

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE CIVIL**



**DISERTACIÓN PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE**  
**INGENIERO CIVIL**

**“ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON CEMENTO TIPO MH PARA**  
**MEJORAR LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL**  
**MATERIAL DE SUBSUELO DE LA ZONA DE TALLERES Y**  
**COCHERAS DE LA PLMQ, SECTOR QUITUMBE”**

**AUTORES:**

**CARLOS JURADO**

**DANIEL CLAVIJO**

**DIRECTOR: ING. JUAN CARLOS MONTERO**

**QUITO, 2016**



## **AGRADECIMIENTO**

Queremos expresar nuestra gratitud a todas y cada una de las personas que brindaron su apoyo y de una u otra manera han ayudado en la realización de esta investigación:

A Dios, por su fortaleza e ímpetu que permitieron culminar esta investigación.

Al Ing. Juan Carlos Montero, director de la disertación, por su guía y paciencia en la dirección y corrección de esta investigación. Muchas gracias ingeniero.

Al Ing. Hugo Ortiz del Salto e Ing. Eddy Sánchez, correctores de la disertación, por el tiempo que dedicaron en la revisión del trabajo.

Al Director del Laboratorio de Suelos y Resistencia de Materiales de la Facultad, el Ing. Guillermo Realpe, por sus comentarios acertados y sugerencias de gran valor en la realización de esta investigación.

Al personal del Laboratorio de Suelos y Resistencia de Materiales de la Facultad, en especial a Andrés Muñoz por su ayuda incondicional y apoyo durante la parte práctica de esta investigación; también a Eduardo, Pato, José, Raquel, Abraham, Aldemar y todos los que nos brindaron su ayuda desinteresada dentro del laboratorio.

A la Empresa Publica Metropolitana Metro de Quito y a HOLCIM S.A., por la colaboración con los materiales utilizados en esta investigación.

A todos los profesores de la facultad de Ingeniería de la PUCE, en especial a Marco Jácome, Oscar Jaramillo, Patricio Torres, gracias por sus consejos y enseñanzas durante toda la carrera, mismas que serán aplicadas durante nuestra vida profesional.

A nuestra familia y amigos cercanos que nos acompañaron en este periodo de formación personal y académica dentro de nuestra querida Facultad. Muchas gracias a todos.



## **DEDICATORIA**

A mi familia por su apoyo incondicional, en especial a mi madre Amalia quien con su inmenso amor y comprensión supo apoyarme para lograr mis metas. A mi padre Carlos quien con su sabiduría, amor y dirección supo brindarme su confianza y guía para materializar mis metas. A Alejandra por su confianza y comprensión. A Cecilia quien con su amor me brindó su apoyo, a Marco quien me brindo su confianza.

A mis familiares cercanos que brindaron su apoyo durante este periodo académico. A mis amigos por brindarme su amistad en los buenos y malos momentos.

CARLOS.



## **DEDICATORIA**

A mis padres Edgar y Jacqueline, y mis hermanas Andrea y Cinthya, por estar siempre junto a mí a lo largo de este difícil camino y que con paciencia y mucho amor me supieron apoyar en los buenos y malos momentos.

A mis tíos Patricio y Catalina, mi abuelito Flavio y familiares cercanos, quienes jamás retiraron su confianza en mi persona y permitieron que hoy pueda ser una persona de bien y un buen profesional.

A mis queridos amigos: Carlos, Paul, Sebastián, David P., Rubén, Carlos G., Iván, Diego M., Andrés M.; que sigan adelante y cumplan todo lo que se propongan así como lo hemos hecho, gracias amigos para ustedes este trabajo.

DANIEL

## ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
ALCANCE .....	5
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	5
OBJETIVO GENERAL .....	5
OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	5
METODOLOGÍA A APLICAR.....	6
ETAPA 1: RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN .....	6
ETAPA 2: MUESTREO Y ENSAYOS DE LABORATORIO.....	6
ETAPA 3: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS .....	8
ETAPA 4: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	8
CUADRO DE ENSAYOS .....	8
1. GENERALIDADES.....	10
1.1. Definiciones.....	10
1.2. Antecedentes.....	12
1.2.1. <i>Primera Línea Metro de Quito: Talleres y Cocheras - Sector Quitumbe</i> .....	12
1.2.2. <i>Suelos de formación Cangahua en el Sur de Quito</i> .....	18
2. CEMENTO.....	23
2.1. Historia .....	23
2.2. Tipos de Cemento Portland .....	24
2.3. Cementos Hidráulicos Compuestos.....	25
2.4. Cementos Hidráulicos .....	26
2.5. Cemento tipo MH.....	26
2.5.1. <i>Características físicas y mecánicas del cemento tipo MH</i> .....	27
2.6. Usos del cemento tipo MH.....	28
3. ESTABILIZACIÓN DE SUELOS.....	29
3.1. Generalidades .....	29
3.2. Tipos de estabilización de suelos.....	30
3.2.1. <i>Estabilización por medios mecánicos.</i> .....	34
3.2.2. <i>Estabilización por drenaje</i> .....	35
3.2.3. <i>Estabilización por medios eléctricos</i> .....	36
3.2.4. <i>Estabilización de suelos por medio del calor y la calcinación del material.</i> .....	36
3.2.5. <i>Estabilización por medios químicos</i> .....	37
3.3. Estabilización de suelos con cemento .....	37
3.3.1. <i>Criterios de dosificación de cemento en mezclas de suelo-cemento</i> .....	40
3.3.2. <i>Procedimientos aplicados a la adición de Cemento en los suelos</i> .....	42

3.3.3.	<i>Comportamiento de los suelos estabilizados con cemento</i> .....	44
3.3.3.1.	Reacción del Cemento con suelos de origen arcilloso .....	48
3.4.	Justificación del estudio de la estabilización de suelos con Cemento tipo MH ..	49
3.5.	Ventajas del estudio de la estabilización de suelos con Cemento tipo MH .....	49
4.	<b>MUESTREO Y ENSAYOS DE LABORATORIO</b> .....	50
4.1.	Muestreo .....	50
4.1.1.	Ensayo de Penetración Estándar (SPT) .....	50
4.1.2.	Toma de muestras inalteradas del suelo .....	53
4.1.2.1.	Calicatas (Pozos a cielo abierto) .....	53
4.1.2.2.	Extracción con Toma muestras de pared delgada tipo Shelby.....	55
4.1.3.	Toma de muestras alteradas del suelo .....	56
4.1.4.	Toma de muestras de cemento.....	58
4.2.	Ensayos de laboratorio.....	59
4.2.1.	Caracterización del suelo.....	59
4.2.1.1.	Contenido de humedad natural del Suelo.....	59
4.2.1.2.	Granulometría de suelos.....	62
4.2.1.3.	Contenido de material orgánico .....	66
4.2.1.4.	Determinación de Límite Líquido y Límite Plástico.....	69
4.2.1.5.	Límite Líquido.....	69
4.2.1.6.	Límite Plástico.....	71
4.2.1.7.	Gravedad Específica del suelo .....	73
4.2.1.8.	Clasificación del Suelo.....	76
4.2.1.9.	Relaciones de volumen y gravedad .....	79
4.2.2.	Propiedades mecánicas del suelo.....	80
4.2.2.1.	Compactación Próctor Modificado .....	80
4.2.2.2.	Resistencia al corte del suelo mediante el Ensayo de Corte Directo .....	86
4.2.2.3.	Resistencia al corte del suelo mediante el Ensayo Triaxial tipo UU .....	91
4.2.3.	Propiedades mecánicas de la Mezcla: Suelo – Cemento.....	98
4.2.3.1.	Compactación de mezclas suelo – cemento Próctor modificado .....	98
4.2.3.2.	Resistencia al corte del suelo-cemento mediante Ensayo Triaxial UU .....	101
4.2.3.3.	Durabilidad de la mezcla de suelo cemento .....	104
4.2.3.4.	Resistencia a la Compresión Simple del suelo –cemento .....	107
5.	<b>ANÁLISIS DE RESULTADOS</b> .....	117
5.1.	Características físicas .....	117
5.1.1.	Suelo Natural .....	117
5.1.1.1.	Ensayo de Penetración Estándar (SPT).....	117



# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

## Estabilización de suelos con cemento tipo MH

5.1.1.2.	Granulometría de los suelos .....	122
5.1.1.3.	Límites de Atterberg.....	124
5.1.1.4.	Contenido de material orgánico .....	125
5.1.1.5.	Gravedad específica Gs .....	127
5.1.1.6.	Clasificación de suelos SUCS y AASHTO.....	128
5.1.2.	Suelo-Cemento .....	130
5.1.2.1.	Límites de Atterberg.....	130
5.1.3.	Comparación de Resultados .....	130
5.1.4.	Contenido óptimo de cemento.....	132
5.2.	Parámetros de Compactación de los suelos.....	133
5.2.1.	Suelo Natural .....	133
5.2.2.	Suelo-Cemento .....	133
5.2.3.	Comparación de Resultados .....	134
5.2.4.	Contenido óptimo de cemento.....	135
5.3.	Parámetros de Corte de los suelos .....	139
5.3.1.	Suelo Natural .....	139
5.3.1.1.	Ensayo de Corte Directo .....	139
5.3.1.2.	Ensayo Triaxial No drenado – No consolidado .....	141
5.3.2.	Suelo-Cemento .....	145
5.3.3.	Comparación de resultados.....	148
5.3.4.	Contenido de cemento óptimo.....	149
5.4.	Resistencia a la Compresión simple .....	150
5.4.1.	Suelo Natural .....	150
5.4.2.	Suelo-Cemento .....	151
5.4.3.	Comparación de resultados.....	153
5.4.4.	Contenido óptimo de cemento.....	158
5.5.	Durabilidad de la mezcla Suelo-Cemento .....	159
5.5.1.	Suelo-cemento .....	159
5.5.1.1.	Comparación de resultados .....	160
5.5.2.	Contenido óptimo de cemento.....	165
5.6.	Análisis Comparativo de Costos.....	166
6.	CONCLUSIONES .....	174
7.	RECOMENDACIONES .....	176
8.	BIBLIOGRAFÍA.....	177
9.	ANEXOS.....	180
	ANEXO 1 MUESTREO .....	180



ANEXO 2 ENSAYOS DE LABORATORIO .....	182
GRANULOMETRÍA DE LOS SUELOS .....	182
LÍMITES DE ATTERBERG .....	183
COMPACTACIÓN: PRÓCTOR MODIFICADO.....	191
PARÁMETROS DE CORTE .....	205
COMPRESIONES SIMPLES .....	247
ENSAYO DE DURABILIDAD PARA SUELOS ESTABILIZADOS CON CEMENTO.....	252
ENSAYOS DE CBR REALIZADOS POR EL FABRICANTE EN SUELOS ML ESTABILIZADOS CON CEMENTO TIPO MH.....	264

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b> Detalle del material existente en el terreno de los Talleres y Cocheras sector Quitumbe .....	2
<b>Tabla 2.</b> Ensayos realizados para la investigación.....	8
<b>Tabla 3.</b> Características de la obra civil PLMQ.....	13
<b>Tabla 4.</b> Características del trazado geométrico del proyecto. ....	14
<b>Tabla 5.</b> Interpretación de unidades geotécnicas detectada en sondeos Metro de Quito. .	20
<b>Tabla 6.</b> Unidades geotécnicas. Síntesis. ....	22
<b>Tabla 7.</b> Comparación de resultados de ensayos con Cemento tipo MH norma ASTM C 1157 .....	27
<b>Tabla 8.</b> Efecto de la materia orgánica en los resultados de la estabilización .....	31
<b>Tabla 9.</b> Cuadro de estabilizantes.....	33
<b>Tabla 10.</b> Requisitos de resistencia para usos de suelo-cemento en obras civiles. ....	40
<b>Tabla 11.</b> Porcentajes de dosificación de cemento para estabilización de suelos.....	41
<b>Tabla 12.</b> Coordenadas UTM Datum WGS84 Zona 17 S .....	50
<b>Tabla 13.</b> Valores de Consistencia de suelos según el NSPT .....	56
<b>Tabla 14.</b> Masa de muestra según el tamaño del material .....	60
<b>Tabla 15.</b> U.S. Sieve Sizes. ....	62
<b>Tabla 16.</b> Masa de material mínima retenida en el tamiz No.4 .....	63
<b>Tabla 17.</b> ASTM D1557 Próctor modificado. ....	82
<b>Tabla 18.</b> Relación entre la consistencia de un suelo y su resistencia a la compresión no confinada .....	107
<b>Tabla 19.</b> SPT de sondeo realizado en el terreno .....	118
<b>Tabla 20.</b> Registro de sondeos SPT.....	119
<b>Tabla 21.</b> Consistencia de arcillas y correlación aproximada para el $N_{60}$ .....	120
<b>Tabla 22.</b> Datos de SPT realizado en la zona por parte de la E.P.M. Metro de Quito ....	121
<b>Tabla 23.</b> Granulometrías del material extraído de los Puntos analizados .....	122
<b>Tabla 24.</b> Límites de Atterberg.....	124
<b>Tabla 25.</b> Contenido de Materia Orgánica .....	125
<b>Tabla 26.</b> Resultados Ensayo Gs Suelo Natural .....	127
<b>Tabla 27.</b> Rango de Gs para varios suelos. ....	127
<b>Tabla 28.</b> Clasificación de suelos SUCS y AASHTO .....	129
<b>Tabla 29.</b> Resumen de Límites de Atterberg .....	131

<b>Tabla 30.</b> Límites de Atterberg en material estabilizado con cemento tipo MH .....	132
<b>Tabla 31.</b> Resumen de datos de compactación para Suelo Natural.....	133
<b>Tabla 32.</b> Resumen de datos de compactación para Suelo-Cemento.....	134
<b>Tabla 33.</b> Porcentajes de pérdida de humedad por reacción de agua-cemento.....	135
<b>Tabla 34.</b> Promedio de los datos obtenidos para el ensayo de Próctor modificado en material estabilizado con cemento tipo MH.....	135
<b>Tabla 35.</b> Resultados de Proctor Modificado para Suelo-Cemento .....	137
<b>Tabla 36.</b> Ensayos Corte Directo: suelo natural .....	139
<b>Tabla 37.</b> Ensayo Triaxial No drenado – No consolidado suelo natural .....	141
<b>Tabla 38.</b> Ensayo Triaxial No drenado – No consolidado suelo natural tallado .....	142
<b>Tabla 39.</b> Ensayo Triaxial No drenado – No consolidado suelo re moldeado .....	142
<b>Tabla 40.</b> Grado de sensibilidad del material.....	144
<b>Tabla 41.</b> Ensayo triaxial en muestras de Suelo - Cemento.....	145
<b>Tabla 42.</b> Resultados de compresión simple en suelo natural .....	150
<b>Tabla 43.</b> Resultados de compresión simple en material estabilizado con cemento tipo MH .....	151
<b>Tabla 44.</b> Absorción de agua según la cantidad de cemento.....	159
<b>Tabla 45.</b> Pérdida de material en diferentes dosificaciones de cemento.....	160
<b>Tabla 46.</b> Pérdida de material en diferentes dosificaciones de cemento expresado en porcentaje Estado Saturado .....	161
<b>Tabla 47.</b> Variación de volumen en diferentes dosificaciones de cemento expresado en porcentaje Estado Seco .....	163
<b>Tabla 48.</b> Variación de volumen en diferentes dosificaciones de cemento expresado en porcentaje Estado Saturado .....	164
<b>Tabla 49.</b> Resumen de pérdida de material para diferentes dosificaciones de cemento ..	165
<b>Tabla 50.</b> Análisis de Precios Unitarios para 9% de cemento .....	167
<b>Tabla 51.</b> Análisis de Precios Unitarios para 12% de cemento .....	168
<b>Tabla 52.</b> Análisis de Precios Unitarios para Base Clase 1 .....	169
<b>Tabla 53.</b> Análisis de Precios Unitarios para Base Clase 3.....	170
<b>Tabla 54.</b> Análisis de Precios Unitarios para Sub-Base Clase 1.....	171
<b>Tabla 55.</b> Análisis de Precios Unitarios para Sub-Base Clase 3.....	172
<b>Tabla 56.</b> Comparación de Precios Unitarios .....	173

## ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1. Implantación del Terraplén de Talleres y Cocheras de la PLMQ.</i>	4
<i>Figura 2. Organigrama de la metodología a implementarse.</i>	9
<i>Figura 3. Sección transversal del túnel.</i>	12
<i>Figura 4. Haz de vías e instalaciones de Talleres y Cocheras PLMQ.</i>	15
<i>Figura 5. Detalle terraplén de Talleres y Cocheras PLMQ.</i>	16
<i>Figura 6. Trazado Geométrico de la Primera Línea del Metro de Quito.</i>	17
<i>Figura 7. Mapa geológico simplificado de la Cordillera Real.</i>	18
<i>Figura 8. Gráficos de valores de SPT vs Profundidad.</i>	21
<i>Figura 9. Cementos de diferentes características.</i>	23
<i>Figura 10. HOLCIM Base Vial. Cemento tipo MH.</i>	25
<i>Figura 11. Estabilización de suelo con cemento.</i>	28
<i>Figura 12. Estabilización con cemento.</i>	30
<i>Figura 13. Preparación del material para la estabilización mecánica.</i>	35
<i>Figura 14. Columnas de grava.</i>	35
<i>Figura 15. Electro-ósmosis aplicado a un muro para controlar el paso del agua.</i>	36
<i>Figura 16. Calcinación.</i>	37
<i>Figura 17. Estabilización Química utilizando cemento.</i>	45
<i>Figura 18. Relación entre el tiempo de curado y la resistencia a compresión de suelo-cemento.</i>	46
<i>Figura 19. Relación entre el contenido de cemento al peso y la resistencia a la compresión de suelo-cemento.</i>	47
<i>Figura 20. Resistencias mínimas a compresión simple recomendadas por ACI 230.1R-09 tabla 6.3 para suelos estabilizados con Base Vial por tipo de estructura.</i>	47
<i>Figura 21. Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes MOP 2002.</i>	48
<i>Figura 22. Esquema del toma muestras (cuchara partida).</i>	51
<i>Figura 23. Ensayo SPT en los predios de los Talleres y Cocheras PLMQ.</i>	52
<i>Figura 24. Recuperación de muestra. Ensayo SPT.</i>	52
<i>Figura 25. Ubicación de calicatas en predios de Talleres y Cocheras.</i>	54
<i>Figura 26. Protección con parafina de uno de los cubos de suelo. Calicata N°1.</i>	55
<i>Figura 27. Toma de muestras alteradas de suelo.</i>	57

<i>Figura 28. Almacenamiento de material en las bodegas del Laboratorio de Resistencia de Materiales. PUCE.</i> .....	57
<i>Figura 29. Sacos de Cemento HOLCIM tipo MH.</i> .....	58
<i>Figura 30. Cápsula de humedad con muestra de suelo en su interior.</i> .....	61
<i>Figura 31. Material lavado por el tamiz No.200.</i> .....	64
<i>Figura 32. Material lavado por el tamiz No.200.</i> .....	64
<i>Figura 33. Envase con material lavado para meter en el horno.</i> .....	65
<i>Figura 34. Arreglo de tamices para el Ensayo de Granulometría según indica la norma.</i>	65
<i>Figura 35. Muestras en el disecador después de sacar de la mufla.</i> .....	67
<i>Figura 36. Material al final del ensayo de Contenido de Materia Orgánica</i> .....	68
<i>Figura 37. Ensayo de Límite líquido en copa de Casagrande</i> .....	70
<i>Figura 38. Límite Plástico del suelo obtenido Rollos en Capsulas y capsulas con suelo tomado del ensayo del límite líquido.</i> .....	72
<i>Figura 39. Muestra de suelo en baño de María. Ensayo de Gravedad específica de los suelos.</i> .....	74
<i>Figura 40. Ensayo de Gravedad específica del suelo.</i> .....	74
<i>Figura 41. Clasificación S.U.C.S.</i> .....	77
<i>Figura 42. Tabla de Clasificación AASHTO.</i> .....	78
<i>Figura 43. Muestra parafinada de suelo sumergida en agua.</i> .....	79
<i>Figura 44. Dimensiones molde Próctor Modificado.</i> .....	81
<i>Figura 45. Martillo para Próctor estándar (abajo) y Próctor modificado (arriba).</i> .....	81
<i>Figura 46. Patrón para compactación en molde de 4”.</i> .....	83
<i>Figura 47. Próctor modificado.</i> .....	83
<i>Figura 48 Molde de Próctor.</i> .....	84
<i>Figura 49. Cápsulas de Humedad.</i> .....	84
<i>Figura 50. Ejemplo de Curva de Compactación en el ensayo de Próctor Modificado.</i> .....	85
<i>Figura 51. Diagrama del ensayo de Corte Directo.</i> .....	87
<i>Figura 52. Tallado especímenes para Corte Directo.</i> .....	88
<i>Figura 53. Especimen remoldeado para Corte Directo.</i> .....	89
<i>Figura 54. Máquina para ensayo de Corte Directo (Deformación controlada).</i> .....	89
<i>Figura 55. Caja de Corte Directo sumergida en agua y lista para el ensayo</i> .....	90
<i>Figura 56. Esquema de aplicación de fuerzas durante el ensayo de Corte Directo.</i> .....	90
<i>Figura 57. Diagrama de funcionamiento de un equipo para un ensayo Triaxial.</i> .....	93

<i>Figura 58. Tallado de muestras inalteradas para ensayo Triaxial.....</i>	<i>94</i>
<i>Figura 59. Moldeo de muestras para ensayo Triaxial. ....</i>	<i>95</i>
<i>Figura 60. Muestra remoldeada (Izq.) y Muestra Inalterada (Der.) previo al ensayo Triaxial. ....</i>	<i>95</i>
<i>Figura 61. Muestra lista para el ensayo de Triaxial.....</i>	<i>96</i>
<i>Figura 62. Cámara para el ensayo de Triaxial.....</i>	<i>97</i>
<i>Figura 63. Probetas ensayadas en la máquina del Triaxial .....</i>	<i>97</i>
<i>Figura 64 Mezcla de material con cemento .....</i>	<i>99</i>
<i>Figura 65. Equipo para compactación de material mezclado con cemento .....</i>	<i>99</i>
<i>Figura 66. Molde extraído del equipo de compactación .....</i>	<i>100</i>
<i>Figura 67. Muestra de suelo - cemento en el ensayo de Triaxial .....</i>	<i>104</i>
<i>Figura 68. Aplicación de energía según las capas en ensayo de compactación dinámica (Próctor modificado). ....</i>	<i>108</i>
<i>Figura 69. Homogeneidad de las especímenes con el método de compactación estático. ....</i>	<i>109</i>
<i>Figura 70. Equipo para compactación estática .....</i>	<i>110</i>
<i>Figura 71. Equipo para realizar la mezcla de suelo – cemento .....</i>	<i>111</i>
<i>Figura 72. Proceso de mezclado para el suelo – cemento.....</i>	<i>111</i>
<i>Figura 73. Trituración del material para la mezcla de suelo – cemento.....</i>	<i>112</i>
<i>Figura 74. Toma de humedad de la mezcla de suelo – cemento .....</i>	<i>112</i>
<i>Figura 75. Preparación del molde para la compresión estática .....</i>	<i>113</i>
<i>Figura 76. Colocación del material en el molde de compactación estática.....</i>	<i>113</i>
<i>Figura 77. Máquina para ejercer presión en el molde de compactación estática.....</i>	<i>114</i>
<i>Figura 78. Procesamiento de datos de probetas de suelo - cemento y almacenamiento de probetas en la cámara de humedad.....</i>	<i>114</i>
<i>Figura 79. Saturación de muestras previa a la rotura.....</i>	<i>115</i>
<i>Figura 80. Procesamiento de datos de probetas saturadas .....</i>	<i>115</i>
<i>Figura 81. Rotura de probetas en el ensayo de compresión simple.....</i>	<i>116</i>
<i>Figura 82. Ensayo SPT. Sondeo 3.....</i>	<i>119</i>
<i>Figura 83. Granulometrías del material analizado .....</i>	<i>123</i>
<i>Figura 84. Contenido de Materia Orgánica Punto 1 y Punto 2.....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 85. Contenido de Materia Orgánica Punto 3 y Punto 4.....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 86. Límites de Atterberg en material estabilizado con cemento tipo MH.....</i>	<i>132</i>

<i>Figura 87. Promedio de los datos obtenidos para el ensayo de Próctor modificado en material estabilizado con cemento tipo MH.....</i>	<i>136</i>
<i>Figura 88. Resultados de Proctor Modificado para Suelo-Cemento Densidad seca máxima .....</i>	<i>137</i>
<i>Figura 89. Resultados de Próctor Modificado para Suelo-Cemento Humedad Óptima ..</i>	<i>138</i>
<i>Figura 90. Ensayos corte directo: suelo natural tallado .....</i>	<i>140</i>
<i>Figura 91. Ensayos corte directo: suelo natural remoldeado.....</i>	<i>140</i>
<i>Figura 92. Clasificación de las arcillas en base a su sensibilidad. ....</i>	<i>143</i>
<i>Figura 93. Círculos de Mohr para el material estabilizado con cemento tipo MH con el 6% de cemento .....</i>	<i>146</i>
<i>Figura 94. Círculos de Mohr para el material estabilizado con cemento tipo MH con el 9% de cemento .....</i>	<i>146</i>
<i>Figura 95. Círculos de Mohr para el material estabilizado con cemento tipo MH con el 12% de cemento.....</i>	<i>147</i>
<i>Figura 96. Círculos de Mohr para el material estabilizado con cemento tipo MH con el 15% de cemento.....</i>	<i>147</i>
<i>Figura 97. Cohesión - Contenido de cemento.....</i>	<i>148</i>
<i>Figura 98. Ángulo de fricción - Contenido de cemento .....</i>	<i>149</i>
<i>Figura 99. Comparación de resultados de compresión simple de graficas Esfuerzo - Deformación unitaria para las diferentes dosificaciones de cemento .....</i>	<i>154</i>
<i>Figura 100. Comparación de resistencia a la compresión simple y el tiempo de curado para las diferentes dosificaciones de cemento .....</i>	<i>155</i>
<i>Figura 101. Comparación de resistencia a la compresión simple y la relación entre densidades para las diferentes dosificaciones de cemento .....</i>	<i>156</i>
<i>Figura 102. Módulo de elasticidad para cada dosificación de cemento .....</i>	<i>157</i>
<i>Figura 103. Resistencia a la compresión simple para cada dosificación de cemento.....</i>	<i>158</i>
<i>Figura 104. Absorción de agua según la cantidad de cemento .....</i>	<i>160</i>
<i>Figura 105. Pérdida de material en diferentes dosificaciones de cemento .....</i>	<i>161</i>
<i>Figura 106. Pérdida de material en diferentes dosificaciones de cemento expresado en porcentaje Estado Saturado .....</i>	<i>162</i>
<i>Figura 107. Variación de volumen en diferentes dosificaciones de cemento expresado en porcentaje Estado Seco .....</i>	<i>163</i>



*Figura 108. Variación de volumen en diferentes dosificaciones de cemento expresado en porcentaje Estado Saturado ..... 164*

*Figura 109. Resumen de pérdida de material para diferentes dosificaciones de cemento 165*

*Figura 110. Comparación de Precios Unitarios..... 173*



## ÍNDICE DE ECUACIONES

<i>Ecuación 1: Porcentaje de humedad del suelo (Braja M. Das, 2002: pág. 5-6).</i> .....	61
<i>Ecuación 2 Contenido de cenizas</i> .....	68
<i>Ecuación 3 Contenido de materia orgánica</i> .....	68
<i>Ecuación 4 Índice plástico</i> .....	72
<i>Ecuación 5. Para obtención del volumen del matraz.</i> .....	75
<i>Ecuación 6. Para obtención de masa del matraz.</i> .....	75
<i>Ecuación 7. Para obtención de gravedad específica</i> .....	75
<i>Ecuación 8. Gravedad específica corregida.</i> .....	76
<i>Ecuación 9 Para calcular el peso seco del suelo</i> .....	85
<i>Ecuación 10 Curva de Saturación al 100% de la muestra de suelo</i> .....	86
<i>Ecuación 11 Para calcular el peso seco del suelo</i> .....	100
<i>Ecuación 12 Curva de Saturación al 100% de la muestra de suelo</i> .....	101
<i>Ecuación 13 Masa secada al horno corregida</i> .....	106
<i>Ecuación 14 Pérdida de suelo cemento</i> .....	106
<i>Ecuación 15 Dispersión permisiva de probetas gemelas</i> .....	116
<i>Ecuación 16 Grado de sensibilidad de la muestra</i> .....	143

## INTRODUCCIÓN

A fin controlar y dar una solución al problema de movilidad existente en el Distrito Metropolitano de Quito, se aprobó la construcción de la Primera Línea del Metro de Quito (PLMQ) el mismo que permitirá la implementación de un Sistema Integrado de Transporte Público el cual unirá los sistemas actuales (Trolebús, Ecovía, Corredores Norte y Sur, etc.) junto con las nuevas propuestas como los Quito Cables y otras soluciones viales.

Dentro del proyecto de la Primera Línea del Metro de Quito se presenta la construcción de estructuras propias de una obra de infraestructura de tal magnitud como son: las estaciones subterráneas, túnel de trenes, Talleres y Cocheras, Fondo de Saco, obras especiales de drenaje, estructuras adicionales (Pozos de ventilación, bombeo, salidas de emergencia) y adecuaciones a nivel de superficie en vías y estructuras que se encuentra dentro del trazado geométrico de la PLMQ.

Los Talleres y Cocheras de la PLMQ son el lugar destinado para el mantenimiento y estacionamiento de los trenes cuando no estén en funcionamiento, este sub-proyecto se tiene previsto construir junto al actual Terminal Terrestre Quitumbe al sur de la ciudad. Se plantea la utilización de un material como alternativa al propuesto por Metro Madrid (material granular importado proveniente de canteras) para la conformación del terraplén de los Talleres y Cocheras de la Primera Línea del Metro de Quito (PLMQ). (Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito, 2012).

Como alternativa para la conformación del terraplén de los Talleres y Cocheras se propone la utilización del material de excavación estabilizado con cemento tipo MH (HOLCIM Base Vial), el cual se espera mejore las características físicas y mecánicas del suelo en estado natural y permita su utilización en esta obra de infraestructura de vital importancia para el proyecto Primera Línea Metro de Quito.

En el siguiente cuadro se puede observar que los estratos de suelo afectados por la construcción de los Talleres y Cocheras son los dos primeros: Rellenos antrópicos y la formación limo-arcillosa Cangahua, pero que se desecharía completamente la capa de rellenos debido a la presencia de materiales no aptos para su utilización en obras civiles debido a sus pobres características físicas y mecánicas.

**Tabla 1** Detalle del material existente en el terreno de los Talleres y Cocheras sector Quitumbe

Unidad geotécnica (síntesis)		Descripción litológica general	Densidad seca Ya (KN/m³)	Densidad aparente Yao (KN/m³)	Densidad saturada Ysat (KN/m³)	Densidad sumergida Ysum (KN/m³)	Humedad W (%)	Golpeo N <sub>SPR</sub>	Resistencia compresión simple qu (MPa)	Cohesión efectiva c' (KPa)	Ángulo de rozamiento interno efectivo φ (°)	Coefficiente de Poisson estático v	Velocidad ondas P Vp (m/s)	Velocidad ondas S Vs (m/s)	Módulo de Young estático E (MPa)
RELLENOS	R	RELLENOS	14	17	17,5	7	20	2-10 (6)	-	5	23	0,35	500-650	200-270 (250)	29
FORMACIÓN CANGAHUA	Cl	CANGAHUA LIMO-ARCILLOSA	13,5	17,5	18	7,5	30	7-R (25)	0,15	40	30	0,3	500-800	270-320 (300)	60
FORMACIÓN MACHANGARA	MIEMBRO QUITO UNIDAD VOLCANO-SEDIMENTARIA GUAMANI	Ce	13,5	17,5	18	7,5	30	10-R (30)	0,05	20	40	0,3	800-1200	320-350 (335)	100
		Py	15	19	19,5	9	25	10-R (45)	-	20	40	0,3	1200-2000	350-650 (450)	150

Fuente: Diseño definitivo de Obra Civil de Talleres y Cocheras PLMQ ANEJO N°5: CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICO - GEOTÉCNICA. (Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito, 2012)



## **PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR**

---

### Estabilización de suelos con cemento tipo MH

Esto nos deja como única opción el estudio y aprovechamiento de la capa de limos y arcillas correspondientes a la formación Cangahua, los cuales se los desecha de la alternativa del terraplén debido a que sus características físicas y mecánicas iniciales no son aptas para la conformación de dicha estructura, por lo tanto se plantea la alternativa de estabilizar este material con cemento a diferentes proporciones, lo cual permitirá observar el comportamiento de dicha mezcla a las solicitaciones que el terraplén de los Talleres y Cocheras estará sometido.

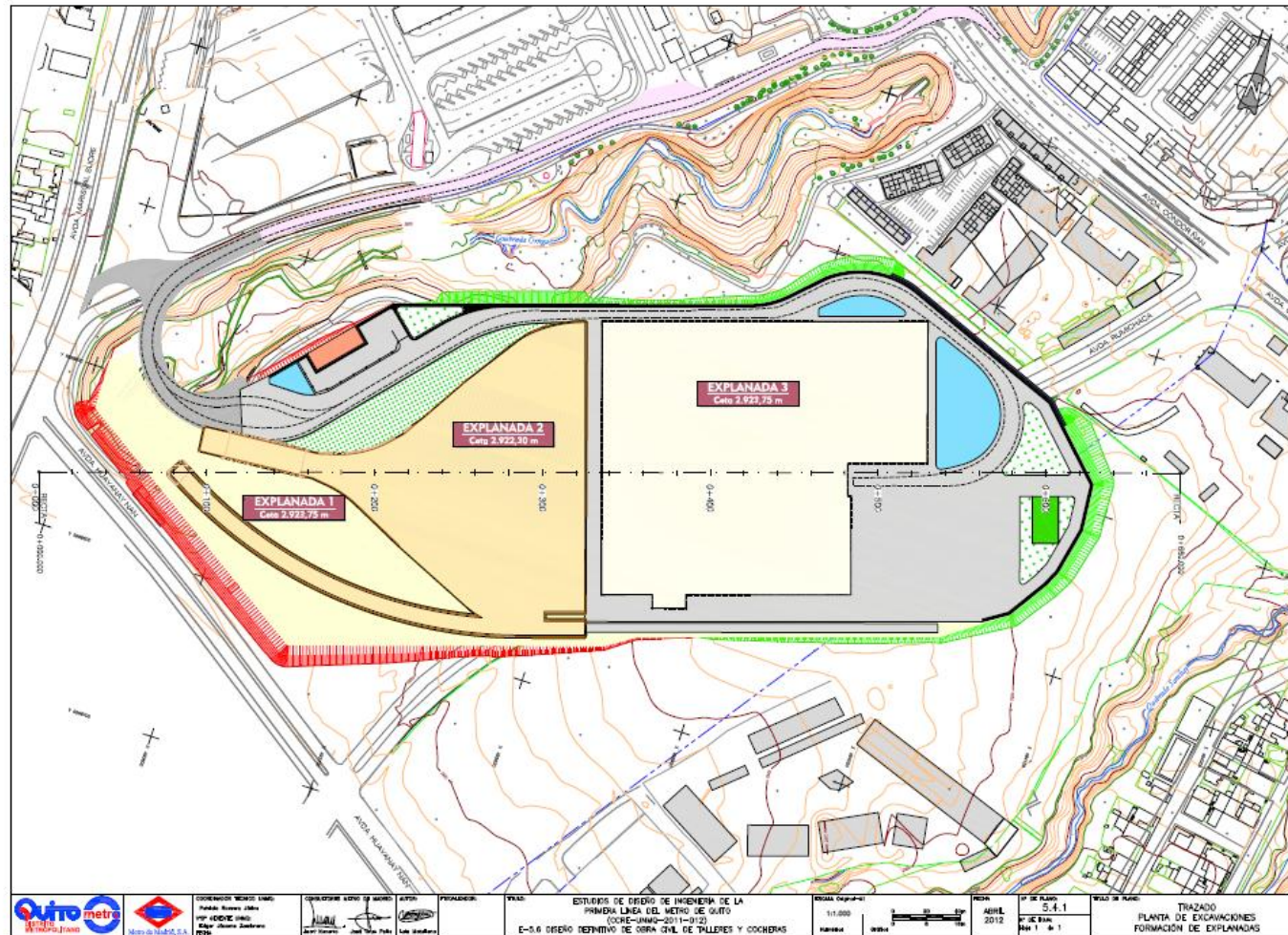


Figura 1. Implantación del Terraplén de Talleres y Cocheras de la PLMQ.

Fuente: *Diseño definitivo de Obra Civil de Talleres y Cocheras PLMQ DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO.* (Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito, 2012)

## **ALCANCE**

Se plantea la investigación a fin de determinar las características físicas y mecánicas que presente el suelo del predio de los Talleres y Cocheras de la Primera Línea del Metro de Quito, una vez se haya estabilizado con diferentes dosificaciones de cemento Tipo MH (HOLCIM Base Vial), donde se realizarán ensayos de laboratorio a fin de determinar los siguientes parámetros: densidad seca máxima, contenido de humedad óptimo, porcentaje de mezcla suelo-cemento, resistencia al corte (cohesión y ángulo de fricción), resistencia a la compresión de la mezcla suelo-cemento.

## **PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

A partir de muestras representativas del material de excavación proveniente de los predios donde se ubicarán los Talleres y Cocheras de la PLMQ, se procederá a mejorar sus características físicas y mecánicas adicionando cemento tipo MH a diferentes dosificaciones (6, 9, 12 y 15%) y que se realizarán ensayos en laboratorio.

## **OBJETIVO GENERAL**

Mejorar las características físicas y mecánicas del suelo obtenido de la excavación para Talleres y Cocheras de la PLMQ mediante la adición a diferentes dosificaciones de cemento tipo MH.

## **OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Realizar la caracterización del material de excavación proveniente del predio de Talleres y Cocheras de la PLMQ mediante los ensayos de Clasificación de Suelos: SUCS y AASHTO.
- Determinar la densidad seca máxima y el contenido de humedad óptimo de las diferentes mezclas mediante los ensayos de compactación (Próctor modificado).
- Determinar los parámetros de resistencia al corte (cohesión y ángulo de fricción) del suelo en estado natural así como también para cada una de las dosificaciones de suelo-cemento, mediante el ensayo triaxial no consolidado – no drenado (Tipo UU).
- Determinar la resistencia a la compresión simple en probetas de suelo-cemento para cada una de las dosificaciones a realizar.
- Determinar la durabilidad del suelo-cemento tanto en condiciones secas como húmedas para cada una de las dosificaciones a realizar.

- Realizar un análisis de costos para los resultados obtenidos.

## **METODOLOGÍA A APLICAR**

Para una mejor interpretación, se decide dividir a la metodología en las siguientes etapas:

### **ETAPA 1: RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN**

Es necesario recolectar toda la información posible acerca del proyecto Metro de Quito, en especial del sub-proyecto Talleres y Cocheras de la PLMQ, ya que la investigación va dirigida al material existente en los predios de donde se ubicarán estas estructuras.

Para esto se toma como referencia los estudios de suelos realizado por le empresa Metro Madrid para la Primera Línea del Metro de Quito, en los cuales se detalla la caracterización de cada uno de los estratos hasta profundidades de 40 m y que abarcan las cercanías del Terminal Terrestre Quitumbe y los predios adyacentes.

### **ETAPA 2: MUESTREO Y ENSAYOS DE LABORATORIO**

#### **- Muestreo**

Se plantea la comprobación de los resultados de los estudios de suelos proporcionados por Metro de Quito mediante sondeos SPT en puntos representativos del predio en el que se identificará mediante clasificación Manual-Visual y ensayos en laboratorio el suelo que se obtenga.

También se realizaron pozos a cielo abierto (o Calicatas) en el área de implantación del terraplén de los Talleres y Cocheras de la PLMQ a fin de obtener muestras de 4 puntos representativos del predio (NEC 11, CAP. GEOTECNIA Y CIMENTACIONES), de las cuales se tomarán 2 muestras a profundidades de entre 2 y 4 m (descartando la capa superficial de suelo debido a su alto contenido orgánico) y se realizará la caracterización del material mediante los ensayos correspondientes.

Para la caracterización del material se realizarán los siguientes ensayos:

- Granulometría de suelos (ASTM D-422)
- Límites de Atterberg (ASTM D-4318)
- Contenido de humedad natural del suelo (ASTM D 2216)
- Gravedad específica del suelo (ASTM C-127)
- Contenido de material orgánico (ASTM D 2974)
- Clasificación del suelo según SUCS (ASTM D 2487-11)

- Clasificación del suelo según AASHTO (ASTM D 3282-09)

De acuerdo a la cantidad de ensayos descrita en la presente metodología, se establece que es necesario una cantidad de material de 200 kg (6 sacos de 35 kg aproximadamente) para cada punto de muestra en los predios donde se implantara los Talleres y Cocheras de la PLMQ, lo cual nos indica una cantidad total de aproximadamente 800 kg.

Se incluye también una cantidad de material necesaria para experimentación inicial y de adiestramiento que resulta necesario previo al inicio de la investigación con el fin de disminuir el factor de inexperiencia en los ensayos planificados.

Para el cemento, se necesita un 12% del material total, que sería 100 a 150 kg (3 sacos de cemento tipo MH).

#### - **Ensayos en laboratorio**

Para esta investigación, se realizaron los siguientes ensayos en laboratorio a fin de obtener los parámetros tanto del suelo en estado natural como del suelo estabilizado con cemento tipo MH:

- a. Suelo en estado natural:
  - Compactación del material mediante Próctor Modificado (ASTM D1557)
  - Ensayo Triaxial No Consolidado – No Drenado (UU) (ASTM D 2850)
- b. Suelo estabilizado con cemento:

Los porcentajes de dosificación para la mezcla de suelo-cemento serán los siguientes: 6, 9, 12 y 15%, estos porcentajes se plantean acorde a los resultados obtenidos por Holcim usando el cemento tipo MH en estabilizaciones de suelos dentro de la ciudad de Quito.

- Compactación del material mediante Próctor Modificado (ASTM D1557)
- Ensayo Triaxial No Consolidado – No Drenado (UU) (ASTM D 2850)
- Durabilidad del suelo-cemento, estado seco y húmedo (ASTM D 559)
- Curado de probetas de suelo cemento (ASTM D 1632)
- Resistencia a la compresión de probetas de suelo-cemento (ASTM D 1633) a los 7 y 28 días.

Adicional a esto también se plantea realizar la caracterización de cada mezcla (Límites de Atterberg) a fin de analizar sus características físicas después de adicionar el cemento tipo MH.

Cabe mencionar que de ser necesarios más ensayos de los descritos anteriormente se realizarán ya que servirán para cumplir con el alcance de la investigación.

**ETAPA 3: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS**

Análisis y comparación de resultados para:

- Suelo natural
- Suelo estabilizado con cemento tipo MH para cada una de las dosificaciones según se indica en el cuadro de ensayos.

**ETAPA 4: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Procesamiento de información obtenido de ensayos en laboratorio, se incluyen conclusiones y recomendaciones de la investigación realizada.

**CUADRO DE ENSAYOS**

A continuación se presenta el número de ensayos a realizar en la investigación:

**Tabla 2.** *Ensayos realizados para la investigación*

<b>CUADRO DE ENSAYOS</b>					
<b>TIPO</b>	<b>ENSAYO</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>NUMERO DE ENSAYOS</b>		<b>TOTAL</b>
			<b>Suelo Natural</b>	<b>Suelo Cemento (6, 9, 12, 15%)</b>	
<b>Propiedades Físicas</b>	Granulometría	Ensayo ASTM D 422	8	-	124
	Contenido de Humedad Natural	Ensayo ASTM D 2216	8	-	
	Contenido de Material orgánico	Ensayo ASTM D 2974	4	-	
	Límite Líquido (Límites de Atterberg)	Ensayo ASTM D 423-66	8	32	
	Límite Plástico (Límites de Atterberg)	Ensayo ASTM D 424-59	8	32	
	Gravedad Específica	Ensayo ASTM D 854-02	4	-	
	Relaciones de volumen y densidad	Ensayo ASTM D 854-02	4	-	
	Clasificación de suelos SUCS	Ensayo ASTM D 2487-11	8	-	
	Clasificación de suelos AASHTO	Ensayo ASTM D 3282-15	8	-	
<b>Propiedades Mecánicas</b>	Próctor modificado	Ensayo ASTM D 1557	8	32	40
	Corte directo de suelos	Ensayo ASTM D 3080-11	1	-	1
	Triaxial tipo UU	Ensayo ASTM D 2850-15	2	4	6
	Resistencia a la Compresión simple	Ensayo ASTM D 1633	4	80	84
<b>Comportamiento del Material</b>	Durabilidad del suelo-cemento	Ensayo ASTM D 559	-	1	1
				<b>Total</b>	<b>256</b>

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

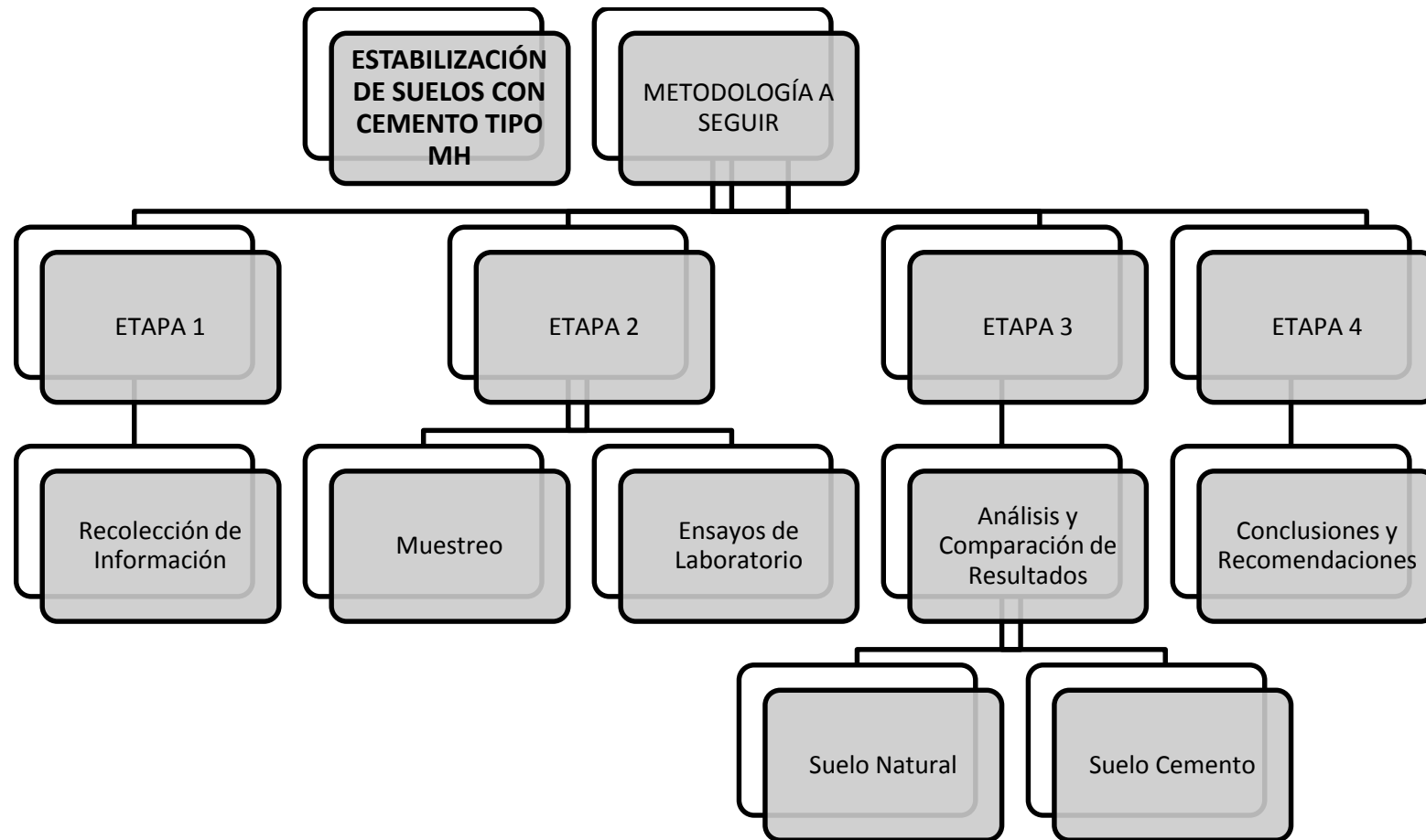


Figura 2. Organigrama de la metodología a implementarse.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo

## 1. GENERALIDADES

### 1.1. Definiciones

A continuación se presentan conceptos básicos de los que se trata en esta investigación:

**SUELO:** Es todo material suelto, desintegrado, que se encuentra en la corteza terrestre, cuyo conjunto forma un agregado de partículas orgánicas e inorgánicas con organización y propiedades definidas, mismas que cambian rápidamente en sentido vertical que en forma horizontal, de ahí que se determina un perfil propio de los suelos de enorme aplicación para las obras civiles.

Estos son el resultado de un proceso de transformación de la materia de origen o de la “roca madre”, esta mutación no alcanza un estado de equilibrio permanente, ya que continuamente intervienen agentes o factores de formación, que modifican las características físicas y químicas del suelo. De tal manera que la “roca madre”, que se convierte en suelo, puede ser de origen ígneo, sedimentario o metamórfico. (Larrea & Villalba, 2000).

**CEMENTO:** El cemento no es más que un material conglomerante que se obtiene a partir de mezclar, calcinar y moler caliza y arcilla en proporciones determinadas formando el Clinker, y finalmente al mezclar este material con yeso (sulfato de calcio) y pulverizar la mezcla se obtiene el cemento. (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, 2004)

Existen muchos tipos de cemento, dependiendo de las características del mismo al proceder de diferentes mezclas y adiciones y también del uso que se le va a dar en la construcción, para nuestro caso de estudio el cemento propuesto para la utilización es el CEMENTO TIPO MH, que es un cemento de moderado calor de hidratación y moderada resistencia a los sulfatos. (Folleto Holcim Base Vial).

**ESTABILIZACIÓN DE SUELOS:** Alterar o cambiar las propiedades del material existente de tal manera que se obtenga un material que reúna en mejor forma los requisitos impuestos, cuando menos que la calidad obtenida sea adecuada. (Larrea & Villalba, 2000).

(...) En rigor, son muchos los procedimientos que pueden seguirse para lograr esa mejoría de las propiedades de los suelos, con vista a hacerlos apropiados para algún uso específico, lo que constituye la estabilización. (Rico Rodríguez & Del Castillo, 2012).

De los muchos tipos de estabilización existentes, los más comunes son la estabilización por medios mecánicos como la compactación, vibración y mezcla de suelos.

**SUELO – CEMENTO:** El suelo-cemento es una mezcla de suelo pulverizado o material granular, cemento y agua. (...) La mezcla se compacta hasta obtenerse una alta densidad y, a medida que el cemento se hidrata, el material se vuelve duro y durable.

El suelo-cemento se usa principalmente como capa para sub-rasantes mejoradas y bases de pavimentos de carreteras, calles, aeropuertos y áreas de estacionamiento. (...) El suelo-cemento se usa también como protección de taludes en presas y terraplenes de tierra, revestimiento de represas y canales, mezclado intenso de suelo y estabilización de cimentación.

El suelo-cemento debe contener una cantidad de cemento portland suficiente para resistir a la deterioración causada por congelación-deshielo y ciclos de mojado-secado, además de tener suficiente humedad para producir la compactación máxima. (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, 2004).

**CURADO:** Proceso a través del cual se mantiene la mezcla de cemento con algún otro tipo de material, en la condición húmeda y a una temperatura favorable por el periodo de tiempo de sus primeras etapas fin de que se desarrollen las propiedades deseadas del material. El curado garantiza la hidratación y el endurecimiento satisfactorio de los materiales cementantes. (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, 2004).

**DURABILIDAD:** Capacidad de la mezcla de cemento con algún otro material de resistir a la acción de las intemperies y otras condiciones de servicio, tales como ataque químico, congelación/deshielo y abrasión. (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, 2004).

**DOSIFICACIÓN:** Proceso de medición por peso o por volumen de los ingredientes y su introducción en la mezcla para una cantidad determinada de material (suelo, agregados, etc.) y cemento. (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, 2004).

**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN:** Resistencia máxima que una probeta de ensayo de una mezcla determinada de cemento y material puede resistir cuando es cargada axialmente en compresión en una máquina de ensayo a una velocidad especificada. Normalmente se expresa en fuerza por unidad de área de sección transversal, tal como mega pascal (MPa) o libras por pulgada cuadrada (psi). (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, 2004).

## 1.2. Antecedentes

El proyecto Primera Línea del Metro de Quito (PLMQ) abarca un sin fin de sub-proyectos que permitirán a esta obra de vital importancia ayudar con el problema de movilidad existente en la ciudad.

Existen obras complementarias que son de gran importancia para que el sistema del Metro pueda funcionar de manera correcta y eficaz, como son el fondo de saco (espacio donde cambia el sentido de avance de los trenes) en la estación del Labrador, y los Talleres y Cocheras que se ubicarán junto al actual Terminal Terrestre Interprovincial de Quitumbe.

Para esto, es necesario conocer los parámetros físicos y mecánicos iniciales del lugar donde se ubicarán las estructuras de Talleres y Cocheras, así como la información del proyecto. A continuación se presenta de manera más detallada en que consiste la construcción de las Primera Línea del Metro de Quito y de los Talleres y Cocheras, y las características geológicas y geotécnicas del sitio de implantación del mismo.

### 1.2.1. Primera Línea Metro de Quito: Talleres y Cocheras - Sector Quitumbe

De acuerdo a la información entregada por la Empresa Publica Metropolitana Metro de Quito (EPMMQ), el proyecto de la Primera Línea del Metro de Quito (PLMQ) consiste en un túnel de aproximadamente 22 km de longitud, y 10 m de diámetro; el túnel irá revestido de anillos de hormigón armado (dovelas), y une 15 estaciones a nivel de superficie y subterráneo (Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito, 2012).

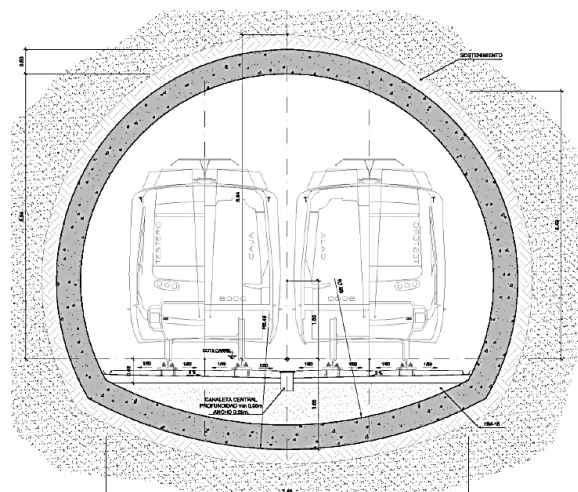


Figura 3. Sección transversal del túnel.

Fuente: Diseño definitivo de Obra Civil de Talleres y Cocheras PLMQ. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO. (Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito, 2012)

Para su ejecución, el túnel se construirá utilizando diferentes métodos constructivos, los cuales se aplicarán de acuerdo al tipo de suelo existente en el trazado y sobre todo, a la estabilidad y seguridad de las edificaciones que se encuentran a nivel de superficie. Estos métodos se enumeran a continuación:

- Construcción mediante tuneladora tipo EPB (*Earth pressure balance*, por sus siglas en inglés).
- Método de excavación convencional, o a mano.
- Método Cut and Cover.
- Método a cielo abierto.

Las características generales del proyecto de la Primera Línea del Metro de Quito se presentan a continuación:

**Tabla 3.** Características de la obra civil PLMQ.

Longitud total del túnel de línea incluidas Estaciones (no incluye túnel de acceso a Cocheras Quitumbe)	22.072,56 m
<u>Longitud de túnel según procedimiento constructivo</u>	
A cielo abierto	122,92 m
Cut and Cover	1.091,69 m
Túnel con Método de Excavación Secuencia (SEM)	2.097,79 m
Túnel con Tuneladora de 8,43 m de diámetro interior	16.077,26 m
Estaciones de nueva construcción con andenes de 115 m	15
Reservas Estaciones (ampliaciones servicio)	5
Pozos de Ventilación	13
Salidas de Emergencia	10
Pozos de Bombeo	10
Longitud del ramal de acceso a cocheras	590,60 m
Ejecutado a cielo abierto	91,86 m
Cut and Cover	498,74 m

Fuente: *Diseño definitivo de Obra Civil de Talleres y Cocheras PLMQ. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO.* (Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito, 2012)

**Tabla 4.** Características del trazado geométrico del proyecto.

TRAZADO EN PLANTA	
Ancho de vía (medido entre bordes activos)	1.435 mm
Distancia entre ejes de carril	1.505 mm
Tipo de curva de transición	Clotoide
Velocidad máxima de circulación	100 Km/h
Peralte máximo	150 mm
Radio mínimo	300 m
Aceleración máxima no compensada	0,65 m/s <sup>2</sup>
Aceleración máxima sin compensar del viajero	1 m/s <sup>2</sup>
Rampa máxima de peralte	Normal: 1,5 mm/m Excepcional: 2,0 mm/m
Insuficiencia de peralte	100 mm
Máxima variación del peralte en el tiempo (mm/s)	Normal: 30 mm/s Excepcional: 50 mm/s
Máxima variación de la aceleración transversal sin compensar (m/s <sup>3</sup> )	0,02 g
Longitud mínima de recta entre curvas circulares (m)	0,4 V
Longitud mínima de alineaciones de curvatura constante (m)	0,4 V
Longitud útil de andén (en recta)	115 m
TRAZADO EN ALZADO	
Tipo de acuerdo vertical	Parabólico
Rasante (máxima)	Máxima: 35 milésimas (excepcional Reserva 11 – Morán Valverde 38 milésimas; Cruce Machángara 16+270 37) Mínima: 0 milésimas (estaciones) 5 milésimas (túnel)
Parámetro mínimo de acuerdo vertical	3.500 (excepcional Reserva 1 – Morán Valverde 2750; Cruce Machángara 2000)
Máxima aceleración admisible en acuerdos verticales	Normal: 0,15 Excepcional: 0,30

Fuente: *Diseño definitivo de Obra Civil de Talleres y Cocheras PLMQ. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO.* (Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito, 2012)

Los Talleres y Cocheras son una parte importante del proyecto según se indica a continuación:

El contenido del proyecto abarca la construcción de una cochera para el depósito de trenes y para la realización de labores de mantenimiento del material móvil, así como la formación del haz de vías y conexión con el túnel de la Línea 1. Concretamente la playa de vías recogida en el proyecto abarca desde la nave de cocheras hasta el final de la bretelle situada en el extremo de dicha playa.

La ubicación de los Talleres y Cocheras de la PLMQ está condicionada por requisitos urbanísticos y técnicos que obligan tanto su situación como su disposición

den planta. El área de actuación de los Talleres y Cocheras comprende una superficie de 119 898 m<sup>3</sup>. (Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito, 2012).

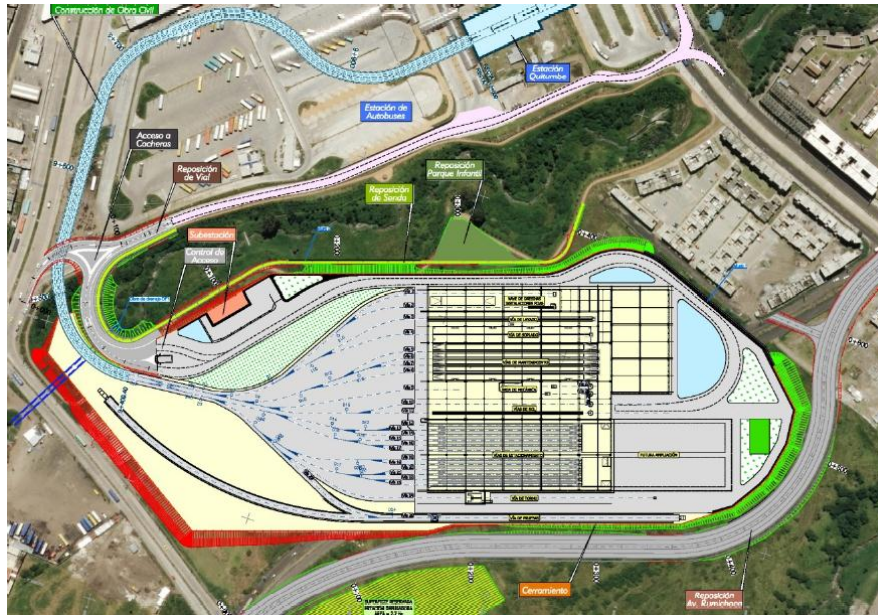


Figura 4. Haz de vías e instalaciones de Talleres y Cocheras PLMQ.

Fuente: Diseño definitivo de Obra Civil de Talleres y Cocheras PLMQ ANEJO N°5: CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICO - GEOTÉCNICA. (Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito, 2012)

Como se indicó anteriormente, en esta estructura se desarrollarán actividades fundamentales para el correcto funcionamiento de la Primera Línea del Metro, para esto es necesario desarrollar el espacio suficiente para que se pueda construir el haz de vías, de donde se desplazarán los trenes hacia los talleres de mantenimiento, lo cual hace inevitable la conformación de una estructura que sustente toda la carga a aplicarse en este sitio.

Los diseños realizados por Metro Madrid proponen una plataforma en la cota 2924 msnm, la cual estará limitada por la Quebrada Sanchay, las avenidas Rumichaca y Huayanay Ñan y los predios de casas de la zona en el norte de la misma.

La cota de plataforma condiciona un corte y relleno para su conformación, lo cual obligaría a remover el material cerca de la Avenida Huayanay Ñan y rellenar en lo que respecta al sector cercano a las casas al norte. La altura máxima de terraplén será de 7 m aproximadamente y la altura máxima de corte será de 6 m con respecto a la cota de la vía existente, dando un volumen aproximado de 280.000 m<sup>3</sup> de material de relleno para el terraplén.

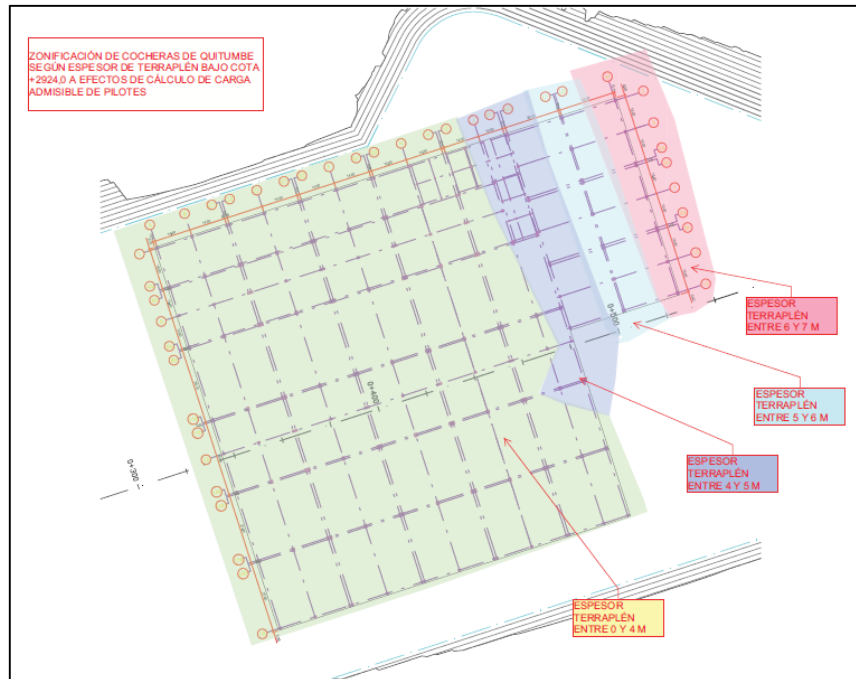


Figura 5. Detalle terraplén de Talleres y Cocheras PLMQ.

Fuente: (Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito, 2012)

La construcción de esta estructura afecta notoriamente al trazado vial de la zona, sobre todo a la Av. Rumichaca a la que se debió realizar un ajuste geométrico en planta y elevación para que se adapte a la geometría propia del terraplén de los Talleres y Cocheras de la PLMQ (Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito, 2012).

Acorde al estudio existente, las principales estructuras de los Talleres y Cocheras serán los galpones (naves) para talleres, las cocheras de trenes y las oficinas, la subestación eléctrica, el edificio de control de accesos y los muros de contención de tierras a fin de evitar que las laterales de construcción del terraplén interfiera con las edificaciones privadas existentes en el sector.

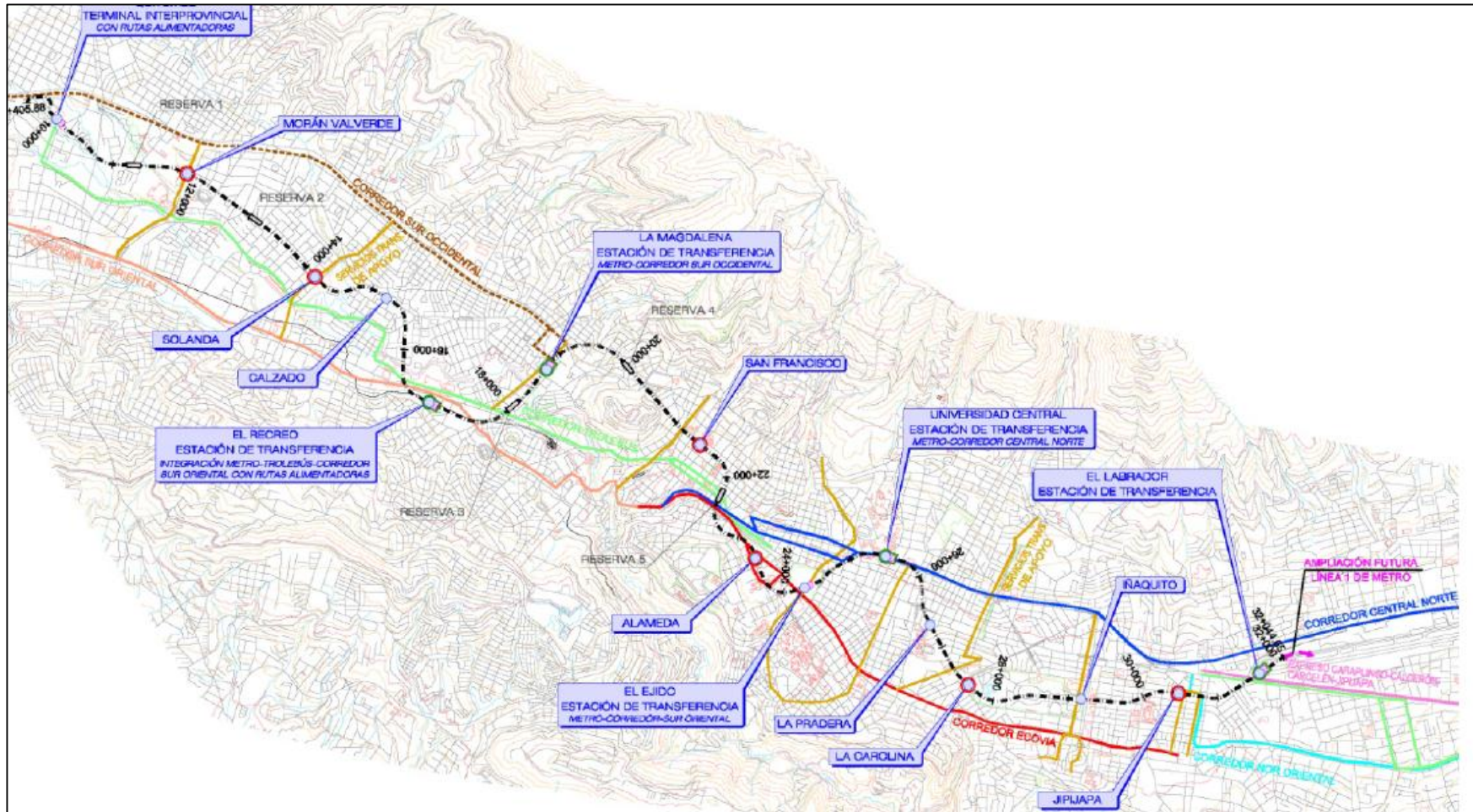


Figura 6. Trazado Geométrico de la Primera Línea del Metro de Quito.

Fuente: (Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito, 2012)



La ciudad de Quito está ubicada en la Depresión o Valle Interandino, el cual es una estructura constituida por rocas volcánicas en el norte y rocas metamórficas en el sur y se ubica junto a la Cordillera Occidental. Además contiene depósitos laháricos, aluviales y flujos de lava, lo cual indica una clara influencia del vulcanismo en la geología de la zona (Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito, 2012).

La cuenca de Quito, es por tanto, una depresión topográfica de dirección aproximada N-S, de forma alargada y de tres a cinco kilómetros de ancho (...). Morfológicamente, se divide en dos sub-cuencas: centro-norte y sur, separadas por el río Machángara y el domo El Panecillo. (Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito, 2012)

De las formaciones geológicas presentes en la cuenca de Quito, la Formación Cangahua está presente en la zona de implantación de los Talleres y Cocheras por lo cual es de interés para la investigación, de acuerdo con el estudio propuesto por la EPM Metro de Quito se afirma que la formación Cangahua “Suele describirse como tobas alteradas, típicamente de colores amarillentos a marrones, generalmente intercaladas con caídas de cenizas, pómez, paleosuelos y algunas veces flujos de lodos y canales aluviales, en los mismos ocurre costras calcáreas y óxido de manganeso”. (Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito, 2012)

Existen dos riesgos geológicos a tener en cuenta para el diseño y construcción del proyecto de la Primera Línea del Metro de Quito: el vulcanismo de la zona es alto, con volcanes cercanos como el Ruco Pichincha, Guagua Pichincha entre otros. El otro riesgo a considerar es la sismicidad de la zona, esto ya que el Valle Interandino puede “(...) generar sismos de magnitud máxima de 6.4 y muy cerca del límite de la zona Frente de cabalgamiento andinos, que puede generar eventos de una magnitud máxima de 7,0. El valor calculado para la aceleración máxima en roca en un lapso de 50 años y una probabilidad de excedencia del 10% es igual a 0.273 g (esto acorde a la NEC 11)” (Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito, 2012).

Además se determinan las unidades geotécnicas que están presentes en la sub-cuenca sur de la ciudad de Quito, lugar de implantación de los Talleres y Cocheras de la PLMQ:

- R. Rellenos antrópicos.
- Cl. Formación Cangahua. Cangahua limo-arcillosa.
- Ce. Unidad vulcano-sedimentaria Guamaní. Cenizas y oleadas piro clásticas.
- Py. Unidad vulcano-sedimentaria Guamaní. Flujo piro clástico “block and ash”

**Tabla 5.** Interpretación de unidades geotécnicas detectada en sondeos Metro de Quito.

Sondeo	Prof. Inicio (m)	Prof. final (m)	Espesor (m)	U. geotécnica	Sigla
SMQ-65 (Fase I)	0,00	0,50	0,50	Rellenos antrópicos	R
	0,50	10,55	10,05	F. Cangahua	Cl
	10,55	15,00	4,45	U.V. Guamaní (Cenizas)	Ce
	15,20	30,00	14,80	U.V. Guamaní (Flujo pirocl.)	Py
SMQ-66 (Fase I)	0,00	10,55	10,55	F. Cangahua	Cl
	10,55	15,00	4,45	U.V. Guamaní (Cenizas)	Ce
	15,00	25,00	10,00	U.V. Guamaní (Flujo pirocl.)	Py
SMQ-67 (Fase I)	0,00	11,00	11,00	F. Cangahua	Cl
	11,00	16,10	5,10	U.V. Guamaní (Cenizas)	Ce
	16,10	30,00	13,90	U.V. Guamaní (Flujo pirocl.)	Py
SMQ-68 (Fase I)	0,00	11,45	11,45	F. Cangahua	Cl
	11,45	13,45	2,00	U.V. Guamaní (Cenizas)	Ce
	13,45	30,00	16,55	U.V. Guamaní (Flujo pirocl.)	Py
SMQ-69 (Fase I)	0,00	10,60	10,60	F. Cangahua	Cl
	10,60	14,40	3,80	U.V. Guamaní (Cenizas)	Ce
	14,40	30,00	15,60	U.V. Guamaní (Flujo pirocl.)	Py

Figura 6.1.a. Interpretación geotécnica de las distintas unidades geotécnicas detectadas en los sondeos.

Fuente: (Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito, 2012)

Como se puede apreciar, la unidad geotécnica que se afecta por el sub-proyecto de las cocheras son los rellenos antrópicos R (los cuales se desechan en su totalidad) y la Formación Cangahua, de la cual se presentan a continuación las características obtenidas por los estudios de Metro de Quito en el año 2011:

#### UNIDAD GEOTÉCNICA Cl

La unidad geotécnica Cl agrupa a la formación Cangahua que se compone en la zona de estudio de limos y arcillas.

Se clasifican fundamentalmente como arcillas de baja-media plasticidad, CL según la clasificación SUCS, presentando clasificaciones minoritarias SM (arenas limosas), ML (limos de baja plasticidad) y SC (arenas arcillosas). La unidad Cl presenta un porcentaje medio de material que pasa por el tamiz de 0.08 mm (finos) del 58%. El límite líquido (LL) promedio de la unidad es de 26.1 y el índice de plasticidad (IP) promedio es de 8.7.

La unidad Cl presenta densidades aparentes de entre 1.6 a 1.87 t/m<sup>3</sup>, con valor medio de 1.75 t/m<sup>3</sup>. Las humedades naturales se sitúan entre el 19.9 y el 40.5 %, con el valor medio de 27.5%. Se dispone de un ensayo de compresión simple (uniaxial) en suelos con resultado  $q_u = 1.40 \text{ kg/cm}^2$ , correspondiente a una resistencia al corte sin drenaje ( $C_u$ ) de  $0.70 \text{ kg/cm}^2$  ( $q_u = 2 * c_u$ ).

Los ensayos de penetración estándar SPT realizados en la unidad CI han arrojado resultados entre 7 y rechazo, con valor promedio 32. Las correcciones por posición del nivel freático y corrección por presión de confinamiento se muestran a continuación (Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito, 2012):

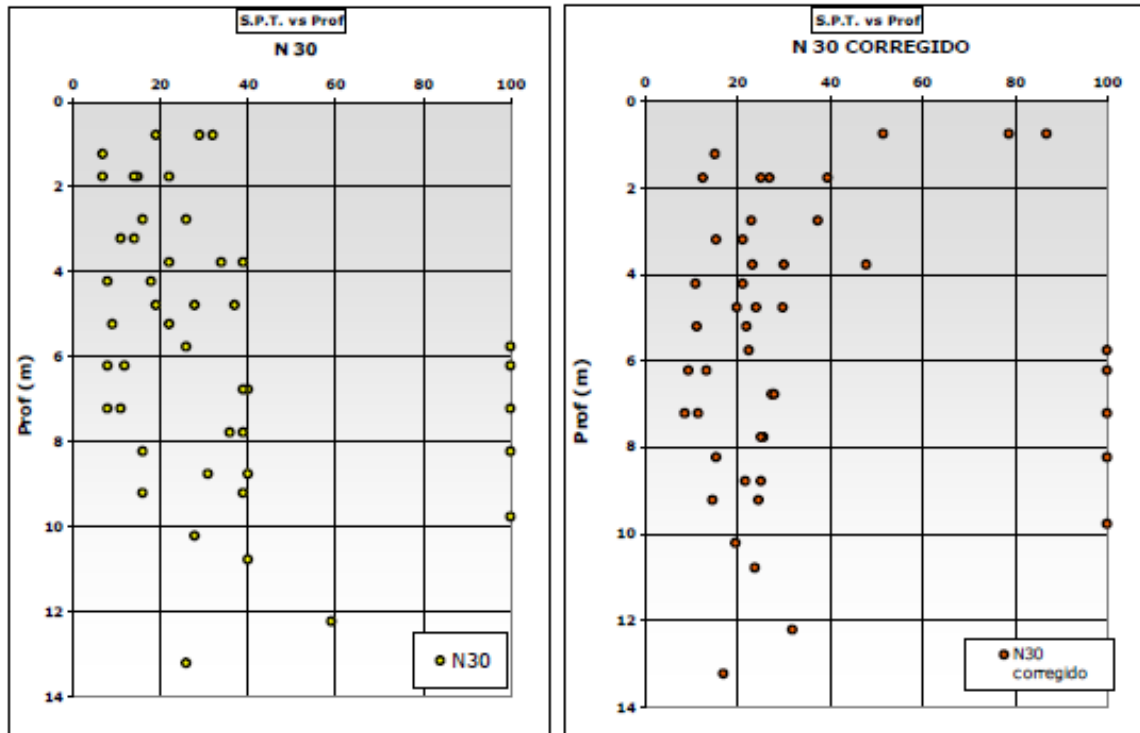


Figura 6.2.2.b. Ensayos SPT sin corregir y corregidos en relación con la profundidad en la unidad CI.

Figura 8. Gráficos de valores de SPT vs Profundidad.

Fuente: Figura 6.2.2.b Diseños definitivos de Obra Civil de Talleres y Cocheras. Geología y Geotecnia (Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito, 2012)

Ésta información se obtuvo del ANEJO N° 5: Diseños definitivos de Obra Civil de Talleres y Cocheras. Geología y Geotecnia (Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito, 2012).

Tabla 6. Unidades geotécnicas. Síntesis.

		UNIDAD GEOTÉCNICA (SÍNTESIS)	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA GENERAL		
RELLENOS		<b>R</b>	RELLENOS ANTRÓPICOS	LIMO ARCILLO-ARENOSO CON FRAGMENTOS DE LADRILLOS, BOLSAS, MADERA, PLÁSTICOS, ETC	
	DEPÓSITOS LA CAROLINA	<b>Fl, Ca</b>	DEPÓSITOS LA CAROLINA. PALUSTRE-LACUSTRE Y ALUVIAL	CENIZAS, ARCILLAS, LIMOS Y CÁIDAS DE PÓMEZ	
		FORMACIÓN CANGAHUA	<b>Cl</b>	CANGAHUA LIMO-ARCILLOSA	LIMOS Y ARCILLAS ARENOSOS
<b>Ca</b>			CANGAHUA ARENO-LIMOSA	ARENAS LIMOSAS	
<b>Cq</b>	CANGAHUA COLUVIAL		ARENAS Y GRAVAS CON ALGO DE LIMOS		
FORMACIÓN MACHÁNGARA	MIEMBRO QUITO	<b>Tu</b>	UNIDAD FLUVIO-LACUSTRE EL PINTADO	Tu: TURBAS, PALEOSUELOS Y TOBAS	
				CH, B, A, a	CH: ARENAS Y ARCILLAS VERDES Y CENIZAS B, A, a: BRECHAS, ARCILLAS Y ARENISCAS PRESENCIA DE MATERIA ORGÁNICA
		MIEMBRO VOLCÁNICOS BASALES	UNIDAD DE BASAMENTO	<b>Ce, Py</b>	UNIDAD VOLCANOSSEDIMENTARIA GUAMANÍ. CENIZAS Y OLEADAS PIROCLÁSTICAS. FLUJO PIROCLÁSTICO BLOCK AND ASH
	<b>Tb</b>			UNIDAD VOLCANOSSEDIMENTARIA GUAMANÍ. TOBAS BLANCAS	TOBAS BLANCAS
	<b>Fl</b>			UNIDAD DE BASAMENTO. FLUJOS DE LODO (LAHARES)	FLUJOS DE LODO CON GRAVAS Y BLOQUES CON CIERTO GRADO DE CEMENTACIÓN
			<b>Ae</b>	UNIDAD DE BASAMENTO. AVALANCHAS DE ESCOMBROS	BLOQUES DE ANDESITA EN MATRIZ LIMO-ARENOSA DE BAJA COMPACTACIÓN
			<b>Bv</b>	UNIDAD DE BASAMENTO. BRECHAS VOLCÁNICAS SOLDADAS	BRECHAS ROJIZAS ASOCIADAS A FLUJOS DE LAVA
			<b>VB</b>	UNIDAD DE BASAMENTO. ANDESITAS	ROCA ANDESÍTICA AFANÍTICA

Fuente: (Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito, 2012)

## 2. CEMENTO

Uno de los materiales que tiene gran aporte a la ingeniería de materiales de construcción es el cemento ya que nos permite aprovechar su característica de pegamento cuando se le añade agua, a medida que el cemento hidráulico fragua se endurece gracias a su reacción química que tiene con el agua.

Con la hidratación de la mezcla que se ha realizado ya sea con cemento y agregado o con algún tipo de material se desarrolla la reacción química del agua y en cada partícula de cemento se produce una especie de capa de carácter fibroso que se extiende hasta unirse con la capa producida en la partícula adyacente de cemento o se une a la sustancia que este más próxima. (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, 2004).



Figura 9. Cementos de diferentes características.

Fuente: *Diseño y control de Mezclas de Concreto*. (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, 2004)

### 2.1. Historia

Antiguamente en la construcción se usaba arcilla para unir piedras que permitían elaborar paredes que constituían fortalezas para protección. Una muestra del uso de este material en su versión más antigua es un piso de concreto formado por cal viva y piedra, encontrado en Galilea, Israel, este piso data de aproximadamente de 7000 AC.

Con los años se utilizó cemento natural para la elaboración de estructuras en los siglos XVIII e inicios del siglo XIX, John Smeaton considerado como “el padre de la ingeniería civil en Inglaterra”, concentró su investigación en el campo del desarrollo de cementos naturales, analizando diferentes tipos de materiales que producían los mejores cementos hidráulicos, como calizas impuras y blandas, material con alto contenido orgánico.

Con el tiempo y el interés de obtener un cemento de mayor calidad se produjo el cemento portland que la invención se le atribuye a un albañil Inglés llamado Joseph Aspdin. En el

año 1824 se otorga la patente de este tipo de cemento, lo denominó como cemento portland ya que su color es similar a la caliza obtenida en las canteras de la isla de Portland. Con el tiempo presentaron variantes que mejoraron la fórmula de John Aspdin mediante el uso de temperaturas altas lograron aumentar la calidad del cemento.

El nombre de cemento portland se usa en la actualidad en todo el mundo, con marcas y nombres puestos por los productores. El primer cemento producido en los Estados Unidos fue en Coplay, Pensilvania, en 1871. La producción de cemento en Latinoamérica empezó a finales del siglo XIX y principios del siglo XX, siendo Brasil uno de los primeros en el año de 1888 y posteriormente Ecuador empezó su producción en el año de 1923. (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, 2004)

Con el desarrollo industrial se implementó la producción del cemento a través de la trituración de piedra que permite la obtención de materias primas como caliza, arcilla, mineral de hierro y arena. Con las materias primas se puede obtener Clinker de cemento que con su respectivo procesamiento con yeso se puede obtener cemento hidráulico.

## 2.2. Tipos de Cemento Portland

Para comprender de mejor manera las variantes de cementos que existen es necesario introducir una definición del cemento Portland, tomada del libro “Diseño y control de Mezclas de concreto” de la PCA (Portland Cement Association).

Los cementos portland son cementos hidráulicos compuestos principalmente de silicatos hidráulicos de calcio (...). Los cementos hidráulicos fraguan y endurecen por la reacción química con el agua. Durante la reacción, llamada hidratación, el cemento se combina con el agua para formar una masa similar a una piedra, llamada pasta. Cuando se adiciona la pasta. Cuando se adiciona la pasta (cemento y agua) a los agregados (arena y grava, piedra triturada, piedra machacada, pedrejón u otro material granular), la pasta actúa como un adhesivo y une los agregados para formar el concreto, el material de construcción más versátil y más usado en el mundo. (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, 2004)

Se han desarrollado diversos tipos de cementos para cumplir ciertos requisitos físicos y Químicos que requieren diferentes tipos de aplicaciones específicas, para la producción del cemento portland es necesario atender a las especificaciones propuestas por las normas ASTM C 150, AASHTO M 85 o ASTM C 1157.

La especificación para cemento portland ASTM C 150 define ocho tipos de cementos:

- Tipo I Normal

- Tipo IA Normal con aire incluido.
- Tipo II Moderada resistencia a los sulfatos.
- Tipo IIA Moderada resistencia a los sulfatos con aire incluido
- Tipo III Alta resistencia inicial.
- Tipo IIIA Alta resistencia inicial con aire incluido.
- Tipo IV Bajo calor de hidratación.
- Tipo V Alta resistencia a los sulfatos.



Figura 10. HOLCIM Base Vial. Cemento tipo MH.

Fuente: (Holcim S.A., 2015)

### 2.3. Cementos Hidráulicos Compuestos

Los cementos hidráulicos compuestos se usan de la misma forma en la construcción que los cementos tipo portland, se lo emplea adicionando puzolanas o escorias en la planta de concreto o en las hormigoneras. Si el cemento empleado es mezclado con puzolanas o escorias es necesario verificar su resistencia y durabilidad dependiendo de la especificación del proyecto.

La mayoría de materiales importantes que se añaden son cemento tipo portland, escoria de alto horno, ceniza, arcilla, otras puzolanas, cal viva y combinaciones de estos materiales previamente mezclados. (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, 2004).

Los Cementos compuestos tienen que cumplir con los requisitos detallados en la norma ASTM C 595 Especificación para Cementos Hidráulicos Mezclados. La norma establece 5 tipos de cementos:

- Tipo IS Cemento portland alto horno.
- Tipo IP y Tipo P Cemento portland puzolánico.

- Tipo I (PM) Cemento portland modificado con puzolana.
- Tipo S Cemento de escoria o siderúrgico.
- Tipo I (SM) Cemento portland modificado con escoria.

## 2.4. Cementos Hidráulicos

Todo tipo de cemento que reacciona con el agua y se endurece por su reacción química con el agua, llamado cemento portland o cemento mezclado o compuesto, son cementos hidráulicos que se mantienen estables y resistentes bajo el agua. Por este motivo en la década de los noventa se crearon las especificaciones para cementos hidráulicos que es la norma ASTM C 1157, Especificación de Desempeño para Cementos Hidráulicos.

En esta especificación se detalla todos los requisitos que deben cumplir los cementos hidráulicos y se refiere de manera genérica los cementos que comprenden los cementos portland cementos hidráulicos compuestos, también establece los requisitos de ingredientes o composición del cemento. (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, 2004).

En esta norma se establece seis tipos de cementos que son los siguientes:

- Tipo GU Uso General
- Tipo HE Alta resistencia inicial.
- Tipo MS Moderada resistencia a los sulfatos.
- Tipo HS Alta resistencia a los sulfatos.
- Tipo MH Moderado calor de hidratación
- Tipo LH Bajo calor de hidratación

Cabe mencionar que estos cementos pueden tener una variación que les permite presentar una baja reactividad con agregados álcali-reactivos, que permite controlar la actividad del álcali-agregado. La norma ASTM C 1157 establece al cemento adicionado cuando tiene más del 15% de mineral y define como cemento modificado cuando tiene hasta el 15% de ediciones minerales. (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, 2004).

## 2.5. Cemento tipo MH

El cemento tipo MH es usado cuando se requiera controlar el aumento de la temperatura de la reacción química del cemento con el agua, es un cemento de moderado calor de hidratación y es usado en la misma forma que el cemento portland de moderado calor tipo II. (Kosmatka, Kerkhoff, Panarese, & Tanesi, 2004).

2.5.1. Características físicas y mecánicas del cemento tipo MH

Para propósitos de la investigación se decidió realizar un análisis que nos permitan calificar el cemento proporcionado por Holcim S.A., tipo MH de acuerdo a los parámetros exigidos por la norma ASTM C 1157 para este tipo de cemento hidráulico. En la siguiente tabla se establecen los requisitos y lo obtenido en el laboratorio para cementos de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador.

**Tabla 7.** Comparación de resultados de ensayos con Cemento tipo MH norma ASTM C 1157

PROPIEDADES FÍSICAS DEL CEMENTO TIPO MH				ASTM C 1157
Finura mediante el aparato de Permeabilidad del aire	344.99		m <sup>2</sup> /kg	NR
Finura por tamizado húmedo Tamiz N°325 (promedio)	5.02			NR
Expansión del cemento por Autoclave	EDAD			MAX (%)
	1	0.08	%	0.8
	14	0.02	%	0.8
Densidad del cemento	2.81		g/cm <sup>3</sup>	NR
Contenido de aire en Morteros	7.80		%	12% (máx.)
Tiempo de fraguado (VICAT)	Ti	207	min	45 – 420
	Tf	388	min	45 – 420
Consistencia normal del cemento	27		%	NR
NR: No existe restricción para estos parámetros en la norma ASTM C 1157				
PROPIEDADES MECÁNICAS DEL CEMENTO TIPO MH				ASTM C 1157
Resistencia a la Compresión de Morteros	EDAD (días)	Resistencia promedio		Mínimo
	3	15.40	Mpa	5
	7	20.30	Mpa	11
	28	27.00	Mpa	22

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Como podemos observar el cemento cumple con las especificaciones de los ensayos realizados en el laboratorio para cementos de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, y se puede decir que si es considerado como un cemento hidráulico tipo MH ya que cumple con los parámetros analizados.

El cemento utilizado para propósitos de la investigación fue analizado para el mejoramiento y estabilización de un suelo o material obtenido en el área de Quitumbe en el sur de Quito. El material fue clasificado como tipo CL según la clasificación S.U.C.S. y presentaba un moderado contenido orgánico. Se propuso aplicar un porcentaje en relación de al peso del

material, proponiendo porcentajes de dosificación de 6%, 9%, 12% y 15% para evaluar su comportamiento con el cemento usado tipo MH.



Figura 11. Estabilización de suelo con cemento.

Fuente: (El Litoral, 2004)

## 2.6. Usos del cemento tipo MH

Los cemento hidráulicos tipo MH de moderado calor hidratación y moderada resistencia a los sulfatos, es especialmente usado en hormigones masivos en los cuales se quiera controlar de cierta manera la temperatura durante el fraguado del hormigón, entre las obras en las que común mente se utiliza este tipo de cemento son para la construcción de muros de contención, presas y pilas, entre otras estructuras que tienen gran volumen de hormigón.

Este tipo de cemento es usado para climas cálidos y lugares en donde la presencia de sulfatos este ligeramente por encima de lo que normalmente resiste el cemento de uso general como un tipo GU. Otro tipo de aplicaciones es en el caso de agente estabilizador de un tipo determinado de suelo y dependiendo de qué tipo de resultados se obtenga es posible utilizarlo como una alternativa para suelos o materiales que no brinden las características adecuadas, entre estos posibles usos están, sub-base de vial, base vial o para conformación de algún elemento de la estructura de un terraplén. (Arquba, 2000).

### 3. ESTABILIZACIÓN DE SUELOS

#### 3.1. Generalidades

A finales del siglo XX se realizaron intervenciones de agentes como la cal para un mejoramiento del suelo ya que su efectivo comportamiento con algunos tipos de suelos permitieron realizar obras como vías y carreteras, sin embargo mucho más antigua es el uso de la cal como ligante para realizar un empaste que a su vez es usado para realizar objetos como una máscara hallada en Jericó que data de aproximadamente 7000 A.C. incluso en la misma área se halla vestigios de pavimentos a base de cal y conformados por material fino. (wordpress.com, 2015)

Con el tiempo las propiedades de este tipo de material motivaron a investigadores para la producción de morteros para la construcción de obras civiles. En el año 1940 el desarrollo de la cal como estabilizante para suelos expansivos fue determinante ya que el comportamiento de la cal produjo un mejoramiento en las propiedades de este tipo de suelos, luego aparecieron otros métodos para el desarrollo de la estabilización de suelos. (Gomez, 2005)

En las obras de ingeniería es importante reconocer el grado de incidencia que tiene cada parte estructural y su funcionalidad en el proyecto, podemos decir que una de las partes funcionales que tienen gran importancia en la estructura constituye la parte estructural que comunica los esfuerzos de la estructura con el suelo, por esto es necesario analizar que parámetros nos ofrece el material en el cual se apoyará la estructura de la obra civil.

Según el análisis del material en el cual se apoyará la estructura se puede implementar diferentes tipos de sistemas que varían su costo, incrementándose el mismo cuando el material de apoyo no favorece a la estabilidad de la estructura, caso contrario la solución al sistema estructural será menos costoso y en muchos casos simple. En ciertos proyectos se prefiere reemplazar el suelo o modificarlo para que mejore sus propiedades químicas y físicas.

De esta manera, podemos decir que estabilización es modificar o alterar las propiedades del suelo existente, de tal manera que se obtenga un material que cumpla con los requisitos estructurales requeridos. Dependiendo el tipo de suelo, se puede implementar un tratamiento que nos permita obtener un material requerido.

La mayoría de estabilizaciones o mejoramientos son realizados en carreteras para mejorar la capacidad del suelo para disipar las cargas del tráfico vehicular.



Figura 12. Estabilización con cemento.

Fuente: (ANCADE, ANTER, IECA, 2009)

### 3.2. Tipos de estabilización de suelos

Es necesario tomar en cuenta que, la estabilización de suelos no es una herramienta que es aplicable a cualquier tipo de suelo sin importar en qué condiciones se encuentre el mismo.

Las propiedades del suelo se pueden alterar de diferentes maneras, existen diversos tipos de estabilización o mejoramiento que se han desarrollado a través del tiempo y con la ayuda de investigación científica, lo que ha facilitado la realización de obras civiles de cualquier índole. Entre las principales metodologías y encasillando en grupos generales los mejoramientos, se puede mencionar métodos de drenaje, eléctricos, mecánicos, por cambios de temperatura o por adición de agentes mecánicos. (Larrea & Villalba, 2000)

Cuando se trata de mejoramiento de suelo es necesario comprender que el mejoramiento no es una medida de corrección, sino que debe pensarse que se deberá prevenir para las condiciones extremas y adversas que pueda presentarse en la estructura de la obra civil. Por otra parte es necesario saber que cada método es aplicable solo a un grupo limitado de materiales, desafortunadamente existen estratos de suelo que presentan una gran variabilidad de materiales en unos cuantos metros de profundidad y en relación a la extensión del área que se está analizando.

Por lo tanto los sistemas de estabilización muchas veces no son aplicables para la gran variabilidad del suelo. Entre las principales propiedades que son de suma importancia para el ingeniero constructor tenemos resistencia mecánica, durabilidad, estabilidad volumétrica, compresibilidad y permeabilidad del suelo.

- Estabilidad volumétrica

Se refiere a los problemas que tienen lugar los suelos cuando tienen cambios de humedad especialmente en suelos expansivos, viene relacionado con variaciones estacionales por el clima del lugar. La estabilización de suelos ofrece una alternativa para mejorar el comportamiento de este tipo de suelo para que favorezca a la obra civil.

- Resistencia

Los métodos de estabilización ofrecen mejoramiento de la resistencia en varios tipos de suelos. Sin embargo en suelos que existe gran cantidad de materia orgánica la resistencia de los suelos es muy baja y los efectos de estabilización son diferentes que en suelos que no presentan mucha materia orgánica.

En la siguiente tabla se puede apreciar el cambio de la resistencia del suelo aplicando estabilizaciones con cemento y cal. En la tabla se puede apreciar que en suelos arcillosos orgánicos con un contenido de materia orgánica de más del 10% tiene poco aumento de su resistencia en relación con suelos que tienen contenido orgánico por debajo del 10%.

**Tabla 8.** Efecto de la materia orgánica en los resultados de la estabilización

Tipo de suelo	Prof.	Contenido de materia orgánica	Resistencia a la compresión simple a los 7 días (Especímenes compactados al 95% AASHTO estándar)		
			kg/cm <sup>2</sup>		
			Sin estabilizar	Con 10% de cemento	Con 10% de cal
	m	%			
Tierra vegetal	0.45	2.65	3.80	15.50	1.90
Tierra vegetal	1.60	0.22	3.80	36.00	47.00
Arcilla orgánica	0.10	13.70	1.05	1.83	2.25
Arcilla orgánica	0.60	2.50	6.30	20.00	1.83
Arcilla orgánica	0.10	11.70	3.15	7.00	5.60
Arcilla orgánica	0.45	2.00	5.00	20.00	16.20
Arcilla orgánica	0.10	10.30	3.90	4.20	4.90
Arcilla orgánica	0.80	2.40	5.00	41.00	26.80
Tierra superficial	0.10	3.10	3.90	30.00	11.20
Tierra superficial	0.45	1.10	5.00	42.00	22.50

Fuente: *La Ingeniería de Suelos en las vías terrestres 2: Carreteras, Ferrocarriles y Autopistas.* (Rico Rodríguez & Del Castillo, 2012)

De acuerdo a lo mencionado anteriormente, podemos decir que el contenido orgánico afecta de manera considerable al aumento de la resistencia de un suelo estabilizado con cemento o cal. Los métodos más comunes para elevar la resistencia de un suelo son compactación, vibro flotación, precarga, drenaje, estabilización mecánica con mezclas de

otros suelos y estabilización química con cemento, cal o aditivos líquidos. (Rico Rodríguez & Del Castillo, 2012).

- Permeabilidad

No es muy difícil modificar el suelo con métodos como la compactación o como la inyección que modifica considerablemente la permeabilidad del suelo. Es posible implementar emulsiones que modifican la permeabilidad del suelo pero existen cambios en la resistencia que no favorecen al comportamiento del suelo como la resistencia al esfuerzo cortante en el suelo.

En general sin tomar en cuenta los métodos mecánicos para estabilizar el suelo, los métodos para variar la permeabilidad del suelo no tienen mucha relación con los cambios volumétricos del suelo o la resistencia del mismo. (Rico Rodríguez & Del Castillo, 2012)

- Compresibilidad

La compresibilidad del suelo viene dada por la capacidad del suelo o material para contraer su volumen. La compactación es una manera muy utilizada para modificar la compresibilidad del suelo.

- Durabilidad

Para comprender los factores que intervienen en esta propiedad del material o suelo conviene tomar en cuenta la resistencia que tiene el material al intemperismo, a la desintegración o erosión.

La mayoría de estabilizantes usados para modificar esta propiedad del material son agentes químicos que modifican los enlaces entre las partículas del material, obteniendo materiales más resistentes contra los factores antes mencionados. Entre los estabilizantes más usados están el cemento, la cal, asfalto, entre otros.

En el siguiente cuadro podemos observar los componentes del material determinantes y su posible estabilización. (Larrea & Villalba, 2000)

**Tabla 9.** Cuadro de estabilizantes

<b>Componente típico del suelo</b>	<b>Estabilización recomendada</b>	<b>Finalidad</b>
Materia orgánica	Estabilización mecánica	Los otros métodos son inefectivos
Arenas	Mezcla con materiales finos y no plásticos	Estabilidad mecánica
	Cemento	Mayor resistencia
	Asfalto	Mayor cohesión
Iilita	Cemento	Más resistencia a corto plazo
	Cal	Más trabajabilidad y resistencia
Limos	Indiferentes a los métodos conocidos	
Montmorilonita	Cal	Para mejorar trabajabilidad y adquirir resistencia a corto plazo

Fuente: *Estabilización de suelos para Pavimentos*. (Villareal Guijarro, 1980).

De acuerdo a lo que se desea mejorar se establece los posibles mejoramientos, sin embargo es necesario conocer el tipo de material que se quiere mejorar, por ende la clasificación de dicho material es imprescindible para de acuerdo a la necesidad y el tipo de suelo se realice un supuesto diseño de mejoramiento con algún tipo de método que se disponga. (Larrea & Villalba, 2000)

Debido a su gran heterogeneidad y variabilidad intrínseca, el suelo presenta problemas muy serios que ordinariamente no se encuentran en otros materiales de construcción. Con el objeto de minimizar estos problemas y obtener una economía adecuada en el diseño y utilización de los suelos estabilizados es necesario tener un conocimiento teórico práctico de los principales tipos de suelos y sus propiedades. (Larrea & Villalba, 2000)

Para tener una idea de sobre los métodos generales que se aplican al mejoramiento de suelos tenemos los siguientes:

- Estabilización por medios mecánicos.
- Estabilización por drenaje.
- Estabilización por medios eléctricos.
- Estabilización por medio del calor y calcinación del material.
- Estabilización por medios químicos.

En este punto la clasificación del suelo toma un papel importante ya que a partir de la identificación del suelo se propone el mejoramiento. Existen varios sistemas de clasificación que nos permiten identificar el suelo pero, en este caso se determinó el sistema que se lleva usando durante varios años conocido por sus siglas S.U.C.S. el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, el sistema se basa en la identificación del material separándolo como grava, arena, arcilla, limo o material orgánico, luego dependiendo de su cantidad porcentual de finos y la plasticidad del material se le asigna una categoría o un grupo determinado de suelo.

El método ayuda de manera considerable sin embargo no toma en cuenta algunos factores que pueden afectar a la estabilización del suelo, como sustancias que contengan sales, ácidos orgánicos, álcalis u otros agentes que alteran la estabilización. (Larrea & Villalba, 2000)

### *3.2.1. Estabilización por medios mecánicos.*

El mejoramiento de este tipo se refiere a la mezcla del material que se quiere mejorar con un material complementario que mezclado pueda mejorar al nivel de cumplir los requerimientos del material deseado, el mejoramiento de esta índole es usado en gran manera para mejoramiento de la sub-rasante o para obtener sub-bases que permitan un diseño estructural que cumpla los requerimientos deseados.

Con este tipo de estabilización es posible mejorar la plasticidad y su granulometría, dándole al material una variación en su capacidad para reaccionar con el agua, su capacidad drenaje y por otro lado su resistencia. El proceso permite al ingeniero realizar un análisis de que porcentajes y como debe realizar la mezcla de manera analítica, realizando diagramas y triangulaciones cuando se trata de tres materiales, sin embargo existen herramientas informáticas que permiten al ingeniero solo especificar los requerimientos que se desea y se obtendrá el análisis. Entre los medios mecánicos se pueden mencionar la compactación dinámica y estática, la compactación dinámica es aquella que mediante aplicaciones repetidas de presión se compacta el material, la compactación estática es mediante la aplicación de una presión que aumenta con una velocidad determinada hasta que el material sea compactado completamente este método es usado en el laboratorio para obtener resultados de muestras uniformes.

En ejecución es necesario que el material sea compactado a su humedad óptima y a su densidad seca máxima, sin embargo no es aplicable a todo tipo de material, hay que tener especial cuidado en arcillas expansivas. (Blázquez, 2000)



Figura 13. Preparación del material para la estabilización mecánica.

Fuente: (Kirpy, 2013)

### 3.2.2. Estabilización por drenaje.

Para mejorar las condiciones del suelo cuando tiene presencia de agua es fundamental aplicar un drenaje para que el suelo permanezca en un estado controlado con una humedad controlada y que permita brindar soporte adecuado a las estructuras que se quiere implementar en el sitio. Existen varios tipos de alternativas de drenaje entre las más conocidas están drenes de arena, drenes verticales, drenes de Mecha. La mayoría de mejoramiento del suelo mediante drenes asegura el control del nivel freático permitiendo al material comportarse de mejor manera.

En la siguiente imagen podemos la representación del proceso de columna de grava que permite el abatimiento del nivel freático. (Cornelio, Masgo, Soto, Ortiz, Chujutalli, Olortegui, Borja, & Sotelo, de la Torre, 2013).

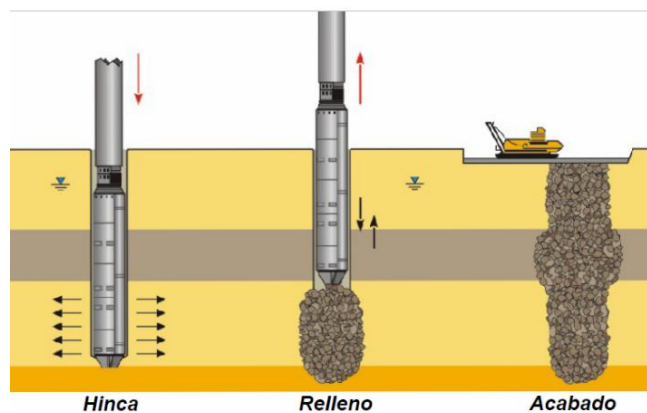


Figura 14. Columnas de grava

Fuente: (Cornelio, Masgo, Soto, Ortiz, Chujutalli, Olortegui, Borja, & Sotelo, de la Torre, 2013).

### 3.2.3. Estabilización por medios eléctricos

La mayoría de métodos eléctricos se basan en el comportamiento iónico y catiónico de las partículas del suelo, ya que cambiando la polaridad de las partículas mediante estímulos eléctricos se puede obtener resultados favorables en cuanto a la reacción frente a sustancias como el agua y todos sus componentes que pueda presentar. Los métodos más conocidos son pilotes electromecánicos y electro ósmosis.

En la siguiente imagen se puede observar una de las aplicaciones del método eléctrico para el control del agua en un material determinado.

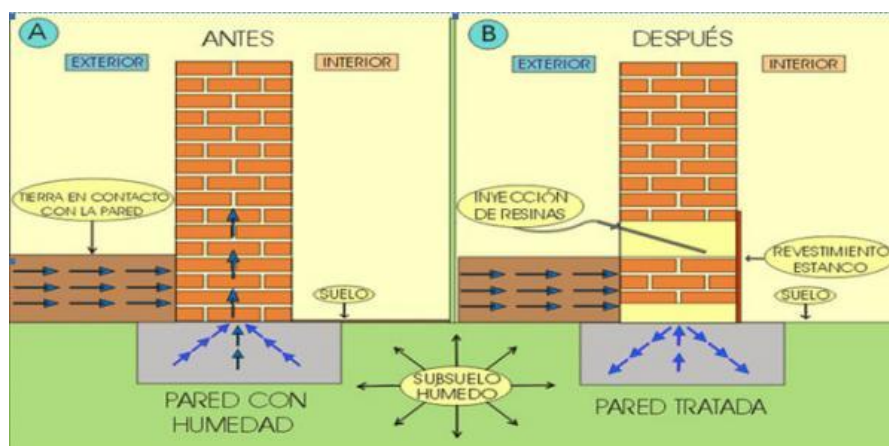


Figura 15. Electro-ósmosis aplicado a un muro para controlar el paso del agua.

Fuente: (Nice price, 2012)

### 3.2.4. Estabilización de suelos por medio del calor y la calcinación del material.

El desarrollo de este método se basa en el comportamiento de la arcilla cuando es sometida a altas temperaturas y producto de este procedimiento se puede obtener ladrillos de considerable resistencia. Al incrementar la temperatura a la que es sometida la arcilla se produce un cambio en sus propiedades y la resistencia que se adquiere no se pierde, por otro lado los cambios son irreversibles, el problema de una estabilización a gran escala surge porque la temperatura a la cual se quiere llegar para obtener estas propiedades es considerablemente alta, aproximadamente 900° C.

Para estos problemas es suficiente llegar a temperaturas para las cuales es imposible una rehidratación de la arcillas, estas temperaturas son de 200° C y 400° C, para valores de temperaturas como de 100° C en adelante se tienen considerables cambios de resistencia pero los cambios no resultan irreversibles. Este método puede ser aplicado mediante la exposición del material a una llama de fuego o mediante la introducción de gas caliente que permite elevar la temperatura del material. (Rico Rodríguez & Del Castillo, 2012)



Figura 16. Calcinación.

Fuente: (Jubany, 2010).

### 3.2.5. Estabilización por medios químicos

La adición de sustancias que modifican el comportamiento y las propiedades del material usado suele llamarse una estabilización o mejoramiento químico ya que las partículas del material reaccionan con la sustancia añadida mejorando su capacidad para reaccionar con el agua y en muchos casos su resistencia.

Los métodos más conocidos son mediante **la adición** de cal o **de cemento** o con tratamiento de enzimas orgánicas. También es posible estabilizar el material con asfalto o añadiendo sales minerales que modifican el comportamiento del suelo. (Gutiérrez Montes, 2010)

## 3.3. Estabilización de suelos con cemento

Es importante definir la diferencia entre estabilización de suelos con cemento y suelo-cemento a fin de evitar confusiones ya que es muy común utilizar los dos términos para referirse a la estabilización de suelos con cemento.

- La estabilización de suelos consiste en: (...) el **suelo modificado con cemento** es una mezcla íntima de suelo pulverizado, cemento y agua no endurecida o semi-endurecida. La cantidad de cemento para lograr una **modificación del suelo** suele medirse por los cambios de sus propiedades físicas (...) o en algunas otras características como durabilidad, impermeabilizada, etc.
- El suelo-cemento en cambio, es el **material endurecido** que se obtiene curando una mezcla íntima de suelo pulverizado, cemento y agua **compactada antes** de la hidratación del cemento (Villareal Guijarro, 1980).

La estabilización de suelos mediante la adición de cemento es un método que según algunos autores inició en 1917 en Estados Unidos e Inglaterra, donde se patentó el primer procedimiento de mejoramiento y estabilización de suelos mediante la mezcla de cemento en proporciones variables (Rico Rodríguez & Del Castillo, 2012).

Como todo tipo de estabilización de suelos, lo que se busca al añadir proporciones de cemento a un tipo de suelo es el mejorar sus características físicas y/o mecánicas según el uso que se le va a dar, como son la conformación de terraplenes, capas de la estructura de vías terrestres, mejoramiento de cimentaciones de estructuras, etc.

El proceso al cual es sometido el material tratado con cemento intervienen reacciones que actúan básicamente con los silicatos del material produciendo conglomerados que se unen con las diferentes partículas del suelo ya sean gravas, arenas o material fino. (Larrea & Villalba, 2000)

#### - SUELO

Algo a tener en cuenta para definir al cemento como una alternativa viable de estabilización es el tipo de suelo a estabilizar y sus características químicas, esto ya que de existir un alto contenido orgánico en el mismo, se dificulta notablemente su estabilización con este material, como se indica en el siguiente párrafo del autor Rico Rodríguez:

La reacción favorable de suelo-cemento se ve muy impedida o nulificada cuando el suelo contiene materia orgánica, pues los ácidos orgánicos poseen gran afección por los iones de calcio que libera la reacción original de cemento y los captan, dificultando la acción aglutinante del propio cemento en los suelos gruesos o la estabilización de partículas laminares en las arcillas. (Rico Rodríguez & Del Castillo, 2012).

Esto es controlado por las normativas viales, donde se limita el uso de cemento como material estabilizante, en suelos con contenidos orgánicos superiores al 2% en peso. Además, se especifican otras sustancias que también limitan la acción del cemento pero que son muy raras y que en nuestro medio casi no se presentan como los sulfatos de calcio, magnesio, etc.

Adicionalmente, se puede decir que la mayor limitación para el uso de cemento como material de estabilización de suelos es la dificultad que el suelo puede presentar para mezclarlo con cemento, ya que pueden existir suelos que no presentan las condiciones de trabajabilidad necesarias, aun cuando sus características físicas sean las más óptimas. Un ejemplo de esto son las arcillas de consistencia suave y altos contenidos de humedad natural, o suelos granulares limpios (Rico Rodríguez & Del Castillo, 2012).

## - CEMENTO

En lo que respecta al cemento a utilizar en la estabilización se puede decir que todos los cementos son válidos para su uso en este procedimiento, pero que se ha profundizado el uso de los cementos con características especiales en su fraguado y resistencia, para ésta investigación se utilizó un cemento de calor de hidratación moderado (MH) debido a que el tiempo de fraguado es mayor al de otros cementos tipo portland.

El tamaño de las partículas de cemento también influye en el proceso de estabilización, por lo general estas partículas tienen tamaños entre 0.5 y 100 micras (en promedio de 20 micras aproximadamente), esto ya que las partículas de mayor tamaño tardan más tiempo en hidratarse (las más grandes puede que no se lleguen a hidratar nunca) por lo que se busca que el cemento cumpla con requisitos donde exijan tamaños de partículas más pequeñas utilizando cementos más finos (Rico Rodríguez & Del Castillo, 2012), lo cual aseguraría una hidratación total de las dosificaciones de este material en el suelo y por ende, un mejor comportamiento físico y mecánico durante las sollicitaciones a las que se someterá en un futuro.

## - AGUA

En lo que respecta al agua a mezclar que se utilizará durante la estabilización (esto ya que es necesario mezclar al suelo en sus condiciones de humedad óptima), no existen normativas que limiten su uso, aparte de los requisitos propios del agua de mezcla del hormigón donde se prohíben: agua con alto contenido de materia orgánica, sulfatos u otras sales perjudiciales con la reacción agua-cemento, contaminantes externos, etc. (Rico Rodríguez & Del Castillo, 2012).

La cantidad de agua a utilizar en la estabilización será calculada acorde con los parámetros de densidad y contenido de humedad de la mezcla suelo-cemento, la cual deberá satisfacer la hidratación del cemento de mezcla y también la evaporación debida a la reacción exotérmica del cemento.

Existen tres aspectos fundamentales que se deben determinar para realizar una mezcla de suelo-cemento, estos son: la cantidad óptima de cemento a utilizar a fin de que la mezcla presente las características deseadas, el agua de mezcla que permitirá la compactación de la mezcla y la correcta hidratación del cemento y los parámetros de compactación del suelo-cemento (peso seco máximo y contenido de humedad óptimo de la mezcla) (Rico Rodríguez & Del Castillo, 2012).

### 3.3.1. Criterios de dosificación de cemento en mezclas de suelo-cemento

En años anteriores, era común la utilización del ensayo de durabilidad para determinar el contenido óptimo de cemento a utilizar para la estabilización de suelos, pero el problema con ese ensayo es que no toma en cuenta criterios de resistencia (comportamiento mecánico del suelo-cemento) sino que evalúa únicamente el desgaste que se produce en las probetas al estar sometidas a la acción repetida de humedecimiento y secado durante doce ciclos de dos días de duración (ASTM, 2003).

Además en este ensayo se puede determinar el cambio en el volumen de las probetas lo cual permite establecer la estabilidad volumétrica de la mezcla de suelo-cemento a diferentes proporciones de cemento.

Este procedimiento a la larga producía un criterio muy subjetivo al momento de determinar el contenido óptimo de cemento, por esto se introdujeron otros criterios como la resistencia a la compresión simple de probetas cilíndricas de suelo-cemento, la cual tiene validez en las normativas actuales y exigen resistencias mínimas para sus diferentes aplicaciones (Rico Rodríguez & Del Castillo, 2012).

Los criterios más usados en nuestro medio para determinar la cantidad óptima de cemento son la prueba de resistencia a compresión simple y el análisis de las propiedades índice de la mezcla de suelo-cemento (Límites de consistencia), los cuales están en las normativas actuales y exigen parámetros mínimos para su uso en obras de ingeniería.

**Tabla 10.** Requisitos de resistencia para usos de suelo-cemento en obras civiles.

Propiedades comúnmente exigidas a las mezclas de suelo-cemento				
Tipo de capa	Resistencia a la compresión simple (1)	V.R.S. (2)	Expansión	Pérdida de peso en prueba de humedecimiento y secado (3)
	kg/cm <sup>2</sup>	%	%	%
Sub-bases. Material de relleno para trincheras	3.5-10.5	20-80	2	7
Sub-bases o bases para tránsito muy ligero (4)	7-14	50-150	2	10
Bases para tráfico intenso	14-56	200-600	2	14
Protecciones de terraplenes contra erosión y acción de agua.	> 56	600	2	14

Fuente: *La Ingeniería de Suelos en las vías terrestres 2: Carreteras, Ferrocarriles y Autopistas.* (Rico Rodríguez & Del Castillo, 2012)

También se plantean cantidades de dosificación que han sido obtenidas mediante la experiencia y la constante utilización en laboratorio, a continuación se presenta una tabla donde el Comité 230 de la ACI (Instituto Americano del Concreto por sus siglas en inglés) plantea porcentajes de dosificación de cemento al peso según el tipo de suelo (Clasificaciones SUCS y AASHTO) a estabilizar, estos valores son únicamente de referencia y no se utilizarán para definir la cantidad de cemento para una estabilización.

**Tabla 11.** Porcentajes de dosificación de cemento para estabilización de suelos.

ACI COMMITTEE REPORT

**Table 3.1 — Typical cement requirements for various soil types<sup>21</sup>**

AASHTO soil classification	ASTM soil classification	Typical range of cement requirement,* percent by weight	Typical cement content for moisture-density test (ASTM D 558), percent by weight	Typical cement contents for durability tests (ASTM D 559 and D 506), percent by weight
A-1-a	GW, GP, GM, SW, SP, SM	3-5	5	3-5-7
A-1-b	GM, GP, SM, SP	5-8	6	4-6-8
A-2	GM, GC, SM, SC	5-9	7	5-7-9
A-3	SP	7-11	9	7-9-11
A-4	CL, ML	7-12	10	8-10-12
A-5	ML, MH, CH	8-13	10	8-10-12
A-6	CL, CH	9-15	12	10-12-14
A-7	MH, CH	10-16	13	11-13-15

\*Does not include organic or poorly reacting soils. Also, additional cement may be required for severe exposure conditions such as slope protection.

Fuente: (ACI Committee 230, 1991)

Según la tabla 11 se establece un rango de valores para dosificaciones de cemento para el material analizado (CL o ML según la clasificación SUCS), este rango está entre el 7 y 12% del peso seco de suelo, también su valor típico está en el 10%.

En el caso particular de cómo afecta el cemento tipo MH proporcionado por HOLCIM S.A. en el material obtenido en el sitio mencionado en el capítulo de Generalidades, se propuso establecer una dosificación en base lo estipulado en el libro de “Ingeniería de suelos de las vías terrestres” de Rico Rodríguez, en donde se recomienda una dosificación de 10% en base al peso. Se tomó en consideración esta información ya que el cemento que se quiere usar es un cemento hidráulico de calor moderado por lo tanto se supone un comportamiento similar al usado en la investigaciones para estabilizaciones con cemento portland. (Rico Rodríguez & Del Castillo, 2012)

A partir de esta referencia se planteó que los valores a evaluar para la investigación sean del 6, 9, 12 y 15% de cemento a fin de observar el comportamiento del suelo y dar un criterio acertado en lo que se refiere a la determinación de contenido óptimo de cemento tipo MH.

Finalmente podemos decir que no existe un único criterio válido para definir la cantidad óptima de cemento, esto debido a los muchos factores que se han explicado anteriormente y otros como el factor económico que es de gran importancia en toda obra de ingeniería y que muchas veces limitará dicho contenido de cemento u obligará a la utilización de otros tipos de materiales estabilizantes.

### *3.3.2. Procedimientos aplicados a la adición de Cemento en los suelos*

A fin de obtener resultados óptimos y que permitan alcanzar el objetivo de estabilizar un suelo de características físicas y mecánicas muy pobres es importante determinar un procedimiento que abarque todas las variables a intervenir tanto en las etapas de estudios y construcción del mismo a fin de que el criterio final que se adopte responda a la realidad del proyecto en cuestión.

Dicho esto podemos separar en dos etapas principales que se describen a continuación por el Instituto Español del Cemento y sus aplicaciones: (Instituto español del cemento y sus aplicaciones. IECA., 2013)

#### **PREVIO A LA EJECUCIÓN DE LA OBRA:**

Previo a seleccionar un estabilizante es necesario conocer las características iniciales que presenta un suelo y valorar si necesita un mejoramiento, determinando que tipo de mejoramiento se le debe dar. Esto se logra mediante ensayos de clasificación del suelo, límites de consistencia (Límites de Atterberg), contenido de humedad, contenido orgánico (es muy importante cuando se quiere utilizar cemento como material estabilizante), granulometría del suelo, de contener arcillas expansivas es recomendable realizar ensayos de potencial de hinchamiento, etc. entre otros.

Hecho esto se determina el tipo de estabilizante que respondería a los criterios de técnica y economía en la estabilización del suelo en estudio, por lo general los parámetros que permiten determinar esto son el índice plástico, la granulometría y la clasificación del suelo (SUCS o AASHTO).

En esta etapa es conveniente realizar ensayos que permitan determinar las características mecánicas de la mezcla, tales como ensayos de compactación Próctor

Modificado donde se obtiene la curva de compactación y sus parámetros fundamentales: contenido de humedad óptimo y densidad seca máxima. Es fundamental determinar el comportamiento de esta curva con relación a la curva del suelo en estado natural, además que se recomienda utilizar varios porcentajes de estabilizante (en nuestro caso de cemento tipo MH).

Con los parámetros de compactación definidos se procede a determinar la resistencia que el suelo-cemento presenta, tanto a la compresión simple así como también confinada (ensayos triaxiales) los cuales permitirán determinar el contenido óptimo de cemento a utilizar (para esto se moldean probetas con la humedad óptima y la densidad seca máxima determinada en el ensayo de compactación para cada contenido de cemento), pues se podrá observar el comportamiento y variación de resistencias a diferentes edades de la mezcla suelo-cemento. Aquí se recomienda revisar las normativas vigentes en el país para comparar los resultados de resistencias obtenidas.

Se puede realizar el ensayo de durabilidad de la mezcla de suelo-cemento ante la acción de ciclos de mojado-secado para conocer cómo se comportara la mezcla al someterse al intemperismo de la zona donde se pretende construir con este material, este parámetro también será de importancia cuando se pretenda construir en lugares con climas lluviosos.

Al final de todo esto se realiza un análisis técnico y económico que permita determinar un contenido no sólo que cumpla con la normativa técnica e ingenieril vigente, sino que responda a la economía y pueda ser factible su aplicación en campo.

Finalmente, se deberá contar con los siguientes parámetros antes de la ejecución de la obra:

- Características físicas del suelo: granulometría, límites de consistencia, contenido orgánico, etc.
- Parámetros de compactación de la mezcla de suelo-cemento para el contenido óptimo de cemento.
- El grado de compactación que se recomienda en campo dependerá de la obra que se pretende construir y que indica la normativa vigente, por lo general no es menor al 95% de la densidad seca máxima obtenida en el ensayo de compactación.
- El tipo de cemento a utilizar, para esta investigación se planteó el uso de un cemento portland tipo MH, de moderado calor de hidratación proporcionado por la empresa cementera HOLCIM S.A. y que se utiliza ampliamente para la estabilización de subrasantes en vías.

- Plazos de ejecución y entrega de la obra, deberán ser compatibles con el clima presente en la zona y cambios previsibles de estación seca a lluviosa o viceversa.

### EJECUCIÓN DE LA OBRA:

En general, la estabilización de suelos se realiza in-situ (en campo) y el podrecimiento que recomienda la IECA es el siguiente:

- Trabajos en el suelo: escarificar la superficie, disgregar el material y de existir material granular de tamaño considerable que impide el trabajo se lo retira. Adicional a esto se realiza el humedecimiento del área de trabajo junto a su nivelación.
- Se coloca el cemento en polvo sobre la superficie a estabilizar (estabilización por vía seca), distribuyendo el material de manera homogénea y uniforme.
- El mezclado del cemento con el suelo se logra cuando se tiene la humedad apropiada del mismo, esto quiere decir a la humedad óptima que se obtuvo en el Próctor (el contenido de humedad puede variar para obtener una mejor trabajabilidad con cuidado de no cambiar el grado de compactación especificado), esto asegura un mezclado homogéneo en la capa de material que se está estabilizando.
- A continuación se realiza la compactación de la capa mediante el uso de maquinaria de construcción en este caso rodillos lisos o tipo pata de cabra, que permitirán una compactación uniforme en todo el espesor de la capa de mezcla. Al finalizar este proceso se nivelara con motoniveladora la superficie de la capa en la que se trabaja.
- Se realiza la compactación final con la ayuda de un rodillo liso o de neumáticos para cerrar la superficie, es necesario controlar la densidad a la que se encuentra la capa compactada y que esta cumpla con la densidad especificada.
- Finalmente se realiza el curado y protección superficial de la capa estabilizada, esto se logra mediante el riego constante de agua a fin de mantener húmeda la superficie o también con la ayuda de emulsiones bituminosas de rápida rotura que no permitan la salida del agua y aseguren un curado correcto de la mezcla selo-cemento.

#### *3.3.3. Comportamiento de los suelos estabilizados con cemento*

Debido al mejoramiento de las características tanto físicas como mecánicas que obtiene el suelo al adicionar cemento portland en diferentes dosificaciones al peso, es conveniente hablar de dicho comportamiento y como se ve afectado ante las diferentes condiciones que pueden presentarse.



Figura 17. Estabilización Química utilizando cemento.

Fuente: (Montes, 2010)

Existen muchos trabajos realizados acerca de la utilización de cemento para estabilizar suelos que no presentaban características favorables para su utilización en obras civiles, tanto en el país como en el exterior, por lo que sirven de base para que mediante estos conocimientos se realice de manera correcta la presente investigación, a continuación se presentan los resultados que algunos autores presentan en sus investigaciones:

El comité 230.1R de la ACI indica que la estabilización de suelos con cemento sólo da resultados de mejoramiento considerables si el suelo presenta un contenido orgánico máximo de 2% o un pH mayor a 5.3, caso contrario se utiliza otros tipos de estabilización (ACI Committee 230, 1991).

Una investigación realizada en la Universidad Estatal de Washington (Muhunthan & Sariosseiri, 2008) indica lo siguiente:

- Se encontraron grandes resultados en el uso de cemento en suelos granulares y suelos cohesivos con presencia de arcillas de baja plasticidad.
- Se presentaron reducciones en el índice plástico (IP) debido al incremento del límite plástico y también una reducción en el potencial de expansión en arcillas a medida que se aumentó el contenido de cemento.
- Se indica que, si bien la bibliografía consultada presenta que al incorporar cemento al suelo se ha de obtener un incremento en la humedad óptima y un decrecimiento en el valor de la densidad seca máxima, el comité 230.1R de la ACI explica que la incorporación del cemento como material estabilizante en un suelo asegura un cambio en los parámetros de compactación del mismo (contenido de humedad óptimo y

densidad seca máxima), pero que es muy difícil de predecir su comportamiento, esto quiere decir, que no se puede decir a ciencia cierta cómo se va a comportar la curva de compactación del suelo al añadir el cemento.

- Se observa también que a medida que el contenido de cemento aumenta en el suelo, la mezcla que se obtiene (Suelo-cemento) presenta un comportamiento frágil, reduciendo sus deformaciones y también su plasticidad.

En lo que se refiere a **resistencia**, los investigadores de la Universidad Estatal de Washington (Muhunthan & Sariosseiri, 2008) indica lo siguiente:

- Existe un incremento en la resistencia a la compresión simple del suelo-cemento a medida que se aumenta la cantidad de cemento en la mezcla y que también depende del tiempo de curado de los especímenes de suelo-cemento. Se han visto incrementos de hasta 40 veces la resistencia inicial en suelos cohesivos, mientras que en suelos granulares se han llegado a obtener resistencias de hasta 150 veces la inicial.

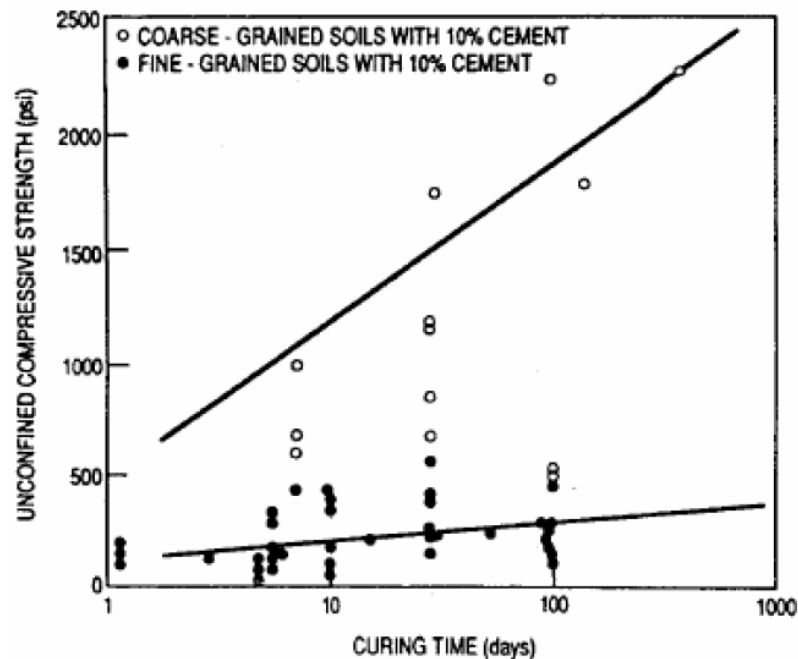


Figura 18. Relación entre el tiempo de curado y la resistencia a compresión de suelo-cemento.

Fuente: (ACI Committee 230, 1991).

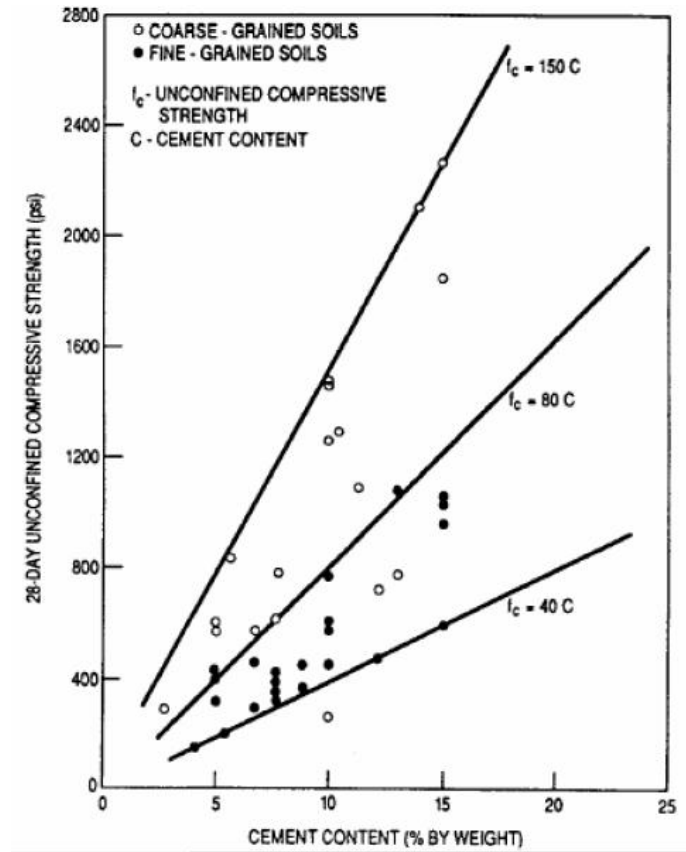


Figura 19. Relación entre el contenido de cemento al peso y la resistencia a la compresión de suelo-cemento. Fuente: (ACI Committee 230, 1991).

- En lo que se refiere a parámetros de corte, la cohesión y el ángulo de fricción de suelos tratados con cemento se ven afectados y registran incrementos en sus valores que depende de la cantidad de cemento que se ha incorporado para la estabilización del suelo.

El fabricante propone una tabla para representar los valores permisibles para el uso del suelo – cemento como base vial para obras viales en las figuras 21 y 22

Capa de suelo estabilizada.	Pavimento rígido	Pavimento flexible
Base	3.5	5.2
Sub-Base	1.4	1.7

$f_c$  mínima a 7 días en MPa empleada por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos

Figura 20. Resistencias mínimas a compresión simple recomendadas por ACI 230.1R-09 tabla 6.3 para suelos estabilizados con Base Vial por tipo de estructura.

Fuente: (Holcim S.A., 2015)

Capa estabilizada	Pavimento
Base de agregado estabilizado con cemento hidráulico.	2.5
Base de suelo cemento hidráulico	1.8

$f_c$  mínima en MPa

Figura 21. Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes MOP 2002.

Fuente: (Holcim S.A., 2015)

En lo que se refiere a durabilidad del suelo-cemento, los investigadores de la Universidad Estatal de Washington (Muhunthan & Sariosseiri, 2008) indica lo siguiente:

- La resistencia de la mezcla de suelo-cemento incrementa su resistencia al intemperismo sufrido por ciclos de hielo-deshielo o mojado secado continuo al incrementar también el contenido de cemento portland en la mezcla. Esto quiere decir que a mayor cantidad de cemento se obtiene una mayor durabilidad del suelo-cemento.

En suelos o materiales arcillosos y limosos es necesario muchas cantidad de cemento para ser estabilizados y es necesario pulverizar y mezclar para obtener resultados óptimos sin embargo por la formación de terrones es un tanto complicado el procedimiento. Mientras más contenido de arcilla tenga el material es posible que se requiera más cemento para estabilizarlo, es necesario obtener materiales que presenten un límite líquido inferior del 45% y un índice plástico menor del 20%. Por otro lado es necesario tomar en cuenta si resulta económicamente rentable el uso de este tipo de estabilizante. (Larrea & Villalba, 2000).

### 3.3.3.1. Reacción del Cemento con suelos de origen arcilloso

Los análisis realizados por investigadores sobre material tratado con cemento han demostrado que con porciones pequeñas de cemento reaccionan de manera considerable este tipo de material.

(...), debido a la combinación del cambio de base y a la acción cementante, formando pequeños conglomerados o nuevos granos de suelo, los cuales están envueltos en una matriz. El cambio de base producido por el efecto químico superficial entre las partículas de arcilla y el cemento, reduce la afinidad del suelo por el agua y además reduce la capacidad de retención de agua de los suelos arcillosos. (Larrea & Villalba, 2000)

Modificando la propiedad de respuesta ante el agua y aumenta significativamente su resistencia, por otro lado se produce un mejoramiento con respecto a su cambio de volumen y su respuesta ante el intemperismo, logrando de esta manera una mejora

en la resistencia incluso cuando su humedad aumenta. La plasticidad del suelo disminuye manteniendo su límite líquido. (Rico Rodríguez & Del Castillo, 2012)

### **3.4. Justificación del estudio de la estabilización de suelos con Cemento tipo MH**

En base a la información recopilada y detallada anteriormente podemos establecer las razones por las cuales se propone la estabilización del material analizado y catalogado como material fino en su mayoría, con cemento tipo MH proporcionado por Holcim S.A.

- Por medio de estudios se ha obtenido resultados que corroboran la interacción del cemento con los minerales de suelos o materiales finos, las reacciones que se producen permiten que se formen enlaces moleculares que se endurecen con el tiempo, por lo tanto se corrobora que el material obtenido por presentar gran cantidad de finos tenga una mejora en sus propiedades.
- Los suelos superficiales pueden presentar gran cantidad de finos y bajas resistencias en algunas ocasiones y resulta una solución económicamente rentable mejorar el suelo o material obtenido de excavación con cemento para evitar remplazos de material que resultan costosos en ocasiones, en el caso de la investigación realizada se pretende estabilizar con cemento el material superficial obtenido para mejorar sus características con cemento.

### **3.5. Ventajas del estudio de la estabilización de suelos con Cemento tipo MH**

- Mejorando las características del material con cemento presenta mayor resistencia cuando interactúa con el agua por lo tanto permite dar solución a problemas con niveles freáticos altos en la zona de construcción.
- Puede resultar un importante aporte para el cuidado ambiental ya que evita contaminación por el uso de material de préstamo y el desalojo del material existente.
- Puede presentar una alternativa en cuanto a materiales usados para obras civiles como carreteras ya que por su durabilidad permite una alternativa que pueda remplazar al material normalmente clasificado para la construcción de este tipo de obras. (Instituto español del cemento y sus aplicaciones. IECA., 2013)

## 4. MUESTREO Y ENSAYOS DE LABORATORIO

### 4.1. Muestreo

La obtención de muestras de suelo consiste en extraer material en estado natural de características “inalteradas” y/o alteradas para su estudio y uso en obras de ingeniería, esto es posible mediante la aplicación de diferentes métodos (sondeos geotécnicos) que según el tipo y naturaleza de los suelos a estudiar y las características de las máquinas a utilizar se pueden aplicar en un trabajo geotécnico (González de Vallejo & Ferrer, 2004).

Se presenta un cuadro con las coordenadas de los sondeos realizados en los predios de los Talleres y Cocheras de la Primera Línea del Metro de Quito:

**Tabla 12.** Coordenadas UTM Datum WGS84 Zona 17 S

PUNTO	NORTE	ESTE	COTA (msnm)
Calicata N° 1	9966971.00	772260.00	2917.60
Calicata N° 2	9967064.00	772157.00	2921.20
Calicata N° 3	9966962.00	771998.00	2925.10
Calicata N° 4	9966882.00	772058.00	2919.80

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Dichas coordenadas fueron obtenidas mediante un receptor GPS Garmin de tipo manual con una apreciación de  $\pm 10\text{m}$  en coordenadas y  $\pm 3\text{m}$  en altura, con el que se ubicaron en los puntos de interés a fin de tener su ubicación aproximada en el predio.

A continuación se presentan las técnicas utilizadas en el muestreo para esta investigación:

#### 4.1.1. Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

El ensayo de penetración estándar es un sondeo geotécnico de percusión el cual se aplica tanto para suelos granulares así como también para suelos cohesivos (debido a esto su uso es muy amplio y se han desarrollado multitud de correlaciones que permiten ajustar los resultados obtenidos a fin de acercarse más al comportamiento real del suelo en estudio) (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2005).

##### 4.1.1.1. Equipo a utilizar

La información que se presenta a continuación es de acuerdo con la normativa ASTM para el ensayo de Penetración Estándar SPT.

- Toma muestras (tubo o cuchara partida) con las siguientes dimensiones:
  - Longitud: 50 cm

- Diámetro del tubo: 51 mm (2" aproximadamente)
- Peso total: 70 N
- Tubos metálicos de diferentes longitudes para recuperación de la cuchara partida.
- Posteadora metálica.
- Pesa de 63.5 kg, altura de caída de 76 cm.
- Trípode metálico de carga, con un motor que permita el manejo de la maza.
- Herramienta menor.
- Fundas plásticas.

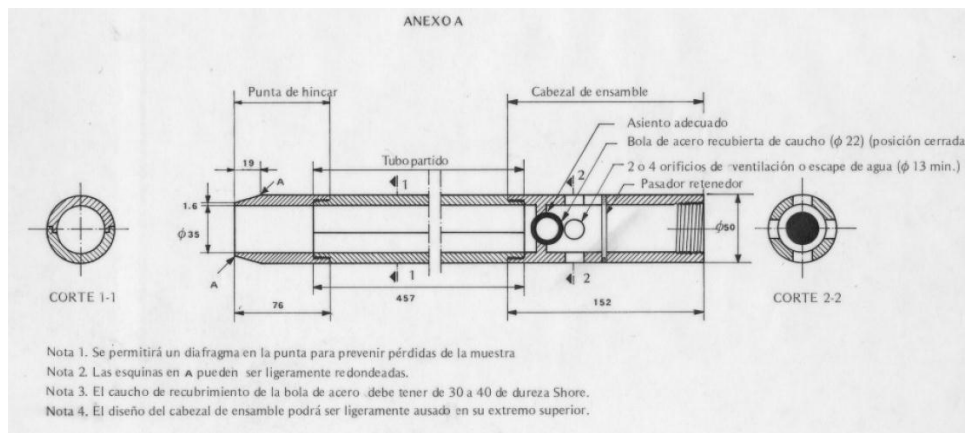


Figura 22. Esquema del toma muestras (cuchara partida).

Fuente: (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2005)

#### 4.1.1.2. Procedimiento

El ensayo consiste en la obtención de muestras al introducir un tubo o toma muestras normalizado (cuchara partida unida a un tren de varillas o tubos de diámetro menor) que es golpeado por una maza (aproximadamente de 65 kg) y que se deja caer desde una altura (de 75 a 100 cm) a fin de generar la suficiente energía para que la cuchara partida penetre en el suelo se contabiliza el número de golpes necesario para introducir 15 cm de la cuchara partida (Albert Ventayol Lázaro, 2011).

Adicionalmente, se extrae la muestra de suelo capturada dentro de la cuchara partida y que permite realizar una identificación y análisis estratigráfico del suelo así como también se pueden realizar ensayos de laboratorio que permitirán con mayor certeza identificar dicho suelo (Albert Ventayol Lázaro, 2011), lo que hace de este método el apropiado para en primera instancia verificar los datos preliminares del terreno y decidir que material será el utilizado para la presente investigación.



*Figura 23.* Ensayo SPT en los predios de los Talleres y Cocheras PLMQ.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Se han desarrollado muchas correlaciones y ecuaciones que permiten determinar a partir del valor del número de golpes ( $N_{SPT}$ ) los parámetros físicos de los suelos en estudio como: parámetros de corte del suelo (Cohesión y Ángulo de fricción), capacidad última y capacidad portante del suelo, consistencia o grado de compacidad del suelo in situ, asentamientos en los suelos, la posibilidad de obtener perfiles estratigráficos que permiten entender de una mejor manera que materiales están presentes en el subsuelo y la posibilidad de extracción de muestras para su análisis y obtención de características físicas del suelo en estudio (Das B. , Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2013).



*Figura 24.* Recuperación de muestra. Ensayo SPT.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

El ensayo de penetración estándar es uno de los métodos de exploración del suelo más utilizados en todo el país, esto se debe a la versatilidad del método y sus aplicaciones que no lo limitan al uso en un solo tipo de suelo, además de que resulta más económico comparado con otros métodos de exploración del suelo.

Se realizaron 4 sondeos con el equipo del SPT en puntos representativos del predio de los Talleres y Cocheras, a profundidades que variaron de los 2.50 a 4.00 m., con el fin de validar la información proporcionada por los técnicos de Metro de Quito y determinar a qué profundidad extraer el material tanto para las muestras inalteradas con los otros métodos, así como las muestras alteradas que se utilizó en los diferentes ensayos descritos más adelante en la presente investigación. Cabe mencionar que se realizó un análisis específico para un sondeo determinado para corroborar los datos obtenidos por los técnicos del Metro de Quito, los demás sondeos se aplicó un procedimiento manual visual para caracterizar el material con el fin de verificar la existencia del material que se quiere extraer a una profundidad determinada.

#### **4.1.2. Toma de muestras inalteradas del suelo**

Después de realizados los sondeos con el equipo del SPT y analizadas esas muestras mediante ensayos de laboratorio, se decidió que el material para el presente proyecto se obtenga desde 1.50 a 3.50 metros de profundidad, dependiendo de la calicata y la cota a la que esta se encuentre, lo cual permite obtener muestras de suelo de características similares.

A fin de obtener las muestras de material donde son importantes los parámetros iniciales del suelo se procedió a extraer estas muestras mediante los procesos que a continuación se presentan:

##### *4.1.2.1. Calicatas (Pozos a cielo abierto)*

Las calicatas o pozos a cielo abierto son excavaciones en el suelo de poca profundidad que permiten observar el terreno y los posibles estratos del mismo, así como también se pueden obtener muestras inalteradas como cubos de material de 25x25cm para ensayos donde las características en estado natural e inalterado del suelo son necesarias y que mediante otro tipo de sondeos geotécnicos no serían posibles obtener.

Este método tiene unas limitaciones en campo, las cuales se presentan a continuación (González de Vallejo & Ferrer, 2004):

- La profundidad de las calicatas no debe exceder los 4 m, esto ya que si no se provee de soporte lateral al suelo resultará muy peligroso ingresar a la misma, se producirán desmoronamientos.
- La presencia de nivel freático de aguas subterráneas dificulta en gran medida los trabajos en las calicatas, se hace necesaria la utilización de bombas de agua lo cual incrementa su costo considerablemente.
- La topografía del terreno en estudio es un factor determinante, ya que tiene que permitir el libre acceso de maquinaria menor o maquinaria pesada para la excavación de la calicata.
- Es necesario cumplir con todos los parámetros de seguridad que permitan un trabajo con el menor riesgo posible, al momento de ingresar en la calicata.

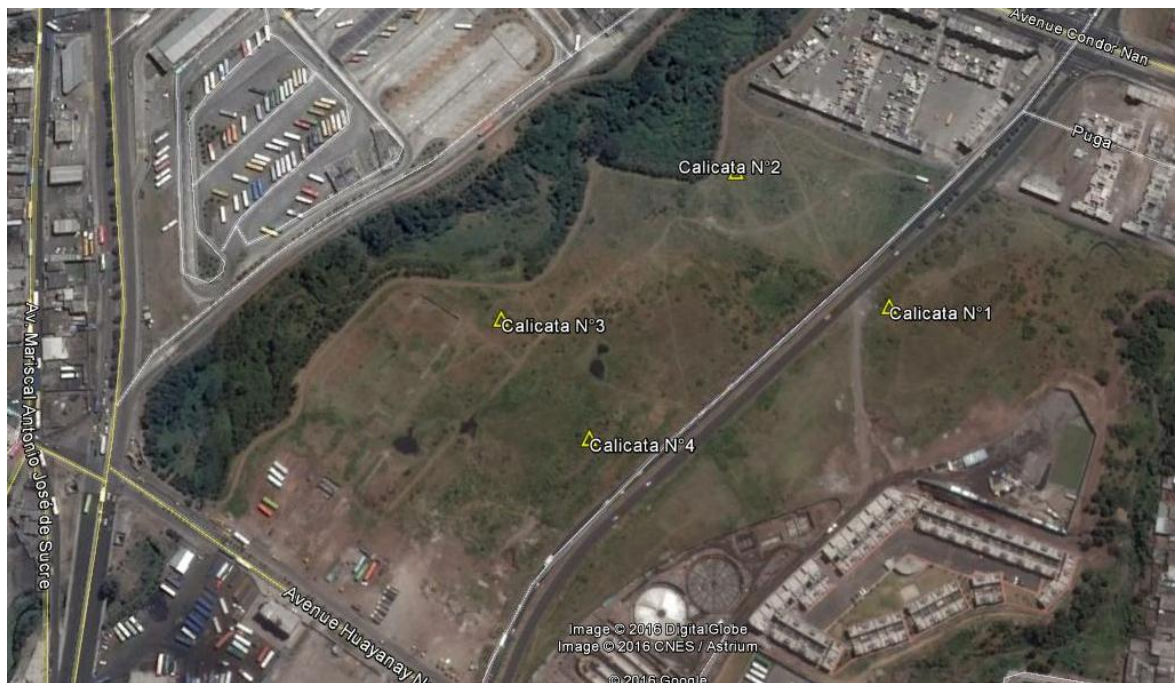


Figura 25. Ubicación de calicatas en predios de Talleres y Cocheras.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Una vez definida la profundidad de extracción de las muestras inalteradas, con la ayuda de una retroexcavadora se procedió a realizar las calicatas hasta el nivel de interés, donde se tallaron 2 cubos en el nivel -2.0m, esto ya que la extracción a mayor profundidad se realizó con tubos de pared delgada (tipo Shelby), además de muestras para determinar su contenido de humedad natural.

Para que las características del suelo en los cubos se mantengan fue necesario protegerlos con lienzo y recubrir con parafina a fin de que no pierda su contenido de humedad natural y no se contamine durante su transporte hasta la bodega del laboratorio.



Figura 26. Protección con parafina de uno de los cubos de suelo. Calicata N°1.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Las calicatas se realizaron cerca de los puntos donde se realizó los sondeos con el SPT, a fin de que el material extraído responda a los resultados obtenidos con anterioridad.

#### 4.1.2.2. Extracción con Toma muestras de pared delgada tipo Shelby

La utilización del tubo de pared delgada tipo Shelby es un método de sondeo geotécnico en el cual se utiliza la presión para hincarlo en el suelo, esto permite que el tubo de pared delgada se introduzca en el estrato del cual se planea obtener las muestras, además permite obtener muestras inalteradas ya que no se afectan las características naturales del suelo in situ al momento de introducir y extraer el tubo de pared delgada (González de Vallejo & Ferrer, 2004).

Adicionalmente, González de Vallejo nos dice que este sistema consiste en hincar un tubo toma muestras en las paredes o en el fondo de la excavación con empuje manual (en suelos blandos), o mecánico (en suelos firmes). Es necesario proteger la muestra extraída en los extremos del tubo de pared delgada con parafina, a fin de impedir la pérdida de humedad o contaminación del mismo.

Debido a la dificultad que presentaba la extracción de cubos de suelo a mayores profundidades, se propuso la extracción de las muestras inalteradas faltantes con este método.

Analizando los datos obtenidos por el ensayo del SPT pudimos concluir que para extraer las muestras inalteradas con tubo de pared delgada no se podía realizar mediante empuje manual ya que los suelos en estudio presentaron una consistencia firme a muy firme ( $N_{SPT}$  entre 14

y 18), lo cual nos indicó que se necesitaba maquinaria pesada para el hincado y extracción del tubo de pared delgada.

**Tabla 13.** *Valores de Consistencia de suelos según el NSPT*

**Tabla 12.4** Consistencia de arcillas y correlación aproximada para el número de penetración estándar,  $N_{60}$

Número de penetración estándar, $N_{60}$	Consistencia	Resistencia a la compresión no confinada, $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )
0-2	Muy blanda	0-25
2-5	Blanda	25-50
5-10	Rigidez media	50-100
10-20	Rígida	100-200
20-30	Muy rígida	200-400
>30	Dura	>400

Fuente: (Das B. , *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*, 2013).

Se prepararon 4 tubos de pared delgada tipo Shelby para la extracción de las muestras inalteradas en los niveles -3.0 y -4.0 m aprovechando que los trabajos de movimiento de tierras del proyecto ya había comenzado.

Previo a hincar los tubos en el suelo se procedió a limpiar, con la ayuda de una retroexcavadora de la empresa constructora a cargo de los Talleres y Cocheras, y llegar al nivel requerido en cada uno de los puntos; una vez hecho esto se hincó los tubos usando la pala de la máquina como pistón, y después se extrajo con la misma pala ya que la máquina era lo suficiente grande.

#### 4.1.3. Toma de muestras alteradas del suelo

También fue necesario obtener muestras alteradas del suelo (aquellas donde no se mantienen las condiciones iniciales del suelo), las cuales fueron tomadas del material apilado junto a las calicatas realizadas anteriormente. La profundidad a la que se obtuvieron estas muestras fue de 1.50 a 2.00 m y de 3.00 a 3.50 m con relación a la superficie del suelo en cada punto.

Las muestras alteradas se almacenaron en sacos con capacidad para 40 kg aproximadamente y se tomaron muestras para contenido de humedad natural en fundas plásticas, todo saco de material fue identificado a fin de no confundir el material en los ensayos a realizar (González de Vallejo & Ferrer, 2004).



*Figura 27.* Toma de muestras alteradas de suelo.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Las muestras alteradas fueron almacenadas en las bodegas del Laboratorio de Resistencia de Materiales de la Facultad de Ingeniería Civil de la PUCE, a fin de evitar que pierdan humedad y se dañen las muestras, además se tenía disponible al momento de realizar los ensayos en el laboratorio.



*Figura 28.* Almacenamiento de material en las bodegas del Laboratorio de Resistencia de Materiales. PUCE.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

#### 4.1.4. Toma de muestras de cemento

Para obtener muestras del cemento que se utilizó en esta investigación se realizó un pedido a HOLCIM ECUADOR S.A. del cemento: Holcim Base Vial (Cemento hidráulico Tipo MH para estabilización de suelos) donde se pidieron 4 sacos de dicho material obteniendo una respuesta favorable por parte de esa empresa. Al igual que las muestras de suelo, se procedió a almacenar el cemento en la bodega del laboratorio de la facultad para su posterior uso en los ensayos realizados.



*Figura 29.* Sacos de Cemento HOLCIM tipo MH.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

## 4.2. Ensayos de laboratorio

### 4.2.1. Caracterización del suelo

#### 4.2.1.1. Contenido de humedad natural del Suelo

Este tipo de actividad se establece para representar que cantidad de agua se presenta en un suelo determinado, representado en porcentaje en relación de la cantidad de agua y la cantidad de partículas sólidas del suelo, para esto establecemos el siguiente procedimiento que está descrito en la norma ASTM D-2216. Los aparatos e instrumentos necesarios para realizar este tipo de ensayo se establecen a continuación. (ASTM, 2010) (García Trejo & Ramírez López, 2006)

##### 4.2.1.1.1. Equipo a utilizar

- Horno de secado que ofrece una temperatura constante de  $110 \pm 5$  °C.
- Balanzas que permitan una aproximación de 0.1 gr
- Recipientes resistentes al cambio de temperatura y que para su enfriamiento y calentamiento no ofrezcan un cambio de peso. Fabricados con de material que resista a temperaturas constantes de  $110 \pm 5$  °C.
- Herramientas para manipular los recipientes después de su secado tales como guantes y pinzas que permitan sujetar los recipientes y moverlos.
- Utensilios como espátulas, cucharitas, palas y otros que ayudan a la preparación del material.

Para determinar qué cantidad de muestra se deberá ensayar es necesario realizar un procedimiento que permita presentar el tamaño máximo de la partícula que pasa el 100% por un tamiz determinado, para esto es necesario recurrir a una norma ASTM que norme y permita realizar dicho proceso. En el caso del suelo ensayado se procedió a realizar una granulometría del material normada por la ASTM D-422, se estableció que se debía utilizar como referencia el tamiz de una abertura de los agujeros de la malla de un tamaño de 4.76 mm (tamiz No. 4), para el tamaño máximo del material que pasa por ese tamiz el 100% de material.

Según lo obtenido establecemos que para el contenido de humedad según la norma ASTM D-2216, se procedió con la obtención de una muestra tamizada por el tamiz No. 4 de aproximadamente 100 gr. La cantidad de material que se debe ensayar de acuerdo a la Norma mencionada también se puede visualizar en la siguiente tabla.

**Tabla 14.** Masa de muestra según el tamaño del material

Máximo tamaño de partícula (pasa el 100%)	Tamaño de malla Estándar	Masa mínima recomendada de espécimen de ensayo húmedo para contenidos de humedad reportados a $\pm 0.1\%$	Masa mínima recomendada de espécimen de ensayo húmedo para contenidos de humedad reportados a $\pm 1\%$
2 mm o menos	2.00 mm (N° 10)	20 g	20 g*
4.75 mm	4.760 mm (N° 4)	100 g	20 g*
9.5 mm	9.525 mm (3/8")	500 g	50 g
19.0 mm	19.050 mm (3/4")	2.5 kg	250 g
37.5 mm	38.1 mm (1½")	10 kg	1 kg
75.0 mm	76.200 mm (3")	50 kg	5 kg

Fuente: (Universidad Nacional de Ingeniería Lima - Perú, 2006)

Es necesario mencionar que las muestras obtenidas deben conservarse en un lugar que no intervenga directamente la luz solar y que no varíe la temperatura fuera del rango de 3°C a 30°C, por otro lado es necesario que no varíe su humedad, ya que si varia la humedad es recomendable mesclar la muestra y extraer una muestra representativa por cuarteo.

#### 4.2.1.1.2. Procedimiento

- Registrar el peso del contenedor o recipiente limpio y seco el cual alojará el material.
- Seleccionar la cantidad de muestra necesaria según como se indicó antes.
- Colocar la muestra húmeda en el recipiente y registrar su peso con el uso de la balanza.
- Colocamos el recipiente con la muestra debidamente identificada con sus registros de peso en el horno precalentado a  $110 \pm 5$  °C por un tiempo determinado en la norma de contenido de humedad de la ASTM, en general se pretende secar la muestra hasta que su peso sea constante.
- Se procede a extraer el recipiente del horno mediante el uso de pinzas o artefactos que permitan sujetar y manipular el recipiente, usando guantes movemos el recipiente y lo colocamos en la balanza para obtener su peso y registrarlo para realizar los debidos cálculos.



Figura 30. Cápsula de humedad con muestra de suelo en su interior.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

#### 4.2.1.1.3. Cálculos

Se procede con la siguiente expresión para obtener expresado en porcentaje el contenido de humedad del material,

$$W = \frac{A - C}{C - B} \times 100$$

Ecuación 1: Porcentaje de humedad del suelo (Braja M. Das, 2002: pág. 5-6).

A: Peso del recipiente con el material húmedo.

B: Peso del recipiente vacío.

C: Peso del recipiente con el material seco.

W: Porcentaje de humedad del suelo.

Es necesario llevar un control de cada muestra y su debido registro en cada etapa del proceso para no tener errores, con la interpretación de los cálculos se obtendrá los resultados de que cantidad de agua tiene la muestra ensayada.

#### 4.2.1.2. Granulometría de suelos

Para diferentes propósitos de ingeniería es necesario realizar una clasificación del tamaño de las partículas del suelo en función a la masa que representan dentro del total del material que se quiera analizar. Para determinar qué tipo de clasificación o distribución de partículas tiene un suelo es necesario realizar un procedimiento en el cual el material es pasado a través de una serie de tamices que permite analizar qué tamaño de partículas componen el suelo.

Un tamiz es un recipiente que permite el paso de un material por su fondo a través de una malla metálica que tiene diferentes tamaños de abertura, según los estándares de Estados Unidos se presenta a continuación una lista de tamices con el nombre y su tamaño de abertura de cada uno de los huecos de la malla. Para la descripción del ensayo que se realizó se obtuvo los procedimientos y todo el conocimiento necesario se obtuvo de la norma ASTM D-422. (ASTM, 2009)

**Tabla 15.** U.S. Sieve Sizes.

Sieve No.	Opening (mm)	Sieve No.	Opening (mm)
4	4.75	35	0.500
5	4.00	40	0.425
6	3.35	45	0.355
7	2.80	50	0.300
8	2.36	60	0.250
10	2.00	70	0.212
12	1.70	80	0.180
14	1.40	100	0.150
16	1.18	120	0.125
18	1.00	140	0.106
20	0.85	200	0.075
25	0.71	270	0.053
30	0.60	400	0.038

Fuente: *Soil Mechanics Laboratory Manual 6 ed. (Das B. M., 2002)*

Cabe mencionar que para cualquier análisis de tamaño de partículas que componen un suelo se establece según lo dicta la norma ASTM D-422 que para efectos de ensayo el último tamiz por el cual debe pasar el suelo o el material debe ser el tamiz No. 200 (con una abertura de 0.075 mm). El procedimiento establecido por la norma nos permite representar en porcentaje la clasificación que presenta el suelo o material según el tamaño de sus partículas.

##### 4.2.1.2.1. Equipo a utilizar

- Tamices, tapa y recipiente bandeja en donde termina el material que pasa el último tamiz. Algunos de los tamices más comúnmente usados y que se establece en la

norma para el análisis de distribución de tamaño de partículas del material son la serie de los tamices 4, 10, 20, 30, 40, 60, 100 y 200.

- Balanza con precisión de 0.1 gr
- Recipientes, brochas o cepillos
- Horno de secado

#### 4.2.1.2.2. Preparación de la muestra

Para la preparación de la muestra es necesario lavar los finos por el tamiz No. 200 para luego pasar el material por el tamiz No. 4 y establecer que dos muestras del material una que retuvo el tamiz No. 4 y otra que pasó por el tamiz No. 4, las dos muestras se ensayan por separado después del lavado de finos. En el caso del material obtenido en el área de talleres y cocheras del Metro de Quito en el sector de Quitumbe, se obtuvo un material de carácter fino que en su totalidad pasó el tamiz No. 4, es por esto que se procedió a ensayar solo lo que pasa el tamiz No. 4.

Según se estipula la norma ASTM D-422-63 es necesario obtener una cantidad de muestra según el peso de material retenido en el tamiz No. 4 y el tamaño máximo de partículas que presenta el material. En la siguiente tabla se muestra la cantidad de material que se requiere en el ensayo según lo antes mencionado.

**Tabla 16.** Masa de material mínima retenida en el tamiz No.4

Diámetro Nominal de Partículas más grandes pulg (mm)	Porción Aproximada de Masa Mínima g
3/8 (9,5)	500
3/4 (19,0)	1 000
1 (25,4)	2 000
1 1/2 (38,1)	3 000
2 (50,8)	4 000
3 (76,2)	5 000

Fuente: (Alexander, 2014)

Para el material que pasa por el tamiz No. 10 se establece 115 gr. Para material con características de arena y aproximadamente 65 gr para material fino.



*Figura 31.* Material lavado por el tamiz No.200.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.



*Figura 32.* Material lavado por el tamiz No.200.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Después del lavado del material por el respectivo tamiz en el caso nuestro por tratarse de material fino procedimos al lavado por el tamiz No. 200, luego se secó el material en el horno a una temperatura de aproximadamente  $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ . Luego se registró el peso del material lavado para proceder al ensayo.



*Figura 33.* Envase con material lavado para meter en el horno.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

#### 4.2.1.2.3. Procedimiento

Después de obtener el material secado y lavado por el tamiz respectivo, en nuestro caso fue el tamiz No. 200. Se ordena en una secuencia determinada los tamices según lo dictamina la norma ASTM D-422 (se puede utilizar los tamices No. 4, 10, 20, 40, 60, 100, 200). Procedemos a tamizar colocando los tamices en un orden del de mayor abertura en la malla del tamiz hasta el menor, para tamizar colocamos la bandeja o recipiente en el fondo del orden y vertimos el material de manera que pase por todos los tamices, luego procedemos a realizar un movimiento para que las partículas se retengan en los tamices respectivos según su tamaño.



*Figura 34.* Arreglo de tamices para el Ensayo de Granulometría según indica la norma.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Por último se registra el peso del material retenido en cada tamiz con ayuda de una balanza con una precisión de 0.01 gr.

#### 4.2.1.2.4. Cálculos

Obtenemos la masa del material que pasa por el tamiz No. 200 restando la masa seca resultado del lavado por el tamiz No. 200 y la masa seca del material sin tamizar. Verificamos el peso total del material tamizado sumando el material retenido en cada tamiz utilizado y el material que pasó el tamiz No. 200.

Calculamos el porcentaje de material retenido parcial de cada tamiz, para luego obtener el porcentaje retenido acumulado de material para cada tamiz. Luego se establece el porcentaje que pasa por cada tamiz restando el valor de porcentaje retenido acumulado menos 100 de cada tamiz.

Se puede expresar los resultados de forma tabulada de manera que la presentación de la información permita la construcción de una gráfica de un análisis granulométrico, presentando la información en un gráfico en donde el eje vertical muestra el porcentaje que pasa y en el eje horizontal en escala logarítmica las aberturas de los tamices. De esta manera se puede presentar una curva granulométrica y analizar el tipo de material que se obtuvo.

#### 4.2.1.3. Contenido de material orgánico

El contenido orgánico en un suelo puede ser sumamente importante si se quiere usar para fines ingenieriles, si se trata de carreteras es importante que su presencia sea insignificante para asegurar calidad y durabilidad de la vía que se quiera construir, por otro lado para estabilizar el material de manera que mejore sus características existen diversos métodos que permiten una mejora dependiendo de qué tipo de procedimiento se planea implementar.

Para determinar la cantidad de contenido de material orgánico se siguió el procedimiento detallado en la norma ASTM D 2974 – 00 (ASTM, 2014).

##### 4.2.1.3.1. Equipo a utilizar

- Horno de secado
- Horno del tipo mufla (capas de calentarse hasta 750°C)
- Balanza con precisión de 0.1 gr
- Recipiente de evaporación
- Desecador
- Recipientes y equipo vario para obtener contenido de humedad como capsulas y pinzas, guantes, franelas.
- Recipientes de cerámica

#### 4.2.1.3.2. Preparación de la muestra

Obtener una muestra representativa de material mezclada, mediante cuarteo obtenemos 100gr como mínimo de la muestra de campo para el ensayo. Se procede a la obtención del contenido de humedad mediante el procedimiento descrito en el numeral 1.2.1.1.



Figura 35. Muestras en el disecador después de sacar de la mufla.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Después de registrar los datos de su contenido de humedad se procede a colocar la muestra representativa en los recipientes de cerámica que permiten realizar el ensayo en el horno tipo mufla, se aplica la temperatura gradualmente hasta llegar a la temperatura de  $440^{\circ}\text{C}$  o  $750^{\circ}\text{C} \pm 25^{\circ}\text{C}$ ., se mantiene la muestra en el horno hasta que no cambie su masa.

Se saca los recipientes de cerámica y se los coloca en el disecador hasta que baje su temperatura para poderlos pesar y registrar su peso con precisión de 0.01 gr.

#### 4.2.1.3.3. Procedimiento

Después de registrar los datos de su contenido de humedad se procede a colocar la muestra representativa en los recipientes de cerámica que permiten realizar el ensayo en el horno tipo mufla, se aplica la temperatura gradualmente hasta llegar a la temperatura de  $440^{\circ}\text{C}$  o  $750^{\circ}\text{C} \pm 25^{\circ}\text{C}$ , se mantiene la muestra en el horno hasta que no varié su masa.

Se saca los recipientes de cerámica y se los coloca en el disecador hasta que baje su temperatura para poderlos pesar y registrar su peso con precisión de 0.01 gr.



Figura 36. Material al final del ensayo de Contenido de Materia Orgánica

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

#### 4.2.1.3.4. Cálculos

Para calcular el contenido de cenizas se procede de la siguiente manera:

Ecuación 2 Contenido de cenizas

$$C_c = \frac{M_c}{M_s} \times 100$$

$C_c$  = Contenido de cenizas.

$M_c = M_o - M_s$  = Masa de cenizas.

$M_o$  = Masa de material antes de entrar en el horno tipo mufla.

$M_s$  = Masa de material seco después de ser sometido al horno tipo mufla.

Para obtener el contenido de materia orgánica se procedió con la siguiente expresión.

Ecuación 3 Contenido de materia orgánica

$$C_o = 100 - C_c$$

$C_o$  = Contenido orgánico.

#### 4.2.1.4. *Determinación de Límite Líquido y Límite Plástico*

La determinación de los límites que definen cierto comportamiento del suelo que va más bien relacionado con las partículas que componen el suelo y su comportamiento a nivel molecular. Partiendo del estudio e investigación realizada por parte de Albert Atterberg se puede establecer los límites de consistencia del suelo, que en la actualidad se analiza los límites líquido, límite plástico y en ocasiones se analiza el límite de contracción. (ASTM, 2010)

Podemos referirnos a Límite líquido (LL) como la cantidad de humedad que presenta el suelo o el material cuando se encuentra en un estado entre la frontera de plástico y semilíquido. (ASTM, 2010)

Podemos referirnos a Límite plástico (LP) como la cantidad de humedad que presenta un suelo o material cuando se encuentra en un estado entre la frontera de semi-sólido y plástico. (ASTM, 2010)

De los anteriores parámetros podemos obtener el rango de la cantidad de humedad que puede tener un suelo o material permanece en un estado plástico, se define como la diferencia del Límite líquido y el Límite plástico. (ASTM, 2010)

El siguiente ensayo se describe de acuerdo a la información obtenida en la norma ASTM D 4318-00 en la que detalla el procedimiento para determinar los límites de consistencia. (ASTM, 2010)

#### 4.2.1.5. *Límite Líquido*

##### 4.2.1.5.1. *Equipo a utilizar*

- Muestra de suelo o material previamente preparada según estipula la norma
- Agua potable
- Copa de casa grande
- Aparato para separar el material por la mitad de la copa de Casagrande (acanalador)
- Capsulas para contenido de humedad
- Balanza con precisión de 0.01g
- Recipiente para almacenar el material que se quiere ensayar
- Otros objetos como espátulas y franelas
- Horno para secar el material

##### 4.2.1.5.2. *Preparación de la Muestra*

Para obtener una cantidad representativa de material es necesario tamizar el material, existen diferentes procesos para el material granular y el material fino en este caso como el material que se dispuso a ensayar es en su mayoría partículas finas se dispuso a un procedimiento para material fino, para esto procedimos a tamizar el material por el tamiz No. 40 y se recogió cerca de 150 gr. Aproximada mente de material para el ensayo.

#### 4.2.1.5.3. Procedimiento.

Se establece una mezcla del material con su humedad inicial en el recipiente hasta formar una especie de pasta. Con la espátula colocamos el material en la superficie de la copa de manera uniforme hasta formar una capa de aproximadamente un 1cm, es necesario asegurarse que la superficie de la capa este en un nivel de plano horizontal.

Se divide la capa de material en dos partes iguales procediendo con el acanalador partiendo desde la parte más alta hasta la parte más baja de la copa., según se indica en la imagen a continuación:



Figura 37. Ensayo de Límite líquido en copa de Casagrande

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Una vez dividido el material se procede a encender la máquina de copa de casa grande para que se efectúen los golpes, cuando se observe que el material se unió con una longitud de media pulgada se detiene la máquina y se registra los golpes contabilizados, si los golpes que se registró hasta ese momento fueron en un rango de 10 a 20 se puede tomar la humedad de la muestra caso contrario tendría que estar entre el rango de 20 a 30, o de 30 a 40, si es el caso que el número de golpes pasan del 40 el material está muy seco es necesario añadir agua hasta encontrar un valor dentro del rango, por otro lado si es el caso de que el número de golpes este debajo de los 10 golpes es necesario secar el material ya que está muy húmedo.

Es necesario obtener la humedad del número de golpes que esté en cada rango que se mencionó anteriormente para obtener la humedad de tres puntos para poder graficar los valores en una representación que nos permita determinar el límite líquido, esto es por el método de multipunto,

de otra manera solo sería necesario obtener un punto para determinar por el uni-punto. En el caso del material ensayado se propuso el método de multipunto.

Para el procedimiento del material estabilizado con el porcentaje del 6, 9, 12 y 15% de cemento tipo MH se procedió de igual forma como se detalló anteriormente, para la preparación del cemento tomo una muestra representativa del cemento y se utilizó solo la masa necesaria calculada en base al peso seco del material usado según sea el porcentaje usado de estabilización.

#### 4.2.1.5.4. Cálculos

Para obtener la gráfica por el método del multipunto se utiliza una escala semi-logarítmica en donde en el eje vertical se establece los contenidos de humedad en escala aritmética y en el eje horizontal se establece el número de golpes que se registró para cada rango en escala logarítmica, luego se traza una línea recta que abarque la tendencia de los puntos graficados.

Luego con una línea que intercepte a la línea recta trazada que parta del número 25 en el eje de golpes, trazamos la una línea perpendicular que nace en donde se interceptó la anterior línea y continua hasta el eje vertical en donde se encontrará el valor del contenido de humedad del límite líquido.

#### 4.2.1.6. Límite Plástico

##### 4.2.1.6.1. Equipo a utilizar

- Superficie de vidrio dispuesta en forma horizontal, puede ser una placa de vidrio
- Capsulas para humedad
- Varios como franela, espátula, recipiente
- Horno

##### 4.2.1.6.2. Preparación de la muestra

Para obtener una cantidad representativa de material es necesario obtener cerca de 50 gr. Aproximada mente del material ensayado para límite líquido para el ensayo.

##### 4.2.1.6.3. Procedimiento

Se toma aproximadamente unos 3 gr. De material para formar una masa que se asemeje a una esfera, luego colocamos la masa en la placa del vidrio y formamos un rollo con la ayuda de la palma de la mano haciendo girar la masa hasta formar un rollo de aproximadamente 3 mm en un tiempo de menor de 2 minutos.

Una vez que el rollo presente grietas en diferentes partes es necesario colocarlo en la capsula para registrar su peso y colocarlo en el horno, es necesario tomar en cuenta que el peso de rollos obtenidos por capsula debe ser de por lo menos 6 gr.



Figura 38. Límite Plástico del suelo obtenido Rollos en Capsulas y capsulas con suelo tomado del ensayo del límite líquido.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Para el procedimiento del material estabilizado con el porcentaje del 6, 9, 12 y 15% de cemento tipo MH se procedió de igual forma como se detalló anteriormente, para la preparación del cemento tomo una muestra representativa del y se utilizó solo la masa necesaria calculada en base al peso seco del material usado según sea el porcentaje usado de estabilización.

#### 4.2.1.6.4. Cálculos

Una vez registrados los pesos de las humedades de los rollos es necesario sacar el promedio para obtener el límite plástico del material expresado en porcentaje.

Para el índice plástico (IP) se determinó con la formula siguiente:

*Ecuación 4 Índice plástico*

$$IP = LL - LP$$

Dónde:

IP = Índice de plasticidad.

LL = Límite Líquido.

LP = Límite Plástico.

#### 4.2.1.7. Gravedad Específica del suelo

La siguiente información fue obtenida de la norma ASTM D 854. La determinación del peso unitario de las partículas del suelo se realiza para obtener un parámetro que permita una evaluación de las posibles propiedades físicas que pueda presentar el suelo cuando es sujeto a esfuerzos dependiendo de qué análisis se quiera realizar. Los suelos en general muestran resultados de gravedad específica en un rango de entre 2.6 y 2.9. (ASTM, 2014)

Se puede definir a la gravedad específica como la relación que existe entre el peso unitario de un suelo para el peso unitario del agua sublimada a 4° C. (ASTM, 2014)

##### 4.2.1.7.1. Equipo a utilizar

- Muestra de Suelo preparada y seleccionada según el determinado peso según establece la norma respectiva para este ensayo.
- Agua destilada
- Recipiente volumétrico o matraz
- Balanza con precisión de 0.01 gr
- Bomba de extracción de aire
- Termómetro
- Horno de secado
- Recipientes para humedad del material
- Embudo

##### 4.2.1.7.2. Procedimientos

Determinamos la masa del suelo necesaria para el ensayo de acuerdo a lo que establece la norma ASTM D 854 y cabe mencionar que el material debe ser tamizado por el tamiz No. 4 y también se necesita establecer la humedad de dicho material.

Es necesario que según establece la norma para este ensayo es necesario calibrar el matraz o recipiente volumétrico para establecer el valor del peso unitario del agua destilada para el ensayo, también es importante mencionar que para evitar dispersión en los resultados se recomienda que la misma persona que realizó la calibración del matraz o recipiente volumétrico debe realizar el ensayo para minimizar los errores que se puedan presentar en relación a la realidad de las propiedades del suelo.



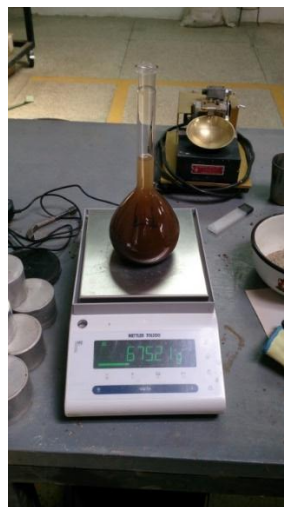
*Figura 39.* Muestra de suelo en baño de María. Ensayo de Gravedad específica de los suelos.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Para realizar el ensayo colocamos aproximadamente 100 ml de agua en el matraz o recipiente volumétrico, luego agregamos el suelo o material y agitamos de manera que se dispersen las partículas y cambie de color el líquido.

Agregamos agua destilada hasta un nivel de hasta la mitad de la altura de la parte más prominente del matraz o recipiente volumétrico. Luego agitamos de manera que se forme un líquido turbio y enjuagando las paredes internas del matraz en las que se impregnan partículas del suelo.

Después empezamos con la extracción del aire de la parte interior del matraz o recipiente volumétrico, para esto tenemos dos opciones, la primera se trata de utilizar una bomba de extracción de aire que deberá acoplarse al matraz o recipiente volumétrico y proceder de una manera que extraiga el aire dependiendo del suelo o material se podrá determinar su peso si varía después de la extracción de aire se deberá continuar realizando movimientos giratorios con respecto al eje vertical del matraz o recipiente volumétrico para que se eliminen los vacíos.



*Figura 40.* Ensayo de Gravedad específica del suelo.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Cuando su peso no varíe se puede decir que se ha extraído el aire, la segunda opción es colocar el recipiente en baño María para que salgan las burbujas de aire del suelo hasta que no cambie el peso del matraz ya que se puede decir que se ha extraído todo el aire.

Se puede realizar cualquiera de los dos procedimientos según establece la norma e incluso es posible combinarlos intercambiando de proceso cada vez que se recaliente la bomba.

Una vez extraído el aire se procede a llenar con agua destilada hasta la marca de calibración del matraz o recipiente volumétrico, luego manteniendo la temperatura del matraz se pesa y se registra su temperatura y se seca al horno el material ensayado para proceder al cálculo de su gravedad específica.

#### 4.2.1.7.3. Cálculos

- Calibración del matraz o recipiente volumétrico.

Para la calibración del matraz usamos la siguiente expresión:

*Ecuación 5. Para obtención del volumen del matraz.*

$$V_p = \frac{(M_{pwc} - M_p)}{P_{wc}}$$

$V_p$  = Volumen del matraz o recipiente volumétrico calibrado.

$M_{pwc}$  = Masa del matraz o recipiente volumétrico más agua a una temperatura determinada de ensayo en gramos.

$M_p$  = Masa del matraz o recipiente volumétrico sin agua y seco en gramos.

$P_{wc}$  = Densidad a la temperatura del ensayo para el agua en gramos sobre mililitros.

Luego calculamos la masa del matraz o recipiente volumétrico más agua a la temperatura del ensayo con la siguiente expresión.

*Ecuación 6. Para obtención de masa del matraz.*

$$M_{pwt} = M_p + (V_p \times P_{wt})$$

Dónde:

$M_{pwt}$  = Masa del matraz o recipiente volumétrico más agua a la temperatura de ensayo.

$M_p$  = Masa del matraz o recipiente volumétrico sin agua y seco en gramos.

$V_p$  = Volumen del matraz o recipiente volumétrico calibrado.

$P_{wt}$  = Densidad a la temperatura de ensayo del agua en gramos sobre mililitros.

Calculamos la gravedad específica del ensayo según la siguiente expresión.

*Ecuación 7. Para obtención de gravedad específica*

$$G_{st} = \frac{M_s}{M_{pwt} - (M_{pwst} - M_s)}$$

Dónde:

$G_{st}$  = Gravedad específica del suelo a la temperatura de ensayo.

$M_s$  = Masa del material secado al horno en gramos.

Mpwt = Masa del matraz o recipiente volumétrico más agua a la temperatura de ensayo en gramos.

Mpwst = Masa del matraz o recipiente volumétrico con el suelo o material más agua a la temperatura de ensayo en gramos.

Se puede realizar una corrección de la gravedad específica del suelo a una temperatura de 20° C. como se muestra con la constante de corrección (k).

*Ecuación 8. Gravedad específica corregida.*

$$G_c = k \times G_{st}$$

Dónde:

G<sub>c</sub> = Gravedad específica del suelo o material a 20°C.

K = Coeficiente de corrección de temperatura según la tabla propuesta de la norma ASTM para este ensayo.

G<sub>st</sub> = Gravedad específica del suelo a la temperatura de ensayo

#### 4.2.1.8. Clasificación del Suelo

Para identificar el suelo es de suma importancia realizar un análisis que logre determinar y organizar de una forma segura el tipo de material que se quiere usar para fines ingenieriles. Existen varios tipos de clasificación del suelo según organizaciones que establecen grados de clasificación del suelo o material según el tamaño de partículas y su plasticidad, entre los que analizaremos están la clasificación mediante el *Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.)* que establece parámetros y define grupos y finalmente el nombre del suelo o material.

Sistema USCS de Clasificación de Suelos

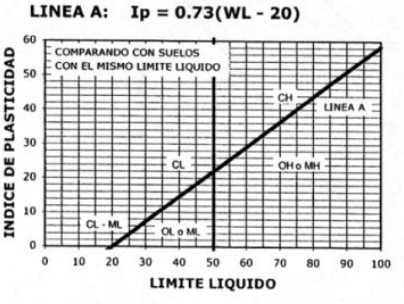
IDENTIFICACION EN EL CAMPO				SIMBOLO DEL GRUPO	NOMBRES TIPICOS	CRITERIOS DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO			
SUELOS DE GRANO GUESO - MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL ES RETENIDO POR EL TAMIZ # 200	GRAVAS - MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA ES RETENIDA POR EL TAMIZ # 4	GRAVAS LIMPIAS (CON POCOS FINOS O SIN ELLOS)	AMPLIA GAMA DE TAMAÑOS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	<b>GW</b>	GRAVA BIEN GRADUADA, MEZCLA DE GRAVA Y ARENA CON POCOS FINOS O SIN ELLOS	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR DE 4 ; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ ENTRE 1 Y 3  NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS GRANULOMETRICOS DE LAS GW  LIMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LINEA "A" O $I_p$ MENOR QUE 4  LIMITES DE ATTERBERG POR ENCIMA DE LA LINEA "A" O $I_p$ MAYOR QUE 7	POR ENCIMA DE LA LINEA "A", CON $I_p$ ENTRE 4 Y 7; CASOS LIMITES QUE REQUIEREN EL USO DE SIMBOLOS DOBLES		
			PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑO, CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	<b>GP</b>	GRAVAS MAL GRADUADAS, MEZCLAS DE ARENA Y GRAVA CON POCOS FINOS O SIN ELLOS				
		GRAVAS CON FINOS (CANTIDAD APRECIABLE DE FINOS)	FRACCION FINA NO PLASTICA (PARA LA IDENTIFICACION VER EL GRUPO ML, MAS ABAJO)	<b>GM</b>	GRAVAS LIMOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO				
			FINOS PLASTICOS (PARA IDENTIFICARLOS VER EL GRUPO CL MAS ABAJO)	<b>GC</b>	GRAVAS ARCILLOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE GRAVA, ARENA Y ARCILLA				
			ARENAS LIMPIAS (CON POCOS FINOS O SIN ELLOS)	AMPLIA GAMA DE TAMAÑOS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	<b>SW</b>			ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCOS FINOS O SIN ELLOS	
				PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑO, CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	<b>SP</b>			ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCOS FINOS O SIN ELLOS	
	ARENAS CON FINO (CANTIDAD APRECIABLE DE FINOS)	FINOS NO PLASTICOS (PARA IDENTIFICACION VER EL GRUPO ML MAS ABAJO)	<b>SM</b>	ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO MAL GRADUADAS					
		FINOS PLASTICOS (PARA IDENTIFICACION VER EL GRUPO CL MAS ABAJO)	<b>SC</b>	ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE ARENAS O ARCILLAS					
	METODOS DE IDENTIFICACION PARA LA FRACCION QUE PASA POR EL TAMIZ # 40								
	SUELOS DE GRANO FINO - MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA POR EL TAMIZ # 200	LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MENOR DE 50	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (A LA DISGREGACION)	DILATANCIA (REACCION A LA AGITACION)	TENACIDAD (CONSISTENCIA CERCA DEL LIMITE PLASTICO)		DETERMINESE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA A PARTIR DE LA CURVA GRANULOMETRICA SEGUN EL PORCENTAJE DE FINOS (FRACCION QUE PASA POR EL TAMIZ # 200) LOS SUELOS GUESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUE:  MENOS DEL 5% MAS DEL 12% 5% AL 12%  GW, GP, SW, SP GM, GC, SM, SC CASOS LIMITES QUE REQUIEREN EL EMPLEO DE SIMBOLOS DOBLES	LINEA A: $I_p = 0.73(WL - 20)$  	
			NULA A LIGERA	RAPIDA A LENTA	NULA	<b>ML</b>			LIMOS INORGANICOS Y ARENAS MUY FINAS, POLVO DE ROCA, ARENAS FINAS LIMOSAS O ARCILLAS CON LIGERA PLASTICIDAD
			MEDIA A ALTA	NULA A MUY LENTA	MEDIA	<b>CL</b>			ARCILLAS INORGANICAS DE PLASTICIDAD BAJA A MEDIA, ARCILLAS CON GRAVA, ARCILLAS ARENOSAS, ARCILLAS LIMOSAS, ARCILLAS MAGRAS
LIGERA A MEDIA			LENTA	LIGERA	<b>OL</b>	LIMOS ORGANICOS Y ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD			
LIGERA A MEDIA			LENTA A NULA	LIGERA A MEDIA	<b>MH</b>	LIMOS INORGANICOS, SUELOS LIMOSOS O ARENOSOS FINOS MICACEOS O CON DIATOMEAS, LIMOS ELASTICOS			
ALTA A MUY ALTA			NULA	ALTA	<b>CH</b>	ARCILLAS INORGANICAS DE PALSTICIDAD ELEVADA, ARCILLAS GRASAS			
MEDIA A ALTA		NULA A MUY LENTA	LIGERA A MEDIA	<b>OH</b>	ARCILLAS ORGANICAS DE PLASTICIDAD MEDIA A ALTA				
<b>SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS</b>		FACILMENTE IDENTIFICABLES POR SU COLOR, OLOR, SENSACION ESPONJOSA Y FRECUENTEMENTE POR SU TEXTURA FIBROSA			<b>Pt</b>	TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS			

Figura 41. Clasificación S.U.C.S.

Fuente:(Anónimo. (2011). Sistema USCS de clasificación de suelos [figura]. Recuperado de <https://mecanicadesuelos.files.wordpress.com/2011/03/clasif1.png> )

También analizaremos la clasificación según el tipo de material que resulta funcional para la construcción de una carretera o vía es el método proporcionado por la organización de Estados Unidos con el nombre de *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO), que también determina un grupo y establece un índice de grupo que permite saber que plasticidad tiene el material. A continuación mostraremos unas graficas que permiten la clasificación del material por los métodos de las organizaciones antes mencionadas.

Clasificación general	Material granular (35%, o menos pasa el tamiz N° 200)							Materiales limo- arcillosos (Más del 35% pasa el tamiz N° 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Subgrupo	A-1a	A-1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Porcentaje que pasa el tamiz: N° 10 (2.00mm) N° 40 (0.425mm) N° 200 (0.075mm)	50 máx. 30 máx. 15 máx.	- 50 máx. 25 máx.	- 51 min 10 máx.	- 35 máx.	- 35 máx.	- 35 máx.	- 35 máx.	- 36 min	- 36 min	- 36 min	
Características del material que pasa el tamiz N° 40 (0.425mm): Limite líquido Índice de plasticidad	- 6 máx.		- NP	40 máx. 10 máx.	41 min 10 máx.	40 máx 11 min	41 min 11 min	40 máx. 10 máx.	41 min 10 máx.	40 máx. 11 min	41 min 11 min*
Terreno de fundación	Excelente a bueno		Excelente a bueno	Excelente a bueno				Regular a malo			

\* El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5, es igual o menor a LL-30  
El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6, es mayor que LL-30

Figura 42. Tabla de Clasificación AASHTO.

Fuente: (Ayay, PA. (2013). Suelos [figura]. Recuperado de <http://image.slidesharecdn.com/suelos-130603144519-phpapp02/95/suelos-11-638.jpg?cb=1370270769>.)

#### 4.2.1.9. Relaciones de volumen y gravedad

La siguiente descripción de los procedimientos fue obtenida de la información presentada en el manual de laboratorio de suelos en Ingeniería Civil de Joseph E. Bowles. Se determinaron las relaciones fundamentales que existe entre la masa y el volumen de un suelo en estado natural. (Bowles, 1980)

##### 4.2.1.9.1. Equipo a utilizar

- Parafina
- Balanza con sensibilidad de 0.01 gr
- Probeta de 250 cm<sup>3</sup> de boca ancha
- Hilo
- Cuchillo para cortar la muestra
- Cocina eléctrica de preferencia
- Recipientes de humedad

##### 4.2.1.9.2. Preparación de la muestra

Se requiere que la muestra de suelo debe ser inalterada (se utilizaron los cubos de suelo extraídos de las calicatas).

##### 4.2.1.9.3. Procedimiento

Colocamos la parafina en el recipiente para posteriormente derretirla en la cocineta. Con el cuchillo realizamos un corte en la muestra inalterada para obtener un cubo con una arista de lado de 4 cm, determinamos la masa del cubo y registramos, luego amarramos el cubo con el hilo y sumergimos en la parafina derretida para cubrirlo completamente. Una vez que el cubo este cubierto con la parafina solidificada pesamos y registramos la masa del cubo más la parafina.

Luego pesamos el valor de la masa del cubo más la parafina todo sumergido con la balanza hidrostática.



Figura 43. Muestra parafinada de suelo sumergida en agua.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

#### 4.2.1.9.4. Cálculos

Se obtienen la densidad relativa y la densidad natural a partir del volumen del cubo que se tallo y con la masa registrada en el procedimiento.

### 4.2.2. Propiedades mecánicas del suelo

#### 4.2.2.1. Compactación Próctor Modificado

##### 4.2.2.1.1. Descripción del ensayo

El presente ensayo permite determinar la relación entre el contenido de humedad óptimo ( $w_{OPT} \%$ ) y el peso seco máximo de los suelos ( $\gamma_{D\ MAX}$ ), permitiendo también obtener la curva de compactación ( $w_{OPT} \%$  vs  $\gamma_{D\ MAX}$ ) de una muestra de suelo compactada en un molde de diámetro 4" (10.16 cm) con un martillo de 44.48 N de peso que se deja caer desde una altura de 47.52 cm, produciendo una energía de golpeo de 2700 kN-m/m<sup>3</sup> (compactación Próctor modificado) (ASTM, 2012).

El método de compactación utilizado fue el método A, el cual se describe a continuación:

- Diámetro del molde: 4" (10.16cm)
- Material: Pasa el tamiz N° 4 (abertura de 4.75mm).
- Número de capas: 5
- Número de golpes por capa: 25
- Uso: se utiliza este método cuando el 25% o menos del material es retenido en el tamiz N° 4 (ab. 4.75 mm).

##### 4.2.2.1.2. Equipo a utilizar

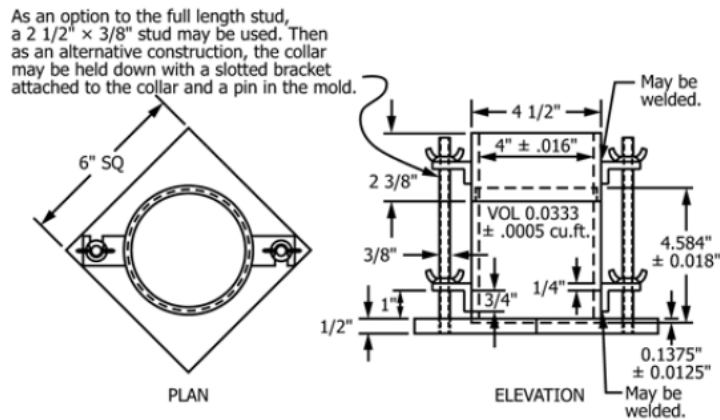
Para la preparación de las muestras (Das B. , Soil Mechanics Laboratory Manual, 2002):

- Tamiz N° 4
- Bandeja para secado del suelo
- Balanza con precisión de 0.1 gr
- Fundas plásticas con capacidad de 5 kg
- Capsulas para humedad natural
- Recipiente con agua
- Herramienta menor para mezclado

Para el ensayo de compactación:

- Molde metálico de 4" de diámetro (101.6 mm  $\pm$  0.4 mm) con un volumen de 943 cm<sup>3</sup>  $\pm$  14.0 cm<sup>3</sup>.
- Martillo o pisón (manual o automático) para Próctor modificado de un peso de 44.48  $\pm$  0.09 N que debe caer desde una altura de 457.2 mm  $\pm$  1.3 mm. La superficie de contacto del

martillo debe ser plana y circular con un diámetro de  $50.80 \pm 0.25$  mm. El martillo debe estar equipado con una guía hueca de diámetro mayor al martillo a fin de que caiga de forma libre.



NOTE 1—See Table 1 for SI equivalents.

FIG. 1 Cylindrical Mold, 4.0-in.

Figura 44. Dimensiones molde Próctor Modificado.

Fuente: ASTM D1557. (ASTM, 2012)

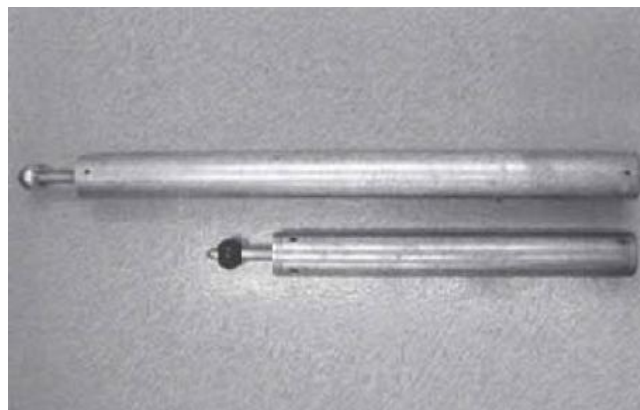


Figura 45. Martillo para Próctor estándar (abajo) y Próctor modificado (arriba).

Fuente: Figura 5.8 (Das B. , Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2013)

- Horno de secado a temperatura constante de  $110 \pm 5^\circ\text{C}$
- Enrasador metálico de longitud mayor al diámetro del molde
- Herramienta menor para mezclado
- Balanza con precisión de 0.1 gr
- Extracción de muestras
- Capsulas para humedad natural

#### 4.2.2.1.3. Preparación de la muestra

Para la preparación del ensayo de compactación es necesario secar el material a temperatura ambiente para que existan valores mayores y menores a la humedad óptima del suelo (la humedad óptima del suelo suele estar cercana al límite plástico del suelo), la humedad natural del suelo fue en promedio de 19% por lo que se extendió el material en la bodega del laboratorio, se procedió a pasarlo por el tamiz N° 4 (Método A) y se lo dejó secar.

Una vez alcanzada la humedad deseada (cercana al 12%) se prepararon 5 fundas de material con un peso aproximado de 2500 gramos y antes de cerrarlas se tomaron muestras para determinar su contenido de humedad natural.

Para el ensayo de compactación se busca que cada una de las fundas tenga un diferente contenido de humedad por lo que se busca que exista un intervalo de 2% entre puntos (fundas), para esto se determinó la cantidad de agua que se debía añadir en función de la humedad inicial del material y se preparó cada funda colocando el material dentro de la bandeja y añadiendo la cantidad de agua calculada anteriormente.

Es importante decir que debido a la clasificación y tipo del suelo en análisis, no se podía realizar las compactaciones inmediatamente después de agregada el agua en el suelo, ya que la norma dice que para suelos de tipo CL/ML se tiene un tiempo mínimo de mezclado entre el suelo y el agua que es de 16 horas.

**Tabla 17.** ASTM D1557 Próctor modificado.

Classification	Minimum Standing Time, h
GW, GP, SW, SP	no requirement
GM, SM	3
All other soils	16

Fuente: ASTM D1557. (ASTM, 2012)

Lo que se busca con este tiempo mínimo es lograr que el agua añadida en el suelo se mezcle de manera uniforme con las partículas de suelo que en su mayoría son finas, esto garantiza que los resultados obtenidos durante las compactaciones sean correctos.

Una vez añadida el agua es necesario pesar cada funda a fin de saber su peso húmedo inicial antes de la compactación. (ASTM, 2012)

4.2.2.1.4. Procedimiento

- Previo a realizar las compactaciones, se procede a colocar el molde en el anillo (base) y se lo pesa sin el collarín anotando el dato, después se arma completamente con el collarín.
- A continuación se pasa el material de la primera funda a la bandeja y se va llenando el molde colocando una cantidad del material y se lo compacta con el martillo con 25 golpes según se indica en el patrón a continuación.

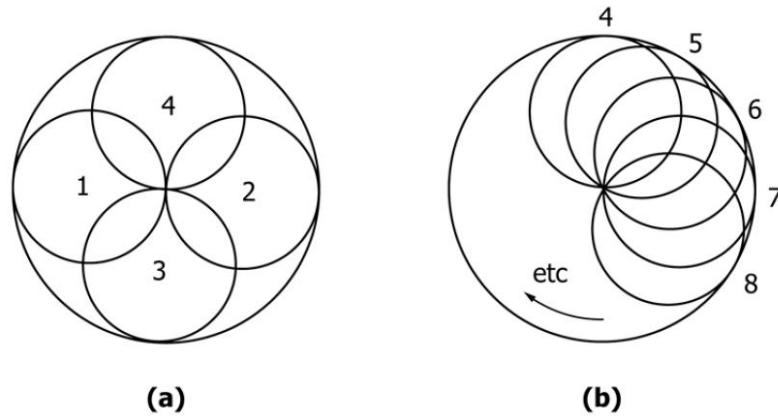


FIG. 3 Rammer Pattern for Compaction in 4-in. (101.6-mm) Mold

Figura 46. Patrón para compactación en molde de 4”.

Fuente: ASTM D1557. (ASTM, 2012)

- Se repite el procedimiento hasta haber completado las 5 capas iguales de 25 golpes cada una, es importante revisar que no se sobrepase en demasía la marca del collarín ni que el nivel de la última capa se encuentre bajo la marca mencionada.



Figura 47. Próctor modificado.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

- Se retira el collarín del arreglo y se enrasa el suelo dentro del molde antes de pesar en la balanza, de existir agujeros o hendiduras se las rellenará con la mezcla y se enrasará hasta obtener una superficie uniforme.



Figura 48 Molde de Próctor

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

- A continuación se toman muestras del material una vez extraído del molde, a fin de determinar el contenido de humedad de la mezcla (una muestra que sea representativa) y se las lleva al horno de secado.



Figura 49. Cápsulas de Humedad.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

- Al día siguiente se procede a pesar las capsulas de humedad de las compactaciones realizadas.

4.2.2.1.5. Cálculos

Se calculan los pesos secos de cada uno de los puntos del ensayo del Próctor modificado, restando el peso del molde y acorde a las humedades correspondientes mediante la fórmula:

Ecuación 9 Para calcular el peso seco del suelo

$$M_s = \frac{M_H}{1 + w\%}$$

Dónde:

$M_s$  = Masa de suelo en estado seco.

$M_H$  = Masa de suelo húmedo.

W% = Contenido de humedad de la muestra de suelo (en porcentaje)

A continuación se calcula el peso unitario seco de cada punto dividiendo la masa seca de la muestra para el volumen del molde utilizado para cada compactación durante el ensayo (es necesario conocer este volumen que ya está determinando para cada uno de los moldes).

Para realizar la curva de compactación se compara los valores de los pesos secos de cada punto con las humedades obtenidas correspondientes, así se obtendrá una curva en la cual se comparan estos parámetros y se puede encontrar los valores de Peso unitario seco Máximo y la Humedad Óptima de la muestra de suelo en análisis.

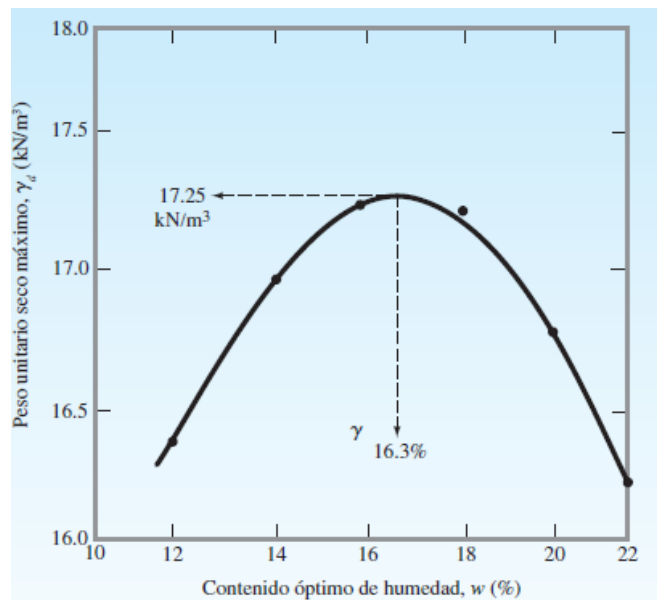


Figura 50. Ejemplo de Curva de Compactación en el ensayo de Próctor Modificado.

Fuente: (Das B. , *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*, 2013)

De no existir coherencia en los resultados se repetirán los puntos que sean necesarios a fin de obtener la tendencia correcta de la curva de compactación del ensayo correspondiente (ASTM, 2012).

Además es necesario dibujar la curva de saturación al 100% de la muestra de suelo (o Curva de cero vacíos de aire), para lo cual se seleccionan diferentes valores de densidad seca del suelo y se procede a calcular los valores de humedad correspondientes mediante la siguiente formula:

*Ecuación 10* Curva de Saturación al 100% de la muestra de suelo

$$w_{sat} = \frac{\gamma_w * G_s - \gamma_d}{\gamma_d * G_s} * 100$$

Dónde:

$W_{sat}$  = Contenido de humedad de saturación del 100% de la muestra de suelo

$\gamma_d$  = Peso unitario seco del suelo

$\gamma_w$  = Peso unitario del agua

$G_s$  = gravedad específica del suelo en análisis.

#### 4.2.2.2. Resistencia al corte del suelo mediante el Ensayo de Corte Directo

##### 4.2.2.2.1. Descripción del ensayo

Este ensayo presenta la manera más simple de determinar los parámetros de corte (cohesión y fricción) de un suelo granular y/o cohesivo en estado natural o saturado. Esto se logra mediante la obtención de tres muestras generalmente cuadradas (aunque también se puede realizar en muestras circulares) a las cuales se le aplicarán estados de carga tanto normales a dicha muestra como esfuerzos cortantes a fin de producir una falla por corte en el suelo (Das B. , Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2013).

Para las muestras moldeadas es necesario determinar la densidad en estado inicial del suelo en estado natural a fin de que los parámetros no se afecten y se puedan relacionar los resultados de los ensayos.

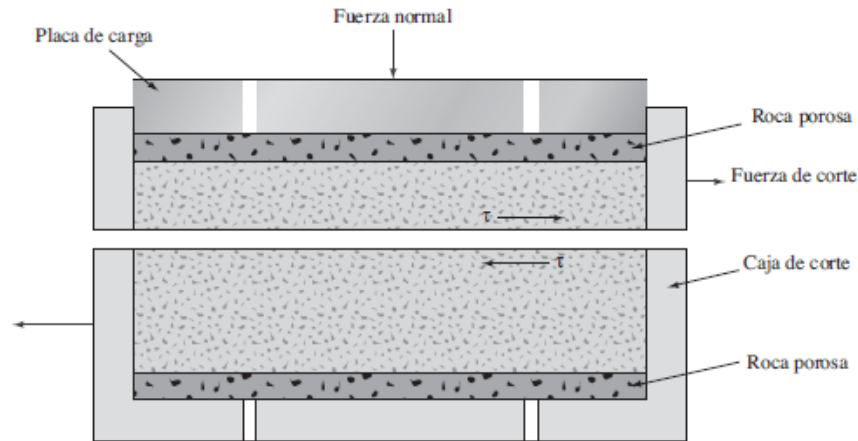


Figura 10.3 Diagrama de un arreglo de prueba de corte directo

Figura 51. Diagrama del ensayo de Corte Directo.

Fuente: (Das B. , *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*, 2013)

#### 4.2.2.2.2. Equipo a utilizar

Para la preparación de las muestras inalteradas:

- Herramienta menor a fin de tallar las muestras (espátulas, cuchillos, brocha, etc.).
- Capsulas para Contenido de Humedad natural inicial de las muestras de suelo a ensayar.
- Balanza con precisión de 0.1 gr

Para la preparación de las muestras remoldeadas:

- Molde metálico (D=3.50cm, H= 7.00cm) y martillo tipo Harvard (equipo de compactación miniatura).
- Herramienta menor (recipientes metálicos, espátulas, brochas, etc.).
- Capsulas para Contenido de Humedad natural inicial de las muestras de suelo a ensayar.
- Balanza con precisión de 0.1 gr

Para el ensayo de corte directo:

- Máquina para realizar el ensayo de Corte Directo (Esfuerzo controlado)
- Capsulas para Contenido de Humedad natural del suelo final después del ensayo.
- Balanza con precisión de 0.1 gr

#### 4.2.2.2.3. Preparación de la muestra

- Para muestras inalteradas de suelo:

A partir de los bloques de material inalterado obtenidos de las calicatas se procede a tallar 3 especímenes o bloques de dimensiones 5.00 x 5.00 x 2.50 cm.

El tallado se realiza con la guía de la caja de corte directo con las dimensiones antes mencionadas, además de que se utiliza como guía para la altura un molde metálico que cumple con las dimensiones antes mencionadas.



Figura 52. Tallado especímenes para Corte Directo

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

A fin de determinar el contenido de humedad natural del suelo en condiciones inalteradas se procede a tomar muestras en capsulas de humedad y se determina la humedad.

- Para muestras remoldeadas de suelo:

Del material sobrante del tallado de las muestras inalteradas se procede a pasar por el tamiz N°10 y se determina la humedad de dicho material previo al moldeo.

A continuación se procede a determinar la cantidad de material necesario para cumplir con la densidad del suelo en estado natural y que se colocará en la caja de corte del mecanismo para el ensayo de corte directo. Similar al proceso de compactación de suelos, se procede a colocar capas de material dentro del molde y se lo apisona con el martillo tipo HARVARD (equipo de compactación miniatura) logrando moldear los 3 especímenes para el ensayo de corte directo.

Finalmente se enrasa la muestra dentro de la caja de corte directo con ayuda de un enrasador o espátula, cuidando de no dañar la muestra de suelo; y después de esto se ensambla completamente la caja de corte directo previo a realizar el ensayo.



Figura 53. Espécimen remoldeado para Corte Directo

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

#### 4.2.2.2.4. Procedimiento

Se determina las dimensiones de la muestra de suelo a ensayar (altura, longitud, espesor).

Se coloca la tapa de la caja de corte directo y se ingresa dentro del equipo (para este ensayo se utilizará un equipo de corte directo de deformación controlada). El espacio donde se aloja la caja de corte directo debe contener agua a fin de que la muestra empiece a saturarse.



Figura 54. Máquina para ensayo de Corte Directo (Deformación controlada).

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Se aplica el primer estado de carga en la muestra de suelo, el cual ejercerá una presión normal al suelo de 100 kPa. Esto se logra colgando masas en la barra vertical de la máquina de corte directo.

A fin de lograr una saturación del suelo previo al ensayo de corte directo, se espera un tiempo prudencial hasta que se produzca esta saturación en la muestra de suelo.



Figura 55. Caja de Corte Directo sumergida en agua y lista para el ensayo

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Es importante cerciorarse que el mecanismo no interfiera con el ensayo, es decir, que con la ayuda de los tornillos separadores se logre que las dos mitades de la caja de corte directo se encuentren separadas y que solo la muestra de suelo se encuentre trabajando.

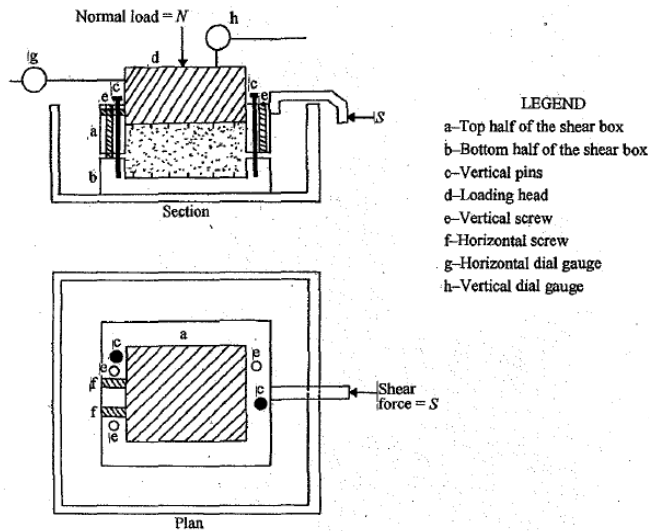


Figure 15-3. Schematic diagram of a direct shear test box.

Figura 56. Esquema de aplicación de fuerzas durante el ensayo de Corte Directo.

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Das B. M., 2002)

Se verifica que los medidores de fuerza aplicada y deformación en la máquina de Corte Directo se encuentren en cero a fin de evitar medidas erróneas en el ensayo. Además es muy importante verificar que la velocidad de deformación ejercida a la muestra durante el ensayo de Corte directo se encuentre entre 0.51 a 2.54 mm/min.

Se inicia el ensayo aplicando una carga a fin de desplazar una mitad del suelo dentro de la caja de Corte Directo respecto de la otra, esto hasta obtener un valor de fuerza  $S$  máximo y después este disminuya, o también puede darse el caso en que se obtenga un valor de fuerza  $S$  máximo y este se mantenga. En este punto se detiene el ensayo.

Se extrae la muestra de suelo de la caja de corte directo y se obtiene suelo para determinar su contenido de humedad natural. El ensayo se repite a fin de obtener tres estados de carga en el suelo (100, 200 y 400 kPa).

#### 4.2.2.3. Resistencia al corte del suelo mediante el Ensayo Triaxial tipo UU

##### 4.2.2.3.1. Descripción del ensayo

A fin de tener una referencia de los valores de cohesión y ángulo de fricción del suelo en estudio además de la prueba de corte directo, se decidió realizar ensayos Triaxiales No Drenados – No Consolidados (UU).

Los ensayos triaxiales permiten determinar los parámetros de corte de un suelo con un mayor grado de confiabilidad en comparación con otros métodos convencionales usados en el medio. Principalmente existen tres razones por las que se considera mayor la confiabilidad de los resultados en un ensayo Triaxial, las cuales son (Das B. , Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2013):

- Permite determinar el comportamiento entre el esfuerzo aplicado al suelo y la deformación del mismo, lo que no es posible en el ensayo del corte directo.
- Las condiciones de esfuerzo a las que está sometido el suelo son más uniformes que la prueba de corte directo ya que los esfuerzos se concentran a lo largo del plano de falla de la muestra.
- Permite un mayor grado de flexibilidad de la muestra (en términos de carga en el ensayo).

Las dimensiones de las muestras a ensayar durante los triaxiales presentan una relación Altura vs Diámetro (H/D) entre 2 y 3, lo cual permite un mejor comportamiento de la misma durante el ensayo y una mayor veracidad en los resultados a obtener (Das B. M., 2002). Para los ensayos realizados se tallaron muestras de 100 x 50 mm (esto para las muestras

inalteradas de suelo), mientras que para los ensayos de material remodelado se procedió a moldear probetas de 95 x 48 mm aproximadamente (utilizando el equipo de compactación miniatura HARVARD); estos remodelados se hicieron a fin de que se cumpla la densidad natural del suelo.

Según indica el autor Braja Das (Das B. , Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2013):

En la prueba Triaxial de corte generalmente se utiliza muestras de suelo de 38 mm de diámetro y 76 mm de largo. La muestra está encerrada por una fina membrana de hule y se coloca dentro de una cámara cilíndrica de plástico que por lo general se llena de agua o glicerina. La muestra es sometida a una presión de confinamiento por la compresión del fluido en la cámara. Para causar la falla cortante en la muestra se aplica un esfuerzo axial a través de carga vertical (a veces llamado esfuerzo desviador).el esfuerzo es sumado en una de dos maneras:

- Aplicación de pesos muertos o presión hidráulica en incrementos iguales hasta que la muestra falla. (la deformación axial de la muestra resultante de la carga aplicada a través del pistón se mide mediante un indicador de cuadrante).
- Aplicación de la deformación axial a una velocidad constante por un reductor o prensa hidráulica de carga. Ésta es una prueba de deformación controlada. La carga axial aplicada por el pisto de carga correspondiente a una deformación axial dada se mide por un anillo de prueba o célula de carga unida al pistón.

El método aplicado es el primero que menciona el profesor Braja Das, ya que se tienen estos mecanismos que ejercen cargas hidráulicas constantes en el Laboratorio de la Facultad de Ingeniería.

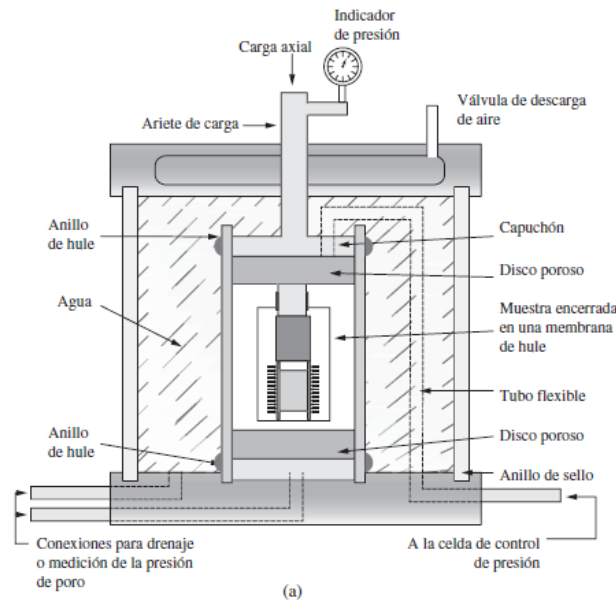


Figura 10.10 (a) Diagrama de un equipo de prueba triaxial

Figura 57. Diagrama de funcionamiento de un equipo para un ensayo Triaxial

Fuente: (Das B. , *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*, 2013).

Existen diferentes tipos de ensayos triaxiales que se pueden realizar a una muestra de suelo, dependiendo de qué parámetros y bajo qué condiciones se pretende que este suelo trabaje.

Para la presente investigación se realizaron ensayos de tipo No Consolidado – No drenado, la cual explica Braja Das (2013):

En las pruebas no consolidadas- no drenadas, durante la aplicación de presión de la cámara  $\sigma_3$ , no está permitido el drenaje de la muestra de suelo. La muestra de prueba se corte para que falle por la aplicación del esfuerzo desviador  $\Delta\sigma_d$ , sin que se permita el drenaje. Dado que el drenaje no está permitido en ningún momento, la prueba puede realizarse con mayor rapidez.

(...) Por lo general, la prueba no consolidada-no drenada se lleva a cabo en muestras de arcilla y depende de un concepto de resistencia muy importante para suelos cohesivos saturados. El esfuerzo axial adicional a la falla es prácticamente el mismo, independientemente de la presión de confinamiento de la cámara. (Das B. , *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*, 2013)

La presión de confinamiento que se aplica a las muestras ensayadas en los triaxiales inicia en valores de 50 o 100 kPa y van duplicando su valor para las muestras restantes, llegando a esfuerzos de 200 y 400 kPa respectivamente. Esto dependerá del número de

muestras a ensayar y los esfuerzos que se le puedan aplicar ya que existen limitaciones en las máquinas de ensayo.

#### 4.2.2.3.2. *Equipo a utilizar*

- Equipo Triaxial
- Equipo de compresión simple
- Bomba de aire
- Membrana de caucho
- Equipo de compactación miniatura HARVARD.
- Herramienta menor para tallado y moldeo de las muestras de suelo.
- Capsulas de humedad

#### 4.2.2.3.3. *Preparación de la muestra*

Para las muestras inalteradas:

Se procede a tallar las muestras desde el cubo de suelo inalterado, esto utilizando como guía un círculo de acrílico con el diámetro de la muestra ( $d=50\text{ mm}$ ). El tallado se realiza con un cuchillo y espátulas que permiten agilizar esta actividad, además de utilizar como guía un molde a fin de determinar la altura de la muestra. Se toma la humedad del material sobrante del tallado de la muestra.



Figura 58. Tallado de muestras inalteradas para ensayo Triaxial.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Para las muestras remodeladas:

Se determina la cantidad de material a utilizar para el moldeo en base al peso unitario del suelo en estado natural, y para el molde a utilizar (dimensiones conocidas). Además se dispone de una muestra de material para determinar su contenido de humedad natural antes del ensayo. Se ensambla el molde del equipo de compactación miniatura HARVARD y se va colocando por capas el material dentro del molde y compactando con el martillo, es necesario escarificar el material entre capas a fin de que se unan y no existan irregularidades durante el ensayo Triaxial.

Se debe realizar esta actividad lo más pronto posible a fin de evitar la pérdida de humedad de la muestra de suelo.



*Figura 59.* Moldeo de muestras para ensayo Triaxial.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

A continuación se muestran dos especímenes, el uno se obtuvo al remodelar el suelo mediante el equipo de compactación miniatura HARVARD (izquierda de la imagen), mientras que el otro fue tallado del bloque de suelo inalterado obtenido de las calicatas en campo (derecha de la imagen).



*Figura 60.* Muestra remodelada (Izq.) y Muestra Inalterada (Der.) previo al ensayo Triaxial.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

#### 4.2.2.3.4. Procedimiento

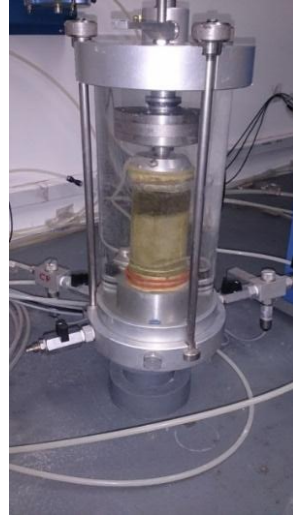
Previo al ensayo es necesario colocar papel filtro en los extremos del espécimen de suelo y a fin de que no se produzcan pérdidas de material durante el ensayo, después se coloca la membrana de caucho sobre el espécimen de suelo y se asegura los mecanismos de entrada y salida de agua con unas bandas elásticas.



Figura 61. Muestra lista para el ensayo de Triaxial

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Se coloca el arreglo dentro de la cámara del Triaxial y se llena con agua hasta lograr la presión de confinamiento en la muestra de suelo, mediante una bomba de aire se extrae las burbujas de aire que pudieran estar en el agua a fin de evitar errores en la presión de confinamiento. A continuación se procede a saturar la muestra mediante la presión BP (Back Pressure, por sus iniciales en inglés), y se va revisando en la máquina el grado de saturación que presente el espécimen a medida que se van dando los estados de carga en el ensayo (por lo general se llega a grados de saturación entre 95 y 99%) (Muhunthan & Sariosseiri, 2008).

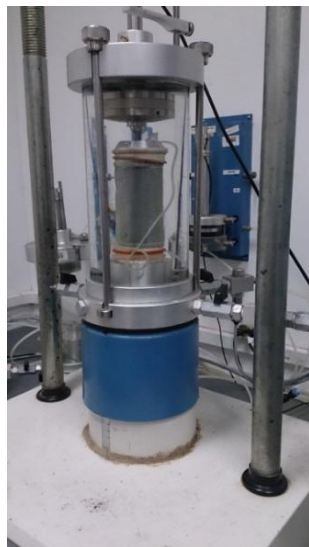


*Figura 62.* Cámara para el ensayo de Triaxial

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

El otro estado de carga es el incremento de la presión de poros dentro de la muestra, la cual también se regula para que sea aplicada en estados controlados e iguales al espécimen en el ensayo (Muhunthan & Sariosseiri, 2008).

Una vez lograda la saturación en la muestra, se procede a la rotura por compresión simple del espécimen, para lo cual se utiliza la máquina de compresión simple pero sin sacar la muestra del estado de carga al que está sometido, esto a fin de determinar su resistencia última a la compresión simple y ver su mecanismo de falla.



*Figura 63.* Probetas ensayadas en la máquina del Triaxial

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

### 4.2.3. Propiedades mecánicas de la Mezcla: Suelo – Cemento

#### 4.2.3.1. Compactación de mezclas suelo – cemento Próctor modificado

##### 4.2.3.1.1. Descripción del ensayo

El presente ensayo permite determinar la relación entre el contenido de humedad óptimo ( $w_{OPT} \%$ ) y el peso seco máximo de los suelos ( $\gamma_{D MAX}$ ), permitiendo también obtener la curva de compactación ( $w_{OPT} \%$  vs  $\gamma_{D MAX}$ ) de una muestra de suelo compactada en un molde de diámetro 4" (10.16 cm) con un martillo de 44.48 N de peso, produciendo una energía de golpeo de 2700 kN-m/m<sup>3</sup>.

El método de compactación utilizado fue el método A, el cual se describe a continuación:

- Diámetro del molde: 4" (10.16cm)
- Material: Pasa el tamiz N° 4 (abertura de 4.75mm).
- Número de capas: 5
- Número de golpes por capa: 25
- Uso: se utiliza este método cuando el 25% o menos del material es retenido en el tamiz N° 4 (ab. 4.75 mm).

##### 4.2.3.1.2. Equipo a utilizar

Los equipos a utilizar son los mismos que se presentaron para la compactación de muestras de suelo natural explicado anteriormente.

##### 4.2.3.1.3. Preparación de la muestra

Una vez preparadas las fundas de material para cada una de las dosificaciones de suelo-cemento de la presente investigación (6%, 9%, 12%, 15%), se procede a añadir agua al igual que el procedimiento de compactación para suelo natural.

Una vez añadida el agua es necesario pesar cada funda a fin de saber su peso húmedo inicial antes de la compactación. (ASTM, 2012)

A continuación se realiza la dosificación del cemento al peso seco del material de las fundas, esto con el fin de evitar errores debido a los diferentes contenidos de humedad que tiene cada una de las fundas preparadas.

Se añade el cemento (la cantidad varía según la dosificación a realizar: 6, 9, 12, 15%) al suelo de las fundas esparcido previamente en una bandeja metálica. Se homogeniza la mezcla hasta obtener un material de un solo color, cuidando de que no existan aglomeraciones solo de cemento buscando así una mezcla homogénea.



Figura 64 Mezcla de material con cemento

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

#### 4.2.3.1.4. Procedimiento

- Previo a realizar las compactaciones, se procede a colocar el molde en el anillo (base) y se lo pesa sin el collarín anotando el dato, después se arma completamente con el collarín.
- Después se coloca una cantidad de mezcla en el molde y se compacta con el martillo dando 25 golpes según se presentó en el procedimiento de compactación para suelo natural.
- Se repite el procedimiento hasta haber completado las 5 capas iguales de 25 golpes cada una, es importante revisar que no se sobrepase en demasía la marca del collarín ni que el nivel de la última capa se encuentre bajo la marca mencionada.
- Se retira el collarín del arreglo y se enrasa la mezcla dentro del molde antes de pesar en la balanza, de existir agujeros o hendiduras se las rellenará y se enrasará hasta obtener una superficie uniforme.



Figura 65. Equipo para compactación de material mezclado con cemento

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

- A continuación se extrae del molde el material y se toman muestras del mismo, a fin de determinar el contenido de humedad de la mezcla (una cantidad representativa) y se las lleva al horno de secado.
- Al día siguiente se procede a pesar las capsulas de humedad de las compactaciones realizadas.



Figura 66. Molde extraído del equipo de compactación

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

#### 4.2.3.1.5. Cálculos

Al igual que con las muestras de suelo natural, se calculan los pesos secos de cada uno de los puntos del ensayo del Próctor modificado, restando el peso del molde y acorde a las humedades correspondientes mediante la fórmula:

Ecuación 11 Para calcular el peso seco del suelo

$$M_s = \frac{M_H}{1 + w\%}$$

Dónde:

$M_s$  = Masa de suelo en estado seco.

$M_H$  = Masa de suelo húmedo.

$W\%$  = Contenido de humedad de la muestra de suelo (en porcentaje)

A continuación se calcula el peso unitario seco de cada punto dividiendo la masa seca de la muestra para el volumen del molde utilizado para cada compactación durante el ensayo (es necesario conocer este volumen que ya está determinando para cada uno de los moldes).

Para realizar la curva de compactación se compara los valores de los pesos secos de cada punto con las humedades obtenidas correspondientes, así se obtendrá una curva en la cual se comparan estos parámetros y se puede encontrar los valores de Peso unitario seco Máximo y la Humedad Óptima de la muestra de suelo en análisis.

Además es necesario dibujar la Curva de Saturación al 100% de la muestra de suelo (o Curva de cero vacíos de aire), para lo cual se seleccionan diferentes valores de densidad seca del suelo y se procede a calcular los valores de humedad correspondientes mediante la siguiente fórmula:

Ecuación 12 Curva de Saturación al 100% de la muestra de suelo

$$w_{sat} = \frac{\gamma_w * G_s - \gamma_d}{\gamma_d * G_s} * 100$$

Dónde:

$w_{sat}$  = Contenido de humedad de saturación del 100% de la muestra de suelo

$\gamma_d$  = Peso unitario seco del suelo

$\gamma_w$  = Peso unitario del agua

$G_s$  = gravedad específica del suelo en análisis.

#### 4.2.3.2. Resistencia al corte del suelo-cemento mediante Ensayo Triaxial UU

##### 4.2.3.2.1. Descripción del ensayo

A fin de tener una referencia de los valores de cohesión y ángulo de fricción del suelo-cemento en sus diferentes dosificaciones (6, 9, 12 y 15%), se decidió realizar ensayos Triaxiales No Drenados – No Consolidados (UU).

Principalmente existen tres razones por las que se considera mayor la confiabilidad de los resultados en un ensayo Triaxial, las cuales son (Das B. , Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2013):

- Permite determinar el comportamiento entre el esfuerzo aplicado al suelo y la deformación del mismo, lo que no es posible en el ensayo del corte directo.
- Las condiciones de esfuerzo a las que está sometido el suelo son más uniformes que la prueba de corte directo ya que estos esfuerzos se concentran a lo largo del plano de falla de la muestra.
- Permite un mayor grado de flexibilidad de la muestra (en términos de carga en el ensayo).

Para los ensayos de suelo cemento se moldearon 3 especímenes para cada dosificación de cemento (6, 9, 12 y 15%), los cuales cumplen con la relación 2:1 de altura vs longitud de la muestra. Además estos especímenes fueron moldeados para la densidad seca máxima ( $\gamma_{dmax}$ ) y el contenido de humedad óptima ( $w_{opt}$ ) de cada dosificación de cemento con los datos del ensayo de compactación Próctor modificado (Muhunthan & Sariosseiri, 2008).

El equipo utilizado para los moldeos fue el equipo de compactación miniatura HARVARD, el cual tiene un molde cilíndrico de 50x100 mm y un martillo apisonador

metálico que permite moldear las probetas de los ensayos triaxiales. Para la presente investigación se realizaron ensayos de tipo No Consolidado – No drenado, la cual explica Braja Das (2013):

En las pruebas no consolidadas- no drenadas, durante la aplicación de presión de la cámara  $\sigma_3$ , no está permitido el drenaje de la muestra de suelo. La muestra de prueba de corte para que falle por la aplicación del esfuerzo desviador  $\Delta\sigma_d$ , sin que se permita el drenaje. Dado que el drenaje no está permitido en ningún momento, la prueba puede realizarse con mayor rapidez. (Das B. , Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2013)

#### 4.2.3.2.2. *Equipo a utilizar*

- Equipo Triaxial
- Equipo de compresión simple
- Bomba de aire
- Membrana de caucho
- Equipo de compactación miniatura HARVARD.
- Herramienta menor para tallado y moldeo de las muestras de suelo.
- Capsulas de humedad

#### 4.2.3.2.3. *Preparación de la muestra*

A partir de los datos de la densidad seca máxima y la humedad óptima de las mezclas de suelo cemento para dosificaciones del 6, 9, 12 y 15% del peso seco del suelo, se calcula las cantidades necesarias de suelo, cemento y agua a mezclar para lograr dicha densidad en el molde del equipo de compactación HARVARD con un volumen aproximado de 196 cm<sup>3</sup>. Es importante decir que se realizaron estos cálculos tomando en cuenta la cantidad de agua que se pierde por efecto de la reacción agua – cemento (reacción exotérmica), la misma que puede afectar en el moldeo al no llegar al contenido de humedad óptimo como se tenía previsto.

Para la mezcla del suelo se procede a colocar la cantidad de suelo natural con su humedad inicial ( $w_{\text{natural}}$  inicial) que fue calculada, a continuación se añade el cemento (la cantidad depende de la dosificación a realizar y se homogeniza hasta obtener una mezcla de un solo color.

Después se humedece la mezcla con la cantidad de agua calculada, es importante tomar en cuenta las cantidades necesarias de material para determinar contenidos de humedad antes del ensayo (aproximadamente 50 gr de mezcla).

Se ensambla el molde del equipo de compactación miniatura HARVARD y se va colocando por capas la mezcla dentro del molde y compactando con el martillo, es necesario escarificar el material entre capas a fin de que se unan y no existan irregularidades durante el ensayo Triaxial.

Una vez realizados los moldeos, se colocan dentro del cuarto de humedad por 7 días para que se pueda completar el proceso de curado del suelo-cemento, es importante decir que los especímenes fueron colocados dentro de fundas plásticas con agujeros que impedían su contacto directo con las condiciones del cuarto de humedad.

Después de este tiempo se sumergió en agua a los especímenes de suelo cemento por un periodo de 6 días, con lo cual se pretende saturar dichas muestras y disminuir el tiempo del ensayo Triaxial, esto ya que el suelo cemento tiene una permeabilidad muy baja y que va disminuyendo conforme aumenta la dosificación de cemento en la mezcla (Muhunthan & Sariosseiri, 2008).

#### 4.2.3.2.4. Procedimiento

Previo al ensayo es necesario colocar papel filtro en los extremos del espécimen de suelo-cemento a fin de que no se produzcan pérdidas de material durante el ensayo, después se coloca la membrana de caucho sobre el espécimen de suelo y se asegura los mecanismos de entrada y salida de agua con unas bandas elásticas.

Se coloca el arreglo dentro de la cámara del Triaxial y se llena con agua hasta lograr la presión de confinamiento en la muestra de suelo-cemento, mediante una bomba de aire se extrae las burbujas de aire que pudieran estar en el agua a fin de evitar errores en la presión de confinamiento.

A continuación se procede a saturar la muestra mediante la presión BP (Back Pressure, por sus iniciales en inglés), y se va revisando en la máquina el grado de saturación que presente el espécimen a medida que se van dando los estados de carga en el ensayo (por lo general se llega a grados de saturación entre 95 y 99%).

El otro estado de carga es el incremento de la presión de poros dentro de la muestra, la cual también se regula para que sea aplicada en estados controlados e iguales al espécimen en el ensayo (Muhunthan & Sariosseiri, 2008).

Una vez lograda la saturación en la muestra, se procede a la rotura por compresión simple del espécimen, para lo cual se utiliza la máquina de compresión simple pero sin sacar la muestra del estado de carga al que está sometido, esto a fin de determinar su resistencia última a la compresión simple y ver su mecanismo de falla.



Figura 67. Muestra de suelo - cemento en el ensayo de Triaxial

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

#### 4.2.3.3. Durabilidad de la mezcla de suelo cemento

##### 4.2.3.3.1. Descripción del ensayo

La siguiente información fue extraída en base a la norma ASTM D-559 (ASTM, 2003). Para determinar el posible comportamiento del suelo cemento a lo largo del tiempo se aplica un procedimiento para determinar cuánto material de la mezcla de suelo cemento se pierde y como varía el contenido de humedad de la muestra, también se pretende determinar cómo cambia el volumen de la probeta de suelo cemento. Para realizar el ensayo las probetas que fueron usadas en el ensayo se prepararon de acuerdo a la granulometría del material que se va usar, ya que se preparan probetas para una densidad seca máxima y una humedad óptima, estos datos deben ser obtenidos previamente de acuerdo a la norma ASTM D-558.

Según la norma antes mencionada se establece dos métodos que se aplican de acuerdo a la granulometría del material, para el material que se utilizó se estableció el método A. Tomando estas consideraciones preparamos las probetas que serán ensayadas de acuerdo a la norma ASTM D-559.

##### 4.2.3.3.2. Equipo a utilizar

- Molde para extracción de las probetas de suelo cemento
- Balanza con una precisión de 0.01gr
- Hornos de secado capaz de llegar a una temperatura de  $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$

- Cuarto de humedad con una temperatura constante de  $21^{\circ} \pm 2^{\circ}$  C. y capaz de llegar a una humedad del 100%.
- Tanque de agua para sumergir las probetas de suelo cemento
- Cepillo con cerdas metálicas de alambre
- Herramientas de mezclado como espátulas
- Cuchillo para escarificar
- Recipientes para meter en el horno
- Herramientas para realizar las mediciones de las dimensiones de las probetas

#### 4.2.3.3.3. *Preparación de la muestra*

Seleccionamos el material de acuerdo a la norma ASTM D-558 para obtener mediante compactación dos especímenes que nos permitan realizar el ensayo, una vez obtenidos las probetas se determina habiendo sacado un poco de mezcla del material con el cemento para sacar el contenido de humedad se compara las dos probetas para que no exista una dispersión en la similitud de los datos de las dimensiones ni el peso, ni su densidad seca y su contenido de humedad, ya que las dos probetas a ensayarse deben ser muy similares. Las probetas deben estar en el cuarto de humedad hasta la verificación de los datos.

Se debe establecer una probeta para analizar el cambio de contenido de humedad y volumen del suelo – cemento, la que será identificada como muestra No. 1 y la otra probeta preparada es para controlar el cambio de masa llamándola muestra No. 2.

#### 4.2.3.3.4. *Procedimiento*

- Después de retirar los especímenes del cuarto de humedad se sumergen durante 5 horas y se extraen del tanque en donde se sumergieron las muestras.
- La muestra No. 1 se registra su masa y sus dimensiones. Luego se colocan los dos especímenes en un horno a una temperatura aproximadamente de  $71^{\circ} \pm 3^{\circ}$  C. por 42 horas y luego los retiramos.
- Registramos la masa y las dimensiones de la muestra No. 1. Luego se aplica un cepillado con el cepillo de cerdas metálicas o de alambre, aplicando cerca de 19 o 20 cepillados en dirección vertical a lo largo del eje longitudinal de la muestra No. 2, tratando de cubrir toda la muestra con los cepillados aplicando una fuerza considerable de aproximadamente 13N por cepillado, se registra la masa del molde No. 2.

- Luego se sumergen las muestras, los numerales del 1. Hasta el 3. Constituyen un ciclo que es necesario repetir 12 veces.
- El espécimen No. 1 puede discontinuarse de los 12 ciclos si su masa no cambia.
- Luego se secan en un horno las dos muestras y hasta que su masa no varíe.

#### 4.2.3.3.5. Cálculos

Se calcula la diferencia de volumen de la muestra No. 1 y el volumen de la muestra en el momento de moldeo. Se calcula la diferencia del contenido de humedad de la muestra No. 1 al momento del moldeo y luego cuando se termina el ensayo. Se corrige la masa seca de la muestra No. 2 por los efectos de la reacción del agua con el cemento durante el ensayo con la siguiente expresión:

Ecuación 13 Masa secada al horno corregida

$$\% \text{ Masa secada al horno corregida} = \frac{MA}{B} \times 100$$

Dónde:

MA: Masa seca de la muestra después de ser secada al horno a 100° C.

B: Porcentaje de masa de agua retenida por hidratación en la muestra a más 100.

El porcentaje de masa de agua puede ser tomado como igual al de la muestra No. 1.

Para obtener la pérdida de suelo cemento usamos la siguiente expresión:

Ecuación 14 Pérdida de suelo cemento

$$\% \text{ Pérdida de suelo cemento} = \frac{D}{C} \times 100$$

Dónde:

D: Masa seca al horno original calculada menos la masa seca al horno corregida final.

C: La masa seca al horno original calculada.

4.2.3.4. Resistencia a la Compresión Simple del suelo –cemento

4.2.3.4.1. Descripción del ensayo

El presente ensayo sirve para determinar la resistencia a la compresión simple en especímenes cilíndricos de suelo-cemento con diferentes dosificaciones de cemento. La norma ASTM D1633-00 (Resistencia a la compresión simple de cilindros de Suelo- Cemento) indica dos procedimientos a seguir para el moldeo de las probetas cilíndricas, dependiendo de las características del suelo por lo que para el suelo en estudio se debe aplicar el Método B que se describe a continuación:

Método B: este procedimiento utiliza especímenes de prueba de 2.8 in. (71.1 mm) de diámetro y 5.6 in. /142.2 mm) de altura. La relación Altura vs. Diámetro deberá ser igual a 2. Este método es aplicable para los suelos que pasan la malla del tamiz N°4 (abertura de la malla de 4.75 mm). (...)

El Método B, debido a la relación altura vs diámetro de 2.00 (mayor al 1.15 del Método A), refleja mejores resultados del esfuerzo a la compresión simple ya que reduce las complejas condiciones de esfuerzos que pudieran ocurrir durante el ensayo de las probetas moldeadas con el Método A. (ASTM, 2007).

El ensayo de compresión simple de probetas consiste en aplicar una carga axial a los especímenes de suelo-cemento hasta producir la falla de estos. No existen esfuerzos de confinamiento durante este ensayo, debido a esto su nombre de resistencia a la compresión ‘simple’. A continuación se muestra una tabla donde se aprecian distintos valores de la resistencia a la compresión (rotura de la muestra) y los calores de consistencia correspondientes:

**Tabla 18.** Relación entre la consistencia de un suelo y su resistencia a la compresión no confinada

**Tabla 10.3** Relación general de consistencia y esfuerzo de compresión no confinada de las arcillas

Consistencia	$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )
Muy blanda	0–25
Blanda	25–50
Media	50–100
Firme	100–200
Muy firme	200–400
Dura	>400

Fuente: (Das B. , Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2013)

Cabe resaltar que para el moldeo de los especímenes de suelo cemento se propone realizar dos lecturas, una con probetas de 7 días de edad y también con probetas de 28 días de edad curadas

en la cámara de humedad; esto con el fin de apreciar la variación de la resistencia a la compresión según el tiempo de curado del suelo-cemento y validar su uso en campo ya que de obtener resistencias aceptables a los 7 días representaría menores tiempos de construcción.

Los especímenes de suelo-cemento fueron moldeados para el 95% de la densidad seca máxima ( $\gamma_{d \text{ max}}$ ) (esto según los requisitos en campo para la compactación de terraplenes) y el contenido de humedad óptima ( $w_{\text{opt}}$ ) de cada dosificación de cemento con los datos del ensayo de compactación: Próctor modificado (ASTM, 2007).

La norma ASTM D1633 indica que para el Método B el moldeo se debe realizar según indica la norma ASTM D1632-07 (Moldeo y Curado de especímenes de Suelo-Cemento para ensayos de compresión y flexión), la que indica que es necesario utilizar un molde que cumpla con la relación 2:1 de altura vs. Diámetro del espécimen. Además indica que la compactación se puede realizar mediante una prensa (Compactación estática) o mediante un método dinámico como el martillo del Próctor modificado o similar (ASTM, 2007).

Del método de compactación estática podemos ver a continuación:

(...) El ensayo de compactación estática mediante presión es un concepto diferente a la compactación dinámica. El método de compactación dinámica fue creado por Próctor (1933) y es el método más común utilizado para determinar el valor de la densidad seca máxima (DSM) y el contenido de humedad óptimo (CHO). Sin embargo, la compactación dinámica aplica la misma cantidad de energía para todos los tipos de suelo y no se presenta un valor determinado para un suelo en particular. (...) Existe una gran diferencia entre los ensayos de compactación dinámica de laboratorio y el trabajo de compactación en campo con respecto al Grado de compactación obtenido. (Asmani, Hafez, & Nurbaya, 2011).

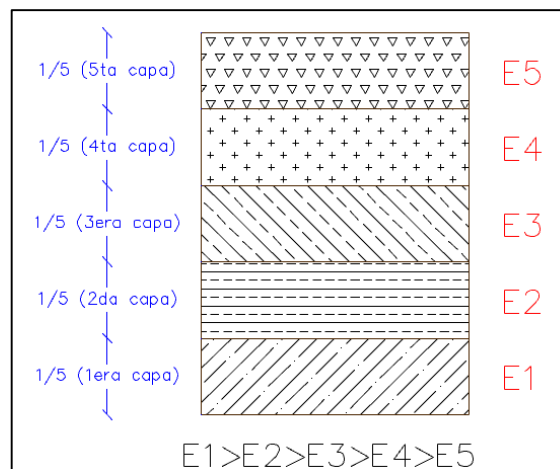


Figura 68. Aplicación de energía según las capas en ensayo de compactación dinámica (Próctor modificado).

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Hafez (2007) demostró que el método dinámico contribuye con energía de compactación no solo a una capa sino que también a las demás en menor medida. Por lo que la capa del fondo obtiene mayor energía de compactación en comparación con las capas superiores (tanto en el ensayo de Próctor estándar como en el modificado). (...) la cantidad de energía que fue transferida a la capa del fondo también afecta su densidad. Por lo que se concluye que, para los especímenes formados con el método de compactación dinámica, se tienen diferentes calores de energía y densidad para cada una de las capas que conforman el espécimen, afectando su homogeneidad.

El método de compactación con presión se basa en el principio de la compactación estática. Este método consiste en aplicar una fuerza de compresión constante en el suelo utilizando un molde que se adapte a las características y condiciones del suelo en estudio y que resiste las fuerzas a aplicar para la compactación. Por lo tanto, en el ensayo de compactación estática, a cada tipo de suelo se le aplica una cierta cantidad de energía según su peso unitario a diferencia del método dinámico donde se aplica la misma cantidad de energía para todos los suelos. El método estático aplica gradualmente una fuerza axial estática en el suelo utilizando una prensa hidráulica, donde el molde a utilizar cumple con las condiciones impuestas por la norma ASTM D1633-00 (Asmani, Hafez, & Nurbaya, 2011).

De acuerdo a esto, es recomendable utilizar el sistema de compactación estática, ya que permitirá que las muestras a obtener tengan una homogeneidad adecuada lo cual evitara resultados con grandes desviaciones y por ende errores apreciables en los ensayos a realizar.



*Figura 69.* Homogeneidad de las especímenes con el método de compactación estático.

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

#### 4.2.3.4.2. Equipo a utilizar

Para la preparación de los especímenes de suelo-cemento:

- Molde cilíndrico 80x300 mm, base metálica, pistón y barra nivel.
- Acrílicos circulares de 70 mm diámetro.
- Aceite lubricante liviano.
- Abrazaderas metálicas.
- Equipo menor.



Figura 70. Equipo para compactación estática

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

- Bandejas metálicas
- Espátulas metálicas
- Varilla metálica o apisonador
- Cápsulas de humedad
- Balanza con precisión de 0.1 gr.

Para el ensayo de compresión simple:

- Máquina de compresión simple
- Equipo adicional
- Recipiente con agua
- Balanza con precisión de 0.1 gr.
- Cápsulas de contenido de humedad natural

#### 4.2.3.4.3. Preparación de la muestra

Se obtiene material que pase el tamiz N°4, el cual se pesa y se preparan fundas de 2000 gr aproximadamente y se determina la humedad natural inicial del suelo previo al ensayo.

A partir de los datos del Próctor modificado se obtienen los valores de la densidad seca máxima y del contenido de humedad óptimo para cada dosificación de cemento, por lo que se calculan las cantidades de suelo húmedo, cemento y agua necesarias para la mezcla de suelo-cemento.



Figura 71. Equipo para realizar la mezcla de suelo – cemento

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Es importante decir que se realizaron estos cálculos tomando en cuenta la cantidad de agua que se pierde por efecto de la reacción agua – cemento (reacción exotérmica), la misma que puede afectar en el moldeo al no llegar al contenido de humedad óptimo como se tenía previsto.



Figura 72. Proceso de mezclado para el suelo – cemento

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Para la mezcla del suelo se procede a colocar la cantidad de suelo natural con su humedad inicial ( $w_{\text{natural}}$  inicial) que fue calculada, a continuación se añade el cemento (la cantidad depende de la dosificación a realizar y se homogeniza hasta obtener una mezcla de un solo color, cuidar de no romper las partículas más gruesas de material durante la mezcla.



*Figura 73.* Trituración del material para la mezcla de suelo – cemento

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Después se humedece la mezcla con la cantidad de agua calculada, es importante tomar en cuenta las cantidades necesarias de material para determinar contenidos de humedad de la mezcla antes del ensayo (aproximadamente 50 gr de mezcla).



*Figura 74.* Toma de humedad de la mezcla de suelo – cemento

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Simultáneamente, se ensambla el molde metálico en la base y se lubrica con una fina película de aceite liviano a fin de facilitar la extracción del espécimen al finalizar el moldeo.



*Figura 75.* Preparación del molde para la compresión estática

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Se coloca un acrílico circular dentro del molde a fin de evitar la pérdida de material durante el moldeo. Después se añade la mezcla y se apisona con el fin de que esta quepa dentro del molde metálico, al final se coloca otro acrílico circular.



*Figura 76.* Colocación del material en el molde de compactación estática

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Así queda ensamblado el molde y se lo lleva a la prensa hidráulica donde se lo compacta aplicando una carga sobre el pistón a velocidades entre 60 y 100 mm/min, hasta llegar a la marca registrada en el pistón de carga (altura de la muestra 140 mm aproximadamente).



Figura 77. Máquina para ejercer presión en el molde de compactación estática

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Finalmente se extrae el molde cilíndrico de la base y con la ayuda de la prensa se extrae el espécimen de su interior, se debe tener cuidado de no doblar ni golpear el espécimen para evitar que este se dañe. Después de esto se limpia el espécimen de suelo-cemento y se registran sus medidas (altura, diámetro superior, medio e inferior, masa), se lo coloca en una funda plástica con pequeños agujeros la cual se identifica con el número y la fecha de moldeo, y se lo lleva al cuarto de humedad donde se produce el curado del suelo-cemento hasta los 7 o 28 días que se producirá el ensayo de compresión simple.



Figura 78. Procesamiento de datos de probetas de suelo - cemento y almacenamiento de probetas en la cámara de humedad

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

#### 4.2.3.4.4. Procedimiento

El procedimiento para la rotura de los especímenes es el mismo a los 7 y 28 días de edad, para esto es necesario revisar en el registro de moldeo cuales especímenes van a ser rotos en el día, se los extrae de la cámara de humedad y se sumergen en agua por un mínimo de 4 horas (ASTM D1633-00) a fin de saturarlos.



Figura 79. Saturación de muestras previa a la rotura

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Una vez cumplido este tiempo de sumersión, se los saca del agua y se registran sus medidas: altura, diámetros y peso. A continuación se colocan en la prensa de carga junto con un deformimetro y se inicia la rotura verificando que la velocidad de carga no sea mayor a 1mm/min durante todo el ensayo. Se registran los valores de carga y deformación durante el ensayo de compresión simple (ASTM, 2007).



Figura 80. Procesamiento de datos de probetas saturadas

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Una vez que el espécimen haya fallado, se registra la carga máxima del ensayo, el tipo de falla que se presentó y se toma el contenido de humedad final del espécimen (de preferencia se toma el núcleo del mismo a fin de evitar una dispersión en los resultados).



Figura 81. Rotura de probetas en el ensayo de compresión simple

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Este procedimiento se repite para todos y cada uno de los especímenes moldeados de suelo-cemento a los 7 días y 28 días de edad.

#### 4.2.3.4.5. Cálculos

Calcular el valor de la resistencia a la compresión de los especímenes dividiendo la carga máxima aplicada para la sección transversal (área) de cada uno. Además se realizarán las gráficas de Esfuerzo vs. Deformación de cada ensayo a fin de determinar su módulo de elasticidad.

Algo importante es la comprobación de los valores obtenidos, ya que la norma D1633 define un valor máximo permisible de error entre probetas cilíndricas gemelas ensayadas, el cual es 8.1% y se calcula con la siguiente ecuación (ASTM, 2007):

Ecuación 15 Dispersión permisiva de probetas gemelas

$$\% \text{ Diferencia} = \frac{(\text{Mayor valor} - \text{Menor valor})}{(\text{Mayor valor} + \text{Menor valor})/2} \times 100$$

## 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo, se presentan los resultados obtenidos en los ensayos realizados en las muestras de suelo natural, así como en las mezclas de suelo-cemento para cada una de las dosificaciones con cemento tipo MH.

Adicionalmente, se presentan comparaciones entre los resultados obtenidos a fin de determinar el contenido de cemento óptimo para su utilización en campo. Para esto se analizan las características técnicas y económicas de las mezclas realizadas.

### 5.1. Características físicas

Se recolectaron muestras del suelo (alterado e inalterado) en cuatro puntos y a dos profundidades, en el predio de los Talleres y Cocheras de la PLMQ, con el fin de satisfacer todos los ensayos planificados para la caracterización física de los estratos de suelo en estudio.

#### 5.1.1. Suelo Natural

##### 5.1.1.1. Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Se realizaron 4 sondeos con equipo manual de perforación hasta 3.50 m de profundidad en cada uno de ellos en el predio de los Talleres y Cocheras recuperando las muestras cada 0.50 m, las cuales sirvieron para realizar la clasificación de los estratos de suelos que se presenta a continuación.

Debido a que ya existen sondeos realizados por Metro de Quito, se utilizó el material del sondeo 3 para su caracterización en laboratorio (ver tabla 19), mientras que en los otros sondeos solo se realizó la clasificación manual-visual en campo.

También se registró el número de golpes necesario para hincar la cuchara partida en el suelo hasta la profundidad de 3.50 m en cada sondeo, esta profundidad está referida al nivel natural del terreno.

Tabla 19. SPT de sondeo realizado en el terreno

POZO 3																	
COTA: 2928 msnm																	
Prof.	N1	N2	N3	NSPT	N60	N45	GRANULOMETRIA % pasa			Plasticidad			CLASIFICACION		DESCRIPCION	PERFIL	
							No 10	No 40	No 200	LL	LP	IP	SUCS	AASHTO			
0.5	1	9	7	7	14	9.75	7.32	98.61	89.03	55.67	27.31	21.68	5.63	CL-ML	A-4 (1)	Arcilla limosa arenosa color marron oscuro, con presencia de raices. Presenta granulos de pomez	CL-ML
1	1.5	8	8	9	17	11.84	8.88	99.58	88.58	58.41	27.20	21.73	5.47	CL-ML	A-4 (2)		
1.5	2	10	6	12	18	12.54	9.41	98.11	88.54	62.81	28.67	22.71	5.96	ML	A-4 (2)	Limo arenoso de baja plasticidad con presencia de arcillas, color marron. Presneta granulos de pomez no mayores a 5mm.	ML
2	2.5	7	9	11	20	13.93	10.45	99.67	88.97	60.44	28.98	22.99	5.99	ML	A-4 (2)		
2.5	3	5	10	11	21	14.63	10.97	99.84	89.04	58.47	29.59	23.49	6.10	ML	A-4 (2)		
3	3.5	10	8	10	18	12.54	9.41	99.86	91.00	59.21	29.34	23.38	5.96	ML	A-4 (2)		

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

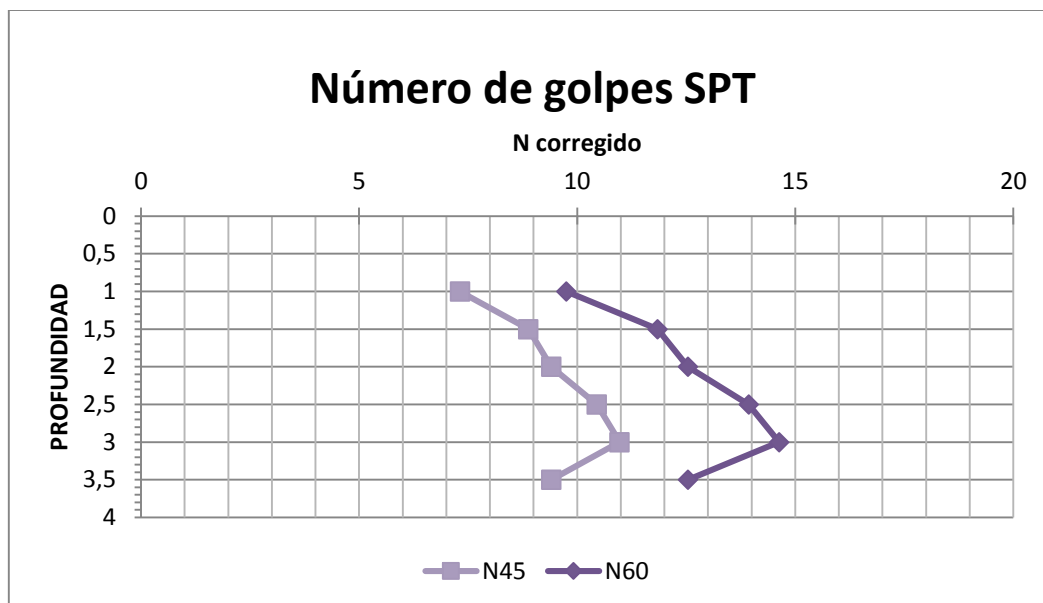


Figura 82. Ensayo SPT. Sondeo 3

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Tabla 20. Registro de sondeos SPT

SONDEOS	Prof.		N1	N2	N3	NSPT	N60	N45
P1	0.50	1.00	6	7	9	16	11.15	8.36
	1.00	1.50	7	8	10	18	12.54	9.41
	1.50	2.00	5	10	9	19	13.24	9.93
	2.00	2.50	8	12	12	24	16.72	12.54
P2	0.50	1.00	6	8	6	14	9.75	7.32
	1.00	1.50	4	6	9	15	10.45	7.84
	1.50	2.00	4	9	7	16	11.15	8.36
	2.00	2.50	10	8	11	19	13.24	9.93
	2.50	3.00	6	10	11	21	14.63	10.97
P3	3.00	3.50	7	12	16	28	19.51	14.63
	0.50	1.00	9	7	7	14	9.75	7.32
	1.00	1.50	8	8	9	17	11.84	8.88
	1.50	2.00	10	6	12	18	12.54	9.41
	2.00	2.50	7	9	11	20	13.93	10.45
	2.50	3.00	5	10	11	21	14.63	10.97
P4	3.00	3.50	10	8	10	18	12.54	9.41
	0.50	1.00	7	9	8	17	11.84	8.88
	1.00	1.50	6	10	9	19	13.24	9.93
	1.50	2.00	10	10	9	19	13.24	9.93
	2.00	2.50	6	10	10	20	13.93	10.45

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Con estos resultados se valida el estudio de Metro de Quito (ver **Tabla 22**) y se procede a obtener muestras alteradas e inalteradas a dos profundidades en campo a fin de realizar los ensayos pertinentes para esta investigación.

El profesor Braja Das (1994) presenta un cuadro donde se observa que consistencia presenta un suelo según el  $N_{60}$  del ensayo de penetración estándar:

**Tabla 21.** *Consistencia de arcillas y correlación aproximada para el  $N_{60}$*

**Tabla 12.4** Consistencia de arcillas y correlación aproximada para el número de penetración estándar,  $N_{60}$

Número de penetración estándar, $N_{60}$	Consistencia	Resistencia a la compresión no confinada, $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )
0–2	Muy blanda	0–25
2–5	Blanda	25–50
5–10	Rigidez media	50–100
10–20	Rígida	100–200
20–30	Muy rígida	200–400
>30	Dura	>400

Fuente: (Das B. , *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*, 2013)

**Tabla 22.** Datos de SPT realizado en la zona por parte de la E.P.M. Metro de Quito

SONDEO SMQ-68											
Prof.	NSPT	% pasa			Plasticidad			CLASIFICACION		DESCRIPCION	PERFIL
		No 4	No 40	No 200	LL	LP	IP	SUCS	AASHTO		
0.5										Limo arenoso color negro con presencia de material organico, grava esporadica y pomez.	ML
1	7	99.40	88.80	61.70	38.60	25.80	12.80	ML	A-4 (2)		
1.5										Limo arcillo arenoso color marron oscuro, presenta grava fina de pomez.	CL
2	10	100.00	89.70	60.80	32.40	20.50	11.90	CL	A-6(5)		
2.5											
3	14	100.00	88.50	59.50	34.30	20.60	13.70	CL	A-6(5)	Arcilla limosa arenosa de color marron con presencia de granulos de pomez.	

Fuente: *Diseño definitivo de Obra Civil de Talleres y Cocheras PLMQ ANEJO N°5: CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICO - GEOTÉCNICA* (Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito, 2012)

5.1.1.2. *Granulometría de los suelos*

La distribución granulométrica de los suelos ensayos se muestran en la Tabla 23, se observa que los suelos contienen en gran parte material fino (material pasante el tamiz de abertura N°200).

Se realiza una comparación de las curvas granulométricas a fin de observar de mejor manera el comportamiento del material proveniente de los 8 puntos de prueba:

**Tabla 23.** *Granulometrías del material extraído de los Puntos analizados*

Tamiz No.		% Pasa							
(pulg)	(mm)	Punto 1		Punto 2		Punto 3		Punto 4	
		1.50 m	3.0 m	1.50 m	3.0 m	1.50 m	3.0 m	1.50 m	3.0 m
<b>No. 4</b>	4.75	100	100	100	99.65	100	100	100	99.86
<b>10</b>	2	99.58	99.59	99.4	98.71	99.58	99.84	98.93	99.66
<b>40</b>	0.425	88.76	88.48	92.77	85.44	88.58	89.04	87.31	89.76
<b>200</b>	0.075	59.61	55.51	63.39	56.61	58.41	58.47	55.4	61.46

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

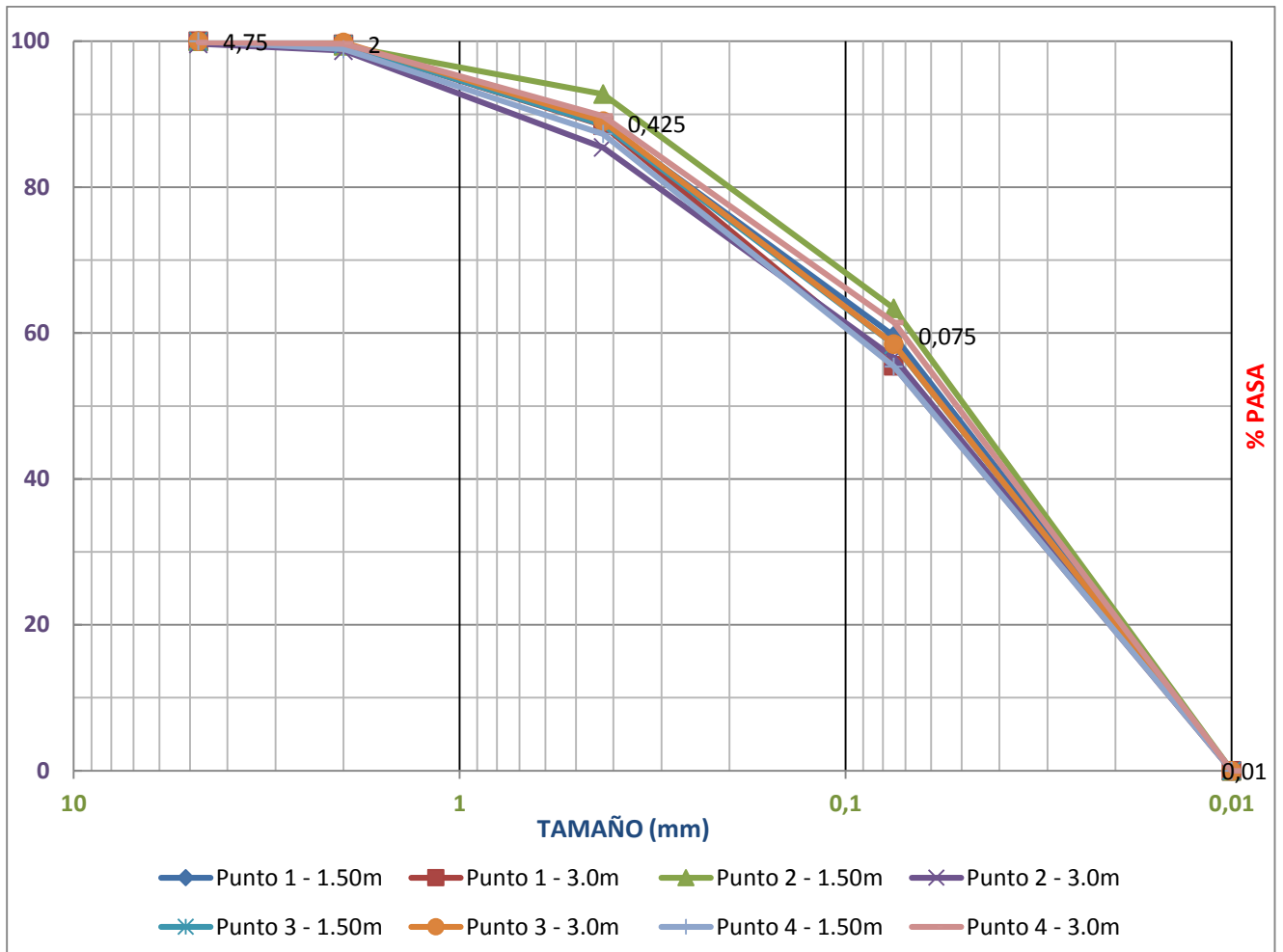


Figura 83. Granulometrías del material analizado

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Al presentar valores mayores al 50% que pasa el tamiz N°200 podemos decir que el suelo es un material de características finas, esto servirá para su identificación mediante los sistemas SUCS y AASHTO.

#### 5.1.1.3. Límites de Atterberg

Se realizaron los ensayos de límites de consistencia de las muestras alteradas de suelo natural que se obtuvieron en las calicatas en campo, siendo un total de 8 ensayos (4 puntos a dos profundidades) los cuales se presentan en la *Tabla 24*.

La profundidad a la que se tomaron las muestras está referida desde el nivel natural de terreno en cada uno de los puntos.

**Tabla 24.** Límites de Atterberg

<b>LIMITES DE ATTERBERG (MÉTODO DE CASAGRANDE)</b>				
<b>PUNTO</b>	<b>PROFUNDIDAD</b>	<b>LL</b>	<b>LP</b>	<b>IP</b>
<b>P1</b>	1.50m	26.6	21.4	5.2
	3.0m	29	23.1	5.9
<b>P2</b>	1.50m	27.7	21.6	6.1
	3.0m	30.4	23.1	7.3
<b>P3</b>	1.50m	27.2	21.7	5.5
	3.0m	29.6	23.5	6.1
<b>P4</b>	1.50m	28.6	20.7	7.9
	3.0m	30.2	23.3	6.9

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

5.1.1.4. *Contenido de material orgánico*

Debido a que en la toma de muestras en campo y clasificación manual-visual se registró la presencia de raíces hasta la profundidad de 2.50 m se decide determinar el contenido de material orgánico, los resultados se muestran en la Tabla 25.

El análisis de los datos para obtención de resultados se lo realizó en base a los cálculos propuestos anteriormente para contenido de materia orgánica en el numeral 4.2.1.3.4.

**Tabla 25.** *Contenido de Materia Orgánica*

CONTENIDO DE MATERIA ORGÁNICA						
Punto	Mo	Ms	Cc	Co	Co Promedio	Norma ASTM D - 4427
	gr	gr	%	%	%	%
1	57.46	55.23	96.12	3.88	3.85	5 (máx.)
	55.24	53.07	96.07	3.93		
	53.26	51.26	96.24	3.76		
2	62.12	59.71	96.12	3.88	4.09	
	52.42	50.3	95.96	4.04		
	53.84	51.5	95.65	4.35		
3	52.86	50.87	96.24	3.76	3.78	
	52.73	50.71	96.17	3.83		
	52.68	50.7	96.24	3.76		
4	54.72	52.6	96.13	3.87	3.76	
	55.36	53.26	96.21	3.79		
	57.41	55.33	96.38	3.62		

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Dónde:

Mo es la masa seca de material original antes de ingresar al horno tipo mufla.

Ms es la masa seca de material después de ingresar al horno tipo mufla.

Cc es el contenido de cenizas.

Co es el contenido de materia orgánica.

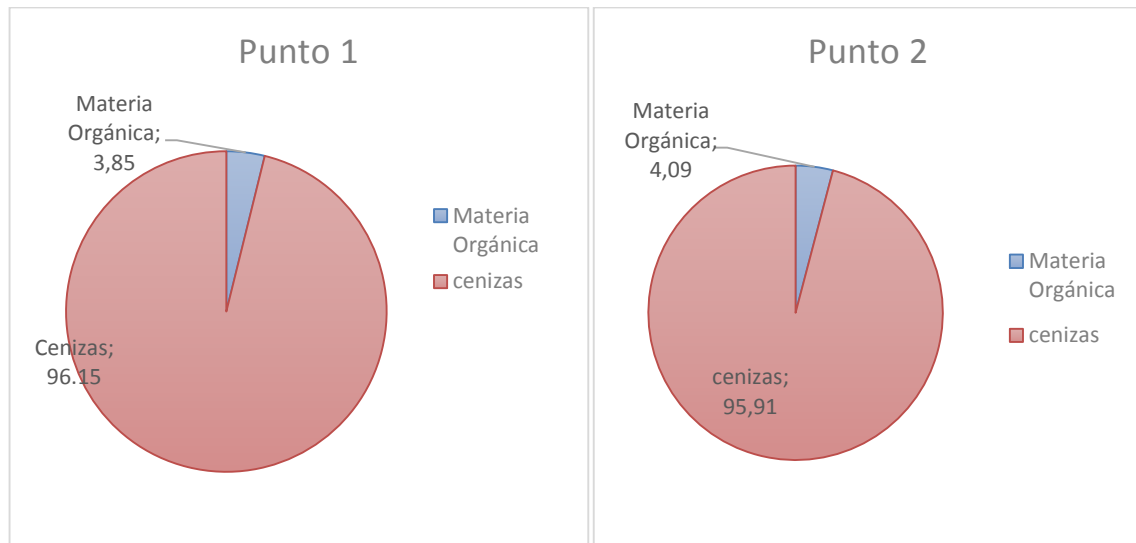


Figura 84. Contenido de Materia Orgánica Punto 1 y Punto 2

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

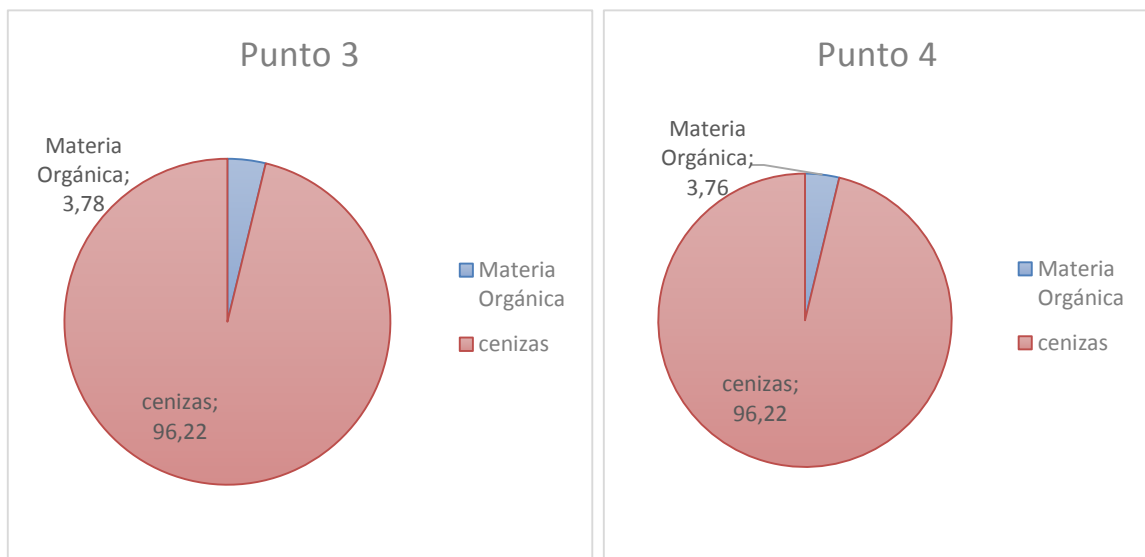


Figura 85. Contenido de Materia Orgánica Punto 3 y Punto 4

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

5.1.1.5. Gravedad específica  $G_s$

En los resultados del ensayo de gravedad específica se obtuvo un valor de entre 2.65 y 2.68 dependiendo del punto en el cual se extrajo el material, en la Tabla 26 se establece los resultados del ensayo para cada punto.

**Tabla 26.** Resultados Ensayo  $G_s$  Suelo Natural

GRAVEDAD ESPECIFICA SUELO NATURAL				
PUNTO	P1	P2	P3	P4
Matraz N°	L1	L3	L1	L3
Masa de suelo húmedo Mm (g)	65.14	68.44	68.56	66.99
Humedad w%	30.26	36.83	34.32	32.52
Masa de suelo seco Ms (g)	50.01	50.02	51.04	50.55
Masa matraz + agua + suelo Mmws (g)	675.22	678.43	675.95	678.55
Temperatura ° C	21.50	27.50	23.00	24.50
Masa matraz con agua Mmw (g)	644.00	647.00	644.00	647.00
Constante K	1.00	1.00	1.00	1.00
<b><math>G_s</math></b>	2.66	2.69	2.67	2.66

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Según la tabla presentada por el profesor Ing. Ricardo Salvador, la gravedad específica del suelo corresponde a un limo:

**Tabla 27.** Rango de  $G_s$  para varios suelos.

RANGOS DE $G_s$ PARA VARIOS SUELOS	
Tipo de suelo	$G_s$
Arena	2.63 - 2.67
Limos	2.65 - 2.70
Arcilla y arcilla limosa	2.67 - 2.90
Suelo orgánico	< 2.00

Fuente: Apuntes Manual para Laboratorio de suelos. (Salvador, 2010)

#### 5.1.1.6. Clasificación de suelos SUCS y AASHTO

Con los resultados de características físicas del suelo se identifica al suelo mediante los sistemas de clasificación SUCS y AASHTO. Las muestras a 1.50m de profundidad presentan características similares (ver Tabla 28. Clasificación de suelos SUCS y AASHTO), por lo que se las clasifica como:

- AASHTO: Estrato de suelo fino de tipo limoso A-4, y que el Índice de Grupo del 1 al 3.
- SUCS: Limo areno arcilloso de baja a media plasticidad, nomenclatura ML-CL. Además presenta raíces (material orgánico) y gránulos de pómez (tamaño máximo 5mm).
- AASHTO: Estrato de suelo fino de tipo limoso A-4, y que el Índice de Grupo del 1 al 3.
- SUCS: Limo arenoso con presencia de arcillas de plasticidad baja a media, nomenclatura CL. Además presenta gránulos de pómez (en menor cantidad que el estrato a 1.50m de profundidad).

Para fines prácticos, se decide tratar a las muestras de suelo de las dos profundidades como uno solo debido a la similitud de las características físicas, además en campo sería muy complicado diferenciar estas dos capas de material una de otra para realizar los trabajos pertinentes.

**Tabla 28.** Clasificación de suelos SUCS y AASHTO

POZO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	CONTENIDO DE HUMEDAD	LIMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRIA				SISTEMA DE CLASIFICACION	
			w%	LL	LP	IP	% PASA #4	% PASA #10	% PASA #40	% PASA #200	SUCS	AASHTO
1	1	1.50	22.54	26.60	21.40	5.20	100.00	99.58	88.76	59.61	CL	A-4 (3)
	2	3.00	23.67	29.00	23.10	5.90	100.00	99.59	88.48	55.51	ML	A-4 (1)
2	1	1.50	21.15	27.70	21.60	6.10	100.00	99.40	92.77	63.39	CL-ML	A-4 (2)
	2	3.00	21.74	30.40	23.10	7.30	99.65	98.71	85.44	56.61	ML	A-4 (2)
3	1	1.50	20.88	27.20	21.70	5.50	100.00	99.58	88.58	58.41	CL-ML	A-4 (1)
	2	3.00	20.98	29.60	23.50	6.10	100.00	99.84	89.04	58.47	ML	A-4 (2)
4	1	1.50	23.66	28.60	20.70	7.90	100.00	98.93	87.31	55.40	CL	A-4 (2)
	2	3.00	23.16	30.20	23.30	6.90	99.86	99.66	89.76	61.46	ML	A-4 (3)

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

## 5.1.2. Suelo-Cemento

### 5.1.2.1. Límites de Atterberg

Se realizaron los ensayos de límites de Atterberg para el suelo añadiendo cemento tipo MH en dosificaciones al peso para los valores de 6, 9, 12 y 15%, obteniéndose cambios apreciables en la plasticidad de la mezcla de suelo con cemento (ver Tabla 29. Resumen de Límites de Atterberg).

## 5.1.3. Comparación de Resultados

Se presentan los resultados del ensayo de límites de Atterberg tanto para suelo natural como para la mezcla de suelo con cemento tipo MH.

Se realizaron cuadros comparativos donde se pueda observar el comportamiento del suelo a medida que cambia el contenido de cemento, estos cuadros se presentan en los anexos.

El comportamiento en todas las muestras de suelo es el mismo, donde la tendencia indica lo siguiente (ver Tabla 29):

- El límite líquido (LL) incrementa su valor hasta porcentajes del 9% de cemento y después decae si el contenido de cemento sigue aumentando.
- El límite plástico (LP) aumenta hasta valores del 6% de cemento y se estabiliza (diferencias entre valores del LP no sobrepasa el 2%) mientras el contenido de cemento incrementa hasta el 12%, pero si el cemento incrementa hasta el 15% el valor del límite plástico tiende a decrecer.
- El índice plástico (IP) presenta un decrecimiento gradual a medida que el contenido de cemento aumenta en la mezcla de suelo con cemento tipo MH.

Tabla 29. Resumen de Límites de Atterberg

<b>LIMITES DE ATTERBERG (METODO DE CASAGRANDE)</b>					
<b>PUNTO</b>	<b>PROFUNDIDAD</b>	<b>DOSIFICACION DE CEMENTO AL PESO</b>	<b>LL</b>	<b>LP</b>	<b>IP</b>
<b>P1</b>	1.50m	0%	26.6	21.4	5.2
		6%	32.1	28.0	4.1
		9%	30.3	27.6	2.6
		12%	28.6	26.7	1.9
		15%	26.9	25.1	1.8
	3.0m	0%	29.0	23.1	5.9
		6%	34.4	29.9	4.6
		9%	32.7	29.6	3.1
		12%	30.7	28.7	2.0
		15%	28.8	27.2	1.7
<b>P2</b>	1.50m	0%	27.7	21.6	6.1
		6%	32.6	26.6	6.0
		9%	31.3	26.2	5.1
		12%	29.4	25.5	3.8
		15%	27.7	25.1	2.6
	3.0m	0%	30.4	23.1	7.3
		6%	35.4	28.6	6.8
		9%	33.7	28.3	5.4
		12%	31.9	27.9	4.1
		15%	29.7	27.4	2.3
<b>P3</b>	1.50m	0%	27.2	21.7	5.5
		6%	30.0	26.2	3.8
		9%	30.5	27.3	3.3
		12%	29.4	27.1	2.3
		15%	27.5	25.1	2.4
	3.0m	0%	29.6	23.5	6.1
		6%	33.0	28.5	4.5
		9%	32.0	29.2	2.8
		12%	31.1	29.0	2.1
		15%	29.7	28.2	1.4
<b>P4</b>	1.50m	0%	28.6	20.7	7.9
		6%	31.1	25.7	5.5
		9%	30.5	27.1	3.4
		12%	28.9	26.4	2.5
		15%	27.1	25.3	1.8
	3.0m	0%	30.2	23.0	7.1
		6%	33.4	27.3	6.1
		9%	32.1	27.1	5.0
		12%	30.4	26.8	3.6
		15%	29.0	26.2	2.8

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

### 5.1.4. Contenido óptimo de cemento

El comportamiento del suelo al adicionar cemento en porcentajes del 9 y 12% de cemento presenta similitudes apreciables en los valores del límite líquido y límite plástico, donde se presentan diferencias menores del 5.3 y 1.8% respectivamente (ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

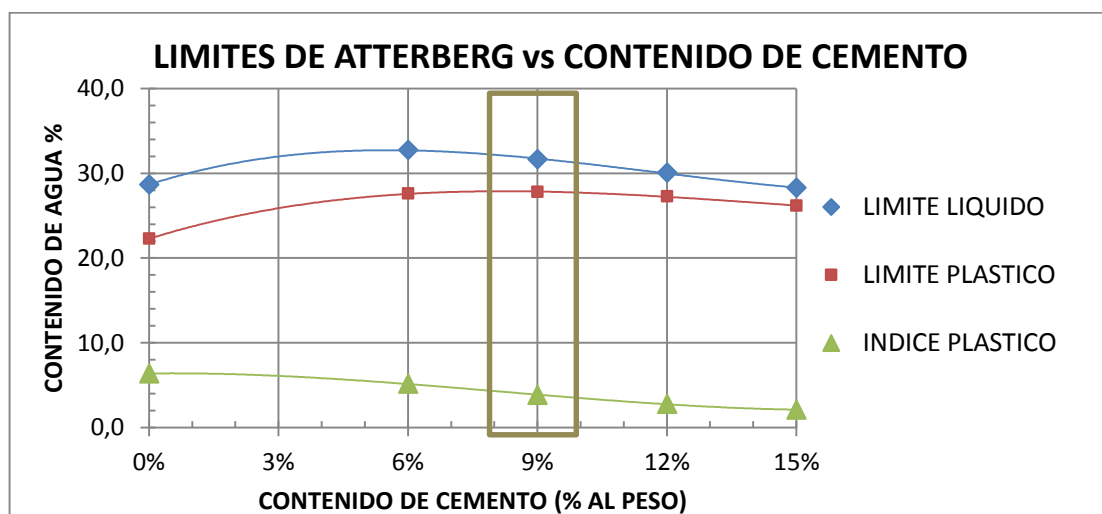
El cambio en el índice plástico IP la diferencia es mucho mayor (ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**), indicando así que el uso de cemento funciona adecuadamente para bajar la plasticidad del suelo y por ende da al suelo características propicias para su uso en obras civiles.

Es evidente que la sugerencia del Comité 230 de la ACI para el uso de cemento en suelos estaba en lo correcto ya que se logra mejorar el comportamiento del suelo con un contenido de cemento igual a 9%.

**Tabla 30.** Límites de Atterberg en material estabilizado con cemento tipo MH

LÍMITES DE ATTERBERG (MÉTODO DE CASAGRANDE)							
PUNTO	% CEMENTO	LL	LP	IP	Variación del LL	Variación del LP	Variación del IP
PROMEDIO	0%	28.70	22.30	6.40	-	-	-
	6%	32.80	27.60	5.20	14.29%	23.77%	18.75%
	9%	31.60	27.80	3.80	10.10%	24.66%	40.63%
	12%	30.00	27.30	2.80	4.53%	22.42%	56.25%
	15%	28.30	26.20	2.10	1.39%	17.49%	67.19%

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.



**Figura 86.** Límites de Atterberg en material estabilizado con cemento tipo MH

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

## 5.2. Parámetros de Compactación de los suelos

Para determinar los parámetros de compactación de los suelos se utilizó el método del próctor modificado método A (máximo porcentaje de material retenido en el tamiz N<sup>4</sup> es 25%), tanto para suelo natural como para suelo adicionando los porcentajes de cemento al peso.

### 5.2.1. Suelo Natural

En los ensayos de compactación del suelo natural el material presenta una densidad seca máxima por encima de 1700 kg/m<sup>3</sup>, en la tabla 31 podemos apreciar las densidades secas máximas obtenidas de los puntos analizados con las humedades óptimas correspondientes.

**Tabla 31.** Resumen de datos de compactación para Suelo Natural

Resultados de Proctor Modificado para Suelo Natural			
Punto	Profundidad	γ <sub>d</sub> max	Humedad óptima
#	(m)	kg/m <sup>3</sup>	%
1	1.5	1751.01	16.42
	3	1750.59	16.36
2	1.5	1731.51	14.98
	3	1729.95	14.82
3	1.5	1736.29	15.70
	3	1732.28	15.83
4	1.5	1733.76	15.57
	3	1732.69	15.92

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

### 5.2.2. Suelo-Cemento

En los ensayos de compactación del suelo-cemento se encontró que el material presenta una densidad seca máxima que varían entre 1600 y 1800 kg/m<sup>3</sup>, en la Tabla 32 podemos apreciar las densidades secas máximas obtenidas de los puntos analizados con las humedades óptimas correspondientes.

**Tabla 32.** Resumen de datos de compactación para Suelo-Cemento

<b>Resultados de Proctor Modificado para Suelo-Cemento</b>				
Punto	Profundidad	% - Cemento	γd max	Humedad óptima
#	(m)	%	kg/m3	%
1	1.5	6	1748.38	16.78
		9	1752.66	16.93
		12	1758.64	16.86
		15	1766.08	16.72
	3	6	1749.18	16.70
		9	1752.38	16.92
		12	1758.24	16.87
		15	1766.82	16.77
2	1.5	6	1724.64	16.35
		9	1745.09	16.70
		12	1755.74	16.47
		15	1765.74	16.40
	3	6	1724.47	16.30
		9	1743.59	16.60
		12	1756.11	16.42
		15	1765.48	16.42
3	1.5	6	1731.55	16.06
		9	1740.29	16.75
		12	1751.89	16.66
		15	1767.69	16.70
	3	6	1724.84	16.35
		9	1735.53	16.69
		12	1757.01	16.69
		15	1774.72	16.64
4	1.5	6	1733.32	16.02
		9	1740.11	16.74
		12	1754.11	16.42
		15	1767.48	16.71
	3	6	1724.74	16.38
		9	1737.94	16.56
		12	1758.70	16.72
		15	1773.11	16.53

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

### 5.2.3. Comparación de Resultados

Con el fin de observar de mejor manera el comportamiento de los parámetros de compactación del suelo se realizaron cuadros comparativos donde se pudo observar la tendencia de las curvas de compactación (Densidad seca vs. Contenido de humedad) en cada una de las dosificaciones y el suelo natural, estos cuadros se presentan en los anexos.

Se incluye la curva de cero vacíos (curva de saturación) para comprobar que las curvas de compactación no presenten incoherencias y validar los resultados obtenidos.

Además, la pérdida de contenido de humedad debido a la evaporación por la hidratación del cemento durante el mezclado presenta un problema a tener en cuenta durante la compactación. Se registraron pérdidas de humedad significativas que de no tener en cuenta en los cálculos afectarían la densidad seca final del material compactado e incrementaría la dificultad de mezclado ya que la mezcla estaría más seca.

**Tabla 33.** Porcentajes de pérdida de humedad por reacción de agua-cemento

PÉRDIDA DE HUMEDAD DURANTE MEZCLADO	
Contenido de cemento	%
6%	1.45
9%	1.92
12%	2.26
15%	2.64

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

#### 5.2.4. Contenido óptimo de cemento

Las muestras de suelo presentan un comportamiento similar en sus características de compactación al variar el contenido de cemento desde el 0% (suelo natural), 6, 9, 12 y 15%.

**Tabla 34.** Promedio de los datos obtenidos para el ensayo de Próctor modificado en material estabilizado con cemento tipo MH

Compactación de suelo con cemento										
Compactación	Dosificación de Cemento									
	SN		6%		9%		12%		15%	
	$\gamma_d$	w%	$\gamma_d$	w%	$\gamma_d$	w%	$\gamma_d$	w%	$\gamma_d$	w%
1	1662.35	11.43	1672.29	12.88	1680.81	13.55	1667.68	13.02	1702.33	13.51
2	1718.24	14.17	1704.13	14.45	1728.99	15.42	1717.31	14.67	1757.33	15.37
3	1735.36	16.29	1722.75	16.64	1742.72	17.21	1755.01	16.83	1763.16	16.98
4	1696.75	18.54	1708.18	18.42	1713.38	18.79	1728.44	18.41	1736.16	18.61
5	1619.66	21.11	1674.33	19.96	1651.65	20.94	1668.69	20.29	1679.13	20.46

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

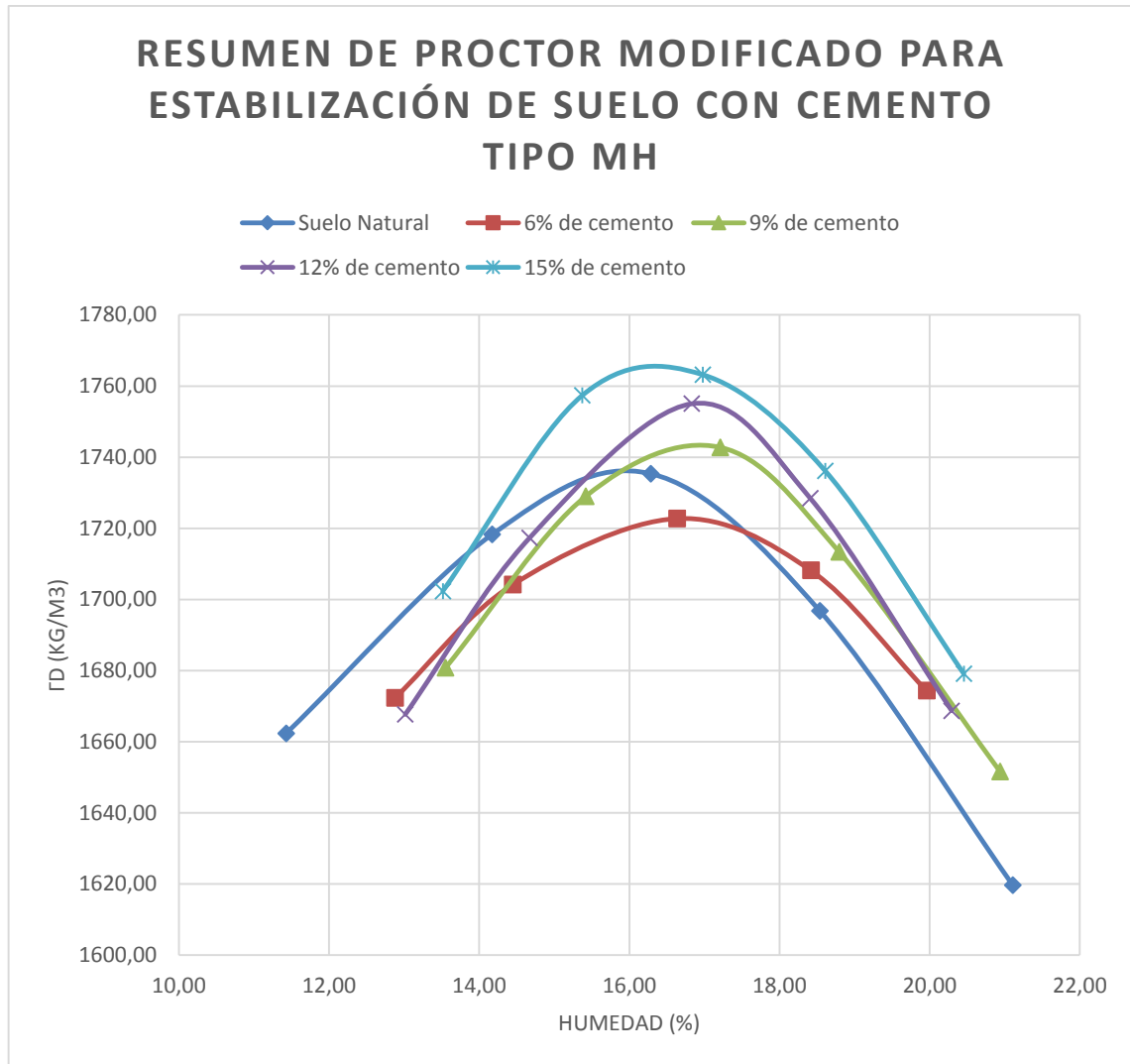


Figura 87. Promedio de los datos obtenidos para el ensayo de Proctor modificado en material estabilizado con cemento tipo MH

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

En la Figura 87 se puede observar el comportamiento del suelo cuando se le incrementa cemento en porcentajes al peso, es interesante el resultado de la dosificación del 6% de cemento ya que presenta una densidad menor que la densidad del suelo en estado natural.

Una explicación es que la reacción del cemento con el agua en el suelo no se realiza de forma correcta, es decir, el cemento no se hidrata de forma correcta ya que al ser muy poca la cantidad de cemento este forma vacíos en la mezcla.

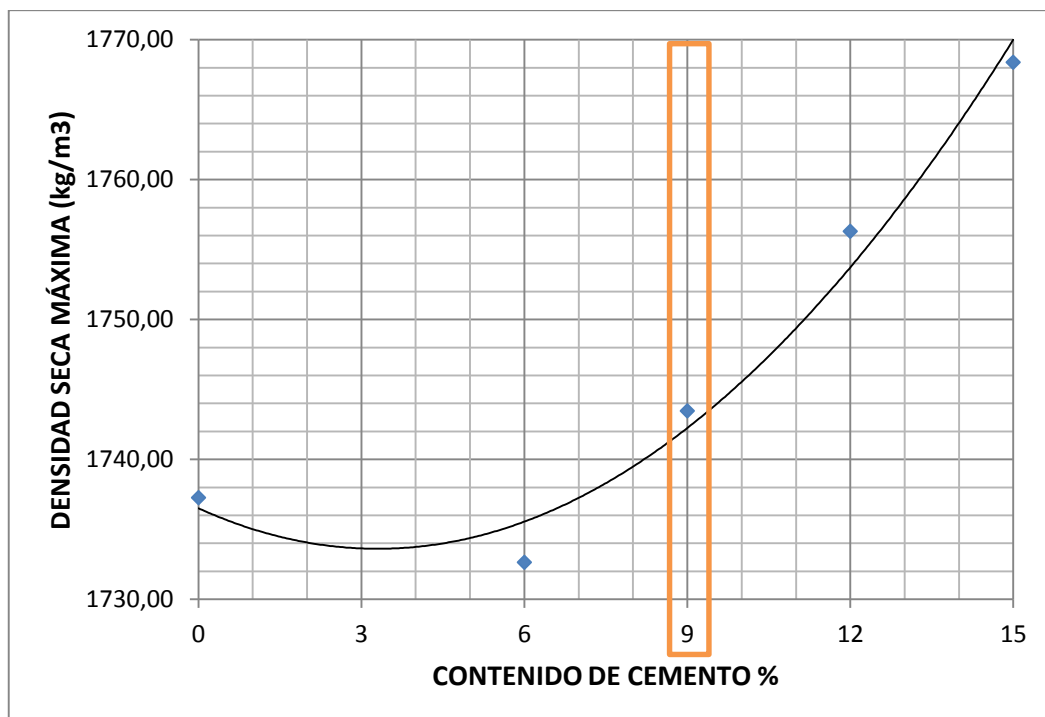
Este problema se soluciona al añadir más cemento como es el caso de las dosificaciones mayores al 6% (9, 12 y 15%) de cemento, donde la densidad aumenta considerablemente en comparación a la densidad del suelo natural (ver Tabla 35).

**Tabla 35.** Resultados de Proctor Modificado para Suelo-Cemento

Resultados de Proctor Modificado para Suelo-Cemento				
Punto	Profundidad	% - Cemento	γd máx.	Humedad óptima
#	(m)	%	kg/m <sup>3</sup>	%
PROMEDIO		0	1737.26	15.70
		6	1732.64	16.37
		9	1743.45	16.74
		12	1756.30	16.64
		15	1768.39	16.61

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Al analizar la curva Densidad seca máxima vs. Contenido de cemento (ver Figura 88), se puede observar que la densidad con un 9% de cemento es mayor a la de suelo natural, lo cual indica un claro mejoramiento en las características de compactación y que esta tendencia se mantiene para los valores de 12 y 15%. A diferencia de dosificaciones menores a 9% de cemento que presentan densidades menores y desfavorables en comparación con la densidad del suelo en estado natural.



**Figura 88.** Resultados de Proctor Modificado para Suelo-Cemento Densidad seca máxima

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Se observa que la Humedad óptima vs. Contenido de cemento (ver Figura 89) para dosificaciones del 6 y 15% se tienen humedades menores en comparación con la dosificación del 9 o 12% de cemento.

Esto presenta una ventaja ya que permitirá realizar los trabajos en campo con un material más húmedo y por ende más trabajable por lo que se decide que el contenido óptimo de cemento es del 9%

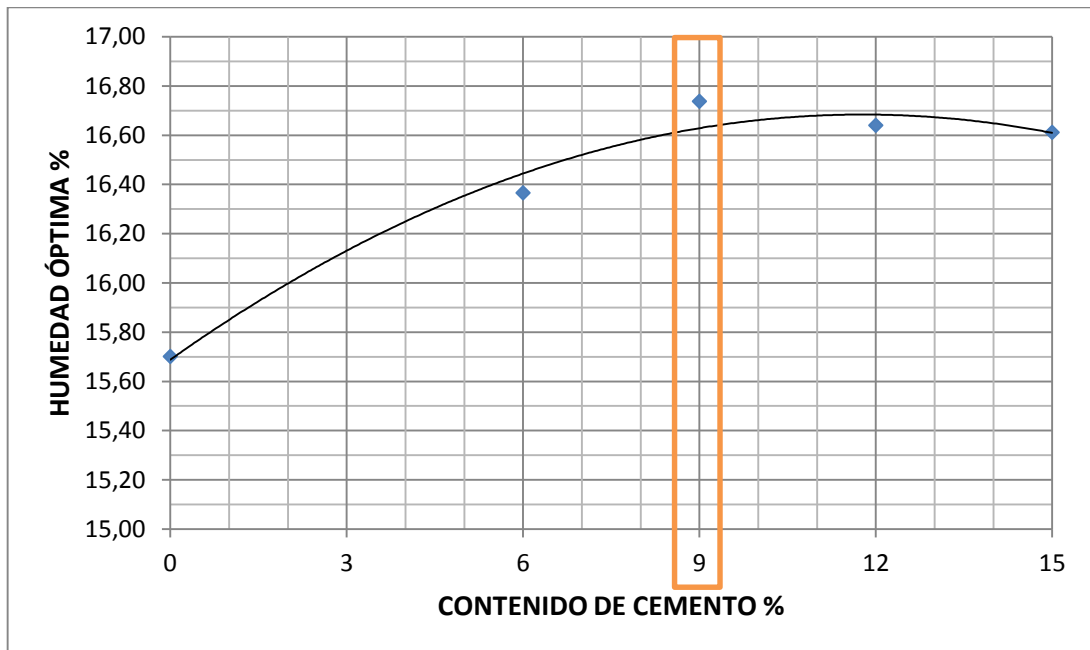


Figura 89. Resultados de Próctor Modificado para Suelo-Cemento Humedad Óptima

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

### 5.3. Parámetros de Corte de los suelos

Se realizaron ensayos triaxiales no consolidados – no drenados (UU) y ensayos de corte directo para muestras talladas de los cubos de suelo natural (muestras inalteradas) así como muestras re-moldeadas del mismo cubo de suelo.

Además se realizaron ensayos triaxiales UU con muestras re-moldeadas de suelo-cemento para las dosificaciones de 6, 9, 12 y 15 % de cemento al peso que cumplen la densidad obtenida en los ensayos de compactación (moldeados para densidad seca máxima y humedad óptima).

Los esfuerzos de confinamiento para los ensayos de corte directo y triaxiales según la norma son de 100, 200 y 400 kPa pero existieron casos particulares en los que se utilizaron esfuerzos de confinamiento menores como son: 12.5, 25, 50 kPa debido a que la máquina de triaxiales tiene un límite de fuerza aplicable (5000 Newton) y que para los esfuerzos antes mencionados no permitían la rotura de las muestras del 12 y 15% de cemento.

#### 5.3.1. Suelo Natural

##### 5.3.1.1. Ensayo de Corte Directo

Se presentan los resultados del ensayo de corte directo para suelo natural con muestras inalteradas y re-moldeadas (ver Tabla 36):

**Tabla 36.** Ensayos Corte Directo: suelo natural

ENSAYOS CORTE DIRECTO: SUELO NATURAL								
No.	COD.	Descripción	Esfuerzo de confinamiento	Esfuerzo Corte	Densidad final	Humedad Final	Cohesión c	Angulo de fricción $\phi$
			kPa	kPa	kN/m <sup>3</sup>	%	kPa	(°)
1	A	Muestras Talladas	100.00	36.40	15.10	27.29	12.89	13.29
2	B		200.00	60.30	14.43	30.26		
3	C		400.00	107.40	15.76	24.56		
1	A	Muestras Re-moldeadas	100.00	23.50	14.78	28.57	5.59	10.50
4	D		200.00	43.60	16.29	22.52		
3	C		400.00	79.40	15.60	25.22		

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

A continuación se presentan los diagramas de Esfuerzo axial vs. Esfuerzo cortante para cada caso:

- Muestras inalteradas (talladas):

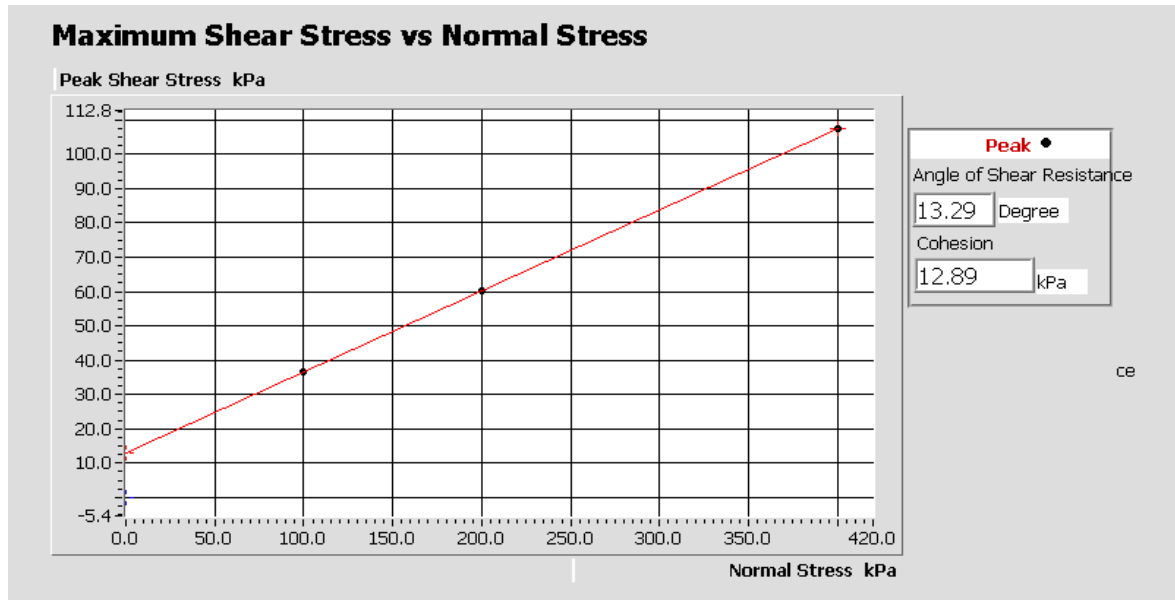


Figura 90. Ensayos corte directo: suelo natural tallado

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo. Laboratorio de Suelos y Materiales de Construcción. PUCE.

- Muestras re-moldeadas:

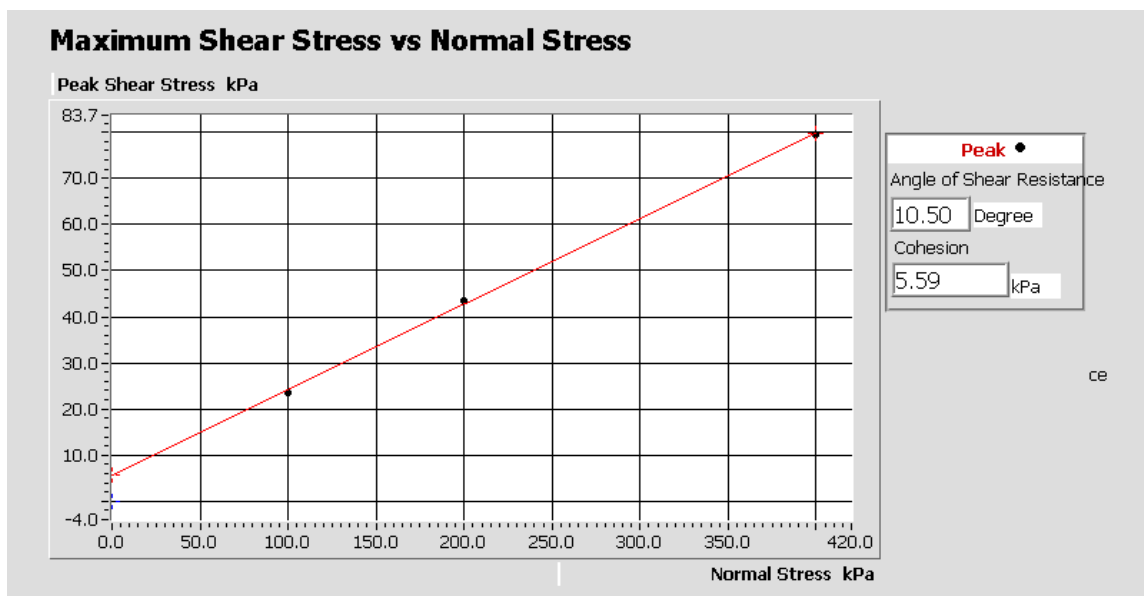


Figura 91. Ensayos corte directo: suelo natural remoldeado

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo. Laboratorio de Suelos y Materiales de Construcción. PUCE.

Es importante señalar que los resultados de las muestras inalteradas y las muestras re-moldeadas no presentan los mismos valores debido a que el suelo tiene una sensibilidad alta al re-moldeo, de esto se explicará más a detalle en los ensayos triaxiales.

5.3.1.2. *Ensayo Triaxial No drenado – No consolidado*

A continuación se presentan los resultados de la prueba Triaxial para suelo natural con muestras inalteradas y re-moldeadas (ver Tabla 37):

**Tabla 37.** *Ensayo Triaxial No drenado – No consolidado suelo natural*

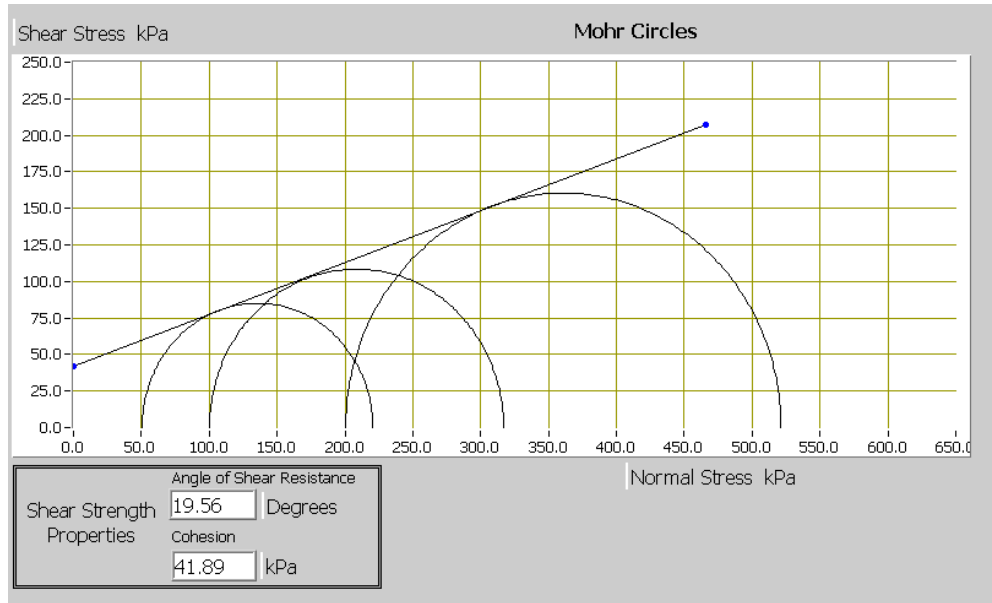
ENSAYOS TRIAXIALES UU: SUELO NATURAL								
No.	C O D	Descripción	Esfuerzo confinamiento	Esfuerzo compresión confinada	Densidad final	Humedad Final	Cohesión c	Angulo de fricción $\phi$
			kPa	kPa	kN/m <sup>3</sup>	%	kPa	(°)
1	A	Muestras Talladas	50.60	170.10	21.30	24.03	41.89	19.56
2	B		100.20	216.70	18.28	23.50		
3	C		200.50	320.80	19.67	24.25		
1	A	Muestras Re-moldeadas	100.50	28.90	19.81	23.46	9.26	2.61
4	D		201.00	38.90	20.05	22.16		
3	C		400.10	57.80	20.79	22.74		

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo. Laboratorio de Suelos y Materiales de Construcción. PUCE.

Los círculos y la envolvente de rotura (Criterio de Rotura Mohr – Coulomb) para los dos casos se presentan a continuación:

- Muestras talladas:

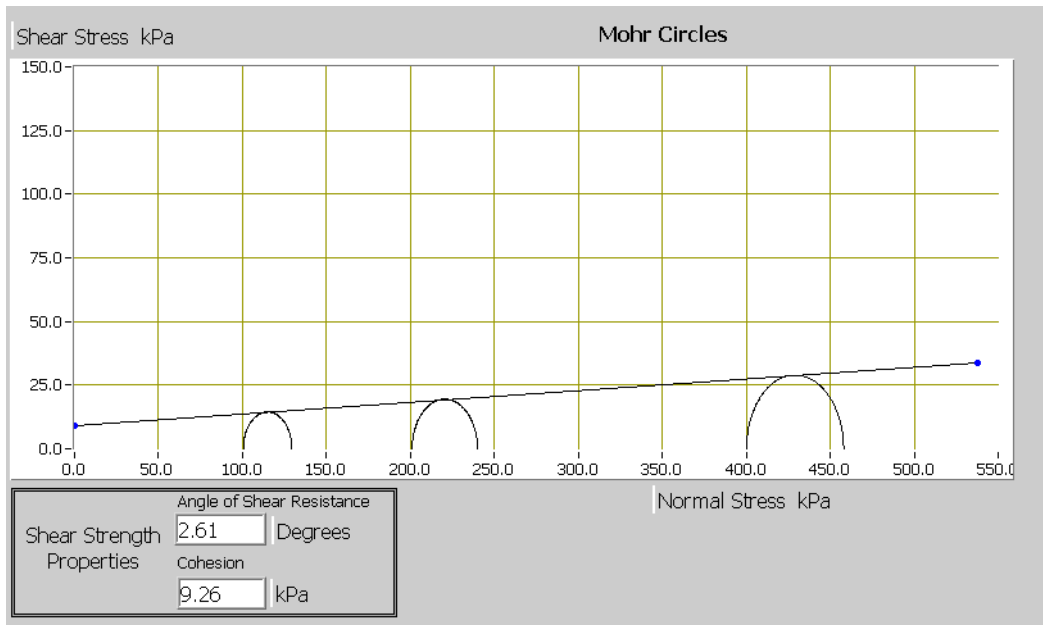
**Tabla 38.** *Ensayo Triaxial No drenado – No consolidado suelo natural tallado*



Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo. Laboratorio de Suelos y Materiales de Construcción. PUCE.

- Muestras re-moldeadas:

**Tabla 39.** *Ensayo Triaxial No drenado – No consolidado suelo re moldeado*



Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo. Laboratorio de Suelos y Materiales de Construcción. PUCE.

Es conveniente analizar estos resultados ya que los ensayos se realizaron con muestras de suelo natural talladas (inalteradas) y re-moldeadas (con material alterado) y es notable la diferencia de valores de cohesión y ángulo de fricción por lo que se puede decir que el suelo presenta sensibilidad al re-moldeo.

La tabla de Rosenqvist (1953) clasifica los suelos arcillosos según la sensibilidad que muestran al re-moldeo, la fórmula para determinar el grado de sensibilidad es la siguiente (Das B. , Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2013):

Ecuación 16 Grado de sensibilidad de la muestra

$$St = \frac{qu_{(no\ alterado)}}{qu_{(remoldeado)}}$$

Donde,

St = Tasa de sensibilidad del suelo en análisis.

$qu_{(no\ alterado)}$  = Resistencia a la compresión no confinada del suelo en estado no alterado.

$qu_{(remoldeado)}$  = Resistencia a la compresión no confinada del suelo en estado re-moldeado.

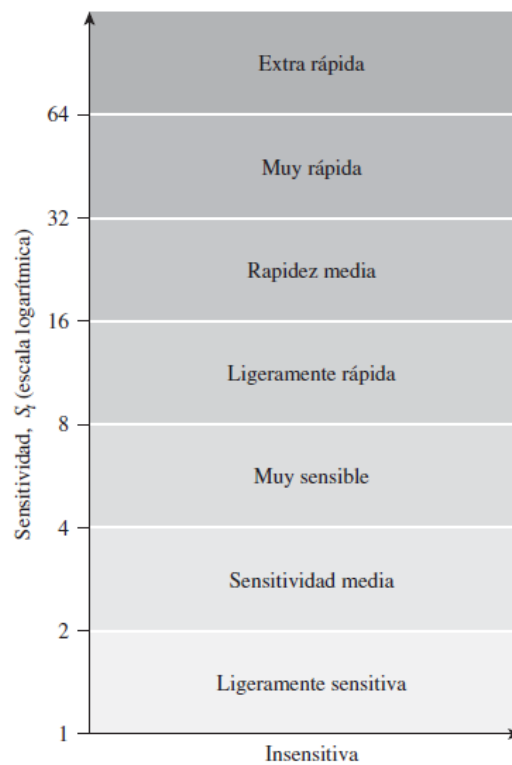


Figura 92. Clasificación de las arcillas en base a su sensibilidad.

Fuente: (Das B. , Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 2013)

Los resultados muestran que el suelo es muy sensible ante el re-moldeo (ver Tabla 40), debido a esto los parámetros de corte del suelo en estado natural inalterado son mayores a los de suelo natural re-moldeado aun cuando se trate del mismo suelo.

Esto se ve disminuido una vez se utiliza el cemento en la mezcla, obteniéndose buenos resultados como se verá a continuación.

**Tabla 40.** *Grado de sensibilidad del material*

MUESTRA	DESCRIPCIÓN	ESF. CONFINAMIENTO	ESF. COMPRESIÓN	SENSITIVIDAD	
		kPa	kPa		
2B	Muestra tallada	100	216.7	7	Muy sensible
1A	Muestra re-moldeada		28.9		
3C	Muestra tallada	200	320.8	8	Muy sensible
4D	Muestra re-moldeada		38.9		

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

### 5.3.2. Suelo-Cemento

Se presentan los resultados de la prueba Triaxial para cada una de las dosificaciones de cemento (6, 9, 12 y 15%) al peso con muestras re-moldeadas a la densidad y humedad obtenida en el ensayo de compactación (ver Tabla 41):

**Tabla 41.** *Ensayo triaxial en muestras de Suelo - Cemento*

ENSAYOS TRIAXIALES UU: SUELO - CEMENTO								
No.	COD.	Descripción	Esfuerzo de confinamiento	Esfuerzo compresión confinada	Densidad final	Humedad Final	Cohesión c	Angulo de fricción $\phi$
			kPa	kPa	kN/m <sup>3</sup>	%	kPa	(°)
1	A	Re- moldeado 6% cemento	50.40	619.50	20.42	19.86	72.48	45.95
2	B		100.60	929.10	20.25	21.02		
3	C		199.60	1456.30	20.15	21.39		
1	A	Re- moldeado 9% cemento	50.60	1206.30	20.03	22.27	172.42	48.48
2	B		100.40	1497.20	20.03	22.12		
3	C		200.30	2105.50	20.13	21.89		
1	A	Re- moldeado 12% cemento	25.00	1455.30	20.18	21.47	219.90	52.52
2	B		50.40	1715.40	20.16	21.82		
3	C		100.60	2047.20	20.22	21.24		
1	B	Re- moldeado 15% cemento	12.70	1951.40	20.18	21.42	327.18	51.21
2	A		25.00	2040.20	20.11	22.09		
3	C		70.40	2348.40	20.29	21.13		

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Se presentan los círculos de Mohr (Criterio de rotura: Mohr-Coulomb) para cada una de las dosificaciones de cemento:

- 6% de Cemento

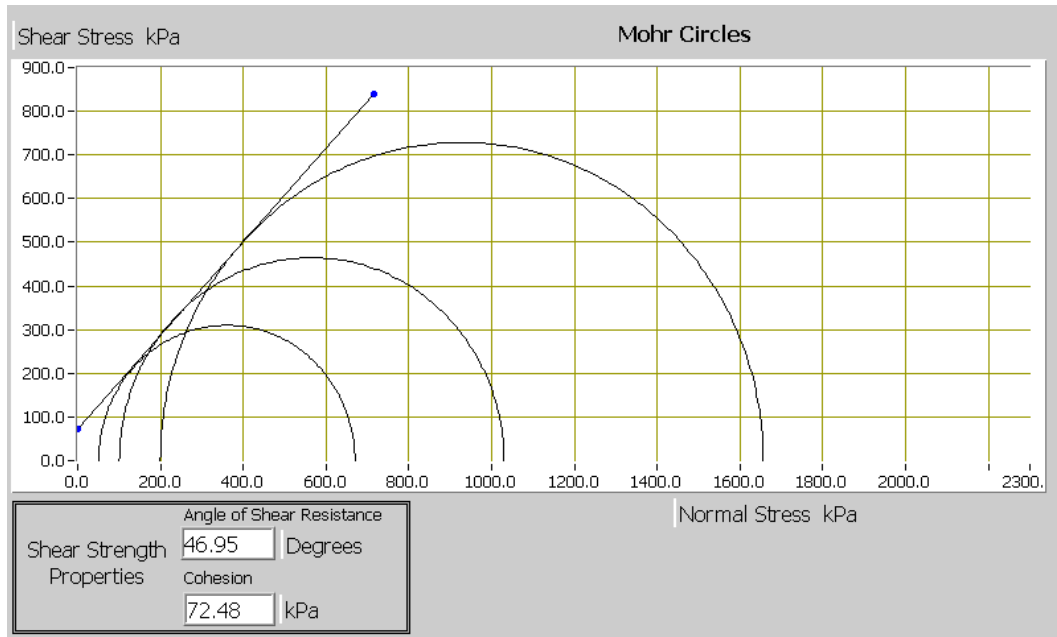


Figura 93. Círculos de Mohr para el material estabilizado con cemento tipo MH con el 6% de cemento

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo. Laboratorio de Suelos y Materiales de Construcción. PUCE.

- 9% de Cemento

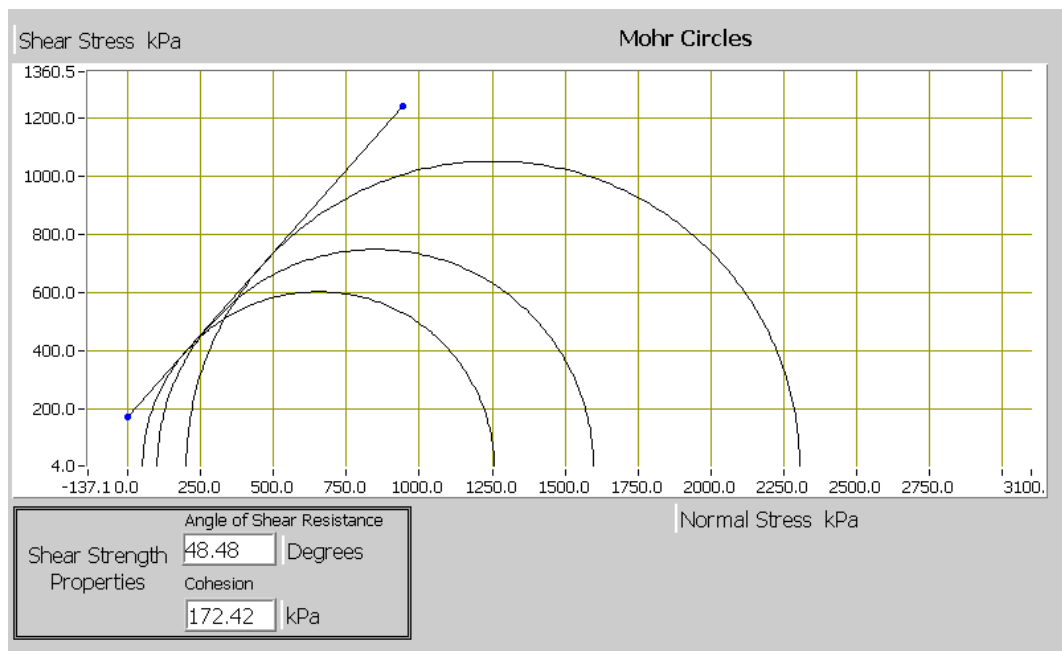


Figura 94. Círculos de Mohr para el material estabilizado con cemento tipo MH con el 9% de cemento

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo. Laboratorio de Suelos y Materiales de Construcción. PUCE.

- 12% de Cemento

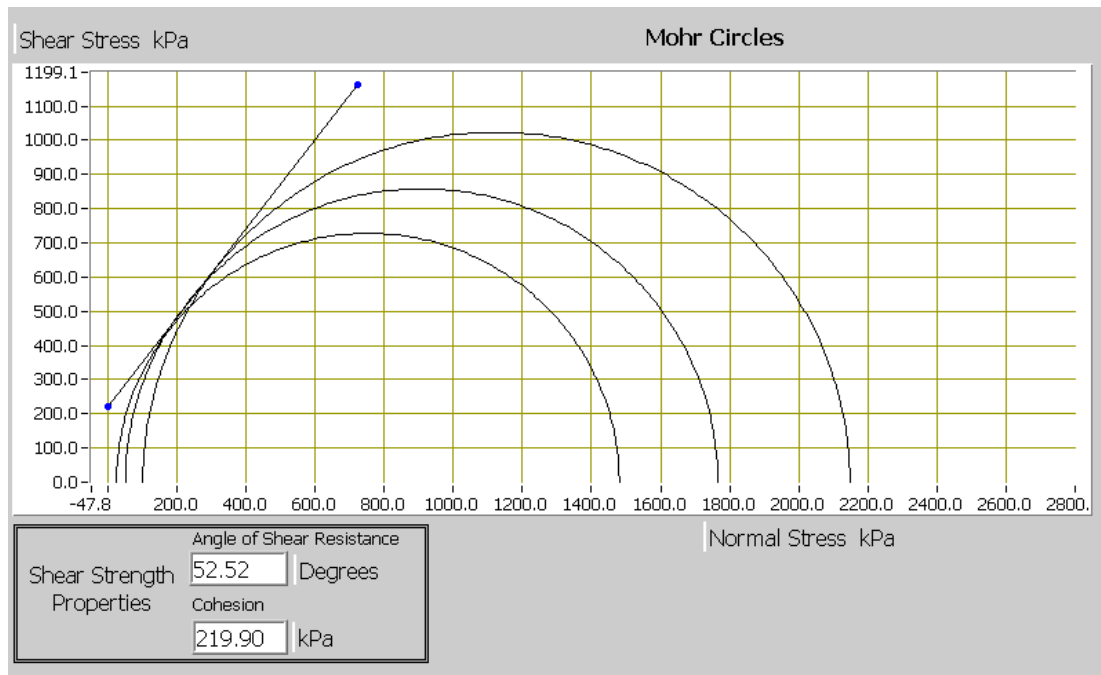


Figura 95. Círculos de Mohr para el material estabilizado con cemento tipo MH con el 12% de cemento

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo. Laboratorio de Suelos y Materiales de Construcción. PUCE.

- 15% de Cemento

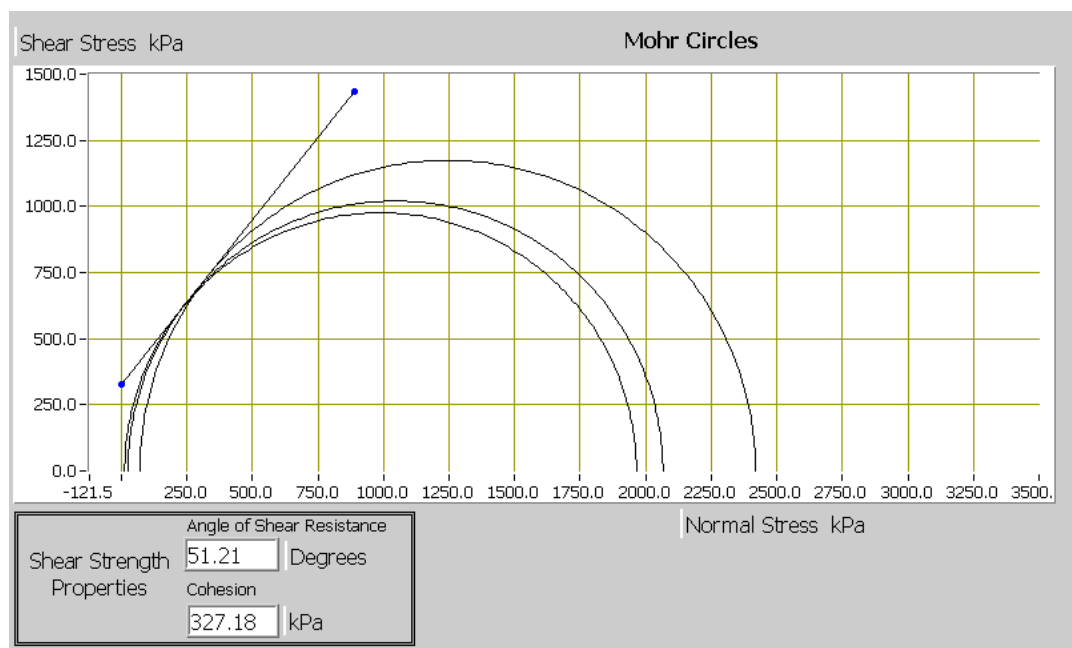


Figura 96. Círculos de Mohr para el material estabilizado con cemento tipo MH con el 15% de cemento

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo. Laboratorio de Suelos y Materiales de Construcción. PUCE.

### 5.3.3. Comparación de resultados

Para observar el comportamiento de los parámetros de corte del suelo a medida que se incrementa el contenido de cemento se procede a comparar la cohesión y el ángulo de fricción con el contenido de cemento (ver Figura 97):

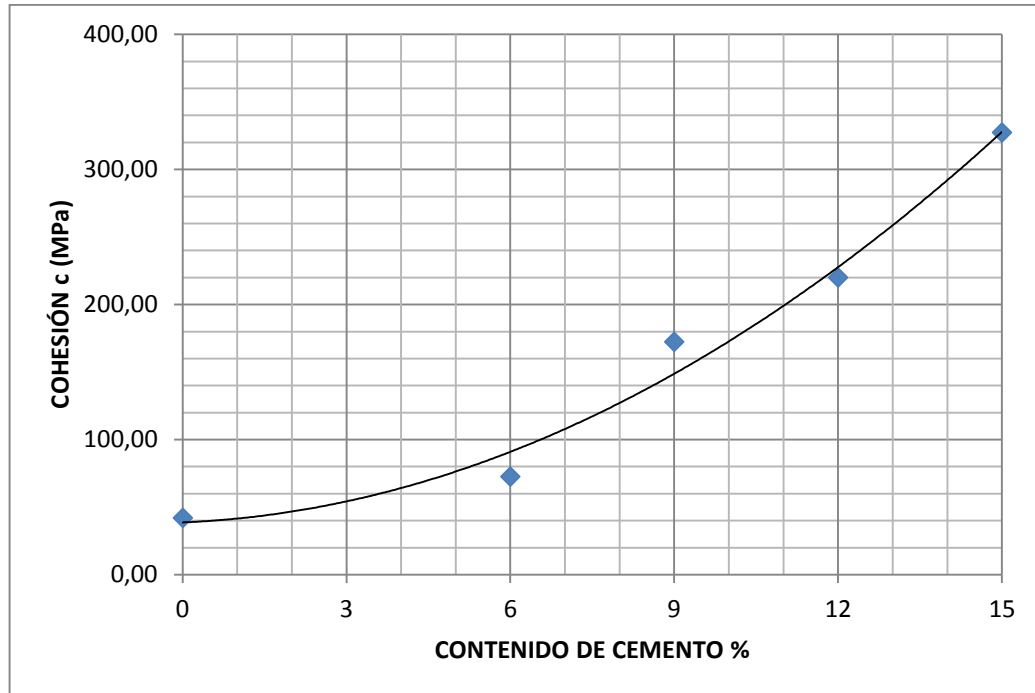


Figura 97. Cohesión - Contenido de cemento

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

La cohesión ( $c$ ) presenta una tendencia creciente a medida que el contenido de cemento incrementa (ver Figura 97. Cohesión - Contenido de cemento), mejorando notablemente este parámetro en comparación con el suelo en estado natural.

El ángulo de fricción ( $\phi$ ) presenta una tendencia creciente para valores del 6 al 12% de cemento, pero disminuye cuando se adiciona el 15% de cemento al suelo (ver Figura 98. Ángulo de fricción - Contenido de cemento). Aun así existe una clara mejora en comparación con los valores del suelo en estado natural, validando el uso de cemento en este material.

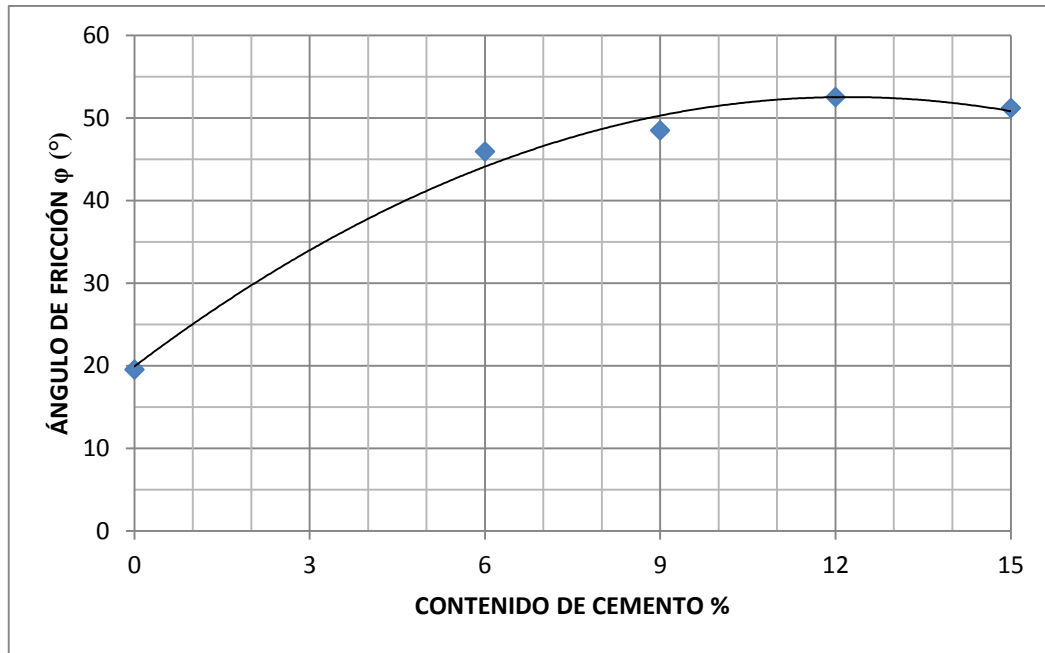


Figura 98. Ángulo de fricción - Contenido de cemento

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

#### 5.3.4. Contenido de cemento óptimo

A partir del contenido de cemento del 6% se mejoran notablemente los parámetros de corte del suelo en comparación con el suelo en estado natural:

- La cohesión del suelo con una dosificación del 6% es dos veces de la muestra de suelo natural, llegando a porcentajes del 15% se obtienen cohesiones de casi 8 veces la del suelo natural (ver Tabla 37 y Tabla 41).
- El ángulo de fricción del suelo con el 6% y 9% de cemento es el doble del suelo natural, y para los porcentajes del 12% y 15% presenta valores de 3 veces el suelo natural (ver Tabla 37 y Tabla 41).

En base a estos resultados el contenido óptimo de cemento es el 9%, ya que los parámetros de corte que éste porcentaje de cemento presenta son más que suficientes para mejorar el suelo en estado natural.

## 5.4. Resistencia a la Compresión simple

Se presentan los resultados de las compresiones simples (sin confinamiento) de probetas cilíndricas de suelo natural y suelo-cemento (para todas las dosificaciones), que fueron moldeadas en base a la densidad seca máxima y humedad óptima del proctor modificado.

Se prepararon 4 probetas para cada dosificación de cemento, donde 1 se rompería a los 7 días y las otras 3 a los 28 días de curado en la cámara de humedad (humedad y temperatura constantes).

Previo a la realización del ensayo se saturó a las probetas de suelo natural y suelo-cemento (la norma ASTM D 1633 especifica un tiempo mínimo de 4 horas de sumersión de las probetas en agua a temperatura constante) a fin de reflejar las peores condiciones en las que trabajaría el material en campo.

### 5.4.1. Suelo Natural

Se prepararon 6 probetas de suelo natural compactadas mediante el método estático manteniendo sus condiciones de densidad seca máxima y humedad óptima del ensayo de Próctor modificado.

En la Tabla 42 se puede observar los resultados del ensayo de compresión no confinada para probetas de suelo natural saturadas:

**Tabla 42.** Resultados de compresión simple en suelo natural

COMPRESION SIMPLE										
Punto	Prof	Contenido de cemento	No.	Edad	Esfuerzo compresion simple	Módulo de Elasticidad	Densidad humeda	Humedad Final	Densidad seca	Relacion densidad moldeo
#	(m)	%		(días)	qu (kg/cm <sup>2</sup> )	kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_m$ (ton/m <sup>3</sup> )	w%	$\gamma_d$ (ton/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d/\gamma_{dmax}$ %
1	1.50	0	1	7	3.72	200	2.029	20.96	1.677	95.78
			2	7	3.61	175	2.025	21.61	1.665	95.10
			4	28	2.17	140	2.035	21.67	1.673	95.53
			6	28	2.33	137	2.020	20.83	1.671	95.46

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Las probetas de suelo natural fueron ensayadas a los 7 y 28 días después de su moldeo y para cumplir con la norma ASTM D 1633 se sometieron al proceso de saturación 4 horas antes del ensayo, presentaron resultados poco aceptables ya que al saturarse no se podían manipular (2 probetas se rompieron al intentar extraerlas del tanque de agua) es decir se estaban desintegrando.

Los diagramas de Esfuerzo vs. Deformación Unitaria de las probetas de suelo en estado natural indican una gran deformación con esfuerzos relativamente aceptables (teniendo en cuenta que un  $q_u = 2.0 \text{ kg/cm}^2$  se relaciona a un buen suelo), pero la servicialidad de este material deja mucho que desear porque las probetas después de saturarse se desintegraban al contacto.

La resistencia de las probetas a la compresión simple a los 7 días llegó a un valor promedio de  $3.67 \text{ kg/cm}^2$ , mientras que a los 28 días su resistencia fue de  $2.25 \text{ kg/cm}^2$  (ver Tabla 42. Resultados de compresión simple en suelo natural). Estos resultados indican una clara reducción de la resistencia a la compresión simple en probetas de suelo natural remoldeadas cuando el grado de saturación incrementa (todas las probetas estuvieron en el cuarto de humedad después de su moldeo hasta el día de rotura).

#### 5.4.2. Suelo-Cemento

Para las probetas de suelo-cemento se moldearon 4 especímenes, de los cuales uno se rompió a los 7 días de curado y los otros tres a los 28 días de curado, esto se realizó para cada una de las dosificaciones de cemento al peso planteadas en esta investigación.

**Tabla 43.** Resultados de compresión simple en material estabilizado con cemento tipo MH

COMPRESION SIMPLE DE SUELO -CEMENTO									
Punto	Prof	Contenido de cemento	No.	Edad	Esfuerzo compresion simple	Modulo de Elasticidad	Humedad Final	Densidad seca maxima	Relacion densidad moldeo
#	(m)	%		(días)	$q_u \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	w%	$\gamma_{dmax}$	$\gamma_d/\gamma_{dmax} \%$
1	1.50	6	1	7	23.68	6070	19.48	1.696	97.02
			2	28	27.94	6370	18.40	1.710	97.84
			3	28	27.67	6250	18.56	1.702	97.37
			4	28	28.01	6230	18.74	1.704	98.00
		9	1	7	34.84	9380	17.95	1.708	97.43
			2	28	39.79	9590	16.93	1.740	98.25
			3	28	40.52	9580	17.41	1.728	98.56
			4	28	40.62	9640	17.17	1.728	98.73
		12	1	7	43.50	10260	17.75	1.711	97.25
			2	28	52.73	11120	16.00	1.737	98.77
			3	28	52.15	11250	16.21	1.713	97.94
			4	28	52.38	11320	16.16	1.727	98.17
		15	1	7	58.44	11000	18.12	1.726	97.73
			2	28	67.43	11790	16.70	1.737	98.16
			3	28	66.81	11670	16.01	1.735	97.92
			4	28	68.10	11750	16.68	1.719	98.47

COMPRESION SIMPLE DE SUELO -CEMENTO									
Punto	Prof	Contenido de cemento	No.	Edad	Esfuerzo compresion simple	Modulo de Elasticidad	Humedad Final	Densidad seca maxima	Relacion densidad moldeo
#	(m)	%		(días)	qu (kg/cm2)	E (kg/cm2)	w%	γdmax	γd/γdmax%
1	3.00	6	1	7	24.08	6130	19.73	1.689	98.04
			2	28	28.54	6440	18.65	1.708	98.92
			3	28	28.07	6320	18.81	1.700	98.49
			4	28	28.51	6300	18.99	1.697	99.07
		9	1	7	35.14	9480	18.20	1.706	98.46
			2	28	40.19	9700	17.53	1.728	99.33
			3	28	40.62	9690	17.66	1.725	99.69
			4	28	40.82	9750	17.42	1.725	99.82
		12	1	7	43.90	10370	18.00	1.704	98.27
			2	28	53.23	11240	16.25	1.734	99.86
			3	28	52.75	11380	16.46	1.718	99.06
			4	28	52.68	11450	16.41	1.721	99.25
		15	1	7	58.64	11120	18.37	1.689	98.76
			2	28	68.03	11920	16.95	1.726	99.24
			3	28	67.21	11800	16.26	1.733	99.04
			4	28	68.60	11880	16.93	1.717	99.56
2	1.50	6	1	7	24.23	5600	19.70	1.680	97.38
			2	28	27.79	5860	18.39	1.679	98.04
			3	28	27.78	5950	18.19	1.695	98.27
			4	28	27.74	5810	18.09	1.722	98.24
		9	1	7	34.90	9270	18.48	1.696	97.17
			2	28	39.75	9600	16.52	1.738	97.51
			3	28	40.59	9460	17.06	1.703	98.12
			4	28	40.29	9700	17.20	1.699	97.71
		12	1	7	44.06	10130	17.52	1.709	97.33
			2	28	53.28	11230	16.53	1.709	98.68
			3	28	52.72	11380	16.15	1.744	98.43
			4	28	52.10	11120	16.29	1.706	98.17
		15	1	7	59.04	10820	17.47	1.724	97.61
			2	7	58.15	11000	18.12	1.726	97.38
			3	28	68.67	11700	16.28	1.733	98.15
			4	28	66.26	12140	16.52	1.717	97.23
5	28		68.44	12030	16.17	1.719	97.96		
3	1.50	6	1	7	24.72	5730	19.13	1.688	97.45
			2	28	27.42	6010	18.39	1.690	97.84
			3	28	28.27	5930	18.46	1.721	98.39
			4	28	28.19	5900	18.17	1.696	97.94
		9	1	7	34.70	9270	18.24	1.693	97.31
			2	28	39.94	9700	16.79	1.706	97.49
			3	28	41.01	9750	16.74	1.695	97.92
			4	28	40.04	9620	17.08	1.701	97.78
		12	1	7	44.14	10260	17.94	1.707	97.45
			2	28	53.43	11000	16.41	1.710	98.30
			3	28	52.62	11240	16.76	1.704	97.61
			4	28	52.69	11200	16.14	1.708	97.74
		15	1	7	57.73	10700	18.16	1.715	96.99
			2	7	58.10	10750	18.35	1.716	97.05
			3	28	68.74	11790	16.78	1.716	97.57
			4	28	67.15	11900	16.88	1.716	97.31
5	28		68.98	11940	16.61	1.712	97.80		
4	3.00	6	1	7	24.82	5790	18.64	1.696	98.47
			2	28	27.72	6080	18.71	1.683	98.91
			3	28	28.57	6000	18.42	1.722	99.52
			4	28	28.39	5970	18.49	1.706	99.02
		9	1	7	34.81	9370	17.04	1.732	98.33
			2	28	40.08	9810	16.99	1.713	98.57
			3	28	40.81	9870	17.33	1.702	99.05
			4	28	40.64	9730	18.19	1.712	98.85
		12	1	7	44.27	10370	16.66	1.709	98.47
			2	28	53.93	11120	17.01	1.703	99.38
			3	28	53.02	11360	16.39	1.723	98.73
			4	28	53.39	11330	18.41	1.725	98.81
		15	1	7	58.37	10810	18.60	1.717	98.01
			2	28	68.94	10870	17.03	1.710	98.12
			3	28	68.44	11940	17.13	1.697	98.69
			4	28	67.25	12030	16.86	1.715	98.38

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

### 5.4.3. Comparación de resultados

Se presenta un gráfico en el cual se compara los diagramas de esfuerzo-deformación obtenidos de suelo natural y suelo-cemento:

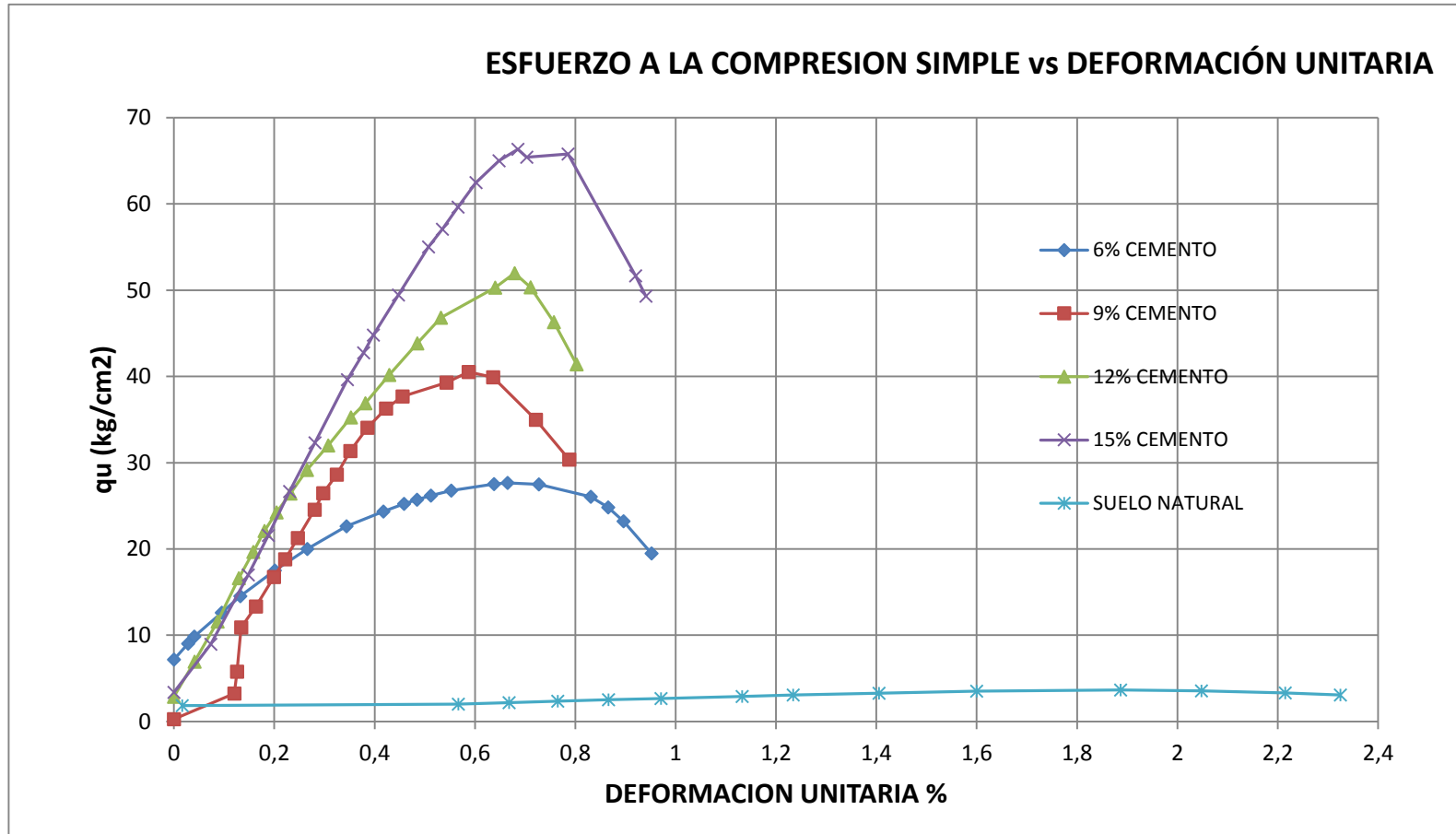


Figura 99. Comparación de resultados de compresión simple de graficas Esfuerzo - Deformación unitaria para las diferentes dosificaciones de cemento

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Los resultados indican un incremento considerable en la resistencia a la compresión del suelo-cemento a medida que el contenido de cemento presenta en la mezcla también aumenta (ver Tabla 43. Resultados de compresión simple en material estabilizado con cemento tipo MH).

Además la ductilidad del material disminuye a medida que se incrementa el contenido de cemento (ver Figura 99) por lo tanto se debe evitar el uso de porcentajes altos de cemento a fin de disminuir las grietas producidas por la fragilidad de la mezcla suelo-cemento en las estructuras, sobre todo en terraplenes y capas de pavimentos.

No se logró saturar al 100% a todas las probetas de suelo-cemento debido a que la permeabilidad del material disminuye a medida que el contenido de cemento incrementa, este problema se presentó en las probetas del 12% y 15%.

El siguiente grafico compara la resistencia a la compresión simple y el tiempo de curado de las probetas de suelo-cemento, se puede ver el comportamiento de cada una de las dosificaciones de cemento:

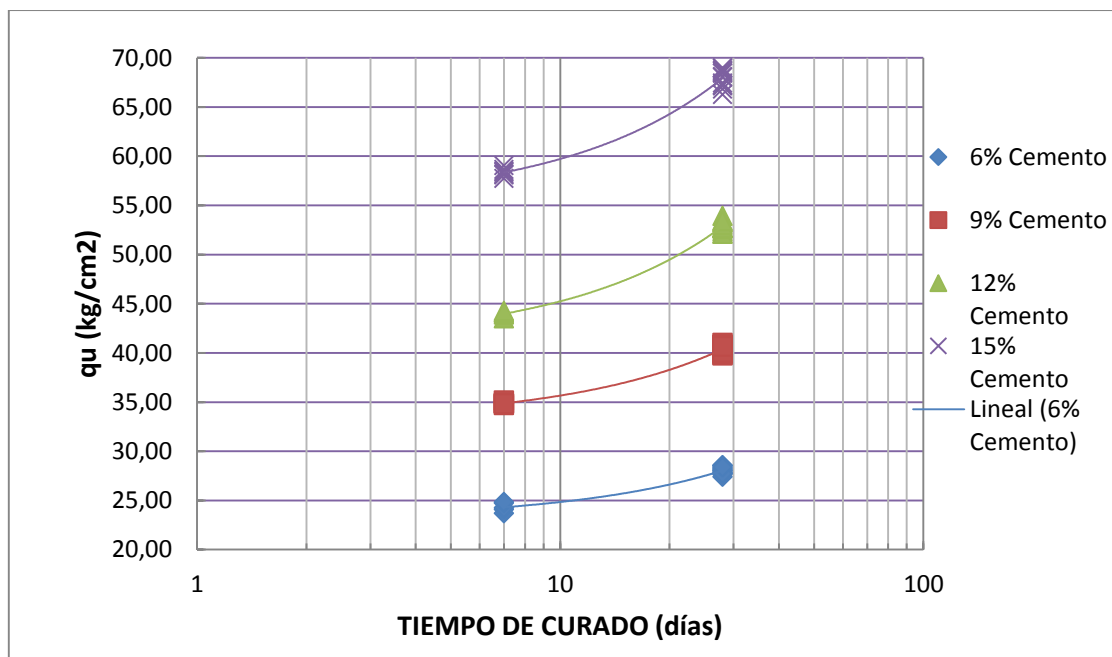


Figura 100. Comparación de resistencia a la compresión simple y el tiempo de curado para las diferentes dosificaciones de cemento

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

El tiempo de curado de las probetas de suelo-cemento incide directamente en su resistencia a la compresión (ver Figura 100), este comportamiento coincide con el de la Figura 18, donde

se encontró que la resistencia del suelo-cemento sigue incrementando hasta años después de su moldeo.

Comparando la resistencia a la compresión simple y la relación entre densidades (densidad de moldeo vs densidad de laboratorio) de los cilindros de suelo-cemento se obtuvieron los siguientes resultados:

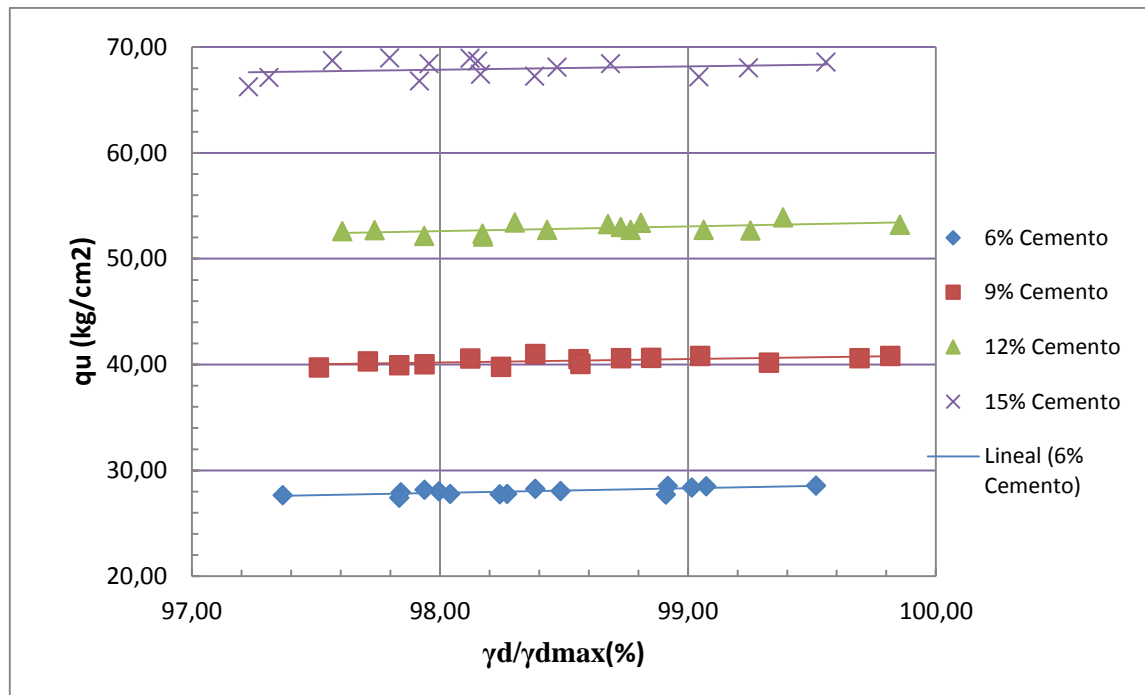


Figura 101. Comparación de resistencia a la compresión simple y la relación entre densidades para las diferentes dosificaciones de cemento

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Existe una relación directa entre la resistencia a la compresión del suelo-cemento y la densidad de compactación del mismo (ver Figura 101), esto quiere decir que a medida que la densidad seca de moldeo se acerque a la densidad seca máxima obtenida en el ensayo de compactación mayor será su resistencia a la compresión no confinada.

El módulo de elasticidad (E) incrementa hasta porcentajes del 12% de cemento mientras que para el 15% la tendencia disminuye (ver Figura 102). La razón de esto será que a medida que aumentamos el contenido de cemento en la mezcla esta se vuelve más frágil lo cual no es aconsejable ya que el suelo-cemento presenta fisuras que afectarían a cualquier estructura u obra civil como pavimentos, cimentaciones y terraplenes.

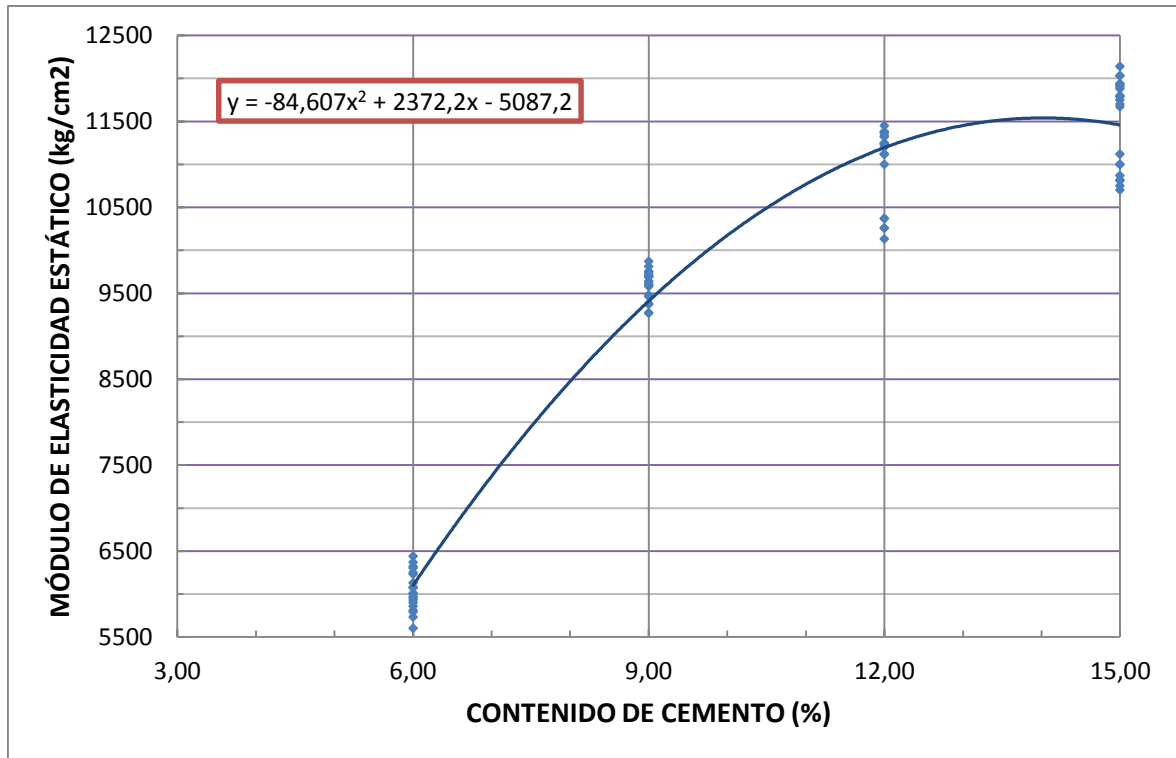


Figura 102. Módulo de elasticidad para cada dosificación de cemento

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

El agrietamiento también influiría directamente en la durabilidad del suelo-cemento ante los efectos climatológicos y de intemperie que se presentan en el lugar donde se pretende utilizarlo, generando un mayor desgaste en la estructura de suelo-cemento y por ende disminuyendo su vida útil de manera considerable.

#### 5.4.4. Contenido óptimo de cemento

A fin de determinar el contenido óptimo de cemento en la mezcla, se procede a realizar una gráfica donde se compara la resistencia a la compresión simple (no confinada) de las probetas y el contenido de cemento:

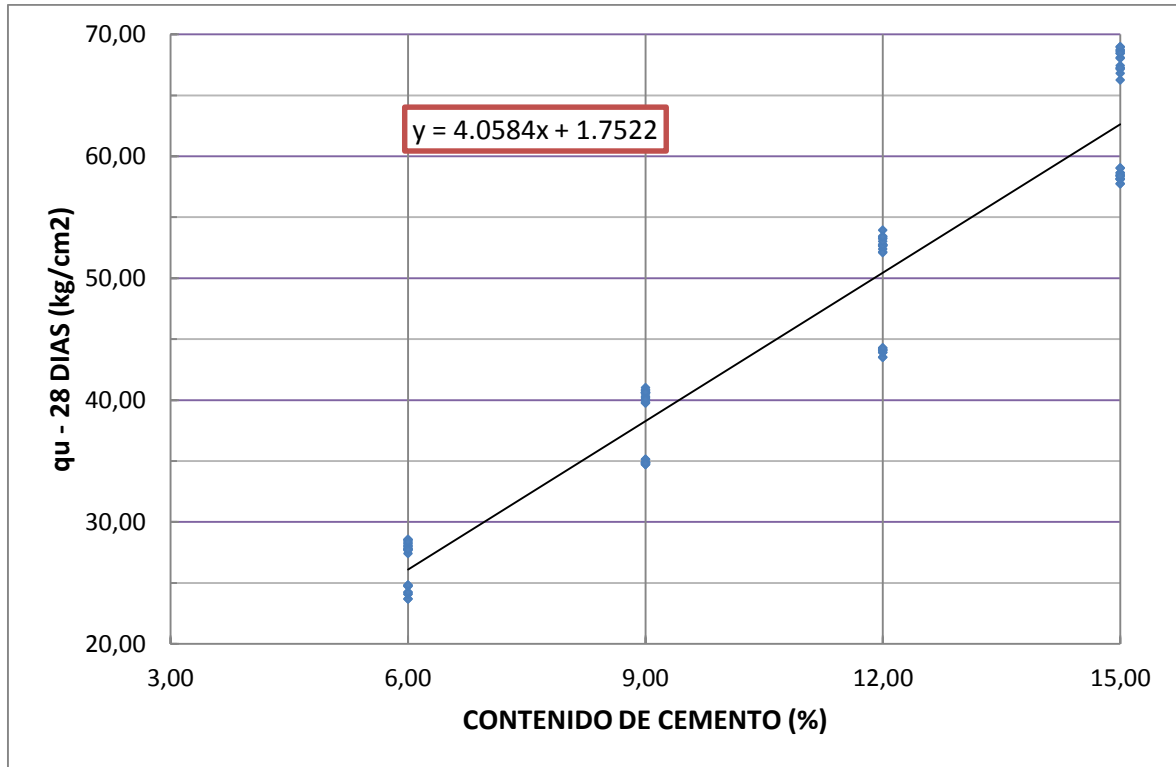


Figura 103. Resistencia a la compresión simple para cada dosificación de cemento

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

La resistencia a la compresión simple del material presenta una tendencia lineal que incrementa si el contenido de cemento también crece (ver Figura 103), además las resistencias alcanzadas permiten su utilización en obras civiles de gran magnitud pero también encarecen su uso (a mayor cantidad de cemento el costo también incrementa).

Por este motivo se decide que el contenido óptimo de cemento será del 9%, acorde a lo que sugiere el fabricante HOLCIM (ver Tabla 11. Porcentajes de dosificación de cemento para estabilización de suelos.) Para el uso de cemento tipo MH en este suelo.

## 5.5. Durabilidad de la mezcla Suelo-Cemento

Para la determinación del desgaste que tiene el suelo estabilizado con cemento frente a factores externos que afectan su resistencia frente a la erosión y desprendimiento de sus partículas se realizó el ensayo de durabilidad del suelo-cemento, de acuerdo con lo presentado en el numeral 4.2.3.3.5. Para el análisis se procedió a la obtención de material representativo y homogenizado y se procedió a la realización de probetas para cada porcentaje de cemento.

Según establece la norma ASTM D559/D559M – 15 para el suelo para el cual se establece un porcentaje de absorción del 3% y con dicho valor se realizaron los cálculos respectivos. Se realizó el análisis de datos para la obtención de resultados que se presentan a continuación.

### 5.5.1. Suelo-cemento

La probeta N°1 tiene considerables cambios de humedad con el paso de los ciclos en la siguiente tabla y gráficos podemos observar el comportamiento de la mezcla a través del tiempo, para el caso de la probeta N°2 se puede ver como pierde peso con la abrasión proporcionada por el cepillado a través del tiempo.

En la Tabla 44 se presenta la absorción de agua que se presentó en cada dosificación de cemento y en la Figura 104 podemos ver como el comportamiento de la absorción decrece con el aumento de la cantidad de cemento.

**Tabla 44.** *Absorción de agua según la cantidad de cemento*

<b>Absorción de agua para probeta N°1</b>	
<b>Dosificación de cemento</b>	<b>Absorción (%)</b>
6%	16.15
9%	14.56
12%	14.08
15%	12.10

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

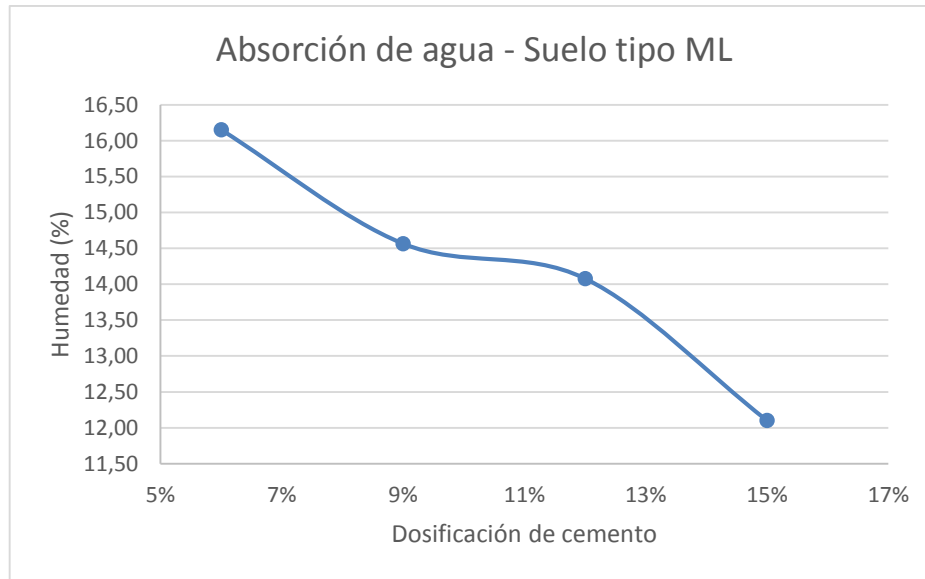


Figura 104. Absorción de agua según la cantidad de cemento

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

#### 5.5.1.1. Comparación de resultados

Se estableció un análisis de la pérdida de material producto de la abrasión del cepillado realizado durante el ensayo, también se pudo observar qué comportamiento tiene el suelo cuando es mezclado con diferentes cantidades de cemento.

Se presenta la pérdida de material en función de los ciclos de mojado y secado realizados en los ensayos.

Tabla 45. Pérdida de material en diferentes dosificaciones de cemento

Pérdida de material de Suelo-Cemento Probetas N° 2				
Ciclo	Masa seca corregida (gr)			
	6%	9%	12%	15%
1	1551.46	1559.52	1607.33	1627.40
2	1546.99	1549.85	1600.54	1623.14
3	1544.98	1546.10	1594.83	1618.30
4	1544.24	1542.01	1588.73	1617.04
5	1541.73	1539.41	1589.83	1616.05
6	1537.36	1536.71	1588.88	1614.97
7	1535.29	1533.65	1588.11	1611.53
8	1532.65	1532.94	1586.78	1609.37
9	1529.55	1532.84	1586.25	1607.64
10	1525.96	1532.24	1583.65	1605.70
11	1523.27	1531.83	1583.24	1604.24
12	1522.25	1531.72	1582.11	1603.47

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

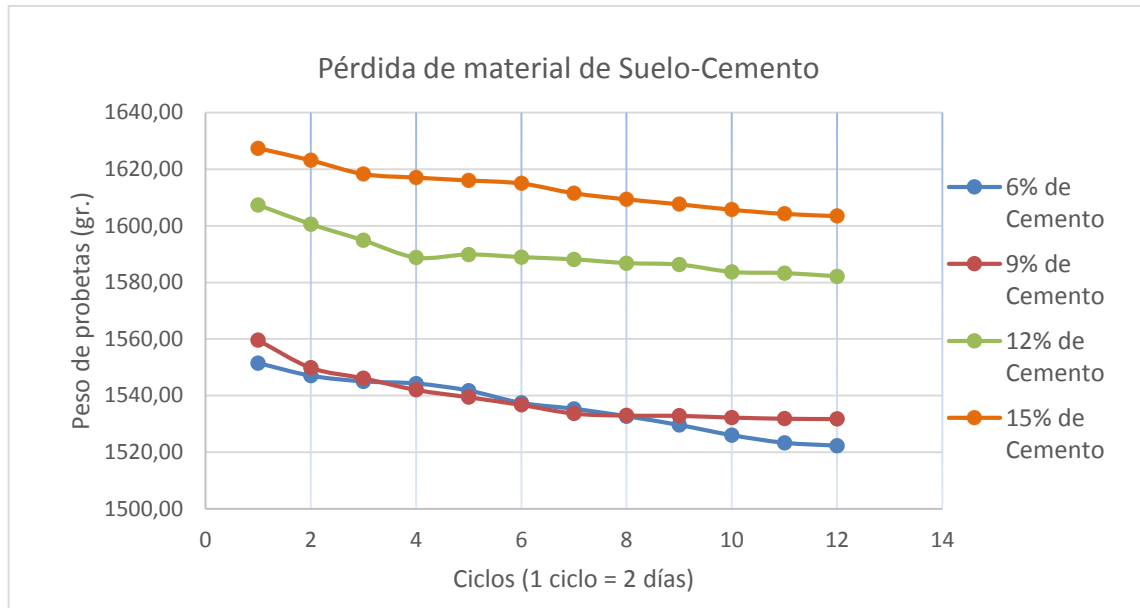


Figura 105. Pérdida de material en diferentes dosificaciones de cemento

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

Tabla 46. Pérdida de material en diferentes dosificaciones de cemento expresado en porcentaje Estado Saturado

Pérdida de material de Suelo-Cemento Probetas N° 2 Estado Saturado				
Ciclo	Pérdida de material (%)			
	6%	9%	12%	15%
1	2.91	2.91	2.91	2.91
2	3.19	3.51	3.32	3.17
3	3.32	3.75	3.67	3.34
4	3.36	4.00	4.04	3.47
5	3.52	4.16	3.97	3.59
6	3.79	4.33	4.03	3.77
7	3.92	4.52	4.07	3.86
8	4.09	4.57	4.15	3.99
9	4.28	4.57	4.19	4.03
10	4.51	4.61	4.34	4.15
11	4.68	4.64	4.37	4.24
12	4.74	4.64	4.44	4.34

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

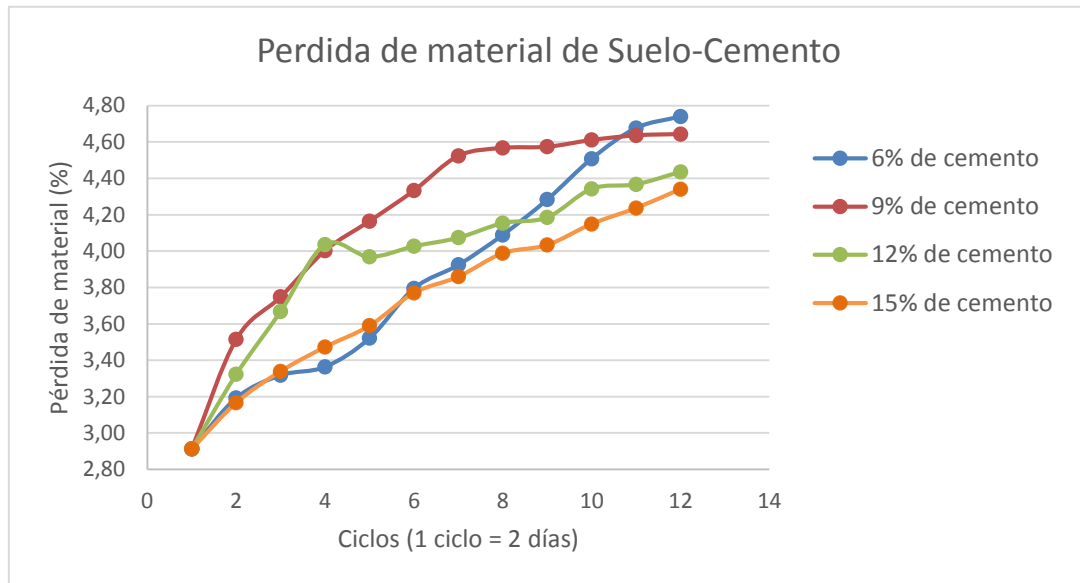


Figura 106. Pérdida de material en diferentes dosificaciones de cemento expresado en porcentaje Estado Saturado

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

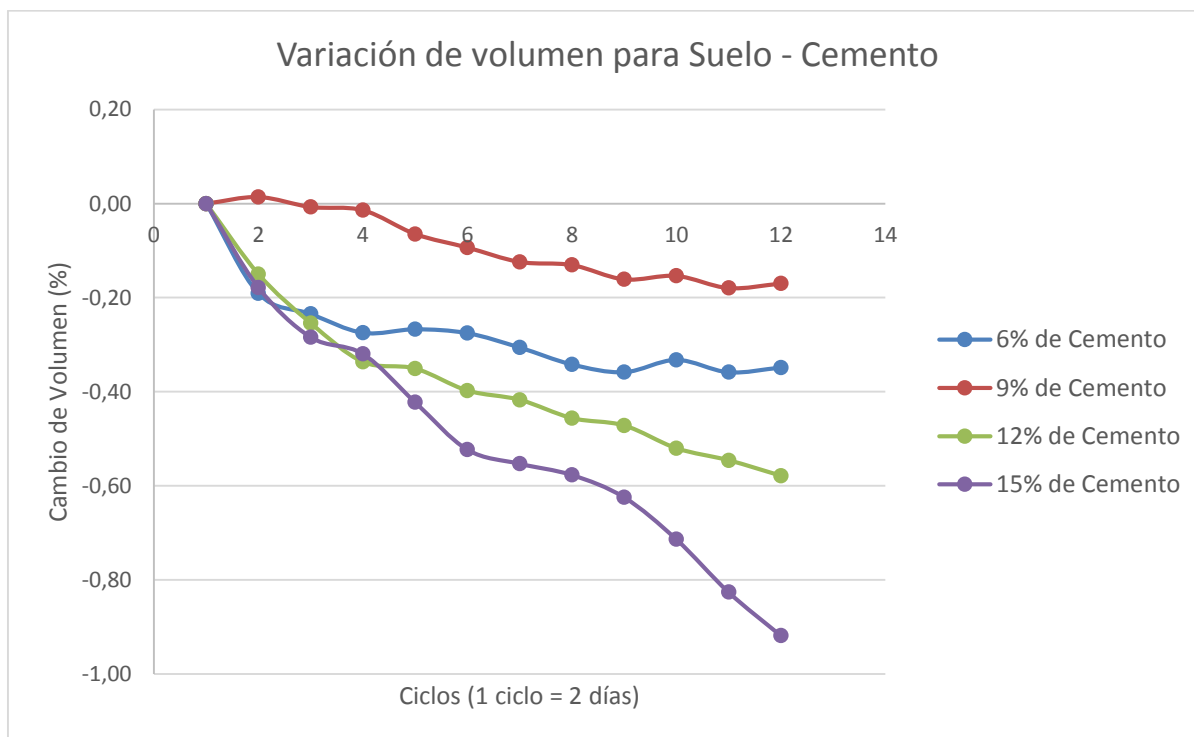
Tomando en cuenta la diferencia de incremento de volumen del estado seco al estado saturado para una misma dosificación de cemento, podemos decir que la variación de incremento de volumen esta entre 0.35% para el 6% de cemento hasta un incremento del 0.7% para el 15% de cemento.

En la Figura 104 se puede ver como varía la absorción de 16.15% hasta 12.10% a medida que aumenta la cantidad de cemento.

**Tabla 47.** Variación de volumen en diferentes dosificaciones de cemento expresado en porcentaje Estado Seco

Variación de volumen para Probeta N° 1 Estado seco				
Ciclo	Dosificación de cemento			
	6%	9%	12%	15%
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.19	0.01	-0.15	-0.18
3	-0.23	-0.01	-0.25	-0.28
4	-0.27	-0.01	-0.34	-0.32
5	-0.27	-0.06	-0.35	-0.42
6	-0.28	-0.09	-0.40	-0.52
7	-0.31	-0.12	-0.42	-0.55
8	-0.34	-0.13	-0.46	-0.58
9	-0.36	-0.16	-0.47	-0.62
10	-0.33	-0.15	-0.52	-0.71
11	-0.36	-0.18	-0.55	-0.83
12	-0.35	-0.17	-0.58	-0.92

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.



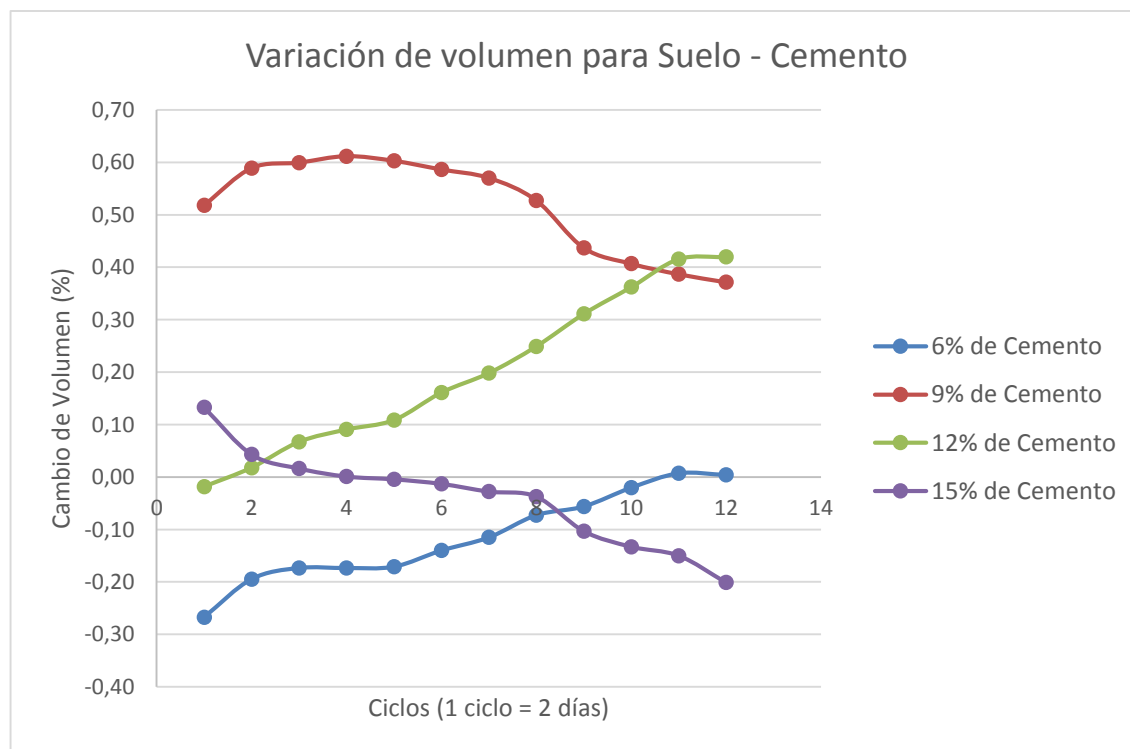
**Figura 107.** Variación de volumen en diferentes dosificaciones de cemento expresado en porcentaje Estado Seco

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

**Tabla 48.** Variación de volumen en diferentes dosificaciones de cemento expresado en porcentaje Estado Saturado

Variación de volumen para Probeta N° 1 Estado Saturado				
Ciclo	Dosificación de cemento			
	6%	9%	12%	15%
1	-0.27	0.52	-0.02	0.13
2	-0.19	0.59	0.02	0.04
3	-0.17	0.60	0.07	0.02
4	-0.17	0.61	0.09	0.00
5	-0.17	0.60	0.11	0.00
6	-0.14	0.59	0.16	-0.01
7	-0.12	0.57	0.20	-0.03
8	-0.07	0.53	0.25	-0.04
9	-0.06	0.44	0.31	-0.10
10	-0.02	0.41	0.36	-0.13
11	0.01	0.39	0.42	-0.15
12	0.00	0.37	0.42	-0.20

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.



**Figura 108.** Variación de volumen en diferentes dosificaciones de cemento expresado en porcentaje Estado Saturado

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

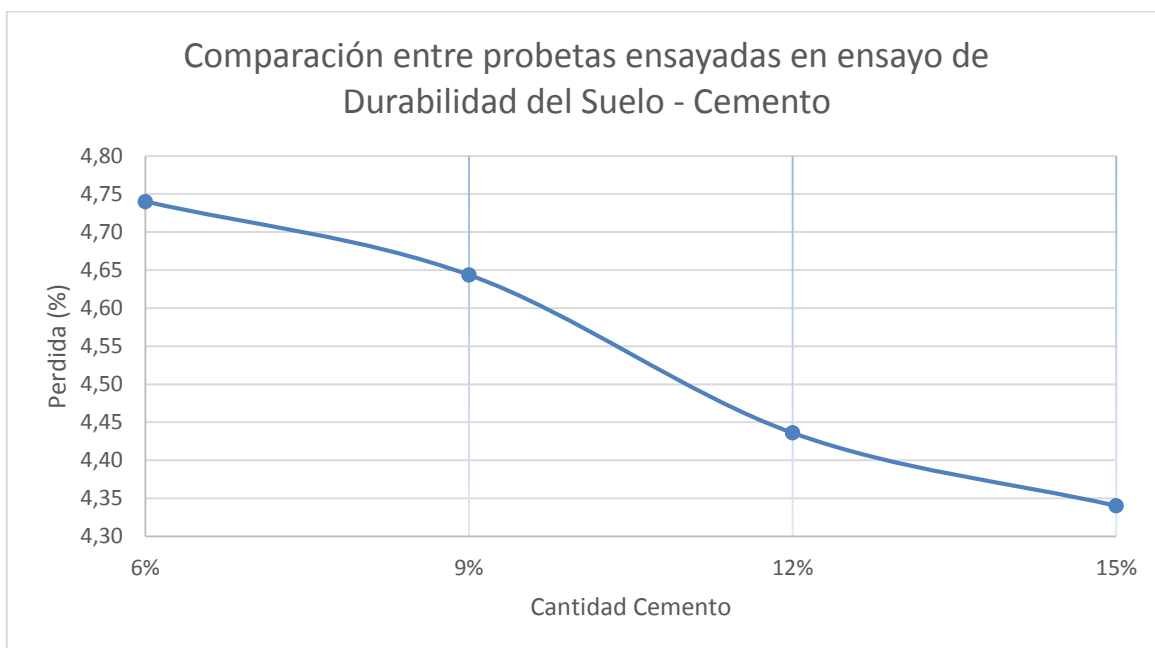
### 5.5.2. Contenido óptimo de cemento

Después de realizar la comparación de resultados entre los diferentes contenidos de cemento en la prueba de durabilidad al desgaste del suelo-cemento, se observa un comportamiento favorable para todas las dosificaciones de cemento tomando en cuenta que cumple con lo establecido en la norma ASTM D559 que propone una buena durabilidad cuando la pérdida de masa es inferior al 10% en un periodo de 12 ciclos.

**Tabla 49.** Resumen de pérdida de material para diferentes dosificaciones de cemento

<b>Pérdida de material de Suelo-Cemento Probetas N° 2</b>				
% Cemento	6%	9%	12%	15%
Pérdida (%)	4.74	4.64	4.44	4.34

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.



*Figura 109.* Resumen de pérdida de material para diferentes dosificaciones de cemento

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

La resistencia de la mezcla ante agentes externo adquiere resistencia con el aumento de la cantidad de cemento, observando un comportamiento adecuado ante la acción del agua como principal agente externo dañino de las estructuras civiles. En la Figura 109 se observa la pérdida de material de suelo-cemento durante el ensayo de durabilidad, los resultados indican que la pérdida es del orden del 4% para cada una de las dosificaciones de cemento.

Por lo tanto, se decide que el contenido óptimo de cemento será del 9%, esto ya que presenta resultados apropiados de pérdida de material y variación del volumen de suelo-cemento.

## 5.6. Análisis Comparativo de Costos

Después de determinar los contenidos óptimos de cemento obtenidos al analizar cada uno de los parámetros físicos y mecánicos que definen un comportamiento favorable de la mezcla de suelo-cemento, se observa que los contenidos de cemento del 9 y 12% presentan las mejores características.

Dicho esto se pretende analizar la variación de costos que estos contenidos de cemento presentarían y que influencia tendrían para su aplicación en campo, sabiendo que la propuesta inicial para la conformación del terraplén y uso en general en los Talleres y Cocheras es la utilización de material granular de préstamo como son la Base (Clases 1 y 3) y Sub-Base (Clase 1 y 3).

Un parámetro que ayuda en la comparación de las propiedades mecánicas de las bases y sub-bases es el CBR (California Bearing Ratio, por sus siglas en inglés) y que para su comparación con el suelo-cemento al 9 y 12 % de dosificación se utilizó datos proporcionados por el fabricante del cemento (HOLCIM S.A.).

Para un material tipo ML según la clasificación S.U.C.S. y una dosificación de cemento del 5 al 7% se obtuvieron datos de CBR mayores al 100% (Información presentados en Anexos). Tomando en cuenta que el material usado en la presente investigación es considerado de similares características al usado por el fabricante para los ensayos de CBR se puede considerar a la mezcla obtenida como apta para el uso de una Base (Clase 1 y 3) o una Sub-Base (Clase 1 y 3).

Las normas NEVI – 12 Volumen 3 establece las especificaciones para Bases Clase 1 que deben presentar un CBR mayor o igual al 80% y para Sub-bases clase 1 establece un CBR no menor que el 30%. Por lo tanto se puede comparar a este material con una de similares características que el material mejorado con cemento.

Por otro lado según establece la norma antes mencionada para utilizar un Suelo – cemento como Base se establece un mínimo de 2.5 Mpa (25 Kg/cm<sup>2</sup>) de resistencia a la compresión simple tomando en cuenta la Figura 20 y la Figura 21, con lo que se establece el cumplimiento de las especificaciones establecidas para suelo-cemento en las cantidades del 9% y 12 % de cemento. De acuerdo a estos resultados se realizó el análisis de costos unitarios para un base clase 1 y clase 3, una Sub-base clase 1 y clase 3 y comparar los resultados con

los precios obtenidos para el mejoramiento de cemento con el 9% y 12%. (Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, 2012)

A continuación se presentan los Análisis de costos unitarios (APU) considerando los dos contenidos de cemento óptimos y la utilización de material de préstamo a fin de comparar sus costos unitarios y así determinar cuál es la solución óptima tomando en cuenta los criterios técnicos y económicos.

**Tabla 50.** Análisis de Precios Unitarios para 9% de cemento

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO							
<b>CODIGO:</b>	511379	<b>LOCALIZACIÓN:</b>	Quitumbe				
<b>DESCRIPCION:</b>	Estabilización con cemento tipo MH	<b>COSTO DIRECTO:</b>	24.49				
<b>UNIDAD:</b>	m3	<b>COSTO INDIRECTO:</b>	25%				
<b>ESPECIFICACION:</b>	9% de cemento	<b>COSTO TOTAL:</b>	30.61				
EQUIPO Y HERRAMIENTAS							
CODIGO	DESCRIPCION	% M.O.	CANTIDAD	TARIFA	RENDIMIENTO	TOTAL	%
200170	Motoniveladora 130 g.	0.3	1	35.6	0.013	0.13884	0.57
200176	Rodillo vibratorio liso cs-431	0.5	1	34.89	0.013	0.226785	0.93
200091	Tanquero	0.15	1	22.15	0.013	0.0431925	0.18
<b>TOTAL EQUIPO:</b>						0.4088175	1.67
MANO DE OBRA							
CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	S.R.H.	RENDIMIENTO	TOTAL	%	
400001	Peón	4	4.749	0.014	0.266	1.09	
400033	Chofer licencia "e"	1	6.5085	0.02	0.130	0.53	
400009	Ayudante de maquinaria	2	4.795	0.022	0.211	0.86	
400046	Operador de motoniveladora	1	7.34	0.03	0.220	0.90	
400060	Operador de rodillo autopropulsado	1	7.17	0.024	0.172	0.70	
<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>						0.999	4.08
MATERIALES							
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL	%	
104731	Cemento tipo MH	kg	129.69	0.171	22.17772926	90.57	
<b>TOTAL MATERIALES:</b>						22.17772926	90.57
TRANSPORTE							
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DISTANCIA (km)	TARIFA	TOTAL	%
300606	Material de mejoramiento	M3	1.2	15	0.05	0.900	3.68
<b>TOTAL TRANSPORTE:</b>						0.900	3.68

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

**Tabla 51. Análisis de Precios Unitarios para 12% de cemento**

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO							
<b>CODIGO:</b>	511379	<b>LOCALIZACIÓN:</b>	Quitumbe				
<b>DESCRIPCION:</b>	Estabilización con cemento tipo MH	<b>COSTO DIRECTO:</b>	31.88				
<b>UNIDAD:</b>	m3	<b>COSTO INDIRECTO:</b>	25%				
<b>ESPECIFICACION:</b>	12% de cemento	<b>COSTO TOTAL:</b>	39.85				
EQUIPO Y HERRAMIENTAS							
CODIGO	DESCRIPCION	% M.O.	CANTIDAD	TARIFA	RENDIMIENTO	TOTAL	%
200170	Motoniveladora 130 g.	0.3	1	35.6	0.013	0.13884	0.44
200176	Rodillo vibratorio liso cs-431	0.5	1	34.89	0.013	0.226785	0.71
200091	Tanquero	0.15	1	22.15	0.013	0.0431925	0.14
<b>TOTAL EQUIPO:</b>						0.4088175	1.28
MANO DE OBRA							
CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	S.R.H.	RENDIMIENTO	TOTAL	%	
400001	Peón	4	4.749	0.014	0.266	0.83	
400033	Chofer licencia "e"	1	6.5085	0.02	0.130	0.41	
400009	Ayudante de maquinaria	2	4.795	0.022	0.211	0.66	
400046	Operador de motoniveladora	1	7.34	0.03	0.220	0.69	
400060	Operador de rodillo autopropulsado	1	7.17	0.024	0.172	0.54	
<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>					0.999	3.13	
MATERIALES							
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL	%	
104731	Cemento tipo MH	kg	172.93	0.171	29.5703057	92.76	
<b>TOTAL MATERIALES:</b>					29.5703057	92.76	
TRANSPORTE							
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DISTANCIA (km)	TARIFA	TOTAL	%
300606	Material de mejoramiento	M3	1.2	15	0.05	0.900	2.82
<b>TOTAL TRANSPORTE:</b>					0.900	2.82	

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

**Tabla 52. Análisis de Precios Unitarios para Base Clase 1**

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO							
<b>CODIGO:</b>	511379			<b>LOCALIZACIÓN:</b>	Quitumbe		
<b>DESCRIPCION:</b>	Mejoramiento con material de préstamo Base			<b>COSTO DIRECTO:</b>	39.98		
<b>UNIDAD:</b>	m3			<b>COSTO INDIRECTO:</b>	25%		
<b>ESPECIFICACION:</b>	Clase 1			<b>COSTO TOTAL:</b>	49.98		
EQUIPO Y HERRAMIENTAS							
CODIGO	DESCRIPCION	% M.O.	CANTIDAD	TARIFA	RENDIMIENTO	TOTAL	%
200170	Motoniveladora 130 g.	0.3	1	27.91	0.011	0.092103	0.23
200176	Rodillo vibratorio liso cs-431	0.5	1	26.5	0.011	0.14575	0.36
200091	Tanquero	0.15	1	14	0.011	0.0231	0.06
<b>TOTAL EQUIPO:</b>						0.260953	0.65
MANO DE OBRA							
CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	S.R.H.	RENDIMIENTO	TOTAL	%	
400001	Peón	4	4.749	0.012	0.228	0.57	
400033	Chofer licencia "e"	1	6.5085	0.015	0.098	0.24	
400009	Ayudante de maquinaria	2	4.795	0.017	0.163	0.41	
400046	Operador de motoniveladora	1	7.34	0.02	0.147	0.37	
400060	Operador de rodillo autopropulsado	1	7.17	0.017	0.122	0.30	
<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>					0.757	1.89	
MATERIALES							
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL	%	
104731	Base clase 1	m3	1.25	16.17	20.21	50.56	
<b>TOTAL MATERIALES:</b>					20.21	50.56	
TRANSPORTE							
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DISTANCIA (km)	TARIFA	TOTAL	%
300606	Material de mejoramiento	M3	1.25	40	0.375	18.750	46.90
<b>TOTAL TRANSPORTE:</b>					18.750	46.90	

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

**Tabla 53. Análisis de Precios Unitarios para Base Clase 3**

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO							
<b>CODIGO:</b>	511379	<b>LOCALIZACIÓN:</b>	Quitumbe				
<b>DESCRIPCIÓN:</b>	Mejoramiento con material de préstamo Base	<b>COSTO DIRECTO:</b>	37.09				
<b>UNIDAD:</b>	m3	<b>COSTO INDIRECTO:</b>	25%				
<b>ESPECIFICACIÓN:</b>	Clase 3	<b>COSTO TOTAL:</b>	46.37				
EQUIPO Y HERRAMIENTAS							
CODIGO	DESCRIPCIÓN	% M.O.	CANTIDAD	TARIFA	RENDIMIENTO	TOTAL	%
200170	Motoniveladora 130 g.	0.3	1	27.91	0.011	0.092103	0.25
200176	Rodillo vibratorio liso cs-431	0.5	1	26.5	0.011	0.14575	0.39
200091	Tanquero	0.15	1	14	0.011	0.0231	0.06
<b>TOTAL EQUIPO:</b>						0.260953	0.70
MANO DE OBRA							
CODIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	S.R.H.	RENDIMIENTO	TOTAL	%	
400001	Peón	4	4.749	0.012	0.228	0.61	
400033	Chofer licencia "e"	1	6.5085	0.015	0.098	0.26	
400009	Ayudante de maquinaria	2	4.795	0.017	0.163	0.44	
400046	Operador de motoniveladora	1	7.34	0.02	0.147	0.40	
400060	Operador de rodillo autopropulsado	1	7.17	0.017	0.122	0.33	
<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>					0.757	2.04	
MATERIALES							
CODIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL	%	
104731	Base clase 3	m3	1.25	13.86	17.33	46.71	
<b>TOTAL MATERIALES:</b>					17.33	46.71	
TRANSPORTE							
CODIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	DISTANCIA (km)	TARIFA	TOTAL	%
300606	Material de mejoramiento	M3	1.25	40	0.375	18.750	50.55
<b>TOTAL TRANSPORTE:</b>					18.750	50.55	

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

**Tabla 54.** Análisis de Precios Unitarios para Sub-Base Clase 1

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO							
<b>CODIGO:</b>	511379			<b>LOCALIZACIÓN:</b>	Quitumbe		
<b>DESCRIPCION:</b>	Mejoramiento con material de préstamo Sub-Base			<b>COSTO DIRECTO:</b>	37.31		
<b>UNIDAD:</b>	m3			<b>COSTO INDIRECTO:</b>	25%		
<b>ESPECIFICACION:</b>	Clase 1			<b>COSTO TOTAL:</b>	46.64		
EQUIPO Y HERRAMIENTAS							
CODIGO	DESCRIPCION	% M.O.	CANTIDAD	TARIFA	RENDIMIENTO	TOTAL	%
200170	Motoniveladora 130 g.	0.3	1	27.91	0.011	0.092103	0.25
200176	Rodillo vibratorio liso cs-431	0.5	1	26.5	0.011	0.14575	0.39
200091	Tanquero	0.15	1	14	0.011	0.0231	0.06
<b>TOTAL EQUIPO:</b>						0.260953	0.70
MANO DE OBRA							
CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	S.R.H.	RENDIMIENTO	TOTAL	%	
400001	Peón	4	4.749	0.012	0.228	0.61	
400033	Chofer licencia "e"	1	6.5085	0.015	0.098	0.26	
400009	Ayudante de maquinaria	2	4.795	0.017	0.163	0.44	
400046	Operador de motoniveladora	1	7.34	0.02	0.147	0.39	
400060	Operador de rodillo autopropulsado	1	7.17	0.017	0.122	0.33	
<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>					0.757	2.03	
MATERIALES							
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL	%	
104731	Sub-base clase 1	m3	1.25	14.03325	17.54	47.02	
<b>TOTAL MATERIALES:</b>					17.54	47.02	
TRANSPORTE							
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DISTANCIA (km)	TARIFA	TOTAL	%
300606	Material de mejoramiento	M3	1.25	40	0.375	18.750	50.25
<b>TOTAL TRANSPORTE:</b>					18.750	50.25	

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

**Tabla 55. Análisis de Precios Unitarios para Sub-Base Clase 3**

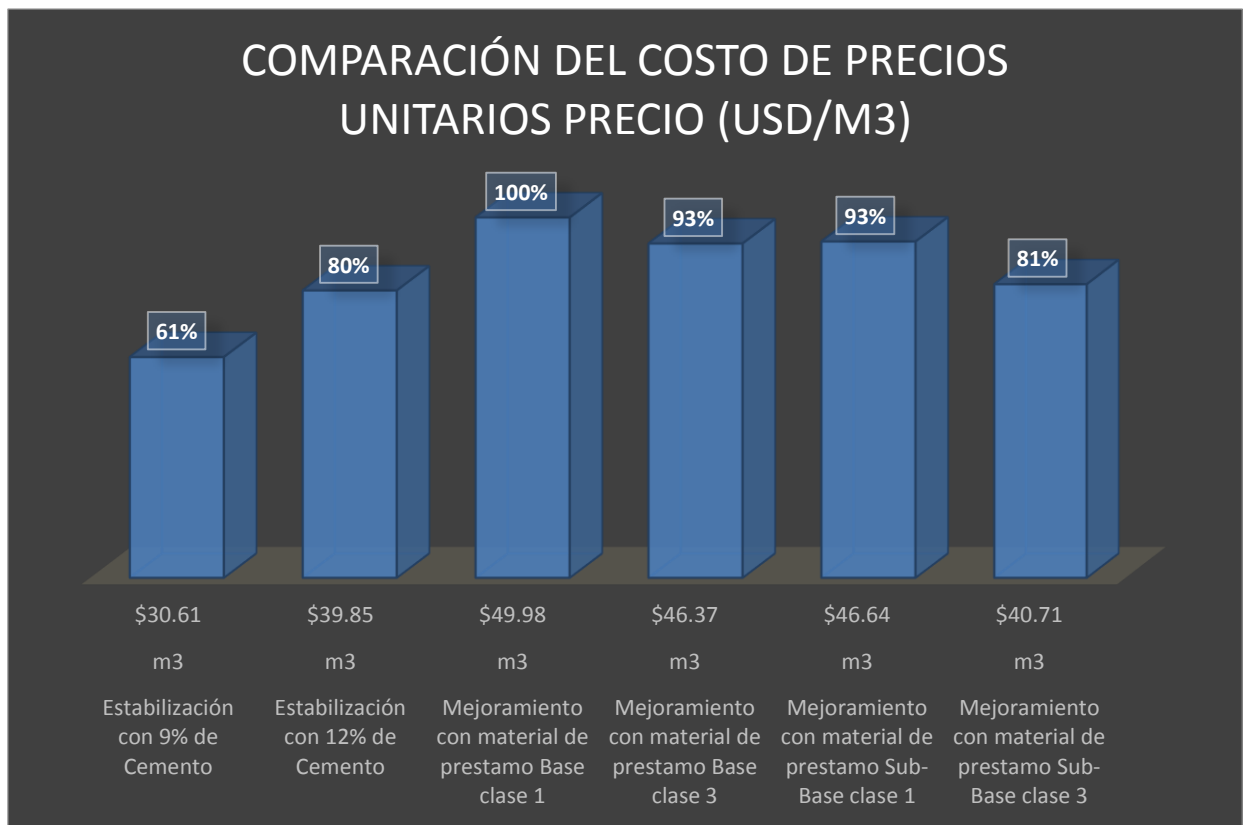
ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO							
<b>CODIGO:</b>	511379	<b>LOCALIZACIÓN:</b>	Quitumbe				
<b>DESCRIPCION:</b>	Mejoramiento con material de préstamo Sub-Base	<b>COSTO DIRECTO:</b>	32.57				
<b>UNIDAD:</b>	m3	<b>COSTO INDIRECTO:</b>	25%				
<b>ESPECIFICACION:</b>	Clase 3	<b>COSTO TOTAL:</b>	40.71				
EQUIPO Y HERRAMIENTAS							
CODIGO	DESCRIPCION	% M.O.	CANTIDAD	TARIFA	RENDIMIENTO	TOTAL	%
200170	Motoniveladora 130 g.	0.3	1	27.91	0.011	0.092103	0.28
200176	Rodillo vibratorio liso cs-431	0.5	1	26.5	0.011	0.14575	0.45
200091	Tanquero	0.15	1	14	0.011	0.0231	0.07
<b>TOTAL EQUIPO:</b>						0.260953	0.80
MANO DE OBRA							
CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	S.R.H.	RENDIMIENTO	TOTAL	%	
400001	Peón	4	4.749	0.012	0.228	0.70	
400033	Chofer licencia "e"	1	6.5085	0.015	0.098	0.30	
400009	Ayudante de maquinaria	2	4.795	0.017	0.163	0.50	
400046	Operador de motoniveladora	1	7.34	0.02	0.147	0.45	
400060	Operador de rodillo autopropulsado	1	7.17	0.017	0.122	0.37	
<b>TOTAL MANO DE OBRA</b>					0.757	2.33	
MATERIALES							
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL	%	
104731	Sub-base clase 3	m3	1.25	10.24	12.80	39.30	
<b>TOTAL MATERIALES:</b>					12.80	39.30	
TRANSPORTE							
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DISTANCIA (km)	TARIFA	TOTAL	%
300606	Material de mejoramiento	M3	1.25	40	0.375	18.750	57.57
<b>TOTAL TRANSPORTE:</b>					18.750	57.57	

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

**Tabla 56.** Comparación de Precios Unitarios

Comparación del costo de Precios Unitarios en relación al más costoso			
Rubro	Unidad	Precio (USD)	Valor (%)
Estabilización con 9% de Cemento	m3	\$30.61	61%
Estabilización con 12% de Cemento	m3	\$39.85	80%
Mejoramiento con material de préstamo Base clase 1	m3	\$49.98	100%
Mejoramiento con material de préstamo Base clase 3	m3	\$46.37	93%
Mejoramiento con material de préstamo Sub-Base clase 1	m3	\$46.64	93%
Mejoramiento con material de préstamo Sub-Base clase 3	m3	\$40.71	81%

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.



*Figura 110.* Comparación de Precios Unitarios

Fuente: Elaborado por Carlos Jurado, Daniel Clavijo.

## 6. CONCLUSIONES

Esta investigación permitió una mejor comprensión de la aplicación del cemento tipo MH como un efectivo estabilizante de los suelos presentes en el predio de Talleres y Cocheras de la PLMQ en el sector de Quitumbe, aplicándose dosificaciones del 6 al 15% de cemento en el suelo natural. El rango de cantidades de cemento fue propuesto de acuerdo a lo establecido en el Comité 230 de la ACI para suelos de tipo CL-ML y ML.

Con los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio para las muestras alteradas e inalteradas del material extraído, se establecieron las siguientes conclusiones:

- El suelo analizado hasta los 3.50 m de profundidad investigados, está conformado por limo areno arcillosos de baja plasticidad, tipo ML-CL y ML, de acuerdo al sistema de clasificación SUCS; y, por material fino tipo A-4 (IG: 1-3) según la AASHTO. (Véase Tabla 28)
- El suelo presenta un valor promedio de 3.87% de material orgánico y se clasifica como un suelo de bajo contenido orgánico, de acuerdo a la norma ASTM D – 4427. (Véase Tabla 25)
- En la Tabla 7 se puede ver que el cemento tipo MH proporcionado por el fabricante cumple con los parámetros establecidos por la norma ASTM C 1157 para los siguientes ensayos: expansión del cemento por auto-clave, contenido de aire en morteros, tiempo de fraguado (VICAT) y resistencia a la compresión de morteros.
- El límite líquido (LL) y el límite plástico (LP) incrementan su valor hasta porcentajes de cemento del 9% y disminuyen su valor cuando aumenta la cantidad de cemento tipo MH hasta el 15% con respecto del suelo natural.(Véase tabla 30)
- El índice plástico (IP) disminuye un 67.2% en relación al suelo natural para todos los porcentajes de cemento tipo MH investigados. (Véase tabla 30)
- La densidad seca máxima disminuye un 0.3% para la dosificación del 6% de cemento en comparación con el suelo natural e incrementa hasta un 1.8% a medida que aumenta la cantidad de cemento hasta el 15% respecto del suelo natural. (Véase *Figura 88*)
- La humedad óptima crece un 6.6% en relación al suelo natural para un contenido de cemento del 9% y disminuye 5.8% a medida que aumenta el porcentaje de cemento hasta el valor del 15%. (Véase *Figura 89*)

- La cohesión del suelo mezclado con cemento presenta una tendencia creciente cuando el contenido de cemento aumenta hasta porcentajes del 15%, mejorando un 780% respecto de la cohesión del suelo natural en el ensayo de Triaxial UU. (Véase Figura 97)
- El ángulo de fricción mejora un 269% respecto del suelo natural para un porcentaje del 12% de cemento tipo MH y decrece para contenidos de cemento del 15% en el ensayo de Triaxial UU. (Véase Figura 98)
- La resistencia a la compresión no confinada ( $q_u$ ) incrementa su valor hasta 1673% respecto del suelo natural para porcentajes del 15% de cemento. (Véase Figura 103)
- Comparando el  $q_u$  de las muestras inalteradas y el  $q_u$  de las muestras remoldeadas del suelo natural se obtuvo una relación de 8 a 1, indicando que el suelo presenta una sensibilidad alta al remoldeo.
- El módulo de elasticidad (E) del suelo-cemento incrementa 70% para porcentajes del 15% de cemento tipo MH en relación al suelo natural. (Véase Figura 102)
- El tiempo de curado de suelo-cemento incide directamente en la resistencia a la compresión no confinada ( $q_u$ ), es decir, a mayor tiempo de curado mayor será la resistencia ( $q_u$ ) (véase Figura 100)
- La pérdida de material en el ensayo de durabilidad del suelo-cemento tiene un valor promedio de 4.54% y el cambio de volumen de las probetas fue inferior al 1% respecto de su condición inicial para todas las dosificaciones de cemento, cumpliendo con los requerimientos establecidos por la norma ASTM D-559. (véase Tabla 49)
- Con el propósito de analizar la rentabilidad del producto se calculó el costo de compactación por  $m^3$  del suelo-cemento con el 9% de MH y un material de mejoramiento tipo Base clase 1, obteniendo un ahorro del 39% considerando para el análisis la cantera de Pifo y el sector de Quitumbe. (Véase Figura 110)
- El porcentaje óptimo de cemento tipo MH será del 9%, ya que presenta notables mejoras en las características físicas y mecánicas del suelo en estado natural y además se acerca al contenido óptimo sugerido por el Comité 230 de la ACI para el uso de cemento como estabilizante en este tipo de suelo.

## 7. RECOMENDACIONES

De acuerdo a los resultados obtenidos en los ensayos realizados para las dosificaciones de cemento tipo MH se presenta las siguientes recomendaciones:

- Realizar investigaciones con porcentajes de cemento comprendidos entre el 6 y 10% de cemento tipo MH, para comprender de mejor forma el comportamiento de este material y de optimizar el valor de la cantidad de cemento usado como estabilizante.
- Realizar ensayos de CBR para el 9% al 10% de contenido de cemento tipo MH recomendado por el Comité 230 de la ACI, para ser comparado con los materiales pétreos de Sub-base y Base.
- Para la conformación de material de suelo-cemento (MH) en campo se recomienda incrementar el contenido de humedad del 1.5 a 3.0% superior a la humedad óptima obtenida en laboratorio. (Véase *Tabla 33*)
- Ampliar la investigación con materiales propuestos por el fabricante, sobre todo en suelos de alta plasticidad (CH, MH) a fin de conocer con mayor certeza el comportamiento del cemento tipo MH como material estabilizante con éste tipo de suelos. (Véase *Tabla 11*)

## 8. BIBLIOGRAFÍA

- ACI Committee 230. (1991). *State of the Art Report on Soil Cement. ACI 230.1R*. ACI Committee 230. Detroit, Michigan: American Concrete Institute.
- Albert Ventayol Lázaro, C. F. (2011). Medida de la energía del ensayo SPT. Correcciones a Aplicar. *Actualidad de ingeniería civil, minería, geología y medio ambiente*. N° 208, 52-54.
- Alexander. (15 de Agosto de 2014). *Universidad Nacional de Ingeniería*. Obtenido de <http://es.slideshare.net/Alexander159/analisis-granulometrico-por-tamizado-38024430>
- ANCADE, ANTER, IECA. (2009). *Manual de estabilización de suelos con cemento o cal*. Madrid: Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA).
- ANCADE, ANTER, IECA. (2009). *Manual de estabilización de suelos con cemento o cal*. Madrid: Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA).
- Arquba. (2000). *Arquba.com*. Obtenido de <http://www.arquba.com/monografias-de-arquitectura/cemento-portland-usos-y-aplicaciones/>
- Asmani, D., Hafez, M., & Nurbaya, S. (2011). *Static laboratory Compaction Method, Electronic Journal of Geotechnical Engineering Vol. 16*. EJGE.
- ASTM. (2003). *ASTM D559-03 Standard Test Methods for Wetting and Drying compacted Soil-Cement mixtures*.
- ASTM. (2007). *ASTM D1632-07. Standard practice for Making and Curing Soil-Cement compression and flexure test specimens in the Laboratory*.
- ASTM. (2007). *ASTM D1633-00 Standard test methods for Compressive Strength of molded Soil-Cement cylinders*.
- ASTM. (2009). *ASTM D6913-04(2009) Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis*.
- ASTM. (2010). *ASTM D2216-10 Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass*.
- ASTM. (2010). *ASTM D4318-10e1 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*.
- ASTM. (2012). *ASTM D1557. Laboratory compaction characteristics of Soil using modified effort*.
- ASTM. (2012). *ASTM D1557-12. Laboratory compaction characteristics of Soil using modified effort*.
- ASTM. (2014). *ASTM D2974-14 Standard Test Methods for Moisture, Ash, and Organic Matter of Peat and Other Organic Soils*.
- ASTM. (2014). *ASTM D854-14 Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer*.
- Blázquez, L. B. (2000). *Manual de carreteras*. Valencia: Ortiz e Hijos, Contratista de Obras, S.A. Obtenido de [http://sirio.ua.es/proyectos/manual\\_%20carreteras/02020403.pdf](http://sirio.ua.es/proyectos/manual_%20carreteras/02020403.pdf)
- Bowles, J. E. (1980). *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería Civil*. Bogotá: McGraw-Hill Latinoamericana S. A.
- Constructor Civil. (15 de Enero de 2010). *Constructor Civil*. Obtenido de El blog de un Constructor Civil: [http://1.bp.blogspot.com/\\_3MH8UjUHOLc/S1CDz2BPEnI/AAAAAAAAAYu0/wpsRBAr5tWg/s400/02.JPG](http://1.bp.blogspot.com/_3MH8UjUHOLc/S1CDz2BPEnI/AAAAAAAAAYu0/wpsRBAr5tWg/s400/02.JPG)

- Cornelio, L. C., Masgo, Soto, J., Ortiz, Chujutalli, C. A., Olortegui, Borja, M., & Sotelo, de la Torre, C. (1 de Octubre de 2013). *Prezi.com*. Obtenido de <https://prezi.com/7ijmf2ecgnqs/mejoramiento-de-suelos-por-drenaje/>
- D.B. Eme, T. N. (2016). Correlation between the California Bearing Ratio (CBR) and Unconfined Compressive Strength (UCS) of Stabilized Sand-Cement of the Niger Delta. *SSRG International Journal of Civil Engineering (SSRG-IJCE) – volume 3 Issue 3–March 2016*, 7-13.
- Das, B. (2002). *Soil Mechanics Laboratory Manual* (Sixth ed.). New York: OXFORD UNIVERSITY PRESS.
- Das, B. (2013). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (Cuarta ed.). México D.F.: Cengage Learning Inc.
- Das, B. M. (2002). *Soil Mechanics Laboratory Manual 6 ed*. New York: OXFORD UNIVERSITY PRESS.
- El Litoral. (12 de 11 de 2004). *ELlitoral.com*. Obtenido de [http://www.ellitoral.com/index.php/id\\_um/106797-](http://www.ellitoral.com/index.php/id_um/106797-)
- Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito. (2012). *Diseño definitivo de Obra Civil de Talleres y Cocheras PLMQ ANEJO N°5: CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICO - GEOTÉCNICA*. Quito, Ecuador: Metro Madrid.
- Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito. (2012). *Diseño definitivo de Obra Civil de Talleres y Cocheras PLMQ. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO*. Quito: Metro Madrid.
- Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito. (2012). *Diseño definitivo de Obra Civil de Talleres y Cocheras PLMQ. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO*. Quito: Metro Madrid.
- García Trejo, S. L., & Ramírez López, M. O. (Diciembre de 2006). Propuesta de un manual de laboratorio de Mecánica de Suelos conforme a la norma ASTM 2003. El Salvador: Universidad de El Salvador.
- Gomez, P. A. (2005). *Anfacal*. Obtenido de [anfacal.org/.../Estabilizacion\\_de\\_Suelos/Presentacion\\_Suelos\\_CALIDRA\\_SLP.pdf](http://anfacal.org/.../Estabilizacion_de_Suelos/Presentacion_Suelos_CALIDRA_SLP.pdf)
- González de Vallejo, L., & Ferrer, M. (2004). *INGENIERÍA GEOLÓGICA*. Madrid, España: PEARSON EDUCATION.
- Gutiérrez Montes, C. A. (2010). *Estabilización química de carreteras no pavimentadas en el Perú y ventajas comparativas del cloruro de magnesio (bischofita) frente al cloruro de calcio*. Lima, Perú: Universidad Ricardo Palma.
- Holcim S.A. (2015). *Holcim Base Vial. Cemento hidráulico Tipo MH para estabilización de suelos*. Quito: Holcim Ecuador S.A.
- Instituto español del cemento y sus aplicaciones. IECA. (2013). *Guías técnicas: Estabilización de suelos con cemento*. Madrid: IECA.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización, I. (2005). *Norma Ecuatoriana Técnica INEN 689: Mecánica de suelos - Ensayo de Penetración Estándar*. Quito: INEN.
- Jubany, S. (Noviembre de 2010). *El Cosmogono*. Obtenido de <https://cosmogono.files.wordpress.com/2010/11/ignis.jpg>
- Kirpy. (2013). *Kirpy*. Obtenido de [http://www.kirpy.com/media/diapo\\_ns\\_ripper\\_05\\_\\_069818400\\_1805\\_14052013.jpg](http://www.kirpy.com/media/diapo_ns_ripper_05__069818400_1805_14052013.jpg)
- Kosmatka, S. H., Kerkhoff, B., Panarese, W. C., & Tanesi, J. (2004). *Diseño y control de Mezclas de Concreto*. Mexico: Portland Cement Association PCA.

- Larrea, A., & Villalba, L. (2000). TESIS. *Enzimas orgánicas de la estabilización de suelos, un aporte al desarrollo*. Quito, Pichincha, Ecuador: Facultad de Ingeniería. PUCE.
- Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador. (2012). Volumen N° 3 Especificaciones generales para la construcción de vías y puentes. En M. d. Ecuador, *Norma Ecuatoriana Vial NEVI - 12 MTOP* (pág. 387). Quito: Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador.
- Montes, C. A. (2010). Para optar el título profesional de Ingeniero Civil. *Estabilización Química de carreteras no pavimentadas en el Perú y ventajas comparativas del Cloruro de Magnesio (BISCHOFITA) frente al Cloruro de Calcio*. Lima, Perú: Universidad Ricardo Palma.
- Muhunthan, B., & Sariosseiri, F. (2008). *Interpretation of Geotechnical properties of Cement Treated Soils*. Washington State University, Washington State Transportation Center (TRAC). Washington D.C.: Washington State Office of Research & Library Services.
- Nice price. (24 de Diciembre de 2012). *Nice ideas & Nice concejos*. Obtenido de [http://3.bp.blogspot.com/-2JXo06FB6QY/UMTHUCFMgpI/AAAAAAAAAAMs/PW7Jt\\_8FFkk/s1600/humedad-capilaridad-2.jpg](http://3.bp.blogspot.com/-2JXo06FB6QY/UMTHUCFMgpI/AAAAAAAAAAMs/PW7Jt_8FFkk/s1600/humedad-capilaridad-2.jpg)
- Rico Rodríguez, A., & Del Castillo, H. (2012). *La Ingeniería de Suelos en las vías terrestres 2: Carreteras, Ferrocarriles y Autopistas*. México: Limusa.
- Rivera Mena, W. A. (2013). *Correlación del valor de soporte de California (CBR) con la resistencia a la compresión incofinada y la plasticidad del suelo*. Santiago de Cali, Colombia: Universidad del Valle. Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil y Geomática.
- Salvador, R. (2010). *Mecánica de Suelos I*. Quito: Facultad de Ingeniería. PUCE.
- Universidad Nacional de Ingeniería Lima - Perú. (Marzo de 2006). *Método de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo*. Obtenido de Universidad Nacional de Ingeniería Lima - Perú: <http://www.lms.uni.edu.pe/Determinacion%20del%20contenido%20de%20Humedad.pdf>.
- Vargas, B. P. (2014). *Estudio para analizar el ladrillo suelo cemento o ecológico en Cuenca*. Cuenca: Universidad del Azuay.
- Villareal Guijarro, I. (1980). TESIS. *Estabilización de suelos para Pavimentos*. Quito, Pichincha, Ecuador: Facultad de Ingeniería. PUCE.
- wordpress.com. (2015). *Sobre la Cal*. Obtenido de <https://sobrelacal.wordpress.com/ques-la-cal/>

## 9. ANEXOS

### ANEXO 1 MUESTREO

#### Calicatas

- Excavación Calicata N° 1



- Excavación Calicata N° 2



- Excavación calicata N°3

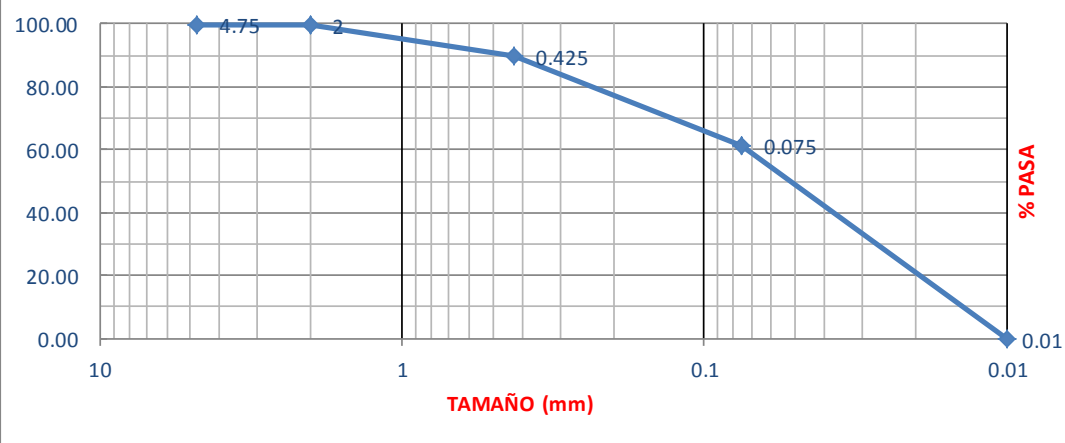


- Excavación Calicata N°4



## ANEXO 2 ENSAYOS DE LABORATORIO

### GRANULOMETRÍA DE LOS SUELOS

<b>GRANULOMETRIA</b>						
PROYECTO:	Tesis de Grado			POZO #:	4	
LUGAR:	Quitumbe - Sur de Quito			MUESTRA:	2	
DETALLE:	Talleres y Cocheras PLMQ			PROFUND:	3,0 m	
DESCRIP:	Arcillas Arenosas			FECHA:	31-Mar	
<b>GRANULOMETRÍA</b>						
Tamiz No.		Peso Retenido Parcial (gr)	Peso Retenido Acumulado (gr)	% Retenido Acumulado	% Pasa	% Pasa Corregido
(pulg)	(mm)					
Serie Fina						
No. 4	4.75	0.17	0.17	0.14	99.86	
10	2	0.25	0.42	0.34	99.66	
40	0.425	12.34	12.76	10.24	89.76	
200	0.075	35.26	48.02	38.54	61.46	
Pasa No. 200	0.01	76.58	124.60	100.00	0.00	
Total		124.60				
Peso Inicial Húmedo			74.14	Peso Inicial Seco		49.13
TARRO	67.16					
<b>CURVA GRANULOMÉTRICA</b>						
						
% GRAVA (3" - No.4)		-	D10 (mm)		0.012	
% ARENA GRUESA (#4 - #10)		0.20	D30 (mm)		0.028	
% ARENA MEDIA (#10 - #40)		9.90	D60 (mm)		0.08	
% ARENA FINA (#40 - #200)		28.30	COEF. CURVATURA (Cc)		6.67	
% LIMOS Y ARCILLAS (#200)		61.46	COEF. UNIFORMIDAD (Cu)		0.82	

## LÍMITES DE ATTERBERG

- Suelo natural

### LIMITES DE ATTERBERG

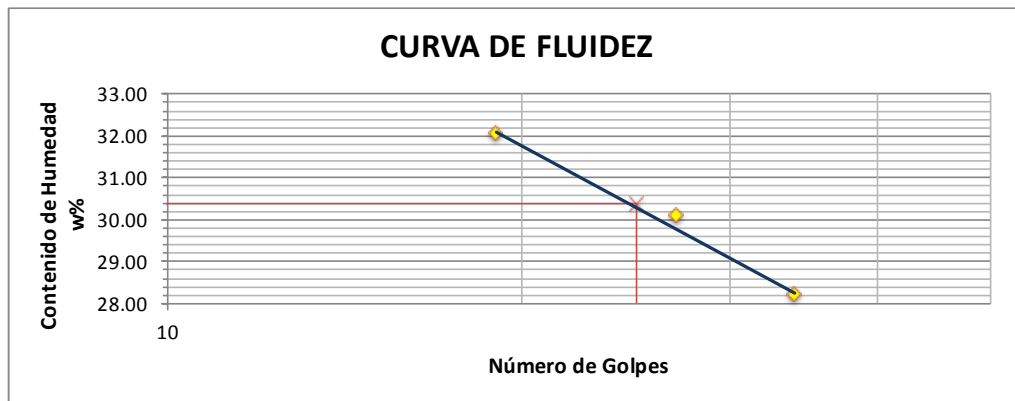
PROYECTO:	Tesis de Grado	POZO #:	2
LUGAR:	Quitumbe - Sur de Quito	MUESTRA:	1
DETALLE:	Talleres y Cocheras PLMQ	PROFUND:	3.0m
DESCRIP:	Suelo Natural	FECHA:	18/4/2016

### CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL w (%)

Cápsula No.	Peso Cáps. + Suelo húmedo (gr)	Peso Cáps. + Suelo Seco (gr)	Peso de Cápsula (gr)	Contenido de Humedad Natural (w %)
AA3	82.21	69.9	17.88	23.66
55Z	78.93	67.41	17.67	23.16

### LIMITE LIQUIDO (LL)

Cápsula No.	Número de Golpes	Peso Cáps. + Suelo húmedo (gr)	Peso Cáps. + Suelo Seco (gr)	Peso de Cápsula (gr)	Contenido de Humedad Natural (w %)
700	19	20.09	16.75	6.34	32.08
71Z	27	19.74	16.53	5.87	30.11
XZ8	34	22.22	18.66	6.05	28.23



### LIMITE PLASTICO (LP)

Cápsula No.	Peso Cáps. + Suelo húmedo (gr)	Peso Cáps. + Suelo Seco (gr)	Peso de Cápsula (gr)	Contenido de Humedad Natural (w %)
704	16.33	15.11	9.71	22.59
709	12.66	11.46	6.37	23.58

### RESULTADOS

w %	LL	LP	Ip
23.41	30.39	23.08	7.31

- Suelo-cemento:

6% Cemento

**LIMITES DE ATTERBERG**

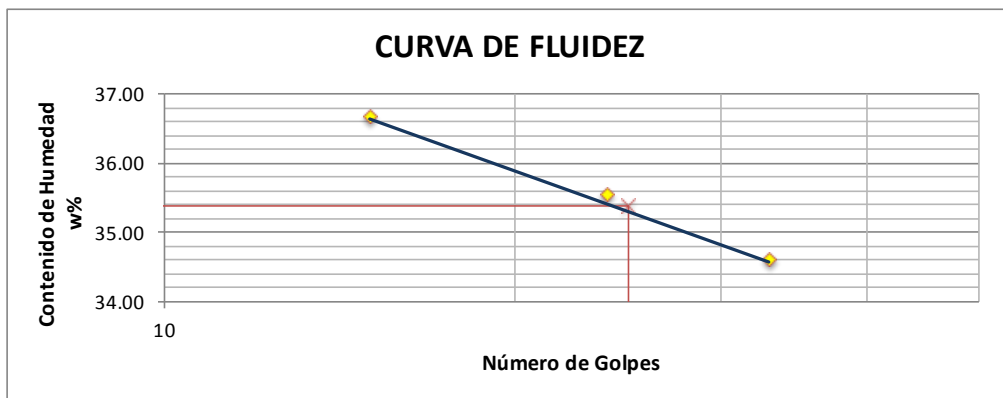
PROYECTO:	Tesis de Grado	POZO #:	2
LUGAR:	Quitumbe - Sur de Quito	MUESTRA:	1
DETALLE:	Talleres y Cocheras PLMQ	PROFUND:	3.0m
DESCRIP:	DOSIF. 6% CEMENTO	FECHA:	18/4/2016

**CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL w (%)**

Cápsula No.	Peso Cáps. + Suelo húmedo (gr)	Peso Cáps. + Suelo Seco (gr)	Peso de Cápsula (gr)	Contenido de Humedad Natural (w %)
AA3	82.21	69.9	17.88	23.66
55Z	78.93	67.41	17.67	23.16

**LIMITE LIQUIDO (LL)**

Cápsula No.	Número de Golpes	Peso Cáps. + Suelo húmedo (gr)	Peso Cáps. + Suelo Seco (gr)	Peso de Cápsula (gr)	Contenido de Humedad Natural (w %)
133	15	25.22	20.97	9.38	36.67
87	24	22.87	18.44	5.98	35.55
20Z	33	24.65	19.87	6.06	34.61



**LIMITE PLASTICO (LP)**

Cápsula No.	Peso Cáps. + Suelo húmedo (gr)	Peso Cáps. + Suelo Seco (gr)	Peso de Cápsula (gr)	Contenido de Humedad Natural (w %)
11Z	12.43	11.02	6.09	28.60
57Z	12.66	11.19	6.04	28.54

**RESULTADOS**

w %	LL	LP	Ip
23.41	35.38	28.57	6.81

9% Cemento

**LIMITES DE ATTERBERG**

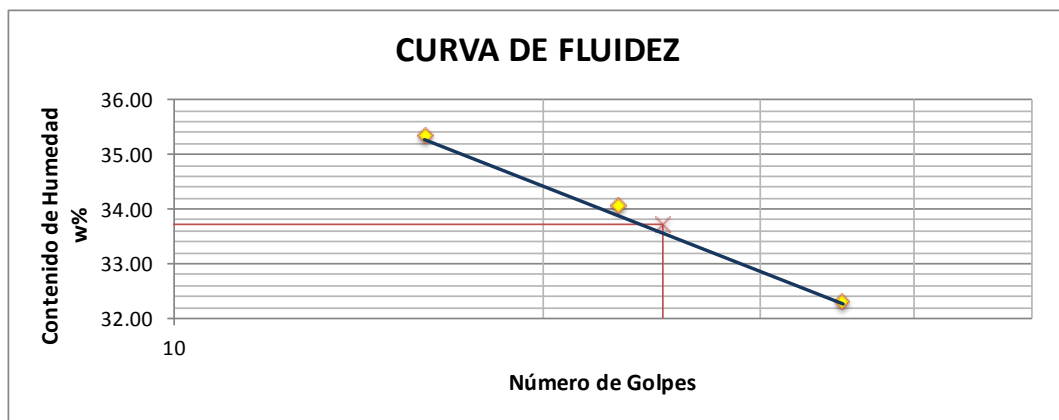
PROYECTO:	Tesis de Grado	POZO #:	2
LUGAR:	Quitumbe - Sur de Quito	MUESTRA:	1
DETALLE:	Talleres y Cocheras PLMQ	PROFUND:	3.0m
DESCRIP:	DOSIF. 9% CEMENTO	FECHA:	19/4/2016

**CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL w (%)**

Cápsula No.	Peso Cáps. + Suelo húmedo (gr)	Peso Cáps. + Suelo Seco (gr)	Peso de Cápsula (gr)	Contenido de Humedad Natural (w %)
AA3	82.21	69.9	17.88	23.66
55Z	78.93	67.41	17.67	23.16

**LIMITE LIQUIDO (LL)**

Cápsula No.	Número de Golpes	Peso Cáps. + Suelo húmedo (gr)	Peso Cáps. + Suelo Seco (gr)	Peso de Cápsula (gr)	Contenido de Humedad Natural (w %)
16Z	16	24.88	19.97	6.08	35.35
2Z	23	27.45	21.99	5.96	34.06
71Z	35	26.1	21.16	5.87	32.31



**LIMITE PLASTICO (LP)**

Cápsula No.	Peso Cáps. + Suelo húmedo (gr)	Peso Cáps. + Suelo Seco (gr)	Peso de Cápsula (gr)	Contenido de Humedad Natural (w %)
708	12.01	10.74	6.27	28.41
36Z	12.55	11.13	6.1	28.23

**RESULTADOS**

w %	LL	LP	Ip
23.41	33.72	28.32	5.40

12% Cemento

**LIMITES DE ATTERBERG**

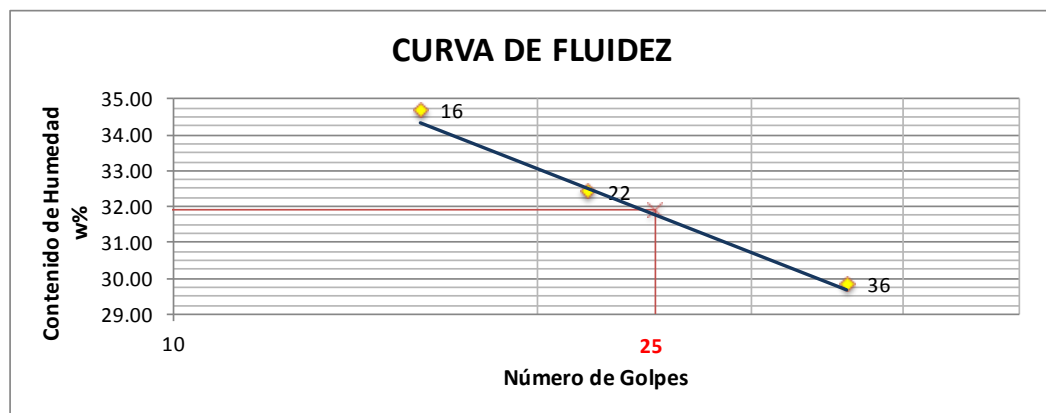
PROYECTO:	Tesis de Grado	POZO #:	2
LUGAR:	Quitumbe - Sur de Quito	MUESTRA:	1
DETALLE:	Talleres y Cocheras PLMQ	PROFUND:	3.0m
DESCRIP:	DOSIF. 12% CEMENTO	FECHA:	19/4/2016

**CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL w (%)**

Cápsula No.	Peso Cáps. + Suelo húmedo (gr)	Peso Cáps. + Suelo Seco (gr)	Peso de Cápsula (gr)	Contenido de Humedad Natural (w %)
AA3	82.21	69.9	17.88	23.66
55Z	78.93	67.41	17.67	23.16

**LIMITE LIQUIDO (LL)**

Cápsula No.	Número de Golpes	Peso Cáps. + Suelo húmedo (gr)	Peso Cáps. + Suelo Seco (gr)	Peso de Cápsula (gr)	Contenido de Humedad Natural (w %)
7Z	16	23.3	18.89	6.18	34.70
XZ6	22	25.67	21.67	9.33	32.41
66Z	36	20.54	17.23	6.14	29.85



**LIMITE PLASTICO (LP)**

Cápsula No.	Peso Cáps. + Suelo húmedo (gr)	Peso Cáps. + Suelo Seco (gr)	Peso de Cápsula (gr)	Contenido de Humedad Natural (w %)
79Z	12.88	11.41	6.16	28.00
9Z	13.61	12.02	6.28	27.70

**RESULTADOS**

w %	LL	LP	Ip
23.41	31.92	27.85	4.07

15% Cemento

**LIMITES DE ATTERBERG**

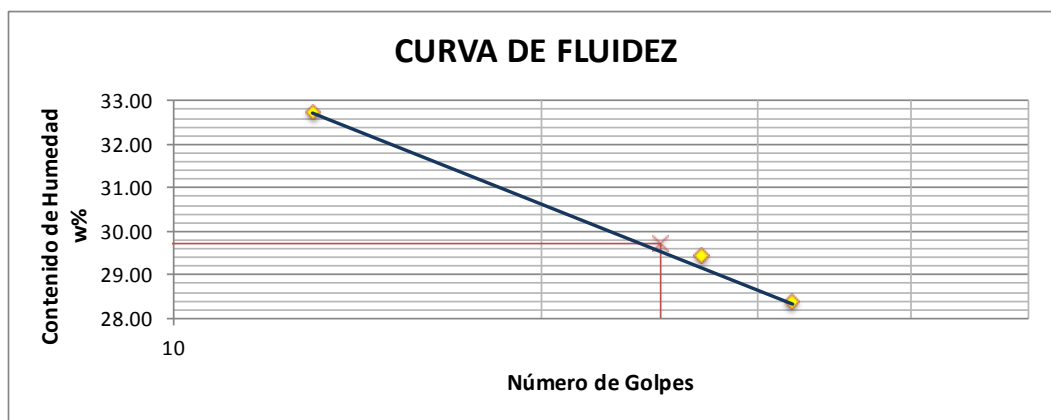
PROYECTO:	Tesis de Grado	POZO #:	2
LUGAR:	Quitumbe - Sur de Quito	MUESTRA:	1
DETALLE:	Talleres y Cocheras PLMQ	PROFUND:	3.0m
DESCRIP:	DOSIF. 15% CEMENTO	FECHA:	19/4/2016

**CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL w (%)**

Cápsula No.	Peso Cáps. + Suelo húmedo (gr)	Peso Cáps. + Suelo Seco (gr)	Peso de Cápsula (gr)	Contenido de Humedad Natural (w %)
AA3	82.21	69.9	17.88	23.66
55Z	78.93	67.41	17.67	23.16

**LIMITE LIQUIDO (LL)**

Cápsula No.	Número de Golpes	Peso Cáps. + Suelo húmedo (gr)	Peso Cáps. + Suelo Seco (gr)	Peso de Cápsula (gr)	Contenido de Humedad Natural (w %)
746	13	23.66	19.37	6.26	32.72
42Z	27	23.81	19.79	6.13	29.43
4Z	32	24.99	20.8	6.04	28.39



**LIMITE PLASTICO (LP)**

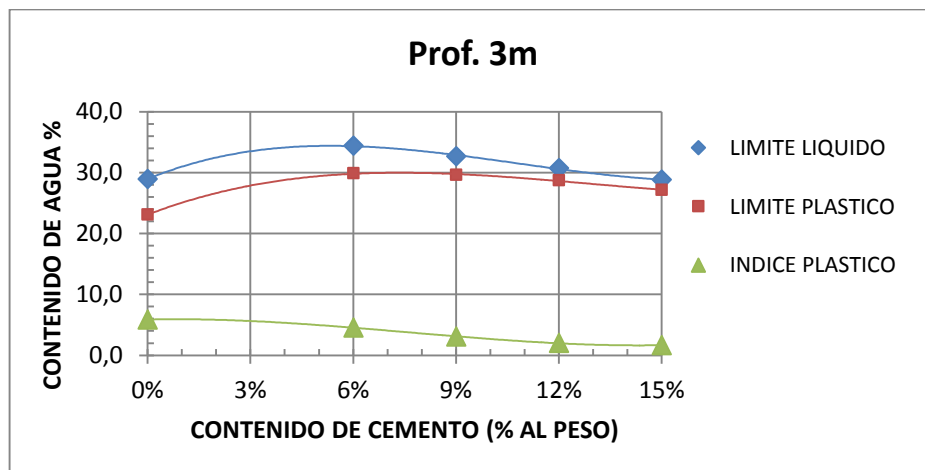
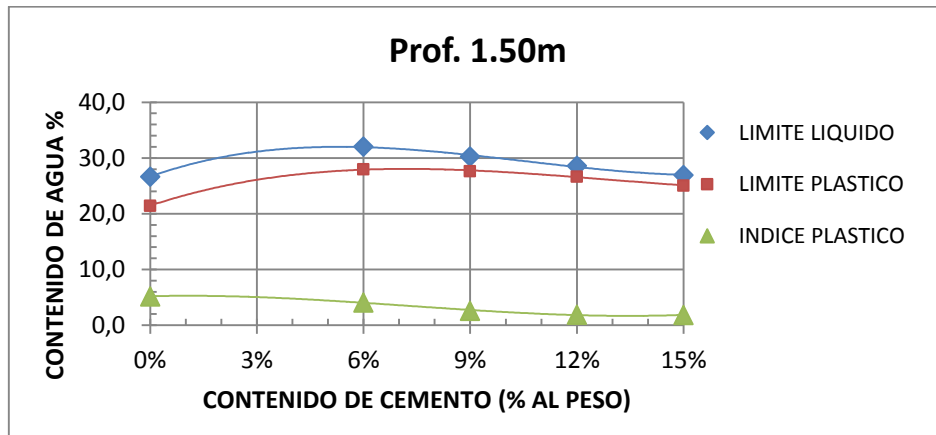
Cápsula No.	Peso Cáps. + Suelo húmedo (gr)	Peso Cáps. + Suelo Seco (gr)	Peso de Cápsula (gr)	Contenido de Humedad Natural (w %)
700	12.45	11.13	6.34	27.56
L13	14.65	13.42	8.9	27.21

**RESULTADOS**

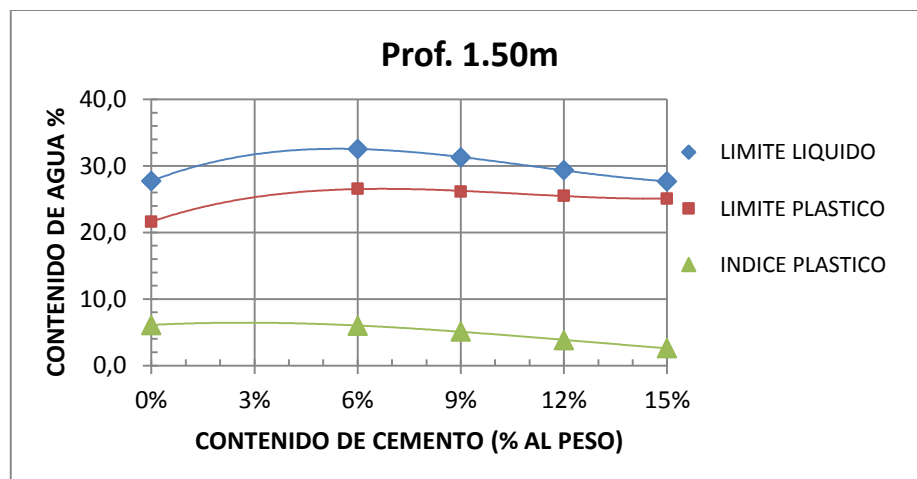
w %	LL	LP	lp
23.41	29.70	27.38	2.32

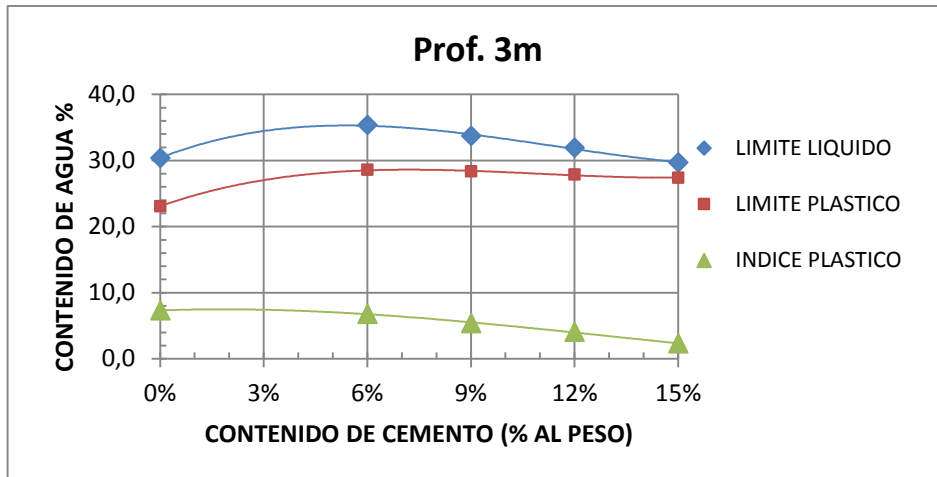
Resultados de Límites de Atterberg para suelo con cemento:

- Punto 1:

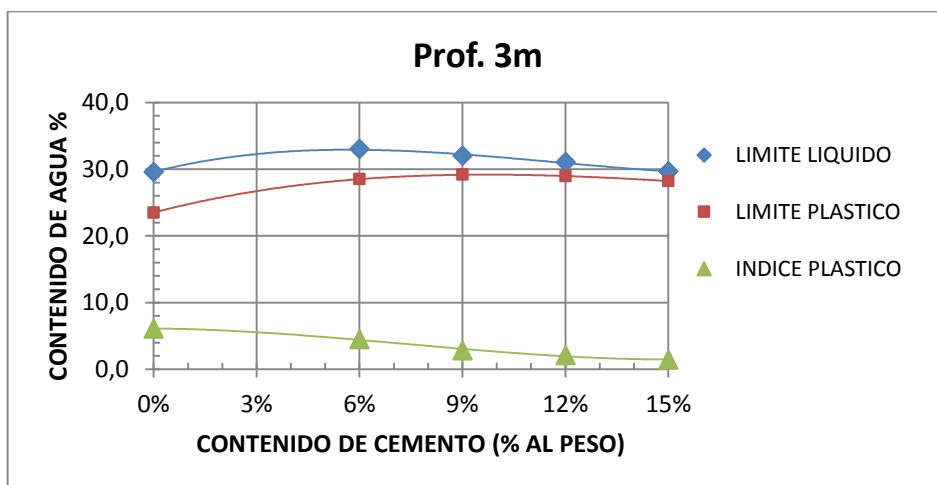
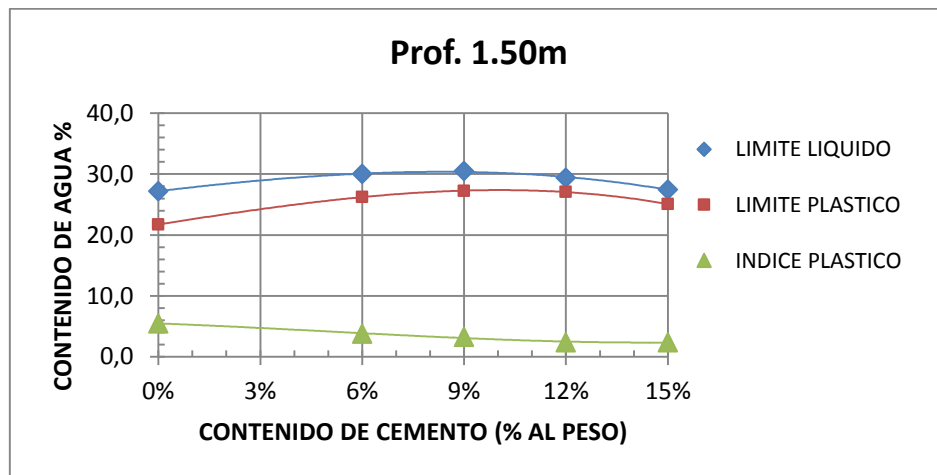


- Punto 2:

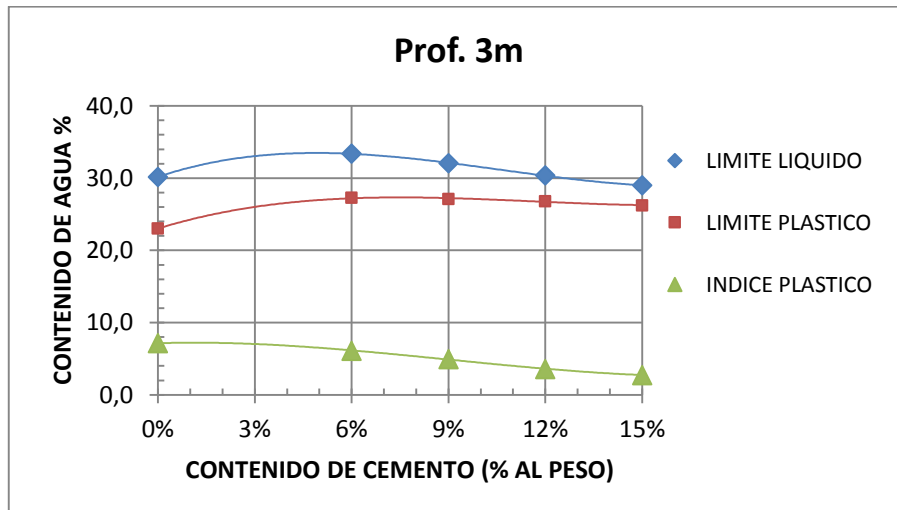
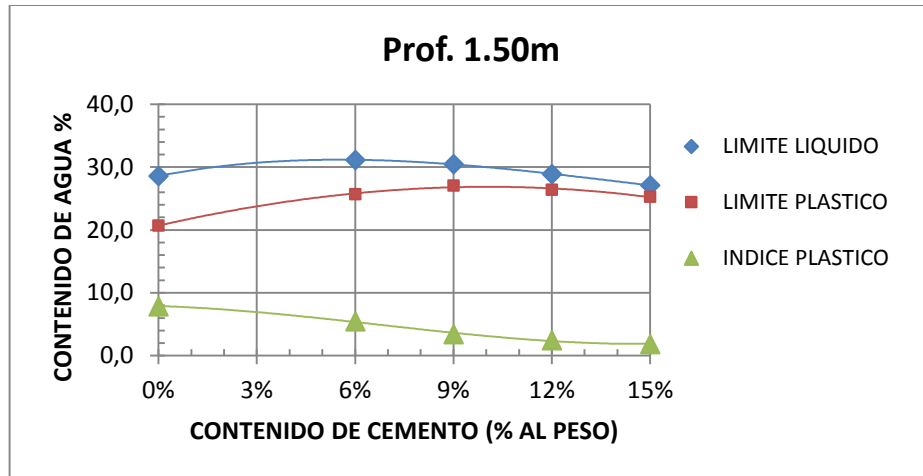




- Punto 3:



- Punto 4:



## COMPACTACIÓN: PRÓCTOR MODIFICADO

- Suelo natural

### ÁREA DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICA

#### INFORME DE ENSAYO

#### ENSAYO DE COMPACTACIÓN

OBRA : Tesis

SOLICITADO POR : PUCE

LOCALIZACIÓN : Quitumbe

FECHA :

MUESTRA : Punto 3 - Prof. 1.50m

DESCRIPCIÓN : Suelo natural sin estabilizante (cemento)

NORMA : ASTM D - 1557

#### PROCTOR MODIFICADO (2700 KN-m/m<sup>3</sup>)

MÉTODO : A

Nº DE CAPAS : 5

Nº DE GOLPES POR CAPA : 25

PESO MARTILLO : 10 lb.

ALTURA DE CAIDA DEL MARTILLO : 457.2 mm.

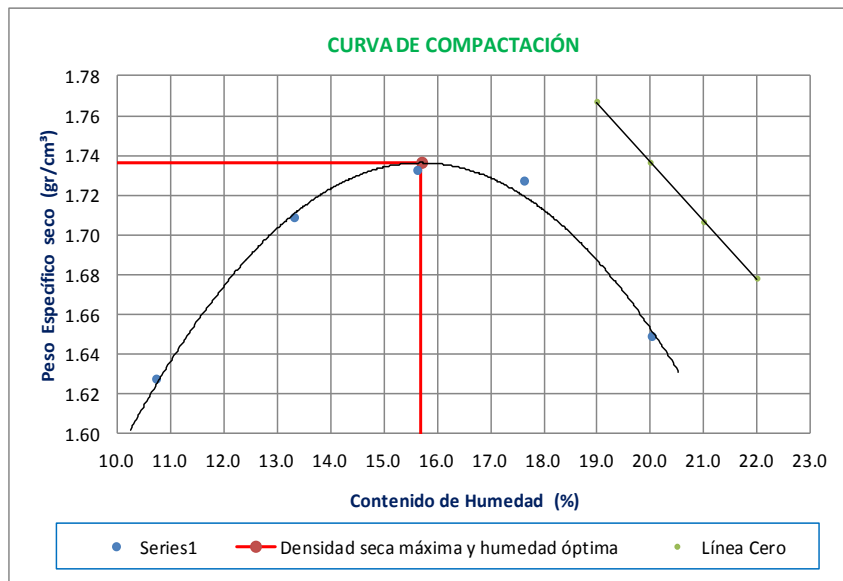
VOL. DE MOLDE : 943 cm<sup>3</sup>

PESO DEL MOLDE : 4254 gr.

Nº DE PRUEBA	1		2		3		4		5	
Peso molde + suelo húmedo (gr.)	5,953		6,080		6,143		6,170		6,120	
Peso molde (gr.)	4,254		4,254		4,254		4,254		4,254	
Peso suelo húmedo (gr.)	1,699		1,826		1,889		1,916		1,866	
Densidad húmeda (gr/cm <sup>3</sup> )	1.802		1.936		2.003		2		2	
Peso cap. + suelo húmedo (gr.)	84.12	90.15	87.26	85.68	86.97	94.58	71.40	74.52	85.88	94.38
Peso cap. + suelo seco (gr.)	77.71	83.17	78.90	77.58	77.51	83.99	62.37	65.10	74.59	81.66
Peso cápsula (gr.)	17.97	18.23	16.41	16.63	16.67	16.70	11.41	11.58	17.91	18.53
Contenido de Humedad (%)	10.73	10.75	13.38	13.29	15.55	15.74	17.72	17.60	19.92	20.15
Humedad promedio (%)	10.74		13.33		15.64		17.66		20.03	
Densidad seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.627		1.709		1.732		1.727		1.649	

Densidad seca máxima = 1.736 gr/cm<sup>3</sup>

% Humedad Óptima = 15.70



- Suelo-cemento

6% de cemento

**ÁREA DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICA**

**INFORME DE ENSAYO**

**ENSAYO DE COMPACTACIÓN**

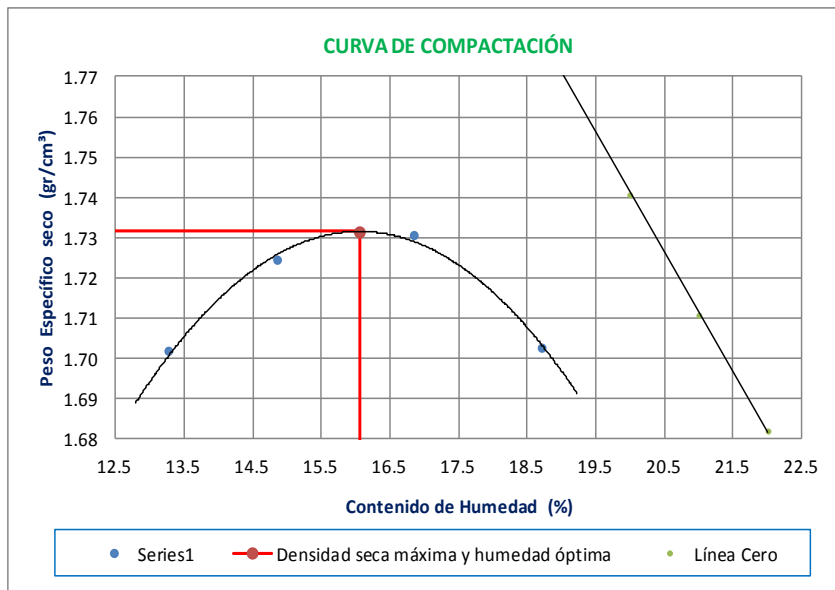
OBRA : Tesis SOLICITADO POR : PUCE  
 LOCALIZACIÓN : Quitumbe FECHA :  
 MUESTRA : Punto 3 - Prof. 1.50m  
 DESCRIPCIÓN : Estabilizante del 6% de cemento tipo MH  
 NORMA : ASTM D - 1557

**PROCTOR MODIFICADO (2700 KN-m/m<sup>3</sup>)**

MÉTODO : **A**  
 N° DE CAPAS : 5 N° DE GOLPES POR CAPA : 25  
 PESO MARTILLO : 10 lb. ALTURA DE CAIDA DEL MARTILLO : 457.2 mm.  
 VOL. DE MOLDE : 939 cm<sup>3</sup> PESO DEL MOLDE : 4190 gr.

N° DE PRUEBA	1		2		3		4		5	
Peso molde + suelo húmedo (gr.)	5,906		6,000		6,050		6,089		6,088	
Peso molde (gr.)	4,190		4,190		4,190		4,190		4,190	
Peso suelo húmedo (gr.)	1,716		1,810		1,860		1,899		1,898	
Densidad húmeda (gr/cm <sup>3</sup> )	1.827		1.928		1.981		2.022		2.021	
Peso cap. + suelo húmedo (gr.)	102.12	88.29	90.54	95.52	91.69	88.79	94.36	96.72	94.65	88.10
Peso cap. + suelo seco (gr.)	93.78	81.43	82.08	86.40	82.07	79.53	83.16	85.34	82.58	77.00
Peso cápsula (gr.)	17.03	17.90	18.21	17.96	16.98	17.70	16.59	18.07	17.97	17.88
Contenido de Humedad (%)	10.87	10.80	13.25	13.33	14.78	14.98	16.82	16.92	18.68	18.78
Humedad promedio (%)	10.83		13.29		14.88		16.87		18.73	
Densidad seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.649		1.702		1.724		1.730		1.702	

Densidad seca máxima = **1.732** gr/cm<sup>3</sup> % Humedad Óptima = **16.06**



9% de cemento

**ÁREA DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICA**

**INFORME DE ENSAYO**

**ENSAYO DE COMPACTACIÓN**

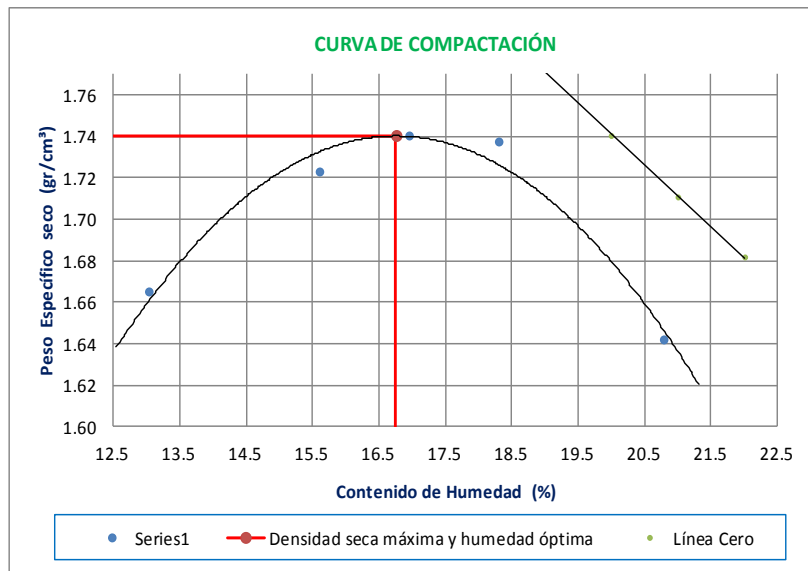
OBRA : Tesis SOLICITADO POR : PUCE  
 LOCALIZACIÓN : Quitumbe FECHA :  
 MUESTRA : Punto 3 - Prof. 1.50m  
 DESCRIPCIÓN : Estabilizante del 9% de cemento tipo MH  
 NORMA : ASTM D - 1557

**PROCTOR MODIFICADO (2700 KN-m/m<sup>3</sup>)**

MÉTODO : **A**  
 N° DE CAPAS : 5 N° DE GOLPES POR CAPA : 25  
 PESO MARTILLO : 10 lb. ALTURA DE CAIDA DEL MARTILLO : 457.2 mm.  
 VOL. DE MOLDE : 939 cm<sup>3</sup> PESO DEL MOLDE : 4190 gr.

N° DE PRUEBA	1		2		3		4		5	
Peso molde + suelo húmedo (gr.)	5,957		6,060		6,101		6,120		6,052	
Peso molde (gr.)	4,190		4,190		4,190		4,190		4,190	
Peso suelo húmedo (gr.)	1,767		1,870		1,911		1,930		1,862	
Densidad húmeda (gr/cm <sup>3</sup> )	1.882		1.991		2.035		2.055		1.983	
Peso cap. + suelo húmedo (gr.)	88.27	109.08	96.13	96.31	94.65	91.63	84.24	90.60	89.42	92.99
Peso cap. + suelo seco (gr.)	80.17	98.60	85.47	85.84	83.54	80.77	73.90	79.40	77.00	80.06
Peso cápsula (gr.)	17.70	18.72	17.97	18.08	17.97	16.95	17.79	17.92	16.64	18.66
Contenido de Humedad (%)	12.97	13.12	15.79	15.45	16.94	17.02	18.43	18.22	20.58	21.06
Humedad promedio (%)	13.04		15.62		16.98		18.32		20.82	
Densidad seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.665		1.722		1.740		1.737		1.641	

Densidad seca máxima = **1.740** gr/cm<sup>3</sup> % Humedad Óptima = **16.75**



12% de cemento

**ENSAYO DE COMPACTACIÓN**

OBRA : Tesis  
 LOCALIZACIÓN : Quitumbe  
 MUESTRA : Punto 3 - Prof. 1.50m  
 DESCRIPCIÓN : Estabilizante del 12% de cemento tipo MH  
 NORMA : ASTM D - 1557

SOLICITADO POR : PUCE  
 FECHA :

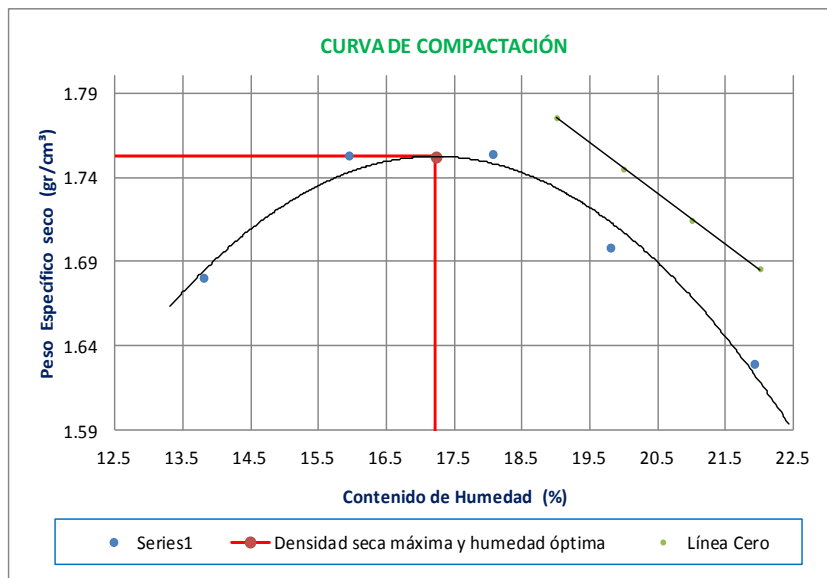
**PROCTOR MODIFICADO (2700 KN-m/m<sup>3</sup>)**

MÉTODO : **A**  
 N° DE CAPAS : 5  
 PESO MARTILLO : 10 lb.  
 VOL. DE MOLDE : 943 cm<sup>3</sup>

N° DE GOLPES POR CAPA : 25  
 ALTURA DE CAIDA DEL MARTILLO : 457.2 mm.  
 PESO DEL MOLDE : 4255 gr.

N° DE PRUEBA	1		2		3		4		5	
Peso molde + suelo húmedo (gr.)	6,058		6,171		6,207		6,173		6,128	
Peso molde (gr.)	4,255		4,255		4,255		4,255		4,255	
Peso suelo húmedo (gr.)	1,803		1,916		1,952		1,918		1,873	
Densidad húmeda (gr/cm <sup>3</sup> )	1.912		2.032		2.070		2.034		1.986	
Peso cap. + suelo húmedo (gr.)	95.90	97.85	98.14	104.15	91.08	93.37	90.24	92.36	86.01	86.31
Peso cap. + suelo seco (gr.)	86.71	87.94	86.93	92.30	79.26	81.84	78.31	80.04	73.75	74.02
Peso cápsula (gr.)	18.49	17.93	16.73	18.15	14.04	17.89	18.01	18.00	17.97	17.89
Contenido de Humedad (%)	13.47	14.16	15.97	15.98	18.12	18.03	19.78	19.86	21.98	21.90
Humedad promedio (%)	13.81		15.97		18.08		19.82		21.94	
Densidad seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.680		1.752		1.753		1.697		1.629	

Densidad seca máxima = **1.752** gr/cm<sup>3</sup>      % Humedad Óptima = **17.22**



15% de cemento

**ÁREA DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICA**

**INFORME DE ENSAYO**

**ENSAYO DE COMPACTACIÓN**

OBRA : Tesis  
LOCALIZACIÓN : Quitumbe

SOLICITADO POR : PUCE

FECHA :

MUESTRA : Punto 3 - Prof. 1.50m

DESCRIPCIÓN : Estabilizante del 15% de cemento tipo MH

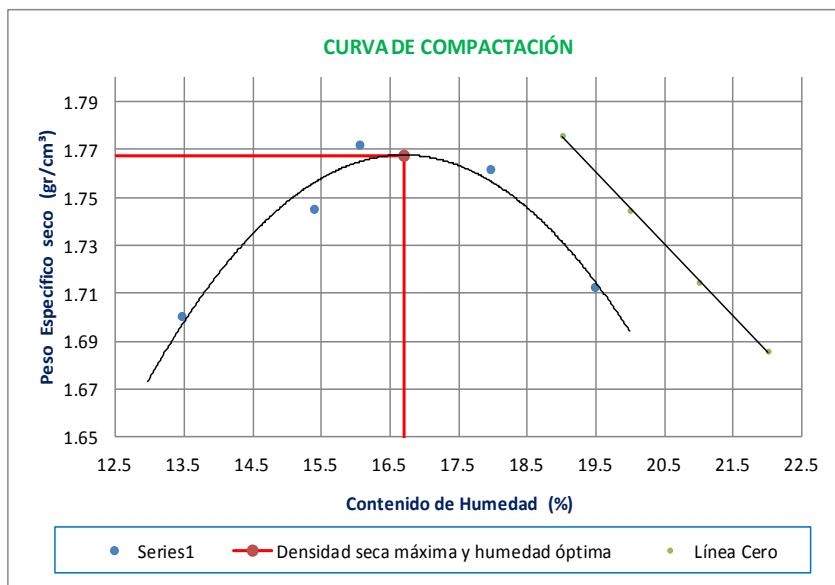
NORMA : ASTM D - 1557

**PROCTOR MODIFICADO (2700 KN-m/m<sup>3</sup>)**

MÉTODO : **A**  
 N° DE CAPAS : 5  
 PESO MARTILLO : 10 lb.  
 VOL. DE MOLDE : 939 cm<sup>3</sup>  
 N° DE GOLPES POR CAPA : 25  
 ALTURA DE CAIDA DEL MARTILLO : 457.2 mm.  
 PESO DEL MOLDE : 4189 gr.

N° DE PRUEBA	1		2		3		4		5	
Peso molde + suelo húmedo (gr.)	6,000		6,080		6,120		6,140		6,110	
Peso molde (gr.)	4,189		4,189		4,189		4,189		4,189	
Peso suelo húmedo (gr.)	1,811		1,891		1,931		1,951		1,921	
Densidad húmeda (gr/cm <sup>3</sup> )	1.929		2.014		2.056		2.078		2.046	
Peso cap. + suelo húmedo (gr.)	95.00	90.56	103.52	107.86	91.62	84.33	97.10	102.80	91.10	83.50
Peso cap. + suelo seco (gr.)	85.82	81.83	92.34	96.02	81.56	74.90	84.79	89.96	79.11	72.75
Peso cápsula (gr.)	18.21	16.50	19.94	19.02	18.50	16.63	16.40	18.39	17.25	17.91
Contenido de Humedad (%)	13.58	13.36	15.44	15.38	15.95	16.18	18.00	17.94	19.38	19.60
Humedad promedio (%)	13.47		15.41		16.07		17.97		19.49	
Densidad seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.700		1.745		1.772		1.761		1.712	

Densidad seca máxima = **1.768** gr/cm<sup>3</sup>      % Humedad Óptima = **16.70**

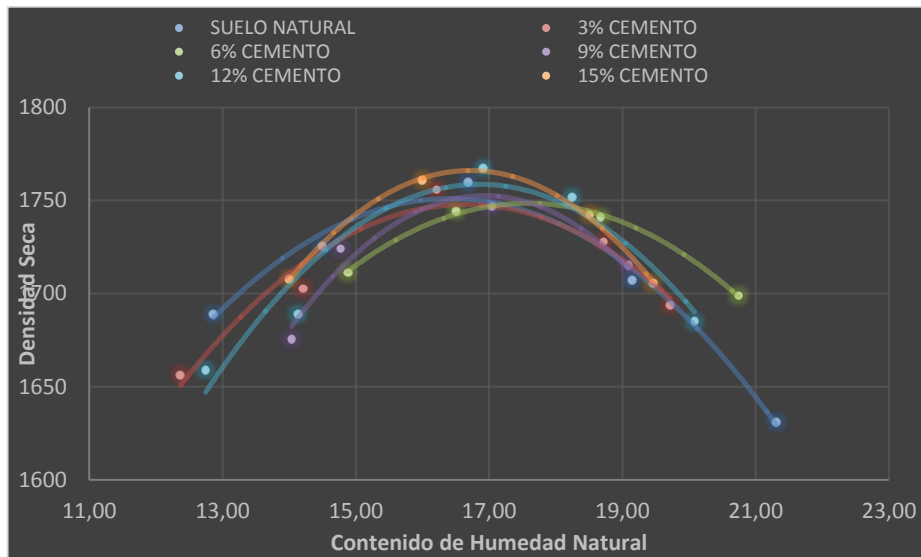


RESULTADOS DEL ENSAYO DE COMPACTACIÓN:

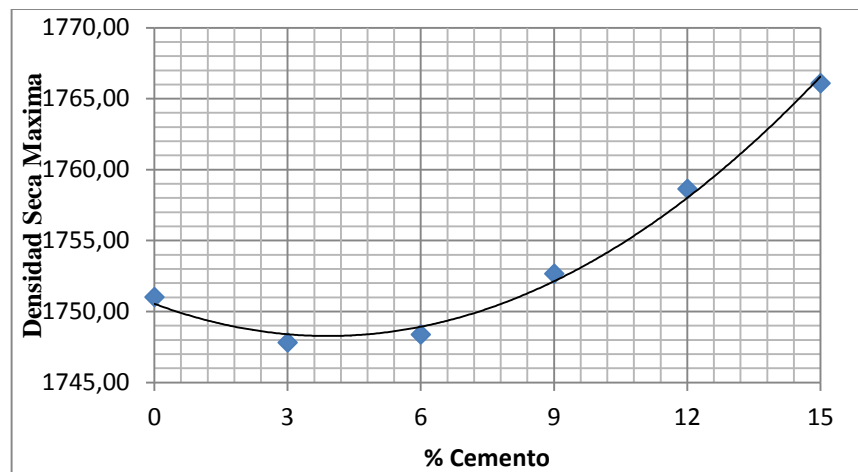
- Punto 1 a 1.5m

Se presentará a continuación gráficos de tendencias de densidad seca máxima y humedad óptima.

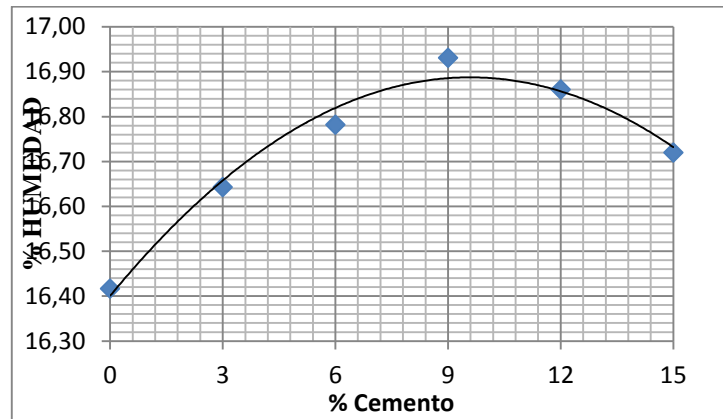
Densidad seca vs Humedad óptima P1-1.5m



Densidad seca Vs % Cemento P1-1.5m



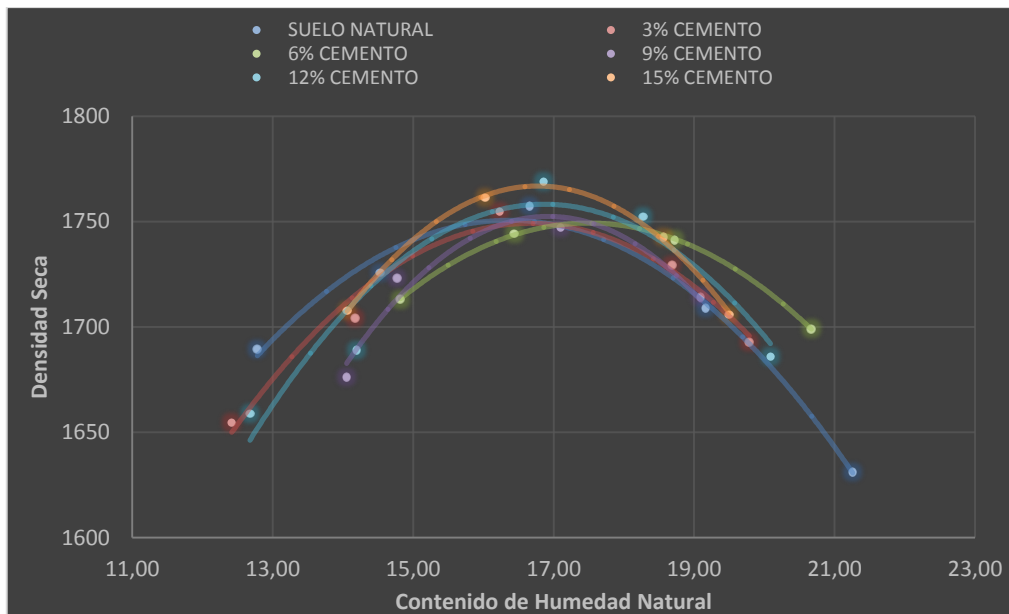
Humedad óptima Vs % Cemento P1-1.5m



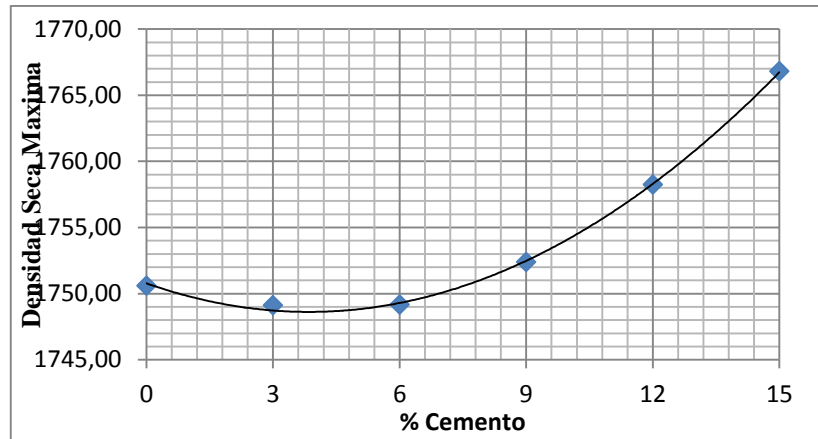
- Punto 1 a 3m

Se presentará a continuación gráficos de tendencias de densidad seca máxima y humedad óptima.

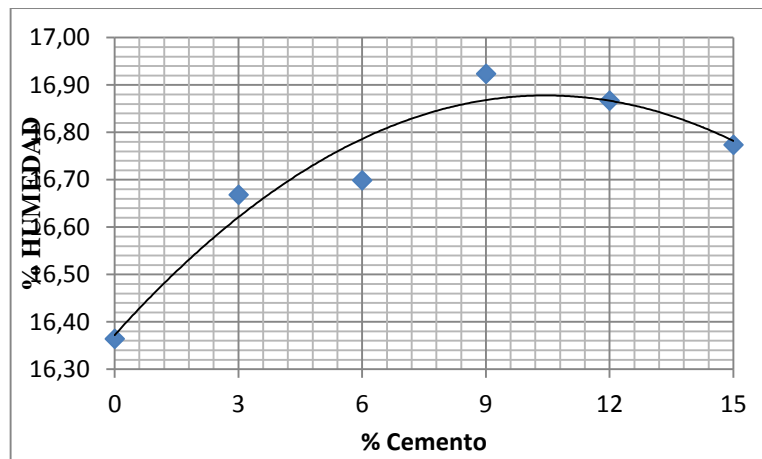
Densidad seca vs Humedad óptima P1-3m



Densidad seca Vs % Cemento P1-3m



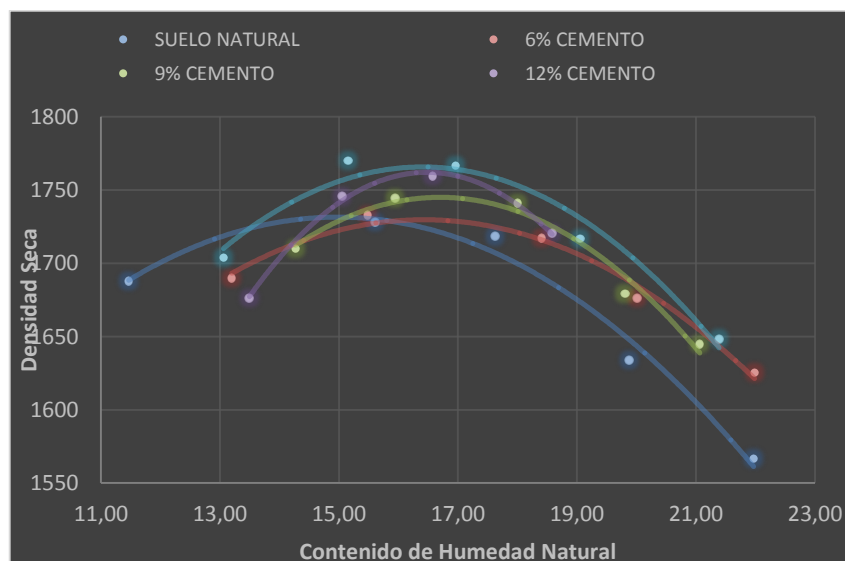
Humedad óptima Vs % Cemento P1-3m



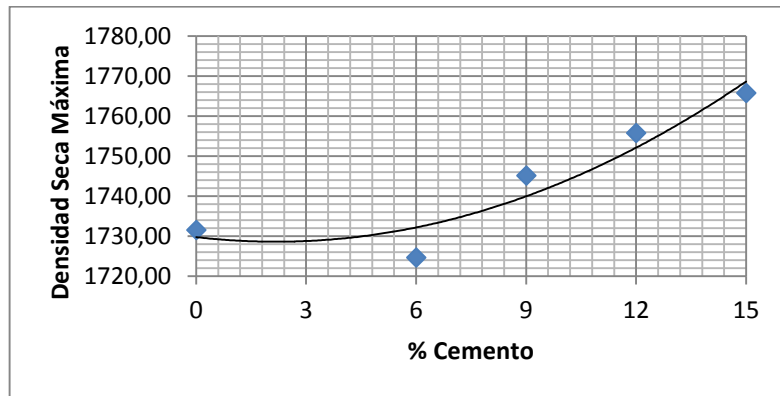
- Punto 2 a 1.5m

Se presentará a continuación gráficos de tendencias de densidad seca máxima y humedad óptima.

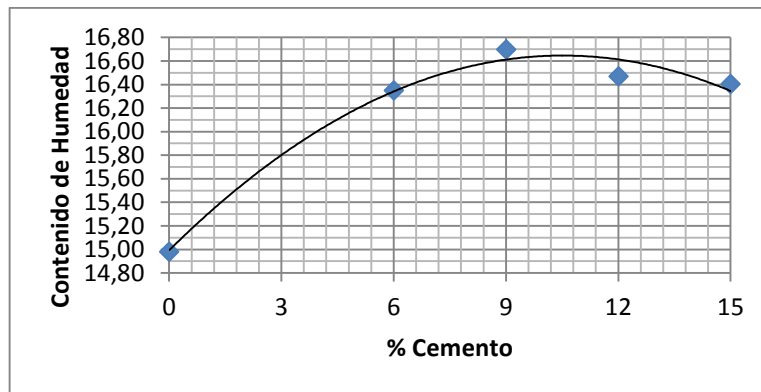
Densidad seca vs Humedad óptima P2-1.5m



Densidad seca Vs % Cemento P2-1.5m



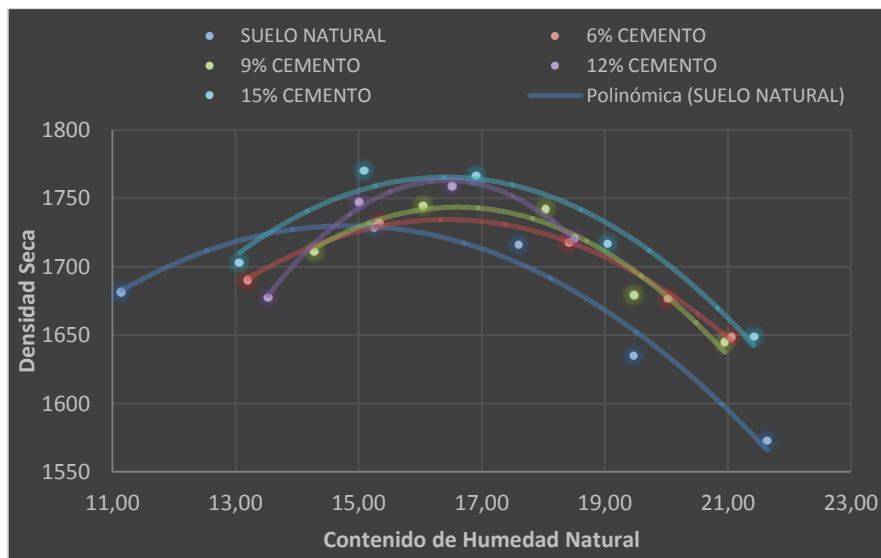
Humedad óptima Vs % Cemento P2-1.5m



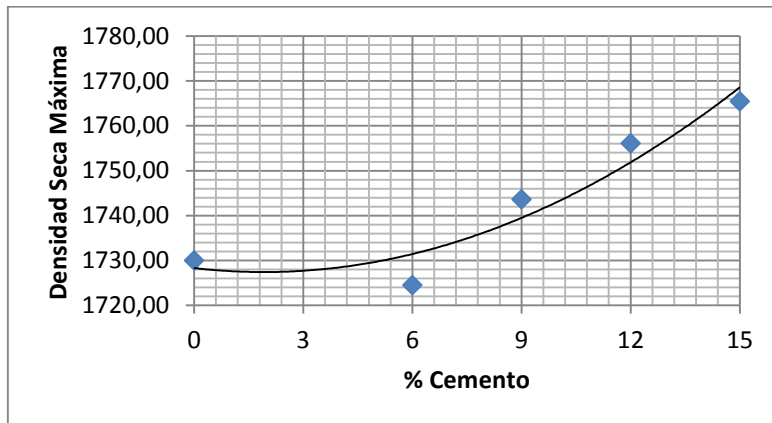
- Punto 2 a 3m

Se presentará a continuación gráficos de tendencias de densidad seca máxima y humedad óptima.

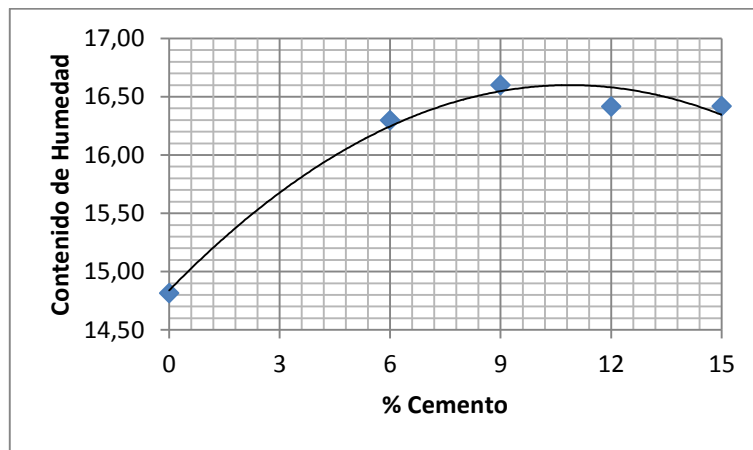
Densidad seca vs Humedad óptima P2-3m



Densidad seca Vs % Cemento P2-3m



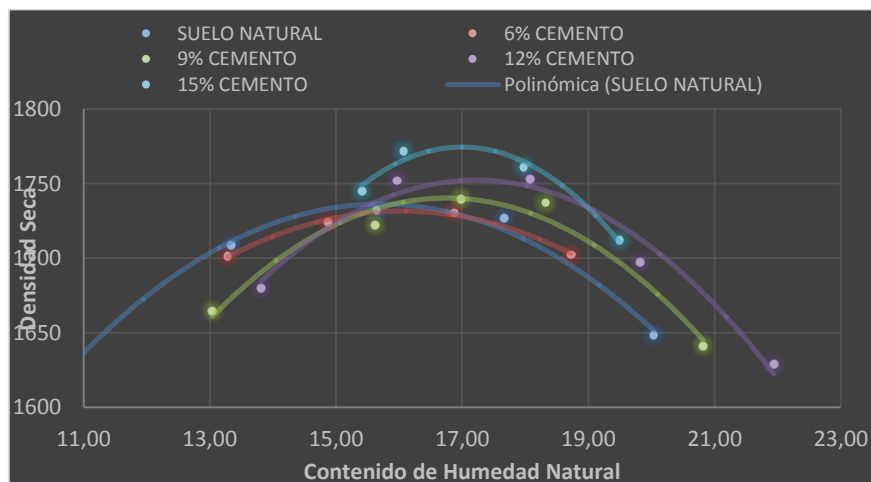
Humedad óptima Vs % Cemento P2-3m



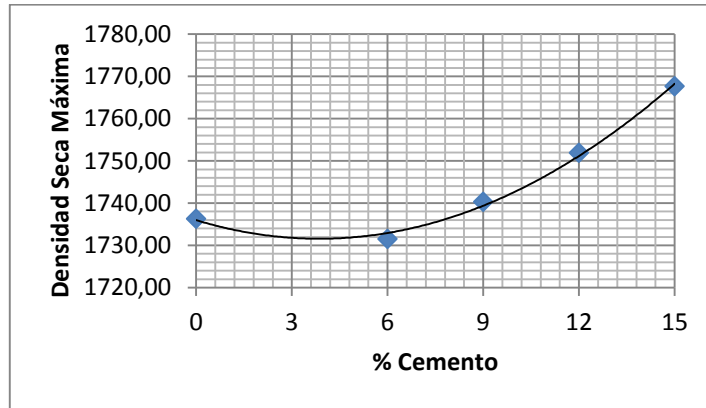
- Punto 3 a 1.5m

Se presentará a continuación gráficos de tendencias de densidad seca máxima y humedad óptima.

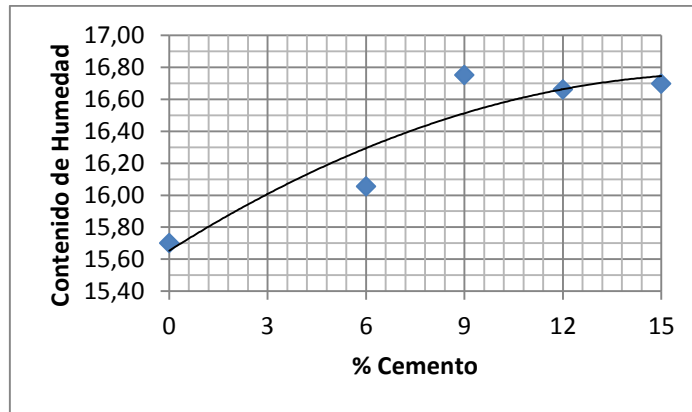
Densidad seca vs Humedad óptima P3-1.5m



Densidad seca Vs % Cemento P3-1.5m



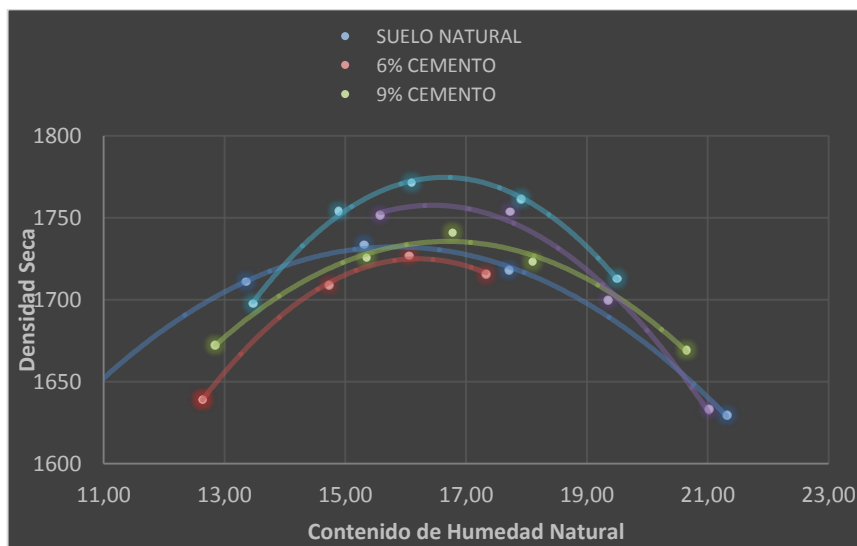
Humedad óptima Vs % Cemento P3-1.5m



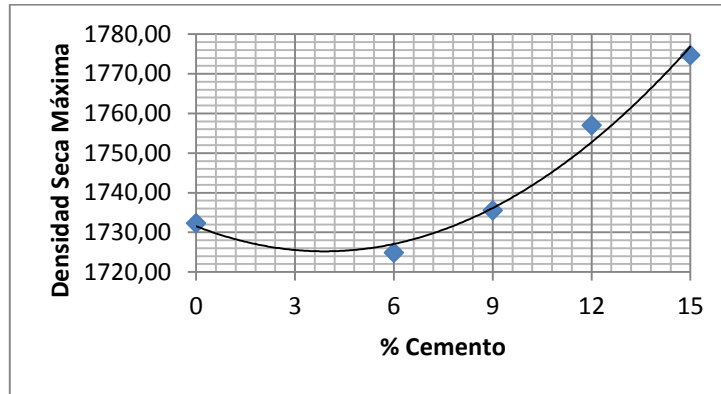
- Punto 3 a 3m

Se presentará a continuación gráficos de tendencias de densidad seca máxima y humedad óptima.

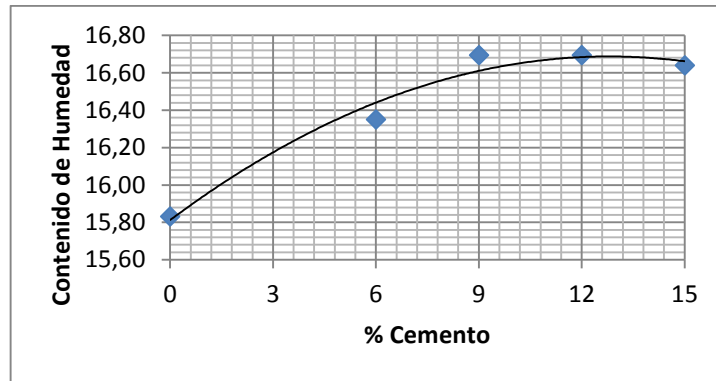
Densidad seca vs Humedad óptima P3-3m



Densidad seca Vs % Cemento P3-3m



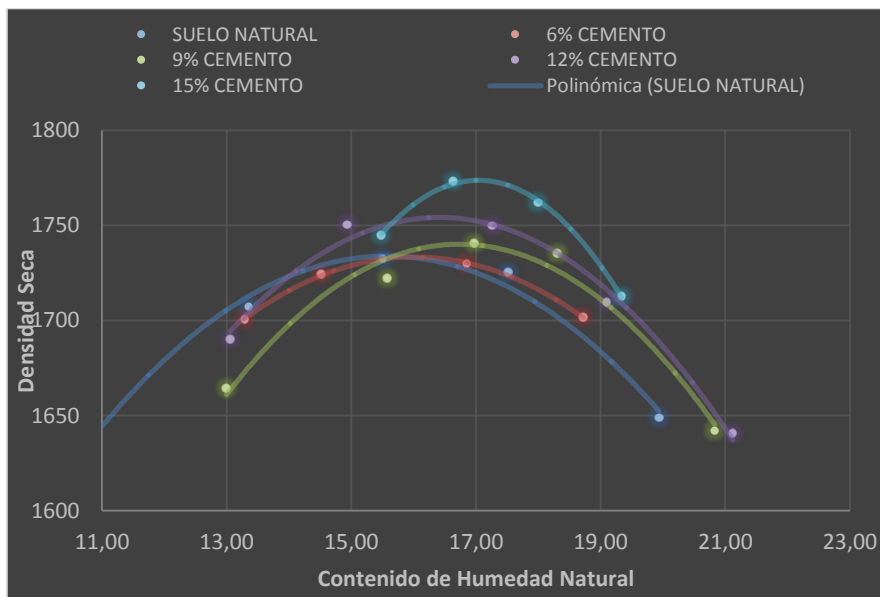
Humedad óptima Vs % Cemento P3-3m



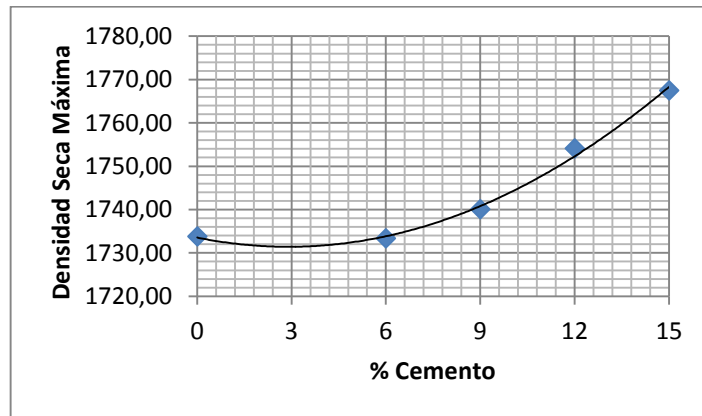
- Punto 4 a 1.5m

Se presentará a continuación gráficos de tendencias de densidad seca máxima y humedad óptima.

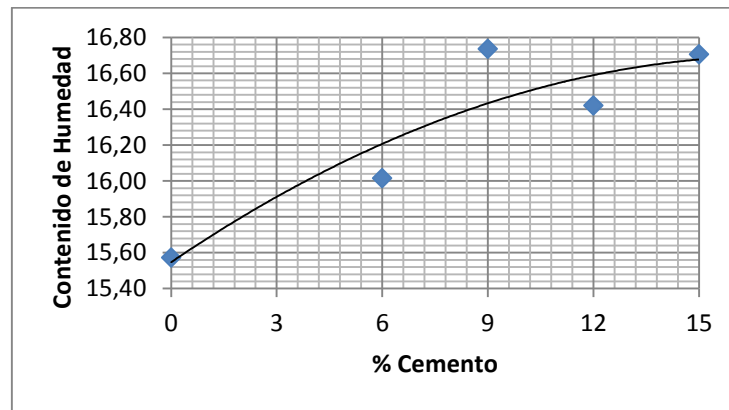
Densidad seca vs Humedad óptima P4-1.5m



Densidad seca Vs % Cemento P4-1.5m



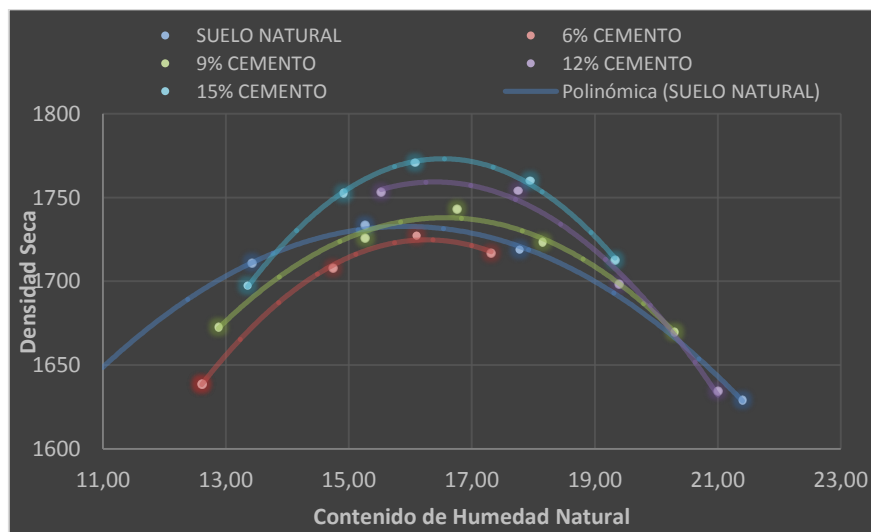
Humedad óptima Vs % Cemento P4-1.5m



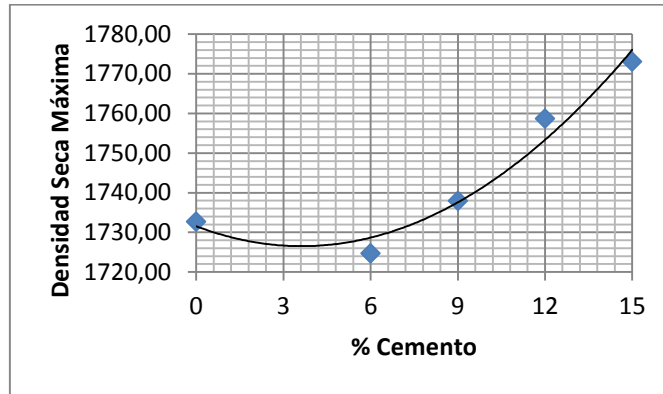
- Punto 4 a 3m

Se presentará a continuación gráficos de tendencias de densidad seca máxima y humedad óptima.

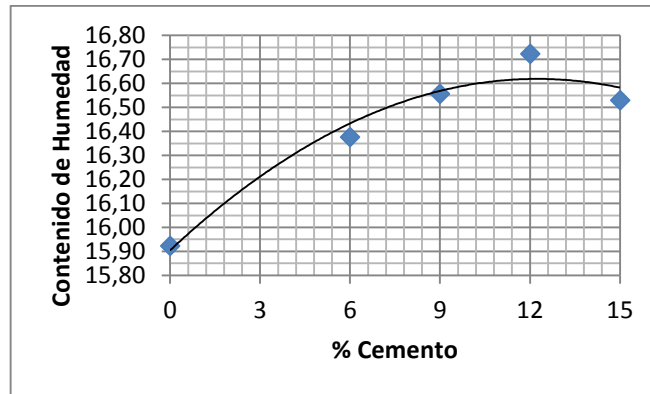
Densidad seca vs Humedad óptima P4-3m



Densidad seca Vs % Cemento P4-3m




Humedad óptima Vs % Cemento P4-3m



**PARÁMETROS DE CORTE**

- Suelo natural (Muestras talladas)

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



<b>Client</b>	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Tesis Suelo-Cemento	<b>Job</b>	3065 S
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	1

Test & Sample Details			
<b>Standard</b>	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	<b>Sample Depth</b>	0.00 m
<b>Sample Type</b>	Core sample	<b>Sp. Gravity of Solids</b>	2.66
<b>Sample Description</b>	Bloque	<b>Lab. Temperature</b>	20.0 deg.C
<b>Variations from Procedure</b>	None		

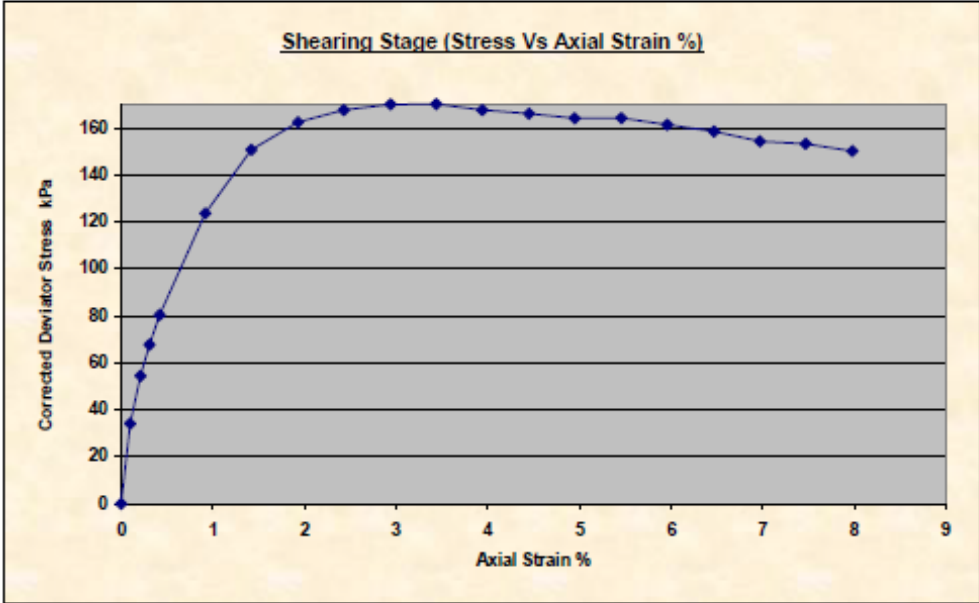
  

Specimen Details			
<b>Specimen Reference</b>	A	<b>Stage Reference</b>	1
<b>Initial Height</b>	99.67 mm	<b>Description</b>	
<b>Initial Diameter</b>	48.41 mm	<b>Depth within Sample</b>	0.00 mm
<b>Initial Dry Unit Weight</b>	17.18 kN/m <sup>3</sup>	<b>Orientation within Sample</b>	
<b>Initial Moisture Content*</b>	24.03 %	<b>Preparation</b>	
<b>Void Ratio</b>	0.64	<b>Degree of Saturation</b>	99.37%
<b>Comments</b>			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

**Shearing Stage (Stress Vs Axial Strain %)**



Axial Strain (%)	Corrected Deviator Stress (kPa)
0	0
0.2	35
0.4	55
0.6	80
0.8	125
1.0	150
1.5	160
2.0	165
2.5	168
3.0	170
3.5	170
4.0	168
4.5	165
5.0	162
5.5	162
6.0	160
6.5	158
7.0	155
7.5	152
8.0	150

ELE International

Page 1 of 7

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



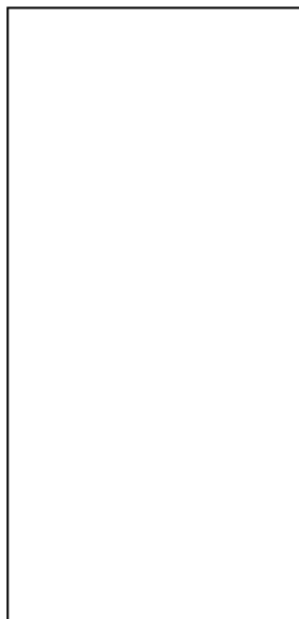
<b>Client</b>	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Tesis Suelo-Cemento	<b>Job</b>	3065 S
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	1

**Shear Conditions**

<b>Rate of Axial Strain</b>	0.30%/min	<b>Cell Pressure</b>	50.6kPa
-----------------------------	-----------	----------------------	---------

**Conditions at Failure**

<b>Failure Criterion</b>	<b>Maximum Deviator Stress</b>		
<b>Compressive Strength</b>	170.1 kPa	<b>Major Principal Stress</b>	220.6 kPa
<b>Axial Strain</b>	3.44%	<b>Minor Principal Stress</b>	50.6 kPa
<b>Deviator Stress Correction Applied</b>	1.19kPa	<b>Final Moisture Content</b>	24.03 %
<b>Final Unit Weight</b>	21.30 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

<b>Tested By and Date:</b>	
<b>Checked By and Date:</b>	
<b>Approved By and Date:</b>	

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**

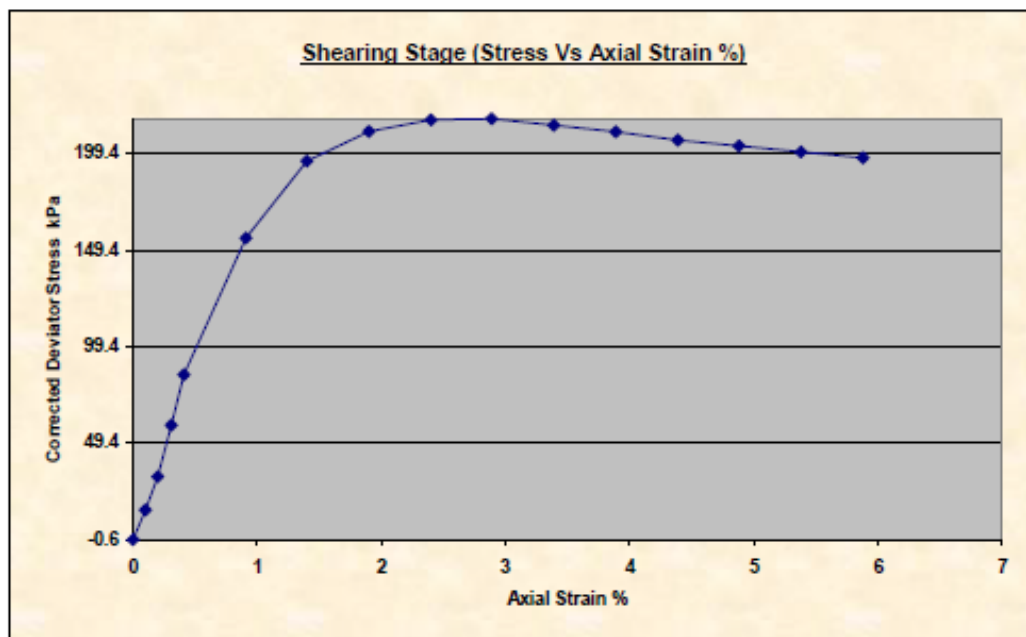


Client	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	Lab Ref	
Project	Tesis Suelo-Cemento	Job	3065 S
Borehole		Sample	1

Test & Sample Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T298-94	Sample Depth	0.00 m
Sample Type	Core sample	Sp. Gravity of Solids	2.88
Sample Description	Bloque	Lab. Temperature	20.0 deg.C
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	B	Stage Reference	1
Initial Height	101.10 mm	Description	
Initial Diameter	50.00 mm	Depth within Sample	0.00 mm
Initial Dry Unit Weight	14.80 kN/m <sup>3</sup>	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	23.50 %	Preparation	
Void Ratio	0.63	Degree of Saturation	99.14%
Comments			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



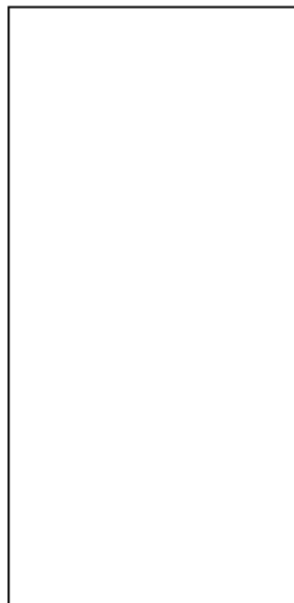
<b>Client</b>	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Tesis Suelo-Cemento	<b>Job</b>	3065 S
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	1

**Shear Conditions**

<b>Rate of Axial Strain</b>	0.30%/min	<b>Cell Pressure</b>	100.2kPa
-----------------------------	-----------	----------------------	----------

**Conditions at Failure**

<b>Failure Criterion</b>	<b>Maximum Deviator Stress</b>		
<b>Compressive Strength</b>	216.7 kPa	<b>Major Principal Stress</b>	317.0 kPa
<b>Axial Strain</b>	2.40%	<b>Minor Principal Stress</b>	100.2 kPa
<b>Deviator Stress Correction Applied</b>	0.81kPa	<b>Final Moisture Content</b>	23.50 %
<b>Final Unit Weight</b>	18.28 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

<b>Tested By and Date:</b>	
<b>Checked By and Date:</b>	
<b>Approved By and Date:</b>	

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



Client	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	Lab Ref	
Project	Tesis Suelo-Cemento	Job	3065 S
Borehole		Sample	1

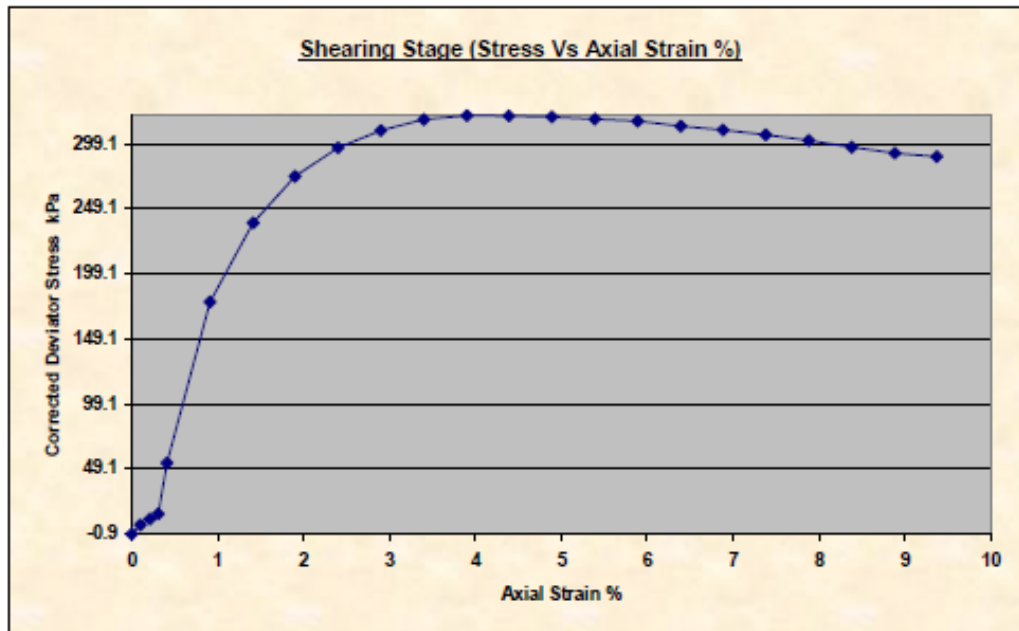
**Test & Sample Details**

Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T298-94	Sample Depth	0.00 m
Sample Type	Core sample	Sp. Gravity of Solids	2.66
Sample Description	Bloque	Lab. Temperature	20.0 deg.C
Variations from Procedure	None		

**Specimen Details**

Specimen Reference	C	Stage Reference	1
Initial Height	100.90 mm	Description	
Initial Diameter	47.83 mm	Depth within Sample	0.00 mm
Initial Dry Unit Weight	15.83 kN/m <sup>3</sup>	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	24.25 %	Preparation	
Void Ratio	0.65	Degree of Saturation	99.42%
Comments			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



Client	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	Lab Ref	
Project	Tesis Suelo-Cemento	Job	3065 S
Borehole		Sample	1

**Shear Conditions**

Rate of Axial Strain	0.30%/min	Cell Pressure	200.5kPa
----------------------	-----------	---------------	----------

**Conditions at Failure**

Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	320.8 kPa	Major Principal Stress	521.3 kPa
Axial Strain	3.90%	Minor Principal Stress	200.5 kPa
Deviator Stress Correction Applied	1.37kPa	Final Moisture Content	24.25 %
Final Unit Weight	19.67 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

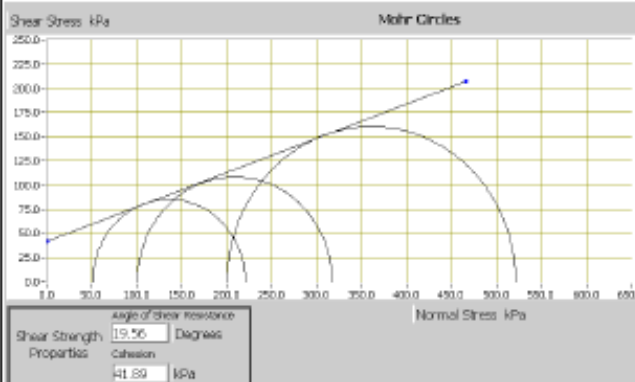
Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



**SUMMARY**


All Stages Conditions at Failure					
Ref	Minor Principal Stress	Major Principal Stress	Compressive Strength (Corrected)	Cumulative Strain	Mode of Failure
Stage1	100.2kPa	317.0 kPa	216.7 kPa	2.40%	Maximum Deviator Stress
Stage2	200.5kPa	521.3 kPa	320.8 kPa	3.90%	Maximum Deviator Stress
Stage3	50.6kPa	220.6 kPa	170.1 kPa	3.44%	Maximum Deviator Stress



Abx Path to data file (current if none)  
 © Archives de program (D2) 1 application\Tercer File (Rov)  
 C:\Program Files\ELE International\Unconsolidated Undrained Tests\UTS0001.S

- Suelo natural (Muestras remoldeadas)

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



Client	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	Lab Ref	
Project	Tesis Suelo-Cemento	Job	3065 S
Borehole		Sample	1R

Test & Sample Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T298-94	Sample Depth	0.00 m
Sample Type	Core sample	Sp. Gravity of Solids	2.68
Sample Description	Bloque	Lab. Temperature	20.0 deg.C
Variations from Procedure	None		

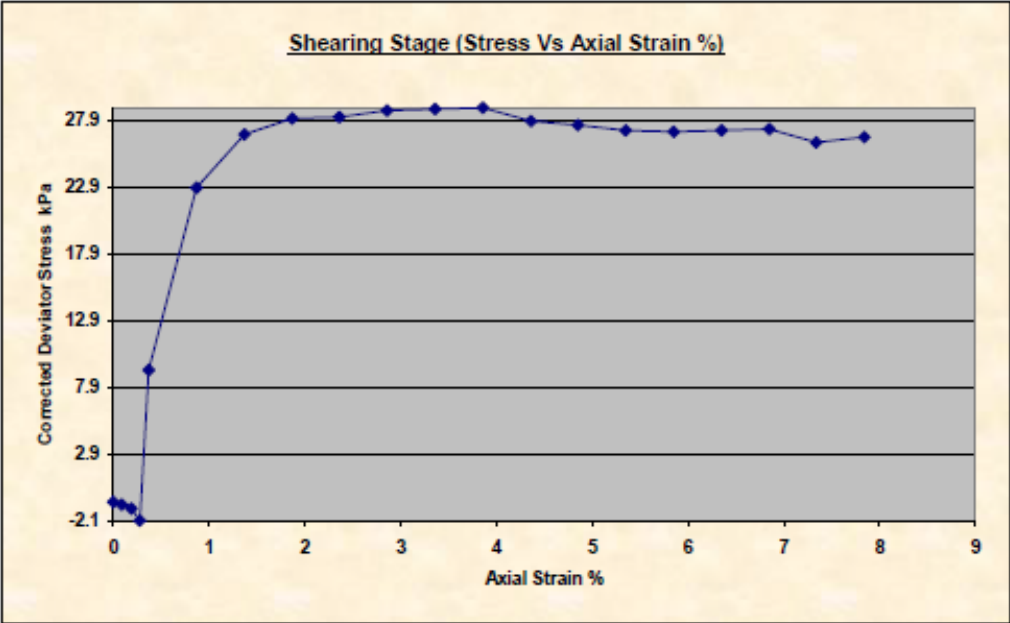
  

Specimen Details			
Specimen Reference	A	Stage Reference	1
Initial Height	95.00 mm	Description	
Initial Diameter	48.10 mm	Depth within Sample	0.00 mm
Initial Dry Unit Weight	16.05 kN/m <sup>3</sup>	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	23.46 %	Preparation	
Void Ratio	0.63	Degree of Saturation	99.68%
Comments			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

**Shearing Stage (Stress Vs Axial Strain %)**



Axial Strain (%)	Corrected Deviator Stress (kPa)
0.0	-2.1
0.2	7.9
0.5	22.9
1.0	27.9
2.0	27.9
3.0	27.9
4.0	27.9
5.0	27.9
6.0	27.9
7.0	27.9
8.0	27.9

ELE International
Page 1 of 7

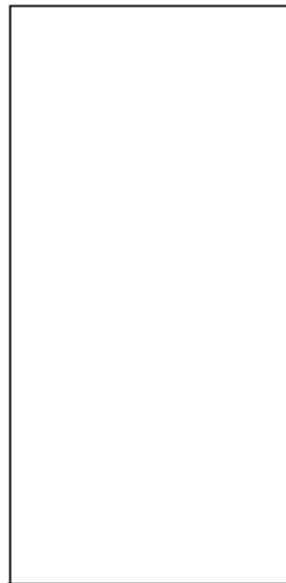
**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



<b>Client</b>	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Tesis Suelo-Cemento	<b>Job</b>	3065 S
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	1R

Shear Conditions			
<b>Rate of Axial Strain</b>	0.30%/min	<b>Cell Pressure</b>	100.5kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
<b>Compressive Strength</b>	28.9 kPa	<b>Major Principal Stress</b>	129.4 kPa
<b>Axial Strain</b>	3.86%	<b>Minor Principal Stress</b>	100.5 kPa
<b>Deviator Stress Correction Applied</b>	1.35kPa	<b>Final Moisture Content</b>	23.46 %
<b>Final Unit Weight</b>	19.81 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

<b>Tested By and Date:</b>	
<b>Checked By and Date:</b>	
<b>Approved By and Date:</b>	

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**

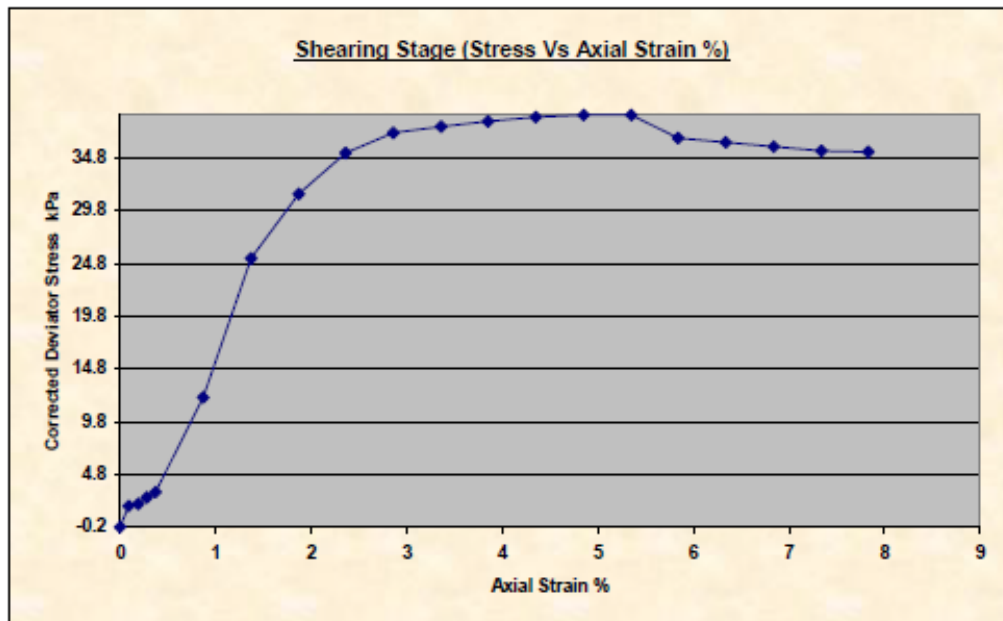


Client	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	Lab Ref	
Project	Tesis Suelo-Cemento	Job	3065 S
Borehole		Sample	1R

Test & Sample Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T298-94	Sample Depth	0.00 m
Sample Type	Core sample	Sp. Gravity of Solids	2.88
Sample Description	Bloque	Lab. Temperature	20.0 deg.C
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	D	Stage Reference	1
Initial Height	95.09 mm	Description	
Initial Diameter	48.08 mm	Depth within Sample	0.00 mm
Initial Dry Unit Weight	16.41 kN/m <sup>3</sup>	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	22.16 %	Preparation	
Void Ratio	0.59	Degree of Saturation	99.36%
Comments			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



<b>Client</b>	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Tesis Suelo-Cemento	<b>Job</b>	3065 S
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	1R

**Shear Conditions**

<b>Rate of Axial Strain</b>	0.30%/min	<b>Cell Pressure</b>	201.0kPa
-----------------------------	-----------	----------------------	----------

**Conditions at Failure**

<b>Failure Criterion</b>	<b>Maximum Deviator Stress</b>		
<b>Compressive Strength</b>	38.9 kPa	<b>Major Principal Stress</b>	239.9 kPa
<b>Axial Strain</b>	5.35%	<b>Minor Principal Stress</b>	201.0 kPa
<b>Deviator Stress Correction Applied</b>	1.87kPa	<b>Final Moisture Content</b>	22.16 %
<b>Final Unit Weight</b>	20.05 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

<b>Tested By and Date:</b>	
<b>Checked By and Date:</b>	
<b>Approved By and Date:</b>	

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**

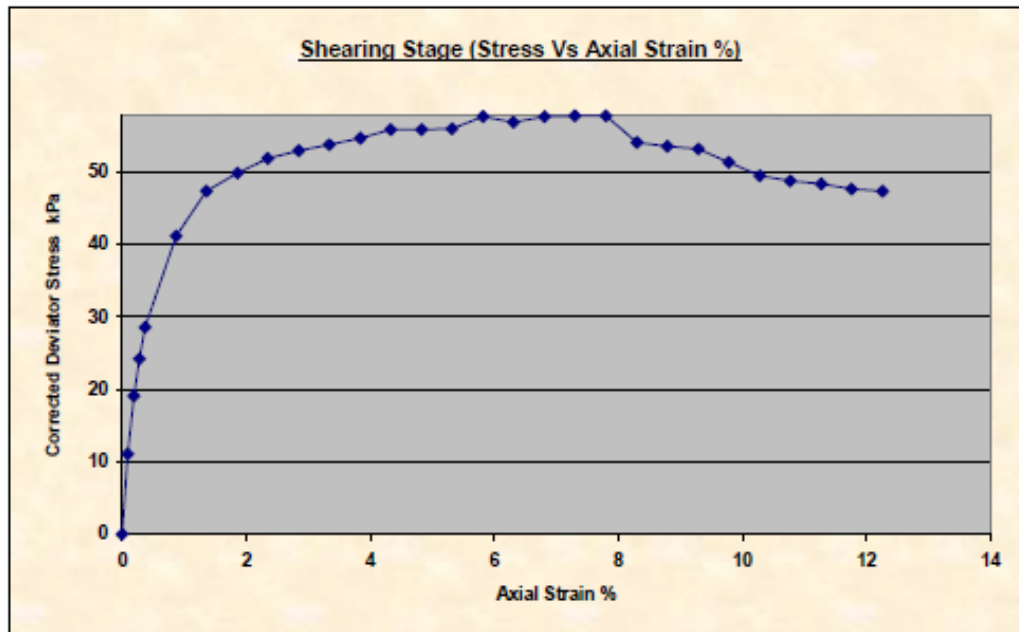


<b>Client</b>	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Tesis Suelo-Cemento	<b>Job</b>	3065 S
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	1R

Test & Sample Details			
<b>Standard</b>	ASTM D2850-95 / AASHTO T298-94	<b>Sample Depth</b>	0.00 m
<b>Sample Type</b>	Core sample	<b>Sp. Gravity of Solids</b>	2.68
<b>Sample Description</b>	Bloque	<b>Lab. Temperature</b>	20.0 deg.C
<b>Variations from Procedure</b>	None		

Specimen Details			
<b>Specimen Reference</b>	C	<b>Stage Reference</b>	1
<b>Initial Height</b>	95.50 mm	<b>Description</b>	
<b>Initial Diameter</b>	48.10 mm	<b>Depth within Sample</b>	0.00 mm
<b>Initial Dry Unit Weight</b>	16.94 kN/m <sup>3</sup>	<b>Orientation within Sample</b>	
<b>Initial Moisture Content*</b>	22.74 %	<b>Preparation</b>	
<b>Void Ratio</b>	0.61	<b>Degree of Saturation</b>	99.71%
<b>Comments</b>			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



Client	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	Lab Ref	
Project	Tesis Suelo-Cemento	Job	3065 S
Borehole		Sample	1R

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	0.30%/min	Cell Pressure	400.1kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	57.8 kPa	Major Principal Stress	458.0 kPa
Axial Strain	7.30%	Minor Principal Stress	400.1 kPa
Deviator Stress Correction Applied	2.55kPa	Final Moisture Content	22.74 %
Final Unit Weight	20.79 kN/m <sup>3</sup>		



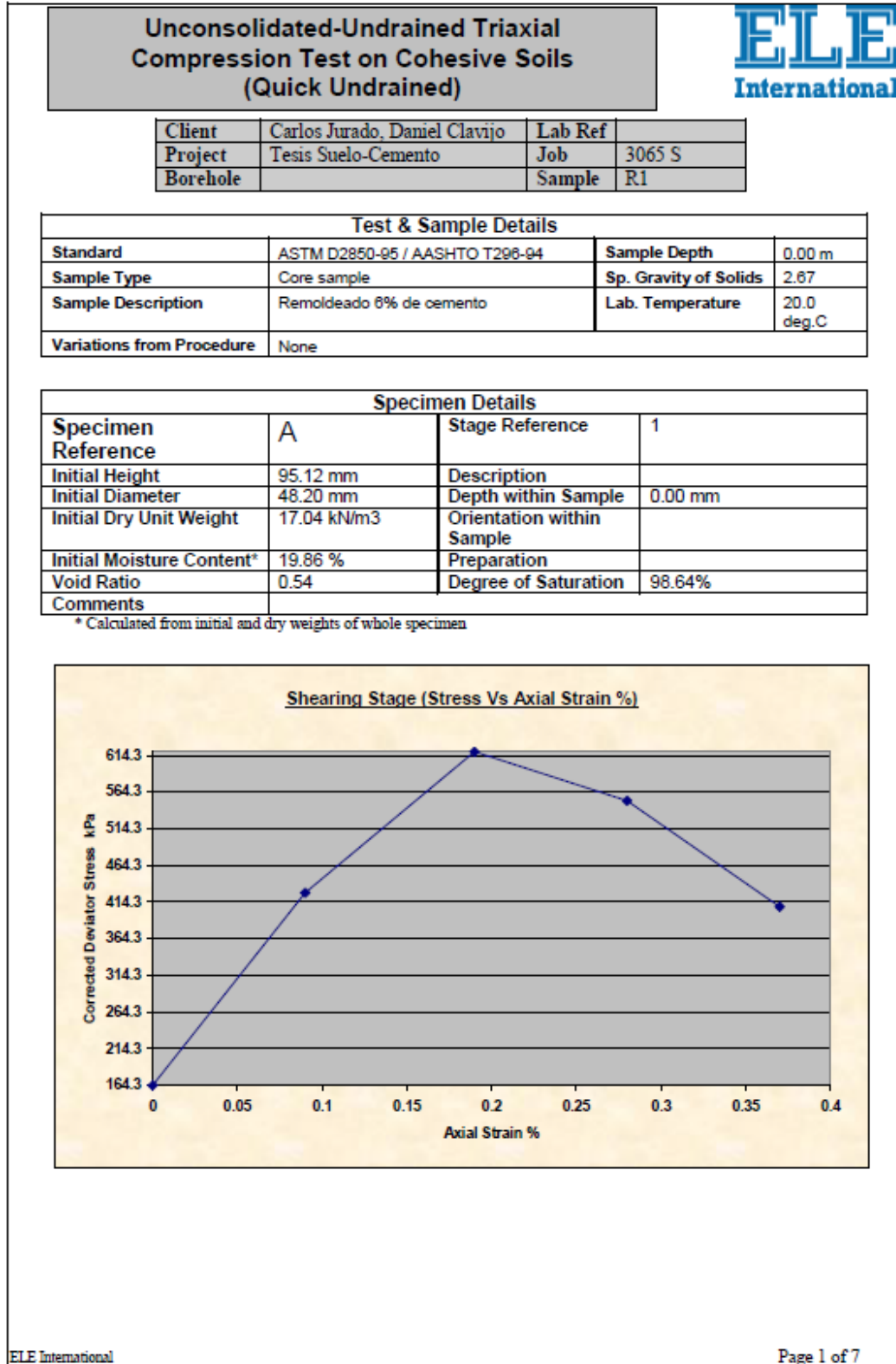
Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	



- Suelo – cemento

6% de cemento



**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



<b>Client</b>	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Tesis Suelo-Cemento	<b>Job</b>	3065 S
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	R1

**Shear Conditions**

<b>Rate of Axial Strain</b>	0.30%/min	<b>Cell Pressure</b>	50.4kPa
-----------------------------	-----------	----------------------	---------

**Conditions at Failure**

<b>Failure Criterion</b>	<b>Maximum Deviator Stress</b>		
<b>Compressive Strength</b>	619.5 kPa	<b>Major Principal Stress</b>	669.9 kPa
<b>Axial Strain</b>	0.19%	<b>Minor Principal Stress</b>	50.4 kPa
<b>Deviator Stress Correction Applied</b>	0.00kPa	<b>Final Moisture Content</b>	19.86 %
<b>Final Unit Weight</b>	20.42 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

<b>Tested By and Date:</b>	
<b>Checked By and Date:</b>	
<b>Approved By and Date:</b>	

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**

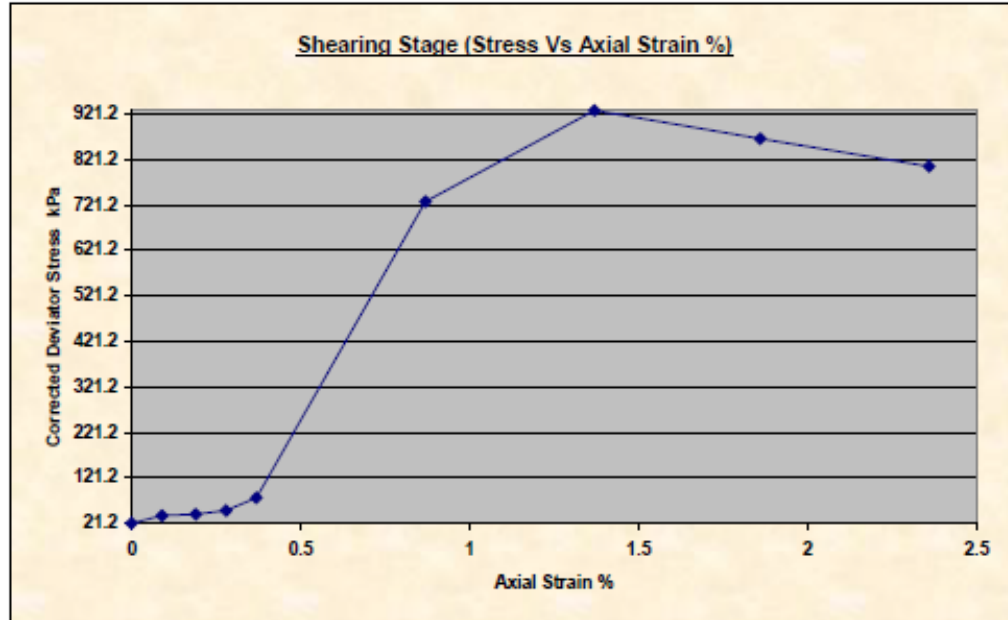


Client	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	Lab Ref	
Project	Tesis Suelo-Cemento	Job	3065 S
Borehole		Sample	R1

Test & Sample Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T298-94	Sample Depth	0.00 m
Sample Type	Core sample	Sp. Gravity of Solids	2.87
Sample Description	Remoldeado 8% de cemento	Lab. Temperature	20.0 deg.C
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	B	Stage Reference	1
Initial Height	95.25 mm	Description	
Initial Diameter	47.95 mm	Depth within Sample	0.00 mm
Initial Dry Unit Weight	16.73 kN/m <sup>3</sup>	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	21.02 %	Preparation	
Void Ratio	0.57	Degree of Saturation	99.23%
Comments			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



<b>Client</b>	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Tesis Suelo-Cemento	<b>Job</b>	3065 S
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	R1

Shear Conditions			
<b>Rate of Axial Strain</b>	0.30%/min	<b>Cell Pressure</b>	100.6kPa

Conditions at Failure			
<b>Failure Criterion</b>	Maximum Deviator Stress		
<b>Compressive Strength</b>	929.1 kPa	<b>Major Principal Stress</b>	1029.7 kPa
<b>Axial Strain</b>	1.37%	<b>Minor Principal Stress</b>	100.6 kPa
<b>Deviator Stress Correction Applied</b>	0.48kPa	<b>Final Moisture Content</b>	21.02 %
<b>Final Unit Weight</b>	20.25 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

<b>Tested By and Date:</b>	
<b>Checked By and Date:</b>	
<b>Approved By and Date:</b>	

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



Client	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	Lab Ref	
Project	Tesis Suelo-Cemento	Job	3065 S
Borehole		Sample	R1

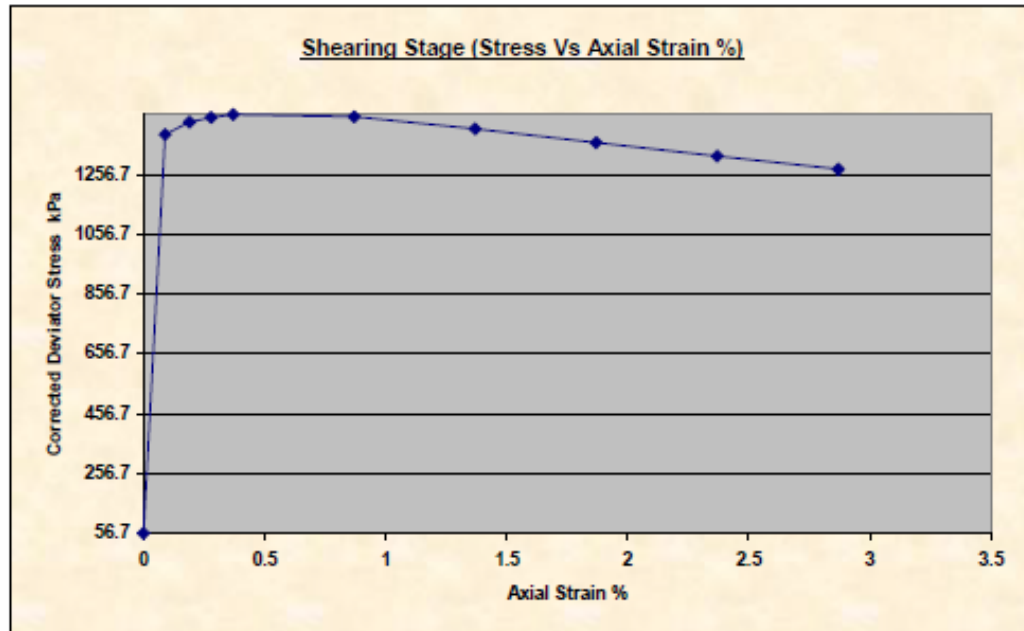
**Test & Sample Details**

Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T298-94	Sample Depth	0.00 m
Sample Type	Core sample	Sp. Gravity of Solids	2.67
Sample Description	Remoldeado 8% de cemento	Lab. Temperature	20.0 deg.C
Variations from Procedure	None		

**Specimen Details**

Specimen Reference	C	Stage Reference	1
Initial Height	94.91 mm	Description	
Initial Diameter	48.60 mm	Depth within Sample	0.00 mm
Initial Dry Unit Weight	16.60 kN/m <sup>3</sup>	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	21.39 %	Preparation	
Void Ratio	0.58	Degree of Saturation	98.87%
Comments			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



<b>Client</b>	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Tesis Suelo-Cemento	<b>Job</b>	3065 S
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	R1

Shear Conditions			
<b>Rate of Axial Strain</b>	1.00%/min	<b>Cell Pressure</b>	199.6kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
<b>Compressive Strength</b>	1456.3 kPa	<b>Major Principal Stress</b>	1655.9 kPa
<b>Axial Strain</b>	0.37%	<b>Minor Principal Stress</b>	199.6 kPa
<b>Deviator Stress Correction Applied</b>	0.13kPa	<b>Final Moisture Content</b>	21.39 %
<b>Final Unit Weight</b>	20.15 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

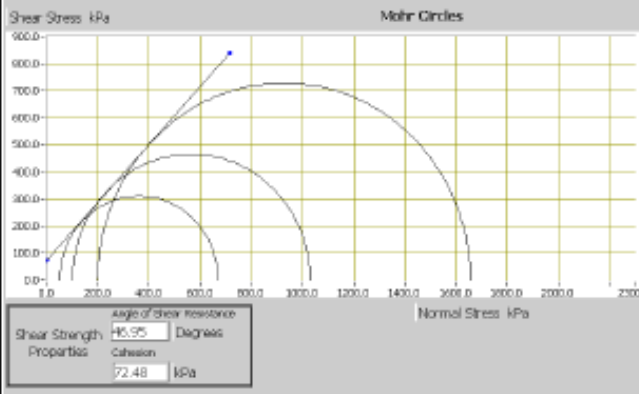
Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



**SUMMARY**

All Stages Conditions at Failure					
Ref	Minor Principal Stress	Major Principal Stress	Compressive Strength (Corrected)	Cumulative Strain	Mode of Failure
Stage1	100.6kPa	1029.7 kPa	929.1 kPa	1.37%	Maximum Deviator Stress
Stage2	199.6kPa	1655.9 kPa	1456.3 kPa	0.37%	Maximum Deviator Stress
Stage3	50.4kPa	669.9 kPa	619.5 kPa	0.19%	Maximum Deviator Stress



Ab: Path to data file (current if none)  
 © Suches de program DS7.1 Application Test File (Rev  
 Created: 10/20/2006 11:54:00 AM (GMT-05:00) 10/20/2006

9% de cemento

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**

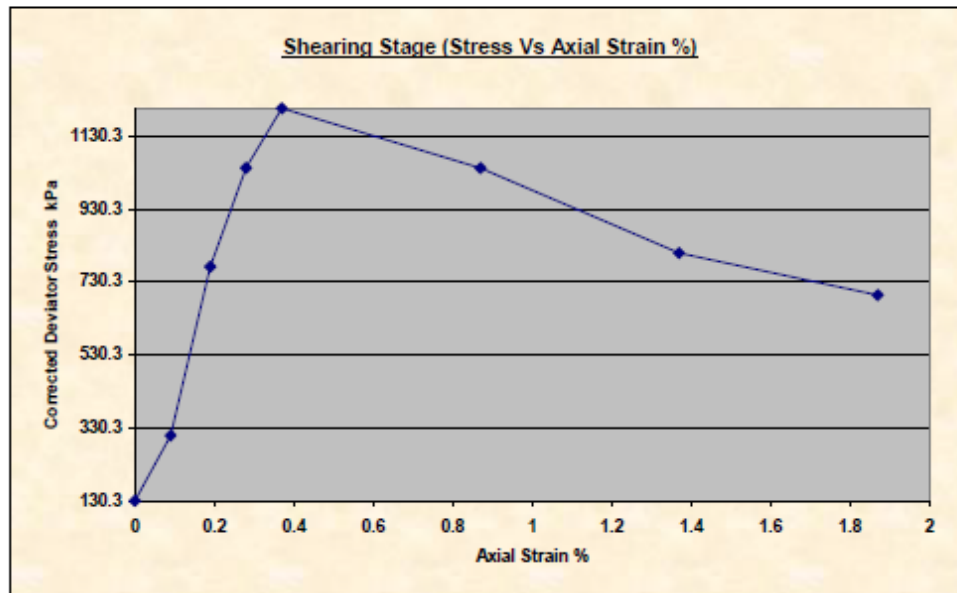


Client	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	Lab Ref	
Project	Tesis Suelo-Cemento	Job	3065 S
Borehole		Sample	R2

Test & Sample Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T298-94	Sample Depth	0.00 m
Sample Type	Core sample	Sp. Gravity of Solids	2.67
Sample Description	Remoldeado 9% de cemento	Lab. Temperature	20.0 deg.C
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	A	Stage Reference	1
Initial Height	94.89 mm	Description	
Initial Diameter	48.44 mm	Depth within Sample	0.00 mm
Initial Dry Unit Weight	16.38 kN/m <sup>3</sup>	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	22.27 %	Preparation	
Void Ratio	0.60	Degree of Saturation	99.34%
Comments			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



<b>Client</b>	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Tesis Suelo-Cemento	<b>Job</b>	3065 S
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	R2

**Shear Conditions**

<b>Rate of Axial Strain</b>	0.30%/min	<b>Cell Pressure</b>	50.6kPa
-----------------------------	-----------	----------------------	---------

**Conditions at Failure**

<b>Failure Criterion</b>	<b>Maximum Deviator Stress</b>		
<b>Compressive Strength</b>	1206.3 kPa	<b>Major Principal Stress</b>	1256.9 kPa
<b>Axial Strain</b>	0.37%	<b>Minor Principal Stress</b>	50.6 kPa
<b>Deviator Stress Correction Applied</b>	0.13kPa	<b>Final Moisture Content</b>	22.27 %
<b>Final Unit Weight</b>	20.03 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

<b>Tested By and Date:</b>	
<b>Checked By and Date:</b>	
<b>Approved By and Date:</b>	

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



Client	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	Lab Ref	
Project	Tesis Suelo-Cemento	Job	3065 S
Borehole		Sample	R2

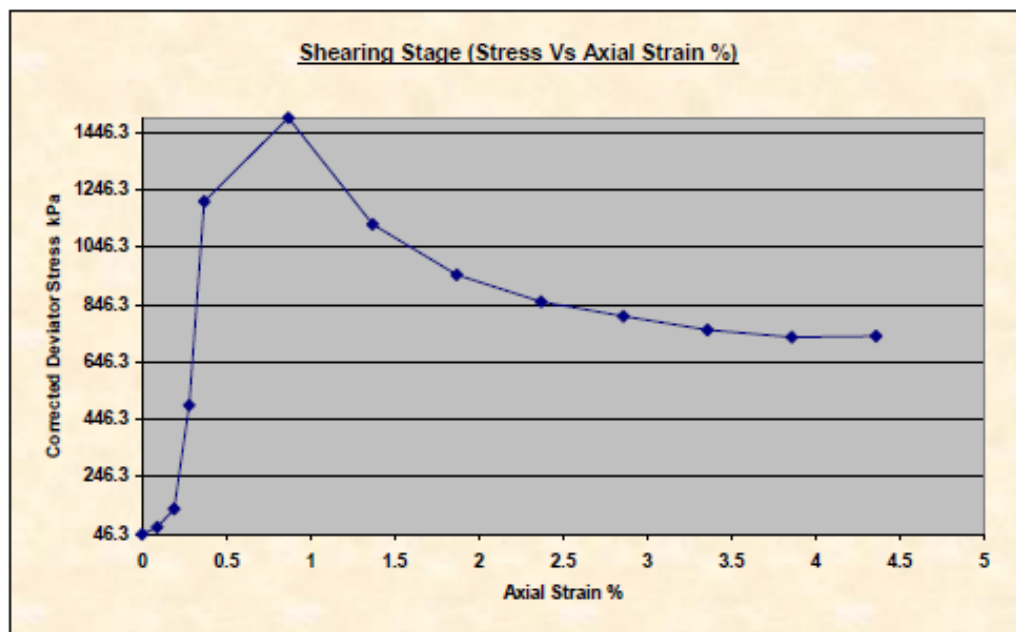
**Test & Sample Details**

Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T298-94	Sample Depth	0.00 m
Sample Type	Core sample	Sp. Gravity of Solids	2.67
Sample Description	Remoldeado 9% de cemento	Lab. Temperature	20.0 deg.C
Variations from Procedure	None		

**Specimen Details**

Specimen Reference	A	Stage Reference	1
Initial Height	94.93 mm	Description	
Initial Diameter	48.36 mm	Depth within Sample	0.00 mm
Initial Dry Unit Weight	16.40 kN/m <sup>3</sup>	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	22.12 %	Preparation	
Void Ratio	0.60	Degree of Saturation	98.94%
Comments			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



<b>Client</b>	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Tesis Suelo-Cemento	<b>Job</b>	3065 S
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	R2

Shear Conditions			
<b>Rate of Axial Strain</b>	0.30%/min	<b>Cell Pressure</b>	100.4kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
<b>Compressive Strength</b>	1497.2 kPa	<b>Major Principal Stress</b>	1597.6 kPa
<b>Axial Strain</b>	0.87%	<b>Minor Principal Stress</b>	100.4 kPa
<b>Deviator Stress Correction Applied</b>	0.30kPa	<b>Final Moisture Content</b>	22.12 %
<b>Final Unit Weight</b>	20.03 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



Client	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	Lab Ref	
Project	Tesis Suelo-Cemento	Job	3065 S
Borehole		Sample	R2

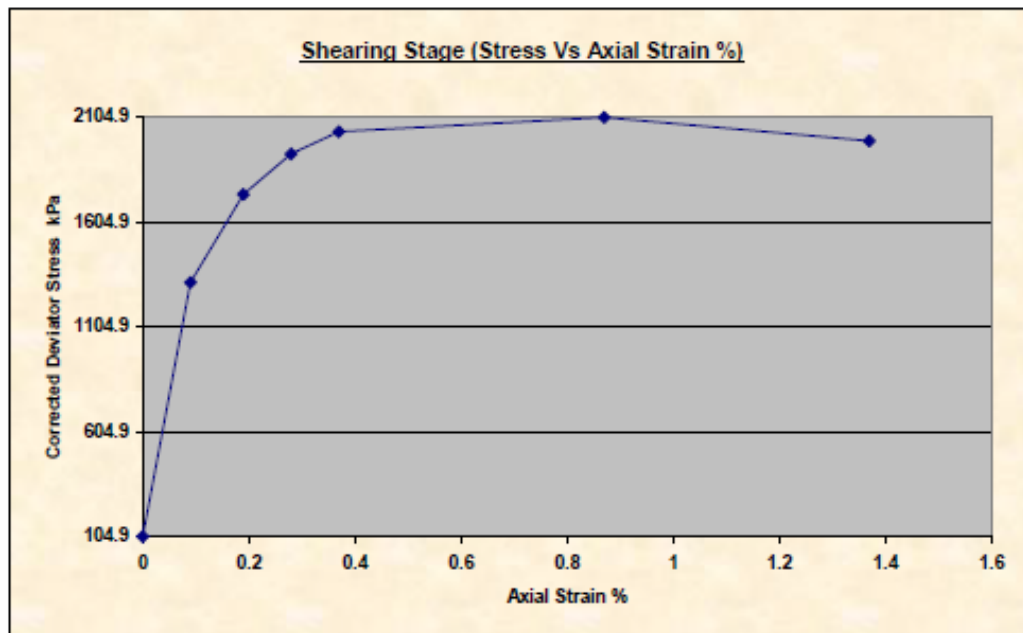
**Test & Sample Details**

Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T298-94	Sample Depth	0.00 m
Sample Type	Core sample	Sp. Gravity of Solids	2.68
Sample Description	Remoldeado 9% de cemento	Lab. Temperature	20.0 deg.C
Variations from Procedure	None		

**Specimen Details**

Specimen Reference	C	Stage Reference	1
Initial Height	94.95 mm	Description	
Initial Diameter	48.32 mm	Depth within Sample	0.00 mm
Initial Dry Unit Weight	16.52 kN/m <sup>3</sup>	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	21.89 %	Preparation	
Void Ratio	0.59	Degree of Saturation	99.17%
Comments			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



Client	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	Lab Ref	
Project	Tesis Suelo-Cemento	Job	3065 S
Borehole		Sample	R2

Shear Conditions			
Rate of Axial Strain	0.30%/min	Cell Pressure	200.3kPa

Conditions at Failure			
<b>Failure Criterion</b>	<b>Maximum Deviator Stress</b>		
Compressive Strength	2105.5 kPa	Major Principal Stress	2305.7 kPa
Axial Strain	0.87%	Minor Principal Stress	200.3 kPa
Deviator Stress Correction Applied	0.30kPa	Final Moisture Content	21.89 %
Final Unit Weight	20.13 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

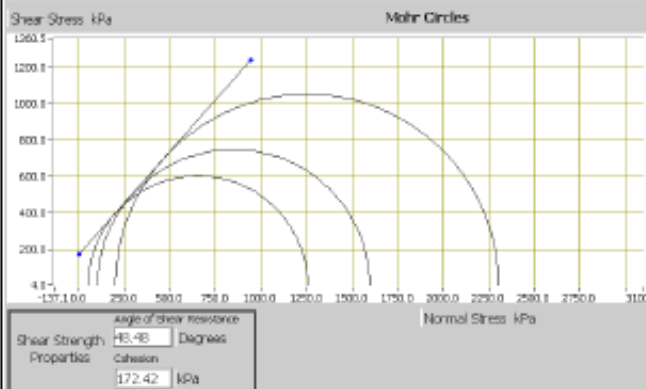
Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



**SUMMARY**

All Stages Conditions at Failure					
Ref	Minor Principal Stress	Major Principal Stress	Compressive Strength (Corrected)	Cumulative Strain	Mode of Failure
Stage1	100.4kPa	1597.6 kPa	1497.2 kPa	0.87%	Maximum Deviator Stress
Stage2	200.3kPa	2305.7 kPa	2105.5 kPa	0.87%	Maximum Deviator Stress
Stage3	50.6kPa	1256.9 kPa	1206.3 kPa	0.37%	Maximum Deviator Stress



Abx Plot to data file (current if new)  
 C:\Archivos de programa\DSI 1 Application\Test Files\Box  
 C:\Users\jrodriguez\Documents\Box\Unconsolidated Triaxial\Boxes

12% de cemento

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**

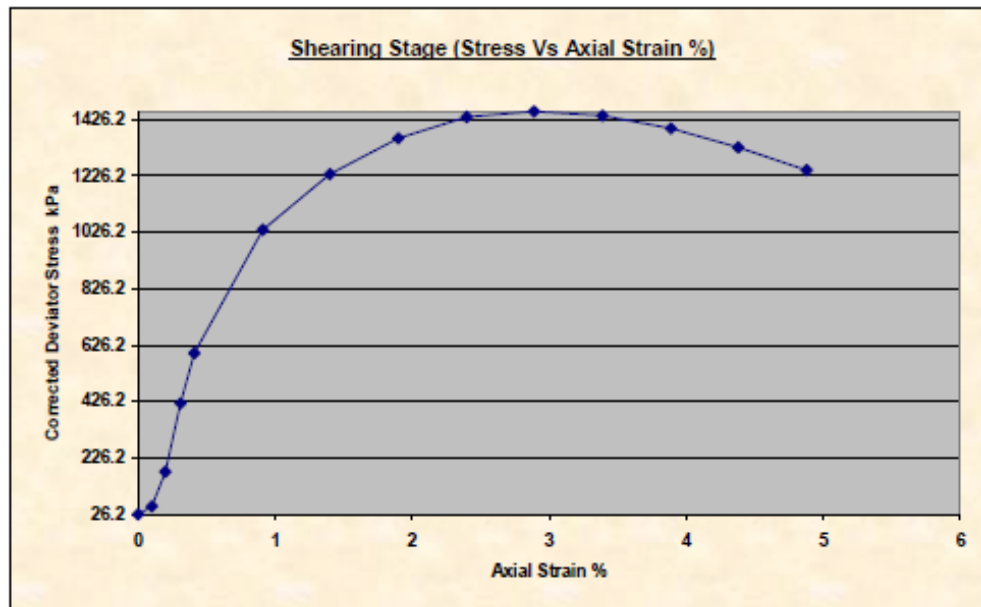


Client	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	Lab Ref	
Project	Tesis Suelo-Cemento	Job	3065 S
Borehole		Sample	R3

Test & Sample Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T298-94	Sample Depth	0.00 m
Sample Type	Core sample	Sp. Gravity of Solids	2.68
Sample Description	Remoldeado 12% de cemento	Lab. Temperature	20.0 deg.C
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	A	Stage Reference	1
Initial Height	101.12 mm	Description	
Initial Diameter	49.59 mm	Depth within Sample	0.00 mm
Initial Dry Unit Weight	16.61 kN/m <sup>3</sup>	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	21.47 %	Preparation	
Void Ratio	0.58	Degree of Saturation	98.77%
Comments			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



Client	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	Lab Ref	
Project	Tesis Suelo-Cemento	Job	3065 S
Borehole		Sample	R3

**Shear Conditions**

Rate of Axial Strain	0.30%/min	Cell Pressure	25.0kPa
----------------------	-----------	---------------	---------

**Conditions at Failure**

Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	1455.3 kPa	Major Principal Stress	1480.3 kPa
Axial Strain	2.89%	Minor Principal Stress	25.0 kPa
Deviator Stress Correction Applied	0.98kPa	Final Moisture Content	21.47 %
Final Unit Weight	20.18 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



<b>Client</b>	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Tesis Suelo-Cemento	<b>Job</b>	3065 S
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	R3

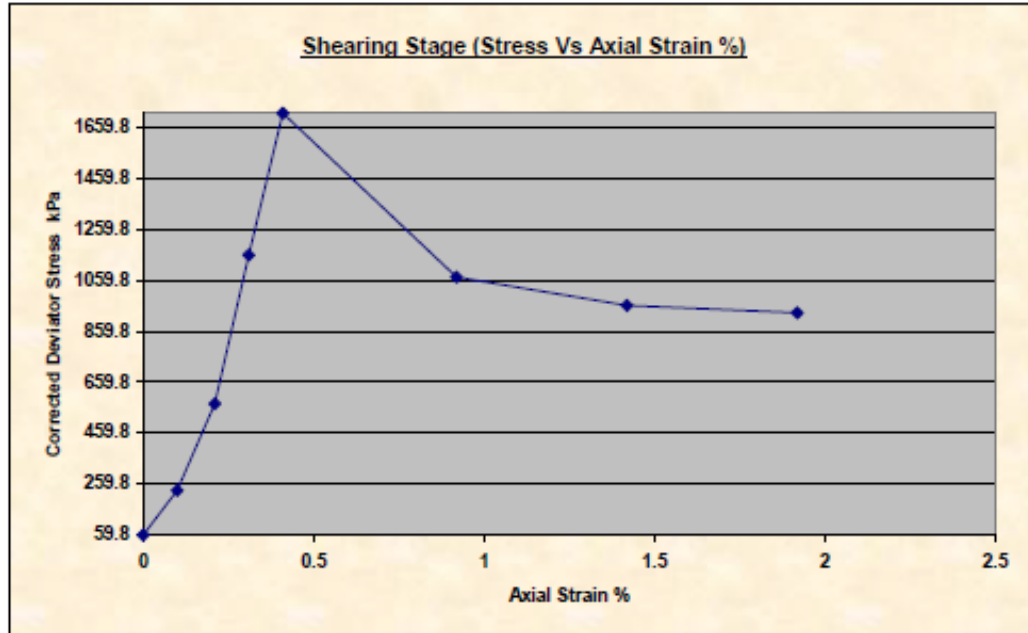
**Test & Sample Details**

<b>Standard</b>	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	<b>Sample Depth</b>	0.00 m
<b>Sample Type</b>	Core sample	<b>Sp. Gravity of Solids</b>	2.68
<b>Sample Description</b>	Remoldeado 12% de cemento	<b>Lab. Temperature</b>	20.0 deg.C
<b>Variations from Procedure</b>	None		

**Specimen Details**

<b>Specimen Reference</b>	B	<b>Stage Reference</b>	1
<b>Initial Height</b>	100.01 mm	<b>Description</b>	
<b>Initial Diameter</b>	49.90 mm	<b>Depth within Sample</b>	0.00 mm
<b>Initial Dry Unit Weight</b>	16.55 kN/m <sup>3</sup>	<b>Orientation within Sample</b>	
<b>Initial Moisture Content*</b>	21.82 %	<b>Preparation</b>	
<b>Void Ratio</b>	0.59	<b>Degree of Saturation</b>	99.38%
<b>Comments</b>			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



Client	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	Lab Ref	
Project	Tesis Suelo-Cemento	Job	3065 S
Borehole		Sample	R3

**Shear Conditions**

Rate of Axial Strain	0.30%/min	Cell Pressure	50.4kPa
----------------------	-----------	---------------	---------

**Conditions at Failure**

Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	1715.4 kPa	Major Principal Stress	1765.8 kPa
Axial Strain	0.41%	Minor Principal Stress	50.4 kPa
Deviator Stress Correction Applied	0.14kPa	Final Moisture Content	21.82 %
Final Unit Weight	20.16 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**

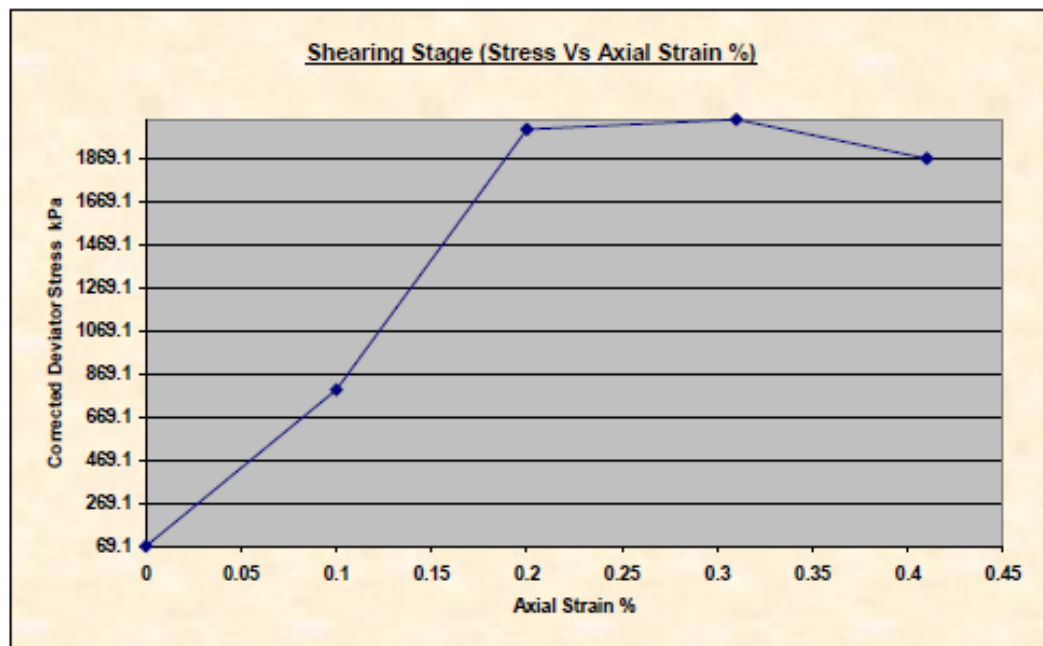


<b>Client</b>	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Tesis Suelo-Cemento	<b>Job</b>	3065 S
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	R3

Test & Sample Details			
<b>Standard</b>	ASTM D2850-95 / AASHTO T298-94	<b>Sample Depth</b>	0.00 m
<b>Sample Type</b>	Core sample	<b>Sp. Gravity of Solids</b>	2.68
<b>Sample Description</b>	Remoldeado 12% de cemento	<b>Lab. Temperature</b>	20.0 deg.C
<b>Variations from Procedure</b>	None		

Specimen Details			
<b>Specimen Reference</b>	C	<b>Stage Reference</b>	1
<b>Initial Height</b>	101.67 mm	<b>Description</b>	
<b>Initial Diameter</b>	49.94 mm	<b>Depth within Sample</b>	0.00 mm
<b>Initial Dry Unit Weight</b>	16.68 kN/m <sup>3</sup>	<b>Orientation within Sample</b>	
<b>Initial Moisture Content*</b>	21.24 %	<b>Preparation</b>	
<b>Void Ratio</b>	0.58	<b>Degree of Saturation</b>	98.72%
<b>Comments</b>			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



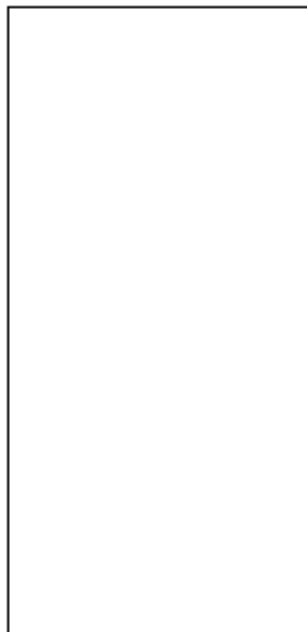
Client	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	Lab Ref	
Project	Tesis Suelo-Cemento	Job	3065 S
Borehole		Sample	R3

**Shear Conditions**

Rate of Axial Strain	0.30%/min	Cell Pressure	100.6kPa
----------------------	-----------	---------------	----------

**Conditions at Failure**

Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
Compressive Strength	2047.2 kPa	Major Principal Stress	2147.8 kPa
Axial Strain	0.31%	Minor Principal Stress	100.6 kPa
Deviator Stress Correction Applied	0.10kPa	Final Moisture Content	21.24 %
Final Unit Weight	20.22 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

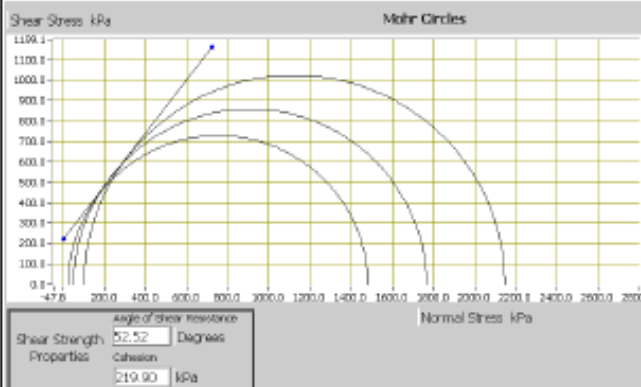
Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



**SUMMARY**

All Stages Conditions at Failure					
Ref	Minor Principal Stress	Major Principal Stress	Compressive Strength (Corrected)	Cumulative Strain	Mode of Failure
Stage1	100.6kPa	2147.8 kPa	2047.2 kPa	0.31%	Maximum Deviator Stress
Stage2	25.0kPa	1480.3 kPa	1455.3 kPa	2.89%	Maximum Deviator Stress
Stage3	50.4kPa	1765.8 kPa	1715.4 kPa	0.41%	Maximum Deviator Stress



Abx Plot to data file (current frame)  
 © Archives de program (DS) Application Test File (Raw)  
 C:\Program Files\ELE International\Software\Unconsolidated Undrained Triaxial Test

15% de cemento

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**

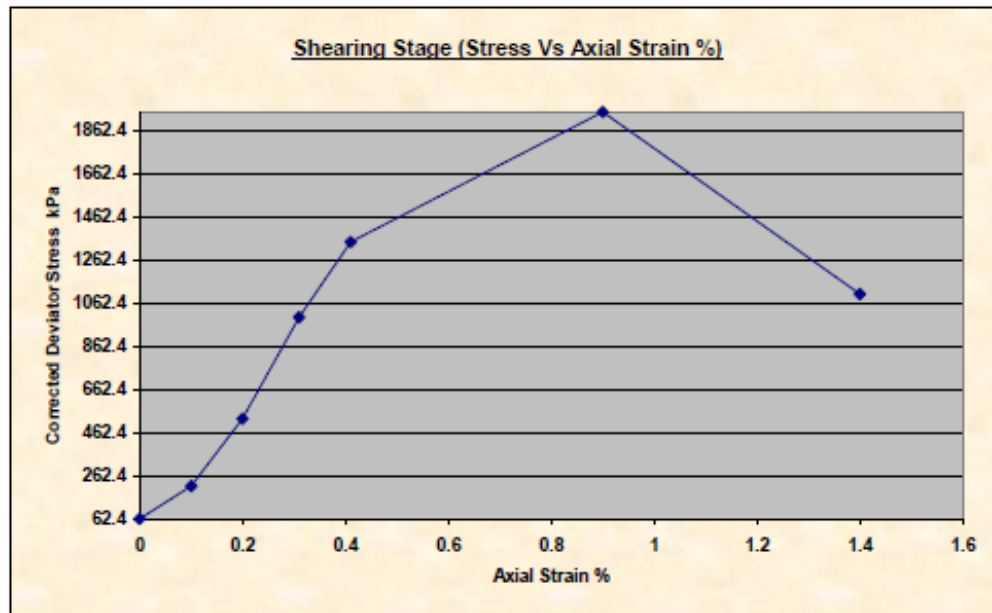


Client	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	Lab Ref	
Project	Tesis Suelo-Cemento	Job	3065 S
Borehole		Sample	R4

Test & Sample Details			
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T298-94	Sample Depth	0.00 m
Sample Type	Core sample	Sp. Gravity of Solids	2.68
Sample Description	Remoldeado 15% de cemento	Lab. Temperature	20.0 deg.C
Variations from Procedure	None		

Specimen Details			
Specimen Reference	B	Stage Reference	1
Initial Height	101.41 mm	Description	
Initial Diameter	49.91 mm	Depth within Sample	0.00 mm
Initial Dry Unit Weight	16.62 kN/m <sup>3</sup>	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	21.42 %	Preparation	
Void Ratio	0.58	Degree of Saturation	98.66%
Comments			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



<b>Client</b>	Carlos Jurado	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>		<b>Job</b>	3065 S
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	R4

Shear Conditions			
<b>Rate of Axial Strain</b>	0.30%/min	<b>Cell Pressure</b>	12.7kPa

Conditions at Failure			
Failure Criterion	Maximum Deviator Stress		
<b>Compressive Strength</b>	1951.4 kPa	<b>Major Principal Stress</b>	1964.2 kPa
<b>Axial Strain</b>	0.90%	<b>Minor Principal Stress</b>	12.7 kPa
<b>Deviator Stress Correction Applied</b>	0.30kPa	<b>Final Moisture Content</b>	21.42 %
<b>Final Unit Weight</b>	20.18 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

<b>Tested By and Date:</b>	
<b>Checked By and Date:</b>	
<b>Approved By and Date:</b>	

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



Client	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	Lab Ref	
Project	Tesis Suelo-Cemento	Job	3065 S
Borehole		Sample	R3

**Test & Sample Details**

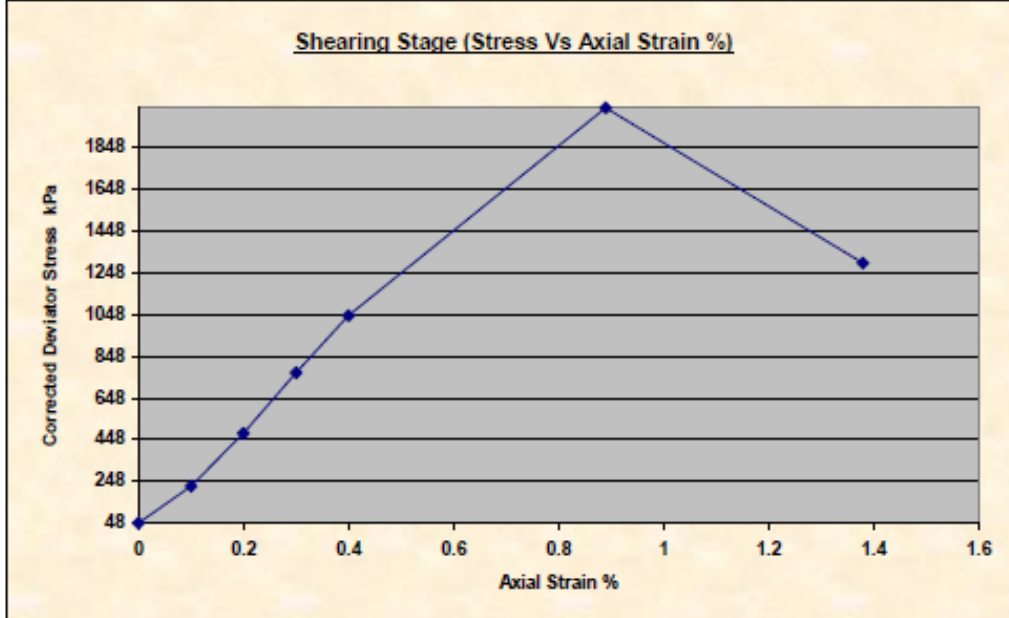
Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Sample Depth	0.00 m
Sample Type	Core sample	Sp. Gravity of Solids	2.68
Sample Description	Remoldeado 12% de cemento	Lab. Temperature	20.0 deg.C
Variations from Procedure	None		

**Specimen Details**

Specimen Reference	A	Stage Reference	1
Initial Height	104.65 mm	Description	
Initial Diameter	50.09 mm	Depth within Sample	0.00 mm
Initial Dry Unit Weight	16.47 kN/m <sup>3</sup>	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	22.09 %	Preparation	
Void Ratio	0.60	Degree of Saturation	99.28%
Comments			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen

**Shearing Stage (Stress Vs Axial Strain %)**



**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



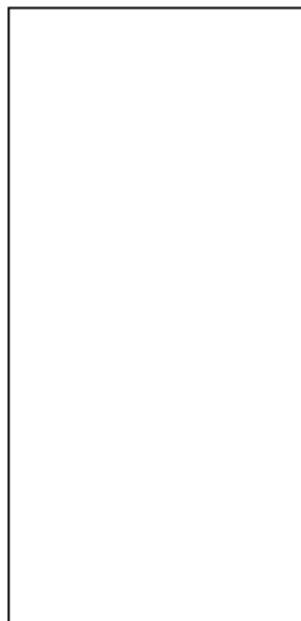
<b>Client</b>	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Tesis Suelo-Cemento	<b>Job</b>	3065 S
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	R3

**Shear Conditions**

<b>Rate of Axial Strain</b>	0.30%/min	<b>Cell Pressure</b>	25.0kPa
-----------------------------	-----------	----------------------	---------

**Conditions at Failure**

<b>Failure Criterion</b>	<b>Maximum Deviator Stress</b>		
<b>Compressive Strength</b>	2040.2 kPa	<b>Major Principal Stress</b>	2065.3 kPa
<b>Axial Strain</b>	0.89%	<b>Minor Principal Stress</b>	25.0 kPa
<b>Deviator Stress Correction Applied</b>	0.30kPa	<b>Final Moisture Content</b>	22.09 %
<b>Final Unit Weight</b>	20.11 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

<b>Tested By and Date:</b>	
<b>Checked By and Date:</b>	
<b>Approved By and Date:</b>	

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



Client	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	Lab Ref	
Project	Tesis Suelo-Cemento	Job	3065 S
Borehole		Sample	R4

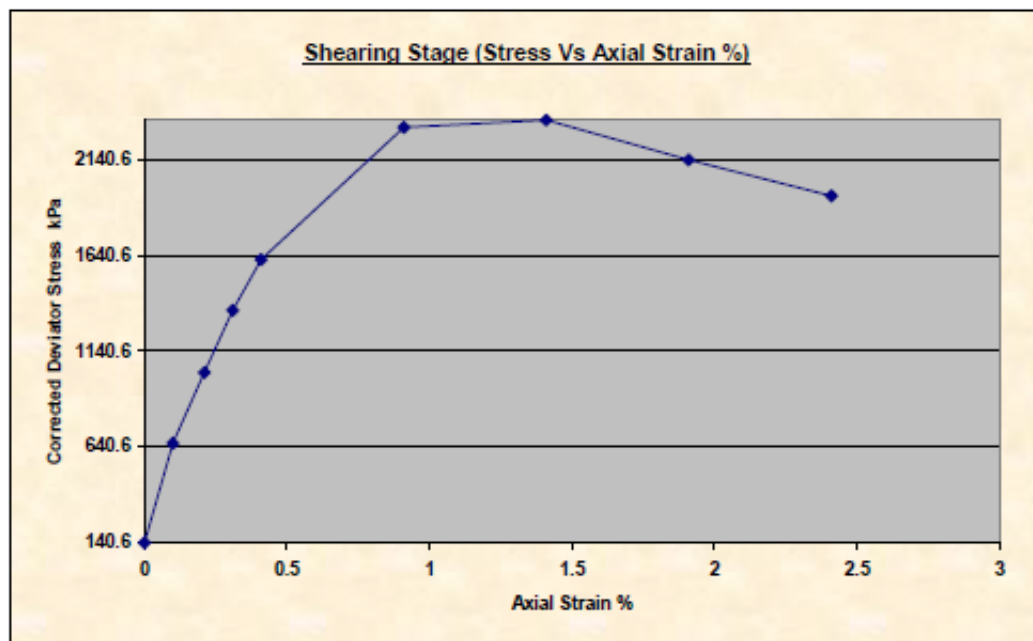
**Test & Sample Details**

Standard	ASTM D2850-95 / AASHTO T296-94	Sample Depth	0.00 m
Sample Type	Core sample	Sp. Gravity of Solids	2.68
Sample Description	Remoldeado 15% de cemento	Lab. Temperature	20.0 deg.C
Variations from Procedure	None		

**Specimen Details**

Specimen Reference	C	Stage Reference	1
Initial Height	100.47 mm	Description	
Initial Diameter	49.83 mm	Depth within Sample	0.00 mm
Initial Dry Unit Weight	16.75 kN/m <sup>3</sup>	Orientation within Sample	
Initial Moisture Content*	21.13 %	Preparation	
Void Ratio	0.57	Degree of Saturation	99.46%
Comments			

\* Calculated from initial and dry weights of whole specimen



**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



<b>Client</b>	Carlos Jurado, Daniel Clavijo	<b>Lab Ref</b>	
<b>Project</b>	Tesis Suelo-Cemento	<b>Job</b>	3065 S
<b>Borehole</b>		<b>Sample</b>	R4

**Shear Conditions**

<b>Rate of Axial Strain</b>	0.30%/min	<b>Cell Pressure</b>	70.4kPa
-----------------------------	-----------	----------------------	---------

**Conditions at Failure**

<b>Failure Criterion</b>	<b>Maximum Deviator Stress</b>		
<b>Compressive Strength</b>	2348.4 kPa	<b>Major Principal Stress</b>	2418.8 kPa
<b>Axial Strain</b>	1.41%	<b>Minor Principal Stress</b>	70.4 kPa
<b>Deviator Stress Correction Applied</b>	0.48kPa	<b>Final Moisture Content</b>	21.13 %
<b>Final Unit Weight</b>	20.29 kN/m <sup>3</sup>		



Mode of Failure

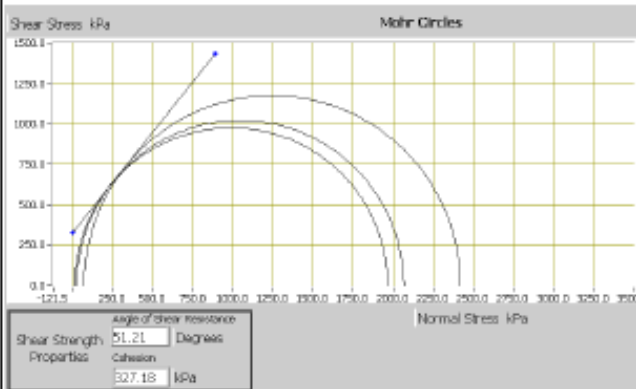
Tested By and Date:	
Checked By and Date:	
Approved By and Date:	

**Unconsolidated-Undrained Triaxial  
Compression Test on Cohesive Soils  
(Quick Undrained)**



**SUMMARY**

All Stages Conditions at Failure					
Ref	Minor Principal Stress	Major Principal Stress	Compressive Strength (Corrected)	Cumulative Strain	Mode of Failure
Stage1	12.7kPa	1964.2 kPa	1951.4 kPa	0.90%	Maximum Deviator Stress
Stage2	25.0kPa	2065.3 kPa	2040.2 kPa	0.89%	Maximum Deviator Stress
Stage3	70.4kPa	2418.8 kPa	2348.4 kPa	1.41%	Maximum Deviator Stress



Abx Pd to data file (current if none)  
 C:\Archivos de programa\DS7.1 application\test files\file  
 C:\Users\13171672\Documents\mua\10\unconsolidated-tp2019\files

## COMPRESIONES SIMPLES

- Suelo natural

### PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

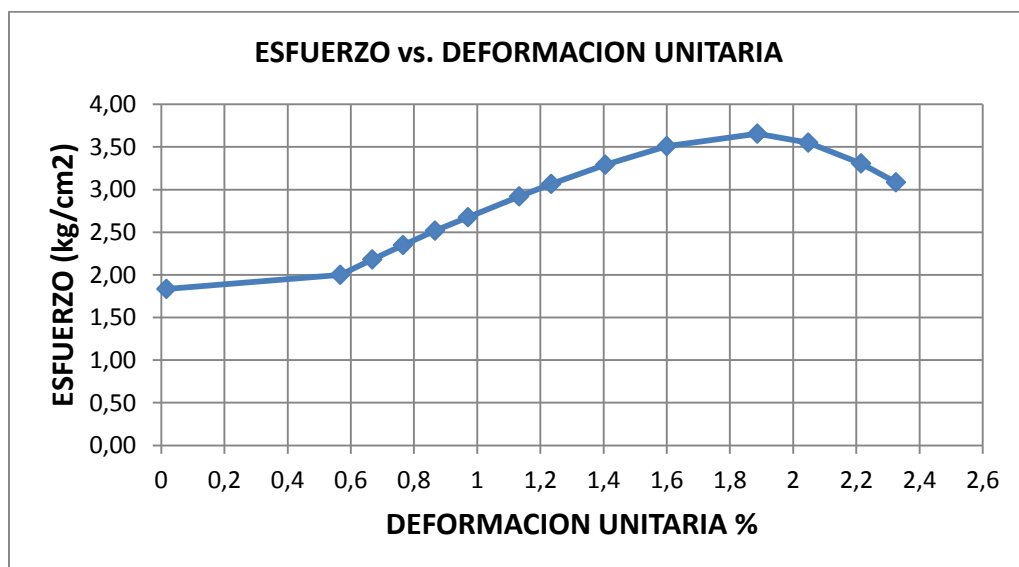
FACULTAD DE INGENIERIA

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

#### COMPRESION SIMPLE - SUELO NATURAL

OBRA: Tesis Estabilizacion de suelos con cemento tipo MH      FECHA: 4/8/2016  
 LOCALIZACION: Quitumbe, Sur de Quito      OPERADOR: Clavijo - Jurado  
 ENSAYO: 1      SONDEO: P1      CALCULOS: Clavijo - Jurado  
 MUESTRA: 1      PROF.: 1.5      APROBADO: Ing. Montero  
 DESCRIPCION: Suelo Natural  
 DIMENSIONES DE LA MUESTRA  
 Ds: 7.17 cm      As: 40.4 cm<sup>2</sup>      Mm: 1168.8 gr  
 Dc: 7.17 cm      Ac: 40.4 cm<sup>2</sup>      Vm: 575.8490104 cm<sup>3</sup>  
 Di: 7.17 cm      Ai: 40.4 cm<sup>2</sup>       $\gamma_m$ : 2.030 gr/cm<sup>3</sup>  
 Hm: 14.26 cm      Am: 40.4 cm<sup>2</sup>  
 VELOCIDAD DE APLICACIÓN DE CA      1 mm/min

CARGA (kg)	LECTURA DEFORMIMETRO (mm)	DEFORMACION UNITARIA	1-DEFORMACION UNITARIA	AREA CORREGIDA (cm <sup>2</sup> )	ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )
74.12	0.023	0.00016	1.000	40.38	1.84
81.22	0.808	0.00567	0.99433	40.61	2.00
88.61	0.952	0.00668	0.99332	40.65	2.18
95.52	1.091	0.00765	0.99235	40.69	2.35
102.50	1.235	0.00866	0.99134	40.73	2.52
109.10	1.384	0.0097	0.9903	40.77	2.68
119.16	1.615	0.01132	0.98868	40.84	2.92
125.33	1.760	0.01234	0.98766	40.88	3.07
134.83	2.004	0.01405	0.98595	40.95	3.29
143.92	2.282	0.016	0.984	41.03	3.51
150.38	2.691	0.01887	0.98113	41.15	3.65
146.30	2.921	0.02048	0.97952	41.22	3.55
136.53	3.159	0.02215	0.97785	41.29	3.31
127.44	3.316	0.02325	0.97675	41.34	3.08
MAXIMOS					
150.38	-	0.023	-	-	3.65



- Suelo cemento

6% de Cemento

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

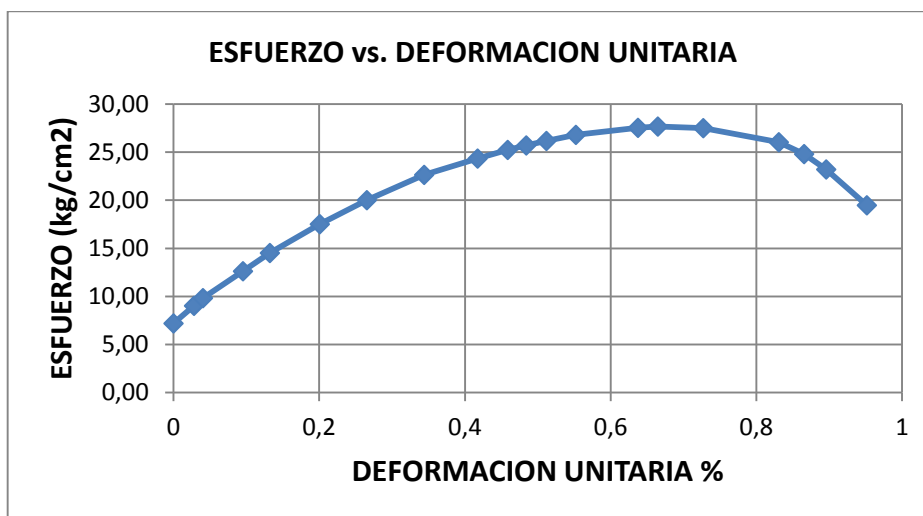
FACULTAD DE INGENIERIA

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

**COMPRESION SIMPLE - SUELO NATURAL**

OBRA: Tesis Estabilizacion de suelos con cemento tipo MH FECHA: 25/8/2016  
 LOCALIZACION: Quitumbe, Sur de Quito OPERADOR: Clavijo - Jurado  
 ENSAYO: 1 SONDEO: P1 CALCULOS: Clavijo - Jurado  
 MUESTRA: 3 PROF.: 1.5 APROBADO: Ing. Montero  
 DESCRIPCION: Dosificacion 6% Cemento  
 DIMENSIONES DE LA MUESTRA  
 Ds: 7.062 cm As: 39.17 cm<sup>2</sup> Mm: 1137.7 gr  
 Dc: 7.064 cm Ac: 39.19 cm<sup>2</sup> Vm: 563.86 cm<sup>3</sup>  
 Di: 7.061 cm Ai: 39.16 cm<sup>2</sup> γm: 2.018 gr/cm<sup>3</sup>  
 Hm: 14.39 cm Am: 39.17 cm<sup>2</sup>  
 VELOCIDAD DE APLICACIÓN DE CARGA: 1 mm/min TIEMPO DE CURADO: 28 dias

CARGA (kg)	LECTURA DEFORMIMETRO (mm)	DEFORMACION UNITARIA	1-DEFORMACION UNITARIA	AREA CORREGIDA (cm <sup>2</sup> )	ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )
281.71	0.000	0	1.000	39.17	7.19
353.87	0.040	0.00028	0.99972	39.18	9.03
385.32	0.058	0.0004	0.9996	39.19	9.83
494.98	0.137	0.00095	0.99905	39.21	12.62
569.77	0.190	0.00132	0.99868	39.22	14.53
687.65	0.289	0.00201	0.99799	39.25	17.52
785.53	0.382	0.00265	0.99735	39.28	20.00
889.79	0.495	0.00344	0.99656	39.31	22.64
957.55	0.601	0.00418	0.99582	39.34	24.34
993.56	0.660	0.00459	0.99541	39.35	25.25
1012.30	0.697	0.00484	0.99516	39.36	25.72
1031.00	0.737	0.00512	0.99488	39.37	26.18
1055.20	0.795	0.00552	0.99448	39.39	26.79
1085.30	0.918	0.00638	0.99362	39.42	27.53
1091.00	0.957	0.00665	0.99335	39.44	27.67
1085.20	1.047	0.00727	0.99273	39.46	27.50
1028.80	1.196	0.00831	0.99169	39.50	26.04
980.64	1.246	0.00866	0.99134	39.52	24.82
917.59	1.290	0.00896	0.99104	39.53	23.21
770.44	1.370	0.00952	0.99048	39.55	19.48
MAXIMOS					
1091.00	-	0.010	-	-	27.67



9% de Cemento

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

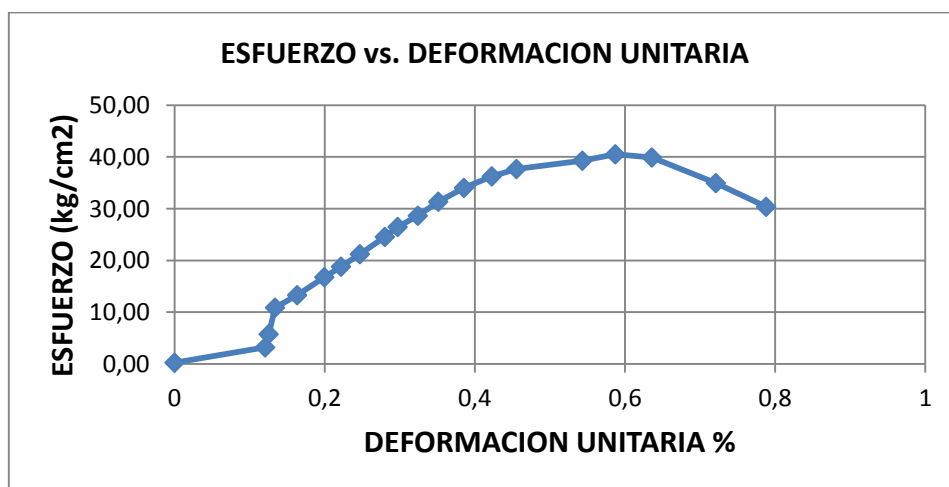
FACULTAD DE INGENIERIA

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

**COMPRESION SIMPLE - SUELO NATURAL**

OBRA: Tesis Estabilizacion de suelos con cemento tipo MH  
 LOCALIZACION: Quitumbe, Sur de Quito  
 ENSAYO: 1 SONDEO: P1  
 MUESTRA: 3 PROF.: 1.5  
 DESCRIPCION: Dosificacion 9% Cemento  
 DIMENSIONES DE LA MUESTRA  
 Ds: 7.073 cm As: 39.29 cm<sup>2</sup> Mm: 1143.7 gr  
 Dc: 7.075 cm Ac: 39.31 cm<sup>2</sup> Vm: 563.74 cm<sup>3</sup>  
 Di: 7.076 cm Ai: 39.32 cm<sup>2</sup> γ<sub>m</sub>: 2.029 gr/cm<sup>3</sup>  
 Hm: 14.34 cm Am: 39.31 cm<sup>2</sup>  
 VELOCIDAD DE APLICACIÓN DE CARGA: 1 mm/min TIEMPO DE CURADO: 28 dias

CARGA (kg)	LECTURA DEFORMIMETRO (mm)	DEFORMACION UNITARIA	1-DEFORMACION UNITARIA	AREA CORREGIDA (cm <sup>2</sup> )	ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )
10.10	0.000	0	1.000	39.31	0.26
127.76	0.173	0.00121	0.99879	39.36	3.25
227.63	0.180	0.00126	0.99874	39.36	5.78
428.89	0.192	0.00134	0.99866	39.36	10.90
524.88	0.234	0.00163	0.99837	39.37	13.33
659.25	0.286	0.00199	0.99801	39.39	16.74
741.21	0.318	0.00222	0.99778	39.40	18.81
837.39	0.354	0.00247	0.99753	39.41	21.25
967.91	0.402	0.0028	0.9972	39.42	24.55
1043.70	0.426	0.00297	0.99703	39.43	26.47
1128.90	0.465	0.00324	0.99676	39.44	28.62
1236.60	0.504	0.00351	0.99649	39.45	31.35
1343.30	0.553	0.00386	0.99614	39.46	34.04
1431.80	0.606	0.00423	0.99577	39.48	36.27
1487.50	0.653	0.00455	0.99545	39.49	37.67
1553.20	0.779	0.00543	0.99457	39.52	39.30
1602.10	0.842	0.00587	0.99413	39.54	40.52
1578.50	0.912	0.00636	0.99364	39.56	39.90
1385.20	1.034	0.00721	0.99279	39.60	34.98
1203.50	1.130	0.00788	0.99212	39.62	30.37
MAXIMOS					
1602.10	-	0.008	-	-	40.52



12% de Cemento

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

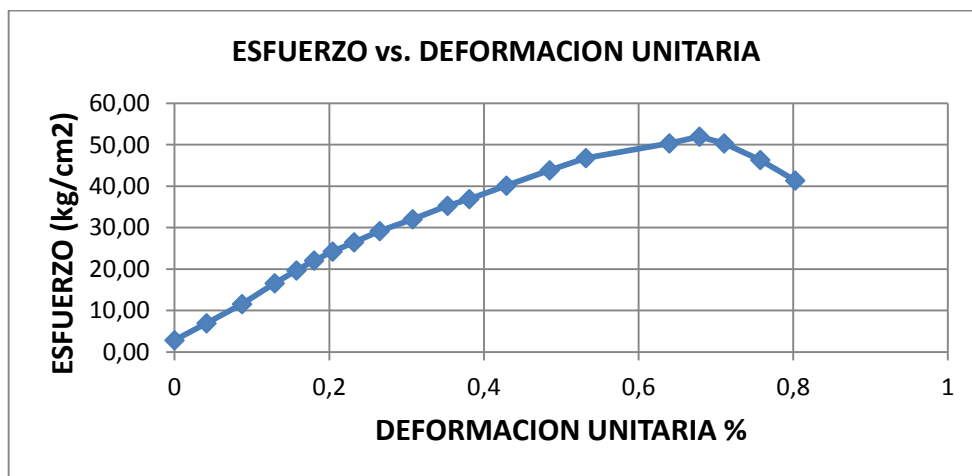
FACULTAD DE INGENIERIA

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

**COMPRESION SIMPLE - SUELO NATURAL**

OBRA: Tesis Estabilizacion de suelos con cemento tipo MH  
 LOCALIZACION: Quitumbe, Sur de Quito  
 ENSAYO: 1 SONDEO: P1  
 MUESTRA: 3 PROF.: 1.5  
 DESCRIPCION: Dosificacion 12% Cemento  
 DIMENSIONES DE LA MUESTRA  
 Ds: 7.093 cm As: 39.51 cm<sup>2</sup> Mm: 1112.0 gr  
 Dc: 7.092 cm Ac: 39.50 cm<sup>2</sup> Vm: 558.56 cm<sup>3</sup>  
 Di: 7.09 cm Ai: 39.48 cm<sup>2</sup> γ<sub>m</sub>: 1.991 gr/cm<sup>3</sup>  
 Hm: 14.14 cm Am: 39.50 cm<sup>2</sup>  
 VELOCIDAD DE APLICACIÓN DE CARGA: 1 mm/min TIEMPO DE CURADO: 28 dias

CARGA (kg)	LECTURA DEFORMIMETRO (mm)	DEFORMACION UNITARIA	1-DEFORMACION UNITARIA	AREA CORREGIDA (cm <sup>2</sup> )	ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )
113.03	0.000	0	1.000	39.50	2.86
274.15	0.058	0.00041	0.99959	39.52	6.94
457.80	0.123	0.00087	0.99913	39.53	11.58
657.71	0.183	0.00129	0.99871	39.55	16.63
777.94	0.223	0.00158	0.99842	39.56	19.66
874.05	0.255	0.0018	0.9982	39.57	22.09
958.84	0.289	0.00204	0.99796	39.58	24.23
1047.00	0.328	0.00232	0.99768	39.59	26.45
1155.60	0.375	0.00265	0.99735	39.60	29.18
1268.40	0.435	0.00308	0.99692	39.62	32.01
1397.20	0.499	0.00353	0.99647	39.64	35.25
1462.40	0.539	0.00381	0.99619	39.65	36.88
1593.90	0.607	0.00429	0.99571	39.67	40.18
1739.30	0.686	0.00485	0.99515	39.69	43.82
1858.90	0.752	0.00532	0.99468	39.71	46.81
1999.80	0.905	0.0064	0.9936	39.75	50.31
2067.10	0.960	0.00679	0.99321	39.77	51.98
2002.40	1.005	0.00711	0.99289	39.78	50.33
1842.50	1.071	0.00757	0.99243	39.80	46.29
1648.20	1.135	0.00803	0.99197	39.82	41.39
MAXIMOS					
2067.10	-	0.008	-	-	51.98



15% de Cemento

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

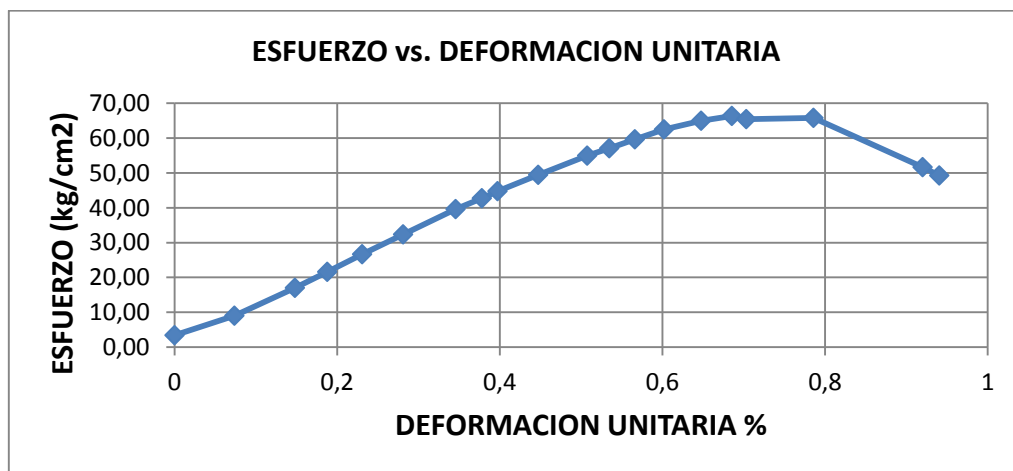
FACULTAD DE INGENIERIA

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

**COMPRESION SIMPLE - SUELO NATURAL**

OBRA: Tesis Estabilizacion de suelos con cemento tipo MH  
 LOCALIZACION: Quitumbe, Sur de Quito  
 ENSAYO: 1 SONDEO: P1  
 MUESTRA: 3 PROF.: 1.5  
 DESCRIPCION: Dosificacion 15% Cemento  
 DIMENSIONES DE LA MUESTRA  
 Ds: 7.058 cm As: 39.12 cm<sup>2</sup> Mm: 1123.9 gr  
 Dc: 7.058 cm Ac: 39.12 cm<sup>2</sup> Vm: 558.34 cm<sup>3</sup>  
 Di: 7.06 cm Ai: 39.15 cm<sup>2</sup>  $\gamma_m$ : 2.013 gr/cm<sup>3</sup>  
 Hm: 14.27 cm Am: 39.13 cm<sup>2</sup>  
 VELOCIDAD DE APLICACIÓN DE CARGA: 1 mm/min TIEMPO DE CURADO: 28 dias

CARGA (kg)	LECTURA DEFORMIMETRO (mm)	DEFORMACION UNITARIA	1-DEFORMACION UNITARIA	AREA CORREGIDA (cm <sup>2</sup> )	ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )
132.04	0.000	0	1.000	39.13	3.37
350.84	0.105	0.00074	0.99926	39.16	8.96
665.58	0.211	0.00148	0.99852	39.19	16.98
845.89	0.268	0.00188	0.99812	39.21	21.58
1046.50	0.329	0.00231	0.99769	39.22	26.68
1268.30	0.401	0.00281	0.99719	39.24	32.32
1556.60	0.493	0.00346	0.99654	39.27	39.64
1679.40	0.539	0.00378	0.99622	39.28	42.75
1760.00	0.567	0.00397	0.99603	39.29	44.80
1943.10	0.638	0.00447	0.99553	39.31	49.43
2163.30	0.724	0.00507	0.99493	39.33	55.00
2245.80	0.763	0.00535	0.99465	39.34	57.08
2347.20	0.808	0.00566	0.99434	39.36	59.64
2459.60	0.859	0.00602	0.99398	39.37	62.48
2560.30	0.924	0.00648	0.99352	39.39	65.00
2613.90	0.978	0.00685	0.99315	39.40	66.34
2578.20	1.003	0.00703	0.99297	39.41	65.42
2595.20	1.121	0.00786	0.99214	39.44	65.80
2040.40	1.313	0.0092	0.9908	39.50	51.66
1947.30	1.342	0.00941	0.99059	39.50	49.29
MAXIMOS					
2613.90	-	0.009	-	-	66.34



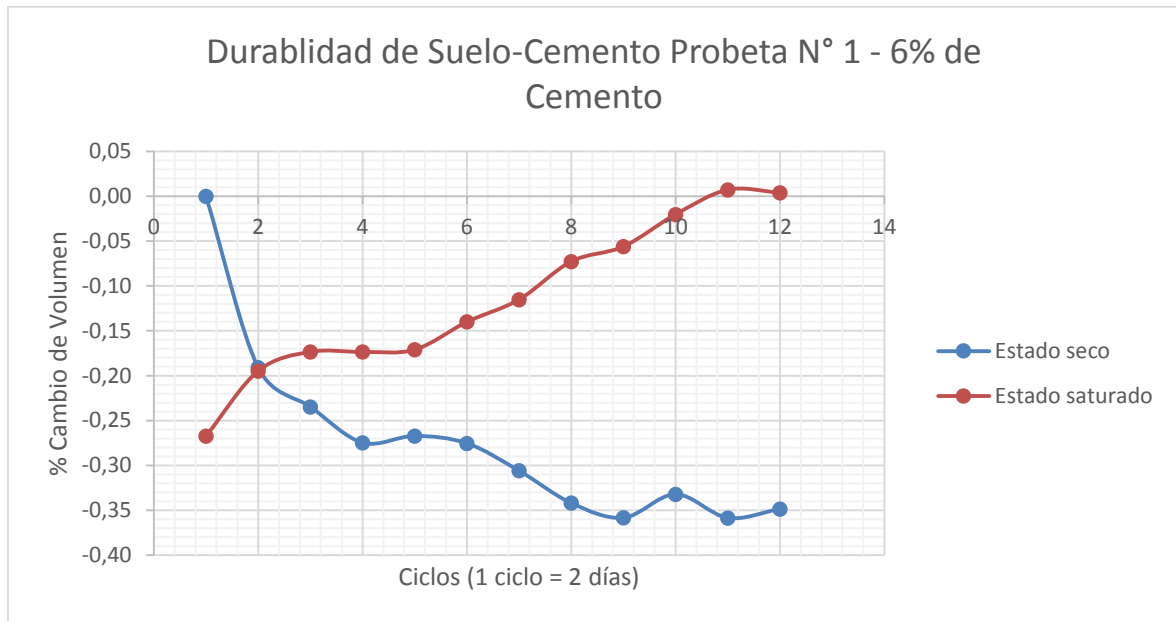
## ENSAYO DE DURABILIDAD PARA SUELOS ESTABILIZADOS CON CEMENTO

Para un contenido del 6% de cemento

*Durabilidad de Suelo-Cemento para Probeta N°1 - 6% de Cemento Absorción*

<b>Durabilidad de Suelo-Cemento Probeta N° 1 - 6% de Cemento</b>						
Ciclo	Estado	Peso (gr)	Diámetro	H	Humedad	
			Dp	mm	W %	Wp %
1	Seco	1591.27	100.91	117.23	17.78	16.15
	Saturado	1874.17	100.827	117.11	15.29	
2	Seco	1625.58	101.133	116.49	15.26	
	Saturado	1873.69	100.863	117.11	14.43	
3	Seco	1637.42	100.873	117.04	14.44	
	Saturado	1873.9	100.973	116.88	14.63	
4	Seco	1634.78	100.957	116.8	14.43	
	Saturado	1870.72	101.01	116.8	15.37	
5	Seco	1621.54	100.9	116.94	15.37	
	Saturado	1870.79	100.94	116.96	15.45	
6	Seco	1620.42	100.943	116.83	15.49	
	Saturado	1871.45	101.22	116.35	15.58	
7	Seco	1619.19	100.893	116.91	15.51	
	Saturado	1870.35	100.947	117.01	16.04	
8	Seco	1611.75	100.901	116.85	16.04	
	Saturado	1870.29	100.994	116.95	16.32	
9	Seco	1607.89	100.897	116.84	16.32	
	Saturado	1870.27	100.994	116.97	17.29	
10	Seco	1594.63	100.893	116.88	17.28	
	Saturado	1870.22	100.968	117.07	17.68	
11	Seco	1589.26	100.884	116.87	17.68	
	Saturado	1870.18	100.997	117.04	17.99	
12	Seco	1585.06	100.893	116.86	17.99	
	Saturado	1870.15	100.977	117.08	18.01	

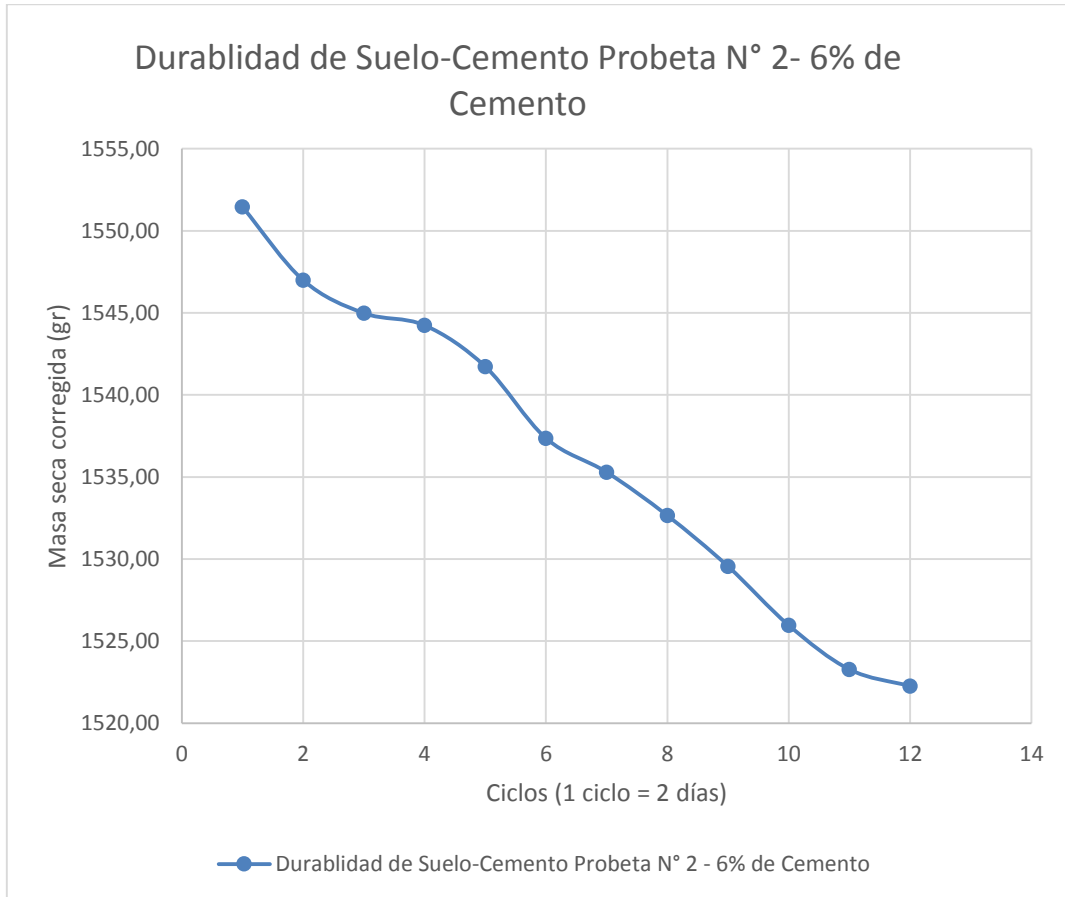
Cambio de volumen de Suelo-Cemento 6% de Cemento



Perdida en Probeta N°2 y cambio de volumen de probeta N° 1 para el 6% de Cemento

Durabilidad de Suelo-Cemento Probeta N° 2 - 6% de Cemento					Variación de volumen para dosificación del 6% de cemento	
	Masa seca	Masa seca corregida	Masa seca corregida final	Perdida	Cambio de volumen (%)	
Ciclo	gr	gr	gr	%	Estado seco	Estado saturado
1	1598	1551.46	1522.25	4.74	0.00	-0.27
2	1593.4	1546.99			-0.19	-0.19
3	1591.33	1544.98			-0.23	-0.17
4	1590.57	1544.24			-0.27	-0.17
5	1587.98	1541.73			-0.27	-0.17
6	1583.48	1537.36			-0.28	-0.14
7	1581.35	1535.29			-0.31	-0.12
8	1578.63	1532.65			-0.34	-0.07
9	1575.44	1529.55			-0.36	-0.06
10	1571.74	1525.96			-0.33	-0.02
11	1568.97	1523.27			-0.36	0.01
12	1567.92	1522.25			-0.35	0.00

Perdida de material en función de ciclos de probeta N°2 - 6% de Cemento

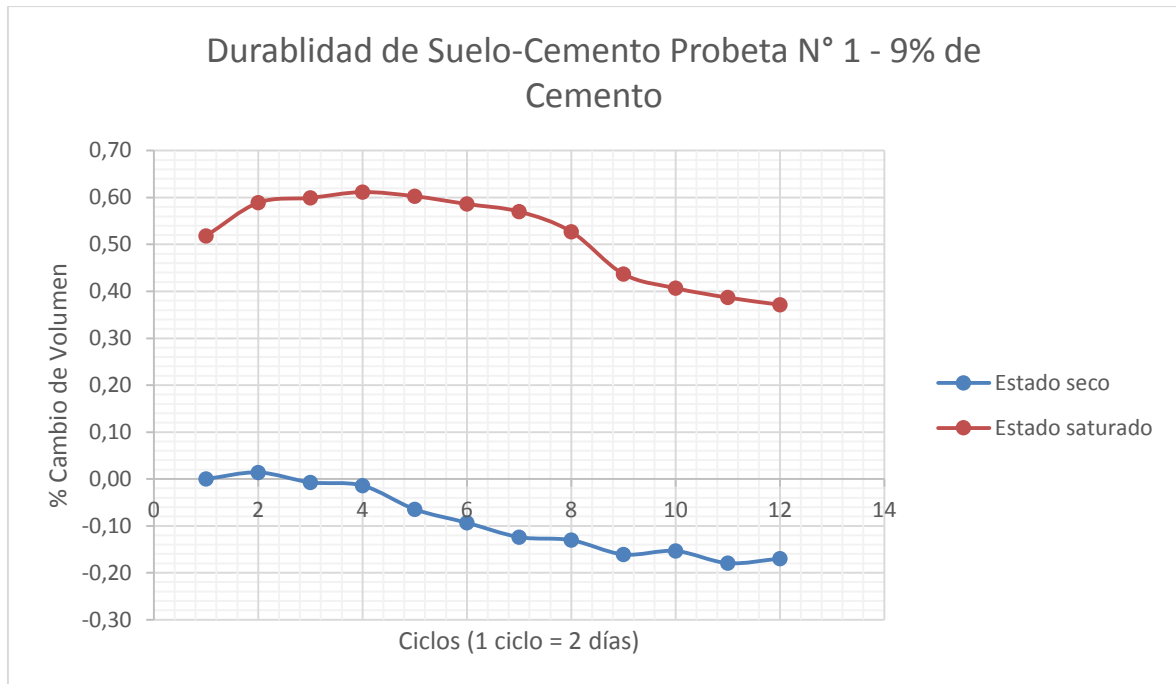


Para un contenido del 9% de cemento

Durabilidad de Suelo-Cemento para Probeta N°1 - 9% de Cemento Absorción

<b>Durabilidad de Suelo-Cemento Probeta N° 1 - 9% de Cemento</b>						
<b>Ciclo</b>	<b>Estado</b>	<b>Peso (gr)</b>	<b>Diámetro Promedio</b>	<b>H</b>	<b>Humedad</b>	
			<b>Dp</b>	<b>mm</b>	<b>W %</b>	<b>Wp %</b>
1	Seco	1602.44	101.147	116.81	14.91	14.56
	Saturado	1841.41	101.3	117.06	13.38	
2	Seco	1624.08	101.167	116.78	13.56	
	Saturado	1844.23	101.34	117.05	13.63	
3	Seco	1622.98	101.139	116.82	13.58	
	Saturado	1843.46	101.289	117.18	13.68	
4	Seco	1621.67	101.14	116.81	13.50	
	Saturado	1840.62	101.283	117.21	13.80	
5	Seco	1617.35	101.111	116.82	13.61	
	Saturado	1837.47	101.278	117.21	14.05	
6	Seco	1611.05	101.108	116.79	13.87	
	Saturado	1834.56	101.265	117.22	14.24	
7	Seco	1605.89	101.097	116.78	14.10	
	Saturado	1832.38	101.266	117.2	14.65	
8	Seco	1598.3	101.095	116.78	14.55	
	Saturado	1830.88	101.253	117.18	14.98	
9	Seco	1592.33	101.083	116.77	14.77	
	Saturado	1827.52	101.225	117.14	14.83	
10	Seco	1591.51	101.09	116.76	15.20	
	Saturado	1833.49	101.213	117.13	15.58	
11	Seco	1586.39	101.079	116.76	15.64	
	Saturado	1834.55	101.209	117.12	16.27	
12	Seco	1577.8	101.087	116.75	16.30	
	Saturado	1834.98	101.182	117.16	16.85	

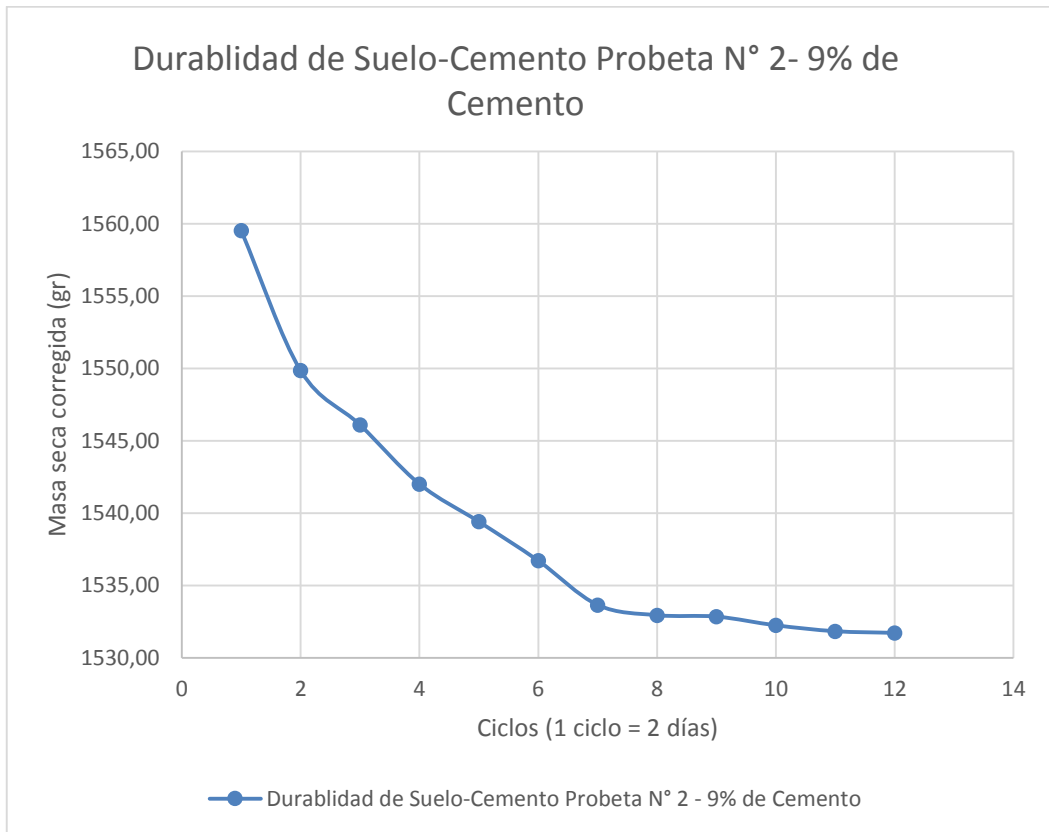
Cambio de volumen de Suelo-Cemento 9% de Cemento



Perdida en Probeta N°2 y cambio de volumen de probeta N° 1 para el 9% de Cemento

Durabilidad de Suelo-Cemento Probeta N° 2 - 9% de Cemento					Variación de volumen para dosificación del 9% de cemento	
	Masa seca	Masa seca corregida	Masa seca corregida final	Perdida	Cambio de volumen (%)	
Ciclo	gr	gr	gr	%	Estado seco	Estado saturado
1	1606.31	1559.52	1531.72	4.64	0.00	0.52
2	1596.35	1549.85			0.01	0.59
3	1592.48	1546.10			-0.01	0.60
4	1588.27	1542.01			-0.01	0.61
5	1585.59	1539.41			-0.06	0.60
6	1582.81	1536.71			-0.09	0.59
7	1579.66	1533.65			-0.12	0.57
8	1578.93	1532.94			-0.13	0.53
9	1578.83	1532.84			-0.16	0.44
10	1578.21	1532.24			-0.15	0.41
11	1577.79	1531.83			-0.18	0.39
12	1577.67	1531.72			-0.17	0.37

Perdida de material en función de ciclos de probeta N°2 - 9% de Cemento

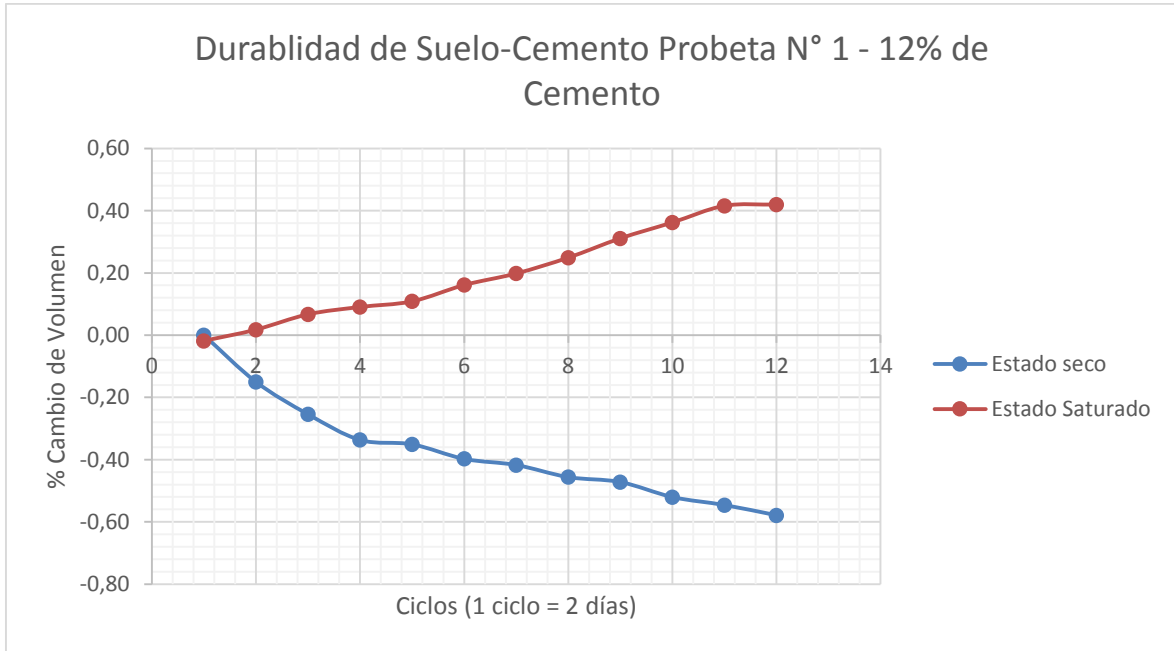


Para un contenido del 12% de cemento

Durabilidad de Suelo-Cemento para Probeta N°1 - 12% de Cemento Absorción

<b>Durabilidad de Suelo-Cemento Probeta N° 1 - 12% de Cemento</b>						
<b>Ciclo</b>	<b>Estado</b>	<b>Peso (gr)</b>	<b>Diámetro Promedio</b>	<b>H</b>	<b>Humedad</b>	
			<b>Dp</b>	<b>mm</b>	<b>W %</b>	<b>Wp %</b>
1	Seco	1667.61	101.727	117.14	14.49	14.08
	Saturado	1909.18	101.657	117.28	14.89	
2	Seco	1661.73	101.663	117.11	14.66	
	Saturado	1905.28	101.671	117.29	14.90	
3	Seco	1658.27	101.623	117.08	14.67	
	Saturado	1901.56	101.691	117.3	14.95	
4	Seco	1654.22	101.59	117.06	14.43	
	Saturado	1892.93	101.7	117.31	14.73	
5	Seco	1649.86	101.583	117.06	14.38	
	Saturado	1887.17	101.703	117.32	14.70	
6	Seco	1645.24	101.563	117.05	14.23	
	Saturado	1879.36	101.727	117.33	14.41	
7	Seco	1642.67	101.559	117.04	13.77	
	Saturado	1868.85	101.743	117.33	14.06	
8	Seco	1638.51	101.543	117.03	13.62	
	Saturado	1861.63	101.767	117.34	13.84	
9	Seco	1635.29	101.539	117.02	13.55	
	Saturado	1856.8	101.797	117.34	13.81	
10	Seco	1631.44	101.531	116.98	13.44	
	Saturado	1850.74	101.819	117.35	13.53	
11	Seco	1630.11	101.527	116.96	13.33	
	Saturado	1847.48	101.838	117.37	13.39	
12	Seco	1629.26	101.51	116.96	13.03	
	Saturado	1841.55	101.84	117.37	13.06	

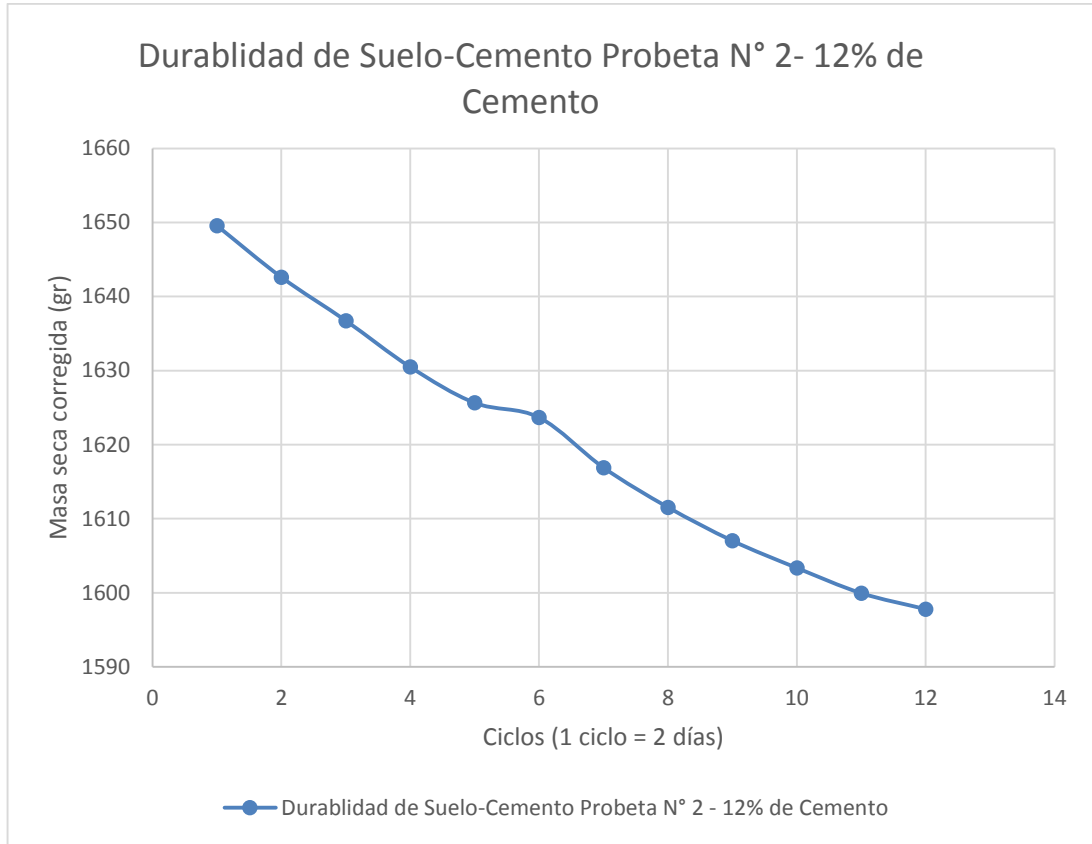
Cambio de volumen de Suelo-Cemento 12% de Cemento



Perdida en Probeta N°2 y cambio de volumen de probeta N° 1 para el 12% de Cemento

Durabilidad de Suelo-Cemento Probeta N° 2 - 12% de Cemento					Variación de volumen para dosificación del 12% de cemento	
	Masa seca	Masa seca corregida	Masa seca corregida final	Perdida	Cambio de volumen (%)	
Ciclo	gr	gr	gr	%	Estado seco	Estado saturado
1	1655.55	1607.33	1582.11	4.44	0.00	-0.02
2	1648.56	1600.54			-0.15	0.02
3	1642.67	1594.83			-0.25	0.07
4	1636.39	1588.73			-0.34	0.09
5	1637.53	1589.83			-0.35	0.11
6	1636.55	1588.88			-0.40	0.16
7	1635.75	1588.11			-0.42	0.20
8	1634.38	1586.78			-0.46	0.25
9	1633.84	1586.25			-0.47	0.31
10	1631.16	1583.65			-0.52	0.36
11	1630.74	1583.24			-0.55	0.42
12	1629.57	1582.11			-0.58	0.42

*Perdida de material en función de ciclos de probeta N°2 - 12% de Cemento*

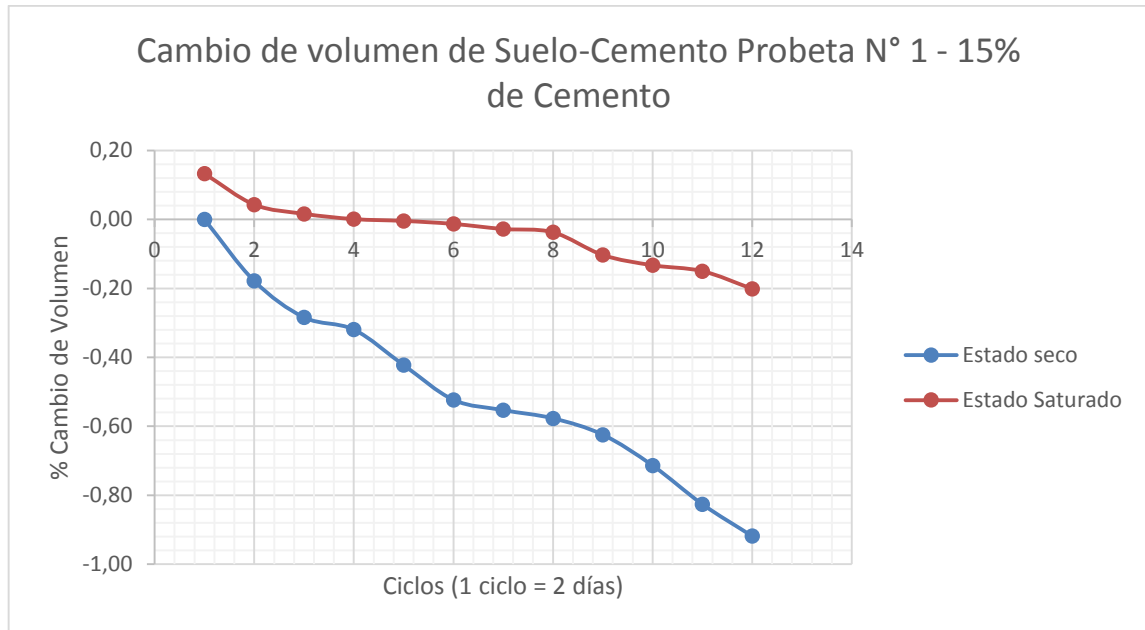


Para un contenido del 15% de cemento

Durabilidad de Suelo-Cemento para Probeta N°1 - 15% de Cemento Absorción

<b>Durabilidad de Suelo-Cemento Probeta N° 1 - 15% de Cemento</b>						
<b>Ciclo</b>	<b>Estado</b>	<b>Peso (gr)</b>	<b>Diámetro Promedio</b>	<b>H</b>	<b>Humedad</b>	
			<b>Dp</b>	<b>mm</b>	<b>W %</b>	<b>Wp %</b>
1	Seco	1678.08	101.94	116.62	11.72	12.10
	Saturado	1874.68	101.933	116.79	11.74	
2	Seco	1677.73	101.853	116.61	11.59	
	Saturado	1872.1	101.883	116.8	11.84	
3	Seco	1673.84	101.8	116.61	11.82	
	Saturado	1871.71	101.862	116.82	12.17	
4	Seco	1668.564	101.783	116.61	11.91	
	Saturado	1867.26	101.853	116.82	12.25	
5	Seco	1663.543	101.733	116.6	12.14	
	Saturado	1865.56	101.847	116.83	12.40	
6	Seco	1659.71	101.682	116.6	12.28	
	Saturado	1863.55	101.838	116.84	12.61	
7	Seco	1654.89	101.67	116.59	12.41	
	Saturado	1860.268	101.83	116.84	12.49	
8	Seco	1653.785	101.659	116.59	12.40	
	Saturado	1858.87	101.824	116.84	12.48	
9	Seco	1652.632	101.639	116.58	12.24	
	Saturado	1854.867	101.788	116.85	12.24	
10	Seco	1652.579	101.598	116.57	11.91	
	Saturado	1849.356	101.768	116.86	11.96	
11	Seco	1651.865	101.549	116.55	11.59	
	Saturado	1843.268	101.757	116.87	11.71	
12	Seco	1650.03	101.51	116.53	11.38	
	Saturado	1837.75	101.728	116.87	13.17	

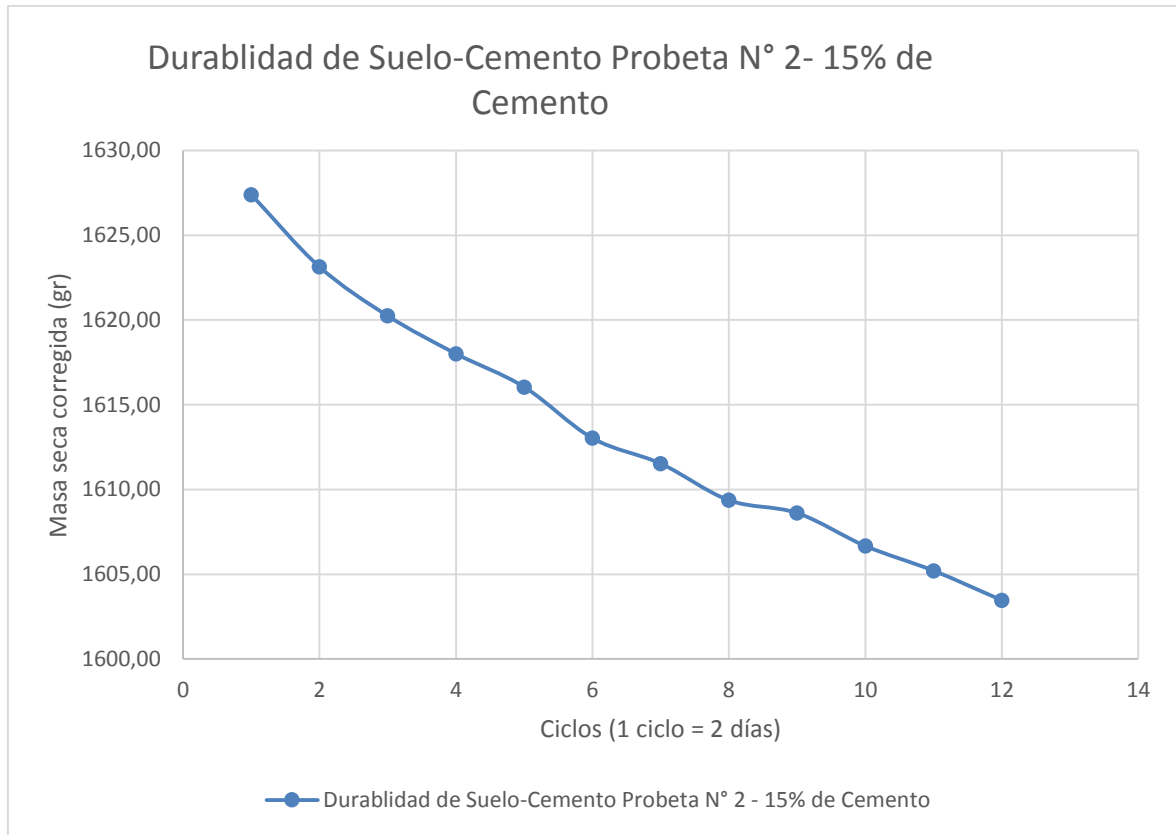
*Cambio de volumen de Suelo-Cemento 15% de Cemento*



*Perdida en Probeta N°2 - 15% de Cemento*

Durabilidad de Suelo-Cemento Probeta N° 2 - 15% de Cemento					Variación de volumen para dosificación del 12% de cemento	
	Masa seca	Masa seca corregida	Masa seca corregida final	Perdida	Cambio de volumen (%)	
Ciclo	gr	gr	gr	%	Estado seco	Estado saturado
1	1676.22	1627.40	1603.47	4.34	0.00	0.13
2	1671.83	1623.14			-0.18	0.04
3	1668.85	1620.24			-0.28	0.02
4	1666.55	1618.01			-0.32	0.00
5	1664.53	1616.05			-0.42	0.00
6	1661.42	1613.03			-0.52	-0.01
7	1659.88	1611.53			-0.55	-0.03
8	1657.65	1609.37			-0.58	-0.04
9	1656.87	1608.61			-0.62	-0.10
10	1654.87	1606.67			-0.71	-0.13
11	1653.37	1605.21			-0.83	-0.15
12	1651.57	1603.47			-0.92	-0.20

*Perdida de material en función de ciclos de probeta N°2 - 15% de Cemento*



## ENSAYOS DE CBR REALIZADOS POR EL FABRICANTE EN SUELOS ML ESTABILIZADOS CON CEMENTO TIPO MH

Suelo – cemento con una dosificación del 7%

**Datos de la Muestra:**

Humedad Natural: -  
 Densidad Máxima: 1649  
 Humedad Óptima: 18.68%  
 SUCS: -  
 Descripción: (Moldeado a Humedad Óptima)

**Datos de Moldeo:**

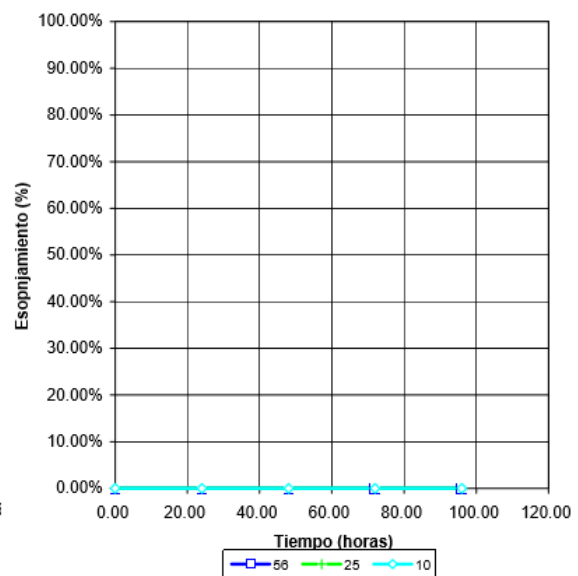
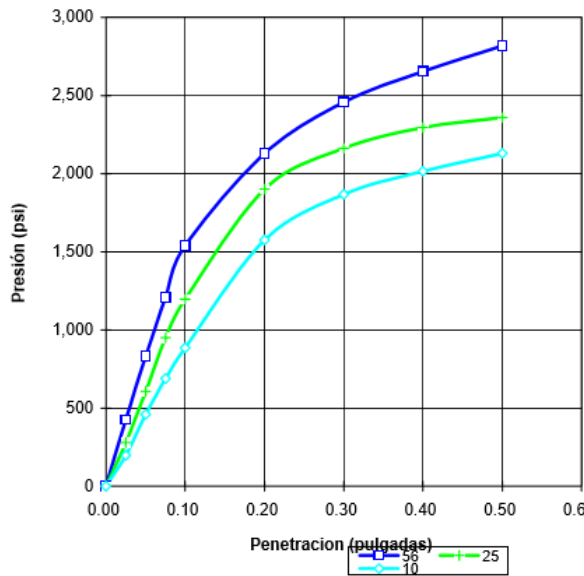
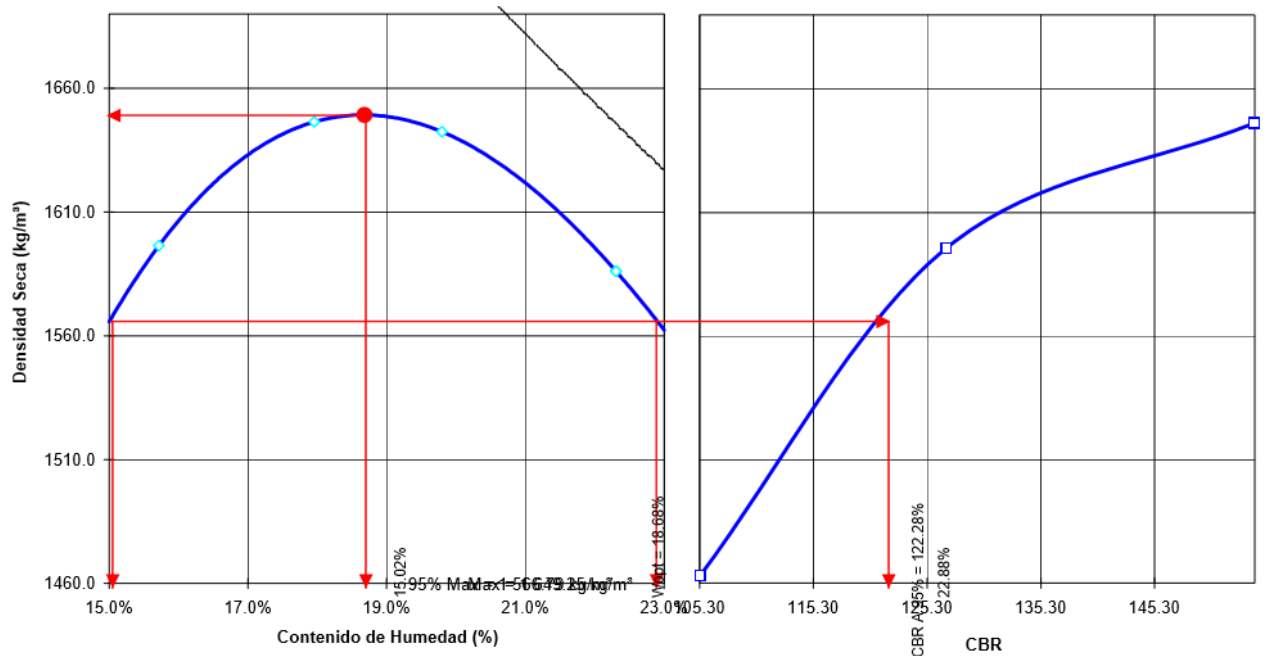
Procedimiento: ASTM D-1557  
 # de capas: 5

**Identificación de la Muestra:**

Origen: Calicata mezcla con cemento 7%  
 Profundidad: -  
 Responsable: Geosuelos

**RESUMEN DE RESULTADOS:**

Molde	Golpes/capa	Datos de Moldeo			Datos Luego de Saturar				CBR (%)		Sobre carga (kg)	Corrección Lineal (pulg)	Espoj. Máximo
		Dens. Seca (kg/m <sup>3</sup> )	Grado de Compact.	Humedad (%)	Dens. Seca (kg/m <sup>3</sup> )	Grado de Compact.	Humedad Superf. (%)	Humedad Media (%)	a 0.1 pulg	a 0.2 pulg			
1	56	1,646	99.8%	18.64%	1,626	98.6%	18.98%	22.10%	154.1	142.0	4.00	0.000	0.00%
2	25	1,596	96.8%	18.55%	1,591	96.5%	20.62%	22.43%	120.6	127.0	4.00	0.001	0.00%
3	10	1,463	88.7%	18.87%	1,471	89.2%	23.07%	25.93%	89.3	105.3	4.00	0.001	0.00%



- Suelo – cemento con una dosificación del 7%

**PROCTOR MODIFICADO (2700 KN-m/m<sup>2</sup>)**

	PORCENTAJE RETENIDO	PORCENTAJE RETENIDO ACUMULADO
Tamiz N° 3/4 :	3,03	3,03
Tamiz N° 3/8 :	5,19	8,22
Tamiz N° 4 :	7,53	15,74

MÉTODO DE PREPARACIÓN:            SECO            **x**            HÚMEDO

MÉTODO : A N° DE CAPAS : 5  
 PESO MARTILLO : 44,48 N N° DE GOLPES POR CAPA : 25  
 N° DE MOLDE : 8 ALTURA DE CAIDA DEL MARTILLO : 457,2 mm  
 VOL. DE MOLDE : 936 cm<sup>3</sup> PESO DEL MOLDE : 4204 g

PRUEBA N°	1	2	3	4				
Peso molde + suelo húmedo ( g )	5.940	6.079	6.110	6.106				
Peso molde ( g )	4.204	4.204	4.204	4.204				
Peso suelo húmedo ( g )	1.736	1.875	1.906	1.902				
DENSIDAD HUMEDA (g/cm <sup>3</sup> )	1,855	2,003	2,036	2,032				
Peso cápsula ( g )	17,83	17,80	17,91	18,24	16,54	19,96	18,88	18,41
Peso cap. + suelo húmedo ( g )	85,85	78,97	82,22	72,79	71,27	89,42	68,54	75,74
Peso cap. + suelo seco ( g )	78,31	72,04	73,55	65,67	63,61	79,42	60,91	66,80
Contenido de Humedad ( % )	12,47	12,78	15,58	15,01	16,27	16,82	18,15	18,47
HUMEDAD PROMEDIO ( % )	12,62		15,30		16,55		18,31	
DENSIDAD SECA (g/cm <sup>3</sup> )	1,647		1,738		1,747		1,718	

Densidad seca máxima = 1,746 g/cm<sup>3</sup> Humedad Óptima = 16,3%



NOTA: Este informe no puede ser reproducido parcialmente

**DATOS DEL ENSAYO DE COMPACTACIÓN**

DENSIDAD SECA MÁXIMA : <b>1,746</b> gr/cm <sup>3</sup>	HUMEDAD ÓPTIMA: <b>16,3%</b>
--	------------------------------

**DATOS DE MOLDEO**

Nº DE CAPAS : 5  
 PESO MARTILLO : 10 lb. ALTURA DE CAIDA DEL MARTILLO : 457,2 mm.

MOLDES Nº	181	M1	17
Nº DE GOLPES POR CAPA	<b>56</b>	<b>25</b>	<b>11</b>
Peso molde + suelo húmedo ( gr. )	10.479	12.193	10.215
Peso molde ( gr. )	6.180	8.078	6.310
Peso suelo húmedo ( gr. )	4.299	4.115	3.905
Volumen del molde ( cm <sup>3</sup> )	2.112	2.112	2.112
Densidad húmeda (gr/cm <sup>3</sup> )	2.036	1.948	1.849

**CONTENIDOS DE HUMEDAD AL MOLDEO**

Peso cap. + suelo húmedo ( gr. )	60,09	70,70	77,28	64,67	66,93	62,72
Peso cap. + suelo seco ( gr. )	54,14	63,09	68,70	58,08	59,92	56,27
Peso cápsula ( gr. )	17,94	17,84	17,81	18,28	17,92	16,88
Contenido de Humedad (%)	16,44	16,82	16,86	16,56	16,69	16,37
Humedad promedio (%)	16,63		16,71		16,53	
Densidad seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.745		1.669		1.587	

**CONTENIDOS DE HUMEDAD LUEGO DE LA SATURACIÓN**

Peso cap. + suelo húmedo ( gr. )	78,95	76,53	84,51	82,36	74,60	76,27
Peso cap. + suelo seco ( gr. )	69,60	67,15	74,14	72,20	65,25	67,24
Peso cápsula ( gr. )	18,65	16,93	16,71	17,79	17,97	16,62
Contenido de Humedad (%)	18,35	18,68	18,06	18,67	19,78	17,84
Humedad promedio (%)	18,51		18,36		18,81	

**PORCENTAJE DE AGUA ABSORBIDA DESPUÉS DE LA SATURACIÓN**

Peso molde + suelo húmedo ( gr. )	10.555	12.294	10.407
Agua absorbida ( gr. )	76	101	192
Agua absorbida (%)	1,77	2,45	4,92

**ESPONJAMIENTO**

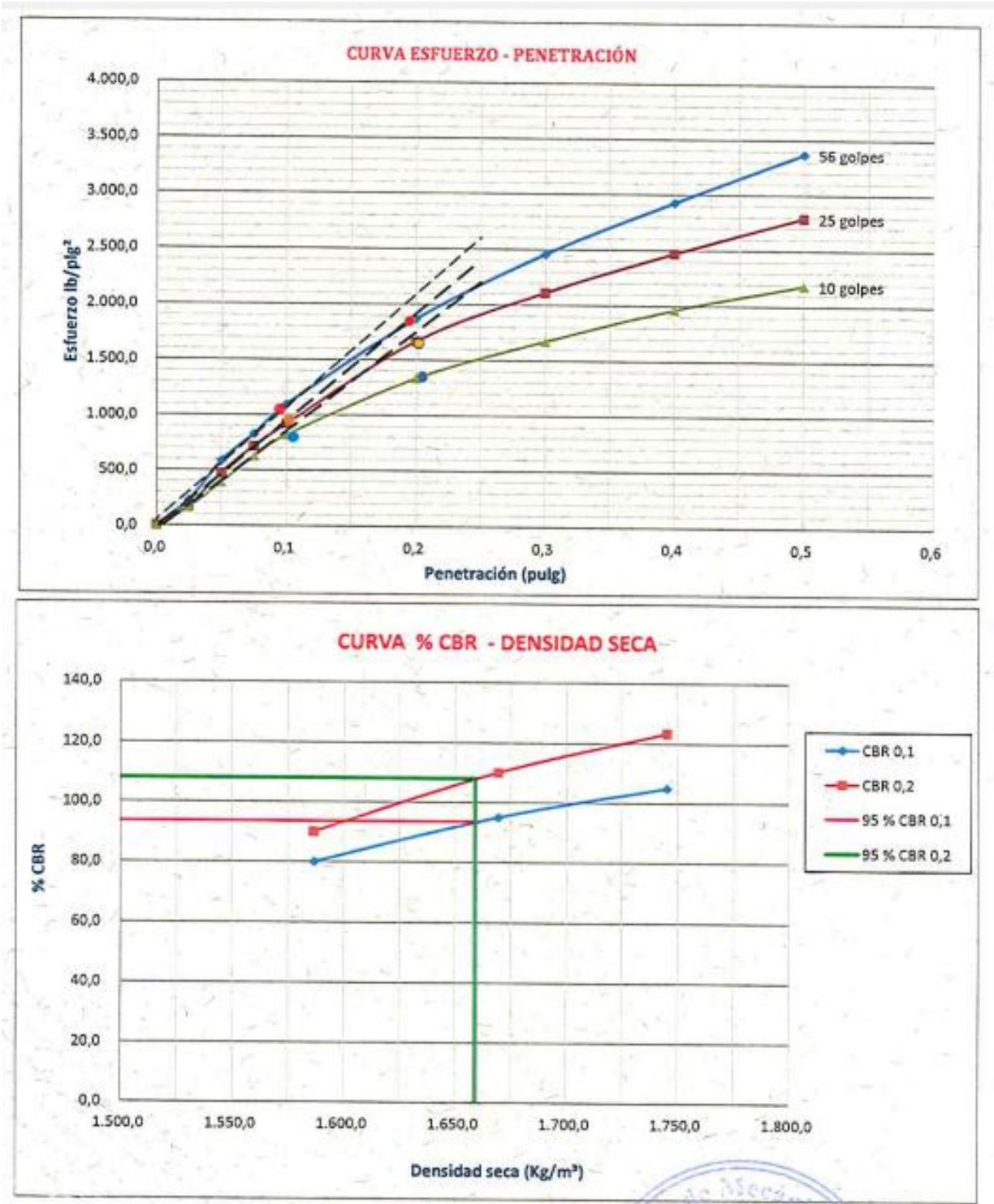
MOLDES N°	181			M1			17		
	LECTURA DIAL	ESPONJAMIENTO		LECTURA DIAL	ESPONJAMIENTO		LECTURA DIAL	ESPONJAMIENTO	
		pulg	%		pulg	%		pulg	%
0	50	-----	-----	50	-----	-----	50	-----	-----
1	59	0,01	0,19	53	0,00	0,06	51	0,00	0,02
2	60	0,01	0,21	54	0,00	0,09	51	0,00	0,02
3	60	0,01	0,21	54	0,00	0,09	51	0,00	0,02
4	60	0,01	0,21	54	0,00	0,09	51	0,00	0,02

**PENETRACIÓN**

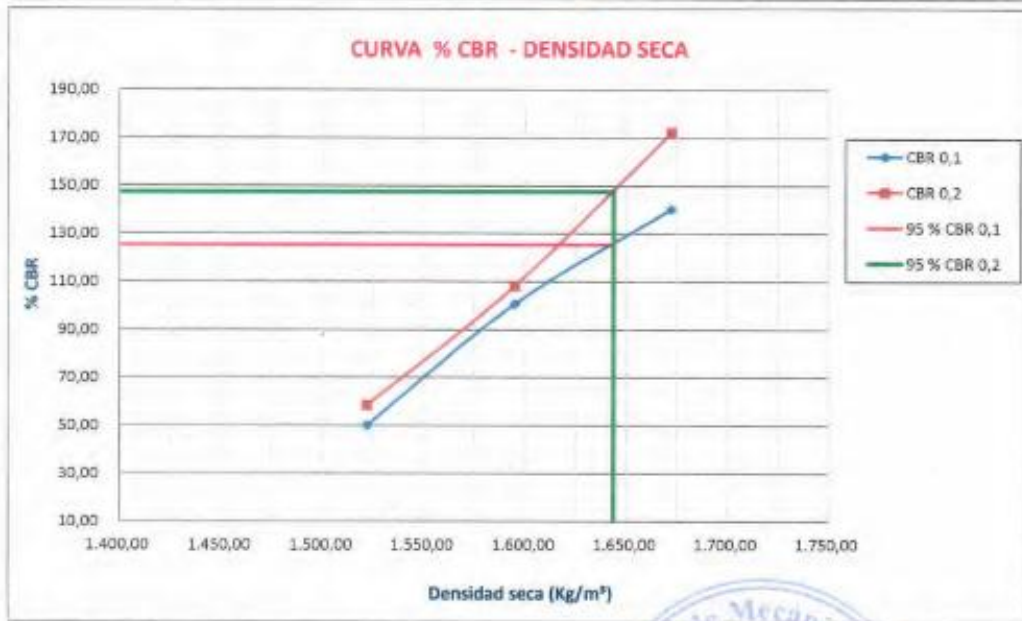
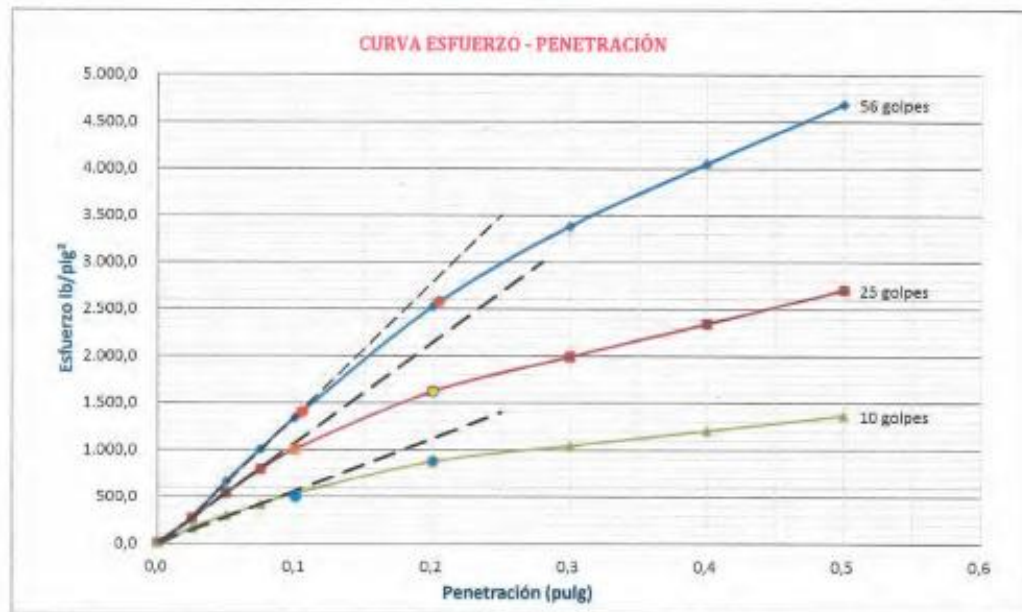
MOLDES N°	181			M1			17		
	Penetración (pulgadas)	56 Golpes		25 Golpes		11 Golpes			
		DIAL	Presión lb/plg <sup>2</sup>	Presión corregida lb/plg <sup>2</sup>	DIAL	Presión lb/plg <sup>2</sup>	Presión corregida lb/plg <sup>2</sup>	DIAL	Presión lb/plg <sup>2</sup>
0,000	0	0,00	----	0	0,00	----	0	0,00	----
0,025	98	229,32	----	74	173,63	----	68	159,12	----
0,050	250	585,00	----	202	472,68	----	167	390,78	----
0,075	353	826,02	----	306	716,04	----	267	624,78	----
0,100	468	1.095,12	1.050,00	392	917,28	950,00	350	819,00	800,00
0,200	799	1.869,66	1.850,00	712	1.666,08	1.650,00	570	1.333,80	1.350,00
0,300	1050	2.457,00	----	902	2.110,68	----	715	1.673,10	----
0,400	1250	2.925,00	----	1055	2.468,70	----	839	1.963,26	----
0,500	1440	3.369,60	----	1193	2.791,62	----	934	2.185,56	----

**VALORES DE CBR**

Presión lb/plg <sup>2</sup>	Valor CBR 0.1"	Presión lb/plg <sup>2</sup>	Valor CBR 0.2"
1.050,00	105,00	1.850,00	123,33
950,00	95,00	1.650,00	110,00
800,00	80,00	1.350,00	90,00
CBR (95% Yseco max.) = 93,50		CBR (95% Yseco max.) = 108,00	



Suelo – cemento con una dosificación del 5%



Observaciones: Suelo estabilizado con cemento.

