)^3$
(16)	$Cct= -1.194.5 - 78.7(Ds)+747.4(Ds)^2 - 94.9(Ds)^3+99.6(Hn) - 1.9(Hn)^2 + 0.008(Hn)^3 - 43.4(Ds)(Hn) - 8.4(Ds)^2(Hn)+0.8(Ds)(Hn)^3$
(17)	$Suv=2.343.1 - 1.341.7(Ds) - 72.2(Hn)+0.4(Hn)^2+38.1(Ds)(Hn) - 4.5(\%Arcilla)$
(18)	$Suv=578.5/(Hn)^{0.4}$

Los valores de  $R^2$  no son muy altos, principalmente los modelos con pocas variables independientes, sin embargo hay cosas para resaltar: tres modelos presentaron un ajuste considerable, sin embargo estos tres modelos se modificaron intencionalmente para observar el comportamiento de otra variable que representara un comportamiento similar, como es el caso de los dos penetrómetros y la veleta.

En principio el modelo de Gebreselassie & Kempfert, (2003) fue propuesto para el penetrómetro de cono (RPc), pero con los datos de la resistencia a la penetración con penetrómetro de cono (RPc) se obtuvo un  $R^2=0.211$ . Pero al modificarlo por la resistencia a la penetración con el penetrómetro de bolsillo (RPb), se obtuvo un  $R^2=0.638$ .

Igualmente el modelo propuesto por Canarache (1990) citado por Ekwe y Stone (1995) nombrados por Lozano Osorno & Castillo Herrán, (1999), con la misma modificación de cambiar la variable dependiente: penetrómetro de cono (RPc) con

un  $R^2=0.235$ , por la variable de resistencia a la penetración con el penetrómetro de bolsillo (RPb), se obtuvo un  $R^2=0.615$ . Este mismo procedimiento se realizó cambiando la variable dependiente del modelo de Canarache (1990): resistencia a la penetración con penetrómetro de cono (RPc) por la variable de resistencia al corte no drenada con veleta (Suv) obteniendo un valor  $R^2=0.459$ . Valores superiores comparados con la variable dependiente original para el cual se realizó el modelo (resistencia a la penetración con penetrómetro de cono (RPc)).

### **3.3 CONSIDERACIONES GENERALES**

Considerando los dos terrenos estudiados, se pudieron observar grandes diferencias en sus propiedades tanto físicas, de consistencia y texturales, dando como respuesta diferentes comportamientos de resistencia mecánica. Los dos terrenos poseían características únicas, pero quizás la que más afectó fue el contenido de materia orgánica, que no fue evaluada pero indirectamente con los bajos valores de la gravedad específica de los suelos (Gs), se pudo inferir un buen contenido de materia orgánica, que bien se sabe la materia orgánica afecta la resistencia del suelo.

Se evidenció un cambio significativo en las medidas de resistencia mecánica en los dos tiempos de humedad (seco (D) y Húmedo (W)), a pesar de que la diferencia entre los dos tiempos no fuera tan grande como se quisiera, pero existieron grandes impedimentos para lograr esta diferencia de humedades. Como se demostró, el contenido de humedad, medida como humedad natural (Hn), no solo afectó la resistencia del suelo sino también las demás propiedades del suelo, lo cual se puede apreciar en las diferentes tablas de correlación de Pearson, indicando fuertes correlaciones con las demás variables. Es natural que sea una de las variables que más llama la atención de los autores. Demostrado así en las formulaciones teóricas, comprobado en las mediciones empleadas en los modelos empíricos. Por lo tanto es la variable principal de todo estudio de resistencia de suelos.

La profundidad a la que se realizó este estudio, no permitió verificar diferencias significativas en la resistencia mecánica de los suelos, mas sin embargo no era de interés para el estudio entrar en profundidades mayores. La razón de escoger esta profundidad fue la de estudiar una zona donde se trabaja generalmente el suelo, ya sea en labranza o en tracción inclusive el paso de ganado, como lo es el caso del lote 3 con tratamiento continuo de praderas. Aun así, se apreciaron efectos considerables en este rango de profundidades; en las relaciones de fase, consistencia del suelo y quizás los más importantes se vieron en cambios de la textura del suelo sumado a un cambio entre los dos terrenos. Estos cambios se pueden apreciar en el Anexo 2 y Anexo 3, donde se observó un comportamiento diferenciado en función de la profundidad. La textura aunque le da el calificativo en

general de *franco limoso*, se pudo demostrar que pequeños cambios en los porcentajes de arena, limo y arcillas influyeron en condiciones del suelo como la plasticidad y la resistencia al corte del suelo. Este calificativo textural concuerda con la carta de plasticidad (Anexo 3) donde también se observó un poco la diferencia existente entre las profundidades.

La ubicación de los puntos de muestreo dieron diferencias significativas en varias variables del estudio, lo que demostró que el suelo no es isotrópico, pero si se pueden hacer sugerencias de tratamientos en un terreno similar, en este factor no se hizo mucho énfasis, pues no era el propósito del estudio analizar la variabilidad espacial de la resistencia mecánica de los suelos, pero podría hacerse generando resultados interesantes.

La medición de los parámetros mecánicos es lo más importante para una buena inferencia en los modelos de labranza y tracción, sin embargo se detectaron diferencias en las mediciones en campo y mediciones en laboratorio, pero con buenos resultados, el problema puede radicar en la forma en que se apliquen. Por un lado se observó un buen comportamiento de la medición de la resistencia al corte del suelo con la veleta ( $S_{uv}$ ) y de la resistencia a la penetración con el penetrómetro de bolsillo (RPb), en cuanto a la caja de torsión se obtuvo un resultado esperado para este equipo, sin embargo es un método que se tiene que reformular para obtener mejores resultados. Observando las correlaciones de Pearson, las mediciones que los autores formulaban como resistencias al corte, no se evidenciaron, por el contrario las resistencias al corte en los métodos usados mostraban una diferencia en los planos y tipos de falla, por un lado el plano de falla de la veleta es tanto vertical como horizontal, el plano de falla de la caja de torsión era sobre el plano horizontal y la prueba de compresión inconfiada generaba su propio plano de falla en dirección a la menor resistencia de corte. Por esta razón es importante no juzgar un valor sin conocer la procedencia de ese valor y las características del suelo del que se obtuvo.

Se observó también que la plasticidad del suelo es de gran ayuda para la toma de decisiones, aunque no tiene una relación tan influyente como las relaciones de fase o la granulometría, si pueden ser un indicador de afectación a la resistencia de los suelos. Como lo evidencia el índice de liquidez utilizado como un factor de corrección de la resistencia al corte no drenada en cuanto a la consistencia del suelo. Pero este índice (índice de liquidez) puede ser utilizado también como parámetro de afectación de la resistencia del suelo junto con otras variables. Se descubrió que para muchos índices de plasticidad en realidad no hay mucha referencia bibliográfica principalmente para suelos agrícolas, lo que evidencia las limitaciones que se presentan para avanzar en estos temas.

Las relaciones de fase mostraron grandes efectos en la resistencia de los suelos, por lo que se debe tener un gran cuidado en la toma de muestras para analizar en laboratorio, aunque los métodos utilizados no fueron los más estandarizados, si se

consiguieron muy buenos resultados. A pesar de que se siguieron normas de ensayos realizados para fines civiles o geotécnicos, estos se acondicionaron para los propósitos de suelos agrícolas. Es importante entrelazar estas disciplinas complementarias entre sí, sin descuidar el enfoque de los suelos agrícolas.

Efectivamente los comportamientos entre la mayoría de las variables fueron coherentes con los fundamentos mecánicos de los suelos, algunas explicaciones se basaron en inferencias lógicas a partir de otros estudios como lo es el caso de la presencia de materia orgánica y el contenido de raíces en el suelo.

Las funciones de pedotransferencia y modelos de correlaciones entre parámetros mecánicos y otras variables son realmente útiles, pero desafortunadamente tienen los limitantes de que un gran número son para suelos saturados o casi saturados y/o arcillosos, esto tiene una razón y es que este tipo de situaciones son las más problemáticas para el área civil, sin embargo se ven fuertes contribuciones para suelos agrícolas con la dificultad de trabajar con suelos no saturados, que aunque existen estudios interesantes como los realizados por Fredlund et al., (1995) y relacionan la curva de retención de humedad con los parámetros de resistencia mecánica, no se ven muchos esfuerzos por seguir estas ideas. El otro problema evidenciado con los modelos y funciones de pedotransferencia son las bases de datos que fundamentan los modelos, localmente no se cuenta con bases de datos con variables como las estudiadas en este trabajo.

## CONCLUSIONES

El manejo diferenciado de cada terreno influyó notablemente en las propiedades físicas, propiedades de consistencia y la granulometría de cada terreno, afectando directamente las propiedades mecánicas del suelo, generando en el terreno con manejo de pradera (lote 3) mayor resistencia al corte no drenado, mayor cohesión y también mayor resistencia a la compresión confinada; comparado con el lote 4. La causa principal puede ser el constante manejo de labranza al que ha sido sometido el lote 4.

Las propiedades mecánicas más relevantes en procesos de labranza y tracción; resistencia a la penetración utilizando penetrómetro de cono, cohesión, ángulo de fricción interno y resistencia al corte del suelo, resultaron ser muy sensibles a los cambios de humedad, incrementando la resistencia en cuanto se redujo la humedad natural, a pesar de que en promedio la reducción de humedad del tiempo húmedo al tiempo seco fue cerca de 3.3 puntos porcentuales en el lote 3 y de 3.6 para el lote 4, fueron suficientes para evidenciar cambios en la resistencia del suelo. Los cambios más altos de humedad se vieron en el lote 4 a causa de que este terreno posee un mayor drenaje y la cobertura vegetal era pobre permitiendo una pérdida mayor de humedad.

Los parámetros de resistencia mecánica medidos en campo y laboratorio, presentaron valores en escalas o rangos diferentes entre ellos, aun cuando teóricamente realizan mediciones semejantes, fundamentadas en la teoría de falla, lo que puede traducir en comportamientos particulares de falla y/o deformación ocasionadas por los diferentes equipos. Ya que todos los equipos y ensayos utilizados en el estudio, se realizaron bajo diferentes enfoques.

Las correlaciones entre parámetros mecánicos resultaron coherentes con la mecánica de suelos, pero los ajustes a relaciones teóricas no se produjeron fielmente, claramente fue imposible porque la gran mayoría de estas relaciones son basadas en estados de saturación alta o totalmente saturado, suelos arcillosos en su mayoría y algunos fueron desarrollados en suelos remoldeados (para asegurar un suelo isotrópico), diferentes al suelo estudiado (franco limoso) y no saturado. A pesar de las diferencias, se encontró una buena correlación entre la resistencia al corte medida con la veleta de corte y la resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo.

Las correlaciones entre parámetros mecánicos y las demás variables; físicas, granulométricas y de consistencia, dieron buenas correlaciones principalmente con las relaciones de fase, sobresaliendo la resistencia al corte con la veleta y la resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo, igualmente con menor

valor de correlación de Pearson; el penetrómetro de cono, la resistencia a la compresión inconfiada y la cohesión obtenida por la caja de torsión.

La consistencia del suelo no produjo efectos directos sobre los parámetros del suelo a excepción del índice de liquidez que mostró una correlación de Pearson significativa con la resistencia al corte de la veleta y la resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo. La mayoría de las variables de consistencia incluidos los límites de Atterberg, son independientes de la humedad, por lo que puede explicar porque no afectan directamente los parámetros de resistencia, contrario al índice de liquidez que si está en función del contenido de humedad.

Los ajustes a las funciones de pedotransferencia encontraron en la resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo y la resistencia al corte no drenada con veleta unos buenos parámetros para incluir en los modelos y funciones de pedotransferencia, evidenciado también con las correlaciones encontradas con propiedades no mecánicas del suelo. Estas correlaciones pueden ser tenidas en cuenta para representar parámetros de resistencia relevantes en los procesos de labranza y tracción encontrados (resistencia a la penetración de cono (RPC), ángulo de fricción interno ( $\phi$ ) y cohesión (C))

Se encontró que los mejores parámetros de resistencia mecánica en base a su respuesta con los demás parámetros estudiados fueron la resistencia al corte con veleta y la resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo.

## RECOMENDACIONES

- ✓ En respuesta a las relaciones de la resistencia al corte con veleta y la resistencia a la penetración con penetrómetro de bolsillo, sería interesante proponer modelos de labranza y tracción incluyendo estos dos parámetros, aunque por facilidad de operación a profundidad, recomendaría utilizar la veleta, ya que el penetrómetro de bolsillo no es práctico cuando se evalúa a profundidades grandes, que conllevan a realizar un apique o calicata.
- ✓ De forma indirecta, fue evidente la presencia significativa de materia orgánica en el terreno de pradera (lote 3) principalmente. La revisión de literatura evidenció el efecto que tiene sobre la resistencia del suelo, por lo que se propone en estudios futuros tener en cuenta siempre este parámetro para suelos agrícolas.
- ✓ En los análisis de varianza se identificó diferencias significativas entre los puntos de muestreo, lo que puede inferir la posibilidad de realizar cómodamente análisis de variabilidad espacial, junto con las correlaciones entre propiedades mecánicas y otras propiedades para profundizar en funciones de pedotransferencia, ya que en Colombia se tienen bases de datos de características de suelos que se pueden correlacionar con propiedades mecánicas con fines agrícolas.
- ✓ Se podría realizar estudios locales y buscar correlaciones entre parámetros mecánicos y parámetros de la curva de retención de humedad tal como lo hizo Fredlund et al., (1995); es un interesante modelo como función de pedotransferencia.
- ✓ En un principio se pretendió realizar el estudio con pruebas triaxiales modificado para suelos agrícolas no saturados (no fue posible), sería interesante conseguir los medios para realizar un estudio incluyendo pruebas triaxiales, ya que es una buena base de calibración o de comparación.
- ✓ Es necesario rediseñar o mejorar la metodología de la caja de torsión, la cual correlacionó bien con algunas variables, ya que sus valores de cohesión y ángulo de fricción interno son muy altos en comparación a otros ensayos con este mismo principio de corte directo (entre 2 y 3 veces mayor para suelos similares con un ensayo de corte directo en laboratorio, según lo reportado por Lozano Osorno & Castillo Herrán, (1998)). Es muy importante adoptar un método práctico de encontrar el ángulo de fricción interna en campo.

## BIBLIOGRAFÍA

- Abedin, M. Z., & Hettiaratchi, D. R. P. (2002). State Parameter Interpretation of Cone Penetration Tests in Agricultural Soils. *Biosystems Engineering*, 83, 469–479.
- Adams, B. A., Wulfsohn, D., & Delwyn G., F. (1994). Unsaturated Soil Mechanics for Agricultural Conditions. In *International Summer Meeting, ASAE*. Kansas City, Missouri: American Society of Agricultural Engineers, ASAE.
- Agodzo, S. K., & Adama, I. (2004). Bulk density, cone index and water content relations for some Ghanaian Soils. *ICTP Lecture Notes Series*, 18, 1–5.
- Aluko, O. B., & Chandler, H. W. (2004). Characterisation and Modelling of Brittle Fracture in Two-dimensional Soil Cutting. *Biosystems Engineering*, 88(3), 369–381.
- Amacher, M. C., & O'Neill, K. P. (2004). Assessing Soil Compaction on Forest Inventory & Analysis Phase 3 Field Plots Using a Pocket Penetrometer. *United States Department of Agriculture, USDA*, (April), 10.
- Amin, J. M., Taha, M. R., Ahmed, J., & Kassim, A. A. (1997). Prediction and Determination of Undrained Shear Strength of Soft Clay at Bukit Raja. *Pertanika Journal of Science & Technology*, 5(1), 111–126.
- Arvidsson, J., & Keller, T. (2011). Comparing penetrometer and shear vane measurements with measured and predicted mouldboard plough draught in a range of Swedish soils. *Soil & Tillage Research*, 111(2), 219–223.
- ASABE. (2006a). ASAE D497.5 Agricultural Machinery Management Data. *American Society of Agricultural and Biological Engineers Standards*, 390–398.
- ASABE. (2006b). ASAE EP542 Procedures for Using and Reporting Data Obtained with the Soil Cone Penetrometer. *American Society of Agricultural and Biological Engineers Standards*, 1052–1055.
- ASABE. (2006c). ASAE S313.3 Soil Cone Penetrometer. *American Society of Agricultural and Biological Engineers Standards*, 902–904.



- Ashburner, J. E., & Sims, B. G. (1984). *Elementos de diseño del tractor y herramientas de labranza*. (J. Escoto & F. De la Torre P, Eds.). San José, Costa Rica: Instituto Interamericano de Cooperación para la agricultura, IICA.
- ASTM. (2012a). Shrinkage Factors of Soils by the Wax Method. *American Society for Testing and Materials*, (C), 11–16.
- ASTM. (2012b). Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Cohesive Soil, D2573-08. *American Society for Testing and Materials*, (C), 1–8.
- ASTM. (2012c). Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil, D2166 – 06. *American Society for Testing and Materials*, (C), 1–6.
- ASTM. (2012d). Standard Test Methods for Liquid Limit , Plastic Limit , and Plasticity Index of Soils. *American Society for Testing and Materials*, (C), 1–16.
- Ayers, P. D. (1987). moisture and density effects on soil shear strength parameters for coarse grained soils. *Transactions of the ASAE-American Society of Agricultural Engineers (USA)*, 1282–1287.
- Bachmann, J., Contreras, K., Hartge, K. H., & Macdonald, R. (2006). Comparison of soil strength data obtained in situ with penetrometer and with vane shear test. *Soil & Tillage and Research*, 87, 112–118.
- Barrera Bucio, M., & Garnica Anguas, P. (2002). Introducción a la mecánica de suelos no saturados en vías terrestres. *Publicación Técnica*. Ciudad de Mexico: Sanfandila, Qro.
- Bashford, L. L., Jones, A. J., & Mielke, L. N. (1988). Comparison of Bulk Density Beneath a Belt Track and Tire Comparison of Bulk Density Beneath a Belt Track and Tire. *Biological Systems Engineering: Papers and Publications*, 44.
- Blanco-canqui, H., & Lal, R. (2007). Soil structure and organic carbon relationships following 10 years of wheat straw management in no-till. *Soil & Tillage Research*, 95, 240–254.
- Bowles, J. E. (1981). *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil*. (J. Tamayo, Ed.). Mexico: McGraw-Hill.
- Bravo López, E., Suárez Herrera, M., González Cueto, O., Tijskens, E., & Ramon, H. (2012). Determination of basics mechanical properties in a tropical clay soil

as a function of dry bulk density and moisture. *Revista Ciencias Técnicas Agropecuarias, RCTA*, 21(3), 5–11.

- Brinkgreve, R. B. J. (2005). *Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application. In Soil Constitutive Models, Evaluation, Selection, and Calibration*. Austin, Texas: American Society of Civil Engineers.
- Cadena-zapata, M., Hoogmoed, W. B., & Perdok, U. D. (2002). Field studies to assess the workable range of soils in the tropical zone of Veracruz, Mexico. *Soil & Tillage and Research*, 68, 83–92.
- Catalán, H., Linares, P., & Méndez, V. (2008). Tractor\_PT: A traction prediction software for agricultural tractors. *Computers and Electronics in Agriculture*, 60, 289–295.
- Cerana, J., Wilson, M., Pozzolo, O., De Battista, J. J., Rivarola, S., & Díaz, E. (2005). Relaciones matemáticas entre la resistencia mecánica a la penetración y el contenido hídrico en un vertisol. *Estudios de La Zona No Saturada Del Suelo*, 7, 159–163.
- Chancellor, W. J. (1994). Soil Physical properties. In *Advances in soil dynamics vol 1*. (pp. 21–254). American Society of Agricultural Engineers, ASAE.
- Chandler, R. J. (2012). The In-Situ Measurement of the Undrained Shear Strength of Clays Using the Field Vane. In A. F. Richards (Ed.), *Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies, ASTM STP 1014* (pp. 13–44). Philadelphia, 1988: American Society for Testing and Materials.
- Chege K, P., & Van Der Meer, F. (2004). A unified swelling potential index for expansive soils. *Engineering Geology*, 72, 1–8.
- Chen, C. S. (2001). Evaluating Undrained Shear Strength of Klang Clay from Cone Penetration Test. In *International Conference on In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories, In: Proceedings of the International Conference on In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories, Graduate Program* (pp. 141–148). Bali, Indonesia.: Parahyangan Catholic University.
- Clark, L. J., Whalley, W. R., & Barraclough, P. B. (2003). How do roots penetrate strong soil? *Plant and Soil*, 255, 93–104.
- Cornelis, W. M., Corluy, J., Medina, H., Hartmann, R., Van Meirvenne, M., & Ruiz, M. E. (2006). A simplified parametric model to describe the magnitude and geometry of soil shrinkage. *European Journal of Soil Science*, 57(2), 258–268.

- Crespo Villalaz, C. (2007). *Mecánica de suelos y cimentaciones* (6th ed.). Mexico: Editorial Limusa, S.A.
- Cuevas, J., Seguel, O., Ellies Sch, A., & Dörner, J. (2006). Efectos de las enmiendas orgánicas sobre las propiedades físicas del suelo con especial referencias a la adición de lodos urbanos. *Revista de La Ciencia Del Suelo Y Nutrición Vegetal*, 6(2), 1–12.
- Czarnes, S., Dexter, A. R., & Bartoli, F. (1999). A simplified method for analysing the mechanics of clod : clod interactions in topsoils with a wide range of clay content, 52.
- Das, B. M. (2001). *Fundamentos de Ingenieria Geotecnica*. (Cengage Learning Latin Am, Ed.). Mexico: Thomson Learning.
- Day, R. (2010). Soil mechanics. In *Foundation Engineering Handbook* (2nd ed., p. 1008). McGraw-Hill.
- De la Rosa, D., Mayol Rodríguez, F., & Díaz-Pereira, E. (2003). Modelo Aljarafe Plasticidad y manejabilidad del suelo. Sevilla, España: Instituto de Recursos Naturales y Agrobiología, CSIC.
- Delegard, C. H., Schmidt, A. J., & Chenault, J. (2011). *Strength Measurements of Archive K Basin Sludge Using a Soil Penetrometer. Pacific Northwest National Laboratory, Richland, WA (United States)*. Funding organisation: US Department of Energy (United States).
- Dexter, A. R., & Bird, N. R. A. (2001). Methods for predicting the optimum and the range of soil water contents for tillage based on the water retention curve. *Soil & Tillage and Research*, 57, 203–212.
- Dexter, A. R., Czyz, E. A., & Gate, O. P. (2007). A method for prediction of soil penetration resistance. *Soil & Tillage Research*, 93, 412–419.
- Dolinar, B. (2011). A simplified method for determining the external specific surface area of non-swelling fine-grained soils. *Applied Clay Science*, 4.
- Dorris, J. F. (1985). classification of failure modes for unconfined compression test of multi-year ridge ice. Houston, Texas: Shell development company.
- Dunlap, W. H., VandenBerg, G. E., & Hendrick, J. G. (1964). Comparison of soil shear values obtained with devices of different geometrical shapes. *Transactions of ASAE*, 896–900.

- Duque Escobar, G., & Escobar, C. E. (2002). *Mecánica de los suelos*. Manizalez, Colombia: Universidad Nacional de Colombia, Sede Manizalez.
- Dysli, M. (1997). *Mécanique des sols: Notes du cours B2-2. Cycle postgrade: Géologie appliquée à l'ingénierie et à l'environnement*. Lausanne, Suiza.
- Eden, W. J., & Hamilton, J. J. (1958). The use of a field vane apparatus in sensitive clay. *ASTM Special Technical Publication*, 193, 41–53.
- Ehrhardt, J. P., Grisso, R. D., Kocher, M. F., Jasa, P. J., & Schinstock, J. L. (2001). Using the Veris Electrical Conductivity Cart as a Draft Predictor. *Paper Number 011012 An ASAE Meeting Presentation*. Sacramento, California: 2001 ASAE Annual International Meeting Sponsored by ASAE.
- Eko, R. M. (2002). Validation of an extended critical state model using the mechanical behaviour of an agricultural soil. *Soil & Tillage and Research*, 68, 1–16.
- Espinoza, Y. (2010). Efecto de la labranza sobre la materia orgánica y tamaño de agregados en un suelo cultivado con maíz en condiciones tropicales. *Bioagro*, 22(3), 177–184.
- Fielke, J. M. (1999). Finite Element Modelling of the Interaction of the Cutting Edge of Tillage Implements with Soil, 91–101.
- Fiès, J. C., & Bruand, A. (1998). Particle packing and organization of the textural porosity in clay–silt–sand mixtures. *European Journal of Soil Science*, 49(4), 557–567.
- Foster Jr, W. A., Johnson, C. E., Chiroux, R. C., & Way, T. R. (2005). Finite element simulation of cone penetration. *Applied Mathematics and Computation*, 162, 735–749.
- Fredlund, D. G. (1999). *The emergence of unsaturated soil mechanics*. (A. W. Clifton, S. L. Barbour, & G. W. Wilson, Eds.). Ottawa, Ontario, Canada: NRC Research Press.
- Fredlund, D. G. (2002). Teaching unsaturated soil mechanics as part of the undergraduate civil engineering curriculum. In *In Proceedings of the Second Pan American Conference on the Teaching Learning Process of the Geotechnical Engineering*. Quayaquil, Ecuador.
- Fredlund, D. G. (2003). *Implementación de la mecánica del suelo parcialmente saturado*. Medellín, Colombia: Hombre Nuevo Editores.

- Fredlund, D. G. (2006a). Effective Stress; Do We Need it for Unsaturated Soil Mechanics? In *3rd Monash Geoengineering Lecture*. Saskatoon, Sask., Canada.
- Fredlund, D. G. (2006b). Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, (March), 286–321.
- Fredlund, D. G., & Morgenstern, N. R. (1976). Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 13(3), 261–276.
- Fredlund, D. G., w. w. Ng, C., Rahardjo, H., & Leong, E. C. (2001, December). Unsaturated soil mechanics: Who Needs it? *Geotechnical News*.
- Fredlund, D. G., Xing, A., Fredlund, M. D., & Barbour, S. L. (1995). The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 32, 440–448.
- Gan, J. K. M., Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1988). Determination of the shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test. *Canadian Geotechnical Journal*, 25(3), 500–510.
- Gao, W., Watts, C. W., Ren, T., & Whalley, W. R. (2012). The effects of compaction and soil drying on penetrometer resistance. *Soil & Tillage Research*, 125, 14–22.
- Garcia, J., Medina, H., & Núñez, D. (2008). El método del hidrómetro: Influencia de los tiempos de lecturas en el cálculo de la distribución del tamaño de partículas en suelos de la habana. *Cultivos Tropicales*, 29(2), 21–26.
- Garciano, L. O., Upadhyaya, S. K., & Jones, R. A. (2007). Determination of the soil pressure distribution around a cone penetrometer. *Journal of Terramechanics*, 44, 265–273.
- Gebreselassie, B., & Kempfert, H. G. (2003). Correlation of cone resistance with undrained strength of some very soft to hard cohesive clays. In *Field Measurements in Geomechanics: Proceedings of the 6th International Symposium Fmgm 2003*. In *In Field Measurements in Geomechanics: Proceedings of the 6th International Symposium Fmgm 2003* (p. 42). Oslo, Norway.
- Godwin, R. J. (2007). A review of the effect of implement geometry on soil failure and implement forces. *Soil & Tillage and Research*, 97, 331–340.

- Godwin, R. J., & Dogherty, M. J. O. (2007). Integrated soil tillage force prediction models. *Journal of Terramechanics*, 44, 3–14.
- Gómez R., K. (2011). *Incidencia de la compactación ocasionada por el tractor en las propiedades físicas en un andisol*. Universidad Nacional de Colombia.
- Grisso, R., Perumpral, J., & Zoz, F. (2006). An empirical model for tractive performance of rubber-tracks in agricultural soils. *Journal of Terramechanics*, 43, 225–236.
- Groenevelt, P. H., & Grant, C. D. (2002). Curvature of shrinkage lines in relation to the consistency and structure of a Norwegian clay soil. *Geoderma*, 106, 235–245.
- Grunwald, S., Rooney, D. J., McSweeney, K., & Lowery, B. (2001). Development of pedotransfer functions for a profile cone penetrometer. *Geoderma*, 100, 25–47.
- Håkansson, I., & Lipiec, J. (2000). A review of the usefulness of relative bulk density values in studies of soil structure and compaction. *Soil and Tillage Research*, 53(2), 71–85.
- Havaee, S., Mosaddeghi, M. R., & Ayoubi, S. (2015). In situ surface shear strength as affected by soil characteristics and land use in calcareous soils of central Iran. *Geoderma*, 237, 137–148.
- Henderson, J. J., Crum, J. R., Wolff, T. F., & Rogers III, J. N. (2005). Effects of particle size distribution and water content at compaction on saturated hydraulic conductivity and strength of high sand content root zone materials. *Soil Science*, 170(5), 315–324.
- Hernanz, J. L., Peixoto, H., Cerisola, C., & Sanchez Girón, V. (2000). An empirical model to predict soil bulk density profiles in field conditions using penetration resistance, moisture content and soil depth. *Journal of Terramechanics*, 37, 167–184.
- Hettiaratchi, D. R. P., & Reece, A. R. (1974). The calculation of Passive Soil Resistance. *Géotechnique*, 24, 3, 289–310.
- Hettiaratchi, D. R. P., Witney, B. D., & Reece, A. R. (1966). The calculation of Passive Pressure in Two-Dimensional Soil Failure. *Journal of Agricultural Engineering Research*, 11(2), 89–107.

- Hisham, T. E., & Stark, T. D. (1998). Undrained shear strength from cone penetration test. In P. W. Mayne & P. K. Robertson (Eds.), *Geotechnical Site Characterization: Proceedings of the First International Conference on Site Characterization, ISC'98, Atlanta, Georgia, 19-22 April 1998, Volumen 2* (pp. 1021–1025). Georgia, Atlanta: Balkema.
- Ho, D. Y. F., Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1992). Volume change indices during loading and unloading of an unsaturated soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(2), 195–207.
- Hoogmoed, W. B., Cadena-zapata, M., & Perdok, U. D. (2003). Laboratory assessment of the workable range of soils in the tropical zone of Veracruz , Mexico. *Soil & Tillage and Research*, 74, 169–178.
- Huang, W., Sheng, D., Sloan, S. W., & Yu, H. S. (2004). Finite element analysis of cone penetration in cohesionless soil. *Computes and Geotechnics*, 31, 517–528.
- INVIAS. (1998a). Análisis granulométrico por medio del hidrómetro. I.N.V.E.-124. In *Normas de ensayo de materiales para carreteras* (p. (124)1–(124)20). Santafé de Bogotá: Impreandes.
- INVIAS. (1998b). Compresión inconfiada en Muestras de Suelos. I.N.V.E-152. In *Normas de ensayo de materiales para carreteras* (p. (152)1–(152)8). Santafé de Bogotá: Impreandes.
- INVIAS. (1998c). Determinación de los factores de contracción de los suelos. I.N.V.E.-127. In *Normas de ensayo de materiales para carreteras* (p. (127)1–(127)7). Santafé de Bogotá: Impreandes.
- INVIAS. (1998d). Determinación del límite líquido de los suelos. I.N.V.E.-125. In *Normas de ensayo de materiales para carreteras* (p. (125)1–(125)9). Santafé de Bogotá: Impreandes.
- INVIAS. (1998e). Determinación del peso específico de los suelos y del llenante mineral. I.N.V.E.-128. In *Normas de ensayo de materiales para carreteras* (p. (128)1–(128)8). Santafé de Bogotá: Impreandes.
- INVIAS. (1998f). Ensayo de corte sobre suelos cohesivos en el terreno, usando la veleta. I.N.V.E - 170. In *Normas de ensayo de materiales para carreteras* (p. (170)1–(170)6). Santafé de Bogotá: Impreandes.

- INVIAS. (1998g). Límite plástico e índice de plasticidad. I.N.V.E.-126. In *Normas de ensayo de materiales para carreteras1* (p. (126)1–(126)3). Santafé de Bogotá: Impreandes.
- Jaramillo J., D. F. (2002). *Introducción a la ciencia del suelo*. Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia-Sede Medellín, Facultad de Ciencias.
- Johnson, C. E., Grisso, R. D., Nichols, T. A., & Bailey, A. C. (1987). Shear Measurement for Agricultural Soils — A Review, *30*(4), 2–5.
- Juarez Badillo, E., & Rico Rodriguez, A. (2005). *Mecánica de suelos. Tomo 1- Fundamentos de la mecánica de suelos*. Mexico: Limusa Noriega Editores.
- Kamei, T., & Iwasaki, K. (1995). Evaluation of Undrained Shear Strength of Cohesive Soils using a flat Dilatometer. *Soils and Foundations*, *35*(2), 111–116.
- Kayabali, K., Akturk, O., Fener, M., & Dikmen, O. (2015). Revisiting the Bjerrum ' s correction factor : Use of the liquidity index for assessing the effect of soil plasticity on undrained shear strength. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 1–6.
- Keller, T., & Håkansson, I. (2010). Estimation of reference bulk density from soil particle size distribution and soil organic matter content. *Geoderma*, *154*(3-4), 398–406.
- Khalilmoghadam, B., Afyuni, M., Abbaspour, K. C., Jalalian, A., Dehghani, A. A., & Schulin, R. (2009). Estimation of surface shear strength in Zagros region of Iran — A comparison of artificial neural networks and multiple-linear regression models. *Geoderma*, *153*, 29–36.
- Kirby, J. M. (1998). Estimating critical state soil mechanics parameters from shear box tests. *European Journal of Soil Science*, *49*(3), 503–512.
- Kirby, J. M., & Bengough, A. G. (2002). Influence of soil strength on root growth : experiments and analysis using a critical-state model. *European Journal of Soil Science*, *53*(March), 119–128.
- Kirby, J. M., Blunden, B. G., & Trein, C. R. (1997). Simulating soil deformation using a critical-state model: II. Soil compaction beneath tyres and tracks. *European Journal of Soil Science*, *48*(March), 59–70.



- Kirby, J. M., O'Sullivan, M. F. O., & Wood, J. T. (1998). Estimating critical state soil mechanics parameters from constant cell volume triaxial tests. *European Journal of Soil Science*, 49(March), 85–93.
- Koolen, A. J., & Vaandrager, P. (1984). Relationships between Soil Mechanical Properties. *Journal of Agricultural Engineering Research*, 29(4), 313–319.
- Lal, R., & Shukla, M. K. (2004). *Principles of Soil Physics*. Ohio, U.S.A.: MARCEL DEKKER, INC.
- Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1991). *Mecánica de suelos* (2nd ed.). Editorial Limusa, S.A.
- Lampurlanés, J., & Cantero Martinez, C. (2003). Soil bulk density and penetration resistance under different tillage and crop management systems , and their relationship with barley root growth. *Agronomy Journal*, 95(3), 57–81.
- Landsberg, J. D., Miller, R. E., Anderson, H. W., & Tepp, J. S. (2003). Bulk Density and Soil Resistance to Penetration as Affected by Commercial Thinning in Northeastern Washington. *US Department of Agriculture, Forest Service, Pacific Northwest Research Station*, (April), 43.
- Lapen, D. R., Topp, G. C., Edwards, M. E., Gregorich, E. G., & Curnoe, W. E. (2004). Combination cone penetration resistance / water content instrumentation to evaluate cone penetration – water content relationships in tillage research. *Soil & Tillage Research*, 79, 51–62.
- Lefebvre, G., Ladd, C. C., & Pare, J. J. (1988). Comparison of Field Vane and Laboratory Undrained Shear Strength in Soft Sensitive Clays. Edited by AF Richard. *American Society for Testing and Materials, ASTM STP*. Philadelphia.
- Leoni, A. J. (2014). GEOTECNIA III “ Introducción al Estado Crítico en Suelos .” Buenos aires, Argentina: Universidad Nacional de la Plata. Retrieved from <http://www.ing.unlp.edu.ar/catedras/C0124/>
- Liu, J., & Peng, L. (2009). Study on the unconfined compression of a thawing soil. *Cold Regions Science and Technology*, 58(1-2), 92–96.
- Logsdon, S. D., & Karlen, D. L. (2004). Bulk density as a soil quality indicator during conversion to no-tillage. *Soil & Tillage and Research*, 78, 143–149.
- Lozano Osorno, F., & Castillo Herrán, B. (1998). Propuesta de metodología para el desarrollo de modelos de labranza. Parte I. Relaciones entre sistemas de

labranza, condición del suelo y respuesta del cultivo. *Ingeniería E Investigación*, 29–47.

Lozano Osorno, F., & Castillo Herrán, B. (1999). Propuesta de Metodología para el Desarrollo de Modelos de Labranza. Parte II. Índices de caracterización físicomecánica del suelo y desarrollo de un modelo de labranza. *Ingeniería E Investigación*, (43), 64–74.

Manuwa, S. I., & Olaiya, O. C. (2012). Evaluation of Shear Strength and Cone Penetration Resistance Behavior of Tropical Silt Loam Soil under Uni-Axial Compression. *Open Journal of Soil Science*, (June), 95–99.

Matus, F. J., Maire, G., & Christian, R. (2000). Relación entre la materia orgánica del suelo, textura del suelo y tasas de mineralización de carbono y nitrógeno. *Agricultura Técnica*, 60(2), 112–126.

Mayne, P. W. (2006). In-Situ Test Calibrations for Evaluating Soil Parameters. In T. S. Tan, K. K. Phoon, D. W. Hight, & S. Leroueil (Eds.), *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*. vol 3. (pp. 1601–1652). Singapore.

McFarland, M. (2001). Fundamentals of Soil and Water Interactions. In *Biosolids Engineering* (pp. 6.1–6.86). Logan, Utah: McGraw Hill.

McKyes, E. (1985). *Soil Cutting and Tillage* (Volumen 7 ). Ste-Anne de Bellevue, Quebec, Canada: Elsevier.

McKyes, E. (1989). *Agricultural Engineering Soil Mechanics*. (Elsevier, Ed.). Anne de Bellevue, Canada.

Medina Gonzalez, H., García Coronado, J., & Núñez Acosta, D. (2007). El método del hidrómetro: base teórica para su empleo en la determinación de la distribución del tamaño de partículas de suelo. *Revista Ciencias Técnicas Agropecuarias, RCTA*, 16(3), 19–24.

Minasny, B., & Mc Bratney, A. B. (2006). Uncertainty analysis for pedotransfer functions. *European Journal of Soil Science*, 53(3), 417–429.

Mosaddeghi, M. R., Morshedizad, M., Mahboubi, A. A., Dexter, A. R., & Schulin, R. (2009). Laboratory evaluation of a model for soil crumbling for prediction of the optimum soil water content for tillage. *Soil & Tillage and Research*, 105, 242–250.

Mounem, A., Ramon, H., & Baerdemaeker, J. De. (2002). Effects of Bulk Density and Moisture Content on Selected Mechanical Properties of Sandy Loam Soil.

*Biosystems Engineering*, 83(2), 217–224. [http://doi.org/10.1016/S1537-5110\(02\)00149-6](http://doi.org/10.1016/S1537-5110(02)00149-6)

- Muelas Rodriguez, Á. (2010). Manual de mecánica del suelo y cimentaciones. Capítulo 1: Caracterización de los suelos. Madrid, España: Universidad Nacional de Educación a Distancia, UNED. Retrieved from [http://www.uned.es/dpto-icf/mecanica\\_del\\_suelo\\_y\\_cimentaciones/Bibliografia Basica.htm](http://www.uned.es/dpto-icf/mecanica_del_suelo_y_cimentaciones/Bibliografia_Basica.htm)
- Narsilio, G. A., & Santamarina, C. (2008). CLASIFICACIÓN DE SUELOS: FUNDAMENTO FÍSICO, PRÁCTICAS ACTUALES Y RECOMENDACIONES. *Georgia Institute of Technology*, 790.
- Nichols, T. A., Bailey, A. C., Johnson, C. E., & Grisso, R. D. (1987). A Stress State Transducer for Soil, *30*(5).
- Nimmo, J. R., Survey, U. S. G., & Park, M. (2004). Porosity and Pore Size Distribution. *Encyclopedia of Soils in the Environment: London, Elsevier*, 3, 295–303.
- Nishimura, T., & Fredlund, D. G. (1999). Unconfined compression shear strength of an unsaturated silty soil subjected to high total suctions. In *Proceedings of the International Symposium on Slope Stability Engineering- IS -Shikoku' 1999* (pp. 757–762). Matsuyama, Shikoku, Japan: Balkema.
- Nishimura, T., Hirabayashi, Y., Fredlund, D. G., & Gan, J. K. (1999). Influence of stress history on the strength parameters of an unsaturated statically compacted soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 36, 251–261.
- Osunbitan, J. A., Oyedele, D. J., & Adekalu, K. O. (2005). Tillage effects on bulk density, hydraulic conductivity and strength of a loamy sand soil in southwestern Nigeria. *Soil & Tillage and Research*, 82, 57–64.
- Pansu, M., & Gautheyrou, J. (2007). Particle Size Analysis 2.1. In *Handbook of soil analysis: mineralogical, organic and inorganic methods*. (p. 993). Springer Science & Business Media.
- Patiño Hoyos, F. (2012). *Geotecnia: Diccionario Básico*. Editorial Académica Española.
- Payne, P. C. J., & Fountaine, E. R. (1952). A field method of measuring the shear strength of soils. *Journal of Soil Science*, 3(1), 136–144.

- Perdok, U. D., Kroesbergen, B., & Hoogmoed, W. B. (2002). Possibilities for modelling the effect of compression on mechanical and physical properties of various Dutch soil types. *Soil and Tillage Research*, 65, 61–75.
- Porsinsky, T., Sraka, M., & Stankic, I. (2006). Comparison of two approaches to soil strength classifications. *Croatian Journal of Forest Engineering*, 27(1), 17–26.
- QCQA.com. (n.d.). Operating Instructions for Pocket Penetrometer. Retrieved from [http://qcqa.com/docs/doc\\_301.pdf](http://qcqa.com/docs/doc_301.pdf)
- Raper, R. L., & Kirby, J. Mac. (2006). Soil compaction: How to do it, undo it, or avoid doing it. In *2006 Agricultural Equipment Technology Conference* (pp. 1–14). Louisville, Kentucky, USA: American Society of Agricultural and Biological Engineers, ASABE.
- Richard, G., Cousin, I., Sillon, J. F., Bruand, A., & Guérif, J. (2001). Effect of compaction on the porosity of a silty soil : influence on unsaturated hydraulic properties. *European Journal of Soil Science*, 52, 49–58.
- Rincón C, C. J., & Piedrahita V, D. R. (1985). Requerimientos de energía en operaciones de labranza con implementos de discos. *Revista Facultad Nacional de Agronomía Medellín (Colombia)*, 38(2), 53–63.
- Roşca, R., Cârlescu, P., & Ţenu, I. (2014). A semi-empirical traction prediction model for an agricultural tyre , based on the super ellipse shape of the contact surface. *Soil & Tillage Research*, 141, 10–18.
- Sattler, P. J., & Fredlund, D. G. (1990). Numerical modelling of vertical ground movements in expansive soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 28(Hamilton 1963), 189–199.
- Schofield, A., & Wroth, P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*.
- Sheng, D., Gens, A., Fredlund, D. G., & Sloan, S. W. (2008). Unsaturated soils: From constitutive modelling to numerical algorithms. *Computers and Geotechnics*, 35(6), 810–824.
- Stróżyk, J., & Tankiewicz, M. (2013). Undrained shear strength of the heavily consolidated clay. *Annals of Warsaw University of Life Sciences-SGGW. Land Reclamation*, 45(2), 207–216.
- Tadepalli, R., & Fredlund, D. G. (1991). The collapse behavior of a compacted soil during inundation. *Canadian Geotechnical Journal*, 28(4), 477–488.

- Tekeste, M. Z., Raper, R. L., Tollner, E. W., & Way, T. R. (2005). Effect of Soil Moisture, Soil Density, and Cone Penetrometer Material on Finite Element Prediction of Soil Hardpan Depth. *2005 ASAE Annual International Meeting*. Tampa, Florida: ASAE.
- Tekeste, M. Z., Raper, R. L., Tollner, E. W., & Way, T. R. (2007). Finite Element Analysis of Cone Penetration in Soil for Prediction of Hardpan Location. *Transactions of the ASABE*, *50*(1), 23–32.
- Tekeste, M. Z., Tollner, E. W., Raper, R. L., Way, T. R., & Johnson, C. E. (2009). Non-linear finite element analysis of cone penetration in layered sandy loam soil – Considering precompression stress state. *Journal of Terramechanics*, *46*(5), 229–239.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (Third). JOHN WILEY & SONS, INC.
- Tiwari, V. K., Pandey, K. P., & Pranav, P. K. (2010). A review on traction prediction equations. *Journal of Terramechanics*, *47*(3), 191–199.
- UNAL, C. A. M. (2010). Levantamiento de suelos: Generalidades Centro Agropecuario Marengo. Bogota D.C.: Universidad Nacional de Colombia, Sede Bogotá. Retrieved from <http://www.marengo.unal.edu.co/GENERALIDADES.pdf>
- USDA. (1993). Soil Survey Manual Introduction. United States Department of Agriculture. Retrieved from [http://www.nrcs.usda.gov/Internet/FSE\\_DOCUMENTS/nrcs142p2\\_050993.pdf](http://www.nrcs.usda.gov/Internet/FSE_DOCUMENTS/nrcs142p2_050993.pdf)
- Vanapalli, S. K., & Taek Oh, W. (2012). Simple Techniques for the Estimation of Suction in Compacted Soils in the Range of 0 to 60 , 000 kPa. *Geotechnical Testing Journal*, *34*(6), 1–10.
- Varathungarajan, D. A., Garfield, S. M., & Stephen, G. (2009). *Characterization of Undrained Shear Strength Profiles for Soft Clays at Six Sites in Texas* (No. FHWA/TX-09/0-5824-2). Texas.
- Vaz, C. M. P., Bassoi, L. H., & Hopmans, J. W. (2001). Contribution of water content and bulk density to field soil penetration resistance as measured by a combined cone penetrometer - TDR probe. *Soil & Tillage and Research*, *60*, 35–42.
- Vechinski, C. R., Johnson, C. E., & Raper, R. L. (1998). Evaluation of an empirical traction equation for forestry tires. *Journal of Terramechanics*, *35*, 55–67.

- Vogel, T., Genuchten, M. T. Van, & Cislérova, M. (2001). Effect of the shape of the soil hydraulic functions near saturation on variably-saturated flow predictions. *Advances in Water Resources*, 24, 133–144.
- Wang, Q., Pufahl, D. E., & Fredlund, D. G. (2002). A study of critical state on an unsaturated silty soil. *NRC Research*, 39, 213–218.
- Watts, C. W., Dexter, A. R., Dumitru, E., & Arvidsson, J. (1996). An assessment of the vulnerability of soil structure to destabilisation during tillage . Part I . A laboratory test. *Soil & Tillage and Research*, 37, 161–174.
- Weise, G., & Eichhorn, H. (1997). The Application of Mohr-Coulomb Soil Mechanics to the Design of Winged Shares. *Journal of Agricultural Engineering Research*, 67, 235–247.
- Wulfsohn, D., Adams, B. A., & Fredlund, D. G. (1998). Triaxial Testing of Unsaturated Agricultural Soils. *Journal of Agricultural Engineering Research*, 69, 317–330.
- Yılmaz, I. (2000). Evaluation of shear strength of clayey soils by using their liquidity index. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 59(3), 227–229.
- Zhang, B., Zhao, Q. G., Horn, R., & Baumgartl, T. (2001). Shear strength of surface soil as affected by soil bulk density and soil water content. *Soil & Tillage and Research*, 59, 97–106.
- Zhang, C., Chen, L., Liu, Y., Ji, X., & Liu, X. (2010). Triaxial compression test of soil – root composites to evaluate influence of roots on soil shear strength. *Ecological Engineering*, 36, 19–26.
- Zibilske, L. M., Bradford, J. M., & Smart, J. R. (2002). Conservation tillage induced changes in organic carbon , total nitrogen and available phosphorus in a semi-arid alkaline subtropical soil. *Soil & Tillage Research*, 66, 153–163.
- Zimbone, S. M., Vickers, A., Morgan, R. P. C., & Vella, P. (1996). Field investigations of different techniques for measuring surface soil shear strength. *Soil Technology*, 9, 101–111.

## ANEXOS

### Anexo 1. Prueba de normalidad.

Variable	Población	Pruebas de normalidad						Asimetría			Curtosis			P. normalidad correcciones					
		Kolmogorov-Smirnov <sup>a</sup>			Shapiro-Wilk			Estad	Sesgo	Error Std	Estad	Dispersión	Error Std	Kolmogorov-Smirnov <sup>a</sup>			Shapiro-Wilk		
		Estad	gl	Sig.	Estad.	gl	Sig.							Estad	gl	Sig.	Estad	gl	Sig.
Hn(%)	3DP	0.220	9	0.200	0.926	9	0.444	0.919		0.687	0.104		1.334	0.220	9	0.200	0.926	9	0.444
	3DS	0.164	10	0.200	0.936	10	0.513	0.007		0.687	-1.113	D.A	1.334	0.187	9	0.200	0.887	9	0.187
	3WP	0.219	10	0.191	0.883	10	0.141	1.194	S.I	0.687	3.360	D.B	1.334	0.265	9	0.069	0.903	9	0.269
	3WS	0.154	10	0.200	0.944	10	0.595	-0.177		0.687	-1.095	D.A	1.334	0.154	10	0.200	0.944	10	0.595
	4DP	0.155	9	0.200	0.916	9	0.363	0.756		0.687	-0.801		1.334	0.164	6	0.200	0.990	6	0.989
	4DS	0.201	8	0.200	0.924	8	0.465	-0.846		0.687	0.096		1.334	0.222	7	0.200	0.910	7	0.399
	4WP	0.232	10	0.134	0.914	10	0.310	0.749		0.687	-0.601		1.334	0.226	8	0.200	0.933	8	0.544
4WS	0.226	8	0.200	0.920	8	0.431	0.096		0.687	-0.737		1.334	0.226	8	0.200	0.920	8	0.431	
Gs	3WDP	0.217	10	0.199	0.913	10	0.303	0.526		0.687	0.195		1.334	0.162	6	0.200	0.970	6	0.891
	3WDS	0.166	10	0.200	0.949	10	0.656	-0.235		0.687	-1.084	D.A	1.334	0.166	10	0.200	0.949	10	0.656
	4WDP	0.165	10	0.200	0.943	10	0.582	0.826		0.687	0.276		1.334	0.135	7	0.200	0.960	7	0.816
	4WDS	0.159	10	0.200	0.908	10	0.265	-0.883		0.687	0.647		1.334	0.186	9	0.200	0.888	9	0.191
%Arena	3WDP	0.224	10	0.167	0.803	10	0.016	1.801	S.I	0.687	3.528	D.B	1.334	0.259	6	0.200	0.880	6	0.269
	3WDS	0.195	10	0.200	0.906	10	0.253	0.637		0.687	-0.940		1.334	0.195	10	0.200	0.906	10	0.253
	4WDP	0.250	10	0.076	0.780	10	0.008	1.875	S.I	0.687	5.038	D.B	1.334	0.281	7	0.101	0.848	7	0.117
	4WDS	0.116	10	0.200	0.958	10	0.764	0.413		0.687	-0.500		1.334	0.156	9	0.200	0.945	9	0.631
%Limo	3WDP	0.229	10	0.146	0.949	10	0.653	0.144		0.687	0.952		1.334	0.373	6	0.009	0.696	6	0.006
	3WDS	0.201	10	0.200	0.929	10	0.439	-0.765		0.687	0.110		1.334	0.201	10	0.200	0.929	10	0.439
	4WDP	0.258	10	0.058	0.889	10	0.165	-0.717		0.687	-0.705		1.334	0.212	7	0.200	0.960	7	0.815
	4WDS	0.170	10	0.200	0.958	10	0.764	0.309		0.687	-0.419		1.334	0.154	9	0.200	0.956	9	0.759
%Arcilla	3WDP	0.166	10	0.200	0.963	10	0.820	-0.467		0.687	0.913		1.334	0.211	6	0.200	0.926	6	0.549
	3WDS	0.266	10	0.044	0.831	10	0.035	-0.264		0.687	-1.975	D.A	1.334	0.266	10	0.044	0.831	10	0.035
	4WDP	0.181	10	0.200	0.921	10	0.366	-0.448		0.687	-1.203	D.A	1.334	0.153	7	0.200	0.956	7	0.783
	4WDS	0.180	10	0.200	0.946	10	0.620	-0.285		0.687	-1.158	D.A	1.334	0.186	9	0.200	0.957	9	0.770

\*. Esto es un límite inferior de la significación verdadera., <sup>a</sup> Corrección de significación de Lilliefors, S.I.: Sesgo hacia la izquierda, S.D: segado hacia la derecha, D.B: Dispersión baja D.A: Dispersión alta  
 Continúa siguiente página.

Anexo 1. Prueba de normalidad. (Continuación)

Variable	Población	Pruebas de normalidad						Asimetría			Curtosis			P. normalidad correcciones					
		Kolmogorov-Smirnov <sup>a</sup>			Shapiro-Wilk			Estad	Sesgo	Error Std	Estad	Dispersión	Error Std	Kolmogorov-Smirnov <sup>a</sup>			Shapiro-Wilk		
		Estad	gl	Sig.	Estad.	gl	Sig.							Estad	gl	Sig.	Estad	gl	Sig.
Ds(g/cm3)	3DP	0.181	9	0.200	0.880	9	0.157	-0.521		0.687	-1.406	D.A	1.334	0.181	9	0.200	0.880	9	0.157
	3DS	0.256	10	0.063	0.821	10	0.026	-1.797	S.D	0.687	4.554	D.B	1.334	0.192	9	0.200	0.934	9	0.524
	3WP	0.187	10	0.200	0.907	10	0.260	-1.097	S.D	0.687	2.494	D.B	1.334	0.196	9	0.200	0.928	9	0.462
	3WS	0.143	10	0.200	0.944	10	0.603	0.273		0.687	-1.096	D.A	1.334	0.143	10	0.200	0.944	10	0.603
	4DP	0.176	9	0.200	0.923	9	0.414	0.032		0.687	-1.290	D.A	1.334	0.171	6	0.200	0.956	6	0.790
	4DS	0.144	8	0.200	0.989	8	0.993	-0.014		0.687	-0.296		1.334	0.200	7	0.200	0.943	7	0.665
	4WP	0.265	10	0.046	0.834	10	0.038	-0.311		0.687	-2.003	D.A	1.334	0.257	8	0.128	0.849	8	0.093
	4WS	0.149	8	0.200	0.955	8	0.761	0.344		0.687	-1.299	D.A	1.334	0.149	8	0.200	0.955	8	0.761
Dh(g/cm3)	3DP	0.215	9	0.200	0.919	9	0.387	-0.191		0.687	-1.155	D.A	1.334	0.215	9	0.200	0.919	9	0.387
	3DS	0.116	10	0.200	0.963	10	0.814	-0.473		0.687	-0.521		1.334	0.119	9	0.200	0.969	9	0.890
	3WP	0.204	10	0.200	0.906	10	0.253	-1.192	S.D	0.687	1.560	D.B	1.334	0.223	9	0.200	0.949	9	0.681
	3WS	0.152	10	0.200	0.962	10	0.811	-0.592		0.687	0.805		1.334	0.152	10	0.200	0.962	10	0.811
	4DP	0.136	9	0.200	0.949	9	0.678	-0.111		0.687	-1.353	D.A	1.334	0.171	6	0.200	0.951	6	0.752
	4DS	0.186	8	0.200	0.939	8	0.604	-0.415		0.687	-1.167	D.A	1.334	0.186	7	0.200	0.932	7	0.572
	4WP	0.231	10	0.140	0.897	10	0.204	-0.265		0.687	-1.421	D.A	1.334	0.249	8	0.157	0.861	8	0.124
	4WS	0.148	8	0.200	0.943	8	0.640	-0.084		0.687	-1.446	D.A	1.334	0.148	8	0.200	0.943	8	0.640
e	3DP	0.167	9	0.200	0.941	9	0.595	0.085		0.687	-1.444	D.A	1.334	0.167	9	0.200	0.941	9	0.595
	3DS	0.221	10	0.181	0.832	10	0.035	1.613	S.I	0.687	3.265	D.B	1.334	0.184	9	0.200	0.874	9	0.137
	3WP	0.284	10	0.021	0.787	10	0.010	1.993	S.I	0.687	5.293	D.B	1.334	0.185	9	0.200	0.916	9	0.362
	3WS	0.125	10	0.200	0.943	10	0.589	0.017		0.687	-1.345	D.A	1.334	0.125	10	0.200	0.943	10	0.589
	4DP	0.159	9	0.200	0.926	9	0.441	0.146		0.687	-1.226	D.A	1.334	0.117	6	0.200	0.991	6	0.992
	4DS	0.161	8	0.200	0.975	8	0.933	0.224		0.687	-0.140		1.334	0.208	7	0.200	0.929	7	0.546
	4WP	0.294	10	0.014	0.791	10	0.011	0.446		0.687	-2.099	D.A	1.334	0.295	8	0.039	0.788	8	0.021
	4WS	0.165	8	0.200	0.940	8	0.612	-0.463		0.687	-1.207	D.A	1.334	0.165	8	0.200	0.940	8	0.612

\*. Esto es un límite inferior de la significación verdadera., a. Corrección de significación de Lilliefors, S.I.: Sesgo hacia la izquierda, S.D: sesgado hacia la derecha, D.B: Dispersión baja D.A: Dispersión alta

Continúa siguiente página.



Anexo 1. Prueba de normalidad. (Continuación)

Variable	Población	Pruebas de normalidad						Asimetría			Curtosis			P. normalidad correcciones					
		Kolmogorov-Smirnov <sup>a</sup>			Shapiro-Wilk			Estad	Sesgo	Error Std	Estad	Dispersión	Error Std	Kolmogorov-Smirnov <sup>a</sup>			Shapiro-Wilk		
		Estad	gl	Sig.	Estad.	gl	Sig.							Estad	gl	Sig.	Estad	gl	Sig.
S(%)	3DP	0.205	9	0.200	0.972	9	0.913	0.341		0.687	-0.481		1.334	0.205	9	0.200	0.972	9	0.913
	3DS	0.154	10	0.200	0.945	10	0.604	-0.156	0.687	-1.056	D.A	1.334	0.195	9	0.200	0.928	9	0.464	
	3WP	0.111	10	0.200	0.978	10	0.955	-0.359	0.687	-0.318		1.334	0.118	9	0.200	0.971	9	0.901	
	3WS	0.191	10	0.200	0.932	10	0.471	-0.750	0.687	1.840	D.B	1.334	0.191	10	0.200	0.932	10	0.471	
	4DP	0.329	9	0.006	0.708	9	0.002	0.379	0.687	3.560	D.B	1.334	0.300	6	0.099	0.871	6	0.231	
	4DS	0.245	8	0.174	0.909	8	0.347	-0.143	0.687	-1.597	D.A	1.334	0.204	7	0.200	0.935	7	0.593	
	4WP	0.154	10	0.200	0.951	10	0.679	-0.670	0.687	0.663		1.334	0.196	8	0.200	0.954	8	0.754	
	4WS	0.183	8	0.200	0.954	8	0.750	0.504	0.687	-1.196	D.A	1.334	0.183	8	0.200	0.954	8	0.750	
n(%)	3DP	0.165	9	0.200	0.936	9	0.541	-0.017	0.687	-1.458	D.A	1.334	0.165	9	0.200	0.936	9	0.541	
	3DS	0.199	10	0.200	0.864	10	0.085	1.356	S.I	0.687	2.315	D.B	1.334	0.182	9	0.200	0.877	9	0.145
	3WP	0.235	10	0.124	0.870	10	0.100	1.370	S.I	0.687	3.379	D.B	1.334	0.196	9	0.200	0.906	9	0.286
	3WS	0.122	10	0.200	0.946	10	0.619	-0.042	0.687	-1.307	D.A	1.334	0.122	10	0.200	0.946	10	0.619	
	4DP	0.160	9	0.200	0.923	9	0.413	-0.023	0.687	-1.305	D.A	1.334	0.132	6	0.200	0.985	6	0.975	
	4DS	0.150	8	0.200	0.979	8	0.958	-0.027	0.687	-0.172		1.334	0.202	7	0.200	0.936	7	0.607	
	4WP	0.279	10	0.027	0.800	10	0.015	0.405	0.687	-2.110	D.A	1.334	0.278	8	0.069	0.800	8	0.029	
	4WS	0.164	8	0.200	0.928	8	0.501	-0.623	0.687	-0.988		1.334	0.164	8	0.200	0.928	8	0.501	
RPC(kPa)	3DP	0.139	9	0.200	0.959	9	0.785	-0.432	0.687	0.290		1.334	0.139	9	0.200	0.959	9	0.785	
	3DS	0.184	10	0.200	0.931	10	0.454	-0.316	0.687	0.437		1.334	0.144	9	0.200	0.942	9	0.608	
	3WP	0.154	10	0.200	0.952	10	0.697	0.364	0.687	-0.773		1.334	0.188	9	0.200	0.918	9	0.373	
	3WS	0.130	10	0.200	0.962	10	0.809	0.763	0.687	0.888		1.334	0.130	10	0.200	0.962	10	0.809	
	4DP	0.145	9	0.200	0.981	9	0.970	-0.249	0.687	-0.722		1.334	0.195	6	0.200	0.934	6	0.610	
	4DS	0.287	8	0.050	0.872	8	0.158	0.376	0.687	0.935		1.334	0.245	7	0.200	0.878	7	0.219	
	4WP	0.228	10	0.152	0.882	10	0.137	0.958	0.687	0.075		1.334	0.209	8	0.200	0.902	8	0.299	
	4WS	0.266	8	0.101	0.825	8	0.052	1.458	S.I	0.687	0.958		1.334	0.266	8	0.101	0.825	8	0.052

\*. Esto es un límite inferior de la significación verdadera., a. Corrección de significación de Lilliefors, S.I.: Sesgo hacia la izquierda, S.D: sesgado hacia la derecha, D.B: Dispersión baja D.A: Dispersión alta

Continúa siguiente página.

Anexo 1. Prueba de normalidad. (Continuación)

Variable	Población	Pruebas de normalidad						Asimetría			Curtosis			P. normalidad correcciones					
		Kolmogorov-Smirnov <sup>a</sup>			Shapiro-Wilk			Estad	Sesgo	Error Std	Estad	Dispersión	Error Std	Kolmogorov-Smirnov <sup>a</sup>			Shapiro-Wilk		
		Estad	gl	Sig.	Estad.	gl	Sig.							Estad	gl	Sig.	Estad	gl	Sig.
RPb(kPa)	3DP	0.211	9	0.200	0.883	9	0.168	1.071	S.I	0.687	2.025	D.B	1.334	0.211	9	0.200	0.883	9	0.168
	3DS	0.200	10	0.200	0.890	10	0.171	-0.614		0.687	0.333		1.334	0.186	9	0.200	0.887	9	0.186
	3WP	0.144	10	0.200	0.962	10	0.804	0.808		0.687	0.917		1.334	0.173	9	0.200	0.929	9	0.471
	3WS	0.179	10	0.200	0.963	10	0.819	-0.086		0.687	-1.007	D.A	1.334	0.179	10	0.200	0.963	10	0.819
	4DP	0.218	9	0.200	0.861	9	0.098	1.006	S.I	0.687	0.035		1.334	0.183	6	0.200	0.983	6	0.965
	4DS	0.219	8	0.200	0.906	8	0.328	-0.614		0.687	-1.231	D.A	1.334	0.186	7	0.200	0.932	7	0.569
	4WP	0.221	10	0.183	0.843	10	0.047	1.186	S.I	0.687	0.284		1.334	0.222	8	0.200	0.863	8	0.129
	4WS	0.190	8	0.200	0.966	8	0.869	0.954		0.687	-0.248		1.334	0.190	8	0.200	0.966	8	0.869
Suv(kPa)	3DP	0.224	9	0.200	0.925	9	0.438	0.448		0.687	1.553	D.B	1.334	0.224	9	0.200	0.925	9	0.438
	3DS	0.144	10	0.200	0.956	10	0.740	-0.623		0.687	0.631		1.334	0.124	9	0.200	0.944	9	0.626
	3WP	0.131	10	0.200	0.963	10	0.825	-0.755		0.687	1.133	D.B	1.334	0.105	9	0.200	0.972	9	0.913
	3WS	0.139	10	0.200	0.934	10	0.491	-0.167		0.687	-1.552	D.A	1.334	0.139	10	0.200	0.934	10	0.491
	4DP	0.360	9	0.001	0.811	9	0.027	1.032	S.I	0.687	0.085		1.334	0.230	6	0.200	0.870	6	0.226
	4DS	0.237	8	0.200	0.854	8	0.105	0.305		0.687	-1.179	D.A	1.334	0.265	7	0.147	0.843	7	0.106
	4WP	0.181	10	0.200	0.904	10	0.241	0.915		0.687	-0.040		1.334	0.196	8	0.200	0.911	8	0.361
	4WS	0.194	8	0.200	0.895	8	0.259	1.267	S.I	0.687	0.574		1.334	0.194	8	0.200	0.895	8	0.259
Cct(kPa)	3DP	0.127	9	0.200	0.985	9	0.985	-0.010		0.717	-0.166		1.400	0.127	9	0.200	0.985	9	0.985
	3DS	0.321	10	0.004	0.797	10	0.013	-1.224	S.D	0.687	0.159		1.334	0.330	9	0.005	0.790	9	0.016
	3WP	0.217	10	0.199	0.876	10	0.118	-0.319		0.687	-1.776	D.A	1.334	0.212	9	0.200	0.859	9	0.093
	3WS	0.155	10	0.200	0.952	10	0.691	-0.175		0.687	-1.024	D.A	1.334	0.155	10	0.200	0.952	10	0.691
	4DP	0.181	9	0.200	0.898	9	0.239	0.752		0.687	-0.185		1.334	0.262	6	0.200	0.906	6	0.411
	4DS	0.200	8	0.200	0.924	8	0.461	0.752		0.687	0.522		1.334	0.225	7	0.200	0.928	7	0.532
	4WP	0.285	10	0.021	0.844	10	0.050	1.498	S.I	0.687	3.825	D.B	1.334	0.239	8	0.200	0.898	8	0.279
	4WS	0.217	8	0.200	0.907	8	0.331	1.906	S.I	0.687	4.605	D.B	1.334	0.217	8	0.200	0.907	8	0.331

\*. Esto es un límite inferior de la significación verdadera., a. Corrección de significación de Lilliefors, S.I.: Sesgo hacia la izquierda, S.D: sesgado hacia la derecha, D.B: Dispersión baja D.A: Dispersión alta

Continúa siguiente página.

Anexo 1. Prueba de normalidad. (Continuación)

Variable	Población	Pruebas de normalidad						Asimetría			Curtosis			P. normalidad correcciones					
		Kolmogorov-Smirnov <sup>a</sup>			Shapiro-Wilk			Estad	Sesgo	Error Std	Estad	Dispersión	Error Std	Kolmogorov-Smirnov <sup>a</sup>			Shapiro-Wilk		
		Estad	gl	Sig.	Estad.	gl	Sig.							Estad	gl	Sig.	Estad	gl	Sig.
φct(°)	3DP	0.203	9	0.200 <sup>*</sup>	0.902	9	0.266	0.129		0.717	-1.498	D.A	1.400	0.203	9	0.200 <sup>*</sup>	0.902	9	0.266
	3DS	0.166	10	0.200 <sup>*</sup>	0.922	10	0.373	-1.014	S.D	0.687	1.220	D.B	1.334	0.207	9	0.200 <sup>*</sup>	0.914	9	0.348
	3WP	0.286	10	0.020	0.892	10	0.179	-0.631		0.687	-1.063	D.A	1.334	0.252	9	0.102	0.903	9	0.267
	3WS	0.173	10	0.200 <sup>*</sup>	0.960	10	0.787	-0.042		0.687	-1.036	D.A	1.334	0.173	10	0.200 <sup>*</sup>	0.960	10	0.787
	4DP	0.188	9	0.200 <sup>*</sup>	0.962	9	0.822	0.322		0.687	-0.250		1.334	0.282	6	0.147	0.914	6	0.465
	4DS	0.197	8	0.200 <sup>*</sup>	0.955	8	0.759	-1.425	S.D	0.687	3.252	D.B	1.334	0.159	7	0.200 <sup>*</sup>	0.974	7	0.925
	4WP	0.167	10	0.200 <sup>*</sup>	0.936	10	0.504	0.194		0.687	-0.732		1.334	0.223	8	0.200 <sup>*</sup>	0.950	8	0.710
	4WS	0.238	8	0.200 <sup>*</sup>	0.864	8	0.133	-0.732		0.687	0.502		1.334	0.238	8	0.200 <sup>*</sup>	0.864	8	0.133
qu(kPa)	3DP	0.219	9	0.200 <sup>*</sup>	0.866	9	0.112	1.623	S.I	0.687	2.729	D.B	1.334	0.219	9	0.200 <sup>*</sup>	0.866	9	0.112
	3DS	0.203	10	0.200 <sup>*</sup>	0.900	10	0.220	0.314		0.687	-1.694	D.A	1.334	0.204	9	0.200 <sup>*</sup>	0.886	9	0.183
	3WP	0.267	10	0.042	0.907	10	0.259	0.706		0.687	1.899	D.B	1.334	0.245	9	0.125	0.925	9	0.431
	3WS	0.198	10	0.200 <sup>*</sup>	0.879	10	0.127	0.077		0.687	-1.996	D.A	1.334	0.198	10	0.200 <sup>*</sup>	0.879	10	0.127
	4DP	0.164	9	0.200 <sup>*</sup>	0.876	9	0.143	1.348	S.I	0.717	2.118	D.B	1.400	0.177	6	0.200 <sup>*</sup>	0.923	6	0.528
	4DS	0.312	8	0.021	0.774	8	0.015	2.025	S.I	0.752	5.099	D.B	1.481	0.212	7	0.200 <sup>*</sup>	0.933	7	0.575
	4WP	0.310	10	0.007	0.845	10	0.051	1.431	S.I	0.687	3.735	D.B	1.334	0.274	8	0.078	0.897	8	0.269
	4WS	0.200	8	0.200 <sup>*</sup>	0.920	8	0.427	0.496		0.752	-1.015	D.A	1.481	0.200	8	0.200 <sup>*</sup>	0.920	8	0.427
Cci(kPa)	3DP	0.219	9	0.200 <sup>*</sup>	0.866	9	0.112	1.623	S.I	0.687	2.729	D.B	1.334	0.219	9	0.200 <sup>*</sup>	0.866	9	0.112
	3DS	0.203	10	0.200 <sup>*</sup>	0.900	10	0.220	0.314		0.687	-1.694	D.A	1.334	0.204	9	0.200 <sup>*</sup>	0.886	9	0.183
	3WP	0.267	10	0.042	0.907	10	0.259	0.706		0.687	1.899	D.B	1.334	0.245	9	0.125	0.925	9	0.431
	3WS	0.198	10	0.200 <sup>*</sup>	0.879	10	0.127	0.077		0.687	-1.996	D.A	1.334	0.198	10	0.200 <sup>*</sup>	0.879	10	0.127
	4DP	0.164	9	0.200 <sup>*</sup>	0.876	9	0.143	1.348	S.I	0.717	2.118	D.B	1.400	0.177	6	0.200 <sup>*</sup>	0.923	6	0.528
	4DS	0.312	8	0.021	0.774	8	0.015	2.025	S.I	0.752	5.099	D.B	1.481	0.212	7	0.200 <sup>*</sup>	0.933	7	0.575
	4WP	0.310	10	0.007	0.845	10	0.051	1.431	S.I	0.687	3.735	D.B	1.334	0.274	8	0.078	0.897	8	0.269
	4WS	0.200	8	0.200 <sup>*</sup>	0.920	8	0.427	0.496		0.752	-1.015	D.A	1.481	0.200	8	0.200 <sup>*</sup>	0.920	8	0.427

\*. Esto es un límite inferior de la significación verdadera., a. Corrección de significación de Lilliefors, S.I.: Sesgo hacia la izquierda, S.D: sesgado hacia la derecha, D.B: Dispersión baja D.A: Dispersión alta

Continúa siguiente página.

Anexo 1. Prueba de normalidad. (Continuación)

Variable	Población	Pruebas de normalidad						Asimetría			Curtosis			P. normalidad correcciones					
		Kolmogorov-Smirnov <sup>a</sup>			Shapiro-Wilk			Estad	Sesgo	Error Std	Estad	Dispersión	Error Std	Kolmogorov-Smirnov <sup>a</sup>			Shapiro-Wilk		
		Estad	gl	Sig.	Estad.	gl	Sig.							Estad	gl	Sig.	Estad	gl	Sig.
ef(%)	3DP	0.254	9	0.096	0.876	9	0.143	0.945		0.687	1.456	D.B	1.334	0.254	9	0.096	0.876	9	0.143
	3DS	0.148	10	0.200	0.955	10	0.724	-0.295	0.687	-0.934		1.334	0.196	9	0.200	0.931	9	0.494	
	3WP	0.129	10	0.200	0.967	10	0.859	-0.390	0.687	-0.322		1.334	0.148	9	0.200	0.966	9	0.855	
	3WS	0.190	10	0.200	0.942	10	0.577	0.179	0.687	-1.359	D.A	1.334	0.190	10	0.200	0.942	10	0.577	
	4DP	0.141	9	0.200	0.928	9	0.459	-0.067	0.717	-1.121	D.A	1.400	0.185	6	0.200	0.929	6	0.569	
	4DS	0.201	8	0.200	0.900	8	0.290	-0.508	0.752	-1.023	D.A	1.481	0.220	7	0.200	0.919	7	0.461	
	4WP	0.226	10	0.157	0.842	10	0.047	1.736	S.I	0.687	3.914	D.B	1.334	0.170	8	0.200	0.917	8	0.408
	4WS	0.123	8	0.200	0.984	8	0.981	-0.204	0.752	-0.718		1.481	0.123	8	0.200	0.984	8	0.981	
LC(%)	3WDP	0.244	10	0.095	0.903	10	0.233	1.028	S.I	0.687	2.342	D.B	1.334	0.243	6	0.200	0.921	6	0.511
	3WDS	0.197	10	0.200	0.930	10	0.444	0.693		0.687	-0.209		1.334	0.197	10	0.200	0.930	10	0.444
	4WDP	0.209	10	0.200	0.936	10	0.514	0.631		0.687	-0.729		1.334	0.256	7	0.182	0.879	7	0.224
	4WDS	0.204	10	0.200	0.890	10	0.170	1.434	S.I	0.687	3.408	D.B	1.334	0.127	9	0.200	0.983	9	0.976
LP(%)	3WDP	0.292	10	0.015	0.821	10	0.026	-1.170	S.D	0.687	0.361		1.334	0.207	8	0.200	0.864	8	0.132
	3WDS	0.114	10	0.200	0.983	10	0.978	0.171		0.687	-0.725		1.334	0.114	10	0.200	0.983	10	0.978
	4WDP	0.206	10	0.200	0.899	10	0.216	0.873		0.687	-0.065		1.334	0.206	10	0.200	0.899	10	0.216
	4WDS	0.178	10	0.200	0.921	10	0.367	0.722		0.687	-0.135		1.334	0.178	10	0.200	0.921	10	0.367
LL(%)	3WDP	0.184	10	0.200	0.867	10	0.092	-1.236	S.D	0.687	1.896	D.B	1.334	0.355	6	0.018	0.807	6	0.068
	3WDS	0.204	10	0.200	0.952	10	0.698	-0.558		0.687	0.630		1.334	0.204	10	0.200	0.952	10	0.698
	4WDP	0.244	10	0.092	0.879	10	0.127	0.300		0.687	-1.738	D.A	1.334	0.217	7	0.200	0.919	7	0.460
	4WDS	0.177	10	0.200	0.907	10	0.263	0.044		0.687	-1.660	D.A	1.334	0.179	9	0.200	0.915	9	0.356
IP(%)	3WDP	0.190	10	0.200	0.966	10	0.855	0.221		0.687	-0.536		1.334	0.214	6	0.200	0.906	6	0.409
	3WDS	0.142	10	0.200	0.954	10	0.712	-0.331		0.687	-0.882		1.334	0.142	10	0.200	0.954	10	0.712
	4WDP	0.124	10	0.200	0.951	10	0.681	-0.473		0.687	-0.183		1.334	0.185	7	0.200	0.946	7	0.697
	4WDS	0.176	10	0.200	0.892	10	0.177	0.415		0.687	-1.498	D.A	1.334	0.183	9	0.200	0.901	9	0.258
IF (%)	3WDP	0.114	10	0.200	0.986	10	0.988	0.170		0.687	-0.278		1.334	0.180	6	0.200	0.951	6	0.745
	3WDS	0.157	10	0.200	0.967	10	0.866	-0.078		0.687	-0.957		1.334	0.157	10	0.200	0.967	10	0.866
	4WDP	0.206	10	0.200	0.876	10	0.117	0.797		0.687	-0.572		1.334	0.233	7	0.200	0.810	7	0.052
	4WDS	0.147	10	0.200	0.960	10	0.781	0.224		0.687	0.078		1.334	0.182	9	0.200	0.910	9	0.312

\*. Esto es un límite inferior de la significación verdadera., a. Corrección de significación de Lilliefors, S.I.: Sesgo hacia la izquierda, S.D: sesgado hacia la derecha, D.B: Dispersión baja D.A: Dispersión alta  
Continúa siguiente página.

Anexo 1. Prueba de normalidad. (Continuación)

Variable	Población	Pruebas de normalidad						Asimetría			Curtosis			P. normalidad correcciones					
		Kolmogorov-Smirnov <sup>a</sup>			Shapiro-Wilk			Estad	Sesgo	Error Std	Estad	Dispersión	Error Std	Kolmogorov-Smirnov <sup>a</sup>			Shapiro-Wilk		
		Estad	gl	Sig.	Estad.	gl	Sig.							Estad	gl	Sig.	Estad	gl	Sig.
IT	3WDP	0.154	10	0.200 <sup>*</sup>	0.923	10	0.386	0.660		0.687	-0.629		1.334	0.319	6	0.056	0.777	6	0.036
	3WDS	0.222	10	0.177 <sup>*</sup>	0.855	10	0.066	0.692		0.687	-1.302	D.A	1.334	0.222	10	0.177	0.855	10	0.066
	4WDP	0.207	10	0.200 <sup>*</sup>	0.915	10	0.319	0.086		0.687	-1.652	D.A	1.334	0.239	7	0.200 <sup>*</sup>	0.917	7	0.450
	4WDS	0.226	10	0.160	0.819	10	0.025	1.862	S.I	0.687	4.657	D.B	1.334	0.139	9	0.200 <sup>*</sup>	0.957	9	0.761
IR(%)	3WDP	0.218	10	0.193	0.910	10	0.283	-0.901		0.687	-0.106		1.334	0.267	6	0.200 <sup>*</sup>	0.907	6	0.420
	3WDS	0.218	10	0.196	0.909	10	0.274	-0.741		0.687	0.306		1.334	0.218	10	0.196	0.909	10	0.274
	4WDP	0.153	10	0.200 <sup>*</sup>	0.976	10	0.938	-0.353		0.687	0.437		1.334	0.144	7	0.200 <sup>*</sup>	0.986	7	0.983
	4WDS	0.179	10	0.200 <sup>*</sup>	0.909	10	0.273	1.130	S.I	0.687	1.308	D.B	1.334	0.197	9	0.200 <sup>*</sup>	0.912	9	0.328
Aa	3WDP	0.134	10	0.200 <sup>*</sup>	0.964	10	0.834	-0.238		0.687	-0.816		1.334	0.138	6	0.200 <sup>*</sup>	0.977	6	0.937
	3WDS	0.266	10	0.044	0.852	10	0.061	0.794		0.687	-1.092	D.A	1.334	0.266	10	0.044	0.852	10	0.061
	4WDP	0.296	10	0.013	0.756	10	0.004	2.041	S.I	0.687	4.317	D.B	1.334	0.278	7	0.111	0.825	7	0.072
	4WDS	0.213	10	0.200 <sup>*</sup>	0.832	10	0.035	1.336	S.I	0.687	0.899		1.334	0.187	9	0.200 <sup>*</sup>	0.846	9	0.068
sIC(%)	3DP	0.179	9	0.200 <sup>*</sup>	0.947	9	0.654	-0.567		0.687	0.378		1.334	0.179	9	0.200 <sup>*</sup>	0.947	9	0.654
	3DS	0.244	10	0.094	0.885	10	0.149	1.257	S.I	0.687	1.434	D.B	1.334	0.254	9	0.097	0.887	9	0.186
	3WP	0.320	10	0.005	0.627	10	0.000	-2.624	S.D	0.687	7.257	D.B	1.334	0.266	9	0.066	0.834	9	0.049
	3WS	0.223	10	0.174	0.882	10	0.137	-1.178	S.D	0.687	1.001	D.B	1.334	0.223	10	0.174	0.882	10	0.137
	4DP	0.162	9	0.200 <sup>*</sup>	0.954	9	0.739	0.005		0.687	-0.061		1.334	0.226	6	0.200 <sup>*</sup>	0.918	6	0.491
	4DS	0.250	8	0.149	0.850	8	0.096	0.713		0.687	-0.491		1.334	0.257	7	0.177	0.865	7	0.168
	4WP	0.187	10	0.200 <sup>*</sup>	0.956	10	0.736	-0.350		0.687	0.048		1.334	0.245	8	0.171	0.932	8	0.536
	4WS	0.159	8	0.200 <sup>*</sup>	0.948	8	0.688	1.364	S.I	0.687	2.140	D.B	1.334	0.159	8	0.200 <sup>*</sup>	0.948	8	0.688
IL(%)	3DP	0.179	9	0.200 <sup>*</sup>	0.947	9	0.654	0.567		0.687	0.378		1.334	0.179	9	0.200 <sup>*</sup>	0.947	9	0.654
	3DS	0.244	10	0.094	0.885	10	0.149	-1.257	S.D	0.687	1.434	D.B	1.334	0.254	9	0.097	0.887	9	0.186
	3WP	0.320	10	0.005	0.627	10	0.000	2.624	S.I	0.687	7.257	D.B	1.334	0.266	9	0.066	0.834	9	0.049
	3WS	0.223	10	0.174	0.882	10	0.137	1.178	S.I	0.687	1.001	D.B	1.334	0.223	10	0.174	0.882	10	0.137
	4DP	0.162	9	0.200 <sup>*</sup>	0.954	9	0.739	-0.005		0.687	-0.061		1.334	0.226	6	0.200 <sup>*</sup>	0.918	6	0.491
	4DS	0.250	8	0.149	0.850	8	0.096	-0.713		0.687	-0.491		1.334	0.257	7	0.177	0.865	7	0.168
	4WP	0.187	10	0.200 <sup>*</sup>	0.956	10	0.736	0.350		0.687	0.048		1.334	0.245	8	0.171	0.932	8	0.536
	4WS	0.159	8	0.200 <sup>*</sup>	0.948	8	0.688	-1.364	S.D	0.687	2.140	D.B	1.334	0.159	8	0.200 <sup>*</sup>	0.948	8	0.688

\*. Esto es un límite inferior de la significación verdadera., a. Corrección de significación de Lilliefors, S.I.: Sesgo hacia la izquierda, S.D: segado hacia la derecha, D.B: Dispersión baja D.A: Dispersión alta

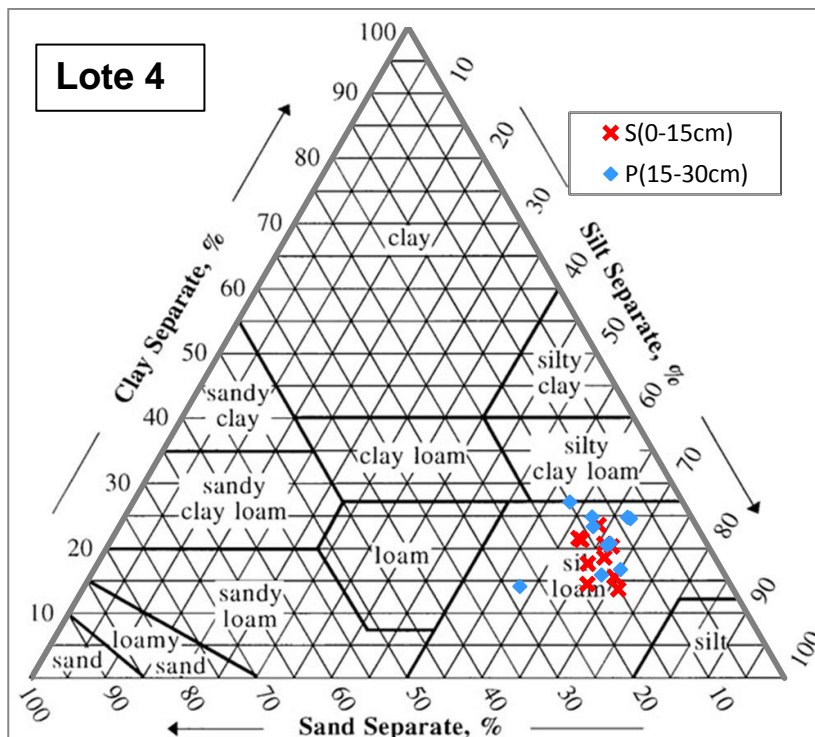
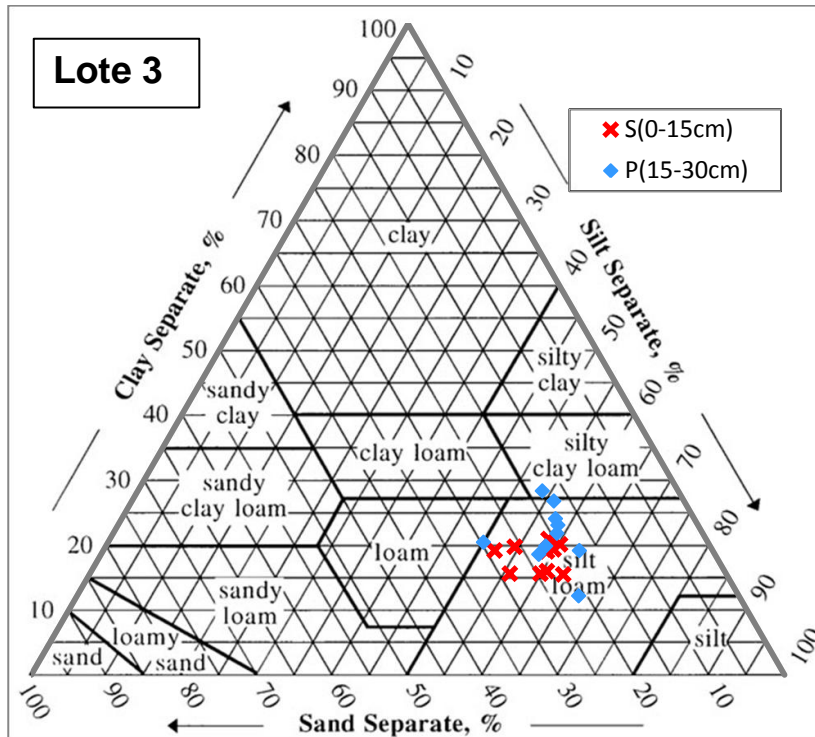
Continúa siguiente página.

Anexo 1. Prueba de normalidad. (Continuación)

Variable	Población	Pruebas de normalidad						Asimetría			Curtosis			P. normalidad correcciones						
		Kolmogorov-Smirnov <sup>a</sup>			Shapiro-Wilk			Estad	Sesgo	Error Std	Estad	Dispersión	Error Std	Kolmogorov-Smirnov <sup>a</sup>			Shapiro-Wilk			
		Estad	gl	Sig.	Estad.	gl	Sig.							Estad	gl	Sig.	Estad	gl	Sig.	
Rc	3WDP	0.212	10	0.200 <sup>*</sup>	0.932	10	0.471	-0.794		0.687	1.677		D.B	1.334	0.202	6	0.200 <sup>*</sup>	0.970	6	0.895
	3WDS	0.148	10	0.200 <sup>*</sup>	0.959	10	0.773	-0.154		0.687	0.520			1.334	0.148	10	0.200 <sup>*</sup>	0.959	10	0.773
	4WDP	0.186	10	0.200 <sup>*</sup>	0.958	10	0.765	-0.709		0.687	0.554			1.334	0.240	7	0.200 <sup>*</sup>	0.948	7	0.716
	4WDS	0.132	10	0.200 <sup>*</sup>	0.943	10	0.582	-0.212		0.687	-1.312		D.A	1.334	0.149	9	0.200 <sup>*</sup>	0.935	9	0.535
Cf(%)	3DP	0.201	9	0.200 <sup>*</sup>	0.907	9	0.297	0.105		0.687	-1.850		D.A	1.334	0.201	9	0.200 <sup>*</sup>	0.907	9	0.297
	3DS	0.182	10	0.200 <sup>*</sup>	0.925	10	0.404	-0.356		0.687	-1.041		D.A	1.334	0.160	9	0.200 <sup>*</sup>	0.944	9	0.629
	3WP	0.190	10	0.200 <sup>*</sup>	0.873	10	0.110	1.381	S.I	0.687	2.522		D.B	1.334	0.170	9	0.200 <sup>*</sup>	0.909	9	0.308
	3WS	0.213	10	0.200 <sup>*</sup>	0.954	10	0.719	0.366		0.687	-0.617			1.334	0.213	10	0.200 <sup>*</sup>	0.954	10	0.719
	4DP	0.211	9	0.200 <sup>*</sup>	0.896	9	0.230	0.422		0.687	0.195			1.334	0.174	6	0.200 <sup>*</sup>	0.923	6	0.531
	4DS	0.144	8	0.200 <sup>*</sup>	0.980	8	0.961	0.136		0.687	-1.140		D.A	1.334	0.174	7	0.200 <sup>*</sup>	0.965	7	0.863
	4WP	0.162	10	0.200 <sup>*</sup>	0.970	10	0.887	-0.345		0.687	0.968			1.334	0.265	8	0.102	0.898	8	0.279
CL(%)	4WS	0.184	8	0.200 <sup>*</sup>	0.905	8	0.323	0.459		0.687	0.151			1.334	0.184	8	0.200 <sup>*</sup>	0.905	8	0.323
	3DP	0.204	9	0.200 <sup>*</sup>	0.908	9	0.301	0.069		0.687	-1.839		D.A	1.334	0.204	9	0.200 <sup>*</sup>	0.908	9	0.301
	3DS	0.190	10	0.200 <sup>*</sup>	0.921	10	0.365	-0.476		0.687	-0.777			1.334	0.166	9	0.200 <sup>*</sup>	0.942	9	0.608
	3WP	0.168	10	0.200 <sup>*</sup>	0.905	10	0.249	1.077	S.I	0.687	1.539		D.B	1.334	0.170	9	0.200 <sup>*</sup>	0.908	9	0.302
	3WS	0.201	10	0.200 <sup>*</sup>	0.960	10	0.788	0.241		0.687	-0.605			1.334	0.201	10	0.200 <sup>*</sup>	0.960	10	0.788
	4DP	0.206	9	0.200 <sup>*</sup>	0.903	9	0.271	0.270		0.687	0.170			1.334	0.176	6	0.200 <sup>*</sup>	0.925	6	0.540
	4DS	0.149	8	0.200 <sup>*</sup>	0.976	8	0.941	0.068		0.687	-1.201		D.A	1.334	0.180	7	0.200 <sup>*</sup>	0.958	7	0.801
tLP(kPa)	4WP	0.174	10	0.200 <sup>*</sup>	0.960	10	0.790	-0.571		0.687	1.272		D.B	1.334	0.278	8	0.068	0.878	8	0.181
	4WS	0.180	8	0.200 <sup>*</sup>	0.915	8	0.394	0.254		0.687	-0.068			1.334	0.180	8	0.200 <sup>*</sup>	0.915	8	0.394
	3WDP	0.287	10	0.020	0.665	10	0.000	2.375	S.I	0.687	5.967		D.B	1.334	0.379	6	0.007	0.731	6	0.013
	3WDS	0.302	10	0.010	0.741	10	0.003	1.319	S.I	0.687	0.267			1.334	0.302	10	0.010	0.741	10	0.003
inv_tLP	4WDP	0.246	10	0.087	0.863	10	0.082	0.827		0.687	-0.570			1.334	0.244	7	0.200 <sup>*</sup>	0.879	7	0.222
	4WDS	0.433	10	0.000	0.480	10	0.000	3.076	S.I	0.687	9.598		D.B	1.334	0.120	9	0.200 <sup>*</sup>	0.963	9	0.826
	3WDP	0.170	10	0.200 <sup>*</sup>	0.887	10	0.155	0.480		0.687	-1.549		D.A	1.334						
	3WDS	0.159	10	0.200 <sup>*</sup>	0.902	10	0.230	0.064		0.687	-1.680		D.A	1.334						
inv_tLP	4WDP	0.204	10	0.200 <sup>*</sup>	0.874	10	0.112	0.672		0.687	-1.055		D.A	1.334						
	4WDS	0.179	10	0.200 <sup>*</sup>	0.942	10	0.577	0.562		0.687	0.010			1.334						

\*. Esto es un límite inferior de la significación verdadera., a. Corrección de significación de Lilliefors, S.I.: Sesgo hacia la izquierda, S.D: segado hacia la derecha, D.B: Dispersión baja D.A: Dispersión alta

Anexo 2. Triángulo textural para los dos terrenos



Textura: Franco limoso.

Anexo 3. Clasificación del suelo en función de la carta de plasticidad.

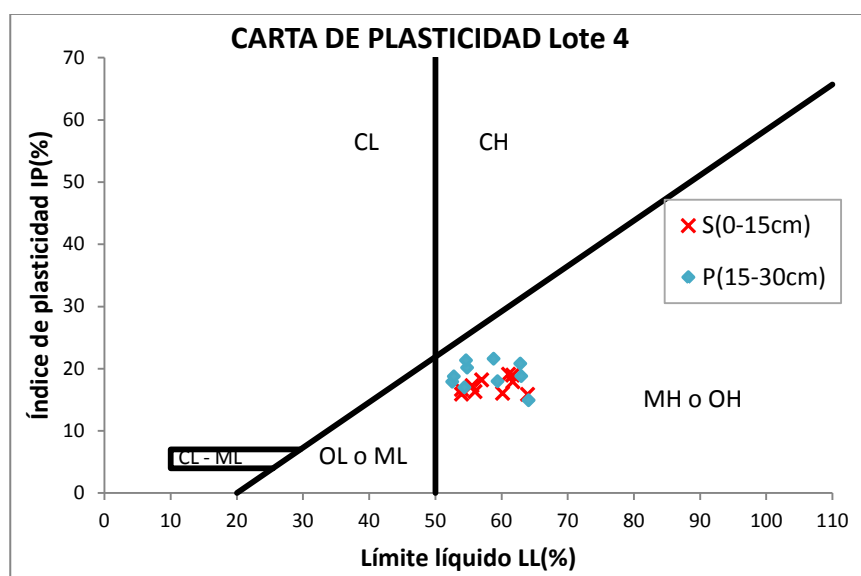
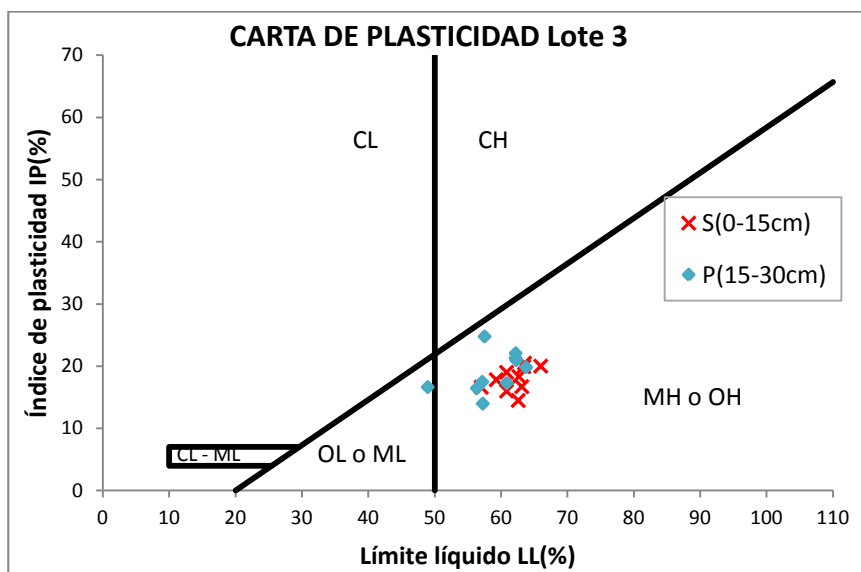


Tabla 31. Interpretación de la carta de plasticidad para los suelos estudiados.

Resistencia en estado seco (a la disgregación)	Dilatancia (reacción a la agitación)	Tenacidad (Consistencia cerca del límite plástico)	Símbolo	Nombres típicos
Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o con diatomeas, limos elásticos
Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta



Anexo 4. Correlación de Pearson entre variables de relaciones de fase, granulometría, límites de consistencia e índices de consistencia.

		LC	LP	LL	IP	IF	IT	IR	Aa	IC	IL	Rc	Cf	CL	τLP	inv_tLP
<b>Hn</b>	Correlación de Pearson	0.228*	0.525**	0.557**	-0.002	-0.078	0.178	0.447**	0.438**	-0.767**	0.767**	-0.046	0.845**	0.844**	0.297**	-0.072
	Sig. (bilateral)	0.042	0.000	0.000	0.988	0.489	0.114	0.000	0.000	0.000	0.000	0.683	0.000	0.000	0.007	0.526
<b>Gs</b>	Correlación de Pearson	-0.310**	-0.296**	-0.193	0.212	-0.004	0.131	-0.093	0.005	-0.635**	0.635**	0.362**	0.518**	0.514**	0.243*	-0.107
	Sig. (bilateral)	0.005	0.008	0.087	0.059	0.974	0.247	0.414	0.965	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.030	0.345
<b>Ds</b>	Correlación de Pearson	-0.480**	-0.696**	-0.634**	0.183	0.160	-0.166	-0.436**	-0.557**	0.387**	-0.387**	0.307**	-0.490**	-0.483**	-0.257**	0.089
	Sig. (bilateral)	0.000	0.000	0.000	0.104	0.156	0.142	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	0.000	0.000	0.021	0.434
<b>Dh</b>	Correlación de Pearson	-0.488	-0.541	-0.400	0.305	0.179	-0.092	-0.238	-0.418	-0.066	0.066	0.433	0.009	0.026	-0.141	0.066
	Sig. (bilateral)	0.000	0.000	0.000	0.006	0.111	0.415	0.034	0.000	0.558	0.558	0.000	0.937	0.822	0.211	0.560
<b>e</b>	Correlación de Pearson	0.387**	0.586**	0.542**	-0.140	-0.187	0.225*	0.382**	0.542**	-0.549**	0.549**	-0.213	0.600**	0.586**	0.349**	-0.137
	Sig. (bilateral)	0.000	0.000	0.000	0.215	0.097	0.045	0.000	0.000	0.000	0.000	0.058	0.000	0.000	0.001	0.225
<b>S</b>	Correlación de Pearson	-0.197	-0.018	0.141	0.278	0.106	0.039	0.151	-0.015	-0.524**	0.524**	0.316*	0.569**	0.591**	0.052	0.011
	Sig. (bilateral)	0.080	0.876	0.214	0.013	0.350	0.730	0.180	0.896	0.000	0.000	0.004	0.000	0.000	0.644	0.925
<b>n</b>	Correlación de Pearson	0.407**	0.618**	0.582**	-0.130	-0.156	0.188	0.405*	0.547**	-0.509**	0.509**	-0.227	0.585**	0.578**	0.297**	-0.110
	Sig. (bilateral)	0.000	0.000	0.000	0.251	0.167	0.096	0.000	0.000	0.000	0.000	0.043	0.000	0.000	0.007	0.333
<b>%Arena</b>	Correlación de Pearson	0.164	0.490	0.511	-0.016	0.183	-0.112	0.460	0.402	-0.202	0.202	0.024	0.412	0.429	0.007	0.209
	Sig. (bilateral)	0.146	0.000	0.000	0.887	0.103	0.321	0.000	0.000	0.072	0.072	0.830	0.000	0.000	0.950	0.063
<b>%Limo</b>	Correlación de Pearson	0.235	0.091	-0.031	-0.222	-0.330	0.261	-0.096	0.169	0.252	-0.252	-0.340	-0.325**	-0.351**	0.256	-0.266
	Sig. (bilateral)	0.036	0.424	0.784	0.048	0.003	0.019	0.399	0.135	0.024	0.024	0.002	0.003	0.001	0.022	0.017
<b>%Arcilla</b>	Correlación de Pearson	-0.539**	-0.797**	-0.666**	0.317**	0.184	-0.190	-0.510**	-0.780**	-0.054	0.054	0.417**	-0.139	-0.129	-0.349**	0.064
	Sig. (bilateral)	0.000	0.000	0.000	0.004	0.103	0.091	0.000	0.000	0.635	0.635	0.000	0.219	0.256	0.002	0.570

\*\* . La correlación es significativa en el nivel 0.01 (bilateral).

\* . La correlación es significativa en el nivel 0.05 (bilateral).