



Universidad de Cuenca
Facultad de Ingeniería
Carrera de Ingeniería Civil

Análisis de la Capacidad Portante y la Susceptibilidad a Consolidación de un suelo fino en la Parroquia Borrero-Charasol, del Cantón Azogues

Trabajo de titulación Previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Autores:

Franklin Marcelo Cárdenas Sanmartín

CI: 0105816029

franklincs03@gmail.com

Paúl Esteban Quito Ramón

CI: 0105670947

paul.quito0695@gmail.com

Directora:

Ing. Karla Johanna Santacruz Reyes

CI: 0301731394

Cuenca – Ecuador

23 de junio de 2020



RESUMEN

En el sector sur del Ecuador existen varios tipos de suelo que generan problemas en las estructuras implantadas sobre los mismos, siendo un ejemplo los suelos finos blandos. Este tipo de suelo sufre cambios volumétricos debido a la variación del contenido de agua de su estructura generando asentamientos, además de una baja capacidad portante, lo que podría afectar su funcionalidad como suelo de cimentación. Sin embargo, estas características pueden estar ocultas a superficie debido a la desecación del material donde la parte superior el suelo puede presentar consistencia mucho más compacta que el suelo más profundo y por lo tanto resistencias mayores a superficie. Este fenómeno podría confundir al diseñador sobreestimando las capacidades del material para cimentaciones que influyen a profundidad.

El suelo fino ubicado en el sector conocido como Pérez – Perazo en la parroquia Borrero-Charasol del cantón Azogues es un ejemplo de suelo fino blando con desecación superficial, es por ello que el presente trabajo estudia a detalle este material, para así alertar sobre la presencia y comportamiento de estos tipos de materiales. Para este suelo se obtienen las propiedades físicas, mecánicas, geofísicas y de consolidación hasta la profundidad de 5 metros en intervalos de 1 metro a través de ensayos de laboratorio y campo como: humedad, granulometría por cribado, límites de Atterberg, peso específico, gravedad específica, compresión simple, compresión triaxial, corte por veleta, análisis multicanal de ondas superficiales (MASW), tomografía eléctrica, consolidación unidimensional y asentamientos en campo por medio de muestras alteradas e inalteradas.

Los resultados alcanzados muestran una disminución importante en la resistencia del suelo a profundidad, además de variaciones en los valores según los ensayos ejecutados, encontrando resistencias cortante no drenadas para el ensayo de compresión simple de **0.064 a 0.186 kg/cm²**, para el ensayo triaxial de **0.49 a 1.52 kg/cm²**, para corte por veleta de **0.2 a 1.25 kg/cm²** y para el análisis multicanal de ondas superficiales de **0.96 a 1.14 kg/cm²**; la mayoría de ensayos evidencian la mayor resistencia del suelo a 2 metros de profundidad a excepción del análisis multicanal de ondas superficiales. La capacidad admisible de carga para los diferentes escenarios de cimentación (tipo y profundidad de desplante) oscila entre **12.00 a 1.10 y 9.47 a 0.92 kg/cm²** para zapata cuadrada y corrida respectivamente.

El fenómeno de consolidación es importante para el suelo en estudio, un suelo fino blando generará asentamientos significativos por consolidación que deberán tomarse en consideración en el diseño de estructuras sobre estos materiales. El presente trabajo realiza análisis del comportamiento por consolidación del suelo, obteniendo un índice de compresión (C_c) entre **0.136 y 0.257**, el índice de rebote (C_s) varía de **0.003 a 0.018**, el índice de consolidación (C_v) de **0.0001 a 0.0005 cm²/s** y el índice de compresión secundaria (C_{α}) de **0.0025 a 0.0081** en laboratorio y contrastándolos con valores estimados por correlaciones. El ensayo de medición de asentamientos en campo arroja como resultado un asentamiento teórico de **75.9 mm** al final del proceso de consolidación primaria y un asentamiento total medido de **54.0 mm** en los **57 días** de duración del ensayo. Posteriormente, se realiza una comparación entre la teoría de Simple Difusión de David & Poulos y la de consolidación unidimensional de Terzaghi con las medidas registradas en campo, sin obtener un buen ajuste de los datos de campo hacia las teorías de consolidación. El análisis de asentamientos se lo efectúa modificando las combinaciones de geometría (relación L/B), profundidad de desplante (Df) y carga aplicada de la cimentación. Finalmente se emiten conclusiones y recomendaciones para prevención y/o control de las problemáticas identificadas en el suelo.

Palabras clave: consolidación, asentamiento, resistencia, desecación, suelo fino.



ABSTRACT

In the southern sector of Ecuador, several types of soil have problems in the structures implanted on them, an example of this is fine soft soils. This kind of soil goes through volumetric changes due to the increase in the water content in its structure, generating settlements, in addition to a low bearing capacity, which could affect its functionality as a foundation floor. However, these properties may be hidden from the surface, due to the desiccation of the material where: the upper part of the soil can have a much more compact consistency than the deeper soil and therefore higher surface resistance. This phenomenon could confuse the designer, who could overestimate the capabilities of the foundations material that influences in the excavation and foundation depth.

The fine soil located in the sector known as Pérez - Perazo in the Borrero-Charasol part of Azogues, is an example of soft fine soil with superficial desiccation, that is why the present work studies this material in detail, and thus warn about the presence and behavior of these types of materials. For this soil, the physical, mechanical, geophysical and consolidation properties are obtained up by choosing samples from the depth of 5 meters in 1-meter intervals, through laboratory and field tests such as humidity, granulometry using sieves, Atterberg limits, specific weight, specific gravity, simple compression, triaxial compression, vane test, multichannel analysis of surface wave, electrical tomography, one-dimensional consolidation and field settlements; through altered and unaltered samples.

The results achieved, showed a very significant decrease in soil resistance depending of depth, in addition to variations in the values according to the tests performed, finding undrained shear strengths from the simple compression test of **0.064 to 0.186 kg/cm²**, from the triaxial test from **0.49 to 1.52 kg/cm²**, from vane test from **0.2 to 1.25 kg/cm²** and for multichannel analysis of surface wave from **0.964 to 1.141 kg/cm²**; most tests showed the highest soil resistance at 2 meters deep except for the multichannel analysis of surface wave. The permissible load capacity for the different foundation scenarios (type and depth of displacement) ranges from **12.00 to 1.10 and 9.47 to 0.92 kg/cm²** for square and continuous foundation slabs respectively.

The consolidation phenomenon is important for the tested soil; a soft soil will generate significant settlements that must be taken into consideration in the design of structures using these materials. The present work analyzes the behavior by consolidation of the soil, obtaining a compression index (C_c) between **0.136 and 0.257**, the rebound index (C_s) varies from **0.003 to 0.018**, the consolidation index (C_v) from **0.0001 to 0.0005 cm²/s** and the secondary compression index (C_α) from **0.0025 to 0.0081** in the laboratory and contrasting them with values estimated by correlations. The field settlement measurement test results in a measured settlement of **75.9 mm** at the end of the primary consolidation process and a measure total settlement of **54.0 mm** in the **57 days** of test duration. Subsequently, an evaluation is performed of David & Poulos's Simple Diffusion theory and Terzaghi's one-dimensional consolidation with the measurements recorded in the field, without getting a good fit of the field data towards the consolidation theories. The settlement analysis is carried out by modifying the combinations of geometry (L / B ratio), depth of shed (D_f) and applied foundation load. Finally, conclusions and recommendations are issued for prevention and / or control of the problems identified in the soil.

Keywords: consolidation, settlement, resistance, desiccation, fine soil.



CONTENIDO

ÍNDICE DE TABLAS 6

ÍNDICE DE FIGURAS 7

ÍNDICE DE ANEXOS 9

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN 16

1.1. JUSTIFICACIÓN..... 16

1.2. ESTUDIOS PREVIOS 17

1.3. OBJETIVOS 18

1.3.1. OBJETIVO GENERAL 18

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 18

CAPITULO 2: MARCO TEÓRICO 19

2.1. SUELO FINOS 19

2.2. COMPORTAMIENTO DE SUELOS FINOS 19

2.2.1. RESISTENCIA CORTANTE 19

2.2.2. ASENTAMIENTOS 20

2.2.3. DESECACIÓN 20

2.3. CRITERIO DE FALLA DE MOHR-COULOMB 20

2.4. ESTIMACIÓN DE ASENTAMIENTOS 21

2.4.1. ASENTAMIENTO INMEDIATO O ELÁSTICO 21

2.4.2. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA 25

2.4.3. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA 28

2.5. TEORÍA DE CONSOLIDACIÓN 29

2.5.1. TEORÍA DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL 29

2.5.2. TEORÍA DE DIFUSIÓN SIMPLE 31

2.6. ESFUERZO VERTICAL CAUSADO POR UN ÁREA CARGADA 32

CAPITULO 3: MATERIALES Y MÉTODOS 34

3.1. OBTENCIÓN DE MUESTRAS 35

3.1.1. ANÁLISIS VISUAL 37

3.1.2. MUESTRAS ALTERADAS 38

3.1.3. MUESTRAS INALTERADAS 39

3.2. CARACTERIZACIÓN BÁSICA 40

3.2.1. HUMEDAD 40

3.2.2. DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA POR CRIBADO 41

3.2.3. LÍMITES DE ATTERBERG 42

3.2.4. CLASIFICACIÓN DEL SUELO 43



3.2.5.	GRAVEDAD ESPECÍFICA	44
3.2.6.	PESO ESPECÍFICO.....	45
3.2.7.	RELACIONES FUNDAMENTALES	47
3.2.8.	TOMOGRAFÍA ELÉCTRICA	48
3.3.	CARACTERIZACIÓN POR CAPACIDAD PORTANTE	49
3.3.1.	COMPRESIÓN SIMPLE O INCONFINADA	49
3.3.2.	TRIAxIAL NO CONSOLIDADO – NO DRENADO (UU).....	51
3.3.3.	CORTE POR VELETA	54
3.3.4.	ANÁLISIS MULTICANAL DE ONDAS SUPERFICIALES (MASW)	55
3.4.	CARACTERIZACIÓN POR CONSOLIDACIÓN.....	57
3.4.1.	CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL	57
3.4.2.	MEDICIÓN DE ASENTAMIENTOS EN CAMPO.....	58
3.5.	ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE Y PROCESOS DE CONSOLIDACIÓN ..	60
3.5.1.	RELACIÓN ENTRE ENSAYOS DE CAPACIDAD PORTANTE.....	61
3.5.2.	ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA.....	61
3.5.3.	CORRELACIONES PARA PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN	63
3.5.4.	TEORÍAS DE CONSOLIDACIÓN	64
3.5.5.	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS	65
CAPITULO 4: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS		66
4.1.	ANÁLISIS VISUAL.....	66
4.2.	CARACTERIZACIÓN BÁSICA	67
4.2.1.	HUMEDAD	67
4.2.2.	DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA	68
4.2.3.	LÍMITES DE ATTERBERG	69
4.2.4.	CLASIFICACIÓN DEL SUELO.....	69
4.2.5.	GRAVEDAD ESPECÍFICA	72
4.2.6.	PESO ESPECÍFICO.....	73
4.2.7.	RELACIONES FUNDAMENTALES	74
4.2.8.	TOMOGRAFÍA ELÉCTRICA	75
4.3.	CARACTERIZACIÓN POR CAPACIDAD PORTANTE	76
4.3.1.	COMPRESIÓN SIMPLE O INCONFINADA	76
4.3.2.	TRIAxIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO (UU).....	78
4.3.3.	CORTE POR VELETA	82
4.3.4.	ANÁLISIS MULTICANAS DE ONDAS SUPERFICIALES (MASW).....	83
4.4.	CARACTERIZACIÓN POR CONSOLIDACIÓN.....	85



4.4.1.	CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL	85
4.4.2.	MEDICIÓN DE ASENTAMIENTOS EN CAMPO.....	86
4.5.	ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE Y PROCESOS DE CONSOLIDACIÓN ...	87
4.5.1.	RELACIÓN ENTRE ENSAYOS DE CAPACIDAD PORTANTE.....	87
4.5.2.	ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA	88
4.5.3.	CORRELACIONES PARA PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN	91
4.5.4.	TEORÍAS DE CONSOLIDACIÓN	94
4.5.5.	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS	97
5.	CONCLUSIONES.....	100
6.	RECOMENDACIONES	103
7.	REFERENCIAS	104
8.	ANEXOS	107

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Tamaños de partícula para clasificación de suelos. Tomado de Das (2013).	19
Tabla 2. Parámetros elásticos para varios tipos de suelo. Tomado de Das (2013).	22
Tabla 3. Parámetros elásticos para varios tipos de suelos. Tomado de Ishibashi & Hazarika (2010).	22
Tabla 4. Factor de profundidad (I_f). Tomado de Das (2013).	24
Tabla 5. Coeficiente de modificación (C_d). Tomado de Ishibashi & Hazarika (2010).	25
Tabla 6. Factor forma (I_σ) según Boussinesq. Tomado de Duncan & Buchignani (1976).	32
Tabla 7. Factor forma (I_σ) según Westergaard. Tomado de Duncan & Buchignani (1976).	33
Tabla 8. Ubicación geográfica de la zona de estudio Parroquia Borrero-Charasol, Azogues, Cañar.	36
Tabla 9. Aberturas de tamices empleados.	41
Tabla 10. Valores referenciales para el coeficiente de corrección por temperatura (K). Tomado de INVIAS (2013).	45
Tabla 11. Tipos de cimentaciones en función de su geometría evaluadas.	61
Tabla 12. Correlaciones empíricas para índice de compresión. Tomado de Ng, Chew & Lazim (2018), Jain, Dixit, & Chitra (2015), Azzouz, KRIZek, & Corotis (1976) y Habibbeygi, Nikraz, & Verheyde (2017)	63
Tabla 13. Correlaciones empíricas para índice de consolidación. Tomado de Ng, Chew, & Lazim (2018) y Navy (1982).	63
Tabla 14. Correlaciones empíricas para índice de compresión secundaria (C_α). Tomado de Navy (1982), Rodriguez & Del Castillo (1981), y Duncan, J. M., & Buchignani, A. L. (1976).	64
Tabla 15. Tipos de zapatas empleadas en función de su geometría.	65
Tabla 16. Cargas aplicadas en el análisis de asentamientos.	65
Tabla 17. Humedad (w) en función de la profundidad.....	67
Tabla 18. Porcentaje de material pasante.	68
Tabla 19. Límites de Atterberg en función de la profundidad.	69
Tabla 20. Resumen de clasificación del suelo en función de la profundidad.....	72



Tabla 21. Gravedad específica (G_s) en función de la profundidad.....	73
Tabla 22. Peso específico en función de la profundidad.	73
Tabla 23. Resumen de relaciones fundamentales en función de la profundidad.....	74
Tabla 24. Resistencia a la compresión simple (q_u) y resistencia al corte no drenado (S_u) por compresión simple.	76
Tabla 25. Resumen cohesión (c_u) y ángulo de fricción (ϕ_u) no drenados.	80
Tabla 26. Resistencia cortante no drenada (S_u) por triaxial (UU).	82
Tabla 27. Resistencia cortante no drenada (S_u) por corte con veleta.	83
Tabla 28. Resumen de parámetros físicos y mecánicos por MASW.	84
Tabla 29. Resumen de parámetros experimentales de consolidación.	85
Tabla 30. Asentamientos medidos en campo.	86
Tabla 31. Propiedades físicas y de resistencia del suelo.	88
Tabla 32. Ecuaciones empleadas para el cálculo de capacidad última de carga.	89
Tabla 33. Capacidad de carga para diferentes escenarios de cimentación.	90
Tabla 34. Cálculo del índice de compresión (C_c) por medio de correlaciones.....	91
Tabla 35. Cálculo de índice de consolidación (C_v) por medio de correlaciones.	91
Tabla 36. Cálculo de índice de compresión secundaria (C_α) por medio de correlaciones.....	92
Tabla 37. Datos para el cálculo de asentamientos generados por las estructuras prefabricadas.	94
Tabla 38. Asentamiento teórico esperado.	95
Tabla 39. Índices de consolidación (C_v) según la teoría aplicada.	95
Tabla 40. Evaluación de teoría de consolidación unidimensional $C_v = 0.0001 \text{ cm}^2/\text{s}$	95
Tabla 41. Evaluación de teoría de difusión simple con $Ch = 4C_v = 0.0005 \text{ cm}^2/\text{s}$	95
Tabla 42. Evaluación de teoría de difusión simple con $Ch = 5C_v = 0.0006 \text{ cm}^2/\text{s}$	96
Tabla 43. Propiedades físicas y parámetros de consolidación del suelo.	97
Tabla 44. Asentamientos por consolidación primaria (S_p), método de Boussinesq.	98
Tabla 45. Asentamientos elásticos (S_e), método de Scheicher.	99

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. (a) Perfil de asentamiento para cimentaciones flexibles. (b) Perfil de asentamiento para cimentaciones rígidas.	22
Figura 2. Curva de consolidación típica para arcillas.	25
Figura 3. (a) Índice de compresión (C_c) en arcillas normalmente consolidadas. (b) Índice de compresión (C_c) en arcillas sobreconsolidadas. Tomado de Das (2013)	26
Figura 4. Método gráfico para cálculo del índice de rebote (C_s). Tomado de Das (2013)	26
Figura 5. Definición de índice de compresión secundaria (C_α).	29
Figura 6. Curva de factor tiempo (T_v) según Terzaghi. Tomado de Gofar (2006)	30
Figura 7. Tasa de consolidación en función del factor tiempo T_v . Tomado de Davis & Poulos (1972)	31
Figura 8. Procedimientos del estudio.	34
Figura 9. Metodología del presente estudio.	35
Figura 10. Ubicación parroquia Borrero-Charasol. Tomado de Google Maps (s. f.)	36
Figura 11. Zona de estudio.	37
Figura 12. Tipo y número de muestras para cada ensayo por metro de profundidad de análisis	37
Figura 13. Calicata de extracción de muestras.	38
Figura 14. Almacenamiento de muestras alteradas.	38



Figura 15. Bloque de muestra inalterada.....	39
Figura 16. (a) Muestra tallada. (b) Muestra obtenida por anillo. (c) Muestra sin geometría definida.	39
Figura 17. Muestra impermeabilizada con parafina.....	46
Figura 18. Alineamiento, estudio de resistividad eléctrica.....	48
Figura 19. Equipo de ensayo de compresión simple.....	50
Figura 20. Círculo de Mohr generado en el ensayo de compresión simple.....	51
Figura 21. Equipo de ensayo triaxial de corte.....	52
Figura 22. Círculos de Mohr y envolvente de falla derivado del ensayo triaxial UU en muestras saturadas.....	53
Figura 23. Círculos de Mohr y envolvente de falla derivado del ensayo triaxial UU en muestras no saturadas.....	53
Figura 24. Equipos de consolidación unidimensional.....	57
Figura 25. Ensayo de consolidación campo.....	59
Figura 26. Ensayo de consolidación en campo.....	59
Figura 27. Distribución de los puntos de control en el ensayo de consolidación en campo.....	60
Figura 28. Deseccación superficial del suelo de estudio.....	66
Figura 29. Nivel freático del suelo de estudio.....	67
Figura 30. Humedad (w) en función de la profundidad.....	67
Figura 31. Curva de distribución granulométrica por cribado.....	68
Figura 32. Límites de Atterberg en función de la profundidad.....	69
Figura 33. Ubicación de límites de Atterberg en carta de plasticidad.....	72
Figura 34. Gravedad específica (G_s) en función de la profundidad.....	73
Figura 35. Peso específico seco (γ_d) en función de la profundidad.....	74
Figura 36. Saturación (S) en función de la profundidad.....	75
Figura 37. Perfil de tomografía eléctrica, suelo sector Charasol.....	75
Figura 38. Resistencia a la compresión simple (q_u) y resistencia cortante no drenada (S_u) por compresión simple.....	76
Figura 39. Esfuerzo normal versus deformación unitaria en ensayos de compresión simple.....	77
Figura 40. Círculos de Mohr, ensayo triaxial 1.00 m.....	78
Figura 41. Círculos de Mohr, ensayo triaxial 2.00 m.....	78
Figura 42. Círculos de Mohr, ensayo triaxial 3.00 m.....	79
Figura 43. Círculos de Mohr, ensayo triaxial 4.00 m.....	79
Figura 44. Círculos de Mohr, ensayo triaxial 5.00 m.....	79
Figura 45. Cohesión (c_u) por ensayo triaxial (UU).....	80
Figura 46. Ángulo de fricción no drenado (ϕ_u) por ensayo triaxial (UU).....	80
Figura 47. Esfuerzo normal versus deformación unitaria en ensayos triaxiales.....	81
Figura 48. Resistencia cortante no drenada (S_u) en función de la profundidad.....	82
Figura 49. Resistencia cortante no drenada (S_u) por corte con veleta.....	83
Figura 50. Perfil de velocidad de onda P (V_p).....	84
Figura 51. Asentamientos medidos en campo.....	87
Figura 52. Resistencia cortante no drenada (S_u) de los diferentes ensayos.....	88
Figura 53. Esquema para cálculo de capacidad de carga.....	89
Figura 54. Capacidad admisible de carga (q_{adm}) en función de profundidad de desplante (D_f).....	90
Figura 55. Ajuste de correlaciones para índice de compresión (C_c).....	92
Figura 56. Correlaciones para índice de consolidación (C_v).....	93
Figura 57. Correlaciones para índice de compresión secundaria (C_a).....	93



Figura 58. Esquema para cálculo de asentamientos generados por las estructuras prefabricadas. ... 94
Figura 59. Comparación de asentamientos por teoría unidimensional y de simple difusión, con el ensayo de campo. 96
Figura 60. Asentamientos por consolidación primaria para zapata L/B=1. 98
Figura 61. Asentamientos elásticos para zapata L/B=1. 99

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Carta de plasticidad sistema SUCS. Tomado de (Das,2013)..... 107
Anexo 2. Método de clasificación AASHTO. Tomado de (Das,2013)..... 107
Anexo 3. Rango del límite líquido y del índice de plasticidad para suelos en los grupos A-2, A-4, A-5. Tomado de (Das, 2013)..... 107
Anexo 4. Curva tiempo versus distancia de ondas..... 108
Anexo 5. Dispersión de velocidad de onda en función de la frecuencia..... 108
Anexo 6. Curva tiempo versus distancia de ondas P..... 109
Anexo 7. Dispersión de velocidad de onda en función de la frecuencia..... 109
Anexo 8. Velocidad de onda S en función de la profundidad..... 110
Anexo 9. Ensayo de contenido de humedad..... 111
Anexo 10. Ensayo de límite líquido..... 112
Anexo 11. Ensayo de límite plástico..... 113
Anexo 12. Granulometría y clasificación..... 114
Anexo 13. Gravedad específica de sólidos..... 115
Anexo 14. Ensayo de peso específico..... 116
Anexo 15. Ensayo de compresión simple..... 117
Anexo 16. Mediciones del ensayo de compresión simple 1 metro (Muestra 1)..... 118
Anexo 17. Gráficas del ensayo de compresión simple 1 metro (Muestra 1)..... 119
Anexo 18. Mediciones del ensayo de compresión simple 1 metro (Muestra 2)..... 120
Anexo 19. Gráficas del ensayo de compresión simple 1 metro (Muestra 2)..... 121
Anexo 20. Mediciones del ensayo de compresión simple 2 metros (Muestra 1)..... 122
Anexo 21. Gráficas del ensayo de compresión simple 2 metros (Muestra 1)..... 123
Anexo 22. Mediciones del ensayo de compresión simple 2 metros (Muestra 2)..... 124
Anexo 23. Gráficas del ensayo de compresión simple 2 metros (Muestra 2)..... 125
Anexo 24. Mediciones del ensayo de compresión simple 3 metros (Muestra 1)..... 126
Anexo 25. Gráficas del ensayo de compresión simple 3 metros (Muestra 1)..... 127
Anexo 26. Mediciones del ensayo de compresión simple 3 metros (Muestra 2)..... 128
Anexo 27. Gráficas del ensayo de compresión simple 3 metros (Muestra 2)..... 129
Anexo 28. Mediciones del ensayo de compresión simple 4 metros (Muestra 1)..... 130
Anexo 29. Gráficas del ensayo de compresión simple 4 metros (Muestra 1)..... 131
Anexo 30. Mediciones del ensayo de compresión simple 4 metros (Muestra 2)..... 132
Anexo 31. Gráficas del ensayo de compresión simple 4 metros (Muestra 2)..... 133
Anexo 32. Mediciones del ensayo de compresión simple 5 metros (Muestra 1)..... 134
Anexo 33. Gráficas del ensayo de compresión simple 5 metros (Muestra 1)..... 135
Anexo 34. Mediciones del ensayo de compresión simple 4 metros (Muestra 1)..... 136
Anexo 35. Gráficas del ensayo de compresión simple 5 metros (Muestra 2)..... 137
Anexo 36. Ensayo de veleta..... 138
Anexo 37. Ensayo triaxial UU..... 139
Anexo 38. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 1 metro (Muestra 1)..... 140



Anexo 39. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 1 metro (Muestra 2)..... 141

Anexo 40. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 1 metro (Muestra 3). 142

Anexo 41. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 2 metros (Muestra 1). 143

Anexo 42. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 2 metros (Muestra 2). 144

Anexo 43. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 2 metros (Muestra 3). 145

Anexo 44. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 3 metros (Muestra 1). 146

Anexo 45. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 3 metros (Muestra 2). 147

Anexo 46. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 3 metros (Muestra 3). 148

Anexo 47. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 4 metros (Muestra 1). 149

Anexo 48. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 4 metros (Muestra 2). 150

Anexo 49. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 4 metros (Muestra 3). 151

Anexo 50. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 5 metros (Muestra 1). 152

Anexo 51. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 5 metros (Muestra 2). 153

Anexo 52. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 5 metros (Muestra 3). 154

Anexo 53. Ensayo de consolidación unidimensional. 155

Anexo 54. Mediciones del ensayo de consolidación unidimensional 1 metro (Muestra 1). 156

Anexo 55. Gráficas del ensayo de consolidación unidimensional 1 metro (Muestra 1). 157

Anexo 56. Mediciones del ensayo de consolidación unidimensional 1 metro (Muestra 2). 159

Anexo 57. Gráficas del ensayo de consolidación unidimensional 1 metro (Muestra 2). 160

Anexo 58. Mediciones del ensayo de consolidación unidimensional 2 metros (Muestra 1)..... 162

Anexo 59. Gráficas del ensayo de consolidación unidimensional 2 metros (Muestra 1)..... 163

Anexo 60. Mediciones del ensayo de consolidación unidimensional 2 metros (Muestra 2)..... 165

Anexo 61. Gráficas del ensayo de consolidación unidimensional 2 metros (Muestra 2)..... 166

Anexo 62. Mediciones del ensayo de consolidación unidimensional 3 metros (Muestra 1)..... 168

Anexo 63. Gráficas del ensayo de consolidación unidimensional 3 metros (Muestra 1)..... 169

Anexo 64. Mediciones del ensayo de consolidación unidimensional 3 metros (Muestra 2)..... 171

Anexo 65. Gráficas del ensayo de consolidación unidimensional 3 metros (Muestra 2)..... 172

Anexo 66. Mediciones del ensayo de consolidación unidimensional 4 metros (Muestra 1)..... 174

Anexo 67. Gráficas del ensayo de consolidación unidimensional 4 metros (Muestra 1)..... 175

Anexo 68. Mediciones del ensayo de consolidación unidimensional 4 metros (Muestra 2)..... 177

Anexo 69. Gráficas del ensayo de consolidación unidimensional 4 metros (Muestra 2)..... 178

Anexo 70. Mediciones del ensayo de consolidación unidimensional 5 metros (Muestra 1)..... 180

Anexo 71. Gráficas del ensayo de consolidación unidimensional 5 metros (Muestra 1)..... 181

Anexo 72. Mediciones del ensayo de consolidación unidimensional 5 metros (Muestra 2)..... 183

Anexo 73. Gráficas del ensayo de consolidación unidimensional 5 metros (Muestra 2)..... 184

Anexo 74. Registro de mediciones del ensayo de medición de asentamientos en campo. 186

Anexo 75. Asentamiento elástico teórico esperado para el ensayo en campo. 187

Anexo 76. Asentamiento por consolidación primaria teórico esperado para el ensayo en campo.. 188

Anexo 77. Asentamiento por consolidación secundaria teórico esperado para el ensayo en campo. 189

Anexo 78. Ejemplo de cálculo de capacidad de carga para cimentaciones con $D_f=1m$ 190

Anexo 79. Ejemplo de cálculo de capacidad de carga para cimentaciones con $D_f=2m$ 191

Anexo 80. Ejemplo de cálculo de capacidad de carga para cimentaciones con $D_f=3m$ 192

Anexo 81. Ejemplo de cálculo de capacidad de carga para cimentaciones con $D_f=4m$ 193

Anexo 82. Ejemplo de cálculo de capacidad de carga para cimentaciones con $D_f=5m$ 194

Anexo 83. Datos para el ejemplo de cálculo de asentamiento para cimentaciones con $D_f=1m$, $L/B=1$ y $P=4000kg$ 195



Anexo 84. Ejemplo de cálculo de asentamiento elástico para cimentaciones con $D_f=1m$, $L/B=1$ y $P=1000kg$ 195

Anexo 85. Ejemplo de cálculo de asentamiento elástico para cimentaciones con $D_f=2m$, $L/B=1$ y $P=1000kg$ 196

Anexo 86. Ejemplo de cálculo de asentamiento elástico para cimentaciones con $D_f=3m$, $L/B=1$ y $P=1000kg$ 196

Anexo 87. Ejemplo de cálculo de asentamiento elástico para cimentaciones con $D_f=4m$, $L/B=1$ y $P=1000kg$ 197

Anexo 88. Ejemplo de cálculo de asentamiento elástico para cimentaciones con $D_f=5m$, $L/B=1$ y $P=1000kg$ 197

Anexo 89. Ejemplo de cálculo de asentamiento por consolidación primaria para cimentaciones con $D_f=1m$, $L/B=1$ y $P=1000kg$ 198

Anexo 90. Ejemplo de cálculo de asentamiento por consolidación primaria para cimentaciones con $D_f=2m$, $L/B=1$ y $P=1000kg$ 200

Anexo 91. Ejemplo de cálculo de asentamiento por consolidación primaria para cimentaciones con $D_f=3m$, $L/B=1$ y $P=1000kg$ 202



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Franklin Marcelo Cárdenas Sanmartín en calidad de autor/a y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación " Análisis de la Capacidad Portante y la Susceptibilidad a Consolidación de un suelo fino en la Parroquia Borrero – Charasol, del Cantón Azogues ", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 23 de junio de 2020

F. Cárdenas

Franklin Marcelo Cárdenas Sanmartín

C.I: 0105816029



Cláusula de Propiedad Intelectual

Franklin Marcelo Cárdenas Sanmartín, autor/a del trabajo de titulación "Análisis de la Capacidad Portante y la Susceptibilidad a Consolidación de un suelo fino en la Parroquia Borrero – Charasol, del Cantón Azogues", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 23 de junio de 2020

F. Cárdenas

Franklin Marcelo Cárdenas Sanmartín

C.I: 0105816029



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Paul Esteban Quito Ramón en calidad de autor/a y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación " Análisis de la Capacidad Portante y la Susceptibilidad a Consolidación de un suelo fino en la Parroquia Borrero – Charasol, del Cantón Azogues ", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 23 de junio de 2020

Paul Esteban Quito Ramón

C.I: 0105670947



Cláusula de Propiedad Intelectual

Paúl Esteban Quito Ramón, autor/a del trabajo de titulación "Análisis de la Capacidad Portante y la Susceptibilidad a Consolidación de un suelo fino en la Parroquia Borrero – Charasol, del Cantón Azogues", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 23 de junio de 2020

Paul Esteban Quito Ramón

C.I: 0105670947



CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN

Una de las problemáticas presentes en suelos finos es la inestabilidad, que se evidencia por la aparición grietas en construcciones civiles. La aparición de grietas estructurales está relacionada al comportamiento de los suelos finos blandos que sufren asentamientos progresivos al evacuar el agua contenida en los mismos cuando se aplican cargas sobre estos; y a su vez se modifica la capacidad portante del material, teniendo como ejemplos representativos los asentamientos de la Torre de Pisa en Italia y el Aeropuerto de Kansai en Japón (Ishibashi & Hazarika, 2010).

En Ecuador por su conformación geográfica y geológica es frecuente la presencia de suelos finos que pueden generar daños en las estructuras; en particular algunos suelos del Austro ecuatoriano son frágiles o incompetentes favoreciendo la inestabilidad del suelo (Basabe, Fernández, Plaza Nieto, & Klinkicht Sojos, 1996). Además, en la región sur del país la mayoría de suelos finos están sujetos a cambios de humedad de origen natural (variaciones climáticas) o artificial (actividad humana), que generan una modificación importante de su capacidad portante y comportamiento ante procesos de consolidación (Vélez, 2012).

Otro factor que modifica el comportamiento del suelo es la desecación, que ocasiona una pérdida de humedad por acción de la vegetación, exposición directa a los rayos solares y/o variación del nivel freático debido a las estaciones climatológicas (García López, Valverde, & de Jesús, 2014). Este proceso desarrolla contracciones volumétricas en suelos finos, afectando al material y alterando la funcionalidad de las edificaciones (Pineda-Jaimes & Colmenares-Montañez, 2007). Barrera Bucio (2002) explica que la pérdida de humedad genera una mejora en los valores de cohesión y resistencia cortante por parte del suelo; y al mismo tiempo por la desecación se pueden producir microfisuramientos en la estructura del suelo, afectando las tendencias a mejorar de los parámetros mencionados. Por lo tanto, ya que el suelo es la superficie donde se implantan todas las estructuras de proyectos civiles, es importante conocer su comportamiento geotécnico, físico y mecánico por medio de ensayos (campo y laboratorio); para emplear métodos preventivos y/o correctivos a los problemas citados.

El presente estudio analiza el comportamiento de un suelo fino blando ubicado en la parroquia Borrero-Charasol del cantón Azogues, a partir de sus propiedades físicas, geotécnicas, de resistencia y consolidación que se obtienen con ensayos de campo y laboratorio (humedad, granulometría, límites de Atterberg, clasificación, gravedad específica, peso específico, tomografía eléctrica, compresión simple, triaxial, corte por veleta, análisis multicanal de ondas superficiales (MASW), consolidación unidimensional y medición de asentamientos en campo), estimando la influencia de la desecación y el aumento de humedad en la resistencia y susceptibilidad a la consolidación del suelo. Además, se valoran las teorías de Consolidación Unidimensional de Terzaghi y Difusión Simple de Davis & Poulos con los resultados del ensayo de medición de asentamientos en campo propuesto, se compara los parámetros de consolidación (índice de compresión, compresión secundaria y consolidación) determinados en laboratorio con los valores estimados a través de correlaciones, se analiza la capacidad de carga y asentamientos para diferentes escenarios de cimentación.

1.1. JUSTIFICACIÓN

El presente estudio tiene la finalidad de emitir conclusiones y recomendaciones sobre suelos que sufren las problemáticas mencionadas de modificación de capacidad portante y asentamientos generados por consolidación; para de esta forma identificar y proponer medidas preventivas y/o correctivas que garanticen un correcto funcionamiento de edificaciones civiles que se implanten sobre este tipo de suelos finos en la parroquia Borrero – Charasol del cantón Azogues.



Lo mencionado se ejecuta debido al comportamiento identificado en cuanto a resistencia de este suelo durante los ensayos realizados por estudiantes de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Cuenca en la materia de Mecánica de Suelos; en donde se evidencia valores variables y deficientes de los parámetros de resistencia de las muestras recolectadas, esto pudiendo llevar a problemas estructurales por fallo del suelo debido a una mala estimación de resistencia del suelo. Además, la importancia de estudiar el comportamiento de este suelo se debe a la construcción de la nueva sede de la Empresa Eléctrica de la ciudad de Azogues en el sector Charasol, la cual será una edificación de mayor magnitud a las normalmente implantadas en el sector que son de tipo vivienda, por lo que realizar un análisis más profundo del comportamiento del suelo es de vital importancia ya que la magnitud de la inversión para este proyecto justifica un estudio del suelo que garantice la funcionalidad de la obra durante toda su vida útil.

Para garantizar el correcto funcionamiento de las estructuras se precisa la aportación de información cuantitativa y cualitativa del comportamiento del suelo debido a la influencia de la desecación y modificación de su contenido de humedad; indicando valores de resistencia, parámetros de consolidación y capacidad de carga a partir de la caracterización del suelo estudiado. Además, debido a la carencia de estudios de consolidación que sirvan como referencia para proyectos ingenieriles a desarrollarse en el sector, se busca validar la aplicabilidad de diferentes correlaciones para la estimación inicial de parámetros de consolidación y de igual manera aproximar los asentamientos generados por diferentes escenarios de cimentación en función de las propiedades del suelo definidas en laboratorio. Generalmente, se utilizan los parámetros de consolidación determinados en laboratorio para calcular y analizar los procesos de consolidación desarrollados por los suelos. Sin embargo, los ensayos en laboratorio no siempre son suficientes para precisar el comportamiento en campo que tiene un suelo. El ensayo de medición de asentamientos en campo propuesto tiene como objeto simular la implantación de una zapata y con ello analizar el comportamiento real del suelo ante asentamientos para facilitar conclusiones y recomendaciones que sirvan como herramientas para posteriores investigaciones relacionadas con el tema en estudio.

1.2. ESTUDIOS PREVIOS

En Ecuador, De La & Iván (2017) realizó un estudio de capacidad portante y procesos de consolidación desarrollados en un suelo arcilloso del cantón Duran, empleando ensayos SPT, CTU, consolidación unidimensional y sísmica de refracción para la caracterización del material. Los resultados de capacidad portante obtenidos varían entre ensayos y conforme se profundiza en el estrato; sin embargo, no se justifica dicha variación ni se relaciona la resistencia del suelo con sus propiedades físicas. En el mismo año, Rojas Cabrera (2017) con su trabajo de titulación “Correlación entre resistencia cortante no drenada y resultados de un análisis multicanal de ondas superficiales” llevó a cabo el estudio de un suelo arcilloso-limoso en Cariamanga-Loja, comparando los valores de resistencia cortante no drenada determinados por ensayos geofísicos y triaxiales; y concluyó que existe correlación entre los resultados de los dos ensayos, pero no de manera significativa debido a la alteración de muestras. Los estudios mencionados obtienen resistencias deficientes por parte de los suelos caracterizados, pero no valoran la influencia de procesos de desecación o aumento de humedad en el comportamiento de los suelos.

Un estudio de Carrillo, Ruiz, & Zapata (2009) llamado “Asentamientos en suelos arcillosos en casos en que los criterios 1-D y consolidación primaria no son suficientes” analiza la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi, discutiendo sus hipótesis y limitaciones. Para ello, se comparan los asentamientos teóricos estimados y los reales medidos en el aeropuerto de Kansai, Japón; los cuales



al diferir ampliamente se especifica que el principal origen del error es considerar un índice de consolidación (C_v) constante durante todo el proceso de consolidación.

La predicción del comportamiento del suelo ante procesos de consolidación es tratada en diferentes investigaciones de autores como: Ng, Chew, & Lazim (2018), Jain, Dixit, & Chitra (2015), Azzouz, KRIZek, & Corotis (1976) y Habibbeygi, Nikraz, & Verheyde (2017); donde se busca predecir diferentes parámetros de consolidación utilizando propiedades físicas que son relativamente más fáciles de calcular y requieren menos tiempo para obtener en laboratorio. En las investigaciones mencionadas, la regresión lineal es la herramienta estadística utilizada para desarrollar los modelos y evaluar la aplicabilidad de las correlaciones con respecto a resultados definidos en laboratorio. Además, los resultados conseguidos muestran una buena relación para el límite líquido y el índice de compresión (C_c), mientras que el índice de consolidación (C_v) se correlaciona mejor con el límite plástico.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL.

Evaluar la capacidad portante y susceptibilidad a consolidación de un suelo fino ubicado en la parroquia Borrero-Charasol del cantón Azogues, para generar un mejor conocimiento del comportamiento del suelo de la zona de estudio y con ello prevenir a la población sobre posibles problemas con su comportamiento.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Determinar las propiedades físicas del suelo a diferentes profundidades, a través de ensayos en campo y laboratorio.
2. Establecer la influencia que tiene la desecación y el nivel freático en el comportamiento del suelo estudiado.
3. Analizar la variabilidad que presenta la capacidad portante en cuanto a profundidad y propiedades físicas del suelo.
4. Evaluar la capacidad de carga y los asentamientos generados en el suelo de estudio para diferentes escenarios de cimentaciones.
5. Emplear correlaciones para estimar parámetros de consolidación en función de las propiedades físicas del suelo.
6. Desarrollar un ensayo de campo que permita analizar el comportamiento real del material.

CAPITULO 2: MARCO TEÓRICO

En esta sección se detallan los conceptos sobre los fenómenos que caracterizan el comportamiento de los suelos finos, como: modificación de resistencia, asentamientos y desecación. Además, se señalan los lineamientos para la estimación de asentamientos debido al aumento del esfuerzo aplicado por medio de cimentaciones y finalmente se mencionan las teorías de consolidación de Terzaghi y Davis & Poulos, que se usan para predecir los periodos de tiempo necesarios para desarrollar cierto porcentaje de consolidación primaria.

2.1. SUELO FINOS

Los suelos dependiendo de las partículas que los constituyen se clasifican en grupos llamados: grava, arena, limo y arcillas. Esta clasificación se realiza en base al tamaño de las partículas que componen al suelo. Los límites de tamaños de partículas son establecidos por organizaciones como: el Instituto de Tecnología de Massachusetts, el Departamento de Agricultura de E.U., la Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales del Transporte, el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de E.U. y la Oficina de Reclamación de E.U. (Das, 2013).

En la *Tabla 1* se enumeran las diferentes organizaciones que establecen la clasificación de los suelos y se fijan los tamaños de partícula de suelos considerados como finos (limos y arcillas).

Tabla 1. Tamaños de partícula para clasificación de suelos. Tomado de Das (2013).

Nombre de la organización	Tamaño de grano (mm)			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
Instituto de Tecnología de Massachusetts (MIT)	>2	2 a 0.06	0.06 a 0.002	< 0.002
Departamento de Agricultura de E.U. (USDA)	>2	2 a 0.05	0.05 a 0.002	< 0.002
Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales del Transporte (AASHTO)	76.2 a 2	2 a 0.075	0.075 a 0.002	< 0.002
Sistema Unificado de Clasificación de Suelos	76.2 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (limos y arcillas) <0.075	

2.2. COMPORTAMIENTO DE SUELOS FINOS

Los suelos finos y el agua se relacionan de manera estrecha, ya que la ausencia de agua dentro de su estructura o el aumento hasta llegar al punto de saturación influye en su resistencia y cambios de volumen (Duque Escobar & Escobar Potes, 2016).

2.2.1. RESISTENCIA CORTANTE

La resistencia cortante es la resistencia interna que ofrece un suelo a la falla y el desplazamiento a lo largo de cualquier plano en su estructura (Badillo, 2001), la cual se determina en función de su cohesión y ángulo de fricción interna; y a su vez la resistencia del suelo depende de sus propiedades físicas, como: contenido de humedad, saturación, consistencia y densidad aparente (Flores & Alcalá, 2010).

Según Omar, Shanableh, & Tahmaz (2004), en suelos de tipo limo y arcilla a medida que la saturación aumenta, la resistencia al corte disminuye; esto se debe a un decremento del ángulo de fricción interna del suelo a medida que aumenta su humedad. En suelos finos el incremento de humedad genera un aumento de la cohesión hasta un valor máximo a partir del cual empieza a decaer y empieza a perder su fuerza de cohesión (Hossne, Paredes, Carvajal, Santaella, & Malaver, 2011). Además, la



resistencia cortante y el índice de plasticidad se relacionan de tal manera que cuanto más plástico sea el material su resistencia al corte disminuye (Medina & Salazar, 2010).

Existe también una relación directamente proporcional entre la resistencia del suelo y su densidad (Blanco-Sepúlveda, 2009). La densidad en la gran mayoría de los suelos aumenta cuando la profundidad de muestreo es mayor y a su vez la resistencia debido al peso del material que yace sobre él (Salas, 2012). Sin embargo, se debe considerar la variabilidad ambiental y las condiciones de muestreo que pueden provocar que esta tendencia mencionada no siempre se cumpla.

2.2.2. ASENTAMIENTOS

En suelos finos al darse un aumento en sus condiciones de esfuerzo se producen asentamientos que son originados por: deformación y/o reacomodo de sus partículas; así como por la expulsión de agua o aire contenido en sus vacíos (Badillo, 2001).

Las deformaciones que sufren los suelos bajo la acción de una carga, no se presentan inmediatamente debido a que si el suelo posee un alto contenido de agua y es poco permeable, el drenaje de sus partículas de agua requiere mucho tiempo (Badillo, 2001). En el caso de arcillas normalmente consolidadas si se coloca una estructura, es posible que el suelo sufra un fuerte asentamiento debido a la carga agregada y a la expulsión de agua contenida en su estructura, además cuando existe un suelo blando ubicado a más de 3 metros por debajo de la profundidad de desplante de la cimentación; por lo general el suelo no sufre asentamientos excesivos (Villalaz, 2004).

2.2.3. DESECACIÓN

La desecación en suelos se define como la pérdida progresiva de agua contenida en la masa del material, ocasionada por: exposición directa del suelo a los rayos solares que generan procesos de evaporación, presencia de vegetación propensa a la absorción de agua y variación del nivel freático debido al clima (García López et al., 2014).

Los cambios de humedad en materiales finos generan variaciones en la presión de agua de poros, incluyendo a los depósitos de suelo no saturado por encima del nivel freático. Se conoce con el término de succión a los procesos de capilaridad donde las partículas de agua ascienden desde el nivel freático generando una presión de poros negativa por la capacidad del suelo de retener agua dentro de su estructura (Cardona & Cristancho, 2008). Es decir, cuanto más seco está un suelo, es necesario una mayor presión para que las partículas de agua sean expulsadas de su masa.

El comportamiento volumétrico y las variaciones de resistencia por cambios de humedad de los suelos pueden ser entendidos de mejor manera debido a los fenómenos de desecación y succión. Un ejemplo son los incrementos en la succión del suelo que generan contracciones volumétricas, afectando a las estructuras civiles que descansan sobre estos (Pineda-Jaimes & Colmenares-Montañez, 2007).

Según Barrera Bucio (2002), en limos cuando se produce una reducción del contenido de humedad, es decir aumenta la succión, se obtienen mejores valores de cohesión y resistencia por parte del suelo. Sin embargo, **la desecación puede producir microfisuramientos** en la estructura del suelo que afectan su homogeneidad y continuidad, **evitando que las tendencias mencionadas de cohesión y resistencia se cumplan.**

2.3. CRITERIO DE FALLA DE MOHR-COULOMB

La teoría de Mohr-Coulomb se basa en un material que está sujeto a un esfuerzo normal y de corte, llegando a fallar debido a la combinación estos sin la necesidad de que se aplique en el suelo el esfuerzo máximo normal o cortante (Badillo, 2001).



La expresión que representa matemáticamente el fenómeno de falla de los suelos se basa en la teoría de resistencia de materiales. Los suelos al fallar se comportan de acuerdo a su resistencia a la fricción y cohesión (González Avila & Pesántez Guaraca, 2015) como se establece en la *Ecuación 1*.

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi$$

Ecuación 1. Criterio de falla Mohr-Coulomb.

Donde:

- τ_f : Esfuerzo cortante sobre el plano de falla
- c : Cohesión
- σ : Esfuerzo normal sobre el plano de falla
- ϕ : Ángulo de fricción

2.4. ESTIMACIÓN DE ASENTAMIENTOS

Según Ishibashi & Hazarika (2010) el asentamiento total que se produce en el suelo por la aplicación de cargas se divide en:

- **Asentamiento elástico o inmediato:** Se da por la deformación elástica del suelo sin cambio en el contenido de agua, y sus cálculos se basan en ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.
- **Asentamiento por consolidación primaria:** Se da por el cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que se encuentra en los espacios vacíos.
- **Asentamiento por consolidación secundaria:** Se da en suelos cohesivos saturados por el reajuste plástico de la estructura del suelo luego de que termina el asentamiento por consolidación primaria.

En general, el asentamiento total (S) de una cimentación se expresa como:

$$S = S_e + S_c + S_s$$

Ecuación 2. Asentamiento total.

Donde:

- S: Asentamiento total
- S_e : Asentamiento inmediato
- S_c : Asentamiento por consolidación primaria
- S_s : Asentamiento por consolidación secundaria

2.4.1. ASENTAMIENTO INMEDIATO O ELÁSTICO

Este tipo de asentamiento se calcula empleando la teoría de la elasticidad, en el cual se realiza una estimación de los asentamientos que ocurren inmediatamente luego de aplicar las cargas sobre el suelo. Una cimentación cargada de manera uniforme que se comporta de manera flexible tendrá un perfil de hundimiento como se muestra en la *Figura 1.a*. Mientras que una cimentación rígida donde el asentamiento es uniforme en toda la superficie de aplicación de carga tendrá un hundimiento como el descrito en la *Figura 1.b*.

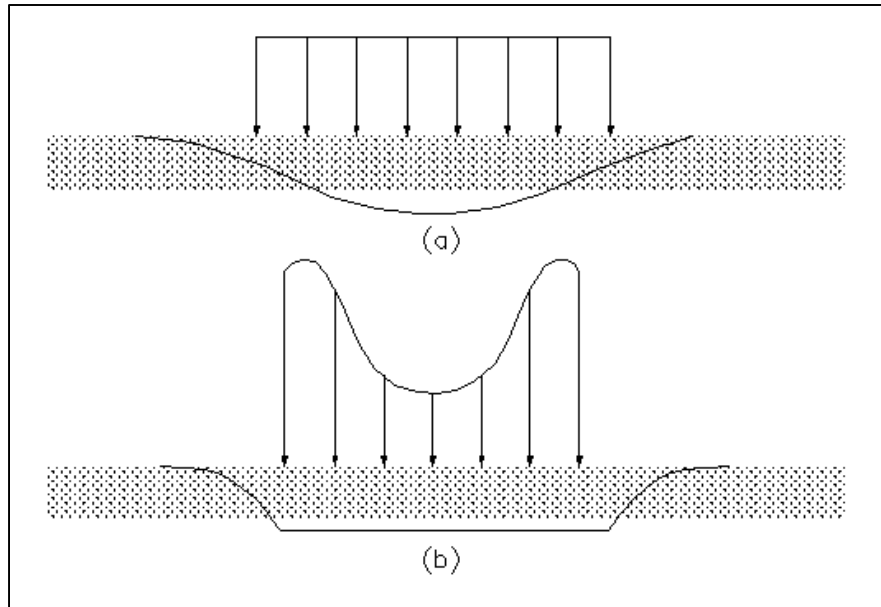


Figura 1. (a) Perfil de asentamiento para cimentaciones flexibles. (b) Perfil de asentamiento para cimentaciones rígidas.

- **Parámetros elásticos**

Las ecuaciones propuestas para el cálculo de estos asentamientos emplean parámetros elásticos (módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson). Sin embargo, estos parámetros no son únicos para una masa de suelo y la dificultad de tener valores apropiados limita la aplicabilidad de las ecuaciones (Ganzhi Fajardo & Pinos Ruiz, 2014).

Si no se cuentan con ensayos para cuantificar los parámetros elásticos se pueden tomar valores de referencia para evaluar los asentamientos. En la *Tabla 2* y *Tabla 3* se proporcionan los valores habituales de los parámetros elásticos para varios tipos de suelos.

Tabla 2. Parámetros elásticos para varios tipos de suelo. Tomado de Das (2013).

Tipo de Suelo	Módulo de Elasticidad (MPa)	Coficiente de Poisson
Arena Suelta	10-25	0.20-0.40
Arena semi densa	15-30	0.25-0.40
Arena densa	35-55	0.30-0.45
Arena limosa	10-20	0.20-0.40
Arena y grava	70-170	0.15-0.35
Arcilla blanda	4-20	0.20-0.50
Arcilla media	20-40	
Arcilla dura	40-100	

Tabla 3. Parámetros elásticos para varios tipos de suelos. Tomado de Ishibashi & Hazarika (2010).

Tipo de Suelo	Coficiente de Poisson
Suelos arcillosos	0.4 – 0.5
Arcillas saturadas	0.45 – 0.50
Sin cohesión – medio a denso	0.3 – 0.4
Sin cohesión – bajo a medio	0.2 – 0.35



- **Estimación del asentamiento elástico**

Existen varios autores que proponen diferentes métodos de cálculo de asentamientos elásticos. Sin embargo, todos basan sus métodos en la elasticidad del material bajo las cimentaciones, variando únicamente los factores de forma, profundidad y tipo de perfil de asentamiento de la cimentación evaluada. Las diferentes ecuaciones para el cálculo del asentamiento elástico se describen a continuación:

- **Método de Christian y Carrier**

$$S_e (flexible) = \frac{B' \cdot \Delta\sigma \cdot \alpha}{E_s} (1 - \mu^2) \cdot I_s \cdot I_f$$

Ecuación 3. Asentamiento elástico para cimentaciones flexibles. Tomado de Das (2013).

$$S_e (rigida) = 0.93 * S_e (flexible)$$

Ecuación 4. Asentamiento elástico para cimentaciones rígidas. Tomado de Das (2013).

Teniendo en cuenta que $\alpha=4$, $B'=B/2$, $m'=L/B$ y $n'=H/B$ para el cálculo de asentamientos en el centro de la cimentación, el factor de forma (I_s) se determina por medio de las siguientes ecuaciones, tomadas de Das (2013).

$$I_s = F_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} F_2$$

Ecuación 5. Factor de forma (I_s).

$$F_1 = \frac{1}{\pi} (A_0 + A_1)$$

Ecuación 6. Factor F_1 .

$$F_2 = \frac{n'}{2\pi} \tan^{-1} A_2$$

Ecuación 7. Factor F_2 .

$$A_0 = m' \cdot \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m'^2 + 1}) \sqrt{m'^2 + n'^2}}{m'(1 + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1})} \right)$$

Ecuación 8. Factor A_0 .

$$A_1 = \ln \left(\frac{(m' + \sqrt{m'^2 + 1}) \sqrt{1 + n'^2}}{m' + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}} \right)$$

Ecuación 9. Factor A_1 .

$$A_2 = \frac{m'}{n' \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}}$$

Ecuación 10. Factor A_2 .



Donde:

- S_e (*flexible*): Asentamiento elástico para cimentaciones flexibles
- S_e (*rígida*): Asentamiento elástico para cimentaciones rígidas
- $\Delta\sigma$: Esfuerzo aplicado sobre la cimentación
- I_s : Factor de forma (Steinbrenner, 1934)
- I_f : Factor de profundidad (Fox, 1948)
- B' : Semiancho de la cimentación
- B : Ancho de la cimentación
- L : Largo de la cimentación
- μ : Coeficiente de Poisson
- E_s : Módulo de elasticidad
- A_0, A_1, A_2 : Coeficientes para cálculo de factores F_1 y F_2
- F_1, F_2 : Factores para cálculo del factor de forma (I_f)

Mientras que el factor de profundidad (I_f) se considera igual a 1 cuando $D_f = 0$, caso contrario se define su valor a través de la siguiente tabla:

Tabla 4. Factor de profundidad (I_f). Tomado de Das (2013).

		B/L		
μ	D_f/B	0.20	0.50	1.00
0.30	0.20	0.95	0.93	0.90
	0.40	0.90	0.86	0.81
	0.60	0.85	0.80	0.74
	1.00	0.78	0.71	0.65
0.40	0.20	0.97	0.96	0.93
	0.40	0.93	0.89	0.85
	0.60	0.89	0.84	0.78
	1.00	0.82	0.75	0.69
0.50	0.20	0.99	0.98	0.96
	0.40	0.95	0.93	0.89
	0.60	0.92	0.87	0.82
	1.00	0.85	0.79	0.72

- **Método de Scheicher**

$$S_e = C_d \cdot B \cdot \left(\frac{1 - \mu^2}{E_s} \right) \cdot \Delta\sigma$$

Ecuación 11. Asentamiento elástico para cimentaciones. Tomado de Ishibashi & Hazarika (2010).

Donde:

- S_e : Asentamiento elástico para cimentaciones
- $\Delta\sigma$: Esfuerzo aplicado sobre la cimentación
- C_d : Factor de modificación (Vesic, 1975)
- B : Ancho de la cimentación
- L : Largo de la cimentación
- μ : Coeficiente de Poisson
- E_s : Módulo de elasticidad

Donde el coeficiente de modificación (C_d) se establece por medio de la siguiente tabla:

Tabla 5. Coeficiente de modificación (C_d). Tomado de Ishibashi & Hazarika (2010).

L/B	C_d	
	Zapata	
	Flexible	Rígida
1	1.12	0.99
1.5	1.36	1.07
2	1.52	1.21
3	1.78	1.42
5	2.10	1.70
10	2.53	2.10
20	2.99	2.46
50	3.57	3.00
100	4.00	3.43

2.4.2. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA

Al aumentar los esfuerzos sobre suelos cohesivos saturados se produce una deformación retardada en el tiempo y con ello el asentamiento. Este fenómeno retardado se genera debido a la baja permeabilidad de los suelos arcillosos; donde el agua no puede escapar del suelo de una vez, pero eventualmente se expulsa el agua contenida y el volumen del suelo disminuye. Este proceso de reducción de volumen con retraso de tiempo se considera como consolidación primaria (Ishibashi & Hazarika, 2010). En la *Figura 2* se observa el proceso de consolidación para un suelo fino.

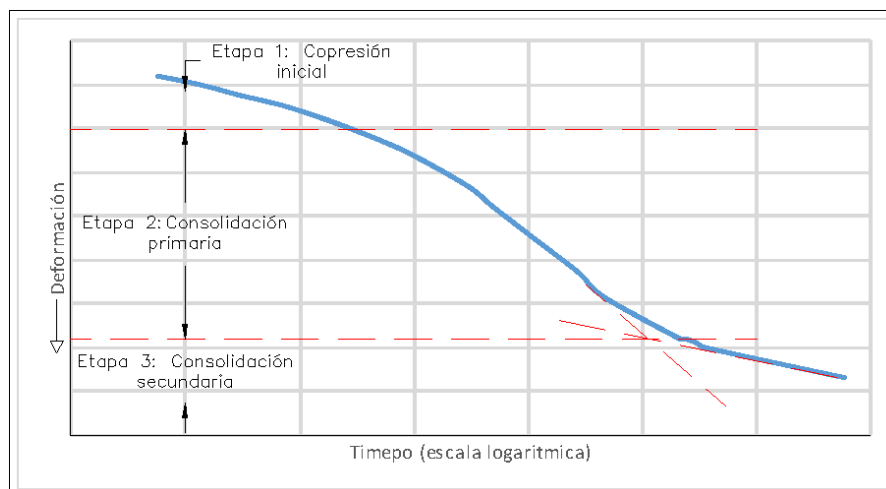


Figura 2. Curva de consolidación típica para arcillas.

- **Índice de compresión**

El índice de compresión (C_c) está definido como la pendiente de la curva virgen y varía dependiendo si es una arcilla normalmente consolidada (Figura 3.a) o sobreconsolidada (Figura 3.b).

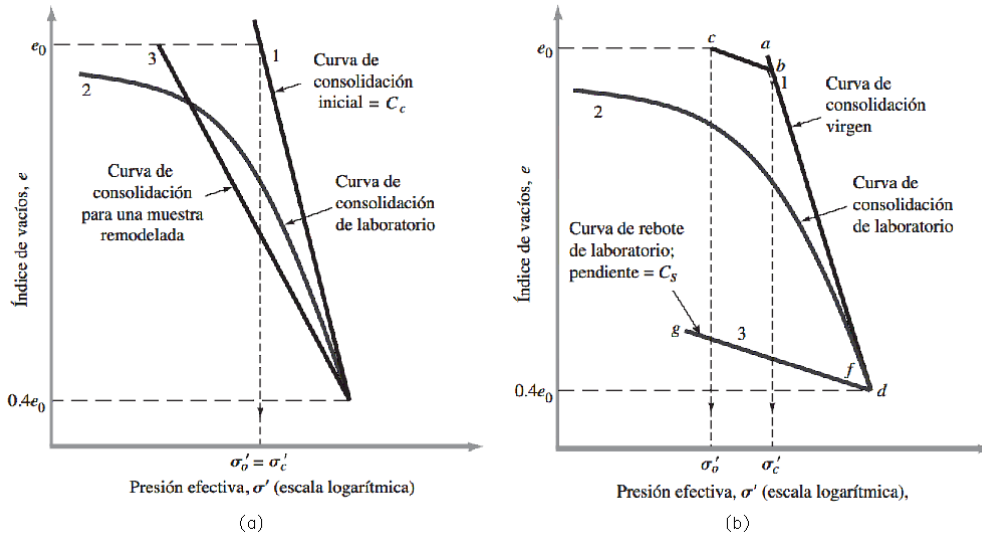


Figura 3. (a) Índice de compresión (C_c) en arcillas normalmente consolidadas. (b) Índice de compresión (C_c) en arcillas sobreconsolidadas. Tomado de Das (2013).

En arcillas normalmente consolidadas se puede observar que el esfuerzo efectivo inicial generado por las capas superiores de suelos es igual al esfuerzo de preconsolidación y en arcillas sobreconsolidadas el esfuerzo efectivo inicial es menor al esfuerzo de preconsolidación.

- **Índice de rebote**

El índice de rebote (C_s) se obtiene de la pendiente de la curva de rebote que puede observar en la Figura 4.

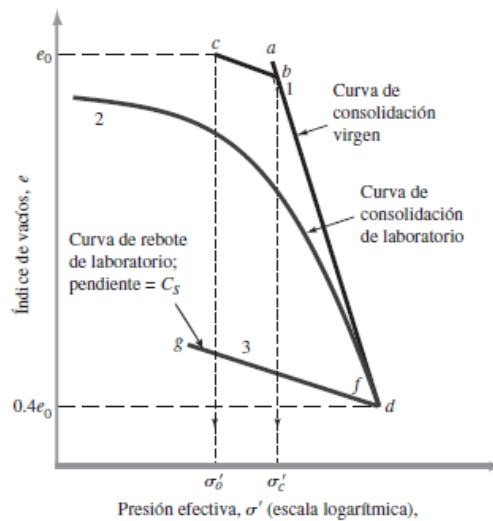


Figura 4. Método gráfico para cálculo del índice de rebote (C_s). Tomado de Das (2013).



Por lo tanto, el índice de rebote se puede determinar por medio de la siguiente expresión:

$$C_s = \frac{\Delta e}{[\log(\sigma'_0 + \Delta\sigma') - \log(\sigma'_0)]}$$

Ecuación 12. Índice de rebote (C_s).

Donde:

- C_s : Índice de rebote
- Δe : Variación de índice de poros
- σ'_0 : Esfuerzo efectivo inicial
- $\Delta\sigma'$: Variación del esfuerzo efectivo

• Índice de consolidación

Existen dos métodos gráficos utilizados para determinar el índice de consolidación (C_v) que son: **método del logaritmo del tiempo de Casagrande y el método de la raíz cuadrada del tiempo de Taylor**. A continuación, se describen las ecuaciones para el cálculo de C_v por los dos métodos.

$$C_v = \frac{0.197 \cdot H_{dr}^2}{t_{50}}$$

Ecuación 13. Índice de consolidación, método de Casagrande.

$$C_v = \frac{0.848 \cdot H_{dr}^2}{t_{90}}$$

Ecuación 14. Índice de consolidación, método de Taylor.

Donde:

- T_{50} : Factor tiempo para 50% de la deformación
- C_v : Índice de consolidación
- t_{50} : Tiempo para 50% de la deformación
- t_{90} : Tiempo para 90% de la deformación
- H_{dr} : Trayectoria promedio de drenaje

• Estimación del asentamiento por consolidación primaria

Para **arcillas normalmente consolidadas**, es decir si el esfuerzo efectivo inicial es igual al esfuerzo efectivo de preconsolidación ($\sigma'_0 = \sigma'_c$), el asentamiento primario se calcula con la siguiente expresión:

$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)$$

Ecuación 15. Asentamiento por consolidación primaria (S_c) si ($\sigma'_0 = \sigma'_c$).

En el **caso 1 de arcillas sobreconsolidadas**, donde el esfuerzo efectivo inicial más la variación de esfuerzo por la carga aplicada es menor al esfuerzo efectivo de preconsolidación ($\sigma'_0 + \Delta\sigma' < \sigma'_c$), el asentamiento primario se determina con la siguiente expresión:



$$S_c = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right)$$

Ecuación 16. Asentamiento por consolidación primaria (S_c) si $(\sigma'_0 + \Delta\sigma' < \sigma'_c)$.

En el **caso 2 de arcillas sobreconsolidadas**, donde el esfuerzo efectivo inicial más la variación de esfuerzo por la carga aplicada es mayor al esfuerzo efectivo de preconsolidación ($\sigma'_0 + \Delta\sigma' > \sigma'_c$), el asentamiento primario se determina con la siguiente expresión:

$$S_c = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_c + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right) + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \right)$$

Ecuación 17. Asentamiento por consolidación primaria (S_c) si $(\sigma'_0 + \Delta\sigma' > \sigma'_c)$.

Donde:

- S_c : Asentamiento por consolidación primaria
- C_c : Índice de compresión
- C_s : Índice de rebote
- H : Altura inicial del espécimen
- e_0 : Índice de poros inicial
- σ'_0 : Esfuerzo efectivo inicial
- $\Delta\sigma'$: Variación del esfuerzo efectivo
- σ'_c : Esfuerzo efectivo de preconsolidación

2.4.3. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA

Una vez que el proceso de consolidación primaria ha terminado, se genera un asentamiento debido al ajuste plástico de la estructura del suelo. Al ser la variación entre la deformación versus el logaritmo del tiempo prácticamente lineal, se establece que es la etapa de consolidación secundaria (Hanson, 1983).

- **Índice de compresión secundaria**

El índice de compresión secundaria puede definirse a partir de la *Ecuación 18* como:

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log \left(\frac{t_2}{t_1} \right)}$$

Ecuación 18. Índice de compresión secundaria (C_α).

Donde:

- C_α : Índice de compresión secundaria
- Δe : Variación de relación de vacíos
- t_1, t_2 : Tiempo

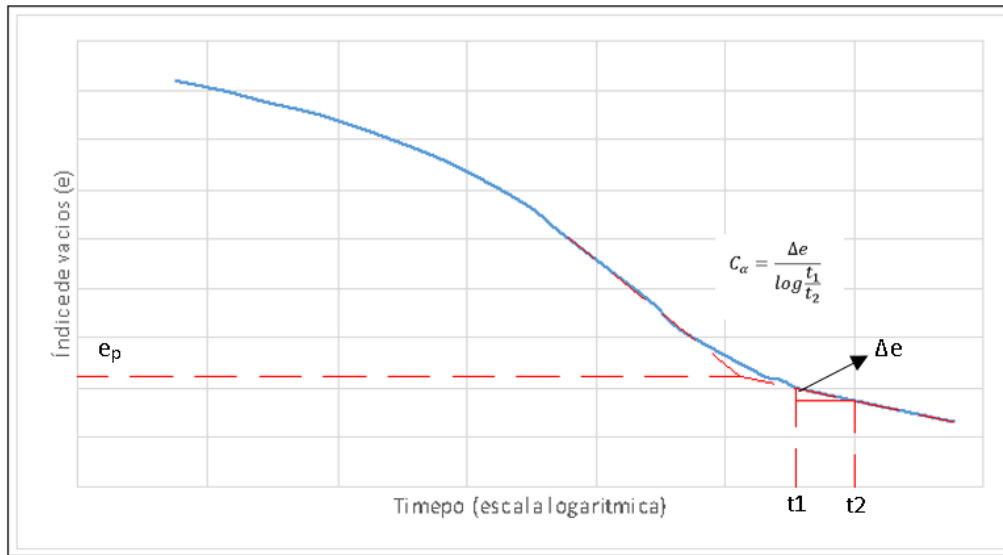


Figura 5. Definición de índice de compresión secundaria (C_α).

El índice $C'_\alpha = \frac{C_\alpha}{1+e_p}$ siendo e_p = índice de vacíos al final de la consolidación primaria.

- **Estimación del asentamiento por consolidación secundaria**

El asentamiento por consolidación secundaria se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$S_s = C'_\alpha H \log\left(\frac{t_1}{t_2}\right)$$

Ecuación 19. Asentamiento por consolidación secundaria (S_s).

Donde:

- S_s : Asentamiento por consolidación secundaria
- C'_α : Índice de compresión secundaria
- H : Altura de estrato compresible
- t_1, t_2 : Tiempo

2.5. TEORÍA DE CONSOLIDACIÓN

Un suelo que es sometido a un proceso de carga sufre un aumento de las presiones intersticiales; ya que el esfuerzo es transmitido al agua contenida en la masa de suelo. Debido al esfuerzo de sobrepresión sobre el suelo, el agua comienza a fluir dándose una disminución en su volumen. Este proceso se denomina consolidación (Carrillo et al., 2009).

2.5.1. TEORÍA DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

Dentro del cálculo de los asentamientos es muy importante el concepto de tasa de consolidación (U); puesto que el asentamiento por consolidación primaria no se desarrolla completamente de manera instantánea, en su lugar el asentamiento se genera progresivamente hasta dar lugar a la consolidación secundaria.

Para la estimación del comportamiento del suelo Terzaghi propuso la teoría de Consolidación Unidimensional basándose en los siguientes supuestos:

- El suelo es homogéneo y se encuentra saturado.
- Las partículas de suelo y agua son incompresibles, y la compresión de estrato ocurre por cambios de volumen debido a los vacíos que genera el agua al ser expulsada.
- Compresión y flujo unidimensional.
- Es válida la Ley de Darcy, para el flujo de agua que sale de los poros siendo la carga de velocidad despreciable.
- El índice de poros depende solo de la presión efectiva.
- Las deformaciones unitarias son pequeñas.
- El coeficiente de consolidación (C_v) y el de permeabilidad (k) son constantes durante todo el proceso de consolidación.

Con los supuestos detallados anteriormente, Terzaghi define el factor tiempo (T_v) para estimar la tasa de consolidación (U) en un determinado tiempo, siendo:

$$T_v = \frac{C_v t}{H_{dr}^2}$$

Ecuación 20. Factor tiempo (T_v).

Donde:

- T_v : Factor tiempo para tasa de consolidación
- C_v : Índice de consolidación
- H_{dr} : Espesor de drenaje de la capa de análisis

En la *Figura 6* se encuentran establecidos los valores del factor de tiempo (T_v) para diferentes tasas de consolidación (U) según Terzaghi.

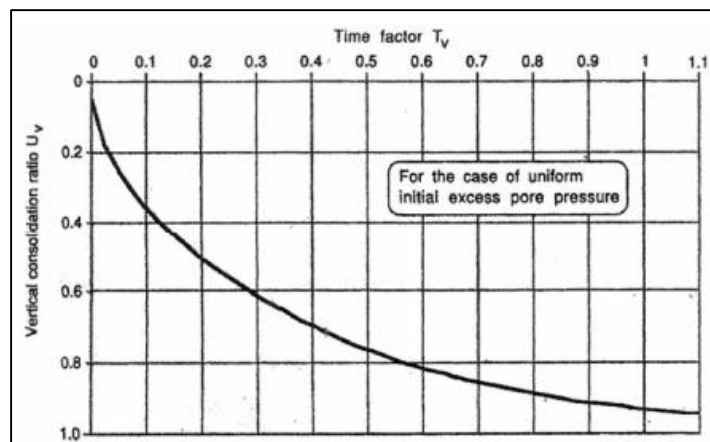


Figura 6. Curva de factor tiempo (T_v) según Terzaghi. Tomado de Gofar (2006).

En la teoría de Consolidación Unidimensional se pueden evidenciar algunos aspectos que limitan su aplicación en la práctica, estas limitaciones se exponen a continuación:

La teoría de Terzaghi considera la posibilidad de expulsar el agua contenida en la masa de suelo hacia arriba o hacia abajo y por lo general estas condiciones no aparecen en la práctica (Hanson, 1983). Es decir, **los asentamientos son generados con mayor velocidad a lo estimado por la teoría de Consolidación Unidimensional** al no considerar una expulsión horizontal del agua contenida en el material.

Otro aspecto importante es que el índice de consolidación (C_v) sufre modificaciones importantes al analizar grandes espesores; puesto que la presión en la parte inferior del estrato compresible se incrementa respecto a la superficie dando como resultado **deformaciones mayores a lo esperado**. Ya que el índice de consolidación no tiene variación por cambios de compresibilidad en el tiempo, entonces se considera que las **deformaciones durante la consolidación son las mismas en todo el estrato**, pero esto **en la realidad no se da** debido a la magnitud del estrato considerado, especialmente si el drenaje se da solamente por una sola superficie (Henríquez, Pedrals, & Valdés, 2009).

En cuanto al parámetro de saturación, lograr que esta condición se mantenga en la práctica es difícil debido a los cambios estacionales y presencia de vegetación que generan variaciones en la humedad, por lo que cumplir con esta condición durante todo el proceso de consolidación limita la aplicabilidad de la teoría en la práctica.

2.5.2. TEORÍA DE DIFUSIÓN SIMPLE

En base a los supuestos y limitantes que se expusieron en el apartado anterior sobre la teoría de Consolidación Unidimensional; la teoría de Difusión Simple de Davis & Poulos (1972) busca considerar estos aspectos con el fin de obtener una mejor modelación del fenómeno de consolidación.

Según Davis & Poulos (1972) las cimentaciones en suelos arcillosos se asientan con una tasa de consolidación generalmente más rápida que la predicha por la teoría de Consolidación Unidimensional, esto se debe a que en algunos casos a la **disipación horizontal de presión de poros** que permite un drenaje acelerado de las partículas de agua contenidas en la masa de suelo comprimida, ocasionando que el asentamiento se desarrolle a una mayor velocidad con respecto a lo considerado por la teoría de Consolidación Unidimensional.

Las ecuaciones de consolidación son dependientes del índice de consolidación (C_v) el cual a su vez depende de las condiciones de drenaje o flujo. Por lo tanto, Davis & Poulos (1972) consideran los **cambios de las condiciones de esfuerzo** dentro de la masa de suelo para la definición del factor tiempo (T) en términos del índice de consolidación. Una vez cuantificados los valores del factor tiempo (T), estos pueden ser expresados a una aproximación práctica y razonable en función de una curva de consolidación que se muestra en la *Figura 7*.

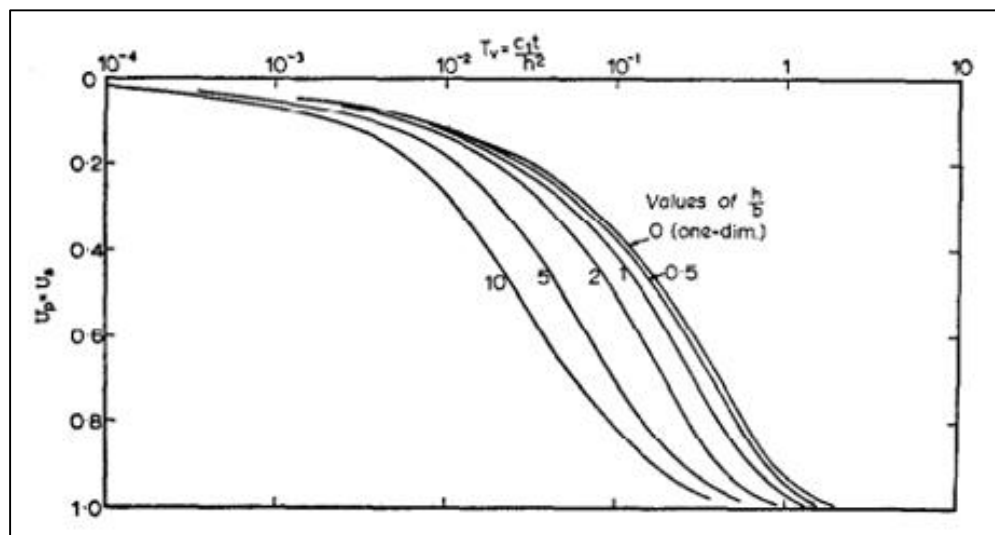


Figura 7. Tasa de consolidación en función del factor tiempo T_v . Tomado de Davis & Poulos (1972).



La teoría de Difusión Simple considera el índice de consolidación horizontal (C_h), el cual considera un flujo o drenaje radial durante los procesos de consolidación como normalmente ocurre en la práctica. El índice de consolidación horizontal (C_h) típicamente se lo considera en el rango de 4 a 5 veces el valor del índice de consolidación vertical (C_v). Con estos valores del índice de consolidación horizontal se puede determinar el factor tiempo (T) empleando la *Ecuación 20*.

2.6. ESFUERZO VERTICAL CAUSADO POR UN ÁREA CARGADA

El aumento del esfuerzo vertical que se genera en el suelo por efecto de la aplicación de una carga sobre un área limitada, disminuye conforme se profundiza. Según Das (2013), el aumento del esfuerzo vertical se da de forma parabólica bajo el centro de la cimentación y se puede estimar el valor del incremento promedio de esfuerzos aplicando la teoría de Simpson, siendo:

$$\Delta\sigma_{prom} = \frac{\Delta\sigma_a + 4\Delta\sigma_m + \Delta\sigma_b}{6}$$

Ecuación 21. Variación de esfuerzo efectivo.

Donde:

- $\Delta\sigma_a$: Aumento de esfuerzo en la parte superior del estrato
- $\Delta\sigma_m$: Aumento de esfuerzo en la parte media del estrato
- $\Delta\sigma_b$: Aumento de esfuerzo en la parte inferior del estrato

El aumento de esfuerzos (parte media, superior e inferior del estrato) se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta\sigma = qI_\sigma$$

Ecuación 22. Aumento de esfuerzo bajo la esquina de un área rectangular cargada.

Donde:

- $\Delta\sigma$: Aumento de esfuerzo
- q : Esfuerzo aplicado en la superficie del suelo
- I_σ : Factor de forma

En la *Tabla 6* y *Tabla 7* se encuentran los valores del factor forma (I_σ) según Boussinesq y Westergaard en función del largo (L) y ancho (B) de la cimentación, y profundidad (z) a la que se requiere calcular el aumento de esfuerzo generado.

Tabla 6. Factor forma (I_σ) según Boussinesq. Tomado de Duncan & Buchignani (1976).

n=B/z	m=L/z							
	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1	2	∞
0.1	0.005	0.009	0.017	0.022	0.026	0.028	0.031	0.032
0.2	0.009	0.018	0.033	0.043	0.5	0.055	0.061	0.062
0.4	0.017	0.033	0.06	0.08	0.093	0.101	0.113	0.115
0.6	0.022	0.043	0.08	0.107	0.125	0.136	0.153	0.156
0.8	0.026	0.05	0.093	0.125	0.146	0.16	0.181	0.185
1	0.028	0.055	0.101	0.136	0.16	0.175	0.2	0.205
2	0.031	0.061	0.113	0.153	0.181	0.2	0.232	0.24
∞	0.032	0.062	0.115	0.156	0.185	0.205	0.24	0.25

Tabla 7. Factor forma ($I\sigma$) según Westergaard. Tomado de Duncan & Buchignani (1976).

n=B/z	L/z							
	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1	2	∞
0.1	0.003	0.006	0.011	0.014	0.017	0.018	0.021	0.022
0.2	0.006	0.012	0.021	0.029	0.033	0.036	0.041	0.044
0.4	0.011	0.021	0.039	0.052	0.06	0.066	0.077	0.082
0.6	0.014	0.028	0.05	0.069	0.081	0.089	0.104	0.112
0.8	0.017	0.033	0.06	0.081	0.095	0.105	0.125	0.135
1	0.018	0.036	0.066	0.089	0.105	0.116	0.14	0.152
2	0.021	0.041	0.077	0.104	0.125	0.14	0.174	0.196
∞	0.022	0.044	0.082	0.112	0.135	0.152	0.196	0.25

CAPITULO 3: MATERIALES Y MÉTODOS

La metodología aplicada en el presente estudio puede resumirse en los procedimientos mostrados en la *Figura 8*. La metodología usada, parte con la ejecución de ensayos de campo y la extracción de muestras alteradas e inalteradas para efectuar los ensayos de laboratorio indicados en la figura, para finalmente realizar un análisis de las propiedades del suelo.

Los ensayos de campo y laboratorio tienen como finalidad obtener parámetros de interés para realizar un posterior análisis de las características del suelo, como: influencia de la humedad y desecación, comportamiento bajo consolidación, modificación de la resistencia cortante, variabilidad de la capacidad de carga y asentamientos con diferentes escenarios de cimentación. Todos estos procesos de análisis se encuentran en función de la profundidad de origen de las muestras.

Muestras	Ensayos de campo	Ensayos de laboratorio	Análisis
<input type="checkbox"/> Análisis visual <input type="checkbox"/> Alteradas <input type="checkbox"/> Inalteradas	<input type="checkbox"/> Corte por veleta <input type="checkbox"/> Medición de asentamiento <input type="checkbox"/> Análisis multicanal de ondas superficiales <input type="checkbox"/> Tomografía eléctrica	<input type="checkbox"/> Humedad <input type="checkbox"/> Granulometría por cribado <input type="checkbox"/> Límites de Atterberg <input type="checkbox"/> Clasificación <input type="checkbox"/> Peso específico <input type="checkbox"/> Gravedad específica <input type="checkbox"/> Compresión simple <input type="checkbox"/> Triaxial UU <input type="checkbox"/> Consolidación unidimensional	<input type="checkbox"/> Características del suelo <input type="checkbox"/> Resistencia cortante <input type="checkbox"/> Capacidad de carga <input type="checkbox"/> Correlaciones para consolidación <input type="checkbox"/> Teorías de consolidación <input type="checkbox"/> Asentamientos

Figura 8. Procedimientos del estudio.

El desarrollo de la metodología del proyecto, que incluye todos los procedimientos mostrados en la figura anterior, se puede dividir en 5 grupos principales: obtención de muestras, caracterización básica, caracterización por capacidad portante, caracterización por consolidación y análisis de capacidad portante y procesos de consolidación. La *Figura 9* muestra esquemáticamente todos los aspectos que están incluidos en cada etapa dentro de la metodología empleada.

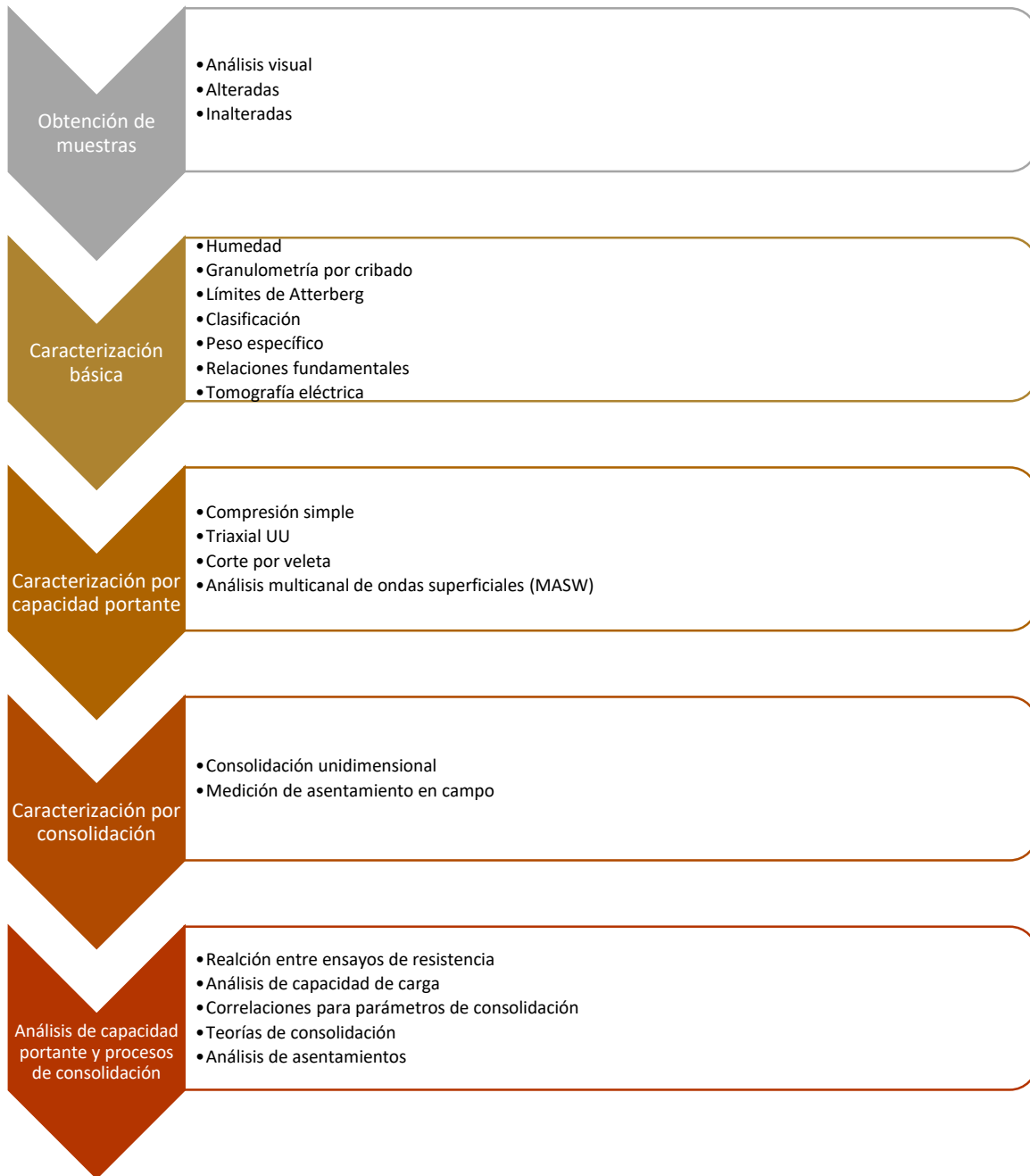


Figura 9. Metodología del presente estudio.

3.1. OBTENCIÓN DE MUESTRAS

El suelo que se utiliza en el presente estudio está ubicado en la parroquia Borrero-Charasol, cantón Azogues, provincia de Cañar, situada en la región sur del Ecuador.

A continuación, en la *Tabla 8* se presentan las coordenadas del lugar de toma de muestras.

Tabla 8. Ubicación geográfica de la zona de estudio Parroquia Borrero-Charasol, Azogues, Cañar.

Coordenadas geográficas (grados, minutos, segundos)	
Latitud	2°46'29.38"S
Longitud	78°50'55.59"W
Coordenadas UTM Zona 17 Sur/WG84	
Dirección Este	739155.12 m
Dirección Norte	9693078.32 m

La Figura 10 ubica la zona de extracción de muestras respecto a la ciudad de Azogues.

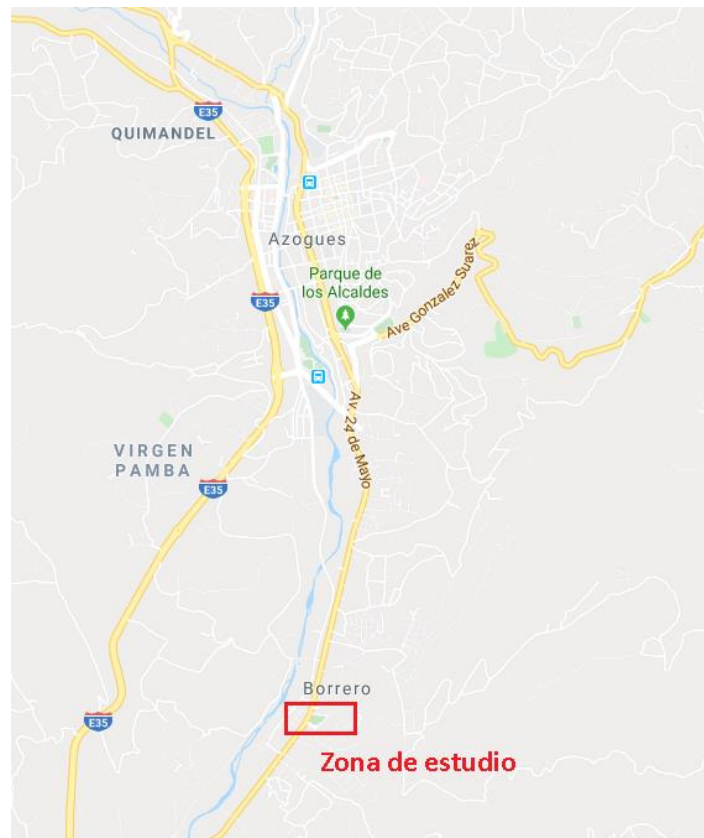


Figura 10. Ubicación parroquia Borrero-Charasol. Tomado de Google Maps (s. f.).

Las muestras para los ensayos de laboratorio son recolectadas de un terreno baldío (Figura 11) en intervalos de 1 metro hasta 5 metros de profundidad respecto a la superficie del terreno.



Figura 11. Zona de estudio.

El método de obtención de las muestras depende de los ensayos a realizar. En la *Figura 12* se pueden observar el tipo y el número de muestras correspondientes a cada ensayo **por metro de profundidad**.

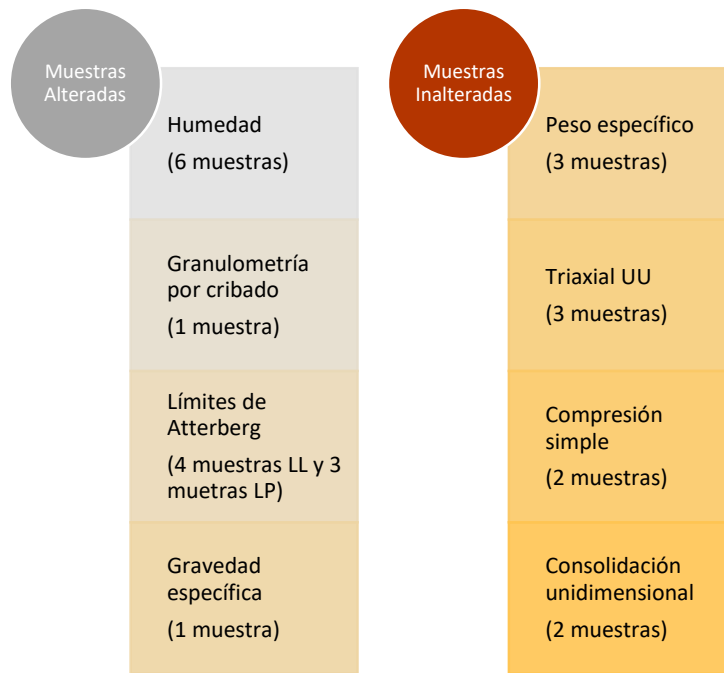


Figura 12. Tipo y número de muestras para cada ensayo *por metro de profundidad de análisis*.

3.1.1. ANÁLISIS VISUAL

Consiste en la identificación de manera visual de algunas propiedades físicas (color, textura, tamaño, etc.) del material desalojado al momento de formar la calicata para la extracción de muestras. Este procedimiento se realiza para recolectar la mayor cantidad de información que pueda ayudar a resolver dudas sobre el comportamiento del suelo.

Con respecto a la desecación es posible apreciar de manera visual la existencia de este fenómeno en el suelo del sector, por medio de la apreciación de fisuras o discontinuidades. También se puede determinar durante la extracción de muestras el nivel freático, cuya información es relevante para justificar un aumento significativo de la humedad en el suelo.

3.1.2. MUESTRAS ALTERADAS

Para la extracción de muestras alteradas se excava una calita sobre la superficie del terreno por medio de una retroexcavadora John Deere 410L, tomando el material desalojado por la cuchara de la máquina. Se procura que las muestras no contengan materia orgánica, sean homogéneas y representativas del suelo en estado natural. En la *Figura 13* se puede observar la calicata que se efectúa para la toma de muestras.



Figura 13. Calicata de extracción de muestras.

Las muestras se obtienen hasta una profundidad de 5 metros, tomando el material extraído en intervalos de 1 metro. La profundidad de origen se define midiendo la profundidad de la calicata previo a la extracción del material por medio de la cuchara.

Para el almacenamiento, las muestras se colocan en bolsas plásticas con la intención de mantener tanto como sea posible su estado original, evitando cualquier tipo de contaminación y cambio de humedad (*Figura 14*). El lugar destinado al almacenamiento de las muestras debe ser un espacio sin temperaturas elevadas ni exposición directa al sol para mantener la humedad del material.



Figura 14. Almacenamiento de muestras alteradas.

3.1.3. MUESTRAS INALTERADAS

El proceso de obtención de muestras inalteradas es similar a la metodología aplicada en las muestras alteradas. La diferencia reside en el material desalojado de la calicata por la retroexcavadora, el cual consiste en bloques de suelo de tamaño considerable para su posterior dimensionamiento de acuerdo al ensayo a realizar (*Figura 15*).



Figura 15. Bloque de muestra inalterada.

Para los ensayos de compresión simple y triaxial UU las muestras son obtenidas por tallado manual de los bloques de suelo, alcanzando una forma cilíndrica que debe cumplir un diámetro mínimo de 33 mm y una altura con una relación $2 < \text{altura/diámetro} < 3$, siendo preferible valores cercanos a 2 con el fin de evitar el fallo por aplastamiento de la muestra en los ensayos (*Figura 16.a*). Las muestras de suelo para el ensayo de consolidación unidimensional se extraen de los bloques inalterados por medio de anillos metálicos; el tallado de las muestras se realiza de acuerdo a las dimensiones de los anillos (*Figura 16.b*). En el ensayo de determinación de peso específico, las muestras de suelo corresponden a bloques inalterados pequeños sin forma definida, puesto que la geometría de la muestra no influye en el desarrollo del ensayo (*Figura 16.c*).



Figura 16. (a) Muestra tallada. (b) Muestra obtenida por anillo. (c) Muestra sin geometría definida.



En la obtención de este tipo de muestras se tiene especial cuidado en el transporte del suelo, evitando cualquier tipo de alteración. Además, durante el almacenamiento de las muestras se debe evitar la modificación de las propiedades físicas del suelo, siendo su almacenamiento el mismo que las muestras alteradas.

3.2. CARACTERIZACIÓN BÁSICA

La caracterización básica del suelo se realiza a través de los ensayos de humedad, granulometría por cribado, límites de Atterberg, clasificación, peso específico, gravedad específica y tomografía eléctrica; donde se pretende tener una mejor aproximación del tipo de suelo que conforma el depósito natural estudiado y con ello poder inferir una relación entre sus propiedades básicas con las de resistencia y consolidación. **Cada uno de los ensayos mencionados se realiza para cada intervalo de profundidad de origen de las muestras.**

3.2.1. HUMEDAD

Para el desarrollo del ensayo se toma como guía la norma **ASTM D2210 Standard Test Methods for Lab Determination of Water Content of Soil.**

Equipos:

- Horno de secado
- Balanzas
- Recipientes

Proceso:

El procedimiento para determinar la humedad de una muestra de suelo comienza separando muestras alteradas de 30 gramos aproximadamente. Posterior, se registra la masa del recipiente. Después, se coloca la muestra de suelo en el recipiente calculando el peso del recipiente y la muestra húmeda de suelo. Luego, se seca el material en el horno de secado por un periodo de 24 horas. Finalmente, se registra la masa del recipiente y la muestra seca de suelo.

Cálculos:

La humedad se puede calcular en función del peso de la muestra húmeda y seca, siendo:

$$w = \frac{W_2 - W_3}{W_3 - W_1} * 100$$

Ecuación 23. Humedad del suelo (w).

Donde:

- w : Humedad del suelo (%)
- W_1 : Peso del recipiente (g)
- W_2 : Peso del recipiente y la muestra húmeda de suelo (g)
- W_3 : Peso del recipiente y la muestra seca de suelo (g)

Resultados:

Con el ensayo se establece la humedad del suelo, que representa el porcentaje del peso del agua en relación al peso de las partículas de los sólidos (Hanson, 1983).

**Finalidad:**

La finalidad del ensayo es relacionar la variación del contenido de humedad con la capacidad portante y los procesos de consolidación del suelo en estudio al profundizar en el estrato.

3.2.2. DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA POR CRIBADO

Para este ensayo se emplea la norma **NTE INEN 0696 Análisis granulométrico en los áridos, finos y gruesos** que se basa en la norma **ASTM D422**.

Equipos:

- Balanza
- Agitador mecánico
- Serie de tamices (*Tabla 9*)

Debido a la falta de la malla N°10 conforme la disposición de la normativa, se realiza un cambio por la malla N°8.

Tabla 9. Aberturas de tamices empleados.

N°	Abertura (mm)
4	4.750
8	8.360
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
100	0.150
200	0.075

Proceso:

El ensayo comienza con el secado del material de tipo alterado por un periodo de 24 horas para poder disgregar su estructura fácilmente. Luego se toma una muestra homogénea de 1 kilogramo, a la cual por medio de cuarteo se obtiene una muestra de 500 gramos. La muestra tomada se lava sobre la malla N°200 eliminando el material fino contenido, la muestra que queda lavada y retenida se deja secar en el horno por otras 24 horas a la cual se la pesa nuevamente evitando de esta manera correcciones por humedad. El material secado se coloca en la serie de tamices ordenados de mayor a menor según su abertura, teniendo al final de ellos un fondo para retener el material fino remanente del lavado y se colocan los tamices en el agitador mecánico por un periodo de 5 minutos. Al finalizar el cribado se pesa y registra el material retenido en cada uno de los tamices para el posterior procesamiento de datos. Con la cantidad de material retenido en cada uno de los tamices y tomando como el total al material seco antes del ensayo, se determina el porcentaje de suelo retenido en cada malla y el que pasa cada tamiz.

Resultados:

El propósito del ensayo es definir la curva de distribución granulométrica del suelo, donde se representa el diámetro de la partícula versus el porcentaje que pasa por cada malla.



Finalidad:

El interés del ensayo dentro del estudio, es evidenciar como varia la granulometría del estrato y donde se encuentra depositada la fracción con más contenido de finos.

3.2.3. LÍMITES DE ATTERBERG

En el ensayo se aplican las normas **NTE INEN 0691 Determinación del límite líquido** y **NTE INEN 0692 Determinación del límite plástico** que se fundamentan en la norma **ASTM D4318**.

Equipos:

- Tamiz N°40
- Cuchara de Casagrande
- Ranurador
- Pozuelo de goma
- Espátula
- Placa de vidrio
- Calibrador

Proceso:

- Límite Líquido

El ensayo inicia disgregando el suelo de la muestra alterada y cribándolo por la malla N°40, al material que pasa la malla N°40 se le añade agua para formar una mezcla homogénea y así obtener una pasta de consistencia plástica. A través de una espátula se coloca una porción del suelo en la cuchara de Casagrande, cuidando que esta no se desmorone por los bordes y la superficie del suelo se encuentre horizontal. Con la ayuda del ranurador se divide la muestra de manera que sea visible el fondo de la cuchara. Luego, por medio de la manivela se golpea la cuchara a una velocidad de 2 golpes por segundo hasta que el material separado por el ranurador se junte a una distancia de 12 milímetros aproximadamente. Al haberse unido el material se debe tomar una muestra del fondo de la cuchara para obtener su humedad, así como el número de golpes requeridos. El procedimiento se lo realiza hasta llegar al número de golpes requeridos, en donde se recomienda tener 2 puntos por debajo de los 25 golpes, 2 puntos superiores y uno cercano; en todas las repeticiones se debe obtener muestras para determinar la humedad del suelo. Con los datos conseguidos se realiza una gráfica de número de golpes versus el porcentaje de humedad y por interpolación se calcula la humedad, donde el número de golpes es igual a 25 representa el valor del límite líquido.

- Límite Plástico

El procedimiento es similar al realizado para definir el límite líquido; se inicia con la disgregación de la muestra alterada y cribado por la malla N°40, se añade agua al material hasta formar una mezcla homogénea que sea moldeable pero que no se pegue en las manos. Entonces se conforma un cilindro de suelo con la palma de la mano sobre la placa de vidrio hasta que el cilindro alcance un diámetro de 3 milímetros. Si al alcanzar el diámetro mencionado no se aprecian grietas se debe a que el contenido de humedad es muy alto. Entonces, se debe amasar en la mano para que pierda humedad y volver a conformar el cilindro. Si las grietas aparecen antes de llegar al diámetro de 3 mm se debe agregar más agua a la muestra. El ensayo finaliza cuando las grietas se forman al alcanzar el diámetro mencionado y esta muestra servirá para determinar el contenido de humedad en el que se alcanza el límite plástico.



Cálculos:

Según Badillo (2001), el intervalo de variación del contenido de humedad con el cual el suelo se mantiene en estado plástico se conoce como índice de plasticidad del suelo y se calcula aplicando la *Ecuación 24*.

$$IP = LL - LP$$

Ecuación 24. Índice plástico (IP).

Donde:

- IP: Índice plástico
- LL: Límite líquido
- LP: Límite plástico

Resultados:

El ensayo da como resultados el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad que describen el estado de consistencia del suelo.

Finalidad:

El ensayo tiene como finalidad la clasificación del material en función de los límites mencionados y el índice plástico. Del mismo modo, los límites de Atterberg se emplean en las correlaciones para la estimación de los parámetros de consolidación (índice de compresión, rebote, consolidación y compresión secundaria).

3.2.4. CLASIFICACIÓN DEL SUELO

Los métodos de clasificación utilizados en el presente estudio son: **el Sistema de Clasificación AASHTO (ASTM D 3282) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS (ASTM D 2487).**

Proceso:

- Clasificación SUCS

Para realizar la clasificación del suelo por medio de este método es necesario establecer algunos parámetros físicos del suelo. Los parámetros necesarios para la clasificación son: límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad y curva de distribución granulométrica.

Para elaborar una clasificación adecuada del suelo por el método SUCS según Das (2013) se debe conocer la cantidad de grava (partículas mayores a 4.75 mm), arena (4.75 mm a 0.075 mm) y limo o arcilla sin distinción de tamaño entre estas (menor a 0.075 mm).

La clasificación se realiza de acuerdo a las tablas mostradas en los *Anexos 1 a 3*.

- Clasificación AASHTO

Este método de clasificación se basa en la distribución granulométrica que posee el suelo y sus características de plasticidad dadas por los valores de límite líquido, plástico e índice de plasticidad como ya se ha mencionado. La clasificación se divide en 7 grupos principales que se componen desde A-1 hasta A-7.



Al mismo tiempo el método de clasificación AASHTO usa el valor denominado “*índice de grupo*”, que tiene como objetivo el comparar y diferenciar los suelos que se encuentran dentro de un mismo grupo principal en el que a mayor índice de grupo es menor la calidad del suelo para su uso como estructura vial (Das, 2013).

Cálculos:

El índice de grupo se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$IG = (F - 35) * [0.2 + 0.005 * (LL - 40) + 0.01 * (F - 15) * (IP - 10)]$$

Ecuación 25. Índice de grupo para clasificación AASHTO. Tomado de Das (2013).

Donde:

- IG: Índice de grupo
- F: Porcentaje en peso del material que atraviesa la malla N°200
- LL: Límite líquido
- IP: Índice de plasticidad

Resultados:

Como resultados de la clasificación se obtiene el tipo de suelo en función de sus propiedades plásticas y granulométricas dependiendo del método de clasificación aplicado.

Finalidad:

El ensayo se realiza con el propósito de establecer el tipo de suelo con el que se trabaja y comprobar si conforme se profundiza en el estrato el suelo sufre variaciones en su clasificación, pudiendo relacionar variaciones del tipo de suelo con sus propiedades de resistencia, capacidad de carga y procesos de consolidación.

3.2.5. GRAVEDAD ESPECÍFICA

El procedimiento usado en el ensayo es detallado en la norma **ASTM D854 Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer.**

Equipos:

- Matraz
- Picnómetro
- Termómetro
- Tamiz N°4

Proceso:

Inicialmente se disgrega la muestra alterada de suelo para realizar un cribado con la malla N°4 con el fin de evitar poseer partículas de mayor tamaño según lo especifica la norma. A continuación, con el matraz vacío se introduce una muestra de suelo de mínimo 50 gramos, se llena 2/3 del matraz con agua y se homogeniza con la muestra de suelo. El matraz con la mezcla de agua y suelo se coloca en **baño maría** por 10 minutos y se llena con agua hasta la marca de aforo extrayendo la espuma generada para eliminar el aire atrapado entre las partículas de suelo. Cuando las burbujas dejen de salir se retira el matraz del **baño maría** y se deja enfriar hasta que el agua alcance la temperatura ambiente. Luego, se pesa y registra el valor del matraz con la mezcla de agua y suelo. Finalmente, se



vierte la solución en un recipiente para su secado en el horno por un periodo de 24 horas, y se registra el peso del material seco.

Cálculos:

Para definir el coeficiente de corrección por temperatura (K) se recurre al *Tabla 10*.

Tabla 10. Valores referenciales para el coeficiente de corrección por temperatura (K). Tomado de INVIAS (2013).

Temperatura (°C)	K (adimensional)
16	1.0009
18	1.0004
20	1.0000
23	0.9993
26	0.9986
29	0.9977

La gravedad específica se determina por medio de la *Ecuación 26*.

$$G_s = \frac{K * W_{suelo}}{W_{mt+a} + W_{suelo} - W_{mt+a+suelo}}$$

Ecuación 26. Gravedad específica (G_s).

Donde:

- G_s: Gravedad específica (g/cm³)
- W_{mt+a}: Peso del matraz con agua (g)
- W_{mt+a+suelo}: Peso del matraz con agua y suelo (g)
- W_{suelo}: Peso del suelo seco al horno (g)
- K: Coeficiente de corrección por temperatura

Resultados:

El ensayo proporciona como resultado la gravedad específica del suelo, la cual está definida como el cociente entre el peso específico del suelo y del agua (Hanson, 1983).

Finalidad:

La gravedad específica obtenida se emplea para calcular relaciones fundamentales del suelo de mayor interés para el estudio como la relación de vacíos, que se utiliza en el ensayo de consolidación unidimensional, y saturación del suelo.

3.2.6. PESO ESPECÍFICO

Para desarrollar este ensayo se emplea la norma **ASTM D4531 Standard Test Methods for Bulk and Dry Density of Peat and Peat Products**.

Equipos:

- Parafina
- Termómetro
- Probeta graduada
- Balanza

Proceso:

Primero se diluye la parafina calentándola a una temperatura entre 60°C y 70°C hasta que alcance un estado líquido. Conjuntamente se obtiene una muestra de suelo inalterada, de ser preciso se talla para poder introducirla en la probeta. Después, se pesa y registra la masa húmeda de la muestra. Se sumerge la muestra de suelo en la parafina diluida hasta cubrirla completamente para evitar filtraciones de agua que puedan modificar la humedad real de esta (*Figura 17*). En una probeta, se mide un volumen de agua inicial y el volumen de agua final posterior a introducir la muestra de suelo impermeabilizada con parafina en la probeta. Al final del ensayo se calcula la humedad de las muestras ensayadas.



Figura 17. Muestra impermeabilizada con parafina.

Cálculos:

Previo al cálculo del peso específico, es necesario realizar la corrección del volumen que ocupa la capa de la parafina con la *Ecuación 27*.

$$V_p = \frac{M_{pc} - M}{\gamma_p}$$

Ecuación 27. Volumen de la parafina.

Donde:

- V_p : Volumen de la parafina (cm³)
- M_{pc} Peso de la muestra con parafina (g)
- M : Peso inicial de la muestra (g)
- γ_p : Peso específico de la parafina (g/cm³)

Para determinar el peso específico del suelo se aplica la *Ecuación 28*.

$$\gamma = \frac{M}{V_{pc} - V_p}$$

Ecuación 28. Peso específico húmedo (γ).



Donde:

- γ : Peso específico (g/cm^3)
- M : Masa de la muestra (g)
- V_{pc} : Volumen de agua más parafina (cm^3)
- V_p : Volumen parafina (cm^3)

El peso específico seco del suelo se puede calcular con la *Ecuación 29*.

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w}{1 + w}$$

Ecuación 29. Peso específico seco (γ_d).

Donde:

- γ_d : Peso específico seco (g/cm^3)
- γ_w : Peso específico húmedo (g/cm^3)
- w : Humedad del suelo (%)

Resultados:

El resultado del ensayo es el peso específico del material que se define como la cantidad de masa de un suelo por unidad de volumen (Das, 2013).

Finalidad:

Los valores definidos tanto de peso específico y peso específico seco se relacionan con la resistencia y susceptibilidad a consolidación del suelo al profundizar en el estrato. Este parámetro también es usado en el cálculo de asentamientos y capacidad de carga del suelo.

3.2.7. RELACIONES FUNDAMENTALES

Además de las relaciones fundamentales determinadas en laboratorio, es necesario el cálculo de otras relaciones que permiten realizar un mejor análisis del comportamiento, resistencia y procesos de consolidación del suelo estudiado. Las relaciones fundamentales adicionales necesarias son:

- Relación de vacíos

Es el volumen que ocupan los vacíos en relación al volumen de los sólidos. La relación de vacíos se emplea en el cálculo de saturación y asentamientos del suelo.

- Saturación

Esta relación mide el porcentaje de saturación de una muestra de suelo. Es decir, el volumen de agua respecto al volumen de vacíos (Badillo, 2001). Al estar relacionado con el contenido de agua del suelo se utiliza esta propiedad para analizar la relación entre la saturación y el comportamiento tanto de resistencia como consolidación del suelo.

$$S = \frac{w \cdot G_s}{e}$$

Ecuación 30. Grado de saturación (S).

Donde:

- S: Saturación del suelo
- w : Humedad
- G_s : Gravedad específica
- e : Relación de vacíos

3.2.8. TOMOGRAFÍA ELÉCTRICA

Equipos:

- Sismógrafo PASI modelo 16SG24-N
- Cables para 16 electrodos A-B-M-n de 85
- 32 electrodos de tomografía eléctrica
- Energizador modelo P-300T

Proceso:

El ensayo de campo consiste en colocar una serie de electrodos en el terreno a los cuales se les imparte una corriente eléctrica por medio del energizador, con ello el equipo se encarga de registrar la diferencia de potencial generada en los diversos materiales del subsuelo durante el ensayo. La distribución de los electrodos es de 60 metros con un espaciamiento de 5 metros entre cada uno, conformando la línea de inspección (*Figura 18*). Para el procesamiento de datos se emplea el software **RES2DIV**, que a partir de las mediciones de resistividad captadas por los electrodos durante el ensayo genera un perfil de la resistividad en dos dimensiones del material conforme se profundiza en el estrato.



Figura 18. Alineamiento, estudio de resistividad eléctrica.

Resultados:

El ensayo proporciona un perfil en dos dimensiones donde se muestra la variación de la resistividad del suelo de estudio conforme se profundiza en el estrato a lo largo de la línea de inspección.



Finalidad:

El ensayo tiene como finalidad evaluar la potencia del estrato de estudio, es decir la profundidad del mismo y la ubicación del cambio litológico hacia un material de mejores características para estimar la magnitud del estrato compresible en la evaluación de asentamientos.

3.3. CARACTERIZACIÓN POR CAPACIDAD PORTANTE

Para determinar los parámetros de capacidad portante del suelo se proponen los ensayos de compresión simple, compresión triaxial UU, corte por veleta y análisis multicanal de ondas superficiales. Con los resultados de los ensayos mencionados se busca contrastar la resistencia del material con respecto a la profundidad, relacionando su comportamiento con sus propiedades físicas, especialmente con su contenido de humedad. **La caracterización del suelo se realiza cada metro hasta los 5 metros de profundidad.**

3.3.1. COMPRESIÓN SIMPLE O INCONFINADA

Es un ensayo de laboratorio basado en la norma **ASTM D2166 Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil.**

Equipos:

- Equipo de compresión
- Dial de carga
- Deformímetro para deformación axial
- Calibrador
- Cronómetro, al ser manual el control de la prensa
- Balanza

Proceso:

Una vez que las muestras cilíndricas inalteradas han sido talladas, se procede a tomar sus dimensiones promedio y peso para calcular el peso específico de las muestras. Posterior, se coloca la muestra en el equipo de compresión de modo que quede perfectamente centrada (*Figura 19*). Luego, se acciona el dispositivo manual de avance del equipo hasta que roce ligeramente con la superficie de la muestra y se colocan en cero los indicadores de deformación. El ensayo se realiza controlando la carga para generar deformaciones axiales de $\frac{1}{2}$ a 2 % por minuto, mientras se registran las deformaciones cada 5 medidas del deformímetro axial. El ensayo no debe durar más de 10 minutos y la carga debe ser aplicada hasta que decrezcan sus valores lo cual se entiende como disminución del esfuerzo aplicado, o hasta que la muestra alcance una deformación del 20% de su altura original. Finalmente, de la parte de la muestra donde se produce la rotura se determina la humedad del material.



Figura 19. Equipo de ensayo de compresión simple.

Cálculos:

La ecuación de transformación de las medidas registradas para el dial de carga del equipo empleado es:

$$F_{axial} = \frac{M + 7.35}{6.96}$$

Ecuación 31. Fuerza axial para equipo de compresión simple.

Donde:

- F_{axial} : Fuerza axial aplicada sobre la muestra (kg)
- M : Medición en el dial de carga

La ecuación para determinar la resistencia cortante no drenada (S_u) es:

$$S_u = \frac{q_u}{2}$$

Ecuación 32. Resistencia cortante no drenada (S_u).

Donde:

- q_u : Resistencia a la compresión simple no drenada
- S_u : Resistencia cortante no drenada

Según Ganzhi Fajardo & Pinos Ruiz (2014), el módulo de elasticidad se puede determinar a partir de ensayos compresión simple, aplicando la Ecuación 33.

$$E_s = 500 \cdot S_u$$

Ecuación 33. Módulo de elasticidad (E_s).

Donde:

- E_s : Módulo de elasticidad del suelo
- S_u : Resistencia cortante no drenada

Resultados:

Por medio del ensayo se determina la resistencia a la compresión simple y la resistencia cortante no drenada o cohesión no drenada a partir de los círculos de Mohr generados (*Figura 20*). Además, se obtiene el módulo de elasticidad con el empleo de la *Ecuación 33* y las propiedades físicas de las muestras ensayadas (humedad y peso específico).

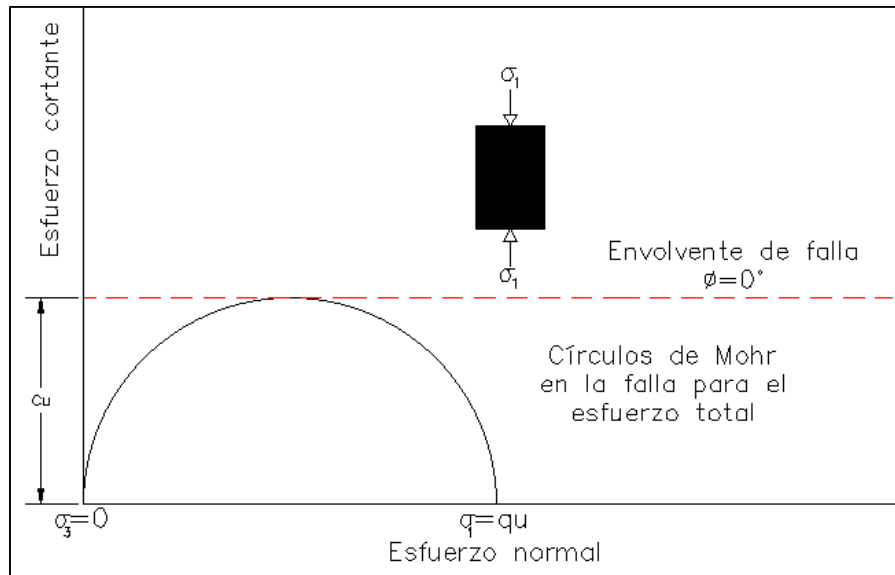


Figura 20. Círculo de Mohr generado en el ensayo de compresión simple.

Finalidad:

Con los valores resistencia cortante no drenada estimados en el ensayo, se analiza la influencia de las propiedades físicas (humedad y peso específico) conforme se profundiza en el estrato. La humedad es considerada para el análisis planteado puesto que permite aproximar los fenómenos de humedecimiento y desecación a los que se ve sujeto el suelo en estudio. Además, el módulo de elasticidad determinado con la *Ecuación 33*, es usado para el cálculo de asentamientos elásticos.

3.3.2. TRIAXIAL NO CONSOLIDADO – NO DRENADO (UU)

En el ensayo se emplea la norma **ASTM D2850 Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils.**

Equipos:

- Dispositivo de carga axial
- Indicador de deformación
- Indicador de presión de confinamiento
- Indicador de esfuerzo desviador
- Cámara de compresión triaxial

Proceso:

Una vez elaboradas las muestras inalteradas por medio de tallado, se toma las dimensiones y peso para el cálculo de su peso específico. A las muestras se la cubre con una membrana impermeable delgada y se coloca una piedra porosa en la superficie superior e inferior de la muestra. Luego, se introduce la muestra dentro de la cámara de compresión la cual se llena de agua (*Figura 21*). Una vez que la cámara está llena de agua, se aplica la presión de confinamiento a la muestra y se comienza con la aplicación de carga o esfuerzo desviador sin dejar que la muestra drene el agua que está contenida dentro de ella. Durante la aplicación del esfuerzo desviador, se toman lecturas periódicas de deformación axial y carga aplicada; los datos tienen como finalidad establecer los parámetros de resistencia al cortante por medio del criterio del “**Círculo de Mohr**”. El ensayo finaliza cuando el esfuerzo desviador disminuye o la muestra alcanza el 20% de deformación con respecto a su altura original. Posterior, se calcula la humedad de la muestra ensayada.



Figura 21. Equipo de ensayo triaxial de corte.

Las presiones de confinamiento se aproximan con el esfuerzo normal aplicado al suelo a la profundidad de origen de la muestra. Se utiliza el esfuerzo normal puesto que no se posee el ángulo de fricción del mismo para el cálculo del esfuerzo horizontal, que representa el esfuerzo de confinamiento del suelo en estado natural.

Cálculos:

El esfuerzo normal se determina con la siguiente ecuación:

$$\sigma = \gamma \cdot z$$

Ecuación 34. Esfuerzo normal (σ).

Donde:

- σ : Esfuerzo normal
- γ : Peso específico
- z : Profundidad

Resultados:

Este tipo de ensayo triaxial (no consolidado-no drenado) se realiza generalmente sobre muestras de arcilla saturadas, en donde la envolvente de falla definida es una línea con ángulo 0° y el esfuerzo cortante no drenado (S_u) es igual a la resistencia cortante no drenado (c_u) (*Figura 22*), teniendo círculos desviados al aplicar una mayor presión de confinamiento (Badillo, 2001).

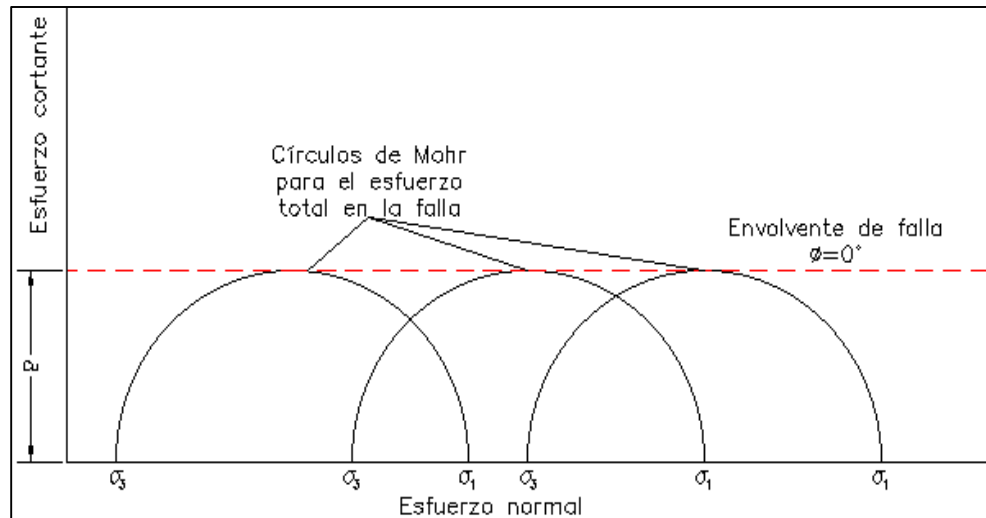


Figura 22. Círculos de Mohr y envolvente de falla derivado del ensayo triaxial UU en muestras saturadas.

Según Leoni (1987), cuando las muestras ensayadas no se encuentran saturadas, al aplicar la presión de confinamiento el aire en el interior de la muestra se comprime y se consigue una mayor fricción entre los granos de la estructura del suelo. Por lo tanto, conforme se aumenta la presión de confinamiento, es necesario un mayor esfuerzo desviador para romper la muestra. Es decir, los diámetros de los círculos de Mohr aumentan y con ello la pendiente de la envolvente de falla, lo que equivale a tener ángulos de fricción mayores a cero (Figura 23).

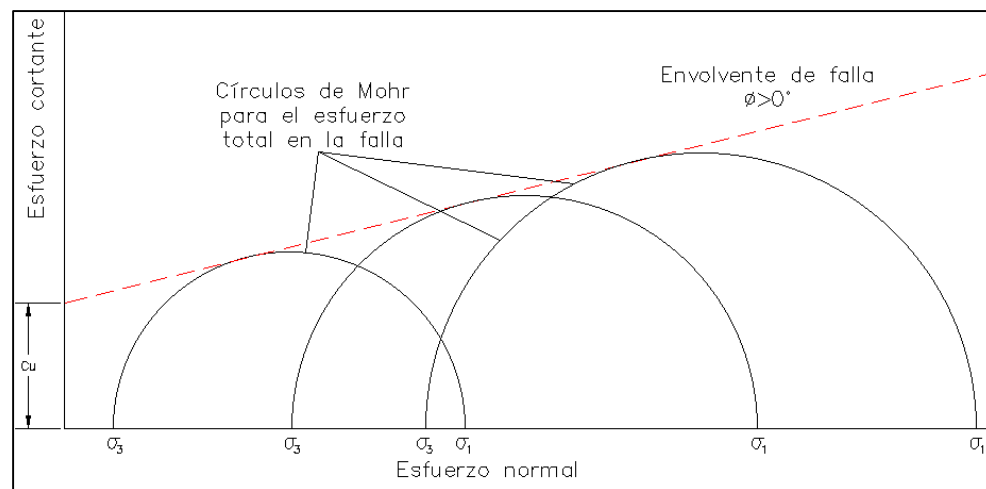


Figura 23. Círculos de Mohr y envolvente de falla derivado del ensayo triaxial UU en muestras no saturadas.

A partir de los círculos de Mohr y las gráficas de la envolvente de falla del suelo se obtienen los parámetros de resistencia no drenados (ángulo de fricción interno y cohesión). La resistencia cortante no drenada (S_u) se calcula aplicando la Ecuación 1 con los resultados de esfuerzo normal, cohesión y ángulo de fricción definidos para las diferentes profundidades de análisis. Cuando el ángulo de fricción obtenido es igual a 0 se asume que c_u es igual a S_u .

Mientras las propiedades físicas definidas para las muestras empleadas en el ensayo son: humedad, peso específico y peso específico seco.



Finalidad:

Con los resultados alcanzados en el ensayo, se busca encontrar tendencias en la variación de la resistencia cortante no drenada (S_u) del suelo al profundizar en el estrado y correlacionar su comportamiento con sus propiedades físicas como se realiza en el ensayo de compresión simple. Además, que los parámetros de resistencia (c_u y ϕ_u) son utilizados para el cálculo de la capacidad de carga del suelo.

3.3.3. CORTE POR VELETA

Para el desarrollo del ensayo se toma como guía la norma **ASTM D2573 Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Saturated Fine-Grained Soils.**

Equipo:

- Veleta 16-T174

Proceso:

El ensayo de veleta consiste en introducir el extremo con las cuatro aspas de la veleta en el suelo para aplicar un torque hasta que se produzca la falla del material ensayado. Dicho torque se registra y se emplea para calcular la cohesión no drenada (c_u).

El registro de las distintas lecturas se ejecuta 10 veces para cada metro de profundidad hasta los 5 metros en una calicata excavada por medio de maquinaria; donde cada medida se realiza de manera aleatoria en toda el área de excavación para obtener resultados más representativos del suelo en estudio. El ensayo se ejecuta sin el uso de la veleta ficticia, por lo que no se elimina la influencia del vástago en las lecturas registradas por la veleta.

Cálculos:

La ecuación del equipo empleado para el cálculo de la resistencia cortante no drenada es:

$$S_u = 2 \cdot x$$

Ecuación 35. Resistencia cortante no drenada (S_u).

Donde:

- x : Medida registrada
- S_u : Resistencia cortante no drenada (kPa)

Resultados:

El ensayo da como resultado la resistencia cortante no drenada (S_u) por medio de la aplicación de la *Ecuación 35*.

Finalidad:

Los valores establecidos de resistencia cortante no drenada se los comparara con las relaciones fundamentales del suelo y con los resultados del ensayo de compresión simple y triaxial UU validando los resultados alcanzados en laboratorio.



3.3.4. ANÁLISIS MULTICANAL DE ONDAS SUPERFICIALES (MASW)

Para el desarrollo del ensayo se toma como guía la norma **ASTM D5777 Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation.**

Equipos:

- Sismógrafo PASI modelo 16SG24-N
- Cables sísmicos
- Geófonos verticales de 10 Hz
- Geófonos verticales de 4.5 Hz
- Geófono Starter
- Cable para geófono Starter
- Combo

Proceso:

El proceso comienza con el tendido de la línea inspección de 35 metros por medio de geófonos ubicados cada 5 metros de distancia conectados con el sismógrafo. Una vez que los equipos están implantados en el terreno se generan ondas por medio de golpes (**shots**) en diferentes ubicaciones de la línea de inspección (exteriores a la línea de inspección y en el centro de la línea de inspección), siendo estos golpes aplicados por medio de combo sobre una placa de aleación de aluminio-cobre. Estos golpes generan ondas sísmicas que son registradas a través de geófonos, sabiendo que **las ondas se transmiten a mayor velocidad en materiales de mayor dureza y por ende de mejores características geotécnicas.**

En base a la información que es recolectada en campo, el procesamiento de datos comienza ingresando los datos de las mediciones en el software **WINSISM**. Este software se utiliza para la conversión de datos registrados por el sismograma a un formato propio del programa. A partir de los registros de los sismogramas, se definen curvas de tiempo versus distancia correspondientes a cada **shot**. Con estas curvas se procede a la modelación mediante software para obtener las velocidades de las ondas sísmicas en el suelo durante el ensayo. En el *Anexo 4* se encuentran las curvas de tiempo versus distancia. Además, se genera un perfil de las velocidades de Onda P con el método **GRM (Método Recíproco Generalizado)** (Chuquimuni & Apolinar, 2001).

Resultados:

El resultado del ensayo es un perfil que muestra variación de las velocidades de onda sísmica conforme se profundiza en el estrato a lo largo de la línea de inspección. El perfil generado se utiliza para definir las velocidades de onda correspondientes a cada profundidad hasta los 5 metros de profundidad en intervalos de 1 metro.

Finalidad:

El análisis multicanal de ondas superficiales se basa en el cambio de dirección que tienen las ondas al **atravesar de un medio determinado hacia otro de diferentes características**, buscando con ello modelar la velocidad de las ondas propagadas en el suelo y dar una buena idea de la calidad de los materiales que conforman el subsuelo.

A través de las velocidades de las ondas S y P (V_s y V_p) es posible cuantificar algunas propiedades geotécnicas del suelo basándose en la teoría de elasticidad y utilizando las siguientes expresiones:



$$\gamma = 4.3 \cdot V_s^{0.25} \cdot 101.97$$

Ecuación 36. Correlación para peso específico (γ). Tomado de Kaptan (2012).

$$\mu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2 \cdot \left(\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1\right)}$$

Ecuación 37. Correlación para coeficiente de Poisson (μ). Tomado de Kaptan (2012).

$$G = \frac{\gamma \cdot V_s^2 \cdot 10000}{9.81}$$

Ecuación 38. Correlación para módulo de corte (G). Tomado de Kaptan (2012).

$$E_s = 2 \cdot (1 + \mu) \cdot G$$

Ecuación 39. Correlación para módulo de elasticidad (E_s). Tomado de Kaptan (2012).

$$S_u = 5 \times 10^{-4} \cdot V_s^{2.5}$$

Ecuación 40. Correlación para resistencia cortante no drenada (S_u). Tomado de Kulkarni et al. (2010).

$$q_{adm} = 0.025 \cdot \gamma V_s \quad (FS = 4)$$

Ecuación 41. Correlación para capacidad de carga admisible (q_{adm}) en cimentaciones con $0 < B < 1.2$ metros. Tomado de Kaptan (2012).

Donde:

- μ : Coeficiente de Poisson (m/m)
- V_p : Velocidad de onda sísmica P (m/s)
- V_s : Velocidad de onda sísmica S (m/s)
- γ : Peso específico (kg/m^3)
- G : Módulo de Corte (kg/cm^2)
- E : Módulo Elástico (kg/cm^2)
- n : Factor de seguridad
- S_u : Resistencia cortante no drenada (kPa)
- q_{adm} : Capacidad de carga admisible (kPa)

Los parámetros elásticos (índice de Poisson y módulo de elasticidad) son evaluados para su uso en el cálculo de asentamientos elásticos. Mientras que la resistencia cortante no drenada estimada por correlaciones se compara con los resultados de los ensayos de compresión simple, triaxial UU y corte por veleta.

3.4. CARACTERIZACIÓN POR CONSOLIDACIÓN

La caracterización de los parámetros de consolidación (índice de compresión, rebote, consolidación y compresión secundaria) se ejecuta a través del ensayo de consolidación unidimensional y con los resultados obtenidos se analiza la susceptibilidad ante procesos de consolidación al profundizar en el estrato del suelo estudiado. Además, se propone un ensayo de medición de asentamientos buscando obtener información del comportamiento en campo del suelo ante procesos de consolidación. **La caracterización de los parámetros de consolidación del suelo se realiza hasta los 5 metros de profundidad en intervalos de 1 metro.**

3.4.1. CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

El procedimiento se basa en la norma **ASTM D2435 Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading**

Equipos:

- Anillos de metal
- Consolidómetro (*Figura 24*)
- Piedras porosas
- Deformímetro
- Pesas normadas



Figura 24. Equipos de consolidación unidimensional.

Proceso:

Una vez extraída la muestra inalterada, se toma los datos de la geometría del interior del anillo y el peso de la muestra. Entonces, se coloca la muestra en el consolidómetro junto con el deformímetro para poder registrar las medidas de los asentamientos generados al aplicar las cargas. Las cargas son aplicadas sobre la muestra por medio de pesas a través un brazo de palanca con una relación 1:10 con respecto a la fuerza aplicada. Una vez colocada la pesa, se toman registros de las deformaciones a tiempos preestablecidos en base a la norma. Cada ciclo de esfuerzos o cargas se mantiene por un periodo máximo de 24 horas, donde luego se le duplica el peso de carga con un mínimo de 4 ciclos de carga y uno de descarga antes de la carga final. Una vez realizados los ciclos de carga y descarga, se extrae la muestra del consolidómetro y se registra su peso.



Cálculos:

El cálculo de la altura de sólidos, altura inicial de vacíos y relación de vacíos de las muestras se realiza con las siguientes ecuaciones:

$$H_s = \frac{W_s}{A \cdot G_s \cdot \gamma_w}$$

Ecuación 42. Altura de los sólidos.

$$H_v = H - H_s$$

Ecuación 43. Altura inicial de vacíos.

$$e_0 = \frac{H_v}{H_s}$$

Ecuación 44. Relación de vacíos inicial de la muestra.

Donde:

- H_s : Altura de los sólidos
- W_s : Peso seco de la muestra
- A : Área de la muestra
- G_s : Gravedad específica de la muestra
- γ_w : Peso unitario del agua
- H_v : Altura inicial de vacíos
- H : Altura inicial de la muestra
- e_0 : Relación de vacíos inicial de la muestra

Resultados:

El ensayo da como resultados las gráficas de **deformación versus tiempo** de cada ciclo de carga y descarga, y **relación de vacíos versus esfuerzo efectivo aplicado**. A partir de estas gráficas se determinan los índices de compresión (C_c), rebote (C_s), consolidación (C_v), compresión secundaria (C_a) y esfuerzo de preconsolidación (σ_c) con los conceptos indicados en la *Sección 2.4.2* y *Sección 2.4.3*.

Finalidad:

La finalidad del ensayo es definir los parámetros de consolidación (C_c , C_s , C_v , C_a y σ_c) para analizar su variabilidad en función de las propiedades del suelo y posteriormente evaluar correlaciones empíricas planteadas por diversos autores para su estimación. Los parámetros de consolidación determinados en laboratorio antes mencionados son usados a su vez para el cálculo de asentamientos para diferentes escenarios de cimentación que se plantea en la *Sección 3.5.5*.

3.4.2. MEDICIÓN DE ASENTAMIENTOS EN CAMPO

Equipos:

- Estación total Ruide R2
- Prismas
- Bastón de prisma
- Elementos de hormigón prefabricado

Proceso:

Se opta por un ensayo experimental que consiste en aplicar cargas en el terreno por medio de elementos prefabricados de hormigón con el fin de simular una zapata aplicando carga que produce esfuerzos y por ende deformaciones en el suelo como se observa en la *Figura 25*.



Figura 25. Ensayo de consolidación campo.

Las estructuras se colocan a una profundidad de 3 metros bajo la superficie del terreno (*Figura 26*). El peso combinado de las estructuras de hormigón (5791 kg) es aplicado sobre un área de 2 metros cuadrados para generar un esfuerzo neto aplicado sobre el suelo equivalente a 2895 kg/m^2 . La carga especificada es aplicada por motivos de disponibilidad de los elementos prefabricados.



Figura 26. Ensayo de consolidación en campo.

El asentamiento generado se mide en los puntos 1,2 y 3 (*Figura 25 y Figura 27*) con el uso de estación total cuyo azimut o punto de referencia se encuentra a 25 metros de los elementos prefabricados.

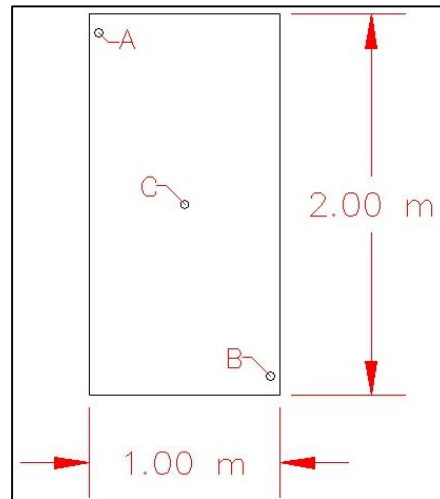


Figura 27. Distribución de los puntos de control en el ensayo de consolidación en campo.

Para controlar en lo posible las condiciones del ensayo se procura cubrir con plástico las estructuras y el suelo alrededor de estas, para proteger el ensayo de las condiciones climáticas del sector.

Resultados:

Del ensayo se obtienen las mediciones del asentamiento producido por las estructuras de hormigón para determinados periodos en el transcurso de la duración del ensayo.

Finalidad:

La finalidad es desarrollar un ensayo de consolidación en campo, obteniendo mediciones de asentamientos generados por la aplicación de esfuerzos sobre el suelo y el periodo de tiempo en desarrollar dichas deformaciones. La variación de las mediciones registradas permite aproximar el comportamiento en campo del suelo ante procesos de consolidación.

3.5. ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE Y PROCESOS DE CONSOLIDACIÓN

Dentro del análisis de la capacidad portante del suelo se comparan los resultados de los ensayos de compresión simple, triaxial, análisis multicanal de ondas superficiales y corte por veleta. Además de analizar la variabilidad de la capacidad de carga en función de la profundidad de desplante y el tipo de cimentación (zapata cuadrada y corrida). Para ello, se emplean las propiedades del suelo determinadas en los ensayos de caracterización.

En cuanto al análisis de procesos de consolidación del suelo estudiado se emplean correlaciones para el cálculo de parámetros de consolidación (C_c , C_v y C_a) que se comparan con los resultados del ensayo de consolidación unidimensional. También se emplean las teorías de Consolidación Unidimensional de Terzaghi y Difusión Simple de Davis & Poulos, comparando sus resultados con los datos del ensayo de medición de asentamientos en campo. Por último, el análisis de asentamientos pretende estimar la magnitud de asentamientos en cimentaciones con diferentes escenarios de geometría y profundidad de desplante.



3.5.1. RELACIÓN ENTRE ENSAYOS DE CAPACIDAD PORTANTE

Proceso:

Este procedimiento consiste en construir una única gráfica que muestre los resultados de resistencia cortante no drenada alcanzados con los ensayos de compresión simple, triaxial UU, corte por veleta y análisis multicanal de ondas superficiales conforme se profundiza en el estrato del suelo hasta la profundidad de 5 metros con intervalos de 1 metro.

Resultados:

Como resultado se tiene una gráfica de resistencia cortante versus profundidad de origen de la muestra, donde se observa la variación de resistencia del suelo correspondiente a cada ensayo.

Finalidad:

Por medio de la gráfica de resistencia cortante versus profundidad, se pretende justificar la validez de los resultados conseguidos en los ensayos y discutir las posibles variaciones entre ensayos de los resultados de resistencia.

3.5.2. ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA

Proceso:

A partir de los parámetros de resistencia (c y ϕ) y propiedades físicas (e , G_s , γ y γ_w) ya definidas en la caracterización del material, se procede al cálculo de capacidad de última de carga suelo (q_u) variando la profundidad de desplante (D_f) y el tipo de cimentación. Los diferentes tipos de cimentaciones usados se pueden observar en la *Tabla 11*.

Tabla 11. Tipos de cimentaciones en función de su geometría evaluadas.

Tipo de zapata	L/B	L	B
	-	m	m
Cuadrada	1	1	1
Corrida	-	∞	1

Las profundidades de desplante utilizadas para el análisis varían de 1 a 5 metros en intervalos de 1 metro respectivamente para cada tipo de cimentación.

Mientras que para el cálculo de la capacidad última de carga se emplean la *Ecuación 45* y *Ecuación 46* planteadas por Terzaghi cuando $\phi \neq 0$ y la *Ecuación 47* y *Ecuación 48* planteada por Skempton cuando $\phi \approx 0$.

Cálculos:

Las ecuaciones para determinar la capacidad última de carga del suelo (q_u) son:

$$q_u = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Ecuación 45. Capacidad última de carga para zapatas corridas, cuando $\phi \neq 0$. Tomado de Das (2013).

$$q_u = 1.3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Ecuación 46. Capacidad última de carga para zapatas cuadradas, cuando $\phi \neq 0$. Tomado de Das (2013).



$$q_u = 5 \left(1 + \frac{0.2D_f}{B} \right) \left(1 + \frac{0.2B}{L} \right) c \quad \text{Si } \frac{D_f}{B} \leq 2.5$$

Ecuación 47. Capacidad última de carga para zapatas cuadradas y corridas, cuando $\phi=0$. Tomado de Patzán & de Jesús (2009).

$$q_u = 7.5 \left(1 + \frac{0.2B}{L} \right) c \quad \text{si } \frac{D_f}{B} > 2.5$$

Ecuación 48. Capacidad última de carga para zapatas cuadradas y corridas, cuando $\phi=0$. Tomado de Patzán & de Jesús (2009).

Donde:

- q_u : Capacidad última de carga
- c : Cohesión del suelo
- q : $\gamma \cdot D_f$
- D_f : Profundidad de desplante de la cimentación
- γ : Peso específico del suelo
- B : Ancho de la zapata
- L : Largo de la zapata
- N_q, N_c, N_γ : Factores de capacidad

Los factores de capacidad de carga se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$$

Ecuación 49. Factor de capacidad N_q . Tomado de Das (2013).

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

Ecuación 50. Factor de capacidad N_c . Tomado de Das (2013).

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

Ecuación 51. Factor de capacidad N_γ . Tomado de Das (2013).

Donde:

- N_q, N_c, N_γ : Factores de capacidad
- ϕ : Ángulo de fricción

Resultados:

Valores y gráficas de capacidad de carga para cada tipo de zapata versus profundidad de desplante.

Finalidad:

Analizar la variabilidad de la capacidad de carga del suelo con diferentes escenarios de cimentación (tipo y profundidad de desplante).

3.5.3. CORRELACIONES PARA PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN

Proceso:

El proceso consiste en calcular parámetros de consolidación (C_c , C_v y C_α) usando correlaciones de diferentes autores mostradas en la *Tabla 12*, *Tabla 13* y *Tabla 14*, las cuales están en función de propiedades del suelo como: límite líquido, índice plástico, índice de poros, gravedad específica y humedad.

Como se mencionó previamente en los ensayos de caracterización las propiedades básicas y parámetros de consolidación se determinan para cada metro hasta los 5 metros de profundidad. Por lo tanto, para cada profundidad de análisis se calculan sus correspondientes parámetros de consolidación (C_c , C_v y C_α) a través de las correlaciones citadas. Posterior se grafican los valores calculados versus sus correspondientes definidos en laboratorio, se ajustan a una tendencia lineal y se establece la calidad con la que se ajustan las correlaciones a los resultados de laboratorio en función del valor de la pendiente de la tendencia. Se utiliza la pendiente para determinar la calidad de ajuste de los parámetros calculados, puesto que cuanto más cercano a 1 es el valor mejor es el ajuste de las correlaciones a los datos de laboratorio.

Cálculos:

Existen varios autores que proponen correlaciones empíricas para el cálculo del índice de compresión (C_c), entre ellos tenemos:

Tabla 12. Correlaciones empíricas para índice de compresión. Tomado de Ng, Chew & Lazim (2018), Jain, Dixit, & Chitra (2015), Azzouz, KRIZEK, & Corotis (1976) y Habibbeygi, Nikraz, & Verheyde (2017)

Correlación	Autor
$C_c = 0.007(LL-10)$	Skempton & Jones (1944)
$C_c = 0.009(LL-10)$	Terzaghi, Peck & Mesri (1996)
$C_c = 0.0135 IP$	Wroth & Wood (1978)
$C_c = 0.01706(LL-1.30)$	Widodo & Ibrahim (2012)
$C_c = 0.54(e-0.35)$	Nishida (1956)
$C_c = 0.27e$	Nagaraj & Murthy (1983)
$C_c = 0.27Gs - 0.005LL - 0.26$	Ng, Chew & Lazim (2018)
LL = Límite líquido IP = Índice plástico e = Índice de poros Gs = Gravedad específica	

Para el índice de consolidación (C_v) las correlaciones propuestas son:

Tabla 13. Correlaciones empíricas para índice de consolidación. Tomado de Ng, Chew, & Lazim (2018) y Navy (1982).

Correlación	Autor
$C_v = 7.7525 IP^{-3.1021} (cm^2/s)$	Solanki & Desai (2008)
$C_v = 4 \times 10^{-7} - 4 \times 10^{-9} LL (m^2/s)$	Soibam (2015)
$C_v = 0.451 + 0.011LL - 0.036IP (m^2/año)$	Ng et al. (2018)
$C_v = 67.671LL^{-2.761} (cm^2/s)$	Navy (1982)
LL = Límite líquido IP = Índice plástico	



Para determinar el valor del índice de compresión secundaria (C_α) las correlaciones propuestas son:

Tabla 14. Correlaciones empíricas para índice de compresión secundaria (C_α). Tomado de Navy (1982), Rodríguez & Del Castillo (1981), y Duncan, J. M., & Buchignani, A. L. (1976).

Correlación	Autor
$C_\alpha = 0.0093 \ln(w) - 0.0253$	Navy (1982)
$C_\alpha = 0.00007w + 0.0003$	Mesri (1973)
$C_\alpha = 0.008e - 0.005$	Rodríguez & Del Castillo (1981)
w = Humedad natural e = Índice de poros	

Resultados:

Con el procedimiento mencionado se determina la eficiencia de las correlaciones para el caso en estudio.

Finalidad:

Al determinar la correlación que mejor se ajusta a los valores estimados en laboratorio, se proporciona una herramienta para realizar una buena aproximación inicial de los parámetros de consolidación del suelo en estudio, así como de asentamientos cuando no se cuente con ensayos de laboratorio.

3.5.4. TEORÍAS DE CONSOLIDACIÓN

Proceso:

El procedimiento reside en establecer la deformación y el tiempo necesario para desarrollar dicha deformación según la teoría de Consolidación Unidimensional de Terzaghi y la teoría de Difusión Simple de Davis & Poulos; y a su vez contrastar con las lecturas (deformación y tiempo) del ensayo de medición de asentamiento en campo.

Previamente es necesario calcular el **asentamiento teórico esperado** debido a las estructuras de hormigón usadas en el ensayo de medición de asentamiento en campo. Para ello, se aplican los conceptos de cálculo de asentamientos elásticos, por consolidación primaria, por consolidación secundaria, e incremento de carga que se encuentran en la *Sección 2.4.1*, *Sección 2.4.2*, *Sección 2.4.3* y *Sección 2.6*. Las propiedades básicas del suelo empleadas en las ecuaciones que se hallan en las secciones mencionadas son las determinadas en la caracterización del suelo.

Mediante los factores de tiempo (T_v) de cada teoría correspondientes a las diferentes tasas de consolidación (U) que se observan *Figura 6* y *Figura 7*, se puede estimar el tiempo (t) necesario para desarrollar dichas tasas de consolidación por medio de la *Ecuación 20*. Para la teoría de Consolidación Unidimensional se emplea el índice de consolidación (C_v) que se obtiene en laboratorio en el ensayo de consolidación unidimensional y para la teoría de Difusión Simple se emplea el índice de consolidación horizontal (C_h). El valor del índice de consolidación horizontal varía de 4 a 5 veces C_v , por ende, la teoría de Difusión Simple es evaluada con $C_h = 4C_v$ y $C_h = 5C_v$.

Las deformaciones correspondientes a las diferentes tasas de consolidación (U) se calculan en función del **asentamiento teórico esperado**. Por ejemplo, para una tasa de consolidación $U = 20\%$, su deformación corresponde al 20% del **asentamiento teórico esperado**.

Finalmente se grafican las deformaciones versus el tiempo necesario para desarrollar la deformación que cada teoría de consolidación predice y se colocan en la misma gráfica los datos registrados del ensayo de medición de asentamiento en campo.



Finalidad:

Con los datos adquiridos en el ensayo de medición de asentamientos en campo se comparan los resultados reales con resultados teóricos estimados a través de la teoría de Terzaghi y Davis & Poulos.

3.5.5. ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

Proceso:

En esta sección se calculan los asentamientos generados en el suelo mediante el empleo de diferentes tipos de cimentaciones a profundidades de desplante variables. Para el cálculo del asentamiento total desarrollado en cada escenario de cimentación se consideran los asentamientos elásticos y por consolidación primaria, que se mencionan en la *Sección 2.4.1* y *Sección 2.4.2*. A su vez, para determinar el incremento de carga generada por acción de una cimentación se utiliza los conceptos explicados en la *Sección 2.6*.

El análisis de asentamientos contempla diferentes escenarios donde se varía la profundidad de desplante de 1 hasta 5 metros en intervalos de 1 metro. Para cada intervalo, se evalúa distintos tipos de zapatas (*Tabla 15*). Además, las cargas aplicadas para cada tipo de zapata se observan en la *Tabla 16*, siendo impuesta la primera carga (1000 kg) para el análisis y las siguientes se duplican hasta 32000 kg con el fin de analizar el comportamiento ante asentamientos en un amplio rango de cargas.

Tabla 15. Tipos de zapatas empleadas en función de su geometría.

L/B	L	B
-	m	m
1	0.5	0.5
1.5	0.75	0.5
2	1	0.5

Tabla 16. Cargas aplicadas en el análisis de asentamientos.

Cargas aplicadas (kg)
1000
2000
4000
8000
16000
32000

Se debe tener en cuenta que las cargas aplicadas son constantes para los diferentes escenarios de cimentación. Sin embargo, los esfuerzos aplicados sobre el suelo varían por la geometría de la cimentación que modifica el área de contacto cimentación-suelo. Además, las propiedades físicas empleadas en el cálculo de asentamientos corresponden a las determinadas previamente en la caracterización del suelo para la profundidad de análisis correspondiente.

Resultados:

Se obtienen gráficas de asentamientos versus esfuerzo aplicado para cada profundidad de desplante de la cimentación.

Finalidad:

Las gráficas permiten comprender de mejor manera la magnitud de los asentamientos generados por diferentes escenarios de cimentación, identificando cuales son las combinaciones de geometría, profundidad de desplante y cargas aplicadas que permiten generar asentamientos de menor magnitud.

CAPITULO 4: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En esta sección se presentan y analizan los resultados de los procedimientos detallados en la metodología del proyecto.

En primer lugar, se exhiben los resultados de la inspección visual del material al momento de la toma de muestras en la zona de estudio como: desecación y humedecimiento a profundidad, así como características físicas (color, textura, tamaño de grano, etc.).

A continuación, se presentan los resultados de los ensayos de humedad, distribución granulométrica, límites de Atterberg, clasificación del suelo, gravedad específica, peso específico y tomografía eléctrica; con estos resultados **se obtiene una caracterización del suelo en cuanto a sus propiedades físicas** que a su vez ayudarán en la posterior evaluación de resistencia y consolidación del suelo.

Por otro lado, se muestran los resultados de **resistencia de los ensayos de compresión simple, triaxial no consolidado-no drenado, corte por veleta, análisis multicanal de ondas superficiales (MASW) y análisis de capacidad de carga** para zapatas de tipo cuadrada y corrida variando la profundidad de desplante de la cimentación.

Para el análisis de procesos de consolidación se parte de los resultados del ensayo de consolidación unidimensional de laboratorio que definen **los parámetros de consolidación**, los cuales son evaluados en función de las propiedades físicas del suelo. Además, se efectúa la **comparación de los parámetros estimados por medio de correlaciones** con los resultados de laboratorio. Finalmente, se encuentran las **curvas de deformación versus tiempo según la teoría de Difusión Simple y Consolidación Unidimensional** junto a las mediciones registradas en campo en el ensayo de medición de asentamientos.

4.1. ANÁLISIS VISUAL

Se elaboró una calicata de 5 metros de profundidad, encontrando material homogéneo de características variables al incrementar su profundidad. Los taludes de la calicata conformada para la extracción de muestras eran estables sin presentar desmoronamiento de material. Durante la excavación de las calicatas para la obtención de muestras, se identificó de manera visual la presencia de desecamiento del suelo hasta aproximadamente una profundidad de 1.5 metros. Esta desecación es evidente por el fisuramiento de la estructura de suelo debido a la reducción de su contenido de agua y su consecuente cambio de volumen (*Figura 28*).



Figura 28. Desecación superficial del suelo de estudio.

A partir de los 3 metros de profundidad el suelo se encontró con una consistencia más blanda debido al humedecimiento por capilaridad, ya que el nivel freático se localizó a los 5 metros de profundidad como se muestra en la *Figura 29*, donde el nivel de agua se estabilizó luego de 3 días a dicha profundidad.



Figura 29. Nivel freático del suelo de estudio.

El suelo encontrado en el sitio está constituido por material fino, color crema, tamaño uniforme y forma de partículas no definidas. Conservando homogéneas estas características en las diferentes profundidades de origen de las muestras hasta los 5 metros, posterior a esta profundidad no se extrajo material por limitaciones de equipamiento y maquinaria. En cuanto a la materia orgánica, el suelo mostró una pequeña cantidad hasta 1 metro de profundidad; a partir de esta profundidad no se observó materia orgánica.

4.2. CARACTERIZACIÓN BÁSICA

4.2.1. HUMEDAD

Los resultados de los ensayos se pueden observar en la *Tabla 17*, *Figura 30* y *Anexo 9*, donde se presenta el contenido de agua del suelo en función de sus sólidos (humedad) para cada profundidad de análisis del suelo estudiado.

Tabla 17. Humedad (w) en función de la profundidad.

Parámetro	Valores					Unidad
Profundidad	1	2	3	4	5	m
Humedad (w)	19.46	21.96	22.88	23.56	35.34	%

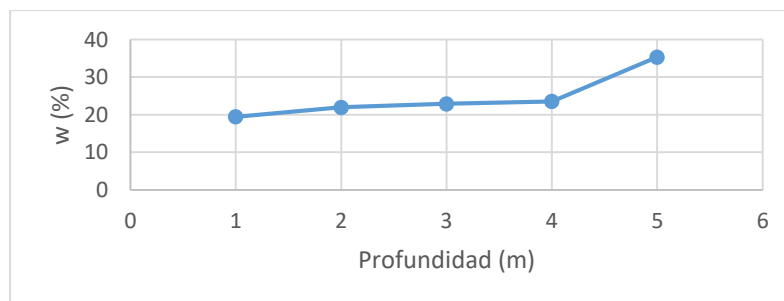


Figura 30. Humedad (w) en función de la profundidad.

En la *Figura 30*, se evidencia un aumento constante de la humedad del suelo al profundizar en el estrato. A los 5 metros de profundidad se registra un aumento brusco de la humedad del suelo correspondiente a la localización del nivel freático, como se mencionó en la *Sección 4.1*. El aumento de la humedad conforme se profundiza en el estrato valida lo identificado de manera visual durante la extracción de las muestras, además que este aumento de humedad puede ocasionar una disminución de la resistencia por parte del material (Medina López & Salazar Gutiérrez, 2009).

4.2.2. DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA

Una vez realizado el proceso para definir la distribución granulométrica por cribado del suelo, los resultados se muestran en la *Tabla 18*, *Figura 31* y *Anexo 12*. Los resultados conseguidos se utilizan para elaborar la clasificación por los métodos SUCS y AASHTO.

Tabla 18. Porcentaje de material pasante.

Tamiz	Tamiz (mm)	1m	2m	3m	4m	5m
		% Pasa	% Pasa	% Pasa	% Pasa	% Pasa
4	4.76	99.90	99.98	99.86	99.95	100.00
8	2.38	99.61	99.07	98.82	99.50	99.53
16	1.19	99.12	97.24	96.25	98.16	98.03
20	0.84	98.86	96.36	94.80	97.51	97.15
30	0.595	98.88	96.41	94.68	97.44	97.09
40	0.42	98.59	95.61	93.36	96.82	96.15
50	0.297	98.57	95.83	93.52	96.80	96.24
100	0.149	96.90	93.48	90.87	95.35	94.28
200	0.074	84.73	84.71	81.68	92.68	91.27

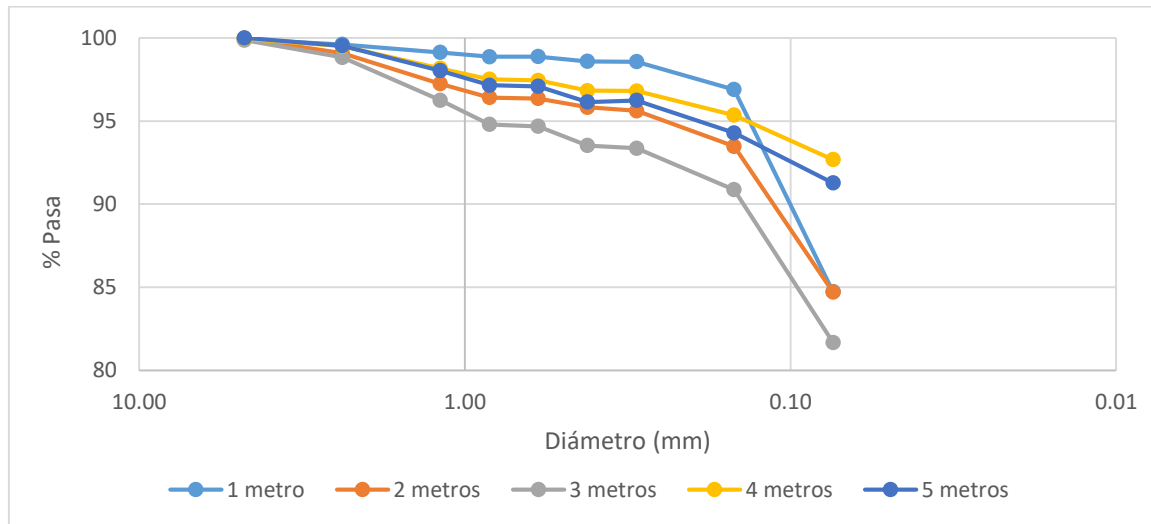


Figura 31. Curva de distribución granulométrica por cribado.

En las granulometrías realizadas, el suelo con mayor contenido de material fino pasante el tamiz N°200 está ubicado a profundidades entre 4 y 5 metros, con contenidos de finos ligeramente superiores a 90%. A profundidades de 1, 2 y 3 metros el material tiene menores contenidos de fino pasante el tamiz N°200, con resultados en 81 y 85%.

4.2.3. LÍMITES DE ATTERBERG

Se llevó a cabo los ensayos con el fin de determinar los parámetros de límite líquido y plástico, y con ellos el índice de plasticidad de cada estrato a las diferentes profundidades de análisis; estos parámetros son necesarios para la clasificación de las muestras. Por lo tanto, los resultados del ensayo se muestran en la *Tabla 19, Figura 32 y Anexo 10 y 11*.

Tabla 19. Límites de Atterberg en función de la profundidad.

Parámetro	Valores					Unidad
Profundidad	1	2	3	4	5	m
Límite plástico (LP)	42.91	37.63	33.05	49.32	48.80	%
Límite líquido (LL)	52.60	49.15	51.00	62.50	68.00	%
Índice de plasticidad (IP)	9.69	11.52	17.95	13.18	19.20	%

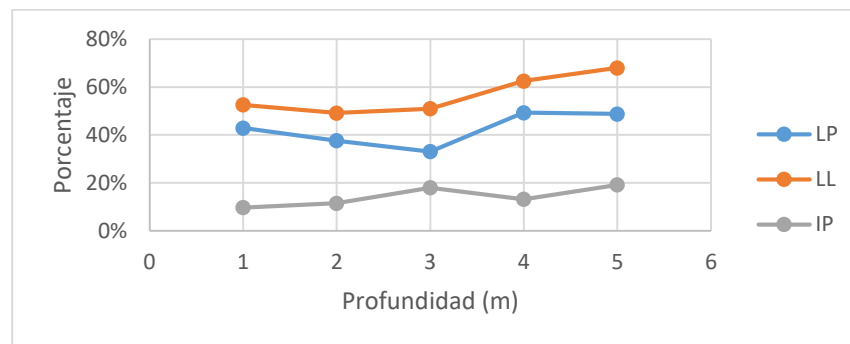


Figura 32. Límites de Atterberg en función de la profundidad.

En los datos presentados en la *Tabla 19 y Figura 32*, no se observan tendencias de aumento o reducción constantes de los límites de Atterberg. Sin embargo, a 5 metros de profundidad se encuentra el material con mayor índice de plasticidad con respecto a las demás profundidades (LL= 68.00%, LP=48.80% e IP=19.20%); lo que puede desencadenar en una pérdida de resistencia y aumento de deformabilidad del material, ya que mayor índice de plasticidad genera un mayor potencial de contracción del material (Medina & Salazar, 2010).

4.2.4. CLASIFICACIÓN DEL SUELO

En función de los resultados (*Anexo 12*) conseguidos en ensayos previos (*Sección 4.2.2 y Sección 4.2.3*), se definen los parámetros necesarios para la clasificar el suelo. El suelo se clasificó por medio de las metodologías SUCS y AASHTO alcanzando los siguientes resultados:

Muestra 1 metro: Por medio de la metodología SUCS se clasificó a la muestra como “**Limo de alta plasticidad con arena MH**” y como un suelo tipo **A-5 (13)** por medio de AASHTO, debido a:

- Metodología SUCS
 - Límite líquido 52.60 % > 50 %.
 - Según las características de LL e IP se encuentra por debajo de la línea A de la carta de plasticidad (*Figura 33*).



- **Más del 30% del material excede el tamiz N°200** por lo que es un tipo de suelo MH.
- Además, al ser el porcentaje de arena mayor al de grava y el porcentaje de grava menor a 15%, se establece que es un **limo arenoso de alta plasticidad**.
- Metodología AASHTO
 - El porcentaje de **material pasante el tamiz N°200 es mayor que 35%** por lo tanto se trata de un suelo fino (limo o arcilla).
 - Al tener un **LL = 52.60% mayor al máximo de 41%** y un **IP = 9.69 %** menos que 10% se trata de un suelo tipo A-5, que se trata de suelo tipo limoso con una clasificación de regular a malo con el cálculo de su índice de grupo **IG = 13**

Muestra 2 metros: Se clasificó al suelo por SUCS como “**Limo de baja plasticidad con arena ML**” y como suelo tipo **A-7-5 (13)** por AASHTO, debido a:

- Metodología SUCS
 - Límite líquido $49.15\% < 50\%$.
 - Según las características de LL e IP se encuentra por debajo de la línea A de la carta de plasticidad (*Figura 33*).
 - **Más del 30% del material excede el tamiz N°200** por lo que se trata de un suelo ML.
 - Además, al ser el porcentaje de arena mayor al de grava y grava menor al 15 % se establece que el suelo es un **limo de baja plasticidad con arena**.
- Metodología AASHTO
 - El porcentaje de **material pasante el tamiz N°200 es mayor que 35%** por lo tanto se trata de un suelo fino (limo o arcilla).
 - Al tener un **LL = 49.15% mayor al máximo de 41%** y un **IP = 11.52%** mayor al mínimo de 11% se trata de un suelo tipo A-7.
 - Ya que existen dos tipos de suelos A-7 se realiza la comprobación de la relación $IP \leq LL-30$, teniendo $11.52 < (49.15-30 = 19.15)$ se concluye que es un suelo tipo A-7-5 con **IG = 13**.

Muestra 3 metros: Se clasificó por SUCS como “**Limo de alta plasticidad con arena MH**” y como un suelo **A-7-6 (17)** por AASHTO, debido a:

- Metodología SUCS
 - Límite líquido $51\% > 50\%$.
 - Según las características de LL e IP se encuentra por debajo de la línea A de la carta de plasticidad (*Figura 33*).
 - **Más del 30% del material excede el tamiz N°200** por lo que se trata de un suelo MH.
 - Además, al ser el porcentaje de arena mayor al de grava y grava menor al 15 % se establece que el suelo es un **limo de alta plasticidad con arena**.
- Metodología AASHTO
 - **El porcentaje de material pasante el tamiz N°200 es mayor que 35%** por lo tanto se trata de un suelo fino (limo o arcilla).
 - Al tener un **LL = 51% mayor al máximo de 41%** y un **IP = 17.95%** mayor al mínimo de 11% se trata de un suelo tipo A-7.
 - Ya que existen dos tipos de suelos A-7 se realiza la comprobación de la relación $IP \leq LL-30$, teniendo $17.95 \leq (51-30 = 21)$ se concluye que es un suelo tipo A-7-5 con **IG = 17**.



Muestra 4 metros: Se clasificó por SUCS como “**Limo de alta plasticidad MH**” y como un suelo tipo **A-7-5 (20)** por AASHTO, debido a:

- Metodología SUCS
 - Límite líquido $62.50\% > 50\%$.
 - Según las características de LL e IP se encuentra por debajo de la línea A de la carta de plasticidad (*Figura 33*).
 - **Más del 30% del material excede el tamiz N°200** por lo que se trata de un suelo MH.
 - Además, al ser el porcentaje de arena mayor al de grava y grava menor al 15 % se establece que el suelo es un **limo de alta plasticidad**.
- Metodología AASHTO
 - **El porcentaje de material pasante el tamiz N°200 es mayor que 35%** por lo tanto se trata de un suelo fino (limo o arcilla).
 - Al tener un **LL = 62.50% mayor al máximo de 41%** y un **IP = 13.18%** mayor al mínimo de 11% se trata de un suelo tipo A-7.
 - Ya que existen dos tipos de suelos A-7 se realiza la comprobación de la relación $IP \leq LL - 30$, teniendo $13.18 \leq (62.50 - 30 = 32.50)$ se concluye que es un suelo tipo A-7-5 con **IG = 20**.

Muestra 5 metros: Se clasificó por SUCS como “**Limo de alta plasticidad MH**” y como un suelo tipo **A-7-5 (26)** por AASHTO, debido a:

- Metodología SUCS
 - Límite líquido $68\% > 50\%$.
 - Según las características de LL e IP se encuentra por debajo de la línea A de la carta de plasticidad (*Figura 33*).
 - **Más del 30% del material excede el tamiz N°200** por lo que se trata de un suelo MH.
 - Además, al ser el porcentaje de arena mayor al de grava y grava menor al 15 % se establece que el suelo es un **limo de alta plasticidad**.
- Metodología AASHTO
 - **El porcentaje de material pasante el tamiz N°200 es mayor que 35%** por lo tanto se trata de un suelo fino (limo o arcilla).
 - **Al tener un LL = 68% mayor al máximo de 41%** y un **IP = 19.20 %** mayor al mínimo de 11% se trata de un suelo tipo A-7.
 - Ya que existen dos tipos de suelos A-7 se realiza la comprobación de la relación $IP \leq LL - 30$, teniendo $19.20 \leq (68 - 30 = 38)$ se concluye que es un suelo tipo A-7-5 con **IG = 26**.

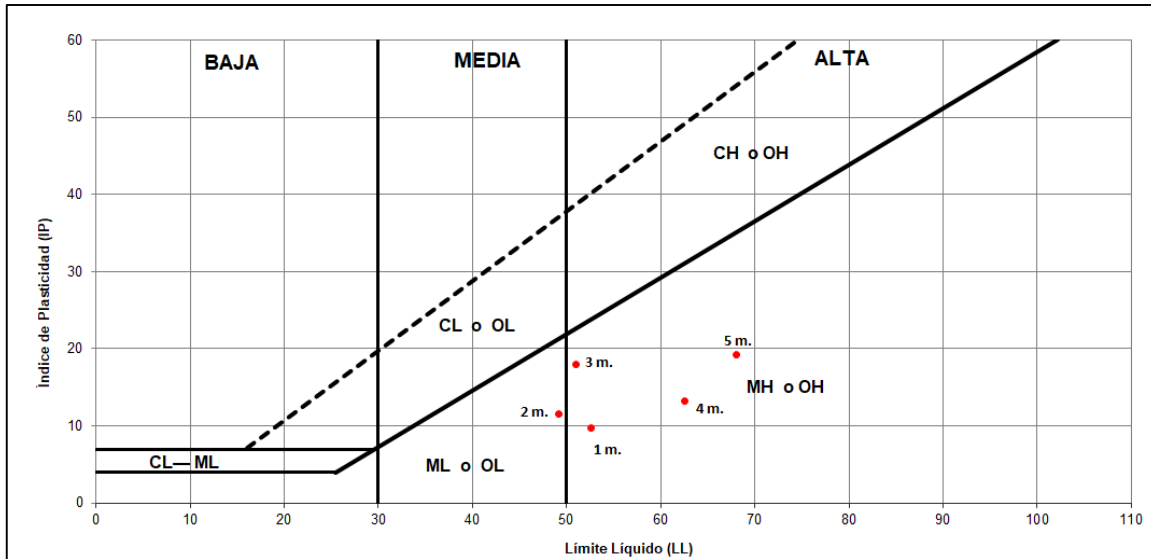


Figura 33. Ubicación de límites de Atterberg en carta de plasticidad.

A continuación, la *Tabla 20* resume las clasificaciones obtenidas del tipo de suelo correspondiente a cada metro de profundidad; donde se evidencia que la conformación del estrato es predominantemente “**Limo de alta plasticidad**”.

Tabla 20. Resumen de clasificación del suelo en función de la profundidad.

Profundidad	1m	2m	3m	4m	5m
Clasificación	MH	ML	MH	MH	MH
Clasificación (SUCS)	Limo de alta plasticidad con arena	Limo de baja plasticidad con arena	Limo de alta plasticidad con arena	Limo de alta plasticidad	Limo de alta plasticidad
Clasificación AASHTO	A-5 (13) Suelo limoso	A-7-5 (13) Suelo arcilloso	A-7-5 (17) Suelo arcilloso	A-7-5 (21) Suelo arcilloso	A-7-5 (26) Suelo arcilloso

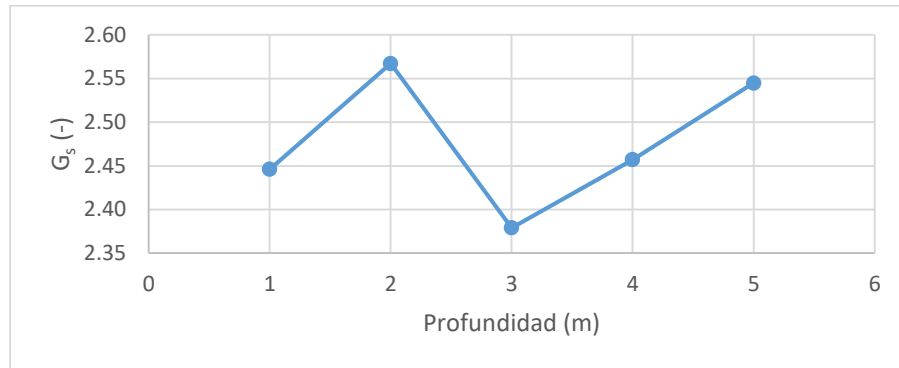
Según Das (2013) la calidad de rendimiento de un suelo disminuye conforme el índice de grupo de la clasificación AASHTO aumenta, esto en cuanto a su aplicabilidad en proyectos viales. En la *Tabla 20* se observa una tendencia de aumento del índice de grupo reflejando la pérdida de calidad del suelo al profundizar para su uso como material de carreteras si este llegara a ser el caso.

4.2.5. GRAVEDAD ESPECÍFICA

Este parámetro es la relación adimensional entre peso específico de sólidos y del agua, y es necesario para los análisis a realizar en los próximos puntos del estudio (estimación de saturación y relación de vacíos). A continuación, en la *Tabla 21*, *Figura 34* y *Anexo 13* se pueden observar los valores de G_s obtenidos para cada profundidad de muestreo.

Tabla 21. Gravedad específica (G_s) en función de la profundidad.

Parámetro	Valores					Unidad
Profundidad	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	m
G_s	2.45	2.57	2.38	2.46	2.54	-


 Figura 34. Gravedad específica (G_s) en función de la profundidad.

En los resultados de gravedad específica mostrados, no se observa una tendencia directa conforme se profundiza en el suelo, más bien se encuentran resultados variables con un promedio de **2.48** que son menores a lo referenciado según Das (2013) que para un suelo de tipo limo o arcilla este valor se encuentra en el rango de 2.6 a 2.9. Este valor promedio de 2.48 menor a lo referenciado en la bibliografía se puede atribuir a la composición mineralógica del mismo; sin embargo, dentro del estudio no se contemplan ensayos que permitan determinar la mineralogía del suelo estudiado.

4.2.6. PESO ESPECÍFICO

En la Tabla 22, Figura 35 y Anexo 14 se presentan los resultados conseguidos en laboratorio de peso específico del suelo del sector para los análisis posteriores en los que intervenga este parámetro; así como una interpretación de su valor respecto a la resistencia y deformabilidad del material.

Tabla 22. Peso específico en función de la profundidad.

Parámetro	Valores					Unidad
Profundidad	1	2	3	4	5	m
Humedad (w)	17.9	19.1	23.7	25.1	31.7	%
Peso específico (γ)	1.41	1.47	1.62	1.57	1.73	g/cm^3
Peso específico seco (γ_d)	1.10	1.23	1.27	1.19	1.18	g/cm^3

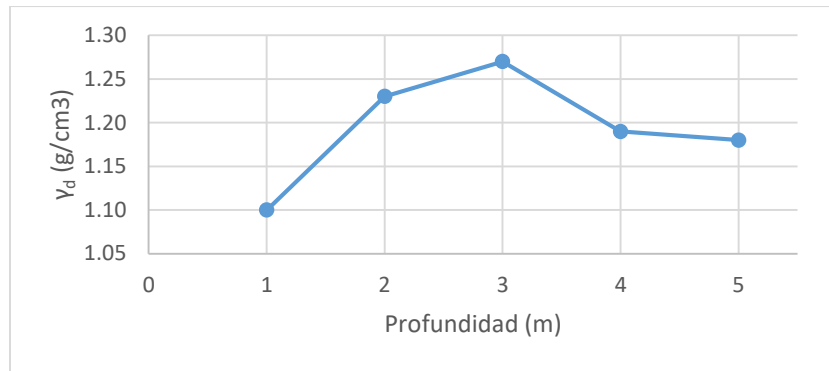


Figura 35. Peso específico seco (γ_d) en función de la profundidad.

Como se puede evidenciar en la *Tabla 22* los valores de peso específico seco son variables con un promedio de **1.19 g/cm³**, identificando un comportamiento creciente en su valor hasta los 3 metros de profundidad donde se da el valor máximo.

4.2.7. RELACIONES FUNDAMENTALES

Para cada una de las muestras correspondientes a las diferentes profundidades de análisis, las relaciones fundamentales obtenidas son presentadas en la *Tabla 23*.

Tabla 23. Resumen de relaciones fundamentales en función de la profundidad.

Parámetro	Valores					Unidad
	1	2	3	4	5	
Profundidad						m
Relación de vacíos (e)	0.71	0.81	0.82	1.05	1.01	-
Humedad (w)	19.46	21.96	22.88	23.56	35.34	%
Saturación (S)	62.01	65.73	66.78	69.17	89.47	%
Peso esp. seco (γ_d)	1.10	1.23	1.27	1.19	1.19	g/cm ³
Peso específico (γ)	1.41	1.47	1.62	1.49	1.57	g/cm ³
Gravedad esp. (G_s)	2.45	2.57	2.38	2.46	2.54	-

En la *Tabla 23*, la relación de vacíos es determinada por medio del ensayo de consolidación unidimensional (*Anexo 53*); mientras que la saturación mediante la aplicación de la *Ecuación 30*. La variación de la saturación en las diferentes profundidades de análisis se puede observar en la *Figura 36*.

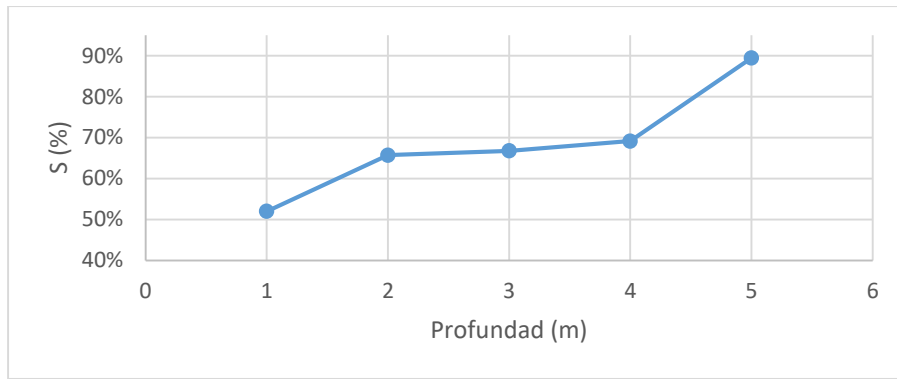


Figura 36. Saturación (S) en función de la profundidad.

Se puede observar en la figura anterior un aumento constante del porcentaje de saturación conforme se profundiza, esto se corresponde con el aumento del contenido de agua en la estructura del suelo observado durante la extracción de muestras. El aumento del contenido de agua se debe a la influencia del nivel freático y a un proceso de capilaridad de las capas de suelo superiores a este.

4.2.8. TOMOGRAFÍA ELÉCTRICA

Como resultado del ensayo se tiene un perfil estratigráfico en función de la resistividad eléctrica de los materiales que conforman el subsuelo, para la posterior aproximación de los cambios litológicos importantes presentes en el lugar de estudio. El perfil estratigráfico derivado del ensayo se puede observar en la *Figura 37*.

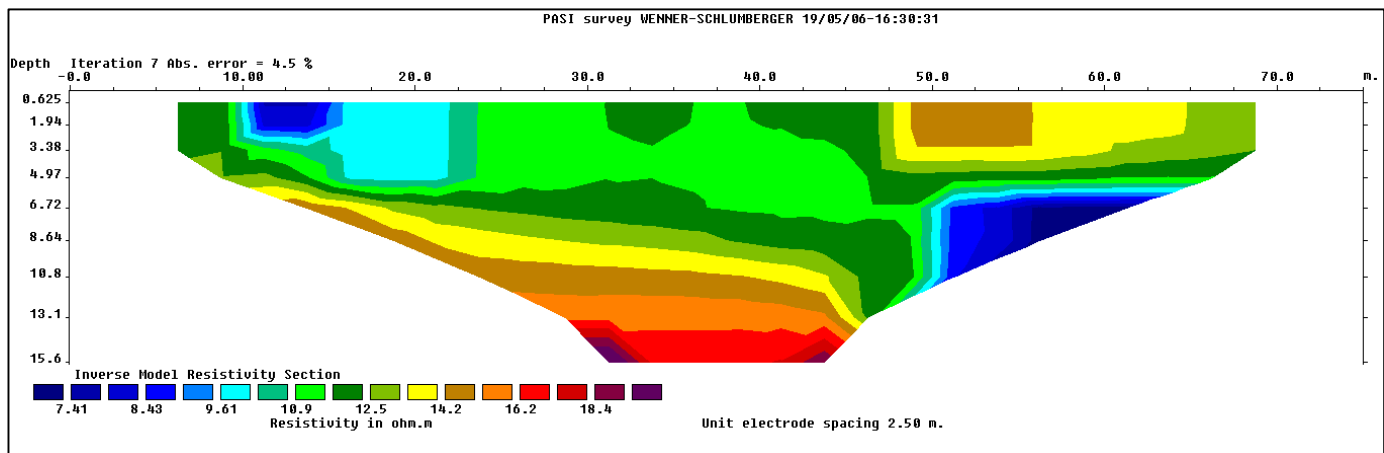


Figura 37. Perfil de tomografía eléctrica, suelo sector Charasol.

Por medio de la figura anterior se infiere un primer estrato con potencia aproximada de 10 metros por sus valores similares de resistividad (10 a 13 Ohm.m), luego de esta profundidad se observa un cambio a un estrato con resistividad de 14 a 20 Ohm.m, correspondiente a un material de mejores características que el anterior. La variación de resistividad mencionada a los 10 metros de profundidad no se puede relacionar con la influencia del agua, puesto que en el análisis visual se determinó que el nivel freático se encuentra a 5 metros de profundidad. Además, en los primeros 10 metros del perfil de resistividad se aprecia pequeñas inclusiones de material de menor resistividad (7 a 9 Ohm.m) y material de mejores características (14 a 15 Ohm.m), pero al ocupar volúmenes pequeños en relación a toda la potencia del estrato de interés, se desprecian para posteriores análisis.

De acuerdo a lo planteado se considera para analisis posteriores de asentamientos la potencia del estrato compresible hasta los 10 metros de profundidad.

4.3. CARACTERIZACIÓN POR CAPACIDAD PORTANTE

4.3.1. COMPRESIÓN SIMPLE O INCONFINADA

Por medio de este ensayo y siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo anterior se definen los parámetros de resistencia a la compresión simple (q_u) y resistencia cortante no drenada (S_u). Los círculos de Mohr que muestran el estado tensional de los ensayos a la falla, así como los detalles de los ensayos de cada muestra se encuentran en los *Anexos 15-35*.

A continuación, en la *Tabla 24* y *Figura 38* se detallan los parámetros de resistencia y algunas propiedades básicas (peso específico y humedad) obtenidas de las muestras empleadas en el ensayo; además de los valores de módulo de elasticidad (E_s) calculados mediante la aplicación de la *Ecuación 33*.

Tabla 24. Resistencia a la compresión simple (q_u) y resistencia al corte no drenado (S_u) por compresión simple.

Parámetro	Valores					Unidad
Profundidad	1	2	3	4	5	m
q_u	0.127	0.371	0.251	0.276	0.156	kg/cm ²
S_u	0.064	0.186	0.126	0.139	0.078	kg/cm ²
γ	1.71	1.73	1.46	1.75	1.62	g/cm ³
γ_d	1.34	1.46	1.19	1.40	1.17	g/cm ³
w	17.05	18.25	22.55	25.15	38.70	%
E_s	317500	933750	626250	690000	390000	kg/m ²

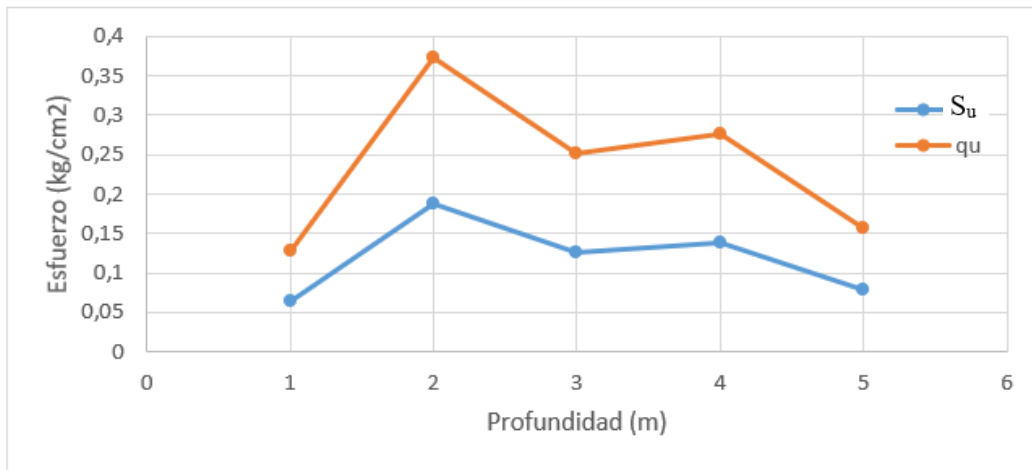


Figura 38. Resistencia a la compresión simple (q_u) y resistencia cortante no drenada (S_u) por compresión simple.

Previo a producirse el fallo del suelo en el ensayo, el esfuerzo aplicado genera una deformación sobre la muestra, las relaciones de esfuerzo–deformación se pueden observar en la *Figura 39*, que corresponden a la “*Muestra 1*” de las 2 muestras ensayadas por metro de profundidad; ya que los resultados de las 2 muestras son similares. Las curvas de esfuerzo-deformación correspondientes a todas las muestras ensayadas se pueden observar en los *Anexos 17- 35*.

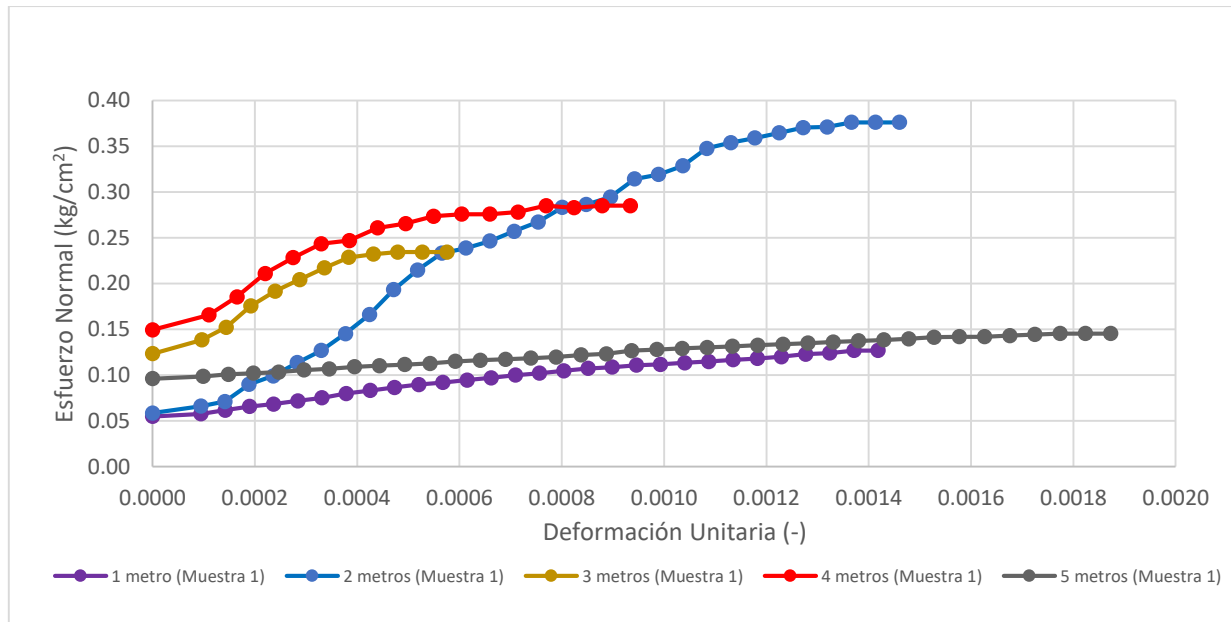


Figura 39. Esfuerzo normal versus deformación unitaria en ensayos de compresión simple.

Los resultados en la *Tabla 24* muestran que valores de resistencia a compresión simple varían de **0.13 a 0.37 kg/cm²**, la resistencia cortante no drenada (S_u) de **0.06 a 0.19 kg/cm²** y el módulo de Elasticidad se encuentra en el rango de **626250 a 933750 kg/m²**.

Según la *Tabla 24* y *Figura 39*, la menor resistencia cortante de **0.06 kg/cm²** se da a 1 metro de profundidad, esto se atribuye a los constantes procesos de desecación por la exposición directa del material a los rayos solares que generan **fisuras y discontinuidades en la estructura del suelo** (*Figura 39*) que **reducen su resistencia**.

La resistencia cortante no drenada máxima se alcanza a 2 metros de profundidad con valor de **0.19 kg/cm²**, el aumento de resistencia con respecto a la de 1 metro de profundidad se atribuye a una menor exposición del suelo a fenómenos que alteren su estructura. La reducción de fisuras en su estructura con respecto a 1 metro de profundidad se evidencia en la *Figura 28*. Además, para una misma deformación unitaria, el suelo a 2 metros de profundidad tiene mayor capacidad de soportar esfuerzos con respecto a 1 metro (*Figura 39*).

A 3 y 4 metros de profundidad el suelo presenta valores similares de resistencia de **0.13 y 0.14 kg/cm²** respectivamente; en relación a la capa superior (2 metros) la resistencia decrece, al igual que su capacidad de deformación (*Figura 39*). La reducción de resistencia en estas profundidades se debe al aumento de humedad con respecto al suelo de 2 metros como se muestra en la *Tabla 24*.

La resistencia a 5 metros de profundidad decae a **0.08 kg/cm²** y su deformabilidad aumenta considerablemente (*Figura 39*). Este comportamiento del suelo se relaciona con el aumento de su contenido de humedad (*Tabla 24*), ya que según García (2002) la resistencia y por ende la deformabilidad del suelo varían considerablemente dependiendo del contenido de humedad.

Los **valores de módulo de elasticidad (E_s)** definidos en el ensayo de compresión simple son utilizados para el **cálculo de asentamientos elásticos**, puesto que los resultados se relacionan con el rango de valores mostrados en la *Tabla 2*.

4.3.2. TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO (UU)

La finalidad del ensayo es estimar los parámetros de resistencia (cohesión y ángulo de fricción) a partir de 3 muestras cilíndricas por metro de profundidad hasta los 5 metros, a las cuales se aplicaron esfuerzos de confinamiento inferior, semejante y superior al esfuerzo normal que soporta el suelo según la profundidad de origen de la muestra. En los *Anexos 37-52*, se detallan los resultados para cada uno de los ensayos realizados, así como las características geométricas de las muestras y el esfuerzo de confinamiento que se impartió a cada uno de los especímenes ensayados.

A continuación, se presenta los círculos de Mohr obtenidos en los ensayos realizados con sus correspondientes componentes de cohesión (c_u) y ángulo de fricción (ϕ_u).

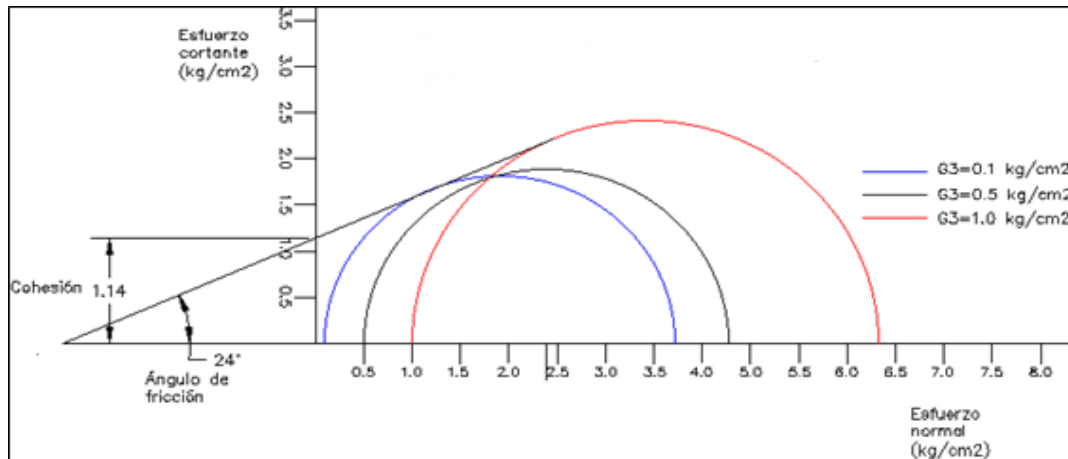


Figura 40. Círculos de Mohr, ensayo triaxial 1.00 m.

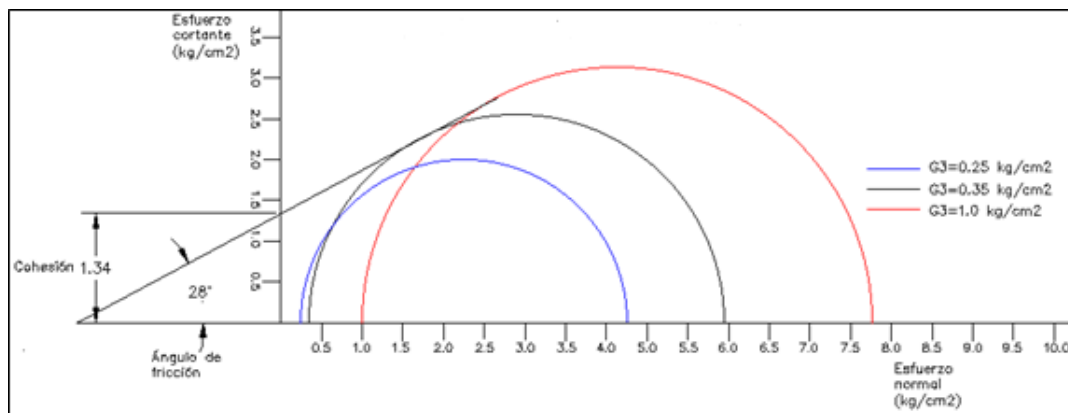


Figura 41. Círculos de Mohr, ensayo triaxial 2.00 m.

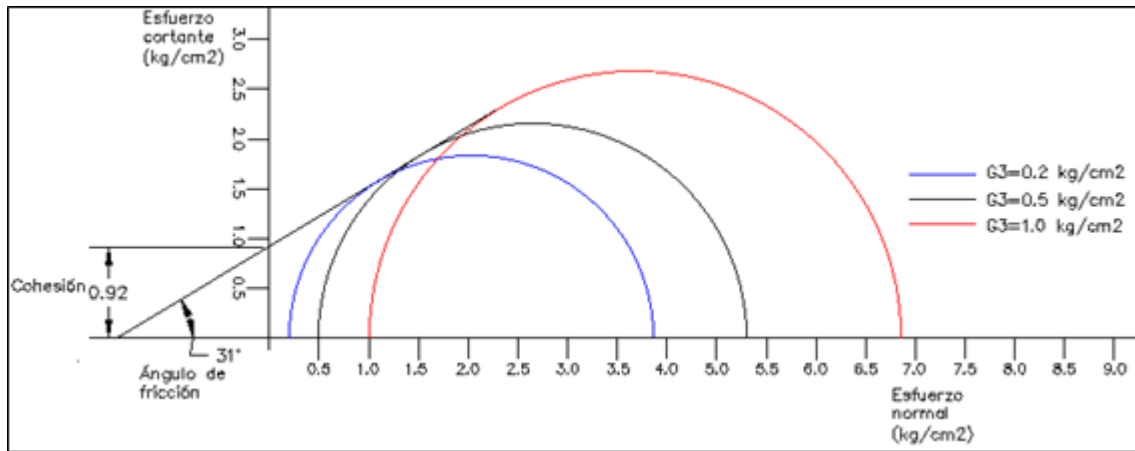


Figura 42. Círculos de Mohr, ensayo triaxial 3.00 m.

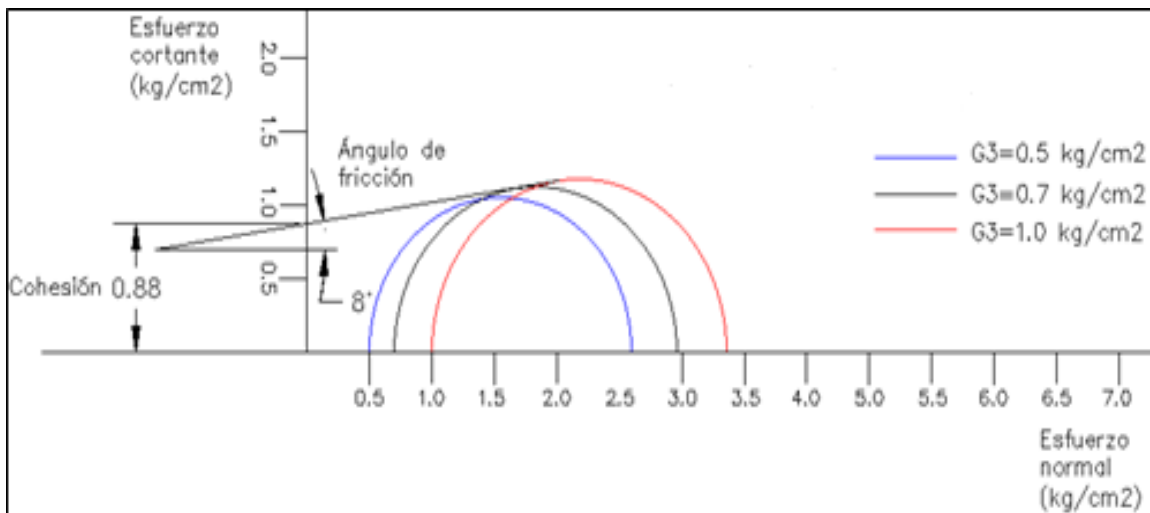


Figura 43. Círculos de Mohr, ensayo triaxial 4.00 m.

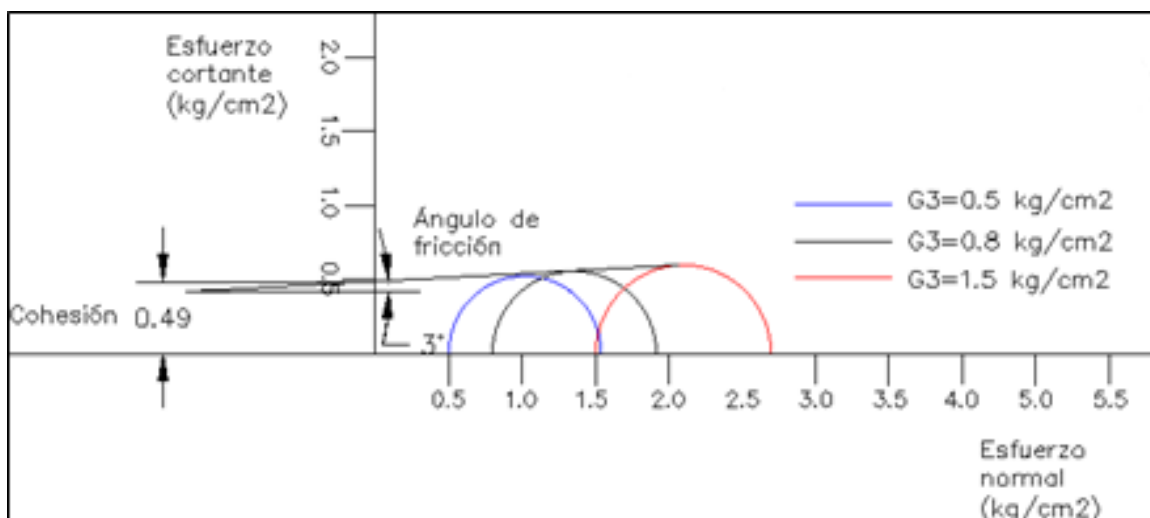


Figura 44. Círculos de Mohr, ensayo triaxial 5.00 m.

Con los círculos de Mohr presentados se define la cohesión y ángulo de fricción no drenados. Como se observa en la *Tabla 25*, las muestras de 5 metros de profundidad se encuentran cerca de su punto de saturación. Por lo tanto, para futuros análisis y cálculos desarrollados (capacidad de carga) en el estudio se considera el ángulo de fricción igual a 0° para 5 metros de profundidad; ya que según Das (2010) en suelos cohesivos saturados durante el ensayo triaxial UU la envolvente de falla se convierte en una recta horizontal con una condición $\phi = 0^\circ$.

En la *Tabla 25*, *Figura 45*, *Figura 46* y *Anexo 37* se presenta un resumen de los resultados para los parámetros de cohesión (c_u), ángulo de fricción (ϕ_u) además se indica humedad (w), peso específico (γ) y peso específico seco (γ_d) de las muestras empleadas en el ensayo.

Tabla 25. Resumen cohesión (c_u) y ángulo de fricción (ϕ_u) no drenados.

Parámetro	Valores					Unidad
	1	2	3	4	5	
Profundidad						m
c_u	1.14	1.34	0.92	0.88	0.49	kg/cm ²
ϕ	24	28	31	8	0	grados
w	14.00	19.56	24.09	28.53	35.81	%
γ	1.76	1.68	1.77	1.75	1.74	g/cm ³
γ_d	1.42	1.41	1.43	1.36	1.28	g/cm ³
S	58.31	62.06	69.91	66.84	90.05	%

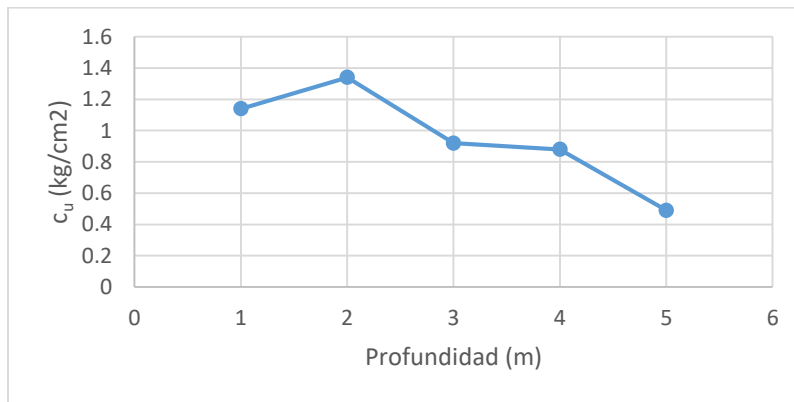


Figura 45. Cohesión (c_u) por ensayo triaxial (UU).

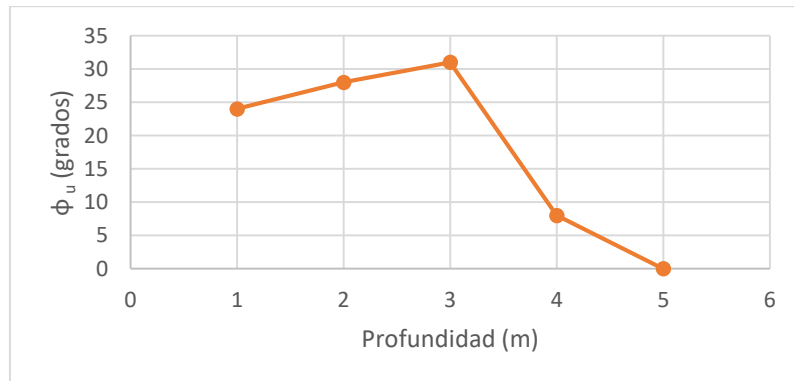


Figura 46. Ángulo de fricción no drenado (ϕ_u) por ensayo triaxial (UU).

En base a las Figuras 45 y 46 se aprecia que hasta los 3 metros de profundidad, el suelo responde con un ángulo de fricción considerable de 24° a 31° así como valores de cohesión de 0.92 a 1.34 kg/cm^2 ; luego a los 4 y 5 metros los parámetros resistentes decaen considerablemente a 8 y 0° con cohesión en el rango de 0.49 a 0.88 kg/cm^2 respectivamente, manifestando el efecto negativo del aumento de humedad a estas profundidades.

A continuación, se muestra las curvas esfuerzo–deformación de 5 de las 15 muestras ensayadas (1 muestra por metro) con presiones de confinamiento similares, con el fin de analizar la deformabilidad y resistencia del material. Además, esto se realizó con el fin de mejorar la visualización del comportamiento ya que las curvas tuvieron comportamientos similares.

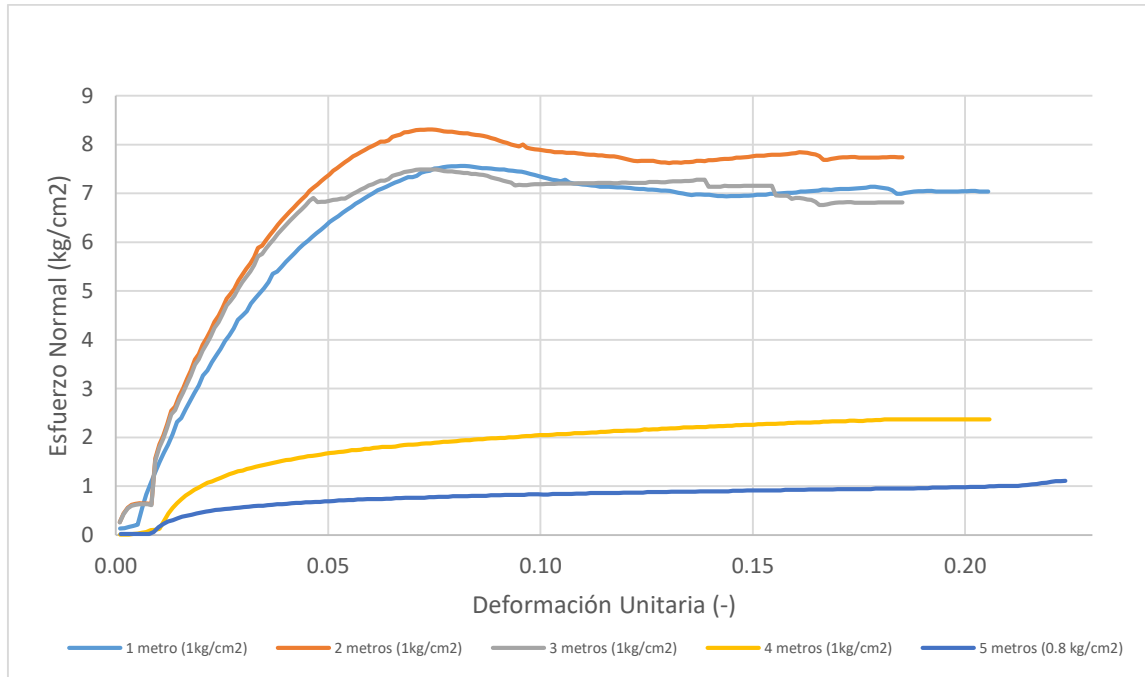


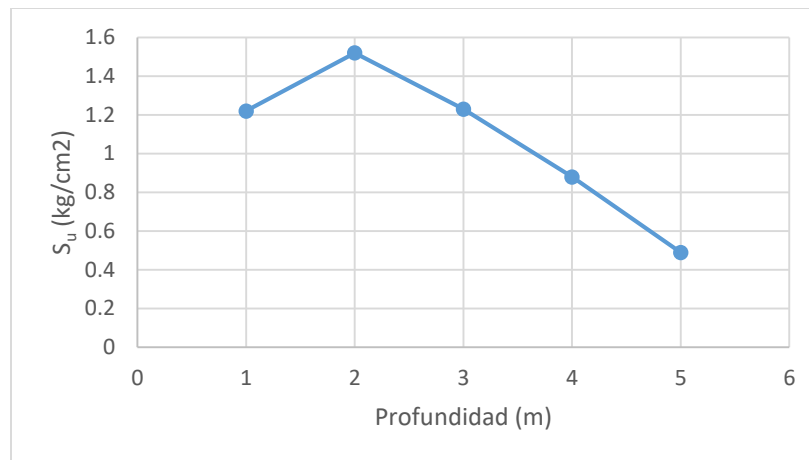
Figura 47. Esfuerzo normal versus deformación unitaria en ensayos triaxiales.

En la Figura 47, se puede apreciar que las muestras ensayadas de 1, 2 y 3 metros son las que mayor resistencia presentan, dominando la muestra de 2 metros. Por el contrario, las muestras de 4 y 5 metros sufren una caída de resistencia brusca por su mayor contenido de humedad, evidenciando la influencia del contenido de agua en la resistencia del suelo y en su capacidad de deformación. Además, se puede observar que las muestras de 1, 2 y 3 metros tienen fallas de tipo frágil debido al comportamiento de sus curvas esfuerzo - deformación, significando que su estructura tiene una mayor resistencia a sufrir deformaciones. Por el contrario, las muestras de 4 y 5 metros llegan a la falla por aplastamiento en lugar de corte esto debido al alto contenido de humedad que hace que el suelo se comporte de una manera plástica; lo que se evidencia por los valores bajos de resistencia y por el tipo de curva esfuerzo – deformación, tendiendo a llegar a un esfuerzo límite donde este se estabiliza y el suelo ya no puede responder a esfuerzos mayores.

Aplicando la ecuación de envolvente de falla (Ecuación 1) definida en función de los valores de cohesión (c_u), ángulo de fricción (ϕ_u) y esfuerzo normal de campo (σ) correspondiente a cada profundidad de análisis se obtienen los valores de resistencia cortante no drenada (S_u), como se muestra en la Tabla 26 y Figura 48.

Tabla 26. Resistencia cortante no drenada (S_u) por triaxial (UU).

Parámetro	Valores					Unidad
Profundidad	1	2	3	4	5	m
σ	1.76	3.44	5.21	6.96	8.00	kg/cm ²
ϕ_u	24	28	31	8	0	grados
c_u	1.14	1.34	0.92	0.88	0.49	kg/cm ²
S_u	1.22	1.52	1.23	0.88	0.49	kg/cm ²
w	14.00	19.56	24.09	28.53	35.81	%
γ	1.76	1.68	1.77	1.75	1.74	g/cm ³
γ_d	1.42	1.41	1.43	1.36	1.28	g/cm ³
S	48.31	62.06	69.92	66.84	90.06	%


 Figura 48. Resistencia cortante no drenada (S_u) en función de la profundidad.

En la *Figura 48*, se evidencia que el suelo desarrolla su mayor resistencia cortante (**1.52 kg/cm²**) a 2 metros de profundidad, mientras que a 5 metros de profundidad su resistencia cortante es la menor (**0.49 kg/cm²**). Además, coincidiendo con el comportamiento detallado en el ensayo de compresión simple, el suelo a 1 metro de profundidad posee una menor resistencia cortante (**1.22 kg/cm²**) con respecto a los 2 metros debido a la presencia de fisuras que reducen la resistencia del material. Otro comportamiento que se repite con respecto al ensayo de compresión simple, es la reducción de la resistencia del material conforme se profundiza en el estrato a partir de los 2 metros por el aumento del contenido de humedad (*Tabla 26*). Finalmente, se estima que los resultados obtenidos por el ensayo triaxial otorgan parámetros resistentes relativamente altos en los primeros 3 metros de profundidad, debido a que el ensayo no considera el ablandamiento del suelo que podría sufrir en el tiempo por efecto de la humedad (clima y efectos antrópicos); es decir, no se estiman los parámetros resistentes en las condiciones más desfavorables donde el material: aumenta su humedad y modifica su resistencia.

4.3.3. CORTE POR VELETA

El ensayo de corte por veleata se lo realizó con un total de 10 lecturas para cada profundidad de ensayo, es decir en intervalos de 1 metro hasta los 5 metros. Las lecturas registradas en campo se especifican en el *Anexo 36*, observando que no existe variaciones considerables entre las medidas registradas en cada profundidad de ensayo.

Al momento de tomar las lecturas de resistencia del suelo a 5 metros de profundidad, se produjo la filtración de agua en la calicata por la ubicación del nivel freático; a su vez, debido al rango de uso de la veleta ($> 0.2 \text{ kg/cm}^2$) no fue posible determinar la resistencia del suelo. Por lo tanto, a 5 metros de profundidad se considera que la resistencia cortante es menor a 0.2 kg/cm^2 .

Los resultados de resistencia cortante estimados para cada profundidad de análisis se muestran en la *Tabla 27* y *Figura 49*. Además, en la *Tabla 27* se observan algunas propiedades básicas del suelo, las mismas que fueron determinadas en la *Sección 4.2*.

Tabla 27. Resistencia cortante no drenada (S_u) por corte con veleta.

Parámetro	Valores					Unidad
Profundidad	1	2	3	4	5	m
S_u	1.25	1.32	1.26	0.83	<0.2	kg/cm^2
w	19.46	21.96	22.88	23.56	35.34	%
S	62.01	65.73	66.78	69.17	89.47	%
γ_d	1.10	1.23	1.27	1.19	1.19	g/cm^3
γ	1.41	1.47	1.62	1.49	1.57	g/cm^3

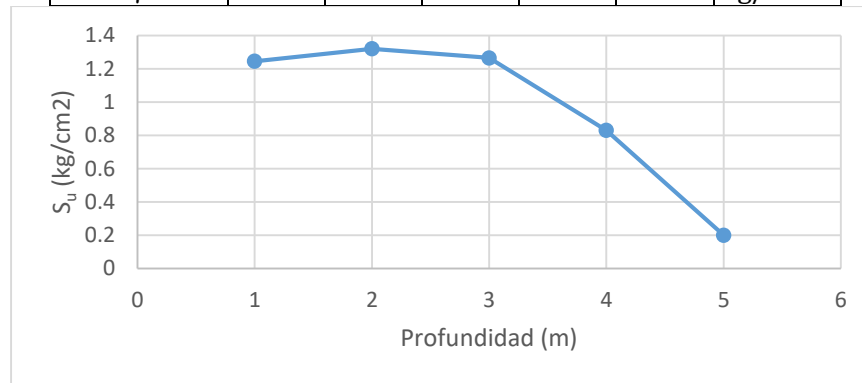


Figura 49. Resistencia cortante no drenada (S_u) por corte con veleta.

En la *Figura 49* y *Tabla 27* se observa que los resultados del ensayo muestran variaciones muy similares a los resultados obtenidos con el método triaxial y compresión simple. Es decir, la mayor resistencia se determina a los 2 metros de profundidad, seguida de la resistencia a 1 metro y las resistencias más bajas se ubican a mayor profundidad por los motivos descritos en el ensayo triaxial y de compresión simple (deseccación y humedecimiento).

4.3.4. ANÁLISIS MULTICANAS DE ONDAS SUPERFICIALES (MASW)

El ensayo tiene como resultado la variación de velocidad de Onda P (V_p) y Onda S (V_s) conforme se profundiza en el estrato a lo largo de la línea de inspección. A partir de los valores de velocidad de onda P se aproximaron las características físicas (módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson) y por medio de velocidad de onda S las propiedades mecánicas (resistencia cortante no drenada y capacidad admisible de carga), empleando las ecuaciones mencionadas en la *Sección 3.3.4*.

En la *Figura 50* se puede observar el perfil de Ondas P a lo largo de la línea de inspección, con valores V_p de 200 a 1600 m/s que aumentan de forma progresiva al incrementar la profundidad hasta los 10 metros.

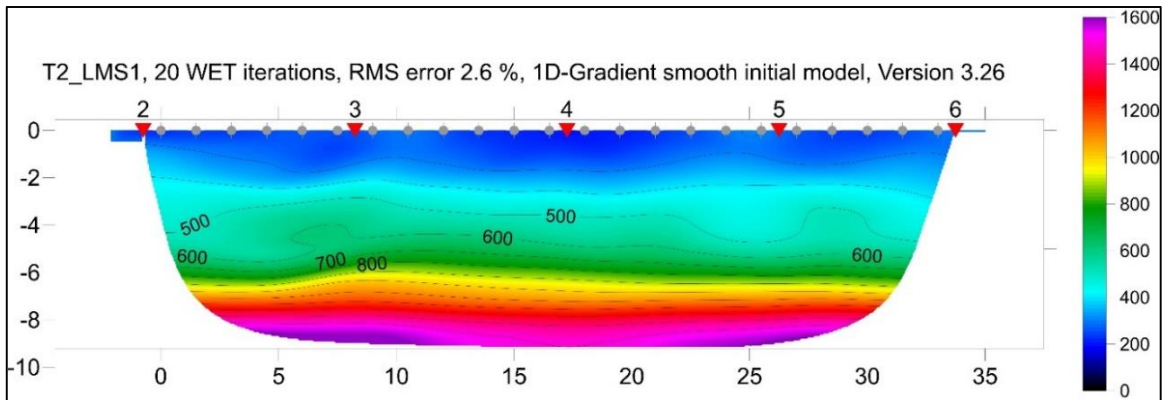


Figura 50. Perfil de velocidad de onda P (V_p).

Como se aprecia en la figura anterior, la velocidad de onda P hasta los 2 metros de profundidad se mantiene con un valor aproximado de 400 m/s; esta velocidad incrementa progresivamente hasta 700 m/s a los 5 metros de profundidad, esta variación se debe como un cambio importante en las características del suelo o incluso a la influencia del nivel freático que provoca el aumento de la velocidad de onda P. Según lo observado durante la extracción de las muestras esta variación en la velocidad de onda P se atribuye a la localización del nivel freático. A partir de los 5 metros de profundidad la velocidad de onda se incrementa sustancialmente con respecto a las capas de suelo superiores, acrecentando su valor de 700 a 1600 m/s hasta los 10 metros de profundidad. Además, por los valores similares de velocidad onda S (*Anexo 8*), se estima que se trata de un mismo tipo de material hasta los 10 metros de profundidad, que es lo que ya se había inferido en el ensayo de tomografía eléctrica.

La *Tabla 28* presenta un resumen de resultados del presente ensayo y los parámetros físicos y mecánicos del suelo que se determinaron por medio de las *Ecuaciones 36 a 41*.

Tabla 28. Resumen de parámetros físicos y mecánicos por MASW.

Profundidad	V_p	V_s	Peso específico	Modulo elasticidad	Módulo de corte	Coefficiente Poisson	Resistencia cortante no drenada	Carga Admisible (FS=4)
			γ	E	G	u	S_u	q_{adm}
m	m/s	m/s	g/cm ³	kg/cm ²	kg/cm ²	m/m	kg/cm ²	kg/cm ²
1	284	129	1.478	686.841	250.668	0.370	0.964	0.479
2	489	133	1.489	784.040	268.496	0.460	1.040	0.495
3	693	136	1.497	835.637	282.315	0.480	1.100	0.509
4	693	136	1.497	835.637	282.315	0.480	1.100	0.509
5	1071	210	1.669	865.572	291.742	0.480	1.141	0.877

Según de los resultados de la *Tabla 28*, el coeficiente de Poisson varía de **0.37 a 0.48** y a partir de los 4 metros de profundidad su valor es cercano a **0.5**, definiendo que el nivel freático se encuentra próximo a esta profundidad; ya que 0.5 es el valor típico del coeficiente de Poisson para suelos saturados. Esto corrobora lo observado al momento de realizar la calicata, donde la expulsión de agua del nivel freático se produjo a los 5 metros de profundidad.

Los valores de coeficiente de Poisson de la *Tabla 28* son considerados para el cálculo de asentamiento elástico en análisis posteriores, ya que corresponden a los valores típicos dados en las *Tablas 2 y 3*

para el tipo de suelo determinado en el ensayo de clasificación. En cuanto al módulo de Elasticidad, los valores obtenidos no corresponden para el tipo de suelo establecido (*Tabla 2*), puesto que el método da como resultado módulos de elasticidad dinámicos.

Sobre los valores de resistencia cortante no drenada (S_u) se evidencia un aumento de resistencia de **0.96 a 1.14 kg/cm²** conforme se profundiza en el estrato, siendo este comportamiento lo contrario a lo observado a partir de los 2 metros en los ensayos de compresión simple, triaxial y veleta; esto se debe a que la ecuación empleada para el cálculo de la resistencia cortante se encuentra en función de la velocidad de onda S y este parámetro desprecia la influencia del agua en la resistencia del suelo. Por lo tanto, estos valores de resistencia son aquellos los que respondería el material sin el efecto de la humedad.

Además, se obtiene valores de carga admisible ($FS=4$) crecientes al profundizar con valores de **0.479 a 0.877 kg/cm²**, los cuales son analizados en la *Sección 4.5.2*.

4.4. CARACTERIZACIÓN POR CONSOLIDACIÓN

4.4.1. CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

Luego de realizar los ensayos de consolidación unidimensional con los respectivos ciclos de carga y descarga para las muestras recolectadas a diferentes profundidades, se obtuvieron las curvas de deformación versus tiempo y relación de vacíos versus esfuerzo (*Anexos 55 a 73*), a partir de los cuales se calculó los siguientes los parámetros de consolidación: índice de compresión (C_c), índice de rebote (C_s), índice de consolidación (C_v), índice de compresión secundaria (C_α). Además, se determinó la humedad (w), peso específico seco (γ_d), peso específico (γ), relación de vacíos (e) de las muestras antes de realizar el ensayo. Estos resultados se encuentran a continuación en la *Tabla 29* y los datos de cada ensayo se encuentran en los *Anexos 54 a 72*.

Tabla 29. Resumen de parámetros experimentales de consolidación.

Parámetro	Valores					Unidad
	1	2	3	4	5	
Profundidad						m
C_c	0.136	0.155	0.170	0.257	0.249	-
C_s	0.008	0.018	0.011	0.003	0.003	-
C_v	0.0005	0.0003	0.0004	0.0002	0.0001	cm ² /s
C_α	0.0081	0.0062	0.0025	0.0067	0.0079	-
C'_α	0.0051	0.0037	0.0016	0.0038	0.0043	-
e	0.71	0.81	0.82	1.05	1.01	-
w	18.75	21.00	22.02	24.34	32.32	%
S	64.70	66.63	63.85	56.23	80.48	%
γ_d	1.43	1.41	1.37	1.20	1.25	g/cm ³
γ	1.78	1.80	1.66	1.83	1.84	g/cm ³

El índice de compresión (C_c) mostrado en la *Tabla 29* tiene un comportamiento creciente hasta los 4 metros de profundidad variando de **0.136 a 0.257** con un ligero decremento a **0.249** en los 5 metros de profundidad. Marcano Cevallos (2013) expresa que existe una relación potencial entre la humedad y C_c , ya que el descenso de la humedad implica un declive del índice de poros (e) y lo mencionado conllevaría un mayor potencial de consolidación del suelo al tener mayor humedad. Sin embargo, para el suelo estudiado este comportamiento no se cumple a los 5 metros de profundidad.

El índice de consolidación (C_v) varía de **0.0005 a 0.0001 cm²/s** al profundizarse en el estrato. Además, se observa una reducción constante del índice de consolidación conforme aumenta el contenido de agua (humedad y saturación) y los vacíos en la estructura del suelo (relación de vacíos). Por lo tanto, se evidencia que la humedad y relación de vacíos están relacionados con la variabilidad del índice de consolidación para el suelo en estudio, a pesar que según Marcano Cevallos (2013) no se han dado estudios que relacionen dicho índice con propiedades físicas del suelo.

El índice de rebote (C_s) tiene su máximo valor en 2 metros de profundidad (**0.018**), a partir del cual decae en 3 metros hasta mantenerse constante en 4 y 5 metros con un valor de **0.003**. Mientras, el índice de compresión secundaria (C_a) es mayor a 1 metro de profundidad y su variación no posee una tendencia definida, oscilando sus valores en el rango de **0.0081 a 0.0025**. Por lo tanto, la variación de estos dos índices no se puede relacionar a la variabilidad de las propiedades físicas del suelo como humedad o saturación.

4.4.2. MEDICIÓN DE ASENTAMIENTOS EN CAMPO

El ensayo consistió en la colocación de elementos prefabricados de hormigón para medir el asentamiento generado por esta carga impuesta en la masa de suelo no confinada. La aplicación de la carga se realiza a una profundidad de 3 metros con la finalidad de afectar la zona con suelo más blando. Luego de realizada la excavación, se dejó reposar el suelo sin carga por un tiempo significativo hasta la colocación de las estructuras prefabricadas, cubriendo con un plástico la zona del ensayo para proteger al material de precipitaciones y rayos solares que pudieran alterar las propiedades del suelo. El peso combinado de los elementos prefabricados de hormigón fue de **5791 kg** y el área de aplicación de carga **2 m²** lo que generó una presión de **2895 kg/m²**. El control de las deformaciones se realizó sobre **3 puntos** situados en las estructuras de hormigón como se describió en la *Sección 3.4.2*, obteniendo un total de **22 mediciones** en un periodo de **57 días** por medio de una estación total cuyo azimut se encuentra a **20 metros** de distancia de las estructuras prefabricadas. Finalmente, las mediciones en cada punto de control, condiciones climatológicas al momento de registrar las lecturas y el procesamiento de los datos obtenidos se pueden observar en el *Anexo 74*. En la *Tabla 30* y *Figura 51* se presentan valores de asentamiento promedio de los puntos de control desarrollados con respecto a la posición inicial de los elementos prefabricados de hormigón.

Tabla 30. Asentamientos medidos en campo.

Asentamiento (mm)	Tiempo (días)	Asentamiento (mm)	Tiempo (días)	Asentamiento (mm)	Tiempo (días)	Asentamiento (mm)
0.00	2.92	54.00	8.81	42.00	21.15	44.00
42.00	3.89	15.00	9.88	34.00	24.94	39.00
42.00	5.02	46.00	10.90	43.00	35.08	33.00
29.00	5.80	26.00	12.83	33.00	56.90	54.00
30.00	6.80	29.00	14.12	29.00		
10.00	7.87	38.00	14.88	32.00		

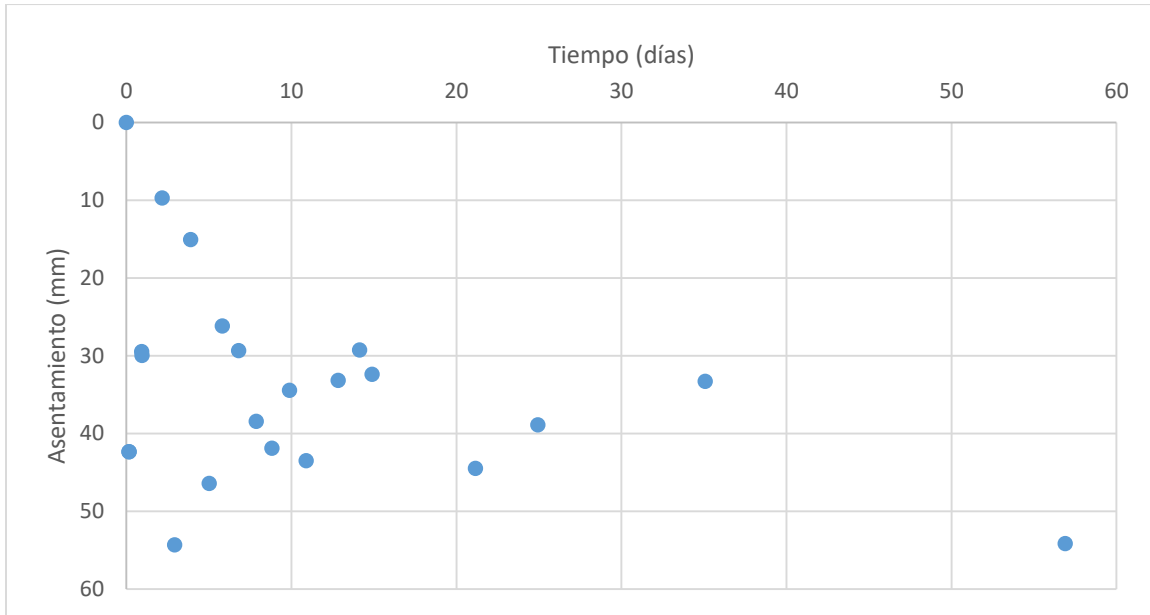


Figura 51. Asentamientos medidos en campo.

En la *Figura 51* se observa que la variación del asentamiento en el tiempo no se asemeja a las curvas de consolidación teóricas o las obtenidas en laboratorio en el ensayo de consolidación unidimensional. Este comportamiento irregular muestra inclusive medidas de expansión, seguramente se relacionan a la dificultad de controlar las condiciones del ensayo para evitar que factores externos como infiltraciones o precipitaciones puedan modificar los resultados. O quizá la expansión observada se relaciona a que el suelo en el tiempo de descarga previo a la imposición de las estructuras aún no se acostumbró a la liberación del esfuerzo. Otro importante factor que modifica el asentamiento generado es el método de medición de asentamientos, donde se pudieron generar esfuerzos adicionales que aumentaron de forma significativa el asentamiento debido a la manipulación de las estructuras de hormigón, ya que para realizar el registro de mediciones el prisma de la estación total se coloca sobre los puntos de control.

4.5. ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE Y PROCESOS DE CONSOLIDACIÓN

4.5.1. RELACIÓN ENTRE ENSAYOS DE CAPACIDAD PORTANTE

A continuación, se presenta una gráfica con la que se realiza una comparación de los resultados de los diferentes ensayos realizados para determinar la resistencia cortante no drenada (S_u) del suelo y el respectivo análisis entre los resultados dados por cada uno de los ensayos.

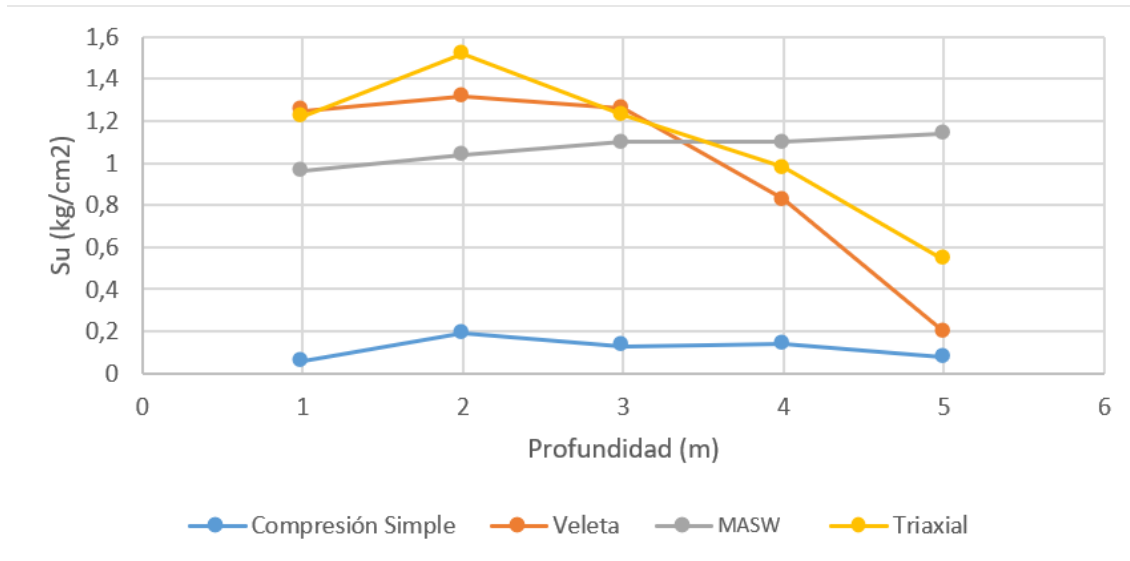


Figura 52. Resistencia cortante no drenada (S_u) de los diferentes ensayos.

En la Figura 52 se visualiza que en los diferentes ensayos realizados la tendencia de la resistencia al corte al profundizar es **decreciente luego de los 2 metros de profundidad**, exceptuando el ensayo de análisis multicanal de ondas superficiales que muestran un aumento constante de la resistencia hasta los 5 metros; puesto que la correlación empleada en los resultados de este ensayo no se considera la influencia del agua en el suelo, como ya se mencionó (Sección 4.3.4). También el ensayo de corte por veleta ofrece resultados confiables en campo con respecto a los obtenidos del ensayo triaxial, siempre que el suelo **no se encuentre saturado** como el encontrado a 5 metros de profundidad. Otro aspecto importante en el ensayo de compresión simple, es que los valores de resistencia decrecen de forma drástica en relación a los ensayos que contemplan el confinamiento en las muestras.

4.5.2. ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA

El cálculo de capacidad de carga se realiza para una zapata cuadrada ($L = B = 1\text{ m}$) y una corrida ($L = \infty$ y $B = 1\text{ m}$) cada metro hasta los 5 metros de profundidad de desplante ($1 \leq D_f \leq 5\text{ m}$). Las propiedades físicas y de resistencia del suelo empleadas en el cálculo de q_u para los diferentes escenarios de cimentación se muestran en la Tabla 31 y Figura 53.

Tabla 31. Propiedades físicas y de resistencia del suelo.

Parámetro	Valores					Unidad
	0-1	1-2	2-3	3-4	4-10	
Profundidad						m
e	0.71	0.81	0.82	1.05	1.01	-
G_s	2.45	2.57	2.38	2.46	2.54	-
γ_d	1097	1230	1268	1192	1192	kg/m ³
γ	1413	1466	1619	1492	1569	kg/m ³
γ_{saturado}	-	-	-	-	1770	kg/m ³
γ_w (agua)	-	-	-	-	1000	kg/m ³
γ'	-	-	-	-	770	kg/m ³
c	11400	13400	9200	8800	4900	kg/m ²
ϕ	24	28	31	8	0	Grados

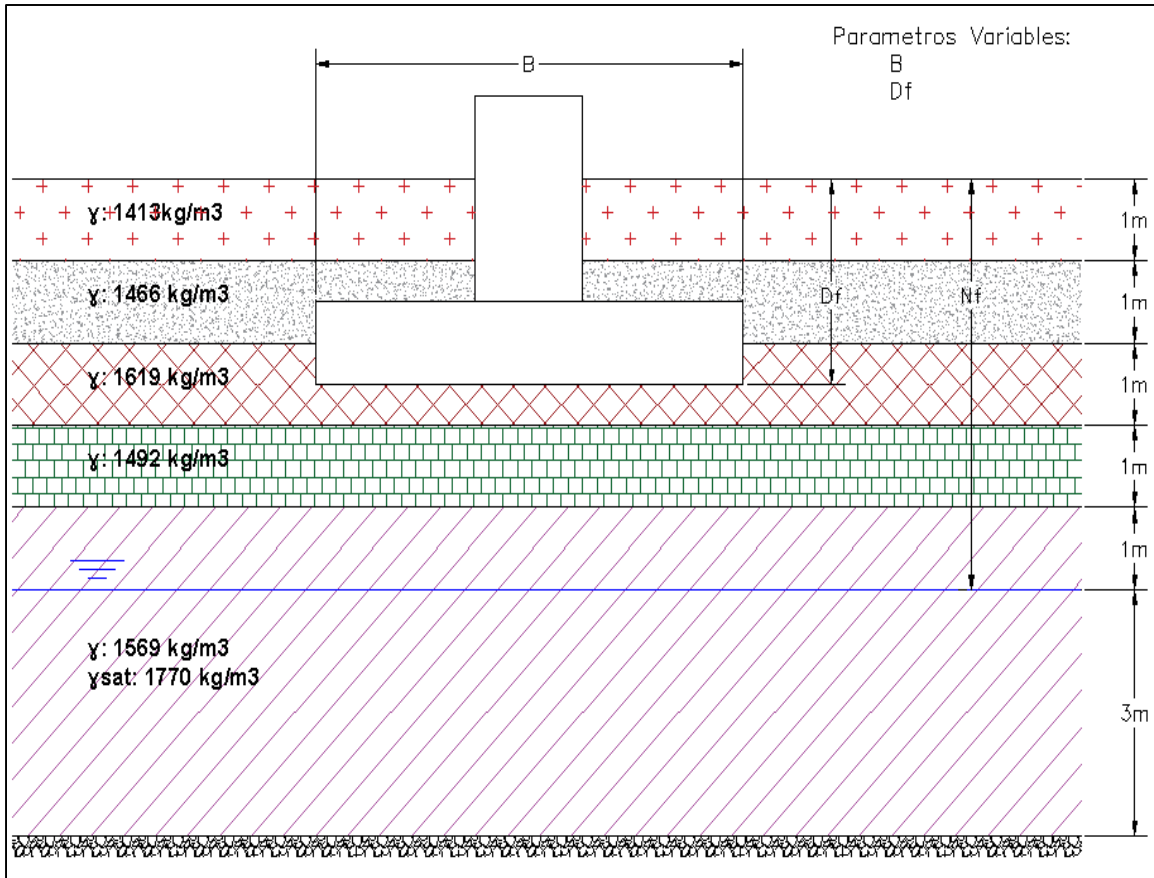


Figura 53. Esquema para cálculo de capacidad de carga.

De acuerdo a lo planteado en la Sección 3.5.2, las ecuaciones usadas para el cálculo de la capacidad última de carga son: Ecuación 45 y 46 planteadas por Terzaghi cuando $\phi \neq 0$ y la Ecuación 47 y 48 planteadas por Skempton cuando $\phi \approx 0$. En la Tabla 32, se muestran las ecuaciones empleadas para el cálculo de capacidad última de carga en función de la profundidad de desplante y el tipo de zapata.

Tabla 32. Ecuaciones empleadas para el cálculo de capacidad última de carga.

Zapata	L	B	Df				
			m				
-	m	m	1	2	3	4	5
Cuadrada	1	1	Ecuación 46	Ecuación 46	Ecuación 46	Ecuación 48	Ecuación 48
Corrida	∞	1	Ecuación 45	Ecuación 45	Ecuación 45	Ecuación 48	Ecuación 48

El cálculo de capacidad última de carga y capacidad admisible de carga para una zapata cuadrada y corrida con diferentes profundidades de desplante (D_f) se encuentran en el Anexo 78, 79, 80, 81 y 82.

En la Tabla 30 y Figura 52 se observan los valores de capacidad de carga en función de la profundidad de desplante (D_f) para zapata cuadrada ($L/B = 1$) y zapata corrida ($L/B = \infty$). En la misma tabla y figura se observan los valores de capacidad de carga admisibles determinados por medio de las correlaciones que se aplican sobre los resultados del ensayo análisis multicanal de ondas superficiales (MASW).

Tabla 33. Capacidad de carga para diferentes escenarios de cimentación.

Zapata	L	B	D _f					
			m					
-	m	m	1	2	3	4	5	
Capacidad Última								
Cuadrada	1	1	48.01	46.69	9.59	4.41	4.41	kg/cm ²
Corrida	∞	1	37.88	38.10	7.61	3.68	3.68	
Capacidad Admisible (FS=4)								
Cuadrada	1	1	12.00	11.67	2.39	1.10	1.10	kg/cm ²
Corrida	∞	1	9.47	9.52	1.90	0.92	0.92	
MASW	0<B<1.2		0.48	0.49	0.50	0.51	0.88	
Humedad								
-			19.46	21.96	22.88	23.56	35.34	%

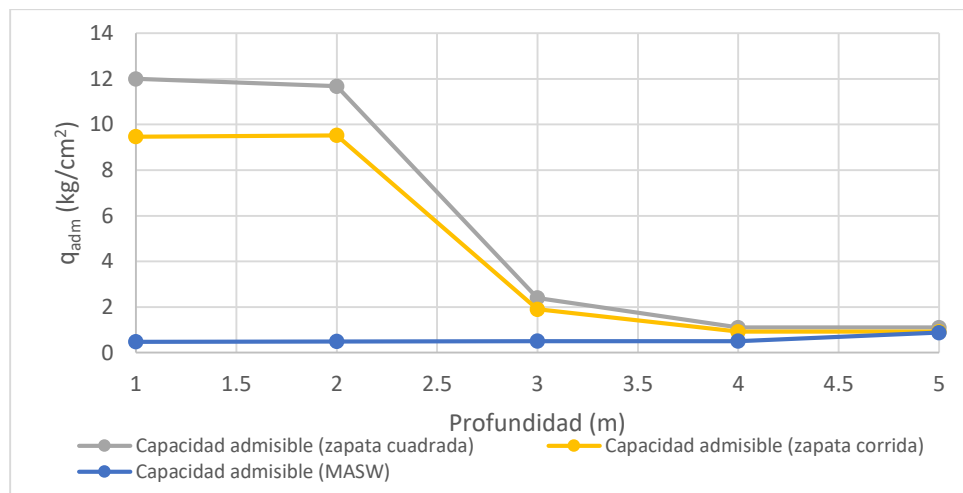


Figura 54. Capacidad admisible de carga (q_{adm}) en función de profundidad de desplante (D_f).

En la *Tabla 33* y *Figura 54* se evidencia que 1 y 2 metros son las profundidades de desplante que mejores capacidades de carga admisible proporciona el suelo, con valores en el rango de **12.00 a 11.67 kg/cm²** y **9.47 a 9.52 kg/cm²**. Luego de los 2 metros la capacidad admisible de carga del suelo se reduce hasta **2.39 y 1.90 kg/cm²** a 3 metros de profundidad de desplante. Finalmente, a partir de los 3 metros la capacidad admisible de carga del suelo disminuye a valores de **1.10 y 0.92 kg/cm²** hasta los 5 metros, todos los valores mencionados son para zapatas cuadradas y corridas respectivamente. Como se mencionó en el apartado de resultados del ensayo triaxial los parámetros resistentes (c y ϕ) están sobreestimados, por lo que se decide tomar un factor de seguridad alto (FS=4) para reportar la carga admisible y se recomienda trabajar con ellos como primera aproximación para diseño.

La variación observada de la capacidad admisible de carga se relaciona con los parámetros de resistencia (c y ϕ) del suelo; ya que a partir de los 3 metros de profundidad existe una reducción significativa del ángulo de fricción (ϕ) y cohesión (c) del suelo (*Tabla 25*), que disminuye su capacidad. Esta reducción de los parámetros de resistencia del suelo corresponde al aumento de su contenido humedad, ya que según (Hanson, 1983) elevadas humedades ocasionan incremento de la

plasticidad y consistencia blanda. El incremento de plasticidad implica una alta compresibilidad del suelo que puede generar fallo de la cimentación por baja capacidad y tasas de asentamiento lentas pero de gran magnitud (Carreiro Pousada, 2007).

En cuanto la correlación para capacidad admisible que depende de los resultados del análisis multicanal de ondas superficiales (MASW), se observa un comportamiento creciente al profundizar y una menor capacidad a la determinada en función de los parámetros de resistencia obtenidos en laboratorio. Este comportamiento observado en los resultados calculados por medio de la correlación se debe a la sobreestimación de los parámetros resistentes (c y ϕ) del ensayo triaxial debido a las justificaciones mencionadas en la *Sección 4.3.2* hasta los 3 metros de profundidad y además el método geofísico estima las velocidades de onda considerando la saturación del material, es por ello que para las profundidades de 4 y 5 metros se tiene una similitud entre los resultados de capacidad admisible ya que en estas profundidades el suelo se encuentra cercano a la saturación. Por lo tanto, los resultados serían una buena aproximación de capacidad del suelo a diferentes profundidades en la situación desfavorable de saturación del material.

4.5.3. CORRELACIONES PARA PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN

Los parámetros de consolidación (C_c , C_v y C_a) se calculan mediante correlaciones empíricas de diferentes autores que se basan en parámetros físicos del suelo para su cuantificación como: límite líquido (LL), índice plástico (IP), gravedad específica (G_s), humedad (w) y relación de vacíos (e), con la finalidad de establecer que correlaciones son las que generan una mejor aproximación a los valores estimados en laboratorio. Los resultados son obtenidos en base a las ecuaciones planteadas en las *Tablas 12, 13 y 14* y los parámetros físicos del suelo dados en la *Tabla 23*.

A continuación, en las *Tablas 34 a 36* se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 34. Cálculo del índice de compresión (C_c) por medio de correlaciones.

Método	Profundidad (m)					Datos usados
	1	2	3	4	5	
Datos de laboratorio	0.136	0.155	0.170	0.257	0.249	-
Skempton & Jones (1944)	0.298	0.274	0.287	0.368	0.406	LL
Terzahi, Peck & Mesri (1996)	0.383	0.352	0.369	0.473	0.522	LL
Wroth & Wood (1978)	0.131	0.156	0.242	0.178	0.259	IP
Widodo & Ibrahim (2012)	0.676	0.617	0.648	0.844	0.938	LL
Nishida (1956)	0.193	0.248	0.251	0.378	0.354	e
Nagaraj & Murthy (1983)	0.301	0.296	0.284	0.360	0.405	e
Ng, Chew & Lazim (2018)	0.137	0.187	0.127	0.091	0.087	G_s , LL

Tabla 35. Cálculo de índice de consolidación (C_v) por medio de correlaciones.

Método	Profundidad (m) C_v (-)					Datos usados
	1	2	3	4	5	
Datos de laboratorio	0.0005	0.0003	0.0004	0.0002	0.0001	-
Solanki & Desai (2008)	0.0068	0.0040	0.0010	0.0026	0.0008	IP
Soibam, Konsam, Prasad, & Prasada (2015)	0.0019	0.0020	0.0020	0.0015	0.0013	LL
Ng, Chew & Lazim (2018)	0.0002	0.0002	0.0001	0.0002	0.0002	LL, IP
Navy (1982)	0.0012	0.0014	0.0013	0.0007	0.0006	LL

Tabla 36. Cálculo de índice de compresión secundaria (C_a) por medio de correlaciones.

Método	Profundidad (m) C_a (-)					Datos usados
	1	2	3	4	5	
Datos de laboratorio	0.0081	0.0062	0.0025	0.0067	0.0079	-
Navy (1982)	0.0062	0.0034	0.0038	0.0041	0.0079	w
Mesri (1973)	0.0024	0.0018	0.0019	0.0019	0.0028	w
Rodríguez & Del Castillo (1981)	0.0007	0.0015	0.0015	0.0034	0.0030	e

En la *Figura 55 a 57* se contrastan los resultados para los parámetros de: índice de compresión (C_c), índice de consolidación (C_v) e índice de consolidación secundaria (C_a) obtenidos por correlaciones versus los resultados de laboratorio. A partir de las tendencias lineales correspondientes a cada autor se utiliza la pendiente para determinar la calidad de ajuste de los parámetros calculados; puesto que cuanto más cercano a 1 es el valor de la pendiente, mejor es el ajuste de las correlaciones a los datos de laboratorio.

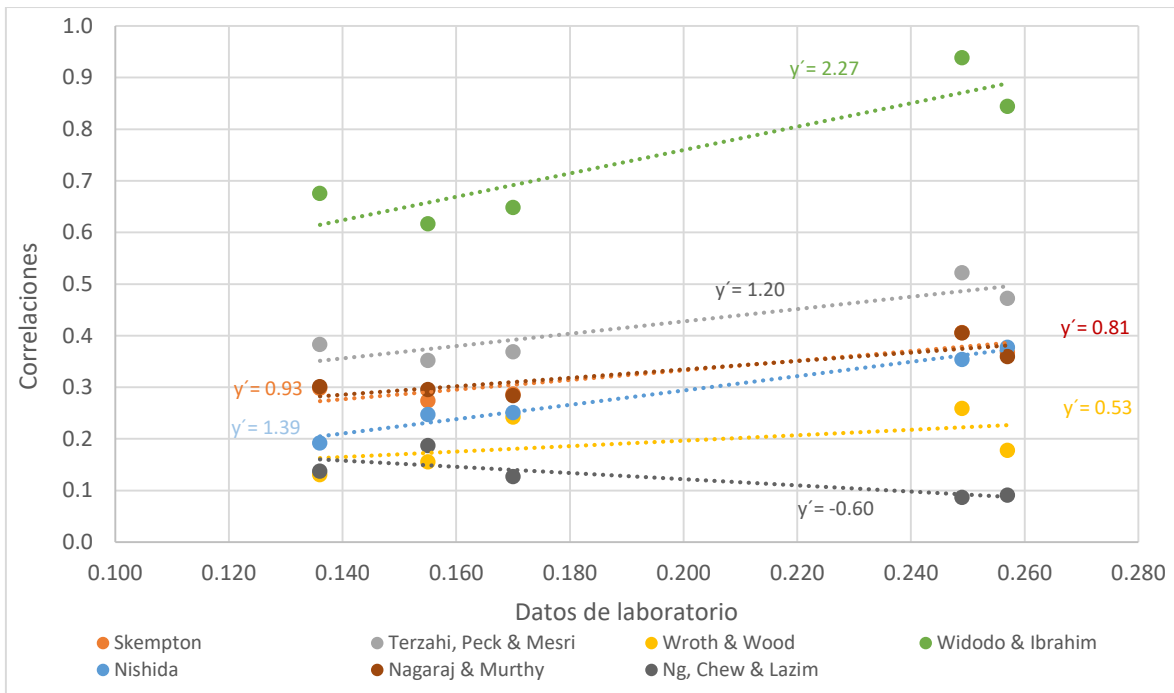


Figura 55. Ajuste de correlaciones para índice de compresión (C_c).

Se observa que en la *Figura 55* que la correlación de menor ajuste es la propuesta por Widodo & Ibrahim, que depende para su cálculo del límite líquido (LL) con $y' = 2.27$. Mientras que la correlación propuesta por Skempton & Jones es la de mejor ajuste con $y' = 0.93$ usando el mismo parámetro (LL). También las correlaciones propuestas por Terzahi, Peck & Mesri y Nagaraj & Murthy tienen ajustes similares y muy cercanos a 1 siendo 1.20 y 0.19 respectivamente, usando los parámetros de LL y relación de vacíos (e). Finalmente, las correlaciones propuestas por Nishida, Wroth & Wood y Ng, Chew & Lazim no tienen ajustes muy buenos debido al valor de sus pendientes con valores de 1.39, 0.53 y 0.60 basándose en los parámetros de e IP, G_s y LL respectivamente para su estimación.

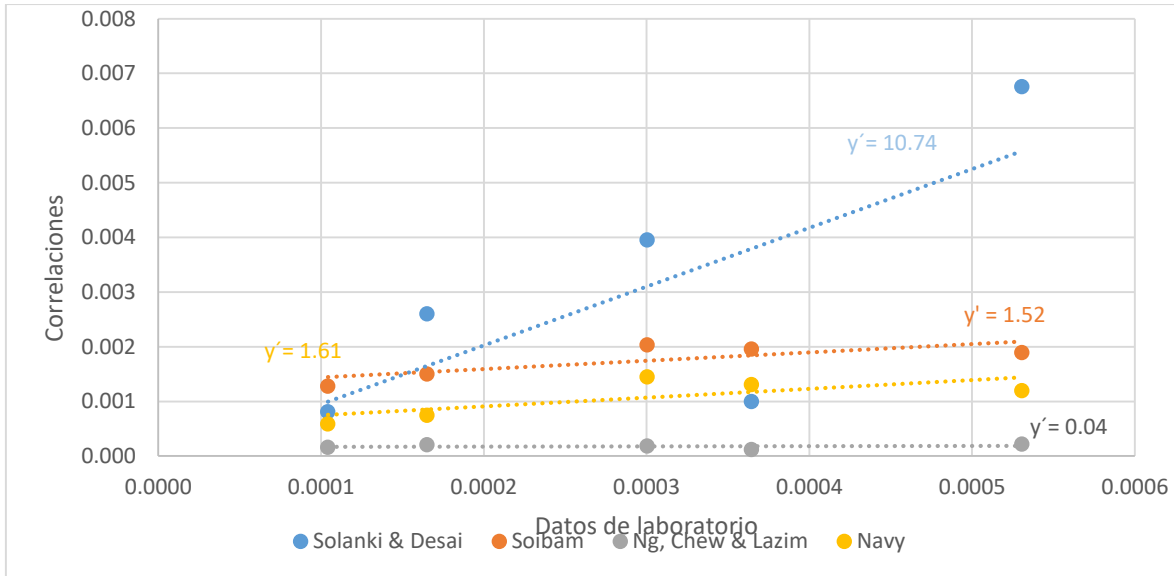


Figura 56. Correlaciones para índice de consolidación (C_v).

Las correlaciones para el cálculo del índice de consolidación (C_v) cuyo ajuste de datos son los menores con respecto a los valores encontrado en laboratorio son las de Solanki & Desai y Ng, Chew & Lazim que se encuentra en función de LL e IP, como se aprecia en la Figura 56 con una pendiente $y' = 10.74$ y 0.04 respectivamente. Por el contrario, las correlaciones de mejor y similar ajuste son las propuestas por Soibam y Navy con un valor de pendiente $y' = 1.52$ y 1.61 tomando como parámetro LL. Por lo tanto, la correlación de mejor ajuste para el suelo del sector es la propuesta por Navy.

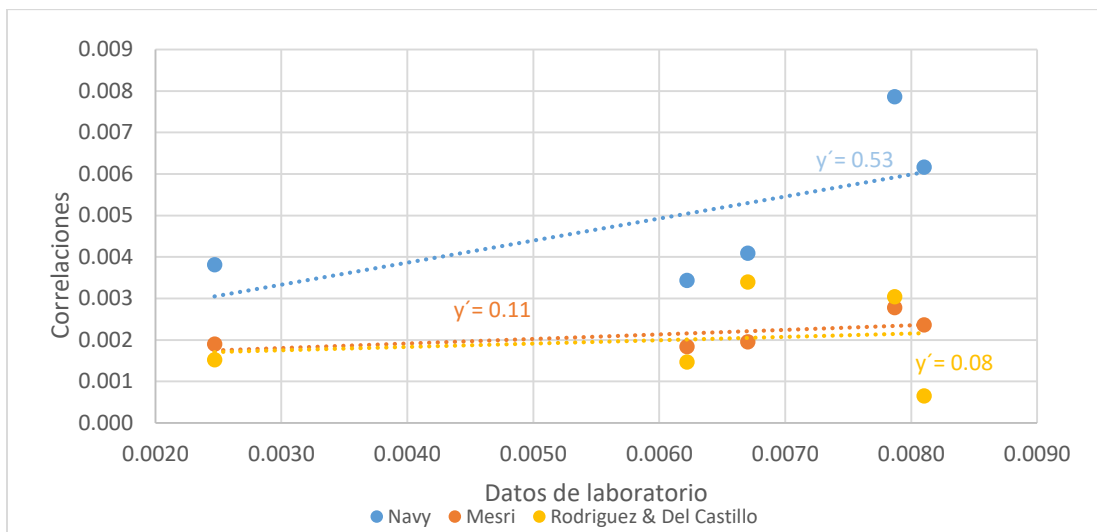


Figura 57. Correlaciones para índice de compresión secundaria (C_a).

En la Figura 57 se puede observar que el método de Navy es aquel que mejor se ajusta a los resultados de laboratorio con pendiente $y' = 0.53$, basándose en la humedad natural del suelo para su cálculo. De igual forma la correlación propuesta por Mesri, que se basa en la humedad, tiene un ajuste de datos deficiente con pendiente igual a 0.11 y similar a la ecuación de Rodríguez & Del Castillo con un valor de pendiente $y' = 0.08$. Por lo tanto, la correlación dada por Navy es aquella que mejor se ajusta a los valores obtenidos en laboratorio de las correlaciones evaluadas.

4.5.4. TEORÍAS DE CONSOLIDACIÓN

Con el objetivo de comparar los datos reales del ensayo de medición de asentamientos con valores teóricos, se aplican dos teorías: la teoría de Consolidación Unidimensional y la de Difusión Simple, la cuales son tratadas previamente en la *Sección 2.5.1* y *Sección 2.5.2*.

Previo a la comparación de resultados es necesario determinar el asentamiento teórico estimado por la colocación de las estructuras prefabricadas de hormigón. Los datos necesarios para realizar la estimación del asentamiento se muestran en la *Tabla 37* y *Figura 58*.

Tabla 37. Datos para el cálculo de asentamientos generados por las estructuras prefabricadas.

L	2		m
B	1		m
H	7		m
q_0	2895		kg/m ²
Profundidad	0-1	1-7	m
μ	0.48	0.48	m/m
E_s	690000	390000	kg/m ²
C_c	0.257	0.249	-
C_s	0.002	0.002	-
γ_d	1192	1192	kg/m ³
γ	1492	1569	kg/m ³
G_s	2.46	2.54	-
e_0	1.05	1.01	-
γ_{sat}	-	1766	kg/m ³

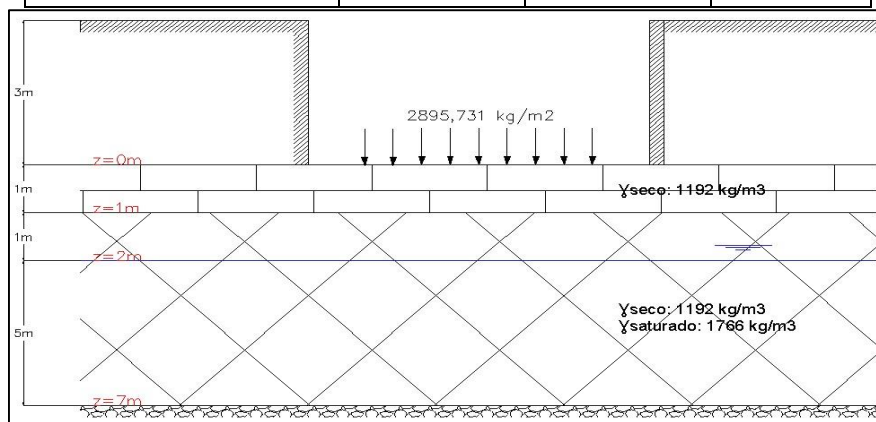


Figura 58. Esquema para cálculo de asentamientos generados por las estructuras prefabricadas.

En la *Tabla 38* se observa un resumen el asentamiento teórico esperado por la acción de las estructuras prefabricadas, mientras que el procedimiento ejecutado para su estimación se encuentra en el *Anexo 75 a 77*. Los cálculos de asentamientos mostrado en el *Anexo 80 y 81*, reflejan que los resultados más desfavorables son los proporcionados por el método de Scheicher para el asentamiento elástico y el método de Boussinesq para el asentamiento por consolidación primaria. Por lo tanto, los asentamientos estimados por los métodos mencionados son aquellos considerados en este estudio.

Tabla 38. Asentamiento teórico esperado.

Parámetro	Valor	Unidad
S_e	7.1	mm
S_p	68.8	mm
S_s	0	mm
S	75.9	mm

Una vez determinado el asentamiento teórico esperado, se puede calcular la deformación del suelo que corresponde a cada tasa de deformación (U). Por ejemplo, para $U=20\%$ su deformación correspondiente es el 20% de 68.8 mm (asentamiento por consolidación primaria), es decir 8.26 mm.

Finalmente, se calcula el periodo de tiempo necesario (t) para desarrollar las tasas de deformación (U). Para ello se emplea la *Ecuación 20*, los factores tiempo (T_v) de la *Figura 6* para la teoría de Terzaghi y *Figura 7* para la teoría de Davis & Poulos, y los índices de consolidación vertical (ensayo consolidación unidimensional) y horizontal ($C_h=4C_v$ y $C_h=5C_v$) que se muestran en la *Tabla 39*.

 Tabla 39. Índices de consolidación (C_v) según la teoría aplicada.

Profundidad (m)	0-1	1-7	Teoría aplicada
C_v (cm^2/s)	0.0002	0.0001	Terzaghi
	0.0001		
$C_h(4C_v)$ (cm^2/s)	0.0007	0.0004	Davis & Poulos
	0.0005		
$C_h(5C_v)$ (cm^2/s)	0.0008	0.0005	
	0.0006		

El resultado de las deformaciones y el periodo de tiempo necesario para desarrollar dichas deformaciones para cada teoría se pueden observar en las *Tabla 40 a 42*. Las tablas muestran la tasa de consolidación U, el factor tiempo (T_v) y el tiempo (t) de cada deformación.

 Tabla 40. Evaluación de teoría de consolidación unidimensional $C_v = 0.0001 \text{ cm}^2/\text{s}$.

U	T_v	Deformación	t
%	-	mm	días
0	0.0000	0	0
1	0.0001	1	5
2	0.0003	1	17
3	0.0007	2	40
4	0.0010	3	57

 Tabla 41. Evaluación de teoría de difusión simple con $C_h = 4C_v = 0.0005 \text{ cm}^2/\text{s}$.

U	T_v	Deformación	t
%	-	mm	días
0	0.0000	0	0
2	0.0003	1	3
4	0.0008	3	9
6	0.0013	4	15
8	0.0019	6	22
10	0.0026	7	30
12	0.0034	8	39
14	0.0043	10	49
16	0.0050	11	57

Tabla 42. Evaluación de teoría de difusión simple con $Ch = 5Cv = 0.0006 \text{ cm}^2/\text{s}$.

U	T_v	Deformación	t
%	-	mm	días
0	0.0000	0	0
2	0.0003	1	3
4	0.0008	3	8
6	0.0013	4	13
8	0.0019	6	19
10	0.0026	7	27
12	0.0034	8	34
14	0.0043	10	43
17	0.0056	12	57

En la *Figura 59* se observan los datos de las mediciones en campo de deformaciones y el tiempo en que se realizan dichas mediciones (*Anexo 74*). Además, en la misma figura se encuentran las deformaciones y el tiempo que predice cada teoría para alcanzar dichas deformaciones (*Tabla 40-42*).

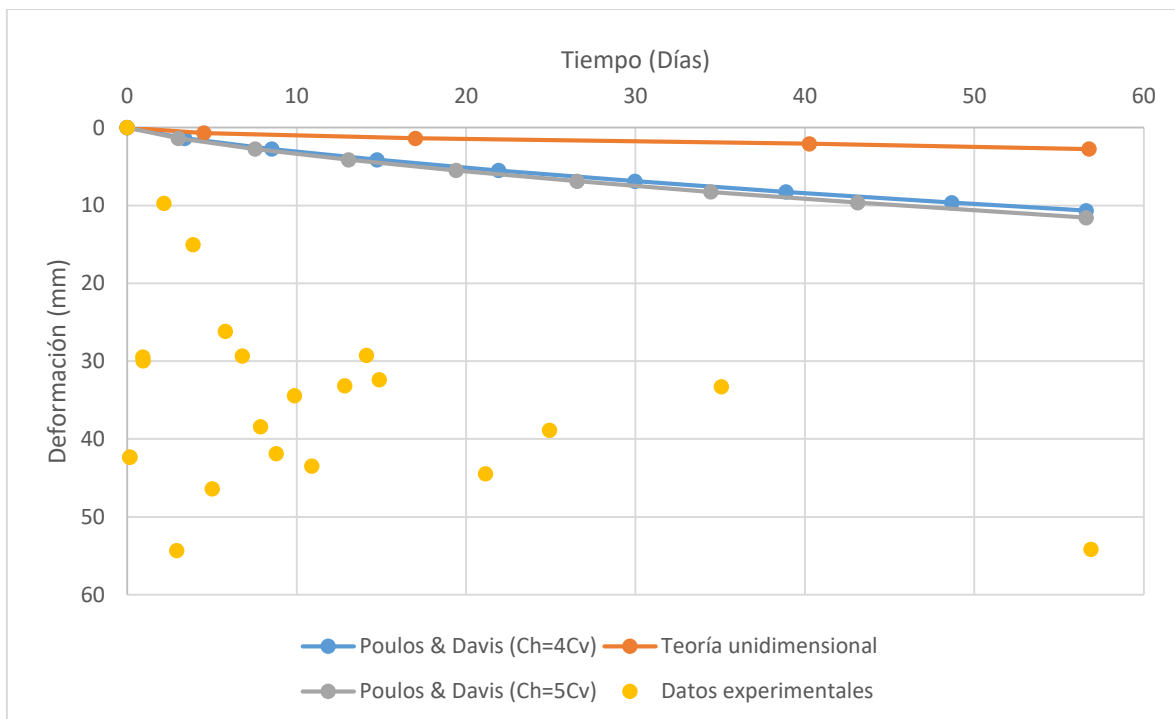


Figura 59. Comparación de asentamientos por teoría unidimensional y de simple difusión, con el ensayo de campo.

Según la *Figura 59*, los datos experimentales no tienen un comportamiento similar a lo estimado por medio de las teorías aplicadas, esto refleja que las teorías de Terzaghi y Davis & Poulos no aproximan de manera adecuada los asentamientos generados en el ensayo en campo para el suelo estudiado. Otro aspecto que se puede observar en la figura anterior es que los asentamientos medidos se desarrollan de forma más rápida a lo aproximado a través de las teorías de consolidación, desarrollando mayores asentamientos en periodos de tiempo menores.

Al mismo tiempo se observa que el periodo de tiempo (t) necesario para desarrollar las diferentes deformaciones es mayor para la teoría de Terzaghi con respecto a la teoría de Davis & Poulos; puesto que la teoría de Difusión Simple considera factores tiempo (T_v) más grandes para las mismas tasas de consolidación (U). Estos factores de tiempo (T_v) planteados por Davis & Poulos se justifican por la mayor cantidad de procesos que se consideran durante la consolidación como el drenaje o expulsión horizontal de partículas de agua de una masa.

Finalmente, se observa que no existe mayor variación con respecto al rango alto y bajo de la relación $C_h = 4C_v$ y $C_h = 5C_v$, ya que los índices de consolidación horizontales (C_h) que se obtienen para los rangos mencionados varían mínimamente de 0.0005 a 0.0006 (*Tabla 39*). Esta variación de índices de consolidación horizontales representa una diferenciación de 1 mm en la aproximación de asentamientos en los 57 días de ensayo, 11 mm con $C_h = 4C_v$ y 12 mm con $C_h = 5C_v$.

4.5.5. ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

Dentro del proceso de análisis de asentamientos se plantean diferentes escenarios de cimentación donde se varía la geometría, profundidad de desplante y carga aplicada por la cimentación. Para cada escenario de cimentación se calcula el asentamiento elástico y por consolidación primaria según los conceptos mencionados en la *Sección 2.4.1*, *Sección 2.4.2* y *Sección 2.6*. Los escenarios de cimentación empleados son los mencionados en la *Sección 3.5.5*, mientras que las propiedades físicas usadas para la estimación de los asentamientos son los mostrados en la *Tabla 43*.

Tabla 43. Propiedades físicas y parámetros de consolidación del suelo.

Profundidad	0-1	1-2	2-3	3-4	4-10	m
μ	0.37	0.46	0.48	0.48	0.48	m/m
E_s	317500	933750	626250	690000	390000	kg/m ²
C_c	0.136	0.155	0.170	0.257	0.249	-
C_s	0.008	0.018	0.011	0.002	0.002	-
γ_d	1097	1230	1268	1192	1192	kg/m ³
G_s	2.45	2.57	2.57	2.46	2.54	-
e_0	0.71	0.81	0.82	1.05	1.01	-
γ_{sat}	-	-	-	-	1766	kg/m ³

Los ejemplos de estimación de asentamientos elásticos y por consolidación primaria para una cimentación $L=0.5$ m, $B=0.5$ m, carga aplicada $P=4000$ kg y $1\text{ m} \leq D_f \leq 5$ m se encuentran del *Anexo 83 al 92*. De igual manera que en la *Sección 4.5.4*, se consideran únicamente el método de Scheicher para asentamientos elásticos y el método de Bossinesq para asentamientos por consolidación primaria, al ser los métodos que proporcionan los resultados más desfavorables.

Los resultados de asentamiento por consolidación primaria y asentamiento elástico para todos los escenarios de cimentación se encuentran en la *Tabla 44* y *Tabla 45* respectivamente. Mientras que las *Figuras 60* y *61* representan la variación del asentamiento para zapatas con relación $L/B = 1$; se muestra únicamente esta relación puesto que las demás relaciones repiten su comportamiento mas no sus valores, valores que pueden aumentar o disminuir dependiendo de la relación L/B .

Tabla 44. Asentamientos por consolidación primaria (S_p), método de Boussinesq.

Df	L/ B	Carga						Unidades
		1000	2000	4000	8000	16000	32000	kg
1	1	7.5	14.6	28.0	52.2	93.8	161.8	mm
	1.5	6.7	13.0	24.8	45.6	80.8	137.5	
	2	5.5	10.8	20.7	38.4	68.7	117.8	
2	1	3.9	7.7	15.3	30.0	57.8	107.9	
	1.5	2.9	5.8	11.5	22.5	43.6	82.0	
	2	2.4	4.7	9.4	18.4	35.8	67.6	
3	1	3.2	6.3	12.5	24.6	47.6	89.6	
	1.5	2.1	4.2	8.4	16.6	32.4	62.2	
	2	1.6	3.3	6.5	12.9	25.3	48.9	
4	1	2.4	4.9	9.7	19.1	37.1	70.2	
	1.5	1.6	3.3	6.5	12.8	25.2	48.5	
	2	1.2	2.4	4.9	9.7	19.1	37.1	
5	1	1.9	3.8	7.5	14.7	28.6	54.5	
	1.5	1.3	2.5	5.0	9.9	19.4	37.6	
	2	0.9	1.9	3.8	7.5	14.7	28.6	

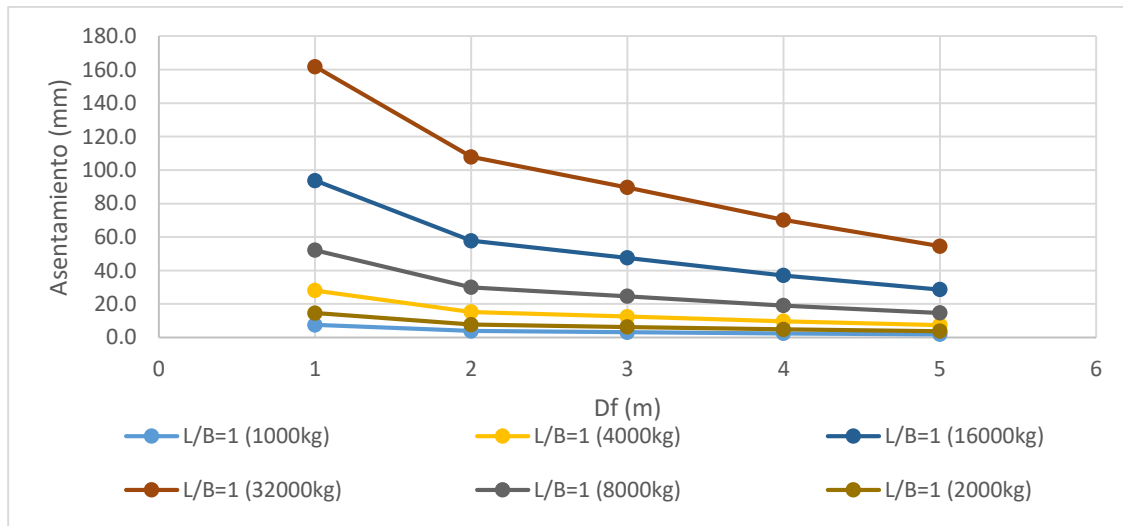


Figura 60. Asentamientos por consolidación primaria para zapata L/B=1.

En la *Tabla 44* de asentamientos por consolidación primaria se observa que el asentamiento para cualquier carga aplicada y profundidad de desplante se reduce conforme la relación L/B aumenta debido a la mayor superficie de contacto cimentación – suelo, que reduce el esfuerzo aplicado sobre el suelo. Otra tendencia observada es que para una misma relación L/B y carga aplicada al variar la profundidad de desplante, el asentamiento disminuye debido a la reducción de la potencia del estrato compresible bajo la cimentación. Lo mencionado se puede corroborar en la *Figura 60* en donde se observa que, al profundizar la cimentación, la susceptibilidad del material para desarrollar asentamientos por consolidación aumenta.

Tabla 45. Asentamientos elásticos (S_e), método de Scheicher.

D_f	L/ B	Carga						Unidades
		1000	2000	4000	8000	16000	32000	kg
1	1	3.4	6.8	13.6	27.1	54.2	108.5	mm
	1.5	3.1	6.1	12.3	24.5	49.1	98.1	
	2	2.3	4.6	9.2	18.4	36.8	73.6	
2	1	3.8	7.5	15.1	30.2	60.4	120.7	
	1.5	3.4	6.8	13.7	27.3	54.6	109.2	
	2	2.6	5.1	10.2	20.5	41.0	81.9	
3	1	4.0	8.0	15.9	31.9	63.7	127.4	
	1.5	3.6	7.2	14.4	28.8	57.7	115.3	
	2	2.7	5.4	10.8	21.6	43.2	86.5	
4	1	4.4	8.8	17.7	35.4	70.7	141.4	
	1.5	4.0	8.0	16.0	32.0	64.0	128.0	
	2	3.0	6.0	12.0	24.0	48.0	96.0	
5	1	4.4	8.8	17.7	35.4	70.7	141.4	
	1.5	4.0	8.0	16.0	32.0	64.0	128.0	
	2	3.0	6.0	12.0	24.0	48.0	96.0	

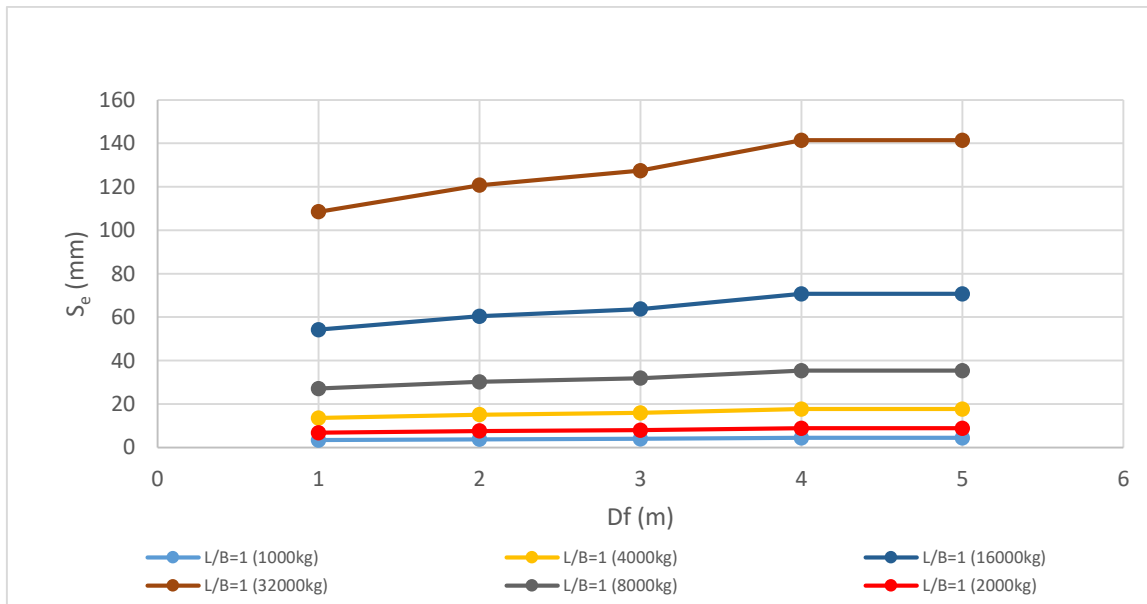


Figura 61. Asentamientos elásticos para zapata L/B=1.

En función de la *Tabla 45* y *Figura 61* de asentamiento inmediato o elástico se observa el que para una misma carga y al aumentar la profundidad de desplante su valor aumenta considerablemente, generando asentamientos cada vez mayores debido a los valores de los parámetros elásticos del suelo; lo que evidencia la mayor deformabilidad del estrato al profundizar. A su vez se observa que se repite el comportamiento con respecto a los asentamientos por consolidación primaria, cuando para una misma carga y profundidad de desplante el asentamiento se reduce al ser mayor la relación L/B, debido a la reducción del esfuerzo transmitido hacia el suelo.

5. CONCLUSIONES

El presente trabajo evalúa la capacidad portante y susceptibilidad a consolidación (asentamientos) de un suelo fino ubicado en la parroquia Borrero – Charasol del cantón Azogues, con el fin de adquirir información relevante respecto al comportamiento del suelo y proporcionar resultados útiles para futuras aplicaciones.

Se aplicaron ensayos de laboratorio para la determinación de las propiedades físicas del suelo que definen su comportamiento de resistencia y frente a procesos de consolidación, ensayos a partir de los cuales se han obtenido las siguientes conclusiones:

El tipo de suelo corresponde a un “**limo de alta plasticidad**” con una inclusión de “**limo de baja plasticidad**” en la profundidad de 2 a 3 metros, teniendo el suelo en toda la profundidad de análisis un alto contenido de finos mayor al **80%**. En cuanto a los valores de límites de Atterberg, a 5 metros de profundidad se encuentra el material con mayor índice plástico **IP = 19.20%** en función de **LL = 68.00%** y **LP = 48.80%**. Los valores de humedad natural obtenidos del ensayo de laboratorio aumentan progresivamente de **19.46 a 35.34 %** hasta los 5 metros de profundidad. El valor promedio de peso específico seco estimado es de **1.19 g/cm³**, teniendo su máximo valor a los 3 metros de profundidad (**1.27 g/cm³**). El parámetro de gravedad específica de sólidos tiene valores menores a lo esperado para un material limoso con un comportamiento variable en el rango de **2.38 a 2.57**.

La influencia de los procesos de desecación se aprecia en el primer metro de profundidad debido a que el ensayo de humedad obtuvo su menor valor (**19.46%**) respecto a las demás profundidades, corroborándose esto durante la extracción de muestras con la visualización de grietas y discontinuidades en la estructura del suelo hasta aproximadamente 1.5 metros de profundidad. A su vez las muestras de 1 y 2 metros son aquellas que poseen menor índice de plasticidad con **9.69%** y **11.52%** respectivamente. El nivel freático al momento de extraer las muestras se estableció a una profundidad cercana a **5 metros**. Esta profundidad del nivel freático se corrobora por medio de las velocidades de onda P obtenidas en el ensayo MASW, donde a 5 metros de profundidad el valor de velocidad de onda P sufre un cambio brusco de **700 a 1600 m/s** y el coeficiente de Poisson es **0.48**, siendo 0.5 el valor característico de este parámetro para suelos saturados.

Con el fin de evaluar los valores de resistencia cortante no drenada del suelo, se recurrió a los siguientes ensayos: compresión simple, triaxial UU, corte por veleta y análisis multicanal de ondas superficiales. Los ensayos mencionados tuvieron como resultados comportamientos similares del valor de resistencia cortante no drenada al profundizar, teniendo sus valores máximos a 2 metros de profundidad y siendo estos los siguientes: **0.19 kg/cm²** para compresión simple, **1.52 kg/cm²** triaxial y **1.32 kg/cm²** corte por veleta. La resistencia del suelo a partir de los 2 metros disminuye y este comportamiento se asocia al aumento progresivo de la humedad. Sin embargo, a 1 metro de profundidad no se evidencia una mejora de capacidad del suelo a pesar de su menor contenido de humedad respecto a los 2 metros de profundidad, conducta que se atribuye al efecto de la desecación que puede generar fisuramiento y discontinuidades en la estructura del material superficial. La reducción notable de resistencia estimada por los ensayos de compresión simple respecto a los demás ensayos se atribuye a la falta de confinamiento en las muestras, mostrando que el suelo del sector reduce notablemente su resistencia si carece de esfuerzos de confinamiento. En cuanto al ensayo de análisis multicanal, los resultados tienen un comportamiento que difiere a los demás ensayos, aumentando la resistencia cortante del suelo conforme se profundiza hasta los 5 metros con valores de **0.96 a 1.14 kg/cm²**. Se observa este comportamiento en los resultados del ensayo MASW debido a que la correlación empleada para la determinación de la resistencia cortante no contempla la influencia de la humedad sobre el material y por ende los valores de resistencia obtenidos serían

siempre y cuando se den procesos de mejoramiento para eliminar la mayor parte de la humedad contenida en el suelo. Estos valores de resistencia obtenidos a partir del ensayo MASW pueden sobreestimar la capacidad del suelo, que es uno de los principales problemas al momento del diseño de cimentaciones y por ende los valores estimados por este método son recomendables cuando se tengan controladas posibles modificaciones de humedad en el suelo.

En relación a la estimación de la capacidad de carga admisible del suelo del sector para cimentaciones de tipo cuadrada y corrida su comportamiento es similar, disminuyendo su capacidad al profundizar y siendo esta reducción significativa desde los 2 metros (**11.67 kg/cm²** y **9.52 kg/cm²**) hacia los 3 metros (**2.39 kg/cm²** y **1.90 kg/cm²**) para zapata cuadrada y corrida respectivamente. Los parámetros que definen la variación de la capacidad de carga son los valores de cohesión y ángulo de fricción obtenidos del ensayo triaxial, donde los valores de ángulo de fricción (**24°, 28° y 31°**) y cohesión (**1.14, 1.34, 0.92 kg/cm²**) son elevados hasta los 3 metros debido al efecto de la desecación del material, profundidad a partir de la cual tanto ángulo como cohesión se reducen ocasionando la pérdida de capacidad de carga del material. Debido a ello, se evidencia que la variabilidad de estos parámetros se relaciona con la humedad del suelo y cabe recalcar que los valores de los parámetros resistentes en los primeros 3 metros están sobreestimados debido a que el método de ensayo triaxial realizado no considera el ablandamiento que puede sufrir el suelo con el tiempo debido a un aumento de humedad por circunstancias climáticas y/o antrópicas, es decir no se evalúa al suelo en las condiciones más desfavorables. Por lo tanto, según los valores obtenidos, las cimentaciones cuya influencia sea mayor a los 2 metros son aquellas con mayor susceptibilidad a fallar por su baja capacidad de carga admisible (**< 2.39 kg/cm²** en zapatas cuadrada y **< 1.90 kg/cm²** en zapatas corridas).

En cuanto a los asentamientos estimados de tipo elástico y por consolidación primaria tienen el comportamiento esperado al profundizar en el rango de **3.4 a 141.4 mm** y **0.9 a 161.8 mm** respectivamente, lo que evidencia la gran capacidad de deformabilidad del suelo del sector. Sin embargo, no se observan estos efectos sobre las edificaciones del sector debido a que las cimentaciones son superficiales (**1 a 1.5 m**) y que las cargas transmitidas hacia el terreno no son de tal magnitud para que su influencia sea sobre el suelo blando, sino solamente están influenciando al suelo que se encuentra directamente bajo la cimentación, que es aquel de mejores características como ya se mencionó anteriormente.

Para las múltiples correlaciones evaluadas en la *Sección 4.5.3* se encontró que el índice de compresión (C_c) se relaciona mejor con los resultados de laboratorio por medio de la ecuación planteada por Skempton & Jones con pendiente **$m = 0.93$** , y esta correlación se encuentra en función del límite líquido (LL). Para el índice de consolidación (C_v) las correlaciones que mejor se relacionan con los parámetros obtenidos son las propuestas por Soibam y Navy con un valor de pendiente **$m = 1.52$** y **1.61** respectivamente, ambas correlaciones no tienen un ajuste muy bueno al no estar cercanas sus pendientes al valor de 1. Mientras que el análisis de pendientes mostró que la ecuación propuesta por Navy con **$m = 0.53$** es aquella que mejor se correlaciona para la estimación del índice de compresión secundaria (C_a), empelando para su cálculo la humedad natural del suelo. Por lo tanto, en el caso de no contar con ensayos de consolidación previos, la correlación de Skempton & Jones se puede utilizar para la aproximación del C_c ; ya que según el valor de pendiente esta ecuación posee un nivel significativo de correlación con los datos obtenidos en laboratorio. Mientras que las correlaciones de Soibam y Navy no poseen un buen ajuste y se recomienda su uso como primera aproximación de los parámetros C_v y C_a .



La efectividad de realizar un ensayo de asentamientos en campo no fue la esperada, ya que no se pudo obtener una tendencia definida de la variación del asentamiento con respecto al tiempo que permita definir el comportamiento real del suelo ante procesos de asentamientos por consolidación, esto debido a las limitaciones para el desarrollo del ensayo antes mencionadas. Además, se pudo establecer que los asentamientos medidos son de mayor magnitud y se desarrollan en menor tiempo que lo estimado por las teorías de consolidación de Terzaghi y Davis & Poulos.

En cuanto a lo abordado con anterioridad, el suelo estudiado cambia sus propiedades de manera significativa a medida que se incrementa su profundidad. Por lo tanto, cambia su comportamiento frente a cargas en función de la profundidad que llegue a influenciar la carga colocada. Es decir, el suelo incrementa su susceptibilidad a consolidación a medida que se incrementa la profundidad, relacionándose este comportamiento con la variabilidad de resistencia observada conforme se profundiza en el estrato.



6. RECOMENDACIONES

Los resultados obtenidos en el presente estudio constituyen una evaluación sobre la capacidad portante y susceptibilidad a consolidación de suelos finos tomando como ejemplo el suelo de la parroquia Borrero – Charasol del cantón Azogues; los cuales pueden ser corroborados o complementados por futuras investigaciones en suelos que evidencien la problemática mencionada. Para ello se recomienda un muestreo más exhaustivo en diferentes suelos finos de la zona recopilando un mayor número de muestras, evaluando los parámetros resistentes y comportamiento ante consolidación variando el contenido de humedad y con ello evidenciando de mejor manera la influencia de la misma sobre su comportamiento. Además, pudiendo resolver las limitaciones mencionadas con respecto al ensayo de asentamientos en campo, y con ello estudiar, simular y entender de mejor manera el comportamiento real del suelo ante procesos de consolidación.

En el suelo del sector se evidencia la importancia controlar el contenido de humedad, cuya variación resultaría determinante en el comportamiento del suelo. Por lo tanto, se recomienda mantener control del agua que podría ingresar en el suelo de cimentación con el fin de evitar el ablandamiento y con ello procesos de consolidación y modificación de la capacidad portante.

En cuanto al control de procesos de consolidación y por ende se asentamientos se pueden considerar el mejoramiento de las propiedades del suelo a través de precarga e incorporación de drenajes verticales, con el fin de generar una consolidación previa a la implementación de cargas definitivas, permitiendo que los procesos de consolidación se lleven a cabo en un menor tiempo y así evitar que la mayor parte del proceso se dé una vez terminado la obra.

Finalmente, en base a los resultados obtenidos de resistencia cortante no drenada, se recomienda usar valores conservativos de esfuerzo que sean menores (uso de factor de seguridad) a los referenciados a los resultados de ensayos de compresión triaxial y corte por veleta (*Tabla 26 y 27*) y tener en cuenta la sobreestimación mencionada de los parámetros dados por el ensayo triaxial en los primeros 3 metros. Finalmente, si no se puede optar por tomar medidas preventivas y/o correctivas que mejoren la respuesta resistente y ante deformaciones del suelo se puede optar por realizar cimentaciones tipo losa o profundas hacia un estrato de mejores características resistentes, esto dependiendo tanto de la importancia y el presupuesto de la obra a ejecutar.



7. REFERENCIAS

- Azzouz, A. S., KRIZEK, Raym. J., & Corotis, R. B. (1976). Regression analysis of soil compressibility. *Soils and Foundations*, 16(2), 19-29.
- Badillo, E. J. (2001). *Mecánica de suelos* (Vol. 2). Editorial Limusa.
- Barrera Bucio, M. (2002). *Estudio experimental del comportamiento hidro-mecánico de suelos colapsables*. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Basabe, P., Fernández, M. A., Plaza Nieto, G., & Klinkicht Sojos, S. (1996). Prevención de desastres naturales en la cuenca del río Paute. En *Sin plazo para la esperanza: Reporte sobre el desastre de la Josefina-Ecuador, 1993* (pp. 269-287). Ecuador. Escuela Politécnica Nacional.
- Blanco-Sepúlveda, R. (2009). La relación entre la densidad aparente y la resistencia mecánica como indicadores de la compactación del suelo. *Agrociencia*, 43(3), 231-239.
- Cardona, J. C. Z., & Cristancho, F. (2008). *La Humedad en las Propiedades Físicas del Suelo*.
- Carreiro Pousada, M. (2007). *Sobre la respuesta estática de suelos finos blandos bajo diques verticales*. Caminos.
- Carrillo, P., Ruiz, V., & Zapata, R. (2009). *Asentamientos en suelos arcillosos en casos en que los criterios 1-D y consolidación primaria no son suficientes*. Universidad de Chile.
- Ceballos, D. M. (2014). *Bahía de Santander: atlas geotécnico* (Vol. 6). Ed. Universidad de Cantabria.
- Chuquimuni, A., & Apolinar, R. (2001). *Métodos de prospección sísmica en la investigación del subsuelo*.
- Das, B. M. (2013). *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (Cuarta). Mexico: Cengage Learning.
- Davis, E. H., & Poulos, H. G. (1972). Rate of settlement under two-and three dimensional conditions. *Geotechnique*, 22(1), 95-114.
- De La, A., & Iván, H. (2017). *Caracterización geológica y geofísica del subsuelo para la construcción de una obra civil a orillas del Río Guayas en el Cantón Durán*. Facultad de Ciencias Naturales. Universidad de Guayaquil.
- Duncan, J. M., & Buchignani, A. L. (1976). *An engineering manual for settlement studies*. University of California, Department of Civil Engineering.
- Duque Escobar, G., & Escobar Potes, C. E. (2016). Origen formación y constitución del suelo, fisicoquímica de las arcillas. *Geomecánica para ingenieros*, 11-28.
- Ganzhi Fajardo, F. P., & Pinos Ruiz, C. F. (2014). *Control de asentamientos en diques sobre suelos blandos construidos en el proyecto control de inundaciones del Río Cañar*.
- García, H. D. (2002). *Efecto de la humedad en la resistencia mecánica de un suelo franco*. *Terra Latinoamericana*, 20(3), 227-234



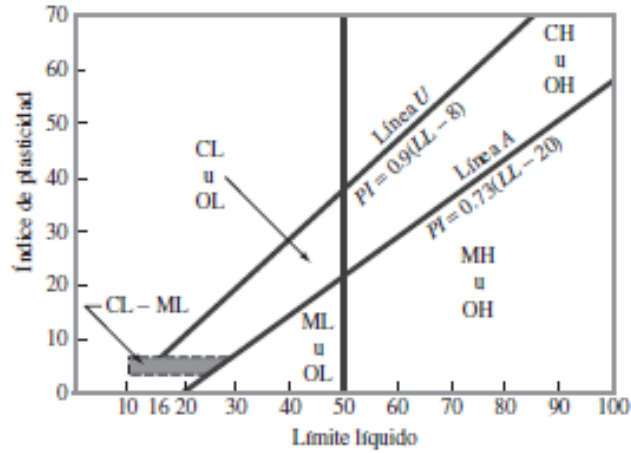
- García López, D. A., Valverde, C., & de Jesús, M. (2014). *Propiedades de retención de humedad de arcillas sobreconsolidadas por desecación del occidente de la sabana de Bogotá*.
- Gofar, N. (2006). *Determination of coefficient of rate of horizontal consolidation of peat soil*. Universiti Teknologi Malaysia.
- González Avila, M. F., & Pesántez Guaraca, O. O. (2015). *Estudio comparativo entre las envolventes efectivas obtenidas con ensayos triaxiales consolidado drenado y consolidado-no drenado, con medición de presión de poro, en suelos compactados saturados de la presa Chojampe 2 de la provincia de Los Ríos*.
- Google Maps. (s. f.). Recuperado 18 de octubre de 2019, de Google Maps website: <https://www.google.com/maps/@-2.7544241,-78.8364644,14z>
- Habibbeygi, F., Nikraz, H., & Verheyde, F. (2017). Determination of the compression index of reconstituted clays using intrinsic concept and normalized void ratio. *International Journal of GEOMATE*, 13(39), 54-60.
- Hanson, R. P. (1983). *Ingeniería de cimentaciones* (Vol. 26). Capítulos.
- Henríquez, S., Pedrals, A., & Valdés, P. (2009). *Trabajo final de diploma: Casos de asentamientos inadmisibles en suelos finos*. Chile: Universidad de Chile: Ingeniería civil.
- Hossne, A. J., Paredes, G., Carvajal, R., Santaella, E., & Malaver, J. (2011). Cohesión aparente de un suelo agrícola franco arenoso de sabana. *Acta Universitaria*, 21(3), 5-13.
- INVIAS, N. (2013). *Gravedad Específica del Suelo*. INV E-128-13, Bogotá.
- Ishibashi, I., & Hazarika, H. (2010). *Soil Mechanics Fundamentals*. CRC Press.
- Jain, V. K., Dixit, M., & Chitra, R. (2015). Correlation of plasticity index and compression index of soil. *Int J Innov Eng Technol (IJIET)*, 5, 263-270.
- Kaptan, K. (2012). A refined formula for the allowable soil pressure using shear wave velocities. *Journal of Civil Engineering and Construction Technology*, 3(3), 90-98.
- Kulkarni, M. P., Patel, A., & Singh, D. N. (2010). Application of shear wave velocity for characterizing clays from coastal regions. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 14(3), 307-321.
- Leoni, A. J. (1987). Resistencia al corte. *Facultad de ingeniería UNLP*.
- Medina, S. B., & Salazar, L. F. (2010). *Relación entre la resistencia al corte directo y propiedades físicas y químicas en algunos suelos de la zona cafetera colombiana*.
- Morocho, E. (2016, abril 28). Las construcciones civiles en el Ecuador. *El Universo*. Recuperado de <https://www.eluniverso.com/opinion/2016/04/28/nota/5548713/construcciones-civiles-ecuador>
- Navy, U. S. (1982). Soil mechanics—design manual 7.1. *Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, US Government Printing Office, Washington, DC*.



- Ng, K. S., Chew, Y. M., & Lazim, N. I. A. (2018). Prediction of Consolidation Characteristics from Index Properties. *E3S Web of Conferences*, 65, 06004. EDP Sciences.
- Omar, M., Shanableh, A., & Tahmaz, A. (2004). Shear strength of compacted green clay physico-chemical factors. *Lowland technology international*, 6(1), 9-20.
- Ortiz Quispe, R. W. (2017). *Influencia del nivel freático en la determinación de capacidad portante de suelos, en cimentaciones superficiales, distrito de Pilcomayo en 2017.*
- Patzán, J. E., & de Jesús, J. E. (2009). Guía práctica para el cálculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales, losas de cimentación, pilotes y pilas perforadas. *Trabajo de graduación de Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería.*
- Pineda-Jaimes, J. A., & Colmenares-Montañez, J. E. (2007). *Influencia de la desecación en el comportamiento volumétrico de la arcilla de Bogotá Influence of dessiccation on volume change behavior of Bogota clay.*
- Rodríguez, A. R., & Del Castillo, H. (1981). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres: Carreteras, ferrocarriles y aeropistas.* Editorial Limusa.
- Rojas Cabrera, E. A. (2017). *Correlación entre resistencia a cortante no drenada y resultados de un análisis multicanal de ondas superficiales para un suelo limo arcilloso semi-saturado de Cariamanga-Loja.*
- Salas, C. S. (2012). *Efecto de la densidad aparente sobre la capacidad de contracción de agregados de distintos tamaños en un Andisol.* Universidad Austral de Chile.
- Vélez, P. (2012). Comprobación de las correlaciones de la presión de expansión con las propiedades índices en suelos del sector de Challuabamba, Cuenca. Recomendaciones para la construcción de cimentaciones. Universidad de Cuenca. *Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.*
- Villalaz, C. C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones.* Editorial Limusa.

8. ANEXOS

Anexo 1. Carta de plasticidad sistema SUCS. Tomado de (Das,2013)

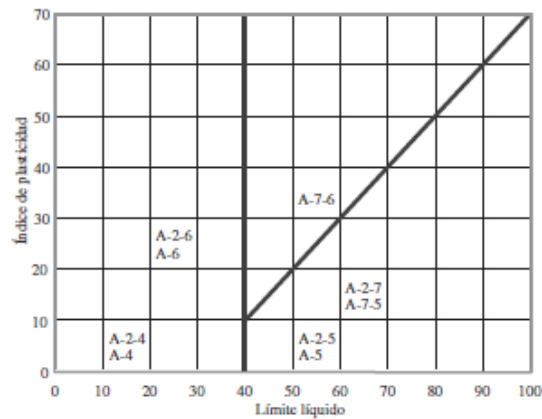


Anexo 2. Método de clasificación AASHTO. Tomado de (Das,2013)

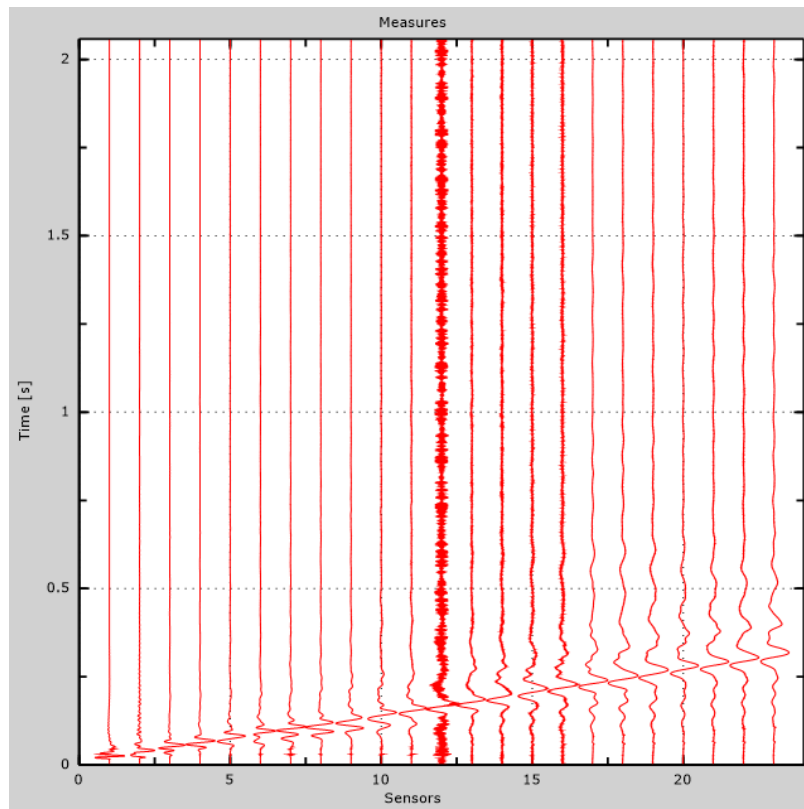
Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)			
Grupo de clasificación	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5* A-7-6†
Análisis de tamiz (porcentaje de paso)				
Núm. 10				
Núm. 40				
Núm. 200	36 mfn.	36 mfn.	36 mfn.	36 mfn.
Características de la fracción de paso núm. 40				
Límite líquido	40 máx.	41 mfn.	40 máx.	41 mfn.
Índice de plasticidad	10 máx.	10 máx.	11 mfn.	11 mfn.
Tipos comunes de materiales significativos constituyentes	Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Clasificación general de la subrasante	Regular a malo			

*Para A-7-5, $PI \leq LL - 30$
 †Para A-7-6, $PI > LL - 30$

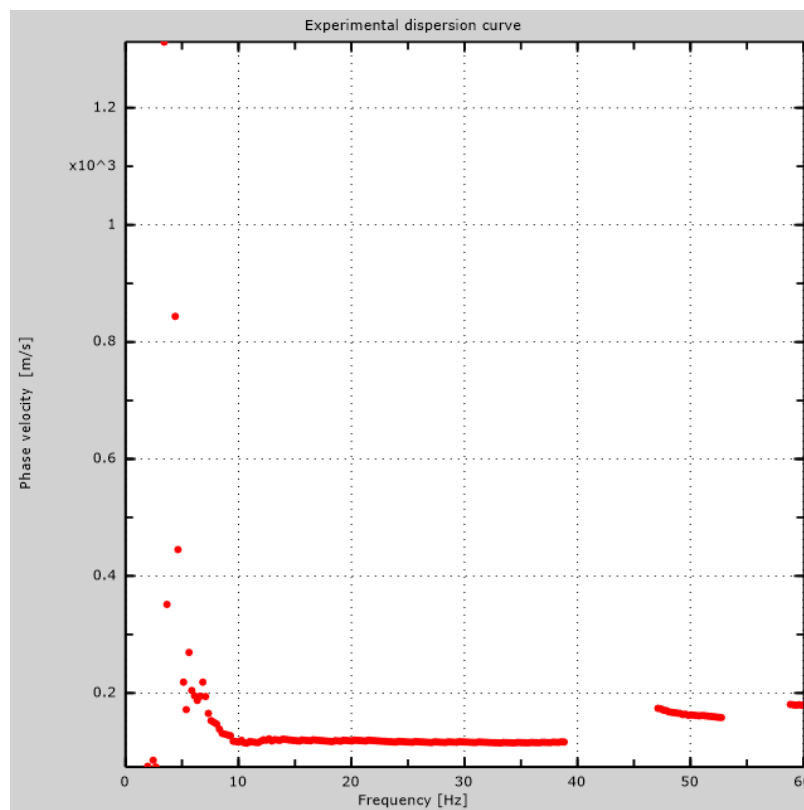
Anexo 3. Rango del límite líquido y del índice de plasticidad para suelos en los grupos A-2, A-4, A-5. Tomado de (Das, 2013)



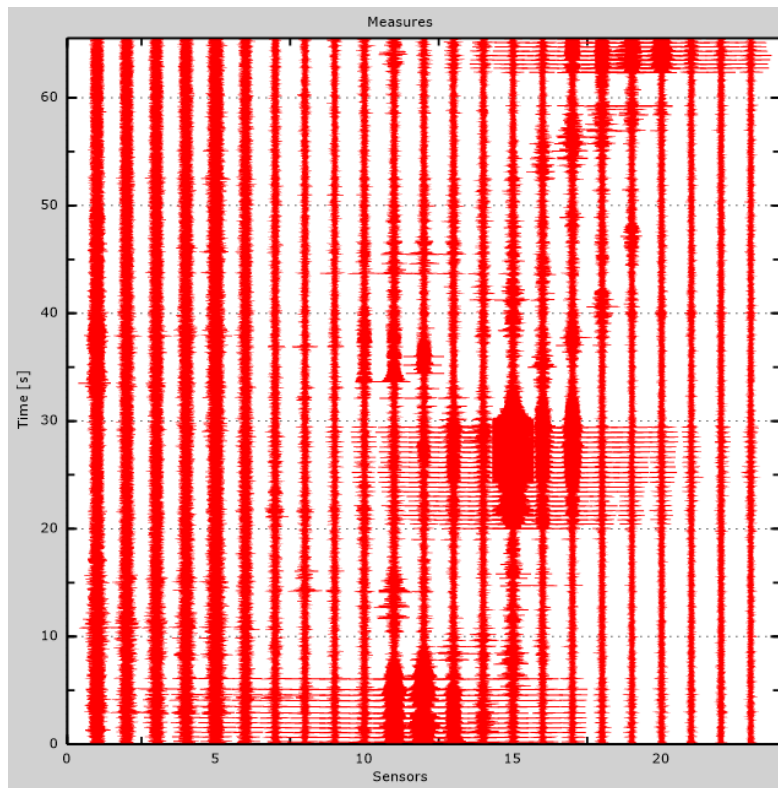
Anexo 4. Curva tiempo versus distancia de ondas.



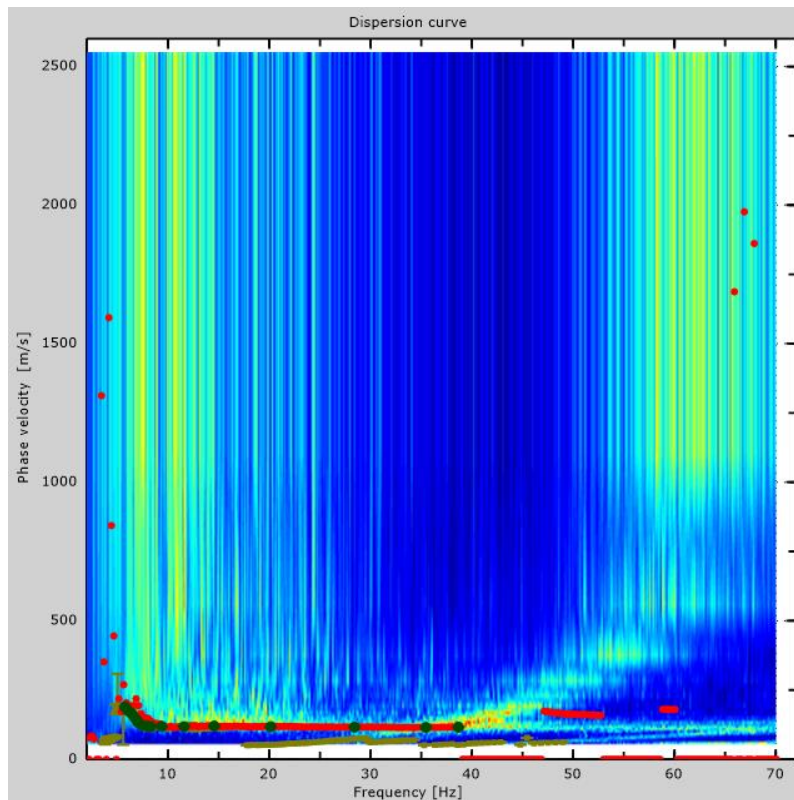
Anexo 5. Dispersión de velocidad de onda en función de la frecuencia



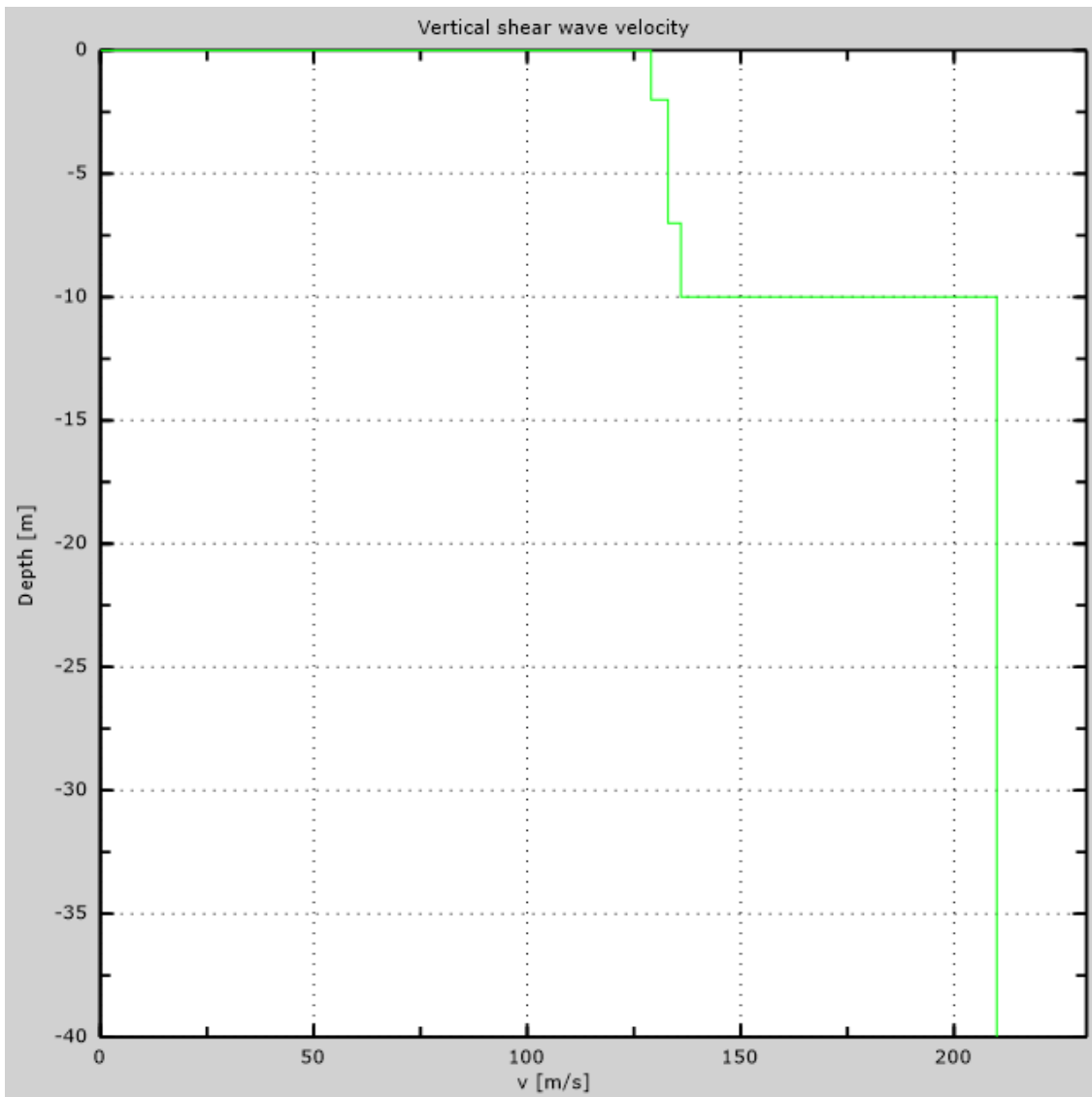
Anexo 6. Curva tiempo versus distancia de ondas P.



Anexo 7. Dispersión de velocidad de onda en función de la frecuencia.



Anexo 8. Velocidad de onda S en función de la profundidad.





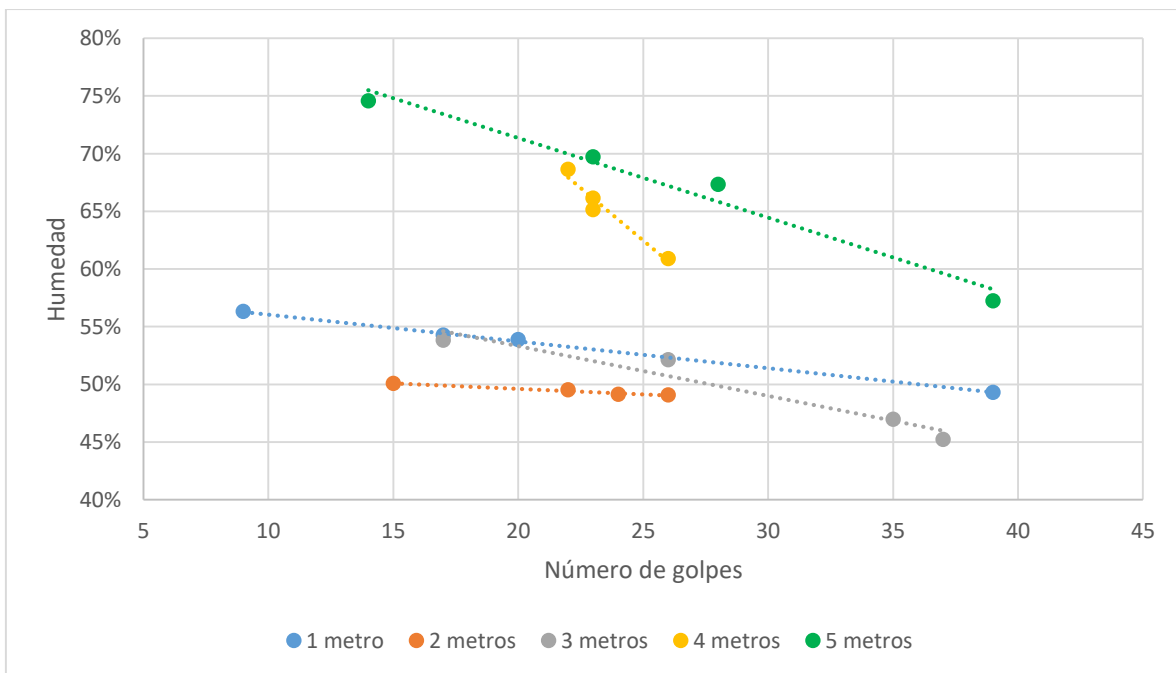
Anexo 9. Ensayo de contenido de humedad.

Ensayo:		Contenido de humedad				
Proyecto:		Proyecto de titulación				
Localización:		Parroquia Borrero-Charasol, Azogues				
Laboratorio:		Laboratorio de Geotecnia y Materiales de la Universidad de Cuenca				
Tipo de muestras:		Alteradas				
Profundidad	Recipiente	Peso recipiente	Peso recipiente + suelo húmedo	Peso recipiente + suelo seco	Contenido de humedad	
(m)	(-)	(g)	(g)	(g)	(%)	
1	M1	48.30	79.59	74.78	18.16	19.46
	M2	39.30	67.92	63.59	17.82	
	M3	45.06	79.75	73.46	22.14	
	M4	39.40	71.55	67.34	15.06	
	M5	48.28	82.36	77.34	17.27	
	M6	39.37	66.61	60.94	26.28	
2	M1	39.92	97.03	84.49	28.14	21.96
	M2	39.91	84.77	77.76	18.52	
	M3	39.55	85.15	74.96	28.78	
	M4	40.48	73.54	68.44	18.24	
	M5	39.95	69.71	64.75	20.00	
	M6	40.47	82.02	75.65	18.11	
3	M1	40.59	89.3	80.75	21.29	22.88
	M2	35.15	78.12	70.54	21.42	
	M3	51.81	99.77	91.27	21.54	
	M4	48.30	72.85	68.25	23.06	
	M5	35.22	78.72	69.20	28.02	
	M6	39.37	70.52	64.91	21.97	
4	M1	45.80	96.82	88.42	19.71	23.56
	M2	44.86	84.90	76.91	24.93	
	M3	44.96	98.02	88.77	21.11	
	M4	40.49	72.47	66.03	25.22	
	M5	44.91	82.65	75.09	25.05	
	M6	40.48	83.13	74.50	25.37	
5	M1	39.95	65.65	58.56	38.10	35.34
	M2	39.36	75.53	65.5	38.37	
	M3	39.89	76.11	67.15	32.87	
	M4	39.20	86.01	74.60	32.23	
	M5	45.74	88.46	78.30	31.20	
	M6	40.60	70.92	62.37	39.27	



Anexo 10. Ensayo de límite líquido.

Ensayo:		Límite líquido						
Proyecto:		Proyecto de titulación						
Localización:		Parroquia Borrero-Charasol, Azogues						
Laboratorio		Laboratorio de Geotecnia y Materiales de la Universidad de Cuenca						
Tipo de muestras:		Alteradas						
Profundidad	Muestra	Número de golpes	Recipiente	Peso recipiente	Peso recipiente + suelo húmedo	Peso recipiente + suelo seco	Contenido de humedad	Límite líquido (LL)
(m)	(-)	(-)	(-)	(g)	(g)	(g)	(%)	(%)
1	1	20	M1	45.87	77.86	66.66	53.87	52.60
	2	17	M2	39.05	79.93	65.55	54.26	
	3	9	M3	44.99	79.30	66.94	56.31	
	4	39	M4	39.95	77.78	65.29	49.29	
2	1	24	M1	50.50	98.00	82.35	49.14	49.15
	2	15	M2	42.85	86.00	71.60	50.09	
	3	26	M3	40.74	85.00	70.43	49.07	
	4	22	M4	47.50	94.00	78.60	49.52	
3	1	35	M1	40.71	72.00	62.00	46.97	51.00
	2	26	M2	41.31	88.00	72.00	52.13	
	3	17	M3	45.13	100.00	80.80	53.83	
	4	37	M4	39.93	90.00	74.41	45.21	
4	1	23	M1	51.91	90.93	75.54	65.13	62.50
	2	22	M2	39.98	82.12	64.97	68.63	
	3	23	M3	44.82	83.78	68.27	66.14	
	4	26	M4	39.89	89.12	70.49	60.88	
5	1	14	M1	50.5	88.03	72.00	74.56	68.00
	2	39	M2	42.85	72.30	61.58	57.23	
	3	23	M3	41.33	72.00	59.40	69.73	
	4	28	M4	40.52	76.36	61.94	67.32	





Anexo 11. Ensayo de límite plástico.

Ensayo:		Límite plástico					
Proyecto:		Proyecto de titulación					
Localización:		Parroquia Borrero-Charasol, Azogues					
Laboratorio		Laboratorio de Geotecnia y Materiales de la Universidad de Cuenca					
Tipo de muestras:		Alteradas					
Profundidad	Muestra	Recipiente	Peso recipiente	Peso recipiente + suelo húmedo	Peso recipiente + suelo seco	Contenido de humedad	Límite plástico (LP)
(m)	(-)	(-)	(g)	(g)	(g)	(%)	(%)
1	1	M5	40.62	78.84	67.43	42.56	42.91
	2	M6	39.58	74.37	63.97	42.64	
	3	M7	40.71	94.53	78.21	43.52	
2	1	M5	39.59	70.00	63.10	29.35	37.63
	2	M6	50.99	92.00	80.60	38.50	
	3	M7	39.98	68.00	59.30	45.03	
3	1	M5	40.44	44.00	43.40	20.27	33.05
	2	M6	39.32	42.00	41.10	50.56	
	3	M7	40.51	44.00	43.23	28.31	
4	1	M5	40.44	66.89	58.08	49.94	49.32
	2	M6	39.33	73.65	62.35	49.09	
	3	M7	40.52	78.60	66.09	48.92	
5	1	M5	39.40	66.25	57.65	47.12	48.80
	2	M6	51.03	97.72	83.48	43.88	
	3	M7	52.30	84.00	72.70	55.39	



Anexo 12. Granulometría y clasificación.

Ensayo:	Granulometría y clasificación									
Proyecto:	Proyecto de titulación									
Localización:	Parroquia Borrero-Charasol, Azogues									
Laboratorio	Laboratorio de Geotecnia y Materiales de la Universidad de Cuenca									
Tipo de muestras:	Alteradas									
Profundidad (m)	1		2		3		4		5	
Granulometría										
Abertura tamiz (mm)	% Retenido	% Pasa Acumulado	% Retenido	% Pasa Acumulado	% Retenido	% Pasa Acumulado	% Retenido	% Pasa Acumulado	% Retenido	% Pasa Acumulado
76.200	0.000	100.000	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00
63.500	0.000	100.000	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00
50.800	0.000	100.000	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00
38.100	0.000	100.000	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00
25.400	0.000	100.000	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00
19.050	0.000	100.000	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00
12.700	0.000	100.000	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00
9.525	0.000	100.000	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00
4.760	0.095	99.905	0.02	99.98	0.14	99.86	0.05	99.95	0.00	100.00
2.380	0.395	99.605	0.93	99.07	1.18	98.82	0.50	99.50	0.48	99.53
1.190	0.876	99.124	2.76	97.24	3.75	96.25	1.84	98.16	1.97	98.03
0.840	1.135	98.865	3.64	96.41	5.20	94.80	2.49	97.51	2.85	97.15
0.595	1.124	98.876	3.59	96.36	5.32	94.68	2.56	97.44	2.91	97.09
0.420	1.414	98.586	4.39	95.83	6.64	93.53	3.18	96.82	3.85	96.15
0.297	1.432	98.568	4.17	95.61	6.48	93.36	3.20	96.80	3.76	96.24
0.149	3.103	96.897	6.52	93.48	9.13	90.87	4.65	95.35	5.72	94.28
0.074	15.267	84.733	15.29	84.71	18.32	81.68	7.32	92.68	8.73	91.27
Parámetros de clasificación										
Límite líquido (%)	52.60		49.15		51.00		62.50		68.00	
Límite plástico (%)	42.91		37.63		33.05		49.32		48.80	
Índice de plasticidad (%)	9.69		11.52		17.95		13.18		19.20	
% Pasa tamiz N4 (5mm)	99.905		99.98		99.86		99.95		100.00	
% Pasa tamiz N200 (0,08mm)	84.733		84.71		81.68		92.68		91.27	
D60 (mm)	-		-		-		-		-	
D30 (mm)	-		-		-		-		-	
D10 (mm)	-		-		-		-		-	
Cu (-)	-		-		-		-		-	
Cc (-)	-		-		-		-		-	
Clasificación										
SUCS	MH		ML		MH		MH		MH	
	Limo de alta plasticidad con arena		Limo de baja plasticidad con arena		Limo de alta plasticidad con arena		Limo de alta plasticidad		Limo de alta plasticidad	
AASHTO	A-5		A-7-5		A-7-5		A-7-5		A-7-5	
	Suelo limoso		Suelo arcilloso		Suelo arcilloso		Suelo arcilloso		Suelo arcilloso	
Índice de grupo	13		13		17		21		26	



Anexo 13. Gravedad específica de sólidos.

Ensayo:		Gravedad específica				
Proyecto:		Proyecto de titulación				
Localización:		Parroquia Borrero-Charasol, Azogues				
Laboratorio		Laboratorio de Geotecnia y Materiales de la Universidad de Cuenca				
Tipo de muestras:		Alteradas				
Profundidad	(m)	1	2	3	4	5
Peso picnómetro	(g)	176.0	190.0	178.0	190.0	177.0
Peso picnómetro + agua	(g)	674.0	687.0	674.0	687.0	674.0
Temperatura picnómetro + agua	(°C)	12	12	13	12	13
Peso suelo seco	(g)	67.66	58.97	56.93	64.08	51.89
Peso picnómetro + agua + suelo	(g)	714.0	723.0	707.0	725.0	705.5
Temperatura picnómetro agua + suelo	(°C)	20	20	20	20	20
Peso picnómetro + agua (calibrado)	(g)	673.31	686.31	673.37	686.31	673.37
Densidad de sólidos	(g/cm ³)	2.44	2.56	2.37	2.45	2.54
Factor K	(-)	1	1	1	1	1
Gs (20°C)	(-)	2.45	2.57	2.38	2.46	2.54



Anexo 14. Ensayo de peso específico.

Ensayo:		Determinación de peso específico												
Proyecto:		Proyecto de titulación												
Localización:		Parroquia Borrero-Charasol, Azogues												
Laboratorio		Laboratorio de Geotecnia y Materiales de la Universidad de Cuenca												
Tipo de muestras:		Inalteradas												
Profundidad	m	1			2			3			4		5	
Humedad														
Muestra	-	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	
Peso recipiente	g	39.40	48.28	40.48	39.95	51.89	35,22	40,49	44,91	39,12	45,74			
Peso recipiente + suelo húmedo	g	71.55	82.36	73.54	69.71	92.01	78,72	72,47	82,65	86,01	88,46			
Peso recipiente + suelo seco	g	64.34	74.74	68.44	64.75	83.37	69,20	66,03	75,09	74,60	78,30			
Contenido de humedad	%	17.91	17.80	18.24	20.00	27.45	28.02	25.22	25.05	32.16	31.20			
		17.85			19.12			27.73			25.13		31.68	
Peso específico														
Muestra	-	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	
Peso muestra	g	57.59	45.34	35.38	80.22	45.75	46.04	68.84	61.18	46.04	99.10	53.72	48.87	
Peso muestra + parafina	g	64.18	49.96	39.20	88.91	50.64	50.37	73.50	63.94	50.37	107.00	60.44	52.37	
Peso parafina	g	6.59	4.62	3.82	8.69	4.89	4.33	4.66	2.76	4.33	7.90	6.72	3.50	
Volumen inicial	cm ³	600.00	642.00	678.00	700.00	760.00	790.00	600.00	648.00	685.00	711.00	778.00	816.00	
Volumen final	cm ³	642.00	678.00	700.00	760.00	790.00	820.00	648.00	685.00	711.00	772.00	816.00	850.00	
Volumen	cm ³	42.00	36.00	22.00	60.00	30.00	30.00	48.00	37.00	26.00	61.00	38.00	34.00	
Temperatura agua	°C	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	16.00	15.00	15.00	16.00	16.00	15.00	
Peso específico	g/cm ³	1.37	1.26	1.61	1.34	1.53	1.53	1.43	1.65	1.77	1.62	1.51	1.54	
		1.41			1.47			1.62			1.57		1.73	
Peso específico seco	g/cm ³	1.10			1.23			1.27			1.19		1.18	

Anexo 15. Ensayo de compresión simple.

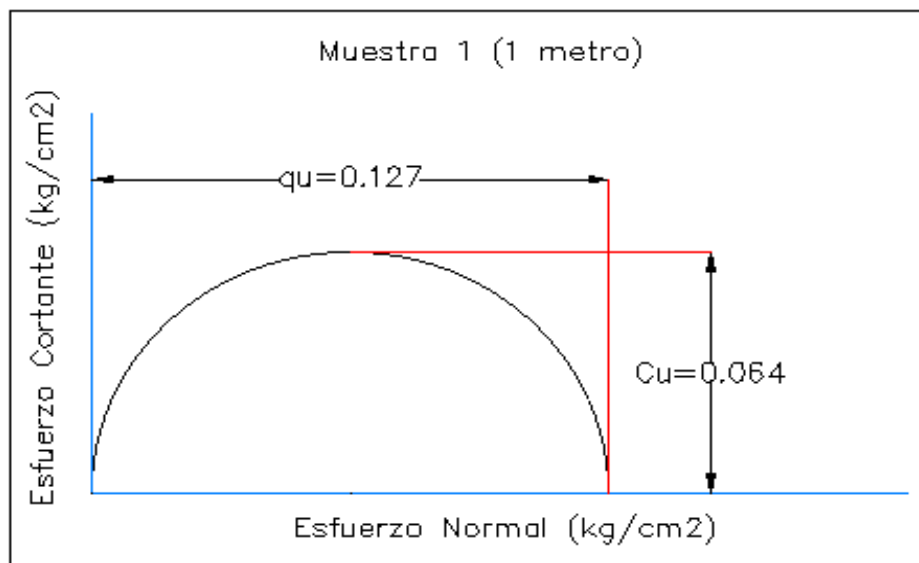
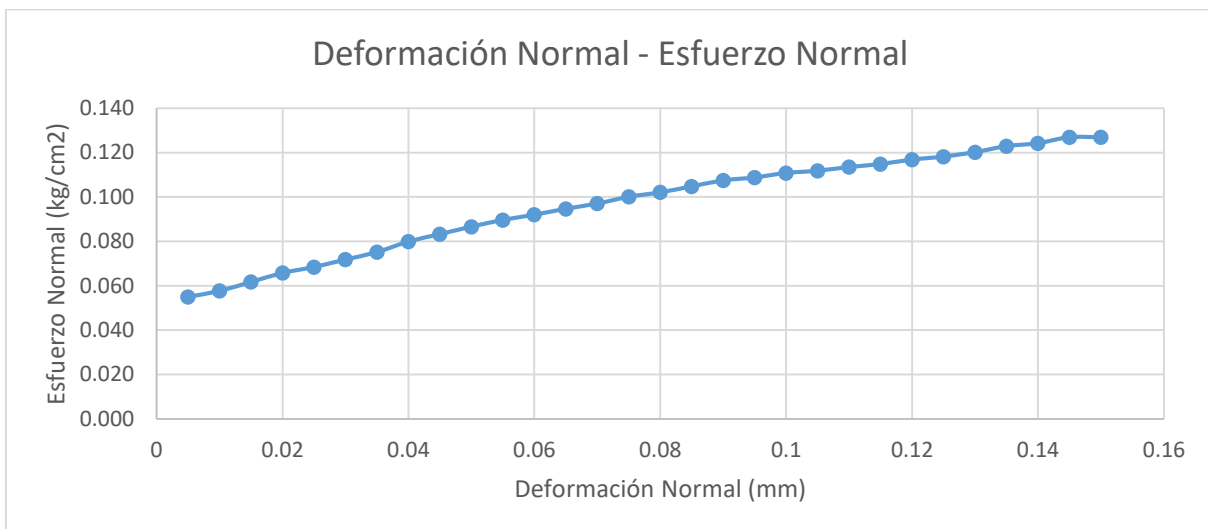
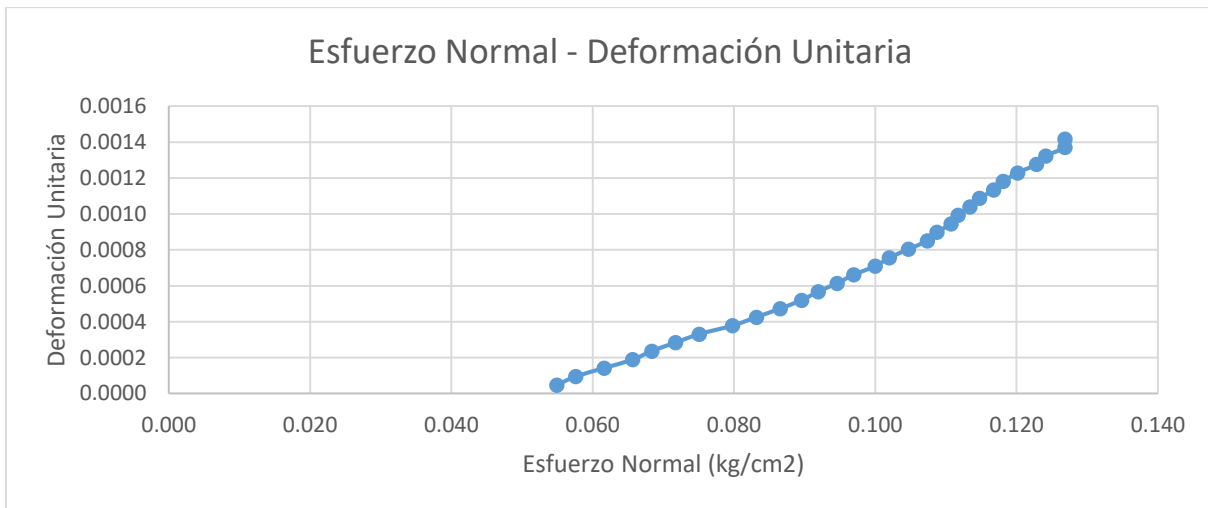
Ensayo:		Compresión simple									
Proyecto:		Proyecto de titulación									
Localización:		Parroquia Borrero-Charasol, Azogues									
Laboratorio		Laboratorio de Geotecnia y Materiales de la Universidad de Cuenca									
Tipo de muestras:		Inalteradas									
Humedad											
Profundidad	Muestra	Peso recipiente	Peso recipiente + suelo húmedo	Peso recipiente + suelo seco	Contenido de humedad						
(m)	(-)	(g)	(g)	(g)	(%)						
1	1	39.37	66.61	60.94	16.29	17.05					
	2	48.30	79.59	72.78	17.82						
2	1	40.47	82.02	75.65	18.11	18.25					
	2	39.91	84.77	77.76	18.52						
3	1	39.37	70.52	64.91	21.97	22.55					
	2	48.30	72.85	68.25	23.06						
4	1	40.48	83.13	74.50	25.37	25.15					
	2	44.86	84.90	76.91	24.93						
5	1	40.60	70.92	62.37	39.27	38.70					
	2	39.95	65.65	58.56	38.10						
Peso específico											
Profundidad	Muestra	Altura	Diámetro	Peso	Área	Volumen	Peso específico		Peso específico seco		
(m)	(-)	(mm)	(mm)	(g)	(cm ²)	(cm ³)	(g/cm ³)		(g/cm ³)		
1	1	105.77	52.10	397.00	21.32	225.48	1.76	1.71	1.39	1.34	
	2	105.10	52.33	374.00	21.51	226.07	1.65		1.29		
2	1	106.17	53.77	412.00	22.70	241.05	1.71	1.73	1.45	1.46	
	2	103.27	40.20	228.00	12.69	131.07	1.74		1.47		
3	1	104.33	39.73	181.00	12.40	129.37	1.40	1.46	1.15	1.19	
	2	99.77	40.40	193.00	12.82	127.89	1.51		1.23		
4	1	91.03	39.67	199.00	12.36	112.50	1.77	1.75	1.41	1.40	
	2	95.37	39.57	202.00	12.30	117.26	1.72		1.38		
5	1	101.47	39.37	214.00	12.17	123.50	1.73	1.62	1.24	1.17	
	2	99.77	40.40	193.00	12.82	127.89	1.51		1.09		
Compresión simple											
Profundidad	Esfuerzo de compresión (q _u)					Resistencia cortante no drenada (S _u)					
(m)	(kg/cm ²)					(kg/cm ²)					
1	0.127		0.127			0.064			0.064		
	0.127					0.064					
2	0.371		0.371			0.186			0.186		
	0.371					0.186					
3	0.235		0.251			0.118			0.126		
	0.266					0.133					
4	0.285		0.276			0.143			0.139		
	0.267					0.134					
5	0.146		0.156			0.073			0.078		
	0.166					0.083					



Anexo 16. Mediciones del ensayo de compresión simple 1 metro (Muestra 1).

q _u	0.127				kg/cm ²
S _u	0.064				kg/cm ²
Def dial (0.001 mm)	Def normal mm	Fuerza Dial -	Fuerza axial kg	Def Unitaria -	Esf Normal kg/cm ²
5	0.005	0.8	1.171	0.0000	0.055
10	0.01	1.2	1.228	0.0001	0.058
15	0.015	1.8	1.315	0.0001	0.062
20	0.02	2.4	1.401	0.0002	0.066
25	0.025	2.8	1.458	0.0002	0.068
30	0.03	3.3	1.530	0.0003	0.072
35	0.035	3.8	1.602	0.0003	0.075
40	0.04	4.5	1.703	0.0004	0.080
45	0.045	5	1.774	0.0004	0.083
50	0.05	5.5	1.846	0.0005	0.087
55	0.055	5.95	1.911	0.0005	0.090
60	0.06	6.3	1.961	0.0006	0.092
65	0.065	6.7	2.019	0.0006	0.095
70	0.07	7.05	2.069	0.0007	0.097
75	0.075	7.5	2.134	0.0007	0.100
80	0.08	7.8	2.177	0.0008	0.102
85	0.085	8.2	2.234	0.0008	0.105
90	0.09	8.6	2.292	0.0009	0.107
95	0.095	8.8	2.320	0.0009	0.109
100	0.1	9.1	2.364	0.0009	0.111
105	0.105	9.25	2.385	0.0010	0.112
110	0.11	9.5	2.421	0.0010	0.113
115	0.115	9.7	2.450	0.0011	0.115
120	0.12	10	2.493	0.0011	0.117
125	0.125	10.2	2.522	0.0012	0.118
130	0.13	10.5	2.565	0.0012	0.120
135	0.135	10.9	2.622	0.0013	0.123
140	0.14	11.1	2.651	0.0013	0.124
145	0.145	11.5	2.708	0.0014	0.127
150	0.15	11.5	2.708	0.0014	0.127

Anexo 17. Gráficas del ensayo de compresión simple 1 metro (Muestra 1).

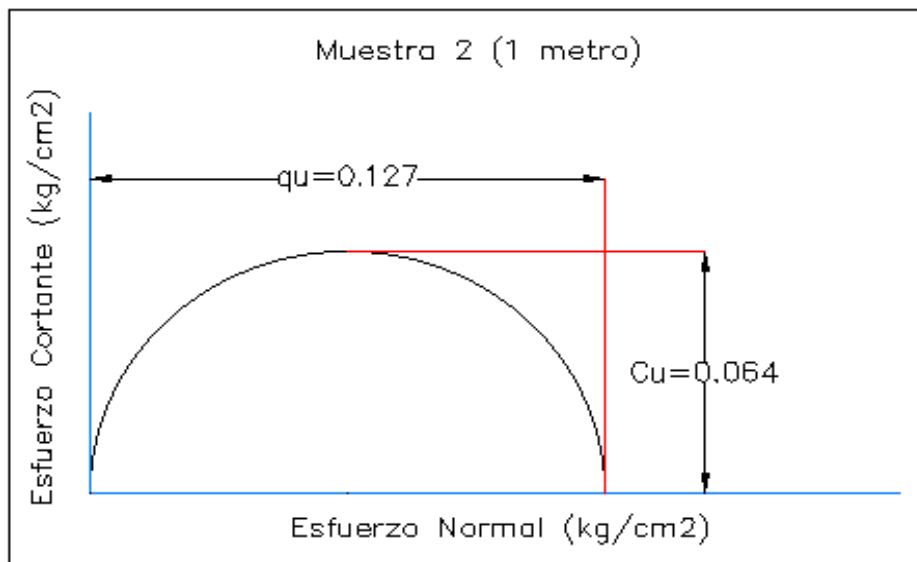
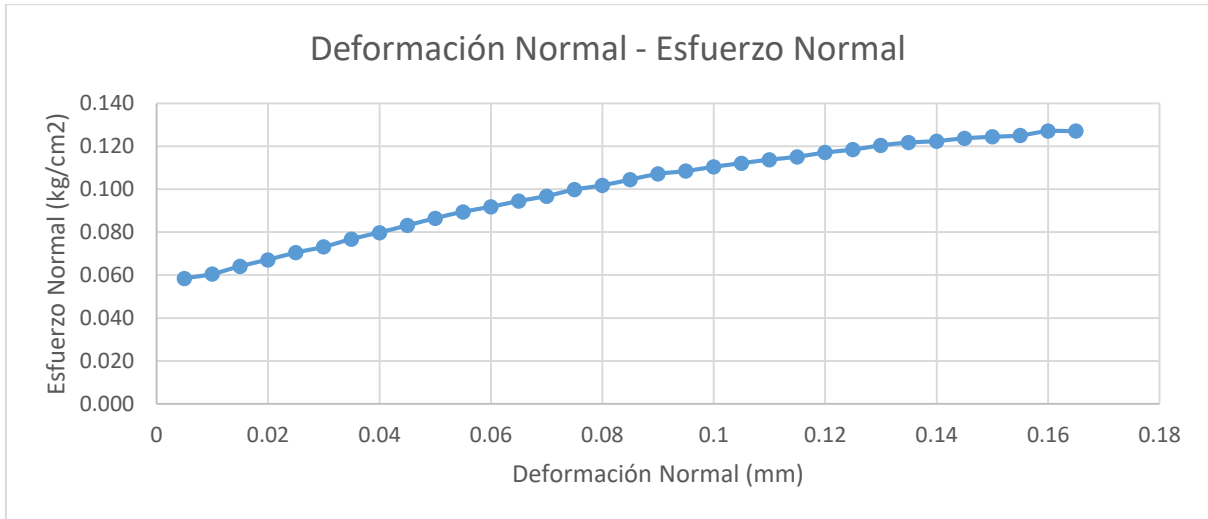
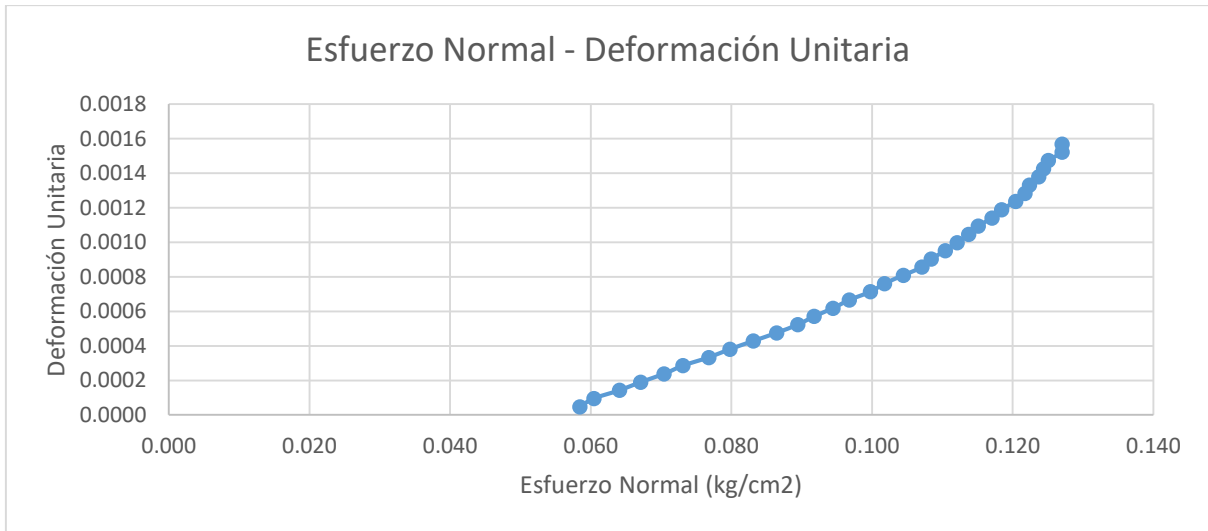




Anexo 18. Mediciones del ensayo de compresión simple 1 metro (Muestra 2).

q _u	0.127				kg/cm ²
S _u	0.064				kg/cm ²
Def dial (0.001 mm)	Def normal mm	Fuerza Dial -	Fuerza axial kg	Def Unitaria -	Esf Normal kg/cm ²
5	0.005	1.4	1.257	0.0000	0.058
10	0.01	1.7	1.300	0.0001	0.060
15	0.015	2.25	1.379	0.0001	0.064
20	0.02	2.7	1.444	0.0002	0.067
25	0.025	3.2	1.516	0.0002	0.070
30	0.03	3.6	1.573	0.0003	0.073
35	0.035	4.15	1.652	0.0003	0.077
40	0.04	4.6	1.717	0.0004	0.080
45	0.045	5.1	1.789	0.0004	0.083
50	0.05	5.6	1.861	0.0005	0.086
55	0.055	6.05	1.925	0.0005	0.089
60	0.06	6.4	1.976	0.0006	0.092
65	0.065	6.8	2.033	0.0006	0.094
70	0.07	7.15	2.083	0.0007	0.097
75	0.075	7.6	2.148	0.0007	0.100
80	0.08	7.9	2.191	0.0008	0.102
85	0.085	8.3	2.249	0.0008	0.104
90	0.09	8.7	2.306	0.0009	0.107
95	0.095	8.9	2.335	0.0009	0.108
100	0.1	9.2	2.378	0.0010	0.110
105	0.105	9.45	2.414	0.0010	0.112
110	0.11	9.7	2.450	0.0010	0.114
115	0.115	9.9	2.478	0.0011	0.115
120	0.12	10.2	2.522	0.0011	0.117
125	0.125	10.4	2.550	0.0012	0.118
130	0.13	10.7	2.593	0.0012	0.120
135	0.135	10.9	2.622	0.0013	0.122
140	0.14	11	2.636	0.0013	0.122
145	0.145	11.2	2.665	0.0014	0.124
150	0.15	11.3	2.680	0.0014	0.124
155	0.155	11.4	2.694	0.0015	0.125
160	0.16	11.7	2.737	0.0015	0.127
165	0.165	11.7	2.737	0.0016	0.127

Anexo 19. Gráficas del ensayo de compresión simple 1 metro (Muestra 2).

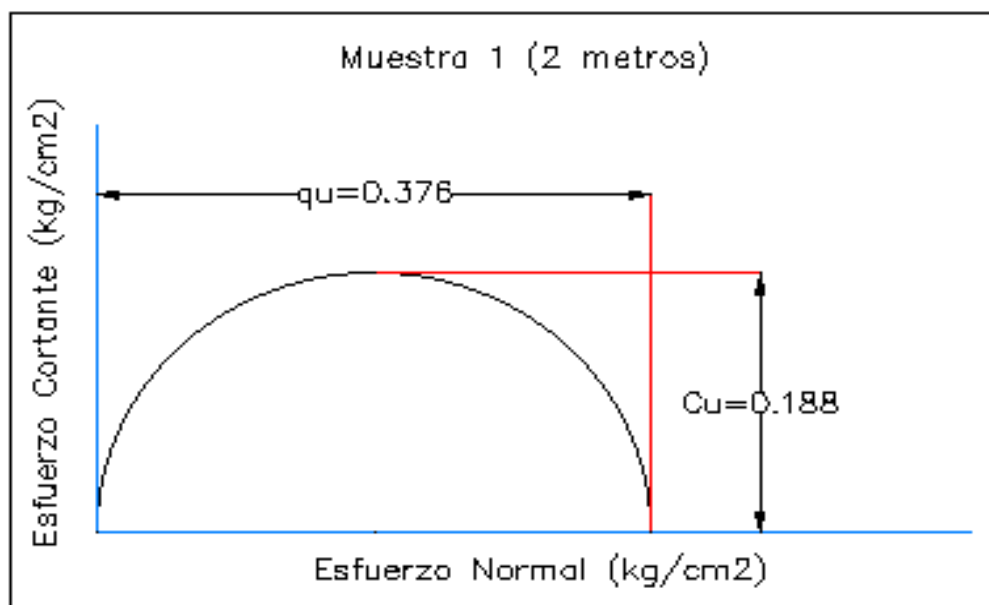
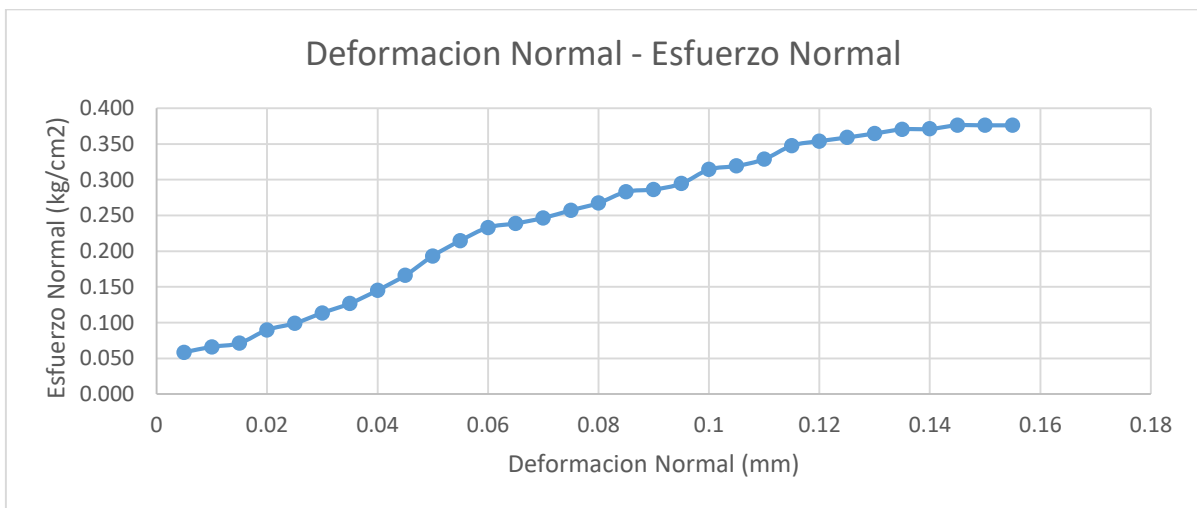
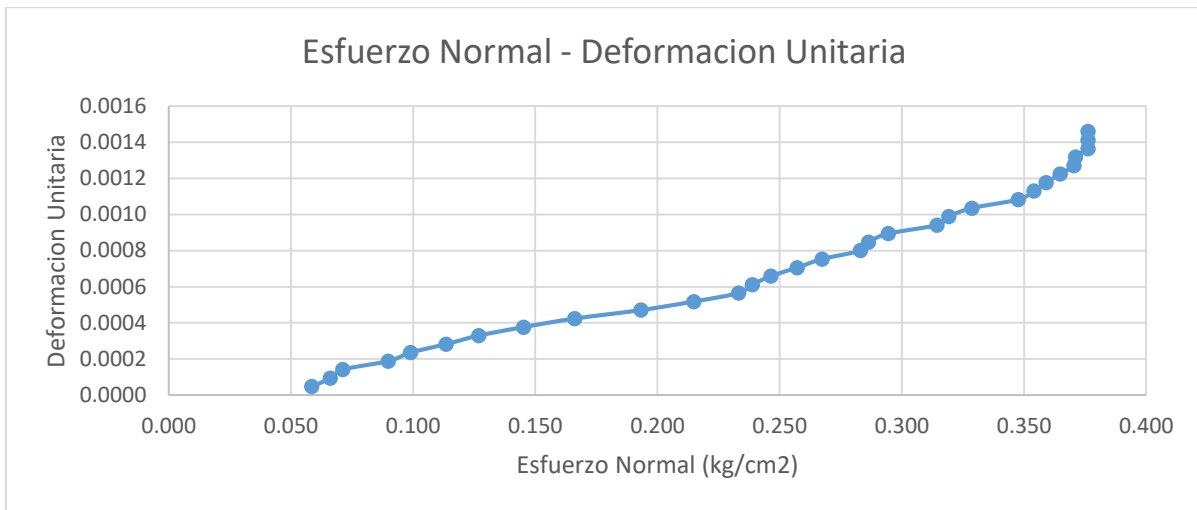




Anexo 20. Mediciones del ensayo de compresión simple 2 metros (Muestra 1).

q _u	0.376				kg/cm ²
S _u	0.188				kg/cm ²
Def dial (0.001 mm)	Def normal mm	Fuerza Dial -	Fuerza axial kg	Def Unitaria -	Esf Normal kg/cm ²
5	0.005	1.9	1.329	0.0000	0.059
10	0.01	3.1	1.501	0.0001	0.066
15	0.015	3.9	1.616	0.0001	0.071
20	0.02	6.85	2.040	0.0002	0.090
25	0.025	8.3	2.249	0.0002	0.099
30	0.03	10.6	2.579	0.0003	0.114
35	0.035	12.7	2.881	0.0003	0.127
40	0.04	15.6	3.297	0.0004	0.145
45	0.045	18.9	3.772	0.0004	0.166
50	0.05	23.2	4.389	0.0005	0.193
55	0.055	26.6	4.878	0.0005	0.215
60	0.06	29.5	5.295	0.0006	0.233
65	0.065	30.4	5.424	0.0006	0.239
70	0.07	31.6	5.596	0.0007	0.246
75	0.075	33.3	5.841	0.0007	0.257
80	0.08	34.9	6.070	0.0008	0.267
85	0.085	37.4	6.430	0.0008	0.283
90	0.09	37.9	6.501	0.0008	0.286
95	0.095	39.2	6.688	0.0009	0.295
100	0.1	42.33	7.138	0.0009	0.314
105	0.105	43.1	7.249	0.0010	0.319
110	0.11	44.6	7.464	0.0010	0.329
115	0.115	47.6	7.895	0.0011	0.348
120	0.12	48.6	8.039	0.0011	0.354
125	0.125	49.4	8.154	0.0012	0.359
130	0.13	50.3	8.283	0.0012	0.365
135	0.135	51.2	8.412	0.0013	0.371
140	0.14	51.3	8.427	0.0013	0.371
145	0.145	52.1	8.542	0.0014	0.376
150	0.15	52.1	8.542	0.0014	0.376
155	0.155	52.1	8.542	0.0015	0.376

Anexo 21. Gráficas del ensayo de compresión simple 2 metros (Muestra 1).

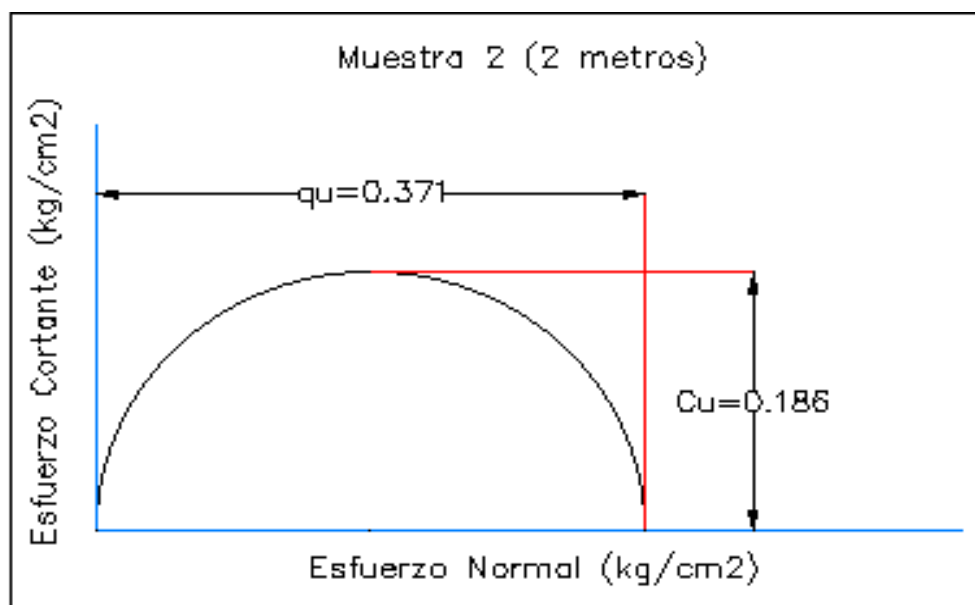
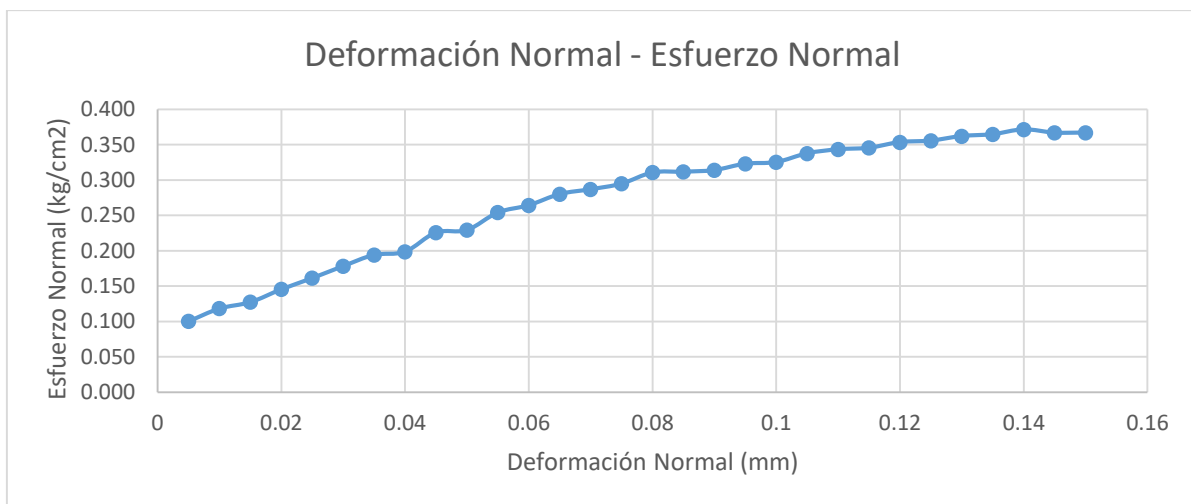
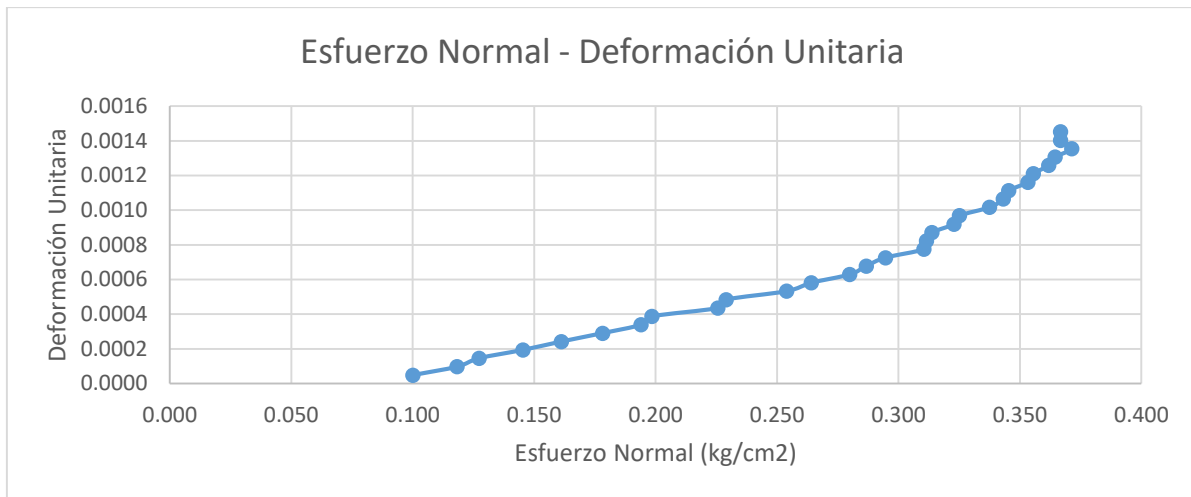




Anexo 22. Mediciones del ensayo de compresión simple 2 metros (Muestra 2).

q _u	0.371				kg/cm ²
S _u	0.186				kg/cm ²
Def dial	Def normal	Fuerza Dial	Fuerza axial	Def Unitaria	Esf Normal
(0.001 mm)	mm	-	kg	-	kg/cm ²
5	0.005	1.5	1.272	0.0000	0.100
10	0.01	3.1	1.501	0.0001	0.118
15	0.015	3.9	1.616	0.0001	0.127
20	0.02	5.5	1.846	0.0002	0.145
25	0.025	6.9	2.047	0.0002	0.161
30	0.03	8.4	2.263	0.0003	0.178
35	0.035	9.8	2.464	0.0003	0.194
40	0.04	10.2	2.522	0.0004	0.199
45	0.045	12.6	2.866	0.0004	0.226
50	0.05	12.9	2.909	0.0005	0.229
55	0.055	15.1	3.226	0.0005	0.254
60	0.06	16	3.355	0.0006	0.264
65	0.065	17.4	3.556	0.0006	0.280
70	0.07	18	3.642	0.0007	0.287
75	0.075	18.7	3.743	0.0007	0.295
80	0.08	20.1	3.944	0.0008	0.310
85	0.085	20.2	3.958	0.0008	0.312
90	0.09	20.4	3.987	0.0009	0.314
95	0.095	21.2	4.102	0.0009	0.323
100	0.1	21.4	4.131	0.0010	0.325
105	0.105	22.5	4.289	0.0010	0.338
110	0.11	23	4.361	0.0011	0.343
115	0.115	23.2	4.389	0.0011	0.345
120	0.12	23.9	4.490	0.0012	0.353
125	0.125	24.1	4.519	0.0012	0.356
130	0.13	24.66	4.599	0.0013	0.362
135	0.135	24.9	4.634	0.0013	0.365
140	0.14	25.5	4.720	0.0014	0.371
145	0.145	25.1	4.662	0.0014	0.367
150	0.15	25.1	4.662	0.0015	0.367

Anexo 23. Gráficas del ensayo de compresión simple 2 metros (Muestra 2).

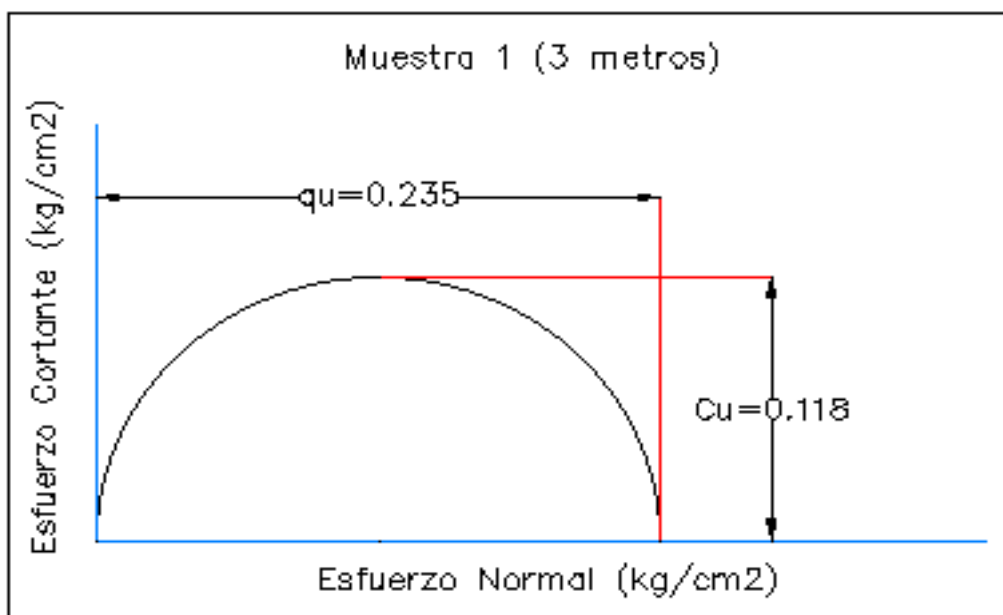
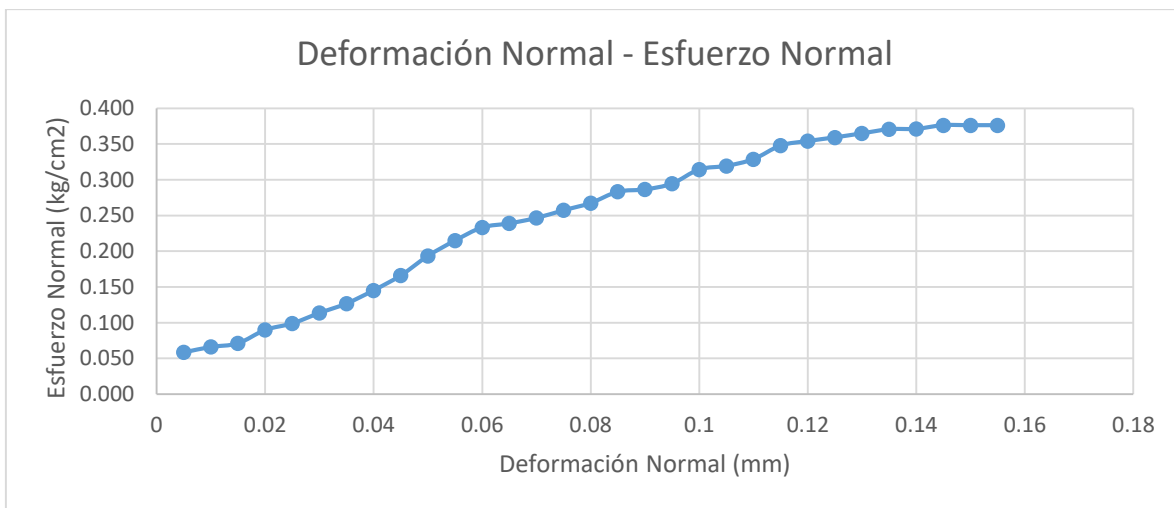
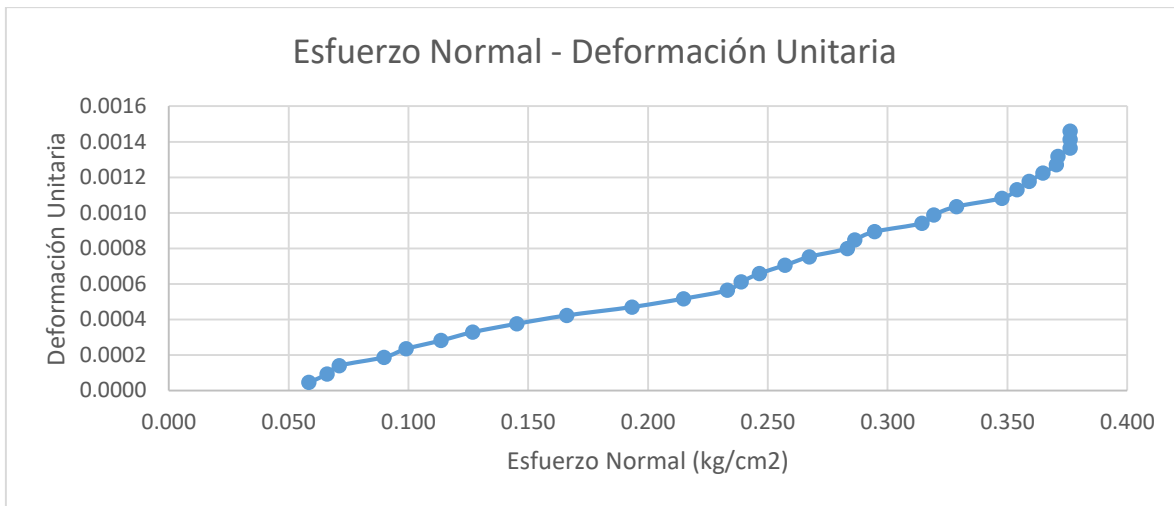




Anexo 24. Mediciones del ensayo de compresión simple 3 metros (Muestra 1).

q_u	0.235				kg/cm ²
S_u	0.118				kg/cm ²
Def dial (0.001 mm)	Def normal mm	Fuerza Dial -	Fuerza axial kg	Def Unitaria -	Esf Normal kg/cm ²
5	0.005	3.3	1.530	0.0000	0.123
10	0.01	4.6	1.717	0.0001	0.138
15	0.015	5.8	1.889	0.0001	0.152
20	0.02	7.8	2.177	0.0002	0.176
25	0.025	9.2	2.378	0.0002	0.192
30	0.03	10.3	2.536	0.0003	0.204
35	0.035	11.4	2.694	0.0003	0.217
40	0.04	12.4	2.838	0.0004	0.229
45	0.045	12.7	2.881	0.0004	0.232
50	0.05	12.9	2.909	0.0005	0.235
55	0.055	12.9	2.909	0.0005	0.235
60	0.06	12.9	2.909	0.0006	0.235

Anexo 25. Gráficas del ensayo de compresión simple 3 metros (Muestra 1).

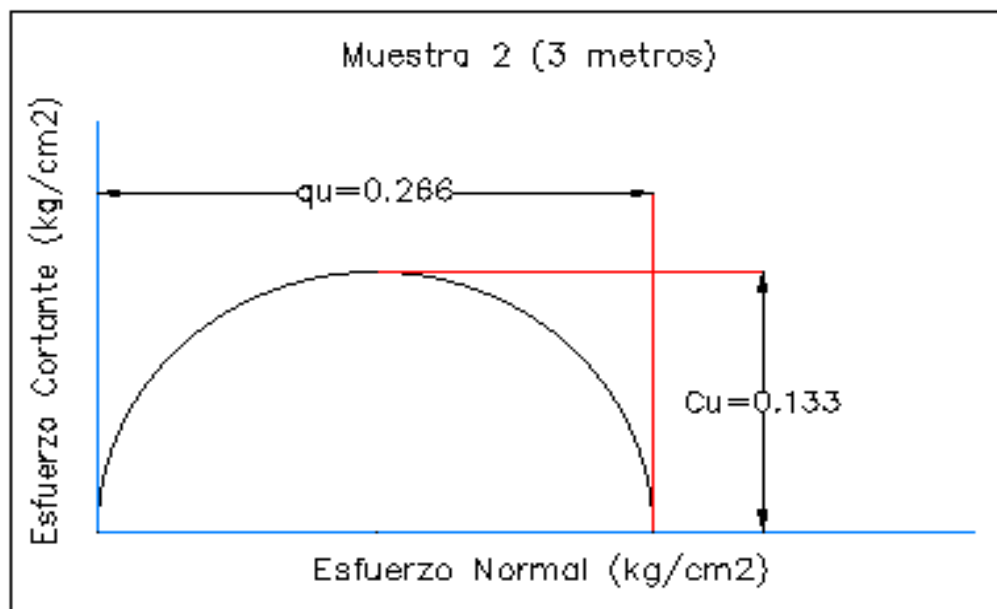
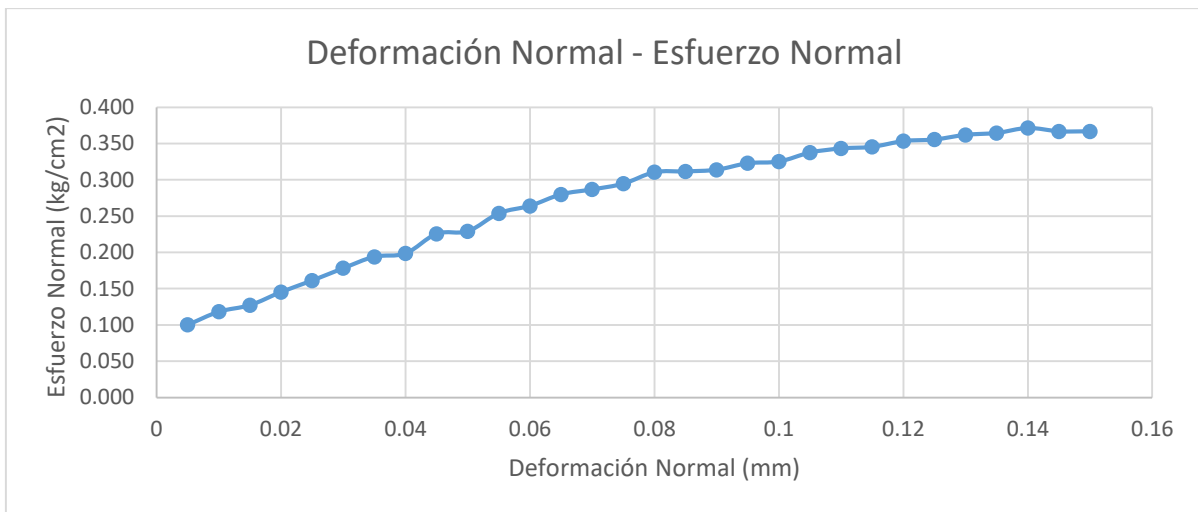
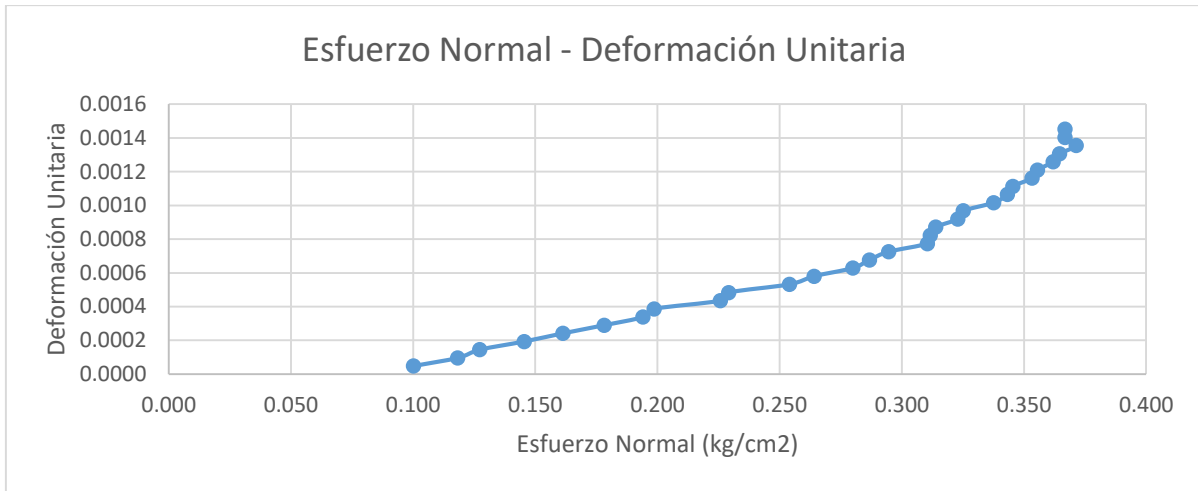




Anexo 26. Mediciones del ensayo de compresión simple 3 metros (Muestra 2).

q_u	0.266				kg/cm^2
S_u	0.133				kg/cm^2
Def dial (0.001 mm)	Def normal mm	Fuerza Dial -	Fuerza axial kg	Def Unitaria -	Esf Normal kg/cm^2
5	0.005	0.8	1.171	0.0001	0.091
10	0.01	1.4	1.257	0.0001	0.098
15	0.015	2.6	1.430	0.0002	0.112
20	0.02	3.8	1.602	0.0002	0.125
25	0.025	4.6	1.717	0.0003	0.134
30	0.03	5.9	1.904	0.0003	0.148
35	0.035	6.7	2.019	0.0004	0.157
40	0.04	7.9	2.191	0.0004	0.171
45	0.045	9.6	2.435	0.0005	0.190
50	0.05	11	2.636	0.0005	0.206
55	0.055	12.4	2.838	0.0006	0.221
60	0.06	13.6	3.010	0.0006	0.235
65	0.065	14.5	3.139	0.0007	0.245
70	0.07	15.6	3.297	0.0007	0.257
75	0.075	16.4	3.412	0.0008	0.266
80	0.08	16.4	3.412	0.0008	0.266
85	0.085	16.4	3.412	0.0009	0.266

Anexo 27. Gráficas del ensayo de compresión simple 3 metros (Muestra 2).

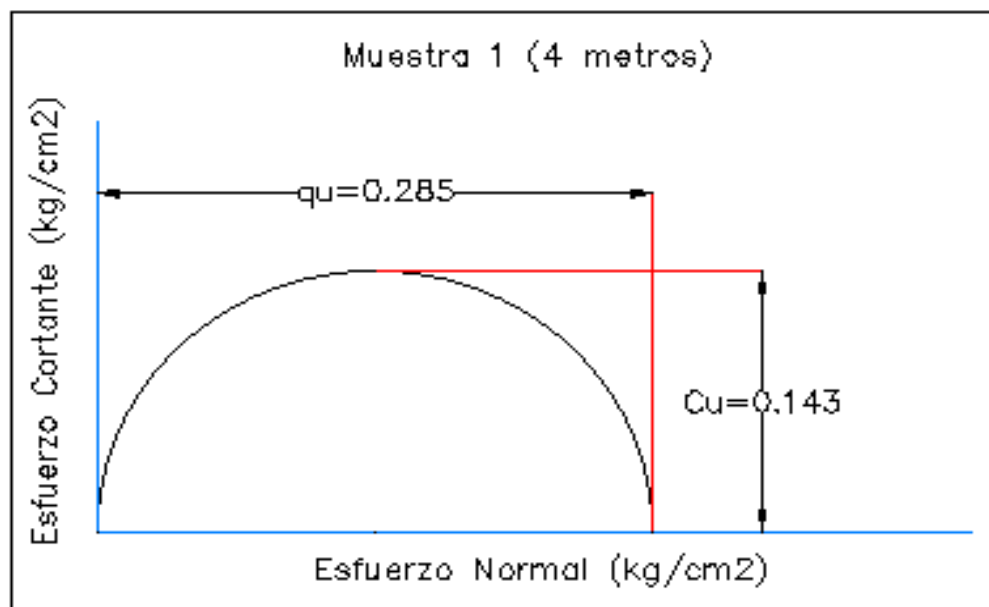
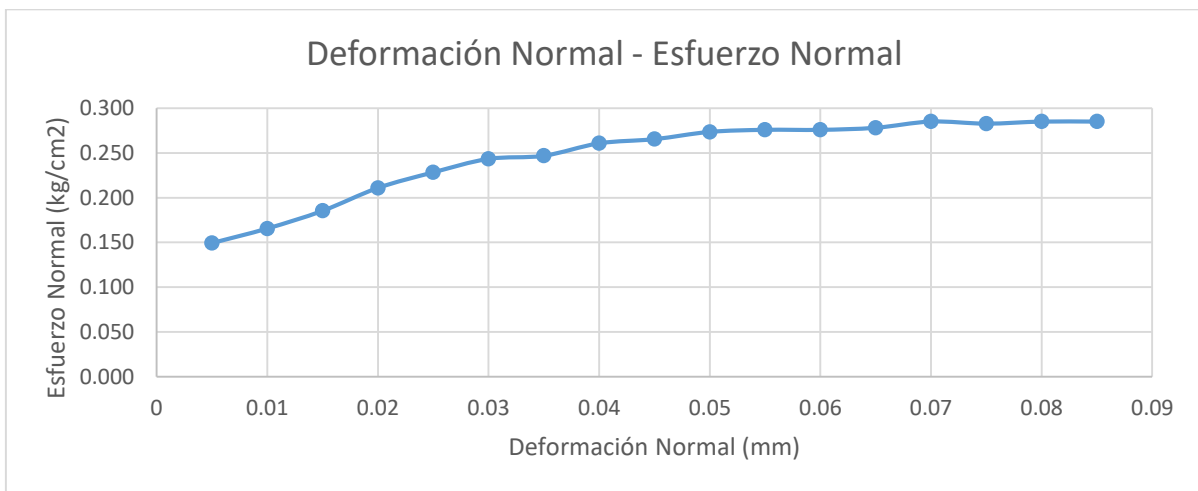
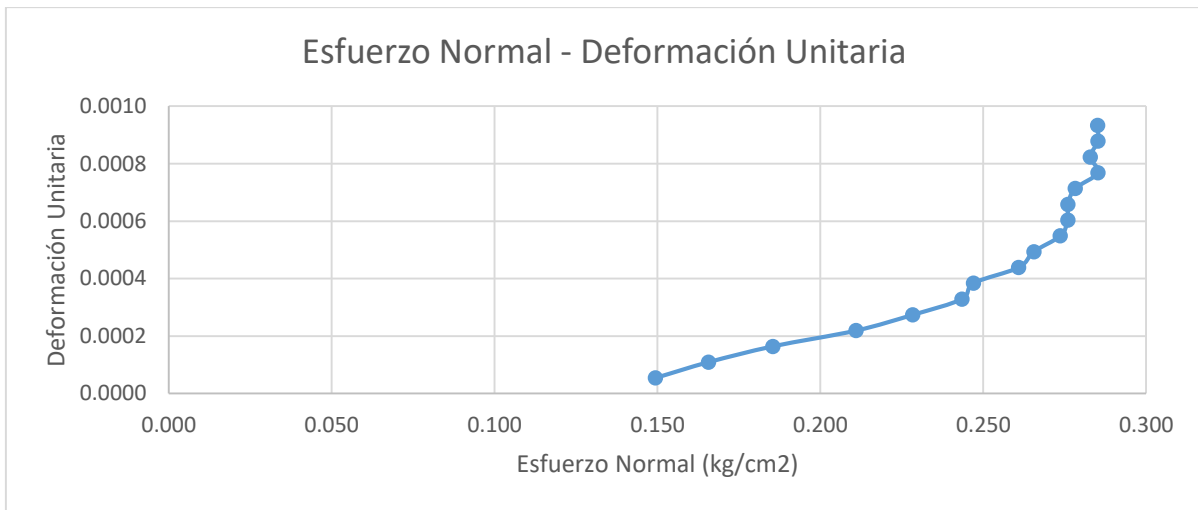




Anexo 28. Mediciones del ensayo de compresión simple 4 metros (Muestra 1).

q _u	0.285				kg/cm ²
S _u	0.143				kg/cm ²
Def dial (0.001 mm)	Def normal mm	Fuerza Dial -	Fuerza axial kg	Def Unitaria -	Esf Normal kg/cm ²
5	0.005	5.5	1.846	0.0001	0.149
10	0.01	6.9	2.047	0.0001	0.166
15	0.015	8.6	2.292	0.0002	0.185
20	0.02	10.8	2.608	0.0002	0.211
25	0.025	12.3	2.823	0.0003	0.228
30	0.03	13.6	3.010	0.0003	0.243
35	0.035	13.9	3.053	0.0004	0.247
40	0.04	15.1	3.226	0.0004	0.261
45	0.045	15.5	3.283	0.0005	0.266
50	0.05	16.2	3.384	0.0005	0.274
55	0.055	16.4	3.412	0.0006	0.276
60	0.06	16.4	3.412	0.0007	0.276
65	0.065	16.6	3.441	0.0007	0.278
70	0.07	17.2	3.527	0.0008	0.285
75	0.075	17	3.499	0.0008	0.283
80	0.08	17.2	3.527	0.0009	0.285
85	0.085	17.2	3.527	0.0009	0.285

Anexo 29. Gráficas del ensayo de compresión simple 4 metros (Muestra 1).

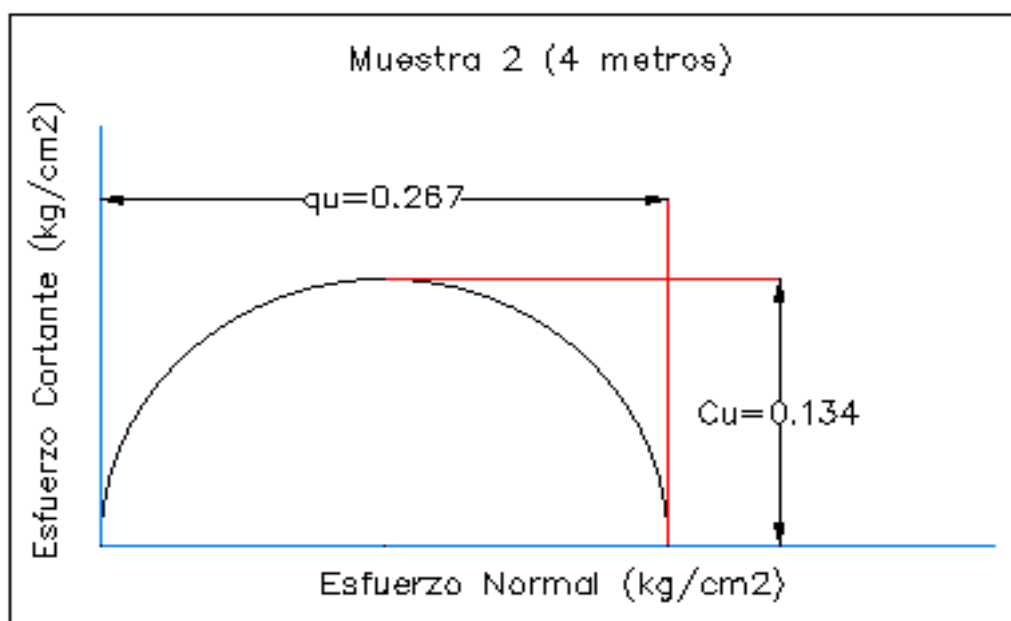
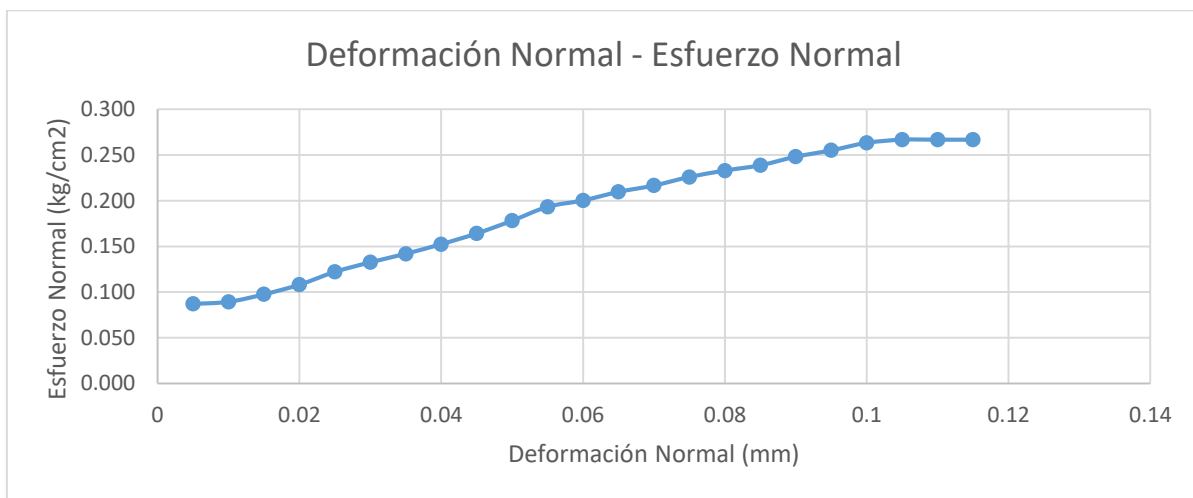
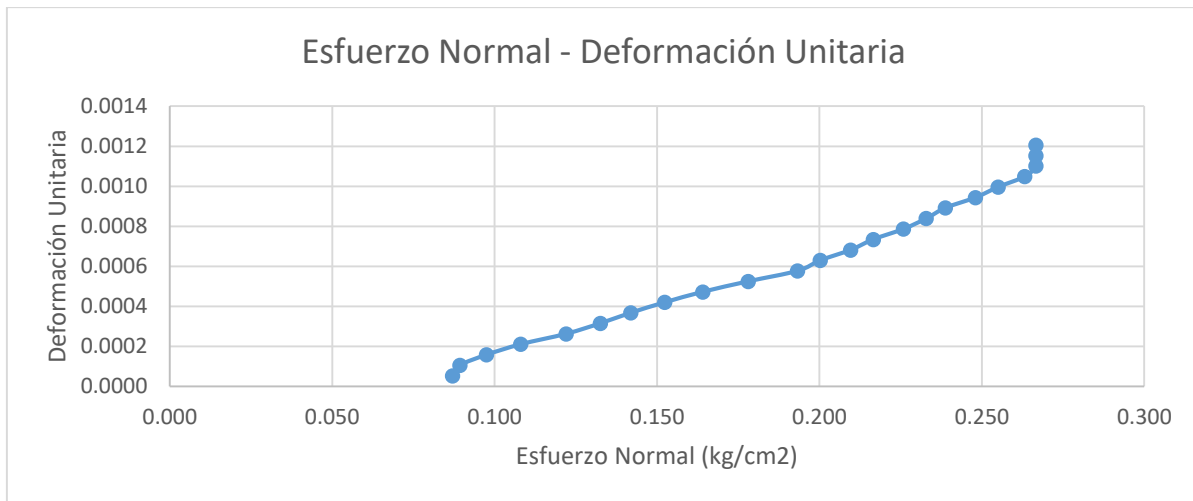




Anexo 30. Mediciones del ensayo de compresión simple 4 metros (Muestra 2).

q _u	0.267				kg/cm ²
S _u	0.134				kg/cm ²
Def dial	Def normal	Fuerza Dial	Fuerza axial	Def Unitaria	Esf Normal
(0.001 mm)	mm	-	kg	-	kg/cm ²
5	0.005	0.1	1.070	0.0001	0.087
10	0.01	0.3	1.099	0.0001	0.089
15	0.015	1	1.200	0.0002	0.098
20	0.02	1.9	1.329	0.0002	0.108
25	0.025	3.1	1.501	0.0003	0.122
30	0.03	4	1.631	0.0003	0.133
35	0.035	4.8	1.746	0.0004	0.142
40	0.04	5.7	1.875	0.0004	0.152
45	0.045	6.7	2.019	0.0005	0.164
50	0.05	7.9	2.191	0.0005	0.178
55	0.055	9.2	2.378	0.0006	0.193
60	0.06	9.8	2.464	0.0006	0.200
65	0.065	10.6	2.579	0.0007	0.210
70	0.07	11.2	2.665	0.0007	0.217
75	0.075	12	2.780	0.0008	0.226
80	0.08	12.6	2.866	0.0008	0.233
85	0.085	13.1	2.938	0.0009	0.239
90	0.09	13.9	3.053	0.0009	0.248
95	0.095	14.5	3.139	0.0010	0.255
100	0.1	15.2	3.240	0.0010	0.263
105	0.105	15.5	3.283	0.0011	0.267
110	0.11	15.5	3.283	0.0012	0.267
115	0.115	15.5	3.283	0.0012	0.267

Anexo 31. Gráficas del ensayo de compresión simple 4 metros (Muestra 2).

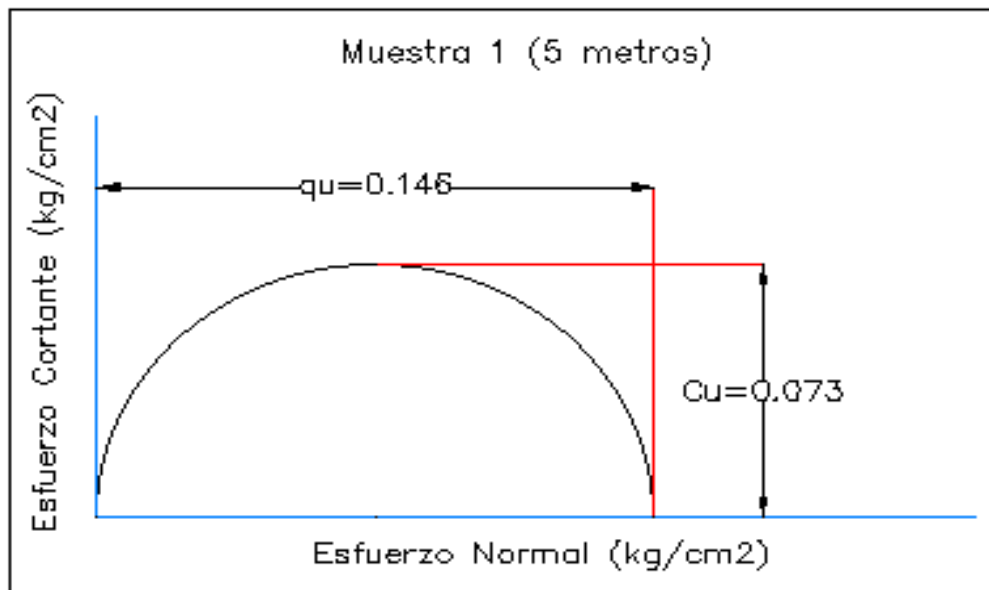
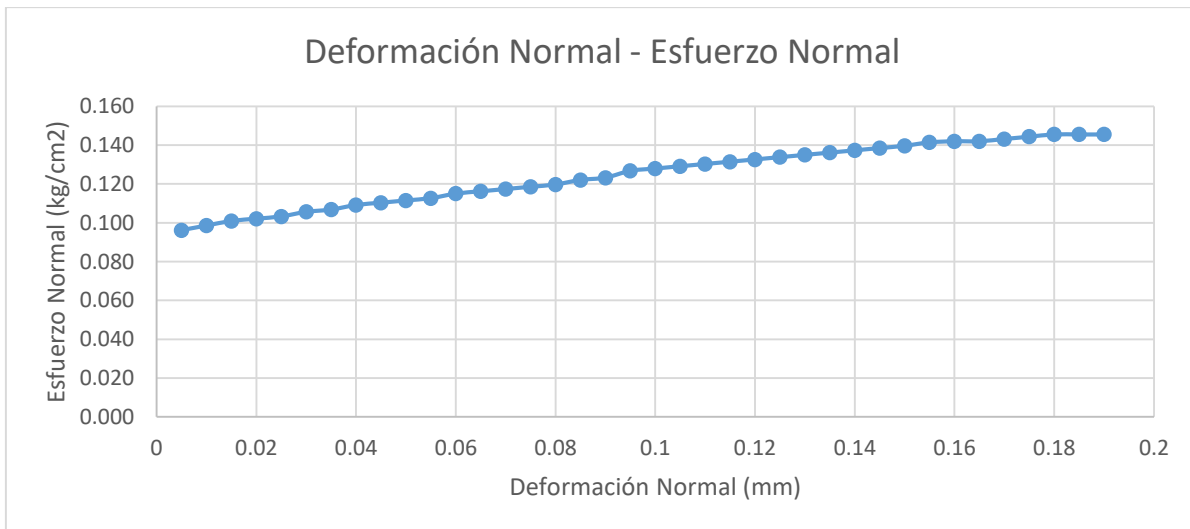
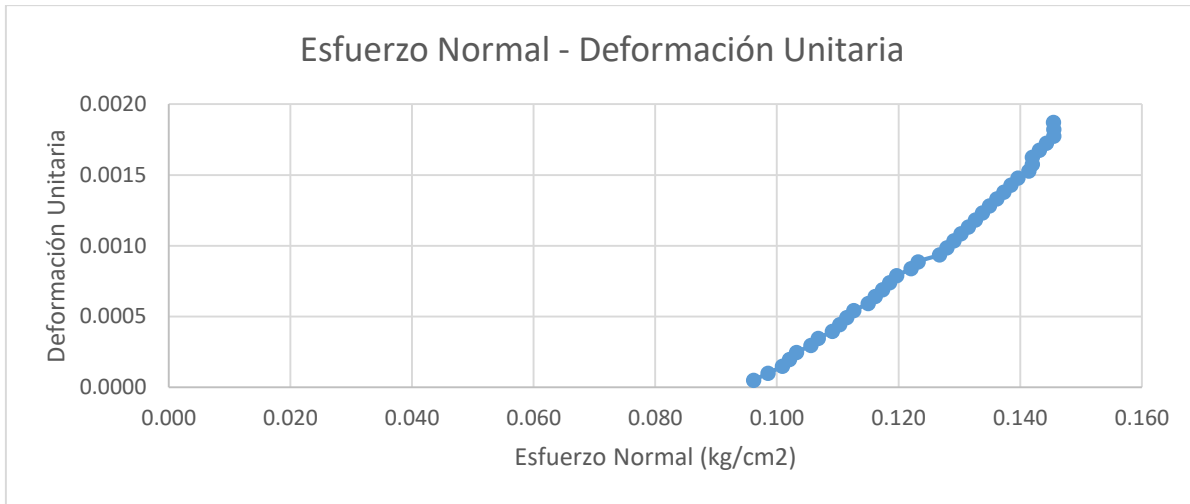




Anexo 32. Mediciones del ensayo de compresión simple 5 metros (Muestra 1).

q _u	0.146				kg/cm ²
S _u	0.073				kg/cm ²
Def dial	Def normal	Fuerza Dial	Fuerza axial	Def Unitaria	Esf Normal
(0.001 mm)	mm	-	kg	-	kg/cm ²
5	0.005	0.8	1.171	0.0000	0.096
10	0.01	1	1.200	0.0001	0.099
15	0.015	1.2	1.228	0.0001	0.101
20	0.02	1.3	1.243	0.0002	0.102
25	0.025	1.4	1.257	0.0002	0.103
30	0.03	1.6	1.286	0.0003	0.106
35	0.035	1.7	1.300	0.0003	0.107
40	0.04	1.9	1.329	0.0004	0.109
45	0.045	2	1.343	0.0004	0.110
50	0.05	2.1	1.358	0.0005	0.111
55	0.055	2.2	1.372	0.0005	0.113
60	0.06	2.4	1.401	0.0006	0.115
65	0.065	2.5	1.415	0.0006	0.116
70	0.07	2.6	1.430	0.0007	0.117
75	0.075	2.7	1.444	0.0007	0.119
80	0.08	2.8	1.458	0.0008	0.120
85	0.085	3	1.487	0.0008	0.122
90	0.09	3.1	1.501	0.0009	0.123
95	0.095	3.4	1.545	0.0009	0.127
100	0.1	3.5	1.559	0.0010	0.128
105	0.105	3.6	1.573	0.0010	0.129
110	0.11	3.7	1.588	0.0011	0.130
115	0.115	3.8	1.602	0.0011	0.131
120	0.12	3.9	1.616	0.0012	0.133
125	0.125	4	1.631	0.0012	0.134
130	0.13	4.1	1.645	0.0013	0.135
135	0.135	4.2	1.659	0.0013	0.136
140	0.14	4.3	1.674	0.0014	0.137
145	0.145	4.4	1.688	0.0014	0.139
150	0.15	4.5	1.703	0.0015	0.140
155	0.155	4.65	1.724	0.0015	0.141
160	0.16	4.7	1.731	0.0016	0.142
165	0.165	4.7	1.731	0.0016	0.142
170	0.17	4.8	1.746	0.0017	0.143
175	0.175	4.9	1.760	0.0017	0.144
180	0.18	5	1.774	0.0018	0.146
185	0.185	5	1.774	0.0018	0.146
190	0.19	5	1.774	0.0019	0.146

Anexo 33. Gráficas del ensayo de compresión simple 5 metros (Muestra 1).

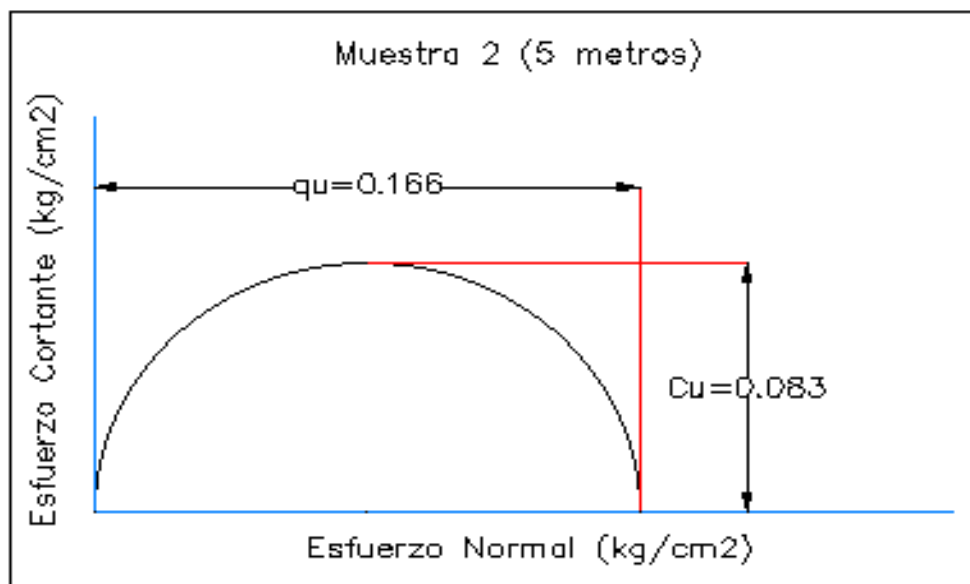
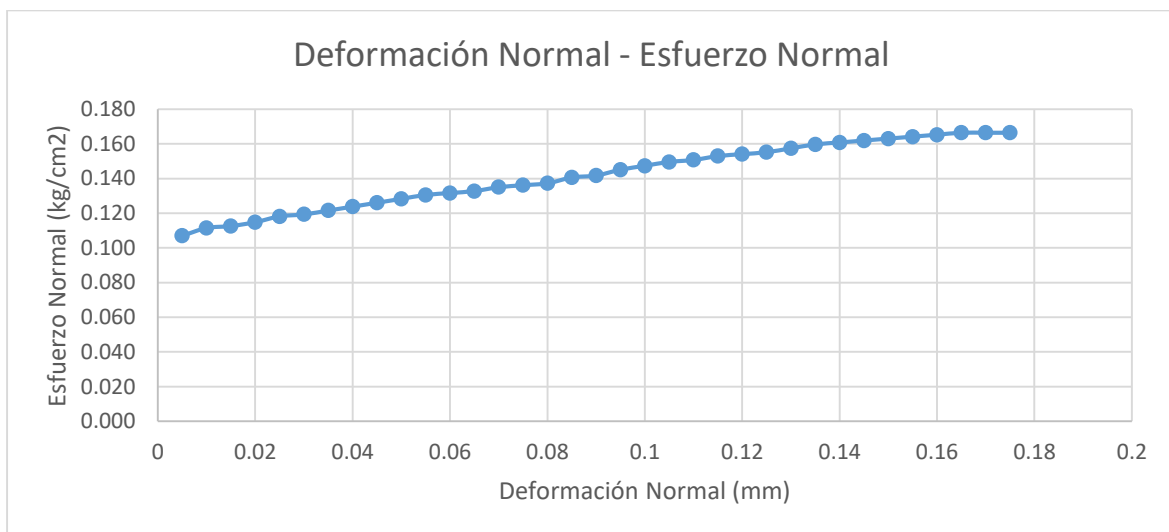
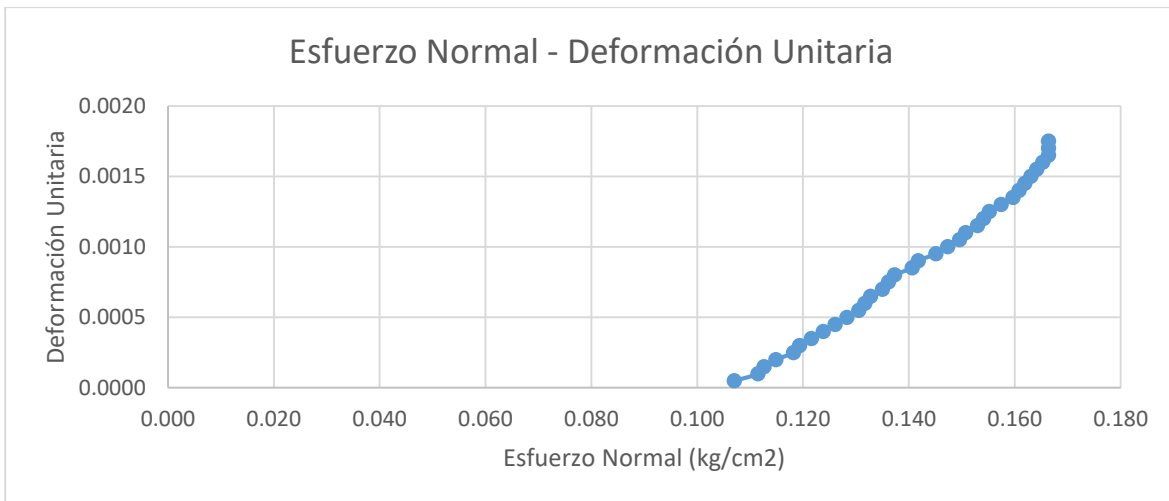




Anexo 34. Mediciones del ensayo de compresión simple 4 metros (Muestra 1).

q _u	0.166				kg/cm ²
Su	0.083				kg/cm ²
Def dial	Def normal	Fuerza Dial	Fuerza axial	Def Unitaria	Esf Normal
(0.001 mm)	mm	-	kg	-	kg/cm ²
5	0.005	2.2	1.372	0.0001	0.107
10	0.01	2.6	1.430	0.0001	0.112
15	0.015	2.7	1.444	0.0002	0.113
20	0.02	2.9	1.473	0.0002	0.115
25	0.025	3.2	1.516	0.0003	0.118
30	0.03	3.3	1.530	0.0003	0.119
35	0.035	3.5	1.559	0.0004	0.122
40	0.04	3.7	1.588	0.0004	0.124
45	0.045	3.9	1.616	0.0005	0.126
50	0.05	4.1	1.645	0.0005	0.128
55	0.055	4.3	1.674	0.0006	0.131
60	0.06	4.4	1.688	0.0006	0.132
65	0.065	4.5	1.703	0.0007	0.133
70	0.07	4.7	1.731	0.0007	0.135
75	0.075	4.8	1.746	0.0008	0.136
80	0.08	4.9	1.760	0.0008	0.137
85	0.085	5.2	1.803	0.0009	0.141
90	0.09	5.3	1.818	0.0009	0.142
95	0.095	5.6	1.861	0.0010	0.145
100	0.1	5.8	1.889	0.0010	0.147
105	0.105	6	1.918	0.0011	0.150
110	0.11	6.1	1.932	0.0011	0.151
115	0.115	6.3	1.961	0.0012	0.153
120	0.12	6.4	1.976	0.0012	0.154
125	0.125	6.5	1.990	0.0013	0.155
130	0.13	6.7	2.019	0.0013	0.157
135	0.135	6.9	2.047	0.0014	0.160
140	0.14	7	2.062	0.0014	0.161
145	0.145	7.1	2.076	0.0015	0.162
150	0.15	7.2	2.091	0.0015	0.163
155	0.155	7.3	2.105	0.0016	0.164
160	0.16	7.4	2.119	0.0016	0.165
165	0.165	7.5	2.134	0.0017	0.166
170	0.17	7.5	2.134	0.0017	0.166
175	0.175	7.5	2.134	0.0018	0.166

Anexo 35. Gráficas del ensayo de compresión simple 5 metros (Muestra 2).





Anexo 36. Ensayo de veleta.

Ensayo:		Corte por veleta		
Proyecto:		Proyecto de titulación		
Localización:		Parroquia Borrero-Charasol, Azogues		
Laboratorio		Laboratorio de Geotecnia y Materiales de la Universidad de Cuenca		
Tipo de muestras:		-		
Profundidad	Marca	S_u		
(m)	(-)	(kPa)	(kg/cm ²)	
1	58	116	1.19	
	59	118	1.21	
	59	118	1.21	
	60	120	1.23	
	60	120	1.23	
	61	122	1.25	
	63	126	1.29	
	64	128	1.30	
2	64	128	1.31	
	64	128	1.31	
	65	130	1.32	
	65	130	1.32	
	65	130	1.32	
	65	130	1.32	
	65	130	1.32	
	65	130	1.32	
3	59	118	1.21	
	59	118	1.21	
	59	118	1.21	
	61	122	1.25	
	62	124	1.27	
	63	126	1.29	
	64	128	1.31	
	64	128	1.31	
4	64	128	1.31	
	65	130	1.32	
	37	74	0.76	
	37	74	0.76	
	39	78	0.79	
	39	78	0.79	
	42	84	0.85	
	42	84	0.85	
5	43	86	0.88	
	43	86	0.88	
	43	86	0.88	
	44	88	0.89	
	<10	<20	<0.20	
	<10	<20	<0.20	
	<10	<20	<0.20	
	<10	<20	<0.20	



Anexo 37. Ensayo triaxial UU.

Ensayo:	Triaxial UU
Proyecto:	Proyecto de titulación
Localización:	Parroquia Borrero-Charasol, Azogues
Laboratorio	Laboratorio de Geotecnia y Materiales de la Universidad de Cuenca
Tipo de muestras:	Inalteradas

Datos de las muestras

Profundidad	Muestra	Altura	Diámetro	Peso	Área	Volumen	Peso específico	Peso específico seco	Humedad
(m)	(-)	(mm)	(mm)	(g)	(cm ²)	(cm ³)	(g/cm ³)	(g/cm ³)	(%)
1	1	95.56	37.47	185.00	11.03	105.36	1.76	1.41	14.21
	2	95.28	38.40	192.00	11.58	110.35	1.74	1.41	13.59
	3	97.34	38.33	200.00	11.54	112.34	1.78	1.43	14.21
2	1	86.66	38.17	157.00	11.44	99.15	1.58	1.35	17.68
	2	97.30	38.23	183.00	11.48	111.71	1.64	1.40	16.79
	3	107.44	36.57	205.00	10.50	112.83	1.82	1.46	24.21
3	1	86.88	37.10	159.00	10.81	93.92	1.69	1.37	23.52
	2	95.28	37.20	187.00	10.87	103.56	1.81	1.45	24.54
	3	107.44	36.57	205.00	10.50	112.83	1.82	1.46	24.21
4	1	93.40	35.40	157.00	9.84	91.93	1.71	1.34	27.81
	2	95.12	36.10	171.00	10.24	97.36	1.76	1.40	28.28
	3	87.20	36.13	158.00	10.25	89.42	1.77	1.36	29.51
5	1	88.56	36.27	158.00	10.33	91.48	1.73	1.28	34.61
	2	89.44	35.93	163.00	10.14	90.70	1.80	1.33	35.59
	3	93.36	37.00	170.00	10.75	100.38	1.69	1.23	37.23

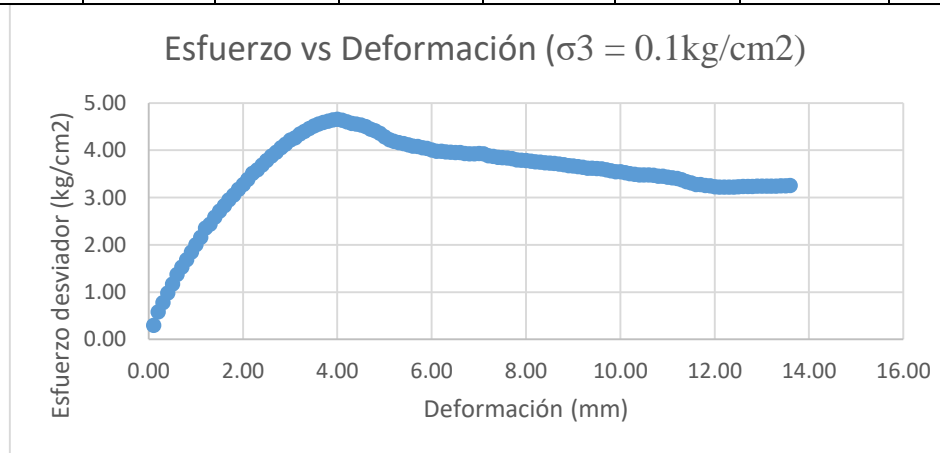
Triaxial UU

Profundidad	Muestra	Presión de confinamiento	σ_1	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$
(m)	(-)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
1	1	0.10	3.71	0.10	3.61	1.81	1.91
	2	0.50	4.28	0.50	3.78	1.89	2.39
	3	1.00	5.82	1.00	4.82	2.41	3.41
2	1	0.25	4.25	0.25	4.00	2.00	2.25
	2	0.35	5.45	0.35	5.10	2.55	2.90
	3	1.00	7.26	1.00	6.26	3.13	4.13
3	1	0.20	3.85	0.20	3.65	1.83	2.03
	2	0.50	4.79	0.50	4.29	2.15	2.65
	3	1.00	6.36	1.00	5.36	2.68	3.68
4	1	0.50	2.60	0.50	2.10	1.05	1.55
	2	0.70	2.96	0.70	2.26	1.13	1.83
	3	1.00	3.37	1.00	2.37	1.18	2.18
5	1	0.50	1.55	0.50	1.05	0.52	1.02
	2	0.80	1.91	0.80	1.11	0.56	1.36
	3	1.50	2.70	1.50	1.20	0.60	2.10



Anexo 38. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 1 metro (Muestra 1).

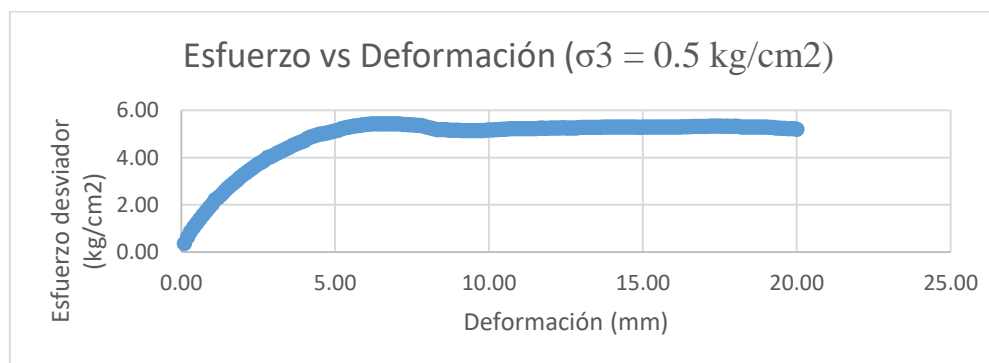
Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)
3.40	0.10	0.29	52.90	3.60	4.55	45.70	7.10	3.92	40.70	10.60	3.48
13.50	0.50	1.17	54.10	4.00	4.65	44.80	7.50	3.84	40.10	11.00	3.42
23.20	1.00	2.00	52.70	4.50	4.53	44.10	8.00	3.78	38.70	11.50	3.30
31.40	1.50	2.71	49.80	5.00	4.28	43.50	8.50	3.72	37.80	12.00	3.22
38.00	2.00	3.27	47.90	5.50	4.11	42.80	9.00	3.66	37.80	12.50	3.22
39.20	2.10	3.38	47.60	5.60	4.09	42.70	9.10	3.65	37.90	12.60	3.23
40.70	2.20	3.51	47.50	5.70	4.08	42.50	9.20	3.64	37.90	12.70	3.23
41.60	2.30	3.58	47.20	5.80	4.05	42.30	9.30	3.62	37.90	12.80	3.23
42.80	2.40	3.69	47.00	5.90	4.03	42.30	9.40	3.62	38.00	12.90	3.24
43.90	2.50	3.78	46.60	6.00	4.00	42.20	9.50	3.61	38.00	13.00	3.24
45.00	2.60	3.88	46.30	6.10	3.97	42.10	9.60	3.60	38.00	13.10	3.24
45.90	2.70	3.95	46.30	6.20	3.97	41.90	9.70	3.58	38.00	13.20	3.24
47.00	2.80	4.05	46.20	6.30	3.96	41.70	9.80	3.57	38.00	13.30	3.24
47.90	2.90	4.12	46.10	6.40	3.96	41.40	9.90	3.54	38.10	13.40	3.25
48.90	3.00	4.21	46.00	6.50	3.95	41.40	10.00	3.54	38.10	13.50	3.25
49.50	3.10	4.26	46.00	6.60	3.95	41.20	10.10	3.52	38.20	13.60	3.25
50.40	3.20	4.34	45.80	6.70	3.93	41.00	10.20	3.50		13.70	
51.10	3.30	4.40	45.70	6.80	3.92	40.80	10.30	3.49		13.80	
51.80	3.40	4.46	45.70	6.90	3.92	40.70	10.40	3.48		13.90	
52.40	3.50	4.51	45.80	7.00	3.93	40.70	10.50	3.48		14.00	





Anexo 39. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 1 metro (Muestra 2).

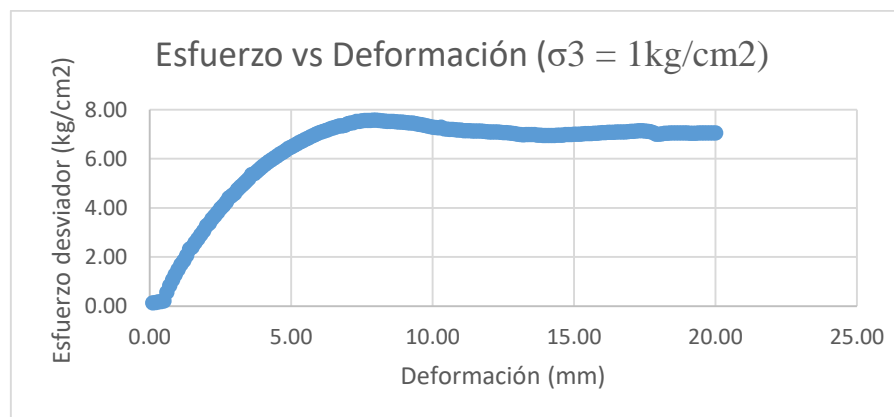
Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)
4.00	0.10	0.36	49.90	3.60	4.51	60.30	7.10	5.43	58.10	10.60	5.21	59.30	14.10	5.30	59.80	17.60	5.33
13.60	0.50	1.23	52.30	4.00	4.72	59.90	7.50	5.39	58.30	11.00	5.23	59.30	14.50	5.30	59.90	18.00	5.34
22.50	1.00	2.04	55.40	4.50	5.00	58.80	8.00	5.29	58.40	11.50	5.24	59.30	15.00	5.30	59.60	18.50	5.31
29.90	1.50	2.71	56.90	5.00	5.14	57.80	8.50	5.20	58.70	12.00	5.26	59.30	15.50	5.30	59.50	19.00	5.29
36.10	2.00	3.27	58.90	5.50	5.31	57.40	9.00	5.16	58.80	12.50	5.27	59.40	16.00	5.30	59.00	19.50	5.25
37.10	2.10	3.36	59.20	5.60	5.34	57.30	9.10	5.15	58.80	12.60	5.27	59.40	16.10	5.30	59.00	19.60	5.25
38.20	2.20	3.46	59.40	5.70	5.36	57.30	9.20	5.15	58.80	12.70	5.27	59.40	16.20	5.30	58.90	19.70	5.24
39.20	2.30	3.55	59.60	5.80	5.37	57.30	9.30	5.15	58.80	12.80	5.27	59.50	16.30	5.31	58.90	19.80	5.24
40.30	2.40	3.65	59.90	5.90	5.40	57.30	9.40	5.15	58.90	12.90	5.27	59.60	16.40	5.32	58.80	19.90	5.23
41.30	2.50	3.74	60.00	6.00	5.41	57.30	9.50	5.15	59.00	13.00	5.28	59.60	16.50	5.32	58.60	20.00	5.21
42.10	2.60	3.81	60.20	6.10	5.43	57.30	9.60	5.15	59.00	13.10	5.28	59.70	16.60	5.33			
43.00	2.70	3.89	60.30	6.20	5.44	57.40	9.70	5.16	59.00	13.20	5.28	59.70	16.70	5.32			
44.30	2.80	4.01	60.30	6.30	5.43	57.40	9.80	5.16	59.10	13.30	5.29	59.70	16.80	5.32			
44.70	2.90	4.04	60.30	6.40	5.43	57.50	9.90	5.16	59.10	13.40	5.29	59.70	16.90	5.32			
45.50	3.00	4.11	60.30	6.50	5.43	57.70	10.00	5.18	59.10	13.50	5.29	59.80	17.00	5.33			
46.30	3.10	4.19	60.30	6.60	5.43	57.70	10.10	5.18	59.10	13.60	5.29	59.80	17.10	5.33			
47.00	3.20	4.25	60.30	6.70	5.43	57.80	10.20	5.19	59.20	13.70	5.30	59.90	17.20	5.34			
47.70	3.30	4.31	60.30	6.80	5.43	57.90	10.30	5.20	59.20	13.80	5.30	59.90	17.30	5.34			
48.40	3.40	4.38	60.30	6.90	5.43	58.00	10.40	5.21	59.20	13.90	5.29	59.90	17.40	5.34			
49.10	3.50	4.44	60.30	7.00	5.43	58.00	10.50	5.21	59.20	14.00	5.29	59.90	17.50	5.34			





Anexo 40. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 1 metro (Muestra 3).

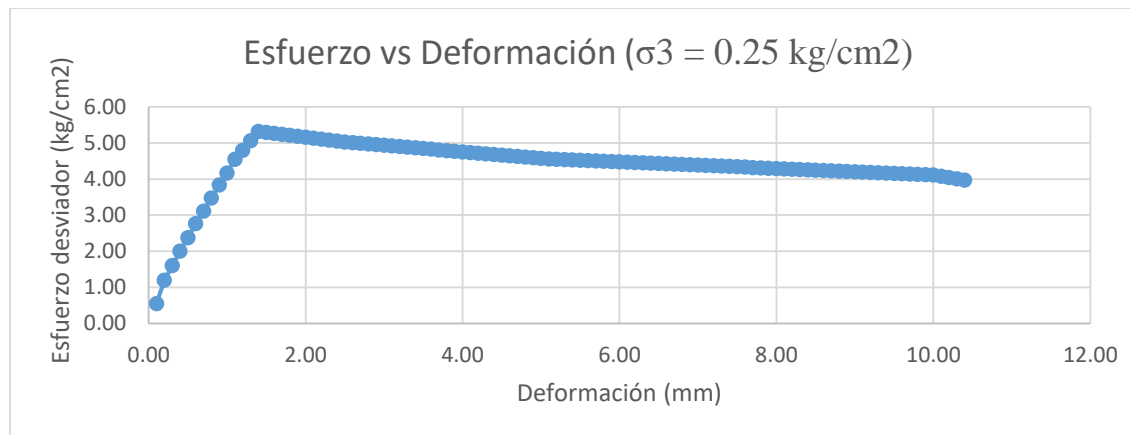
Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)
1.50	0.10	0.13	62.00	3.60	5.35	86.60	7.10	7.45	83.90	10.60	7.19	81.30	14.10	6.95	83.50	17.60	
2.40	0.50	0.21	65.90	4.00	5.69	87.60	7.50	7.53	83.50	11.00	7.16	81.40	14.50	6.95	82.20	18.00	
17.20	1.00	1.49	70.80	4.50	6.11	88.00	8.00	7.56	83.20	11.50	7.13	81.90	15.00	6.99	82.80	18.50	
19.50	1.10	1.69	71.70	4.60	6.18	87.90	8.10	7.55	83.20	11.60	7.13	81.90	15.10	6.99	82.90	18.60	
27.70	1.50	2.40	75.10	5.00	6.47	87.50	8.50	7.52	82.80	12.00	7.09	82.20	15.50	7.01	82.80	19.00	
29.80	1.60	2.58	75.80	5.10	7.53	87.40	8.60	7.51	82.80	12.10	7.09	82.30	15.60	7.02	82.80	19.10	
37.80	2.00	3.27	78.80	5.50	7.79	87.00	9.00	7.47	82.50	12.50	7.06	82.70	16.00	7.05	82.90	19.50	
46.00	2.50	3.98	82.00	6.00	8.06	86.20	9.50	7.40	81.80	13.00	7.00	83.10	16.50	7.08	82.90	20.00	
47.30	2.60	4.09	82.40	6.10	8.10	86.00	9.60	7.38	81.60	13.10	6.98	83.20	16.60				
49.00	2.70	4.23	82.90	6.20	8.14	85.70	9.70	7.35	81.50	13.20	6.97	83.20	16.70				
51.00	2.80	4.41	83.40	6.30	8.18	85.40	9.80	7.33	81.60	13.30	6.98	83.20	16.80				
52.00	2.90	4.49	83.90	6.40	8.22	85.20	9.90	7.31	81.60	13.40	6.98	83.30	16.90				
53.10	3.00	4.59	84.30	6.50	8.26	84.90	10.00	7.28	81.60	13.50	6.97	83.40	17.00				
54.90	3.10	4.74	84.70	6.60	8.29	84.70	10.10	7.26	81.60	13.60	6.97	83.50	17.10				
56.20	3.20	4.85	85.20	6.70	8.33	84.50	10.20	7.25	81.40	13.70	6.96	83.60	17.20				
57.40	3.30	4.96	85.20	6.80	8.33	84.90	10.30	7.28	81.30	13.80	6.95	83.80	17.30				
58.60	3.40	5.06	85.50	6.90	8.36	84.20	10.40	7.22	81.30	13.90	6.95	83.80	17.40				
60.00	3.50	5.18	86.30	7.00	8.43	84.00	10.50	7.20	81.20	14.00	6.94	83.70	17.50				





Anexo 41. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 2 metros (Muestra 1).

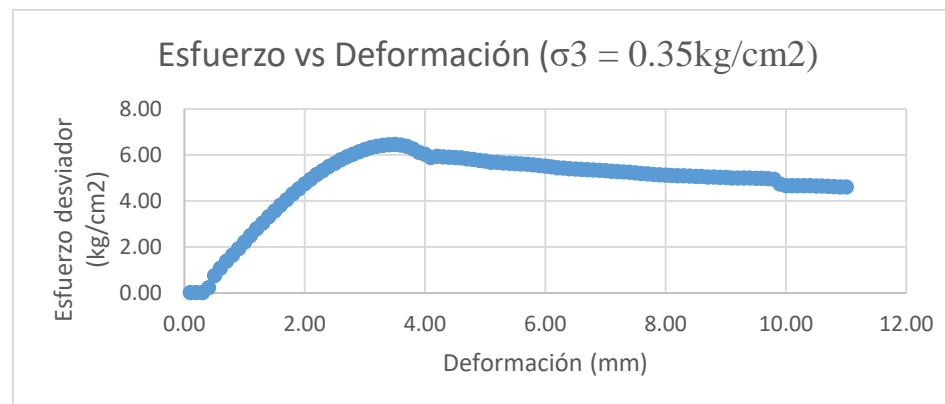
Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)
6.30	0.10	0.55	52.40	3.60	4.82	50.40	7.10
18.30	0.30	1.60	52.20	3.80	4.79	50.20	7.30
22.90	0.40	2.00	52.10	3.90	4.77	50.10	7.40
31.60	0.60	2.76	51.90	4.10	4.74	49.90	7.60
35.60	0.70	3.11	51.80	4.20	4.72	49.80	7.70
43.90	0.90	3.83	51.60	4.40	4.68	49.60	7.90
47.70	1.00	4.17	51.50	4.50	4.66	49.50	8.00
54.90	1.20	4.79	51.30	4.70	4.63	49.30	8.20
58.00	1.30	5.06	51.20	4.80	4.61	49.20	8.30
60.60	1.50	5.29	51.00	5.00	4.57	49.00	8.50
60.30	1.60	5.26	50.90	5.10	4.56	48.90	8.60
59.40	1.90	5.18	50.60	5.40	4.53	48.60	8.90
59.10	2.00	5.16	50.50	5.50	4.52	48.50	9.00
58.20	2.30	5.08	52.20	5.80	4.49	48.20	9.30
57.90	2.40	5.05	52.10	5.90	4.48	48.10	9.40
57.40	2.60	5.00	51.90	6.10	4.47	47.90	9.60
57.20	2.70	4.99	51.80	6.20	4.46	47.80	9.70
56.20	3.20	4.90	51.30	6.70	4.04	46.70	10.20
55.80	3.40	4.86	51.10	6.90	3.97	45.90	10.40
55.60	3.50	4.84	51.00	7.00			10.50





Anexo 42. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 2 metros (Muestra 2).

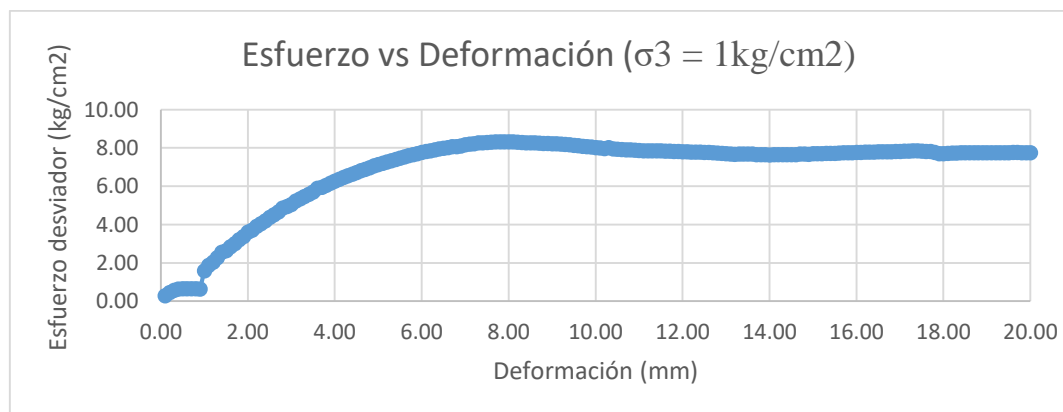
Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)
0.20	0.10	0.02	74.20	3.60	6.44	61.30	7.10	5.30	54.00	10.60	4.65
0.20	0.20	0.02	73.50	3.70	6.38	61.10	7.20	5.28	53.90	10.70	4.64
0.20	0.30	0.02	72.20	3.80	6.26	60.90	7.30	5.27	53.70	10.80	4.63
2.60	0.40	0.23	70.50	3.90	6.12	60.70	7.40	5.25	53.60	10.90	4.62
8.70	0.50	0.76	69.50	4.00	6.03	60.50	7.50	5.23	53.60	11.00	4.62
12.40	0.60	1.08	68.00	4.10	5.90	60.20	7.60	5.20		11.10	
22.20	0.90	1.93	68.10	4.40	5.91	59.50	7.90	5.14		11.40	
25.50	1.00	2.22	68.00	4.50	5.90	59.40	8.00	5.13		11.50	
35.00	1.30	3.04	67.00	4.80	5.81	59.00	8.30	5.10		11.80	
38.20	1.40	3.32	66.60	4.90	5.77	58.90	8.40	5.09		11.90	
41.10	1.50	3.57	66.20	5.00	5.74	58.70	8.50	5.07		12.00	
49.60	1.80	4.31	65.30	5.30	5.66	58.40	8.80	5.04		12.30	
52.10	1.90	4.53	65.10	5.40	5.64	58.30	8.90	5.03		12.40	
54.70	2.00	4.75	65.00	5.50	5.63	58.20	9.00	5.02		12.50	
61.20	2.30	5.32	64.30	5.80	5.57	58.00	9.30	5.00		12.80	
63.30	2.40	5.50	64.00	5.90	5.54	57.90	9.40	5.00		12.90	
64.90	2.50	5.64	63.70	6.00	5.52	57.90	9.50	5.00		13.00	
66.70	2.60	5.79	63.40	6.10	5.49	57.80	9.60	4.99		13.10	
70.70	2.90	6.14	62.40	6.40	5.40	54.90	9.90	4.73		13.40	





Anexo 43. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 2 metros (Muestra 3).

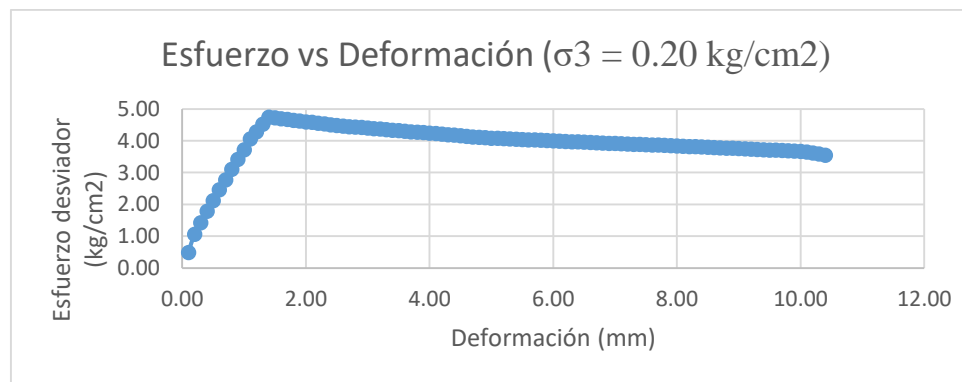
Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)
2.80	0.10	0.27	62.00	3.60	5.88	86.60	7.10	8.19	83.90	10.60	7.90	81.30	14.10	7.63	83.50	17.60	7.81
6.70	0.50	0.64	65.90	4.00	6.25	87.60	7.50	8.28	83.50	11.00	7.86	81.40	14.50	7.64	82.20	18.00	7.69
16.50	1.00	1.57	70.80	4.50	6.71	88.00	8.00	8.31	83.20	11.50	7.83	81.90	15.00	7.68	82.80	18.50	7.74
26.80	1.40	2.55	74.40	4.90	7.05	87.50	8.40	8.26	82.90	11.90	7.80	82.20	15.40	7.71	82.80	18.90	7.74
27.70	1.50	2.63	75.10	5.00	7.12	87.50	8.50	8.26	82.80	12.00	7.79	82.20	15.50	7.71	82.80	19.00	7.73
29.80	1.60	2.83	75.80	5.10	7.18	87.40	8.60	8.25	82.80	12.10	7.79	82.30	15.60	7.71	82.80	19.10	7.73
37.80	2.00	3.59	78.80	5.50	7.46	87.00	9.00	8.21	82.50	12.50	7.76	82.70	16.00	7.75	82.90	19.50	7.74
39.00	2.10	3.71	79.40	5.60	7.52	86.90	9.10	8.20	82.50	12.60	7.76	82.80	16.10	7.76	83.00	19.60	7.75
41.00	2.20	3.90	80.10	5.70	7.58	86.80	9.20	8.19	82.40	12.70	7.75	83.00	16.20	7.78	83.00	19.70	7.75
42.50	2.30	4.04	80.70	5.80	7.64	86.70	9.30	8.18	82.20	12.80	7.73	83.00	16.30	7.77	82.90	19.80	7.74
44.10	2.40	4.19	81.30	5.90	7.70	86.50	9.40	8.16	82.00	12.90	7.71	83.00	16.40	7.77	82.90	19.90	7.74
46.00	2.50	4.37	82.00	6.00	7.76	86.20	9.50	8.13	81.80	13.00	7.69	83.10	16.50	7.78	82.90	20.00	7.74
47.30	2.60	4.49	82.40	6.10	7.80	86.00	9.60	8.11	81.60	13.10	7.67	83.20	16.60	7.79			
52.00	2.90	4.94	83.90	6.40	7.94	85.20	9.90	8.03	81.60	13.40	7.67	83.30	16.90	7.80			
53.10	3.00	5.04	84.30	6.50	7.98	84.90	10.00	8.00	81.60	13.50	7.67	83.40	17.00	7.81			
54.90	3.10	5.21	84.70	6.60	8.01	84.70	10.10	7.98	81.60	13.60	7.66	83.50	17.10	7.82			
56.20	3.20	5.33	85.20	6.70	8.06	84.50	10.20	7.96	81.40	13.70	7.64	83.60	17.20	7.82			
57.40	3.30	5.45	85.20	6.80	8.06	84.90	10.30	8.00	81.30	13.80	7.63	83.80	17.30	7.84			





Anexo 44. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 3 metros (Muestra 1).

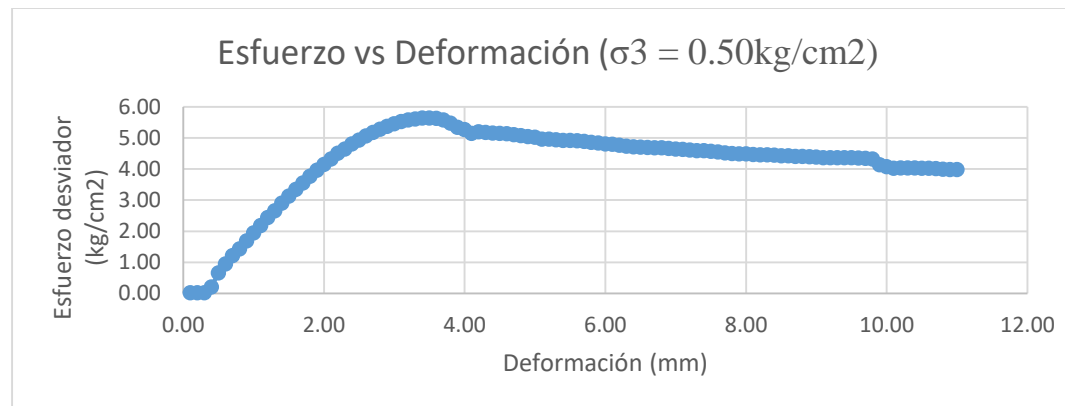
Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)
5.30	0.10	0.49	46.70	3.60	4.30	42.60	7.10	3.91
11.50	0.20	1.06	46.50	3.70	4.29	42.50	7.20	3.90
19.30	0.40	1.78	46.20	3.90	4.26	42.30	7.40	3.88
26.60	0.60	2.46	45.90	4.10	4.23	42.10	7.60	3.86
33.60	0.80	3.11	45.50	4.30	4.19	42.00	7.80	3.85
40.20	1.00	3.71	45.20	4.50	4.16	41.80	8.00	3.84
46.30	1.20	4.28	44.80	4.70	4.12	41.60	8.20	3.82
51.30	1.40	4.74	44.50	4.90	4.10	41.50	8.40	3.81
50.80	1.60	4.69	44.30	5.10	4.08	41.30	8.60	3.79
50.30	1.80	4.64	44.10	5.30	4.06	41.10	8.80	3.77
49.80	2.00	4.60	43.90	5.50	4.04	41.00	9.00	3.76
49.30	2.20	4.55	43.80	5.70	4.03	40.80	9.20	3.74
48.80	2.40	4.50	43.60	5.90	4.01	40.60	9.40	3.72
48.40	2.60	4.47	43.40	6.10	3.99	40.50	9.60	3.71
48.00	2.80	4.43	43.20	6.30	3.97	40.30	9.80	3.69
47.70	3.00	4.40	43.10	6.50	3.96	40.10	10.00	3.67
47.40	3.20	4.37	42.90	6.70	3.94	39.50	10.20	3.62
47.00	3.40	4.33	42.70	6.90	3.92	38.80	10.40	3.55
46.90	3.50	4.32	42.70	7.00	3.92		10.50	





Anexo 45. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 3 metros (Muestra 2).

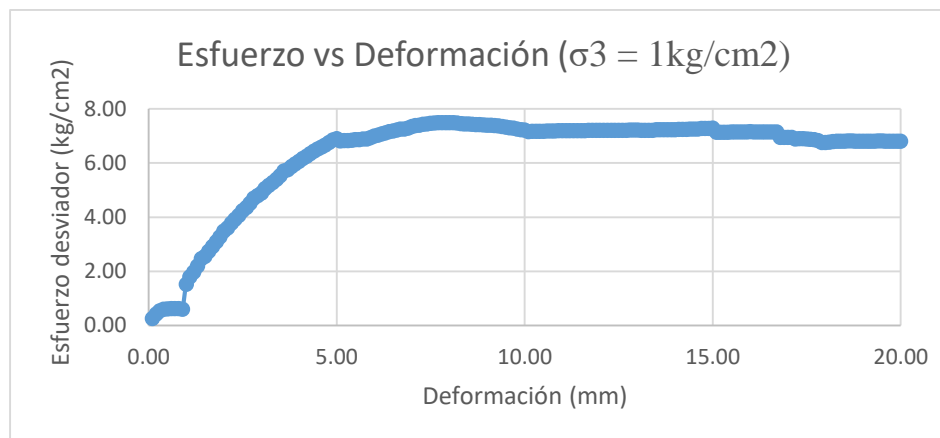
Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)
0,20	0.10	0,02	61,40	3.60	5,63	50,70	7.10	4,63	44,20	10.60	4,02
0,20	0.20	0,02	60,80	3.70	5,57	50,50	7.20	4,61	44,10	10.70	4,01
0,20	0.30	0,02	59,70	3.80	5,47	50,30	7.30	4,59	43,90	10.80	4,00
2,20	0.40	0,20	58,30	3.90	5,34	50,20	7.40	4,58	43,80	10.90	3,99
7,20	0.50	0,66	57,50	4.00	5,27	50,00	7.50	4,57	43,80	11.00	3,99
10,30	0.60	0,95	56,20	4.10	5,15	49,80	7.60	4,55		11.10	
15,60	0.80	1,43	56,50	4.30	5,18	49,30	7.80	4,50		11.30	
21,10	1.00	1,94	56,20	4.50	5,15	49,10	8.00	4,48		11.50	
26,50	1.20	2,44	55,70	4.70	5,10	48,80	8.20	4,45		11.70	
31,60	1.40	2,90	55,10	4.90	5,04	48,70	8.40	4,44		11.90	
36,40	1.60	3,34	54,20	5.10	4,96	48,50	8.60	4,42		12.10	
41,00	1.80	3,77	54,00	5.30	4,94	48,30	8.80	4,40		12.30	
45,20	2.00	4,15	53,70	5.50	4,91	48,10	9.00	4,39		12.50	
49,10	2.20	4,51	53,40	5.70	4,89	47,90	9.20	4,37		12.70	
52,40	2.40	4,81	52,90	5.90	4,84	47,90	9.40	4,37		12.90	
55,20	2.60	5,07	52,40	6.10	4,79	47,80	9.60	4,36		13.10	
57,50	2.80	5,28	51,80	6.30	4,74	47,40	9.80	4,32		13.30	
59,50	3.00	5,46	51,50	6.50	4,71	44,70	10.00	4,07		13.50	
60,80	3.20	5,58	51,20	6.70	4,68	44,30	10.20	4,03		13.70	
61,50	3.40	5,64	51,00	6.90	4,66	44,30	10.40	4,03		13.90	





Anexo 46. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 3 metros (Muestra 3).

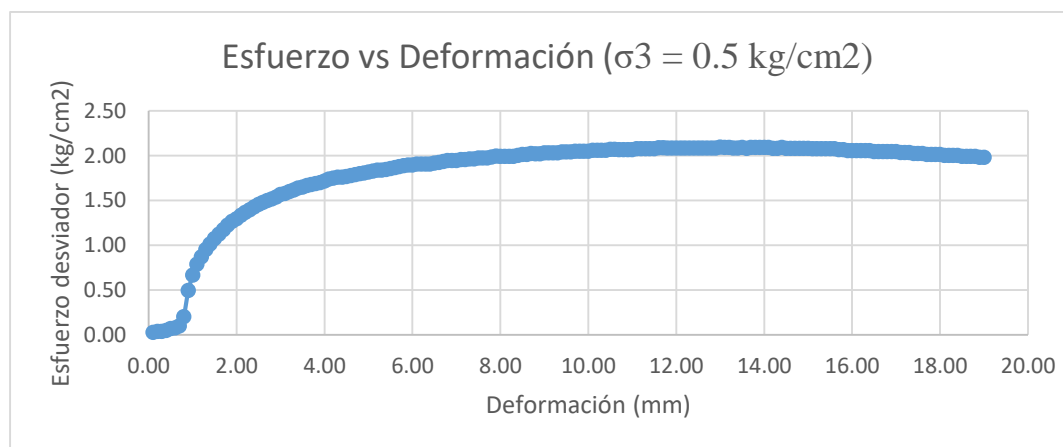
Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)
4.50	0.20	0.43	60.70	3.70	5.76	78.30	7.20	7.40	76.30	10.70	7.19	77.20	14.20	7.25	73.40	17.70	6.87
6.30	0.40	0.60	62.90	3.90	5.97	78.80	7.40	7.45	76.40	10.90	7.20	77.30	14.40	7.25	72.30	17.90	6.76
6.60	0.60	0.63	65.10	4.10	6.17	79.20	7.60	7.48	76.40	11.10	7.19	77.40	14.60	7.26	72.50	18.10	6.78
6.60	0.80	0.63	67.00	4.30	6.35	79.30	7.80	7.49	76.50	11.30	7.20	77.60	14.80	7.28	72.80	18.30	6.81
16.00	1.00	1.52	68.80	4.50	6.52	79.30	8.00	7.49	76.50	11.50	7.20	77.80	15.00	7.30	72.90	18.50	6.81
20.80	1.20	1.98	70.40	4.70	6.67	79.20	8.20	7.48	76.60	11.70	7.21	76.10	15.20	7.14	73.00	18.70	6.82
26.00	1.40	2.47	72.30	4.90	6.85	78.90	8.40	7.45	76.60	11.90	7.21	76.10	15.40	7.13	72.90	18.90	6.81
28.90	1.60	2.75	72.00	5.10	6.82	78.80	8.60	7.44	76.60	12.10	7.21	76.30	15.60	7.15	72.90	19.10	6.81
32.60	1.80	3.10	72.10	5.30	6.83	78.60	8.80	7.42	76.70	12.30	7.21	76.30	15.80	7.15	72.90	19.30	6.81
36.70	2.00	3.49	72.50	5.50	6.87	78.40	9.00	7.40	76.70	12.50	7.21	76.40	16.00	7.16	73.00	19.50	6.82
39.80	2.20	3.78	72.80	5.70	6.89	78.30	9.20	7.39	76.70	12.70	7.21	76.40	16.20	7.16	73.00	19.70	6.81
42.80	2.40	4.07	73.30	5.90	6.94	78.00	9.40	7.36	76.80	12.90	7.22	76.40	16.40	7.16	73.00	19.90	6.81
45.90	2.60	4.36	74.30	6.10	7.03	77.50	9.60	7.31	76.80	13.10	7.22	76.40	16.60	7.15			
49.50	2.80	4.70	75.20	6.30	7.12	77.00	9.80	7.26	76.80	13.30	7.22	74.30	16.80	6.96			
51.60	3.00	4.90	76.00	6.50	7.19	76.60	10.00	7.22	77.00	13.50	7.23	74.30	17.00	6.95			
54.60	3.20	5.18	76.80	6.70	7.26	76.10	10.20	7.17	77.00	13.70	7.23	73.60	17.20	6.89			
56.90	3.40	5.40	77.10	6.90	7.29	76.10	10.40	7.17	77.00	13.90	7.23	73.80	17.40	6.91			





Anexo 47. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 4 metros (Muestra 1).

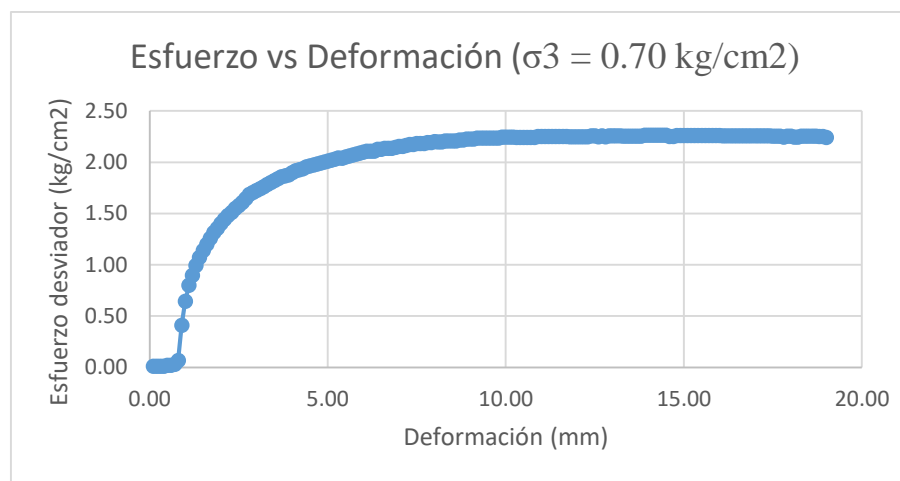
Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)
0,40	0,20	0,04	16,60	3,70	1,68	19,40	7,20	1,96	20,60	10,70	2,07	20,80	14,20	2,08	20,20	17,70	2,08
0,50	0,40	0,05	16,80	3,90	1,70	19,50	7,40	1,97	20,60	10,90	2,07	20,90	14,40	2,09	20,20	17,90	2,08
0,80	0,60	0,08	17,20	4,10	1,74	19,60	7,60	1,98	20,70	11,10	2,08	20,80	14,60	2,08	20,10	18,10	2,08
2,00	0,80	0,20	17,40	4,30	1,76	19,70	7,80	1,99	20,70	11,30	2,08	20,80	14,80	2,08	20,10	18,30	2,07
6,60	1,00	0,67	17,50	4,50	1,77	19,80	8,00	2,00	20,70	11,50	2,08	20,80	15,00	2,08	20,00	18,50	2,06
8,60	1,20	0,87	17,70	4,70	1,79	19,80	8,20	2,00	20,80	11,70	2,09	20,80	15,20	2,08	20,00	18,70	2,06
10,00	1,40	1,01	17,90	4,90	1,81	19,90	8,40	2,00	20,80	11,90	2,09	20,80	15,40	2,08	19,90	18,90	2,06
11,10	1,60	1,13	18,10	5,10	1,83	20,00	8,60	2,01	20,80	12,10	2,09	20,80	15,60	2,08	20,30	19,10	2,05
12,10	1,80	1,23	18,20	5,30	1,84	20,10	8,80	2,02	20,80	12,30	2,09	20,70	15,80	2,07	20,20	19,30	2,05
12,80	2,00	1,30	18,40	5,50	1,86	20,20	9,00	2,03	20,80	12,50	2,09	20,60	16,00	2,06	20,20	19,50	2,05
13,50	2,20	1,37	18,60	5,70	1,88	20,20	9,20	2,03	20,80	12,70	2,09	20,60	16,20	2,06	20,10	19,70	2,04
14,10	2,40	1,43	18,80	5,90	1,90	20,30	9,40	2,04	20,80	12,90	2,09	20,60	16,40	2,06	20,10	19,90	2,03
14,60	2,60	1,48	18,90	6,10	1,91	20,30	9,60	2,04	20,90	13,10	2,10	20,50	16,60	2,05			
15,00	2,80	1,52	18,90	6,30	1,91	20,40	9,80	2,05	20,80	13,30	2,09	20,50	16,80	2,05			
15,50	3,00	1,57	19,00	6,50	1,92	20,40	10,00	2,05	20,90	13,50	2,09	20,50	17,00	2,05			
15,80	3,20	1,60	19,20	6,70	1,94	20,50	10,20	2,06	20,90	13,70	2,09	20,40	17,20	2,04			
16,20	3,40	1,64	19,30	6,90	1,95	20,50	10,40	2,06	20,90	13,90	2,09	20,30	17,40	2,03			





Anexo 48. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 4 metros (Muestra 2).

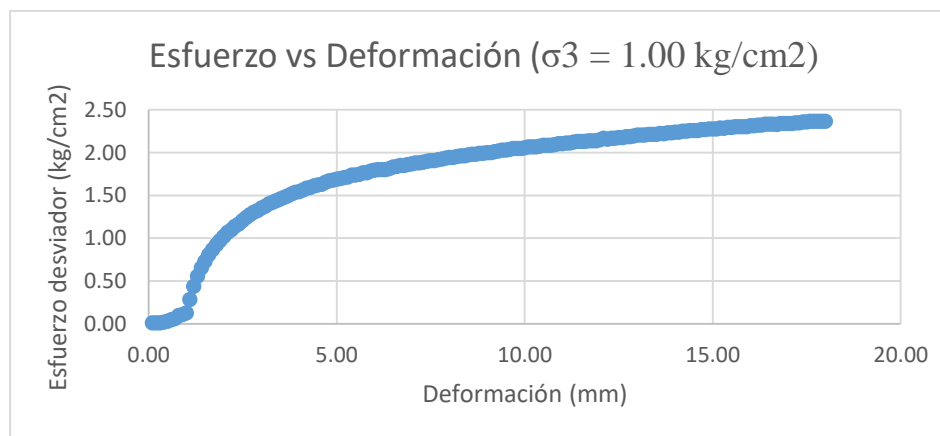
Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)
0.10	0.20	0.01	19.10	3.70	1.86	22.30	7.20	2.16	23.20	10.70	2.24	23.50	14.20	2.26	23.50	17.70	2.26
0.10	0.40	0.01	19.30	3.90	1.88	22.40	7.40	2.17	23.30	10.90	2.25	23.50	14.40	2.26	23.50	17.90	2.25
0.20	0.60	0.02	19.70	4.10	1.92	22.50	7.60	2.18	23.30	11.10	2.25	23.40	14.60	2.25	23.40	18.10	2.24
0.70	0.80	0.07	19.90	4.30	1.94	22.60	7.80	2.19	23.30	11.30	2.25	23.50	14.80	2.26	23.50	18.30	2.25
6.60	1.00	0.64	20.20	4.50	1.96	22.70	8.00	2.20	23.30	11.50	2.25	23.50	15.00	2.26	23.50	18.50	2.25
9.20	1.20	0.90	20.40	4.70	1.98	22.70	8.20	2.20	23.30	11.70	2.25	23.50	15.20	2.26	23.50	18.70	2.25
11.00	1.40	1.07	20.60	4.90	2.00	22.80	8.40	2.21	23.30	11.90	2.25	23.50	15.40	2.26	23.50	18.90	2.25
12.30	1.60	1.20	20.80	5.10	2.02	22.80	8.60	2.21	23.30	12.10	2.25	23.50	15.60	2.26		19.10	
13.50	1.80	1.32	21.00	5.30	2.04	22.90	8.80	2.22	23.30	12.30	2.25	23.50	15.80	2.26		19.30	
14.40	2.00	1.40	21.10	5.50	2.05	23.00	9.00	2.23	23.40	12.50	2.26	23.50	16.00	2.26		19.50	
15.20	2.20	1.48	21.30	5.70	2.07	23.10	9.20	2.24	23.40	12.70	2.26	23.50	16.20	2.26		19.70	
15.90	2.40	1.55	21.50	5.90	2.09	23.10	9.40	2.24	23.40	12.90	2.26	23.50	16.40	2.26		19.90	
16.50	2.60	1.61	21.70	6.10	2.11	23.10	9.60	2.24	23.40	13.10	2.26	23.50	16.60	2.26			
17.32	2.80	1.69	21.70	6.30	2.11	23.10	9.80	2.23	23.40	13.30	2.26	23.50	16.80	2.26			
17.70	3.00	1.72	21.90	6.50	2.13	23.20	10.00	2.24	23.40	13.50	2.26	23.50	17.00	2.26			
18.10	3.20	1.76	22.00	6.70	2.14	23.20	10.20	2.24	23.40	13.70	2.25	23.50	17.20	2.26			
18.50	3.40	1.80	22.10	6.90	2.14	23.20	10.40	2.24	23.50	13.90	2.26	23.50	17.40	2.26			





Anexo 49. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 4 metros (Muestra 3).

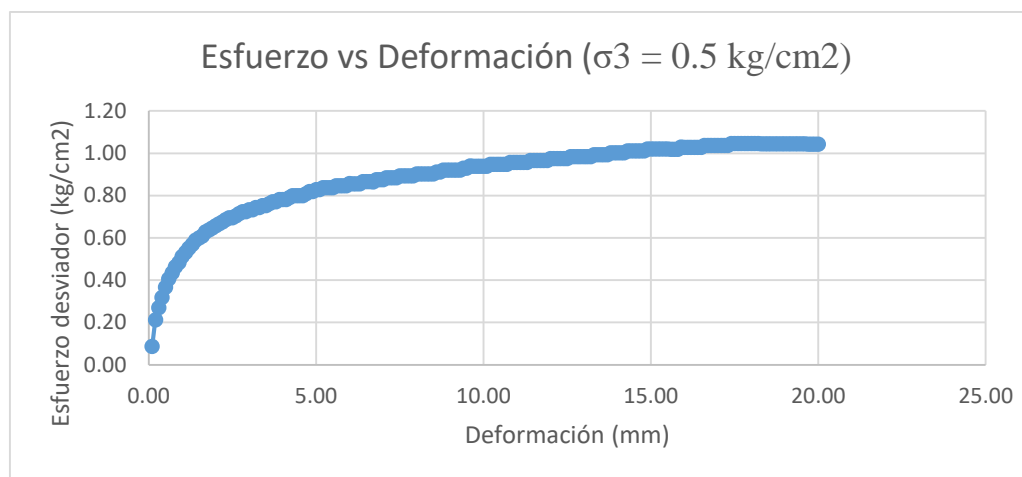
Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)
0.10	0.20	0.01	15.40	3.70	1.50	19.40	7.20	1.88	21.60	10.70	2.08	23.40	14.20	2.25	24.70	17.70	2.37
0.20	0.40	0.02	15.80	3.90	1.53	19.60	7.40	1.90	21.80	10.90	2.10	23.50	14.40	2.26	24.70	17.90	2.37
0.50	0.60	0.05	16.10	4.10	1.56	19.70	7.60	1.91	21.90	11.10	2.11	23.50	14.60	2.26			
1.00	0.80	0.10	16.40	4.30	1.59	19.90	7.80	1.93	22.00	11.30	2.12	23.60	14.80	2.27			
1.30	1.00	0.13	16.70	4.50	1.62	20.10	8.00	1.94	22.10	11.50	2.13	23.70	15.00	2.28			
4.50	1.20	0.44	17.00	4.70	1.65	20.20	8.20	1.95	22.20	11.70	2.14	23.80	15.20	2.29			
6.70	1.40	0.65	17.30	4.90	1.68	20.30	8.40	1.96	22.20	11.90	2.14	23.90	15.40	2.29			
7.50	1.50	0.73	17.40	5.00	1.69	20.40	8.50	1.97	22.30	12.00	2.15	23.90	15.50	2.29			
8.30	1.60	0.81	17.50	5.10	1.70	20.50	8.60	1.98	22.50	12.10	2.17	24.00	15.60	2.30			
8.90	1.70	0.87	17.60	5.20	1.71	20.50	8.70	1.98	22.40	12.20	2.16	24.00	15.70	2.30			
9.50	1.80	0.92	17.70	5.30	1.72	20.60	8.80	1.99	22.50	12.30	2.17	24.00	15.80	2.30			
10.50	2.00	1.02	17.90	5.50	1.74	20.70	9.00	2.00	22.60	12.50	2.18	24.10	16.00	2.31			
11.30	2.20	1.10	18.20	5.70	1.76	20.80	9.20	2.01	22.70	12.70	2.19	24.20	16.20	2.32			
12.00	2.40	1.17	18.40	5.90	1.78	21.00	9.40	2.03	22.80	12.90	2.19	24.30	16.40	2.33			
12.80	2.60	1.25	18.60	6.10	1.80	21.10	9.60	2.04	22.90	13.10	2.20	24.30	16.60	2.33			
13.40	2.80	1.30	18.60	6.30	1.80	21.20	9.80	2.05	23.00	13.30	2.21	24.40	16.80	2.34			
13.90	3.00	1.35	18.90	6.50	1.83	21.30	10.00	2.06	23.00	13.50	2.21	24.40	17.00	2.34			
14.40	3.20	1.40	19.10	6.70	1.85	21.40	10.20	2.07	23.10	13.70	2.22	24.50	17.20	2.35			
14.80	3.40	1.44	19.20	6.90	1.86	21.50	10.40	2.07	23.20	13.90	2.23	24.60	17.40	2.36			





Anexo 50. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 5 metros (Muestra 1).

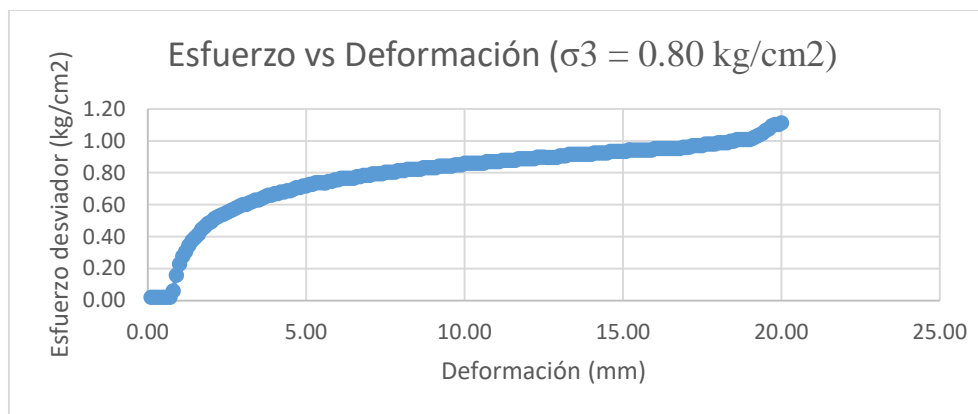
Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)
2.20	0.20	0.21	8.00	3.70	0.77	9.20	7.20	0.88	9.90	10.70	0.95	10.50	14.20	1.00	11.00	17.70	1.05
3.30	0.40	0.32	8.10	3.90	0.78	9.20	7.40	0.88	10.00	10.90	0.96	10.60	14.40	1.01	11.00	17.90	1.05
4.20	0.60	0.41	8.10	4.10	0.78	9.30	7.60	0.89	10.00	11.10	0.96	10.60	14.60	1.01	11.00	18.10	1.05
4.80	0.80	0.46	8.30	4.30	0.80	9.30	7.80	0.89	10.00	11.30	0.96	10.60	14.80	1.01	11.00	18.30	1.05
5.30	1.00	0.51	8.30	4.50	0.80	9.40	8.00	0.90	10.10	11.50	0.97	10.70	15.00	1.02	11.00	18.50	1.05
5.70	1.20	0.55	8.40	4.70	0.81	9.40	8.20	0.90	10.10	11.70	0.97	10.70	15.20	1.02	11.00	18.70	1.04
6.10	1.40	0.59	8.50	4.90	0.82	9.40	8.40	0.90	10.10	11.90	0.97	10.70	15.40	1.02	11.00	18.90	1.04
6.30	1.60	0.61	8.60	5.10	0.83	9.50	8.60	0.91	10.20	12.10	0.98	10.70	15.60	1.02	11.00	19.10	1.04
6.60	1.80	0.64	8.70	5.30	0.84	9.60	8.80	0.92	10.20	12.30	0.98	10.70	15.80	1.02	11.00	19.30	1.04
6.80	2.00	0.66	8.70	5.50	0.84	9.60	9.00	0.92	10.20	12.50	0.98	10.80	16.00	1.03	11.00	19.50	1.04
7.00	2.20	0.68	8.80	5.70	0.85	9.60	9.20	0.92	10.30	12.70	0.98	10.80	16.20	1.03	11.00	19.70	1.04
7.20	2.40	0.70	8.80	5.90	0.85	9.70	9.40	0.93	10.30	12.90	0.98	10.80	16.40	1.03	11.00	19.90	1.04
7.30	2.60	0.70	8.90	6.10	0.86	9.80	9.60	0.94	10.30	13.10	0.98	10.90	16.60	1.04			
7.50	2.80	0.72	8.90	6.30	0.86	9.80	9.80	0.94	10.40	13.30	0.99	10.90	16.80	1.04			
7.60	3.00	0.73	9.00	6.50	0.87	9.80	10.00	0.94	10.40	13.50	0.99	10.90	17.00	1.04			
7.70	3.20	0.74	9.00	6.70	0.87	9.90	10.20	0.95	10.40	13.70	0.99	10.90	17.20	1.04			
7.80	3.40	0.75	9.10	6.90	0.87	9.90	10.40	0.95	10.50	13.90	1.00	11.00	17.40	1.05			





Anexo 51. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 5 metros (Muestra 2).

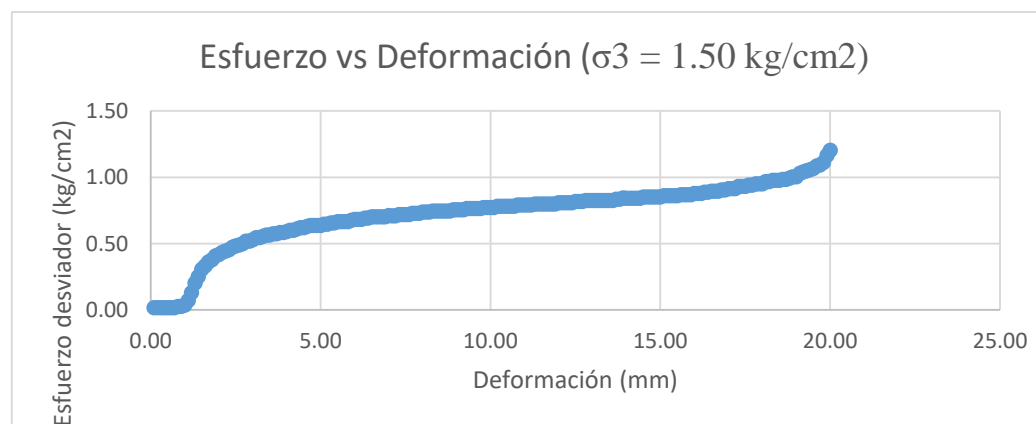
Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)
0.20	0.20	0.02	6.60	3.70	0.65	8.10	7.20	0.79	8.90	10.70	0.87	9.50	14.20	0.92	10.10	17.70	0.98
0.20	0.40	0.02	6.70	3.90	0.66	8.10	7.40	0.79	8.90	10.90	0.87	9.50	14.40	0.92	10.10	17.90	0.98
0.20	0.60	0.02	6.80	4.10	0.67	8.20	7.60	0.80	8.90	11.10	0.87	9.60	14.60	0.93	10.20	18.10	0.99
0.60	0.80	0.06	6.90	4.30	0.68	8.20	7.80	0.80	9.00	11.30	0.88	9.60	14.80	0.93	10.20	18.30	0.99
2.30	1.00	0.23	7.00	4.50	0.69	8.30	8.00	0.81	9.00	11.50	0.88	9.60	15.00	0.93	10.30	18.50	1.00
3.10	1.20	0.31	7.20	4.70	0.71	8.40	8.20	0.82	9.10	11.70	0.89	9.70	15.20	0.94	10.40	18.70	1.01
3.80	1.40	0.37	7.30	4.90	0.72	8.40	8.40	0.82	9.10	11.90	0.89	9.70	15.40	0.94	10.40	18.90	1.01
4.20	1.60	0.41	7.40	5.10	0.73	8.40	8.60	0.82	9.10	12.10	0.89	9.70	15.60	0.94	10.50	19.10	1.02
4.70	1.80	0.46	7.50	5.30	0.74	8.50	8.80	0.83	9.20	12.30	0.90	9.70	15.80	0.94	10.70	19.30	1.03
5.00	2.00	0.49	7.50	5.50	0.74	8.50	9.00	0.83	9.20	12.50	0.90	9.80	16.00	0.95	11.00	19.50	1.06
5.30	2.20	0.52	7.60	5.70	0.75	8.60	9.20	0.84	9.20	12.70	0.90	9.80	16.20	0.95	11.30	19.70	1.09
5.50	2.40	0.54	7.70	5.90	0.75	8.60	9.40	0.84	9.20	12.90	0.90	9.80	16.40	0.95	11.40	19.90	1.10
5.70	2.60	0.56	7.80	6.10	0.76	8.60	9.60	0.84	9.30	13.10	0.91	9.80	16.60	0.95			
5.90	2.80	0.58	7.80	6.30	0.76	8.70	9.80	0.85	9.40	13.30	0.91	9.80	16.80	0.95			
6.10	3.00	0.60	7.80	6.50	0.76	8.80	10.00	0.86	9.40	13.50	0.91	9.90	17.00	0.96			
6.20	3.20	0.61	7.90	6.70	0.77	8.80	10.20	0.86	9.40	13.70	0.91	10.00	17.20	0.97			
6.40	3.40	0.63	8.00	6.90	0.78	8.80	10.40	0.86	9.40	13.90	0.91	10.00	17.40	0.97			
6.40	3.50	0.63	8.00	7.00	0.78	8.80	10.50	0.86	9.40	14.00	0.91	10.00	17.50	0.97			





Anexo 52. Datos y gráfica de ensayo triaxial UU, 5 metros (Muestra 3).

Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)	Carga (kg)	Def (mm)	σ_d (kg/cm ²)
0.20	0.20	0.02	6.20	3.70	0.57	7.70	7.20	0.71	8.50	10.70	0.78	9.20	14.20	0.84	10.30	17.70	0.94
0.20	0.40	0.02	6.30	3.90	0.58	7.80	7.40	0.72	8.60	10.90	0.79	9.20	14.40	0.84	10.40	17.90	0.95
0.20	0.60	0.02	6.50	4.10	0.60	7.80	7.60	0.72	8.60	11.10	0.79	9.30	14.60	0.85	10.60	18.10	0.97
0.30	0.80	0.03	6.60	4.30	0.61	7.90	7.80	0.73	8.70	11.30	0.80	9.30	14.80	0.85	10.70	18.30	0.98
0.40	1.00	0.04	6.70	4.50	0.62	8.00	8.00	0.74	8.70	11.50	0.80	9.30	15.00	0.85	10.70	18.50	0.98
1.40	1.20	0.13	6.90	4.70	0.64	8.00	8.20	0.74	8.70	11.70	0.80	9.40	15.20	0.86	10.80	18.70	0.99
2.70	1.40	0.25	6.90	4.90	0.64	8.10	8.40	0.75	8.70	11.90	0.80	9.40	15.40	0.86	11.00	18.90	1.00
3.60	1.60	0.33	7.00	5.10	0.65	8.10	8.60	0.75	8.80	12.10	0.81	9.50	15.60	0.87	11.30	19.10	1.03
4.10	1.80	0.38	7.10	5.30	0.66	8.10	8.80	0.75	8.80	12.30	0.81	9.50	15.80	0.87	11.50	19.30	1.05
4.50	2.00	0.42	7.20	5.50	0.67	8.20	9.00	0.76	8.90	12.50	0.82	9.60	16.00	0.88	11.70	19.50	1.07
4.80	2.20	0.45	7.20	5.70	0.67	8.20	9.20	0.76	8.90	12.70	0.82	9.60	16.20	0.88	12.00	19.70	1.09
5.10	2.40	0.47	7.30	5.90	0.67	8.30	9.40	0.76	9.00	12.90	0.83	9.70	16.40	0.89	12.80	19.90	1.17
5.30	2.60	0.49	7.40	6.10	0.68	8.30	9.60	0.76	9.00	13.10	0.83	9.80	16.60	0.90			
5.60	2.80	0.52	7.50	6.30	0.69	8.40	9.80	0.77	9.00	13.30	0.83	9.90	16.80	0.91			
5.70	3.00	0.53	7.60	6.50	0.70	8.40	10.00	0.77	9.00	13.50	0.83	10.00	17.00	0.91			
5.90	3.20	0.55	7.60	6.70	0.70	8.50	10.20	0.78	9.10	13.70	0.83	10.00	17.20	0.91			
6.10	3.40	0.57	7.60	6.90	0.70	8.50	10.40	0.78	9.20	13.90	0.84	10.20	17.40	0.93			





Anexo 53. Ensayo de consolidación unidimensional.

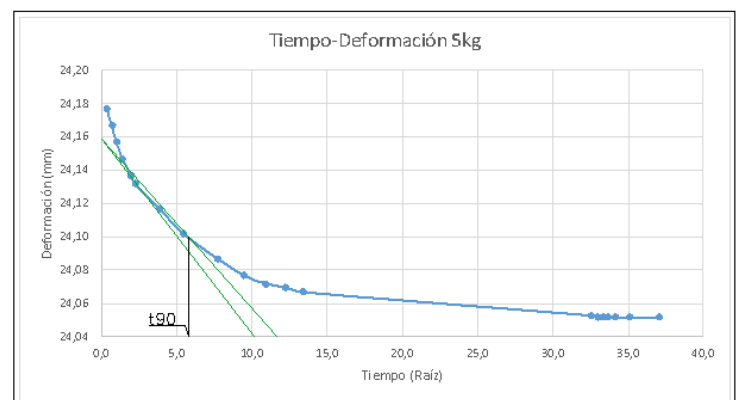
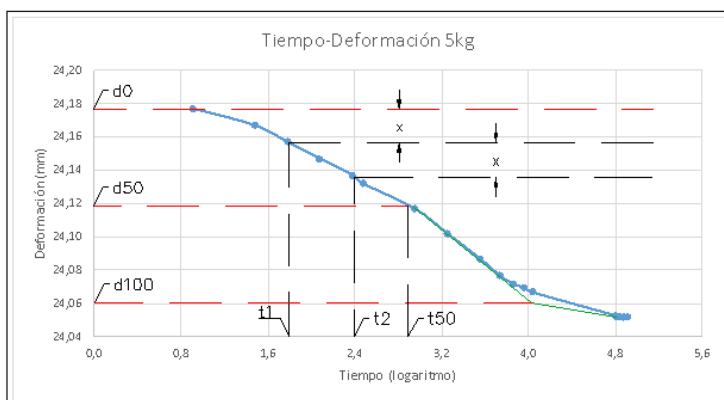
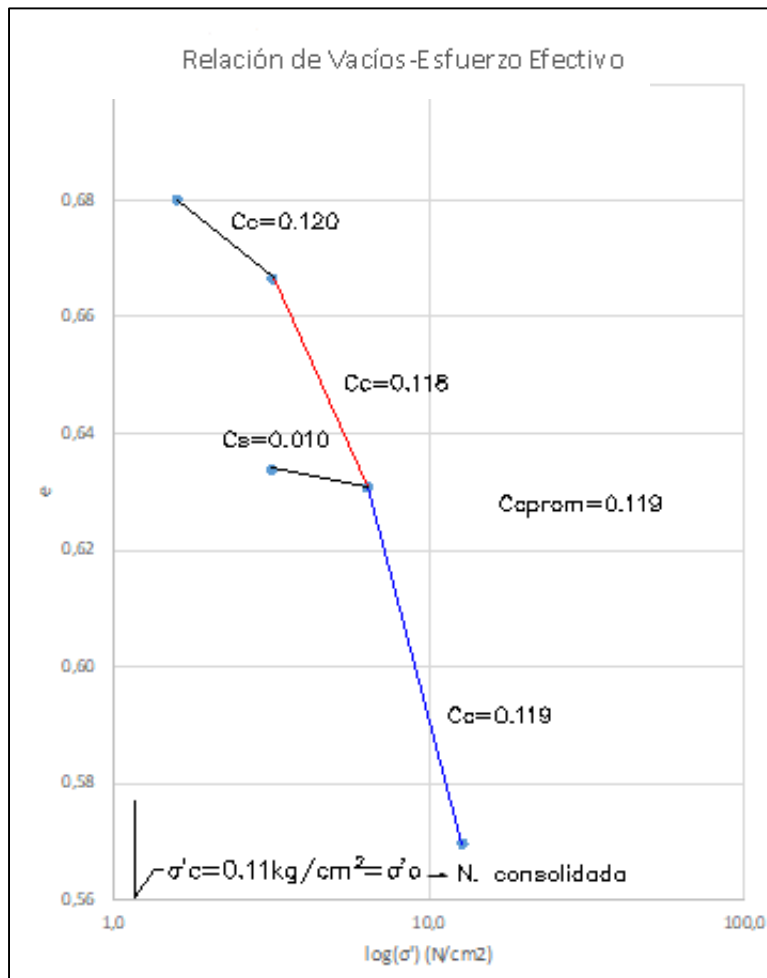
Ensayo:		Consolidación unidimensional																
Proyecto:		Proyecto de titulación																
Localización:		Parroquia Borrero-Charasol, Azogues																
Laboratorio		Laboratorio de Geotecnia y Materiales de la Universidad de Cuenca																
Tipo de muestras:		Inalteradas																
Datos de las muestras																		
Profundidad	Muestra	Altura (H)	Diámetro	Peso seco	Peso húmedo	Área	Volumen	Peso específico	Peso específico seco	Humedad	G _s	Altura solidos (H _s)	Altura vacíos (H _v)	e ₀				
(m)	(-)	(mm)	(mm)	(g)	(g)	(cm ²)	(cm ³)	(g/cm ³)	(g/cm ³)	(%)	(-)	(cm)	(cm)	(-)				
1	1	24.26	62.66	108.00	144.00	30.84	74.83	1.92	1.78	1.44	1.43	25.00	18.75	2.45	1.43	0.99	0.70	0.71
	2	23.93	62.63	105.00	120.00	30.81	73.73	1.62		1.42		12.50			1.39	1.00	0.72	
2	1	24.47	63.47	110.60	140.00	31.64	78.30	1.79	1.80	1.41	1.41	21.00	21.00	2.57	1.36	1.09	0.80	0.81
	2	23.50	62.80	102.70	130.00	30.97	72.78	1.80		1.41		21.00			1.29	1.06	0.82	
3	1	19.92	50.30	53.51	66.97	19.87	39.58	1.69	1.66	1.45	1.37	21.10	22.02	2.38	1.13	0.86	0.76	0.82
	2	19.68	50.36	49.86	63.87	19.92	39.20	1.63		1.27		22.94			1.05	0.92	0.87	
4	1	19.92	50.30	46.97	71.97	19.87	39.58	1.82	1.83	1.19	1.20	24.74	24.34	2.46	0.96	1.03	1.07	1.05
	2	19.68	50.36	47.49	71.87	19.92	39.20	1.83		1.21		23.93			0.97	0.99	1.03	
5	1	19.92	50.30	50.82	73.33	19.87	39.59	1.85	1.84	1.28	1.25	30.70	32.32	2.54	1.01	0.99	0.98	1.01
	2	19.68	50.36	47.49	71.87	19.92	39.20	1.83		1.21		33.93			0.97	0.98	1.03	
Parámetros de consolidación																		
Profundidad	Muestra	σ' _o	C _c	C _s		σ' _c	OCR	H _{dr}	Método Logarítmico		Método Raíz Cuadrada		Promedio C _v	C _α	C' _α			
				t50	C _v				t90	C _v	(-)	(-)						
(m)	(-)	(kg/cm ²)	(-)	(-)	(kg/cm ²)	(-)	(cm)	s	(cm ² /s)	s	(cm ² /s)	(cm ² /s)	(-)	(-)	(-)			
1	1	0.11	0.136	0.010	0.008	0.11	1.000	1.21	1049.65	0.0003	3716.63	0.0003	0.0005	0.0084	0.0081	0.0053	0.0051	
	2			0.154				0.007	1.20	408.51	0.0007	1658.63		0.0008		0.0078		0.0049
2	1	0.23	0.155	0.023	0.018	0.23	1.000	1.22	1612.53	0.0003	3570.08	0.0004	0.0003	0.0060	0.0062	0.0036	0.0037	
	2			0.153				0.013	1.18	1962.15	0.0002	5943.04		0.0003		0.0064		0.0038
3	1	0.36	0.170	0.010	0.011	0.36	1.000	1.00	639.66	0.0003	2403.31	0.0004	0.0004	0.0029	0.0025	0.0018	0.0016	
	2			0.163				0.013	0.98	479.40	0.0004	2628.14		0.0004		0.0020		0.0013
4	1	0.48	0.257	0.003	0.003	0.48	1.000	1.00	1292.42	0.0002	5711.02	0.0002	0.0002	0.0073	0.0067	0.0041	0.0038	
	2			0.268				0.003	0.98	1225.40	0.0002	4814.26		0.0002		0.0061		0.0035
5	1	0.60	0.249	0.003	0.003	0.60	1.000	1.00	2141.37	0.0001	6777.67	0.0001	0.0001	0.0080	0.0079	0.0078	0.0043	
	2			0.268				0.003	0.98	2200.36	0.0001	9511.66		0.0001		0.0044		0.0041

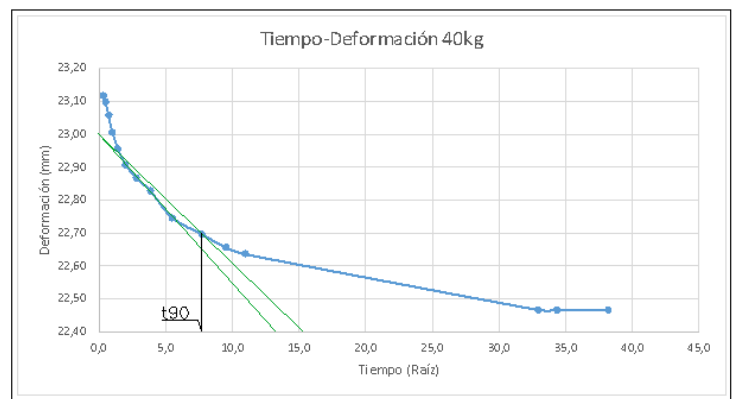
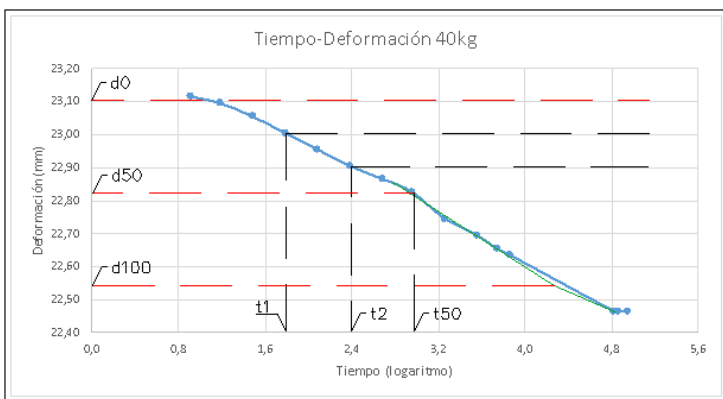
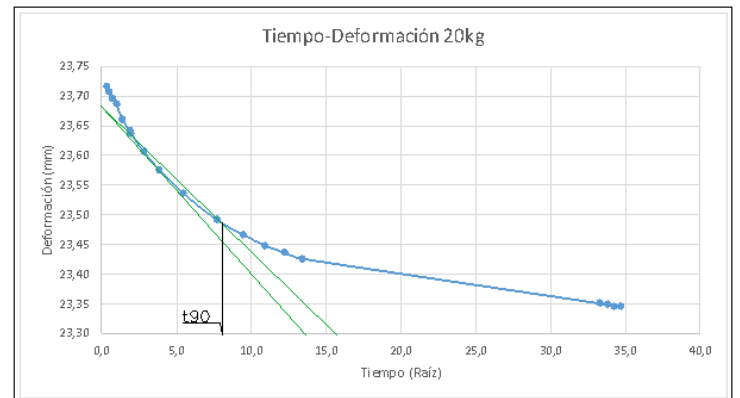
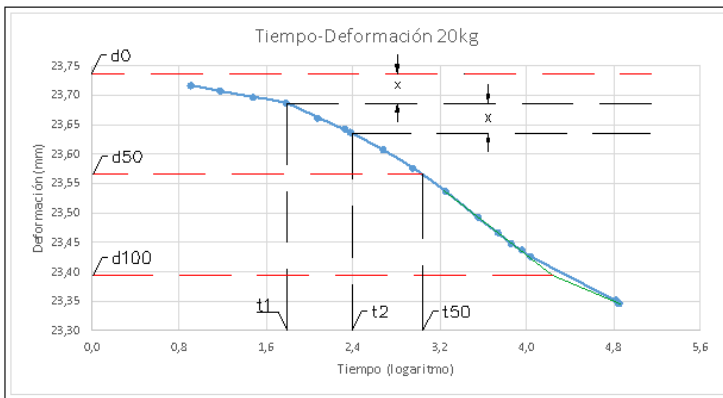
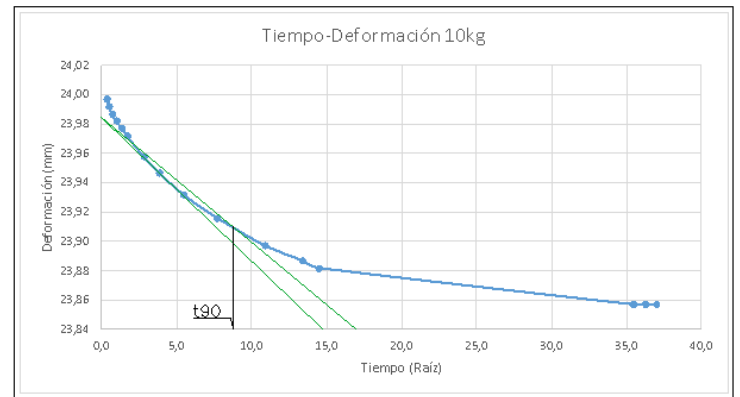
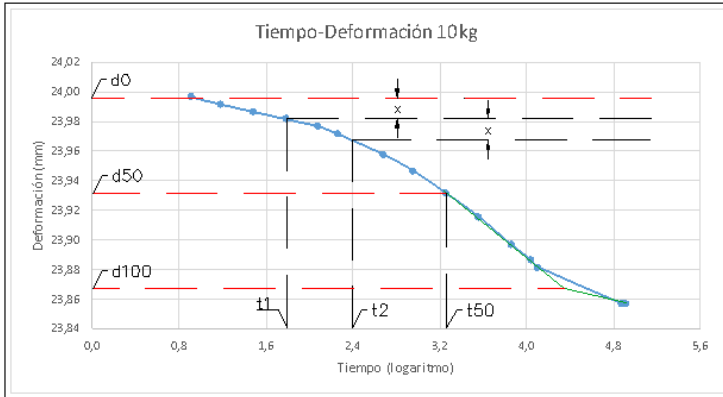


Anexo 54. Mediciones del ensayo de consolidación unidimensional 1 metro (Muestra 1).

Presión (1.6 N/cm ²)				Presión (3.20 N/cm ²)				Presión (6.4 N/cm ²)				Presión (3.20 N/cm ²)				Presión (12.7 N/cm ²)				
Carga (5kg)				Carga (10kg)				Carga (20kg)				Descarga (10kg)				Carga (40kg)				
Tiempo	H	H _v	e	Tiempo	H	H _v	e	Tiempo	H	H _v	e	Tiempo	H	H _v	e	Tiempo	H	H _v	e	
(min)	(mm)	(mm)	(-)	(min)	(mm)	(mm)	(-)	(min)	(mm)	(mm)	(-)	(min)	(mm)	(mm)	(-)	(min)	(mm)	(mm)	(-)	
0	24.267	9.952	0.695	0	24.052	9.737	0.680	0	23.857	9.542	0.667	0.0	23.347	9.032	0.631	0	23.387	9.072	0.634	
0.1	24.177	9.862	0.689	0.1	23.997	9.682	0.676	0.1	23.717	9.402	0.657	0.1	23.367	9.052	0.632	0.1	23.117	8.802	0.615	
0.5	24.167	9.852	0.688	0.3	23.992	9.677	0.676	0.3	23.707	9.392	0.656	0.3	23.367	9.052	0.632	0.3	23.097	8.782	0.613	
1.0	24.157	9.842	0.688	0.5	23.987	9.672	0.676	0.5	23.697	9.382	0.655	0.5	23.367	9.052	0.632	0.5	23.057	8.742	0.611	
2.0	24.147	9.832	0.687	1.0	23.982	9.667	0.675	1.0	23.687	9.372	0.655	1.0	23.368	9.053	0.632	1.0	23.007	8.692	0.607	
4.0	24.137	9.822	0.686	2.0	23.977	9.662	0.675	2.0	23.662	9.347	0.653	2.0	23.369	9.054	0.632	2.0	22.957	8.642	0.604	
5.0	24.132	9.817	0.686	3.0	23.972	9.657	0.675	3.5	23.642	9.327	0.652	4.0	23.372	9.057	0.633	4.0	22.906	8.591	0.600	
15.0	24.117	9.802	0.685	8.0	23.958	9.643	0.674	4.0	23.637	9.322	0.651	8.0	23.377	9.062	0.633	8.0	22.867	8.552	0.597	
30.0	24.102	9.787	0.684	15.0	23.947	9.632	0.673	8.0	23.607	9.292	0.649	15.0	23.380	9.065	0.633	15.0	22.828	8.513	0.595	
60.0	24.087	9.772	0.683	30.0	23.932	9.617	0.672	15.0	23.577	9.262	0.647	30.0	23.383	9.068	0.633	30.0	22.747	8.432	0.589	
90.0	24.077	9.762	0.682	60.0	23.916	9.601	0.671	30.0	23.537	9.222	0.644	60.0	23.386	9.071	0.634	60.0	22.697	8.382	0.586	
120.0	24.072	9.757	0.682	120.0	23.897	9.582	0.669	60.0	23.492	9.177	0.641	90.0	23.387	9.072	0.634	90.0	22.657	8.342	0.583	
150.0	24.070	9.755	0.681	180.0	23.887	9.572	0.669	90.0	23.467	9.152	0.639	137.0	23.387	9.072	0.634	120.0	22.637	8.322	0.581	
180.0	24.067	9.752	0.681	210.0	23.882	9.567	0.668	120.0	23.449	9.134	0.638	257.0	23.387	9.072	0.634	1087.0	22.478	8.163	0.570	
1059.0	24.053	9.738	0.680	1257.0	23.857	9.542	0.667	150.0	23.437	9.122	0.637					1178.0	22.468	8.153	0.570	
1089.0	24.052	9.737	0.680	1315.0	23.857	9.542	0.667	180.0	23.427	9.112	0.637					1455.0	22.467	8.152	0.569	
1113.0	24.052	9.737	0.680	1367.0	23.857	9.542	0.667	1106.0	23.352	9.037	0.631									
1133.0	24.052	9.737	0.680					1140.0	23.350	9.035	0.631									
1168.0	24.052	9.737	0.680					1170.0	23.347	9.032	0.631									
1230.0	24.052	9.737	0.680					1200.0	23.347	9.032	0.631									
1377.0	24.052	9.737	0.680																	

Anexo 55. Gráficas del ensayo de consolidación unidimensional 1 metro (Muestra 1).



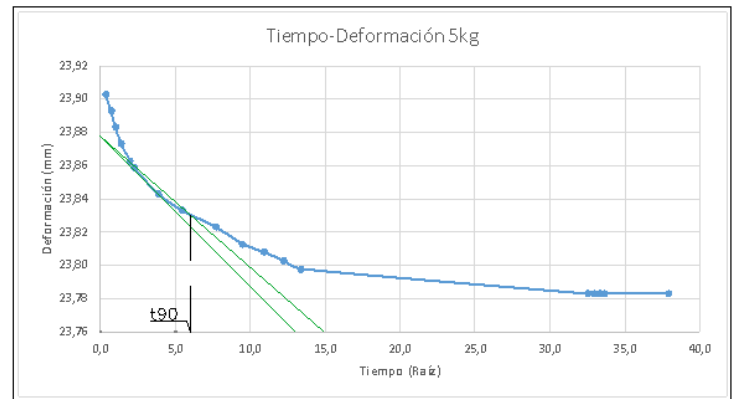
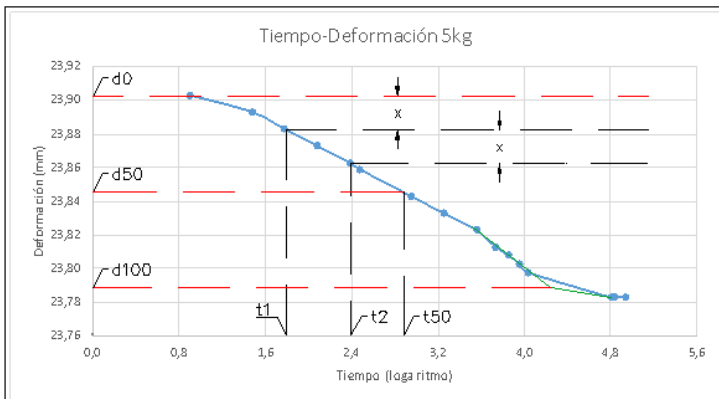
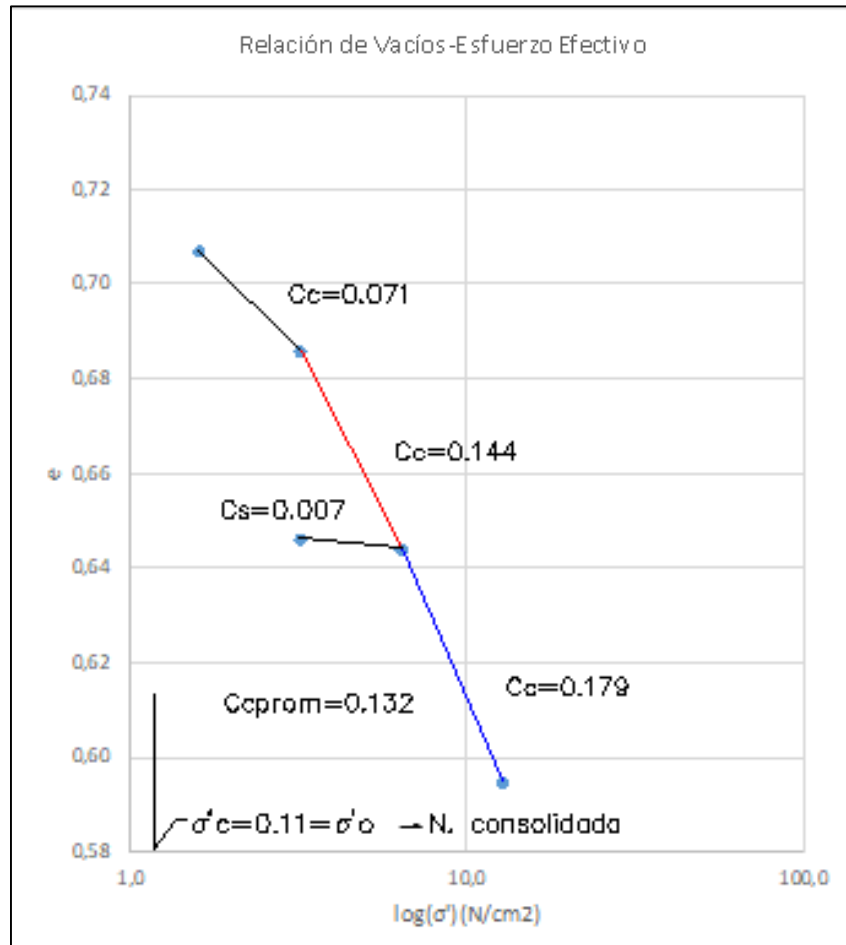


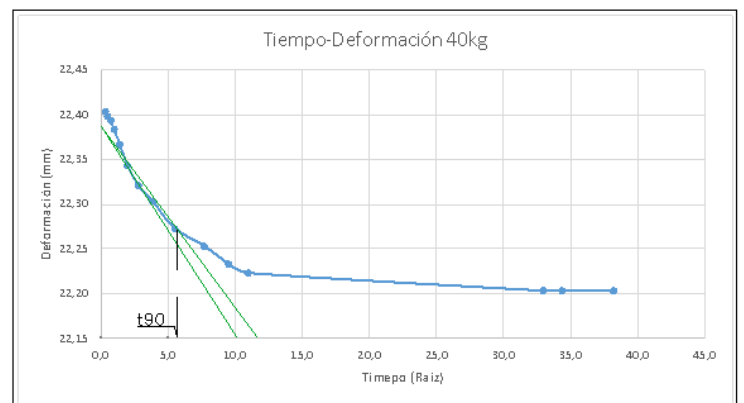
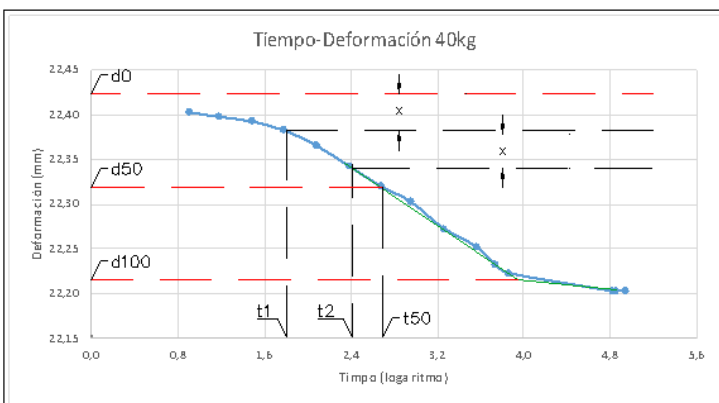
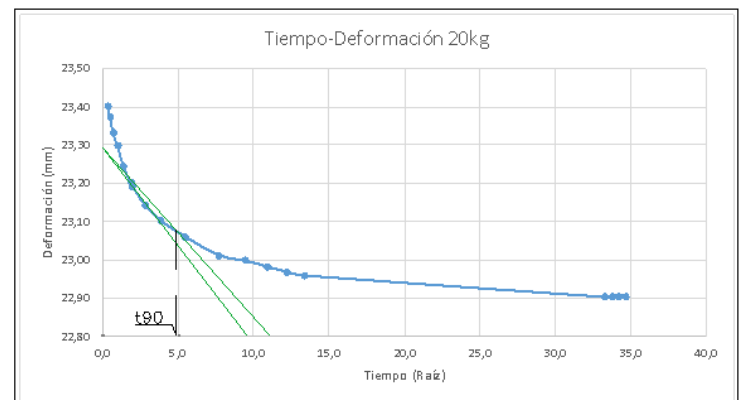
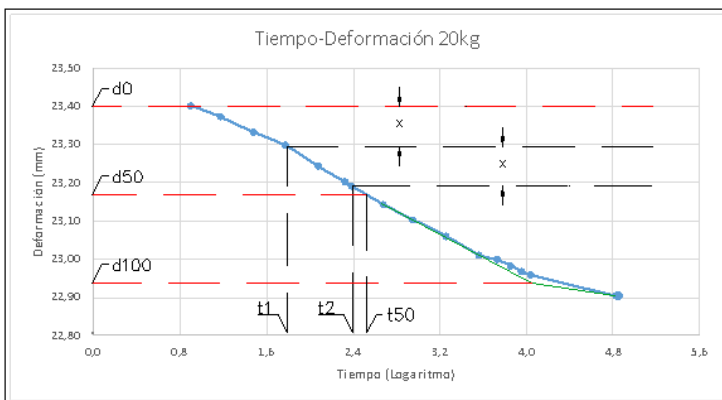
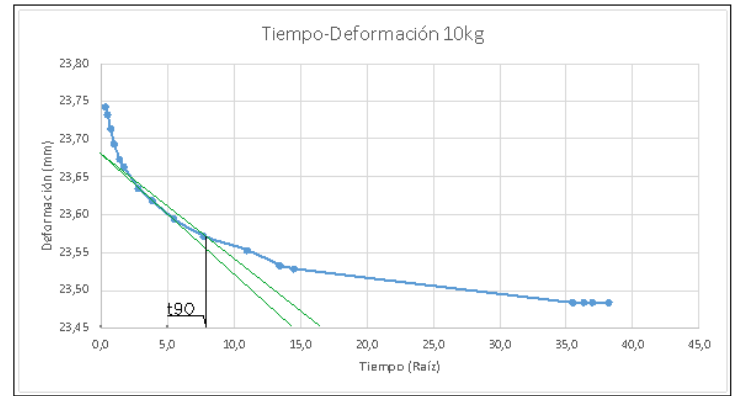
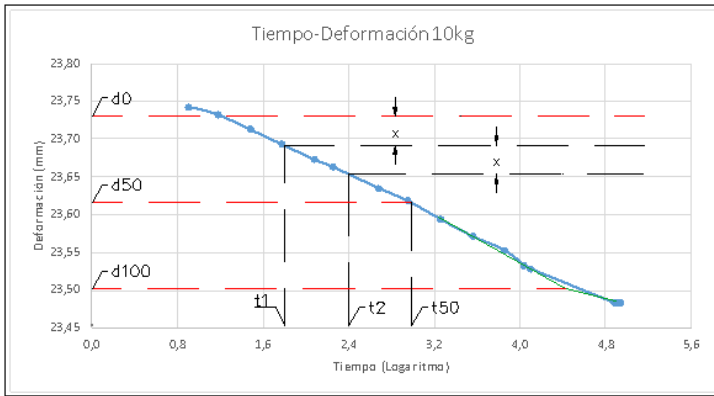


Anexo 56. Mediciones del ensayo de consolidación unidimensional 1 metro (Muestra 2).

Presión (1.66 N/cm ²)				Presión (3.20 N/cm ²)				Presión (6.4 N/cm ²)				Presión (3.20 N/cm ²)				Presión (12.7 N/cm ²)			
Carga (5kg)				Carga (10kg)				Carga (20kg)				Descarga (10kg)				Carga (40kg)			
Tiempo	H	H _v	e	Tiempo	H	H _v	e	Tiempo	H	H _v	e	Tiempo	H	H _v	e	Tiempo	H	H _v	e
(min)	(mm)	(mm)	(-)	(min)	(mm)	(mm)	(-)	(min)	(mm)	(mm)	(-)	(min)	(mm)	(mm)	(-)	(min)	(mm)	(mm)	(-)
0	23.933	10.001	0.718	0.0	23.783	9.851	0.707	0.0	23.478	9.546	0.685	0.0	21.903	7.971	0.572	0.0	22.933	9.001	0.646
0.1	23.903	9.971	0.716	0.1	23.743	9.811	0.704	0.1	23.403	9.471	0.680	0.1	22.923	8.991	0.645	0.1	22.403	8.471	0.608
0.5	23.893	9.961	0.715	0.3	23.733	9.801	0.703	0.3	23.373	9.441	0.678	0.3	22.923	8.991	0.645	0.3	22.398	8.466	0.608
1.0	23.883	9.951	0.714	0.5	23.713	9.781	0.702	0.5	23.333	9.401	0.675	0.5	22.923	8.991	0.645	0.5	22.393	8.461	0.607
2.0	23.873	9.941	0.714	1.0	23.693	9.761	0.701	1.0	23.298	9.366	0.672	1.0	22.924	8.992	0.645	1.0	22.383	8.451	0.607
4.0	23.863	9.931	0.713	2.0	23.673	9.741	0.699	2.0	23.243	9.311	0.668	2.0	22.925	8.993	0.645	2.0	22.366	8.434	0.605
5.0	23.859	9.927	0.713	3.0	23.663	9.731	0.698	3.5	23.203	9.271	0.665	4.0	22.925	8.993	0.645	4.0	22.343	8.411	0.604
15.0	23.843	9.911	0.711	8.0	23.635	9.703	0.696	4.0	23.193	9.261	0.665	8.0	22.926	8.994	0.646	8.0	22.320	8.388	0.602
30.0	23.833	9.901	0.711	15.0	23.618	9.686	0.695	8.0	23.143	9.211	0.661	15.0	22.928	8.996	0.646	15.0	22.303	8.371	0.601
60.0	23.823	9.891	0.710	30.0	23.594	9.662	0.694	15.0	23.103	9.171	0.658	30.0	22.931	8.999	0.646	30.0	22.273	8.341	0.599
90.0	23.813	9.881	0.709	60.0	23.571	9.639	0.692	30.0	23.061	9.129	0.655	60.0	22.933	9.001	0.646	60.0	22.253	8.321	0.597
120.0	23.808	9.876	0.709	120.0	23.553	9.621	0.691	60.0	23.012	9.080	0.652	90.0	22.933	9.001	0.646	90.0	22.233	8.301	0.596
150.0	23.803	9.871	0.709	180.0	23.533	9.601	0.689	90.0	22.998	9.066	0.651	137.0	22.933	9.001	0.646	120.0	22.223	8.291	0.595
180.0	23.798	9.866	0.708	210.0	23.528	9.596	0.689	120.0	22.982	9.050	0.650	257.0	22.933	9.001	0.646	1087.0	22.213	8.281	0.594
1059.0	23.783	9.851	0.707	1257.0	23.483	9.551	0.686	150.0	22.968	9.036	0.649					1178.0	22.213	8.281	0.594
1089.0	23.783	9.851	0.707	1315.0	23.483	9.551	0.686	180.0	22.959	9.027	0.648					1455.0	22.213	8.281	0.594
1113.0	23.783	9.851	0.707	1367.0	23.483	9.551	0.686	1106.0	22.903	8.971	0.644								
1133.0	23.783	9.851	0.707	1455.0	23.483	9.551	0.686	1140.0	22.903	8.971	0.644								
1440.0	23.783	9.851	0.707					1170.0	22.903	8.971	0.644								
								1200.0	22.903	8.971	0.644								

Anexo 57. Gráficas del ensayo de consolidación unidimensional 1 metro (Muestra 2).



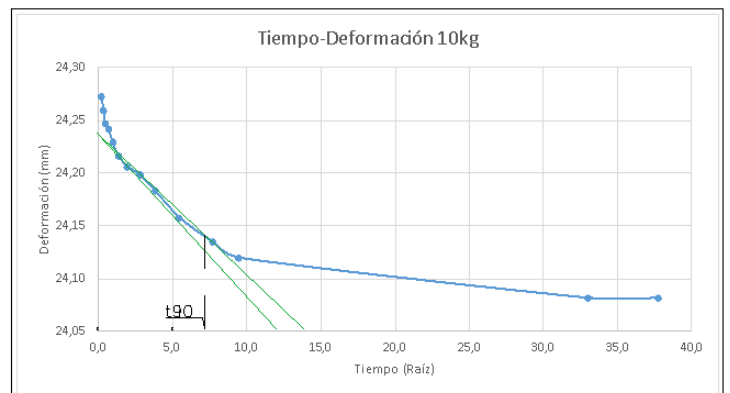
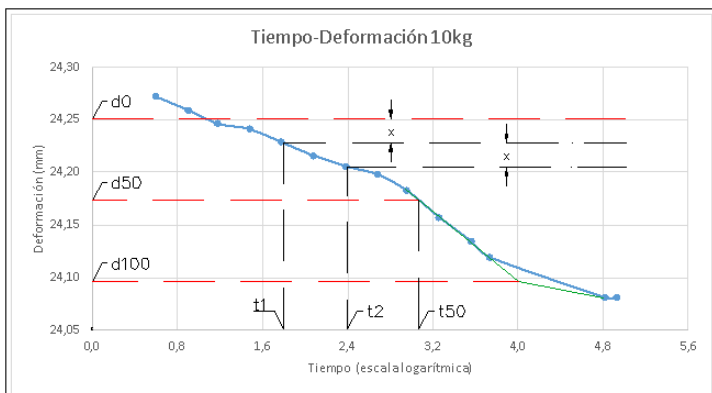
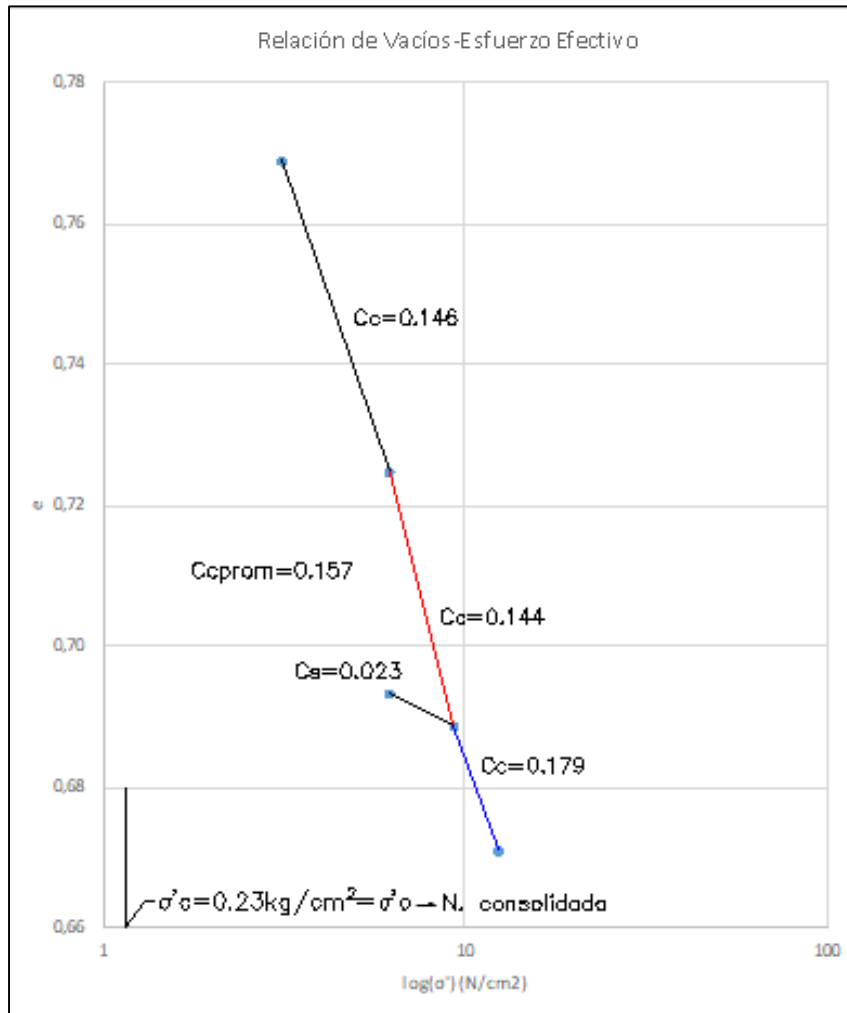


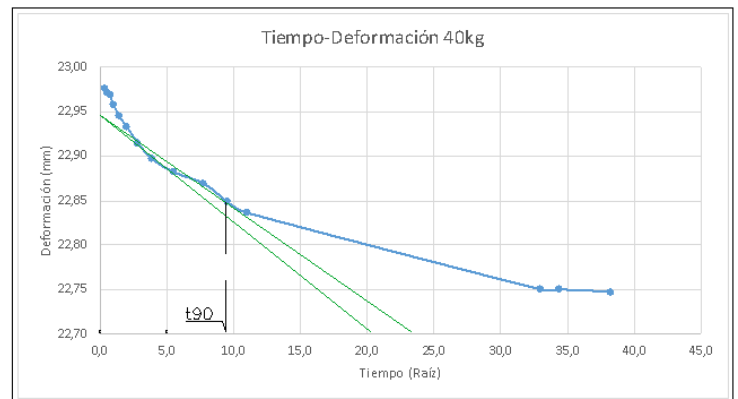
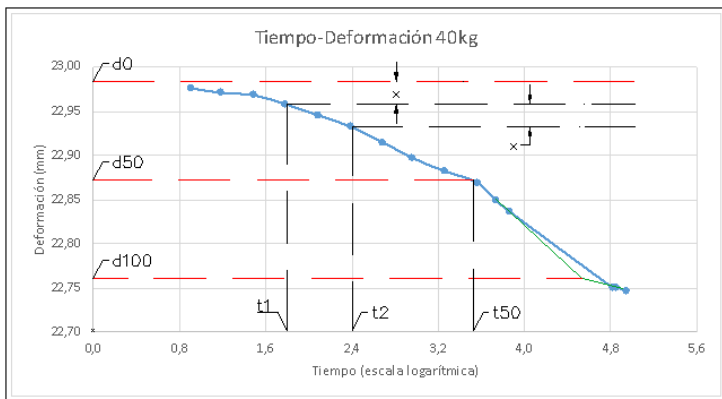
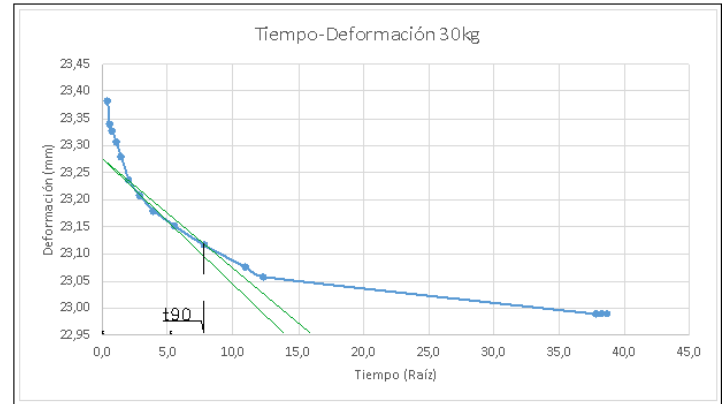
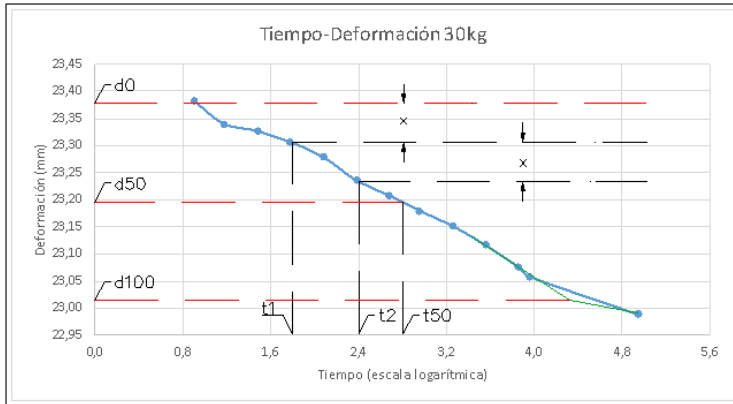
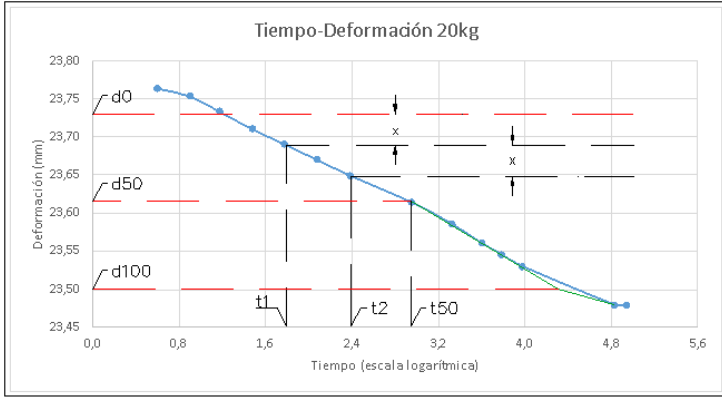


Anexo 58. Mediciones del ensayo de consolidación unidimensional 2 metros (Muestra 1).

Presión (3.1 N/cm ²)				Presión (6.2 N/cm ²)				Presión (9.3 N/cm ²)				Presión (6.2 N/cm ²)				Presión (12.4 N/cm ²)			
Carga (10kg)				Carga (20kg)				Carga (40kg)				Descarga (30kg)				Carga (40kg)			
Tiempo	H	H _v	e	Tiempo	H	H _v	e	Tiempo	H	H _v	e	Tiempo	H	H _v	e	Tiempo	H	H _v	e
(min)	(mm)	(mm)	(-)	(min)	(mm)	(mm)	(-)	(min)	(mm)	(mm)	(-)	(min)	(mm)	(mm)	(-)	(min)	(mm)	(mm)	(-)
0.0	24.475	10.861	0.798	0.0	24.031	10.416	0.765	0.0	23.479	9.865	0.725	0.0	23.015	9.400	0.690	0.0	23.002	9.388	0.690
0.1	24.272	10.658	0.783	0.1	23.764	10.150	0.746	0.1	23.383	9.769	0.718	0.1	23.015	9.400	0.690	0.1	22.976	9.362	0.688
0.1	24.259	10.645	0.782	0.1	23.754	10.140	0.745	0.3	23.340	9.725	0.714	0.3	23.017	9.403	0.691	0.3	22.971	9.357	0.687
0.3	24.246	10.632	0.781	0.3	23.733	10.119	0.743	0.5	23.327	9.713	0.713	0.5	23.022	9.408	0.691	0.5	22.969	9.355	0.687
0.5	24.241	10.627	0.781	1.0	23.710	10.096	0.742	1.0	23.307	9.692	0.712	1.0	23.030	9.416	0.692	1.0	22.959	9.344	0.686
1.0	24.229	10.614	0.780	2.0	23.690	10.076	0.740	2.0	23.279	9.665	0.710	2.0	23.032	9.418	0.692	2.0	22.946	9.332	0.685
2.0	24.216	10.602	0.779	3.0	23.670	10.056	0.739	4.0	23.235	9.621	0.707	4.0	23.040	9.426	0.692	4.0	22.933	9.319	0.685
4.0	24.206	10.592	0.778	4.0	23.650	10.035	0.737	8.0	23.208	9.593	0.705	8.0	23.045	9.431	0.693	8.0	22.915	9.301	0.683
8.0	24.198	10.584	0.777	15.0	23.614	10.000	0.735	15.0	23.180	9.565	0.703	15.0	23.048	9.433	0.693	15.0	22.898	9.284	0.682
15.0	24.183	10.569	0.776	35.0	23.586	9.972	0.732	30.0	23.152	9.538	0.701	30.0	23.050	9.436	0.693	30.0	22.882	9.268	0.681
30.0	24.158	10.543	0.774	66.0	23.561	9.946	0.731	60.0	23.116	9.502	0.698	60.0	23.053	9.438	0.693	60.0	22.870	9.256	0.680
60.0	24.135	10.521	0.773	102.0	23.545	9.931	0.729	120.0	23.075	9.461	0.695	90.0	23.053	9.438	0.693	90.0	22.849	9.235	0.678
90.0	24.119	10.505	0.772	157.0	23.530	9.916	0.728	152.0	23.058	9.444	0.694	137.0	23.053	9.438	0.693	120.0	22.837	9.223	0.677
1090.0	24.081	10.467	0.769	1130.0	23.479	9.865	0.725	1432.0	22.989	9.375	0.689	257.0	23.053	9.438	0.693	1087.0	22.750	9.136	0.671
1422.0	24.081	10.467	0.769	1455.0	23.479	9.865	0.725	1462.0	22.989	9.375	0.689					1178.0	22.750	9.136	0.671
								1492.0	22.989	9.375	0.689					1455.0	22.748	9.134	0.671

Anexo 59. Gráficas del ensayo de consolidación unidimensional 2 metros (Muestra 1).



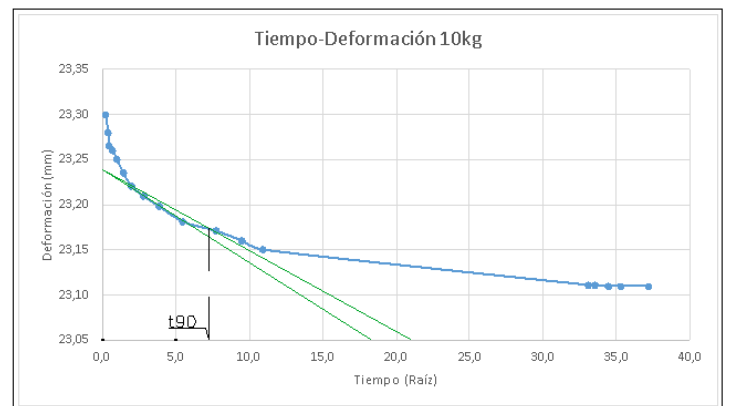
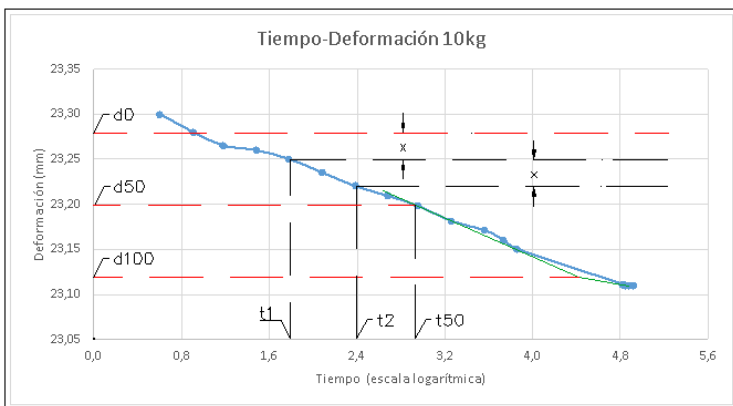
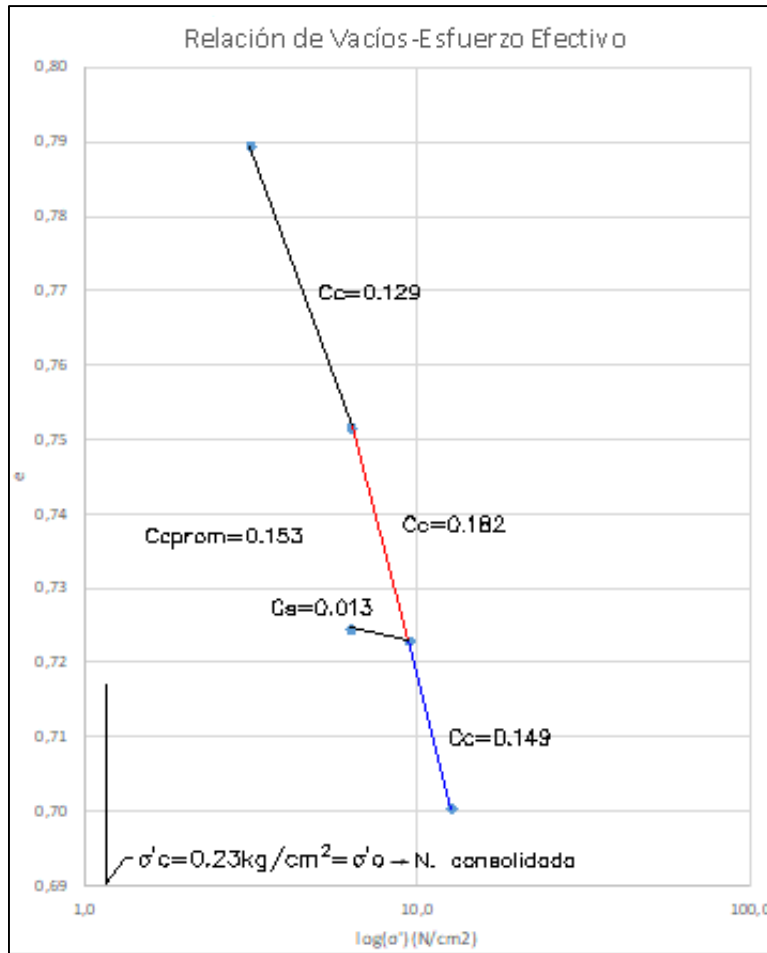


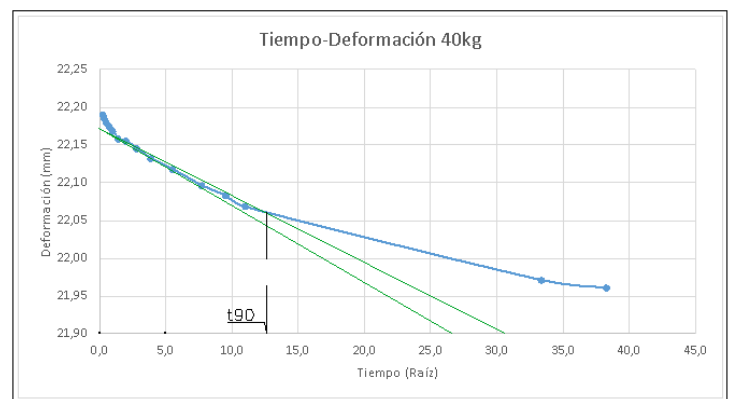
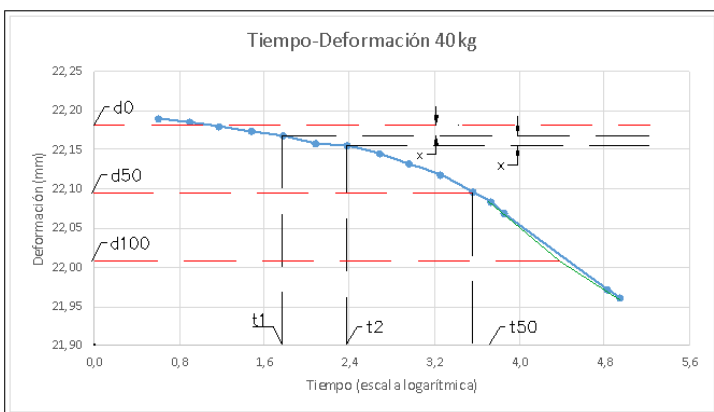
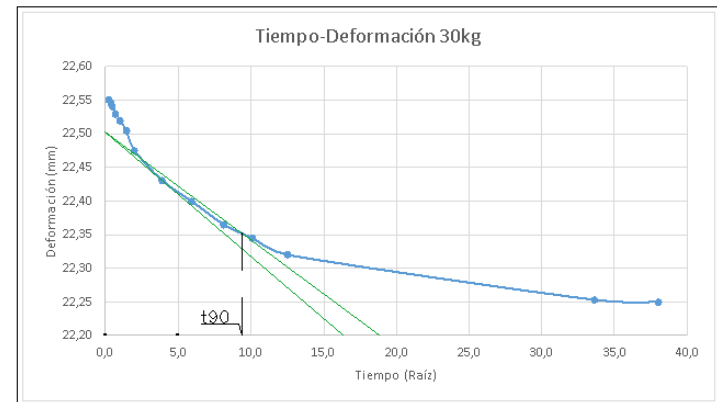
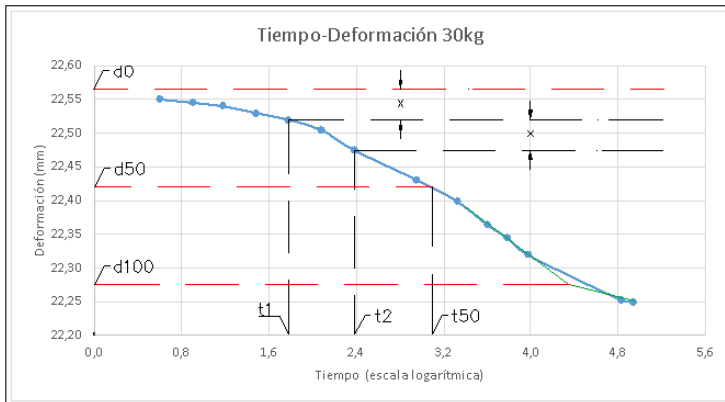
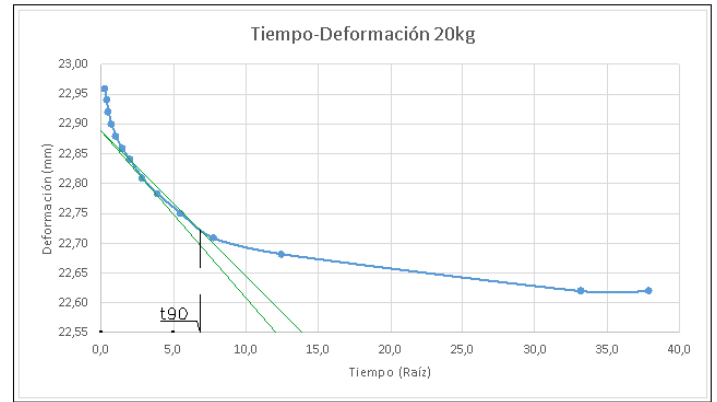
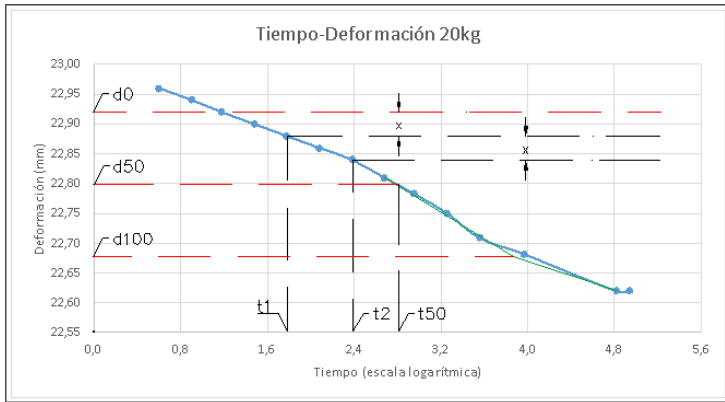


Anexo 60. Mediciones del ensayo de consolidación unidimensional 2 metros (Muestra 2).

Presión (3.2 N/cm ²)				Presión (6.3 N/cm ²)				Presión (9.5 N/cm ²)				Presión (6.3 N/cm ²)				Presión (12.4 N/cm ²)			
Carga (10kg)				Carga (20kg)				Carga (40kg)				Descarga (30kg)				Carga (40kg)			
Tiempo	H	H _v	e	Tiempo	H	H _v	e	Tiempo	H	H _v	e	Tiempo	H	H _v	e	Tiempo	H	H _v	e
(min)	(mm)	(mm)	(-)	(min)	(mm)	(mm)	(-)	(min)	(mm)	(mm)	(-)	(min)	(mm)	(mm)	(-)	(min)	(mm)	(mm)	(-)
0.0	23.500	10.585	0.820	0.0	23.110	10.195	0.789	0.0	22.620	9.705	0.751	0.0	22.250	9.335	0.723	0.0	22.271	9.356	0.724
0.1	23.300	10.385	0.804	0.1	22.960	10.045	0.778	0.1	22.550	9.635	0.746	0.1	22.250	9.335	0.723	0.1	22.190	9.275	0.718
0.1	23.280	10.365	0.803	0.1	22.940	10.025	0.776	0.1	22.545	9.630	0.746	0.1	22.251	9.336	0.723	0.1	22.185	9.270	0.718
0.3	23.265	10.350	0.801	0.3	22.920	10.005	0.775	0.3	22.540	9.625	0.745	0.3	22.252	9.337	0.723	0.3	22.180	9.265	0.717
0.5	23.260	10.345	0.801	0.5	22.900	9.985	0.773	0.5	22.530	9.615	0.744	0.5	22.255	9.340	0.723	0.5	22.173	9.258	0.717
1.0	23.250	10.335	0.800	1.0	22.880	9.965	0.772	1.0	22.520	9.605	0.744	1.0	22.256	9.341	0.723	1.0	22.168	9.253	0.716
2.0	23.235	10.320	0.799	2.0	22.860	9.945	0.770	2.0	22.505	9.590	0.743	2.0	22.258	9.343	0.723	2.0	22.158	9.243	0.716
4.0	23.220	10.305	0.798	4.0	22.840	9.925	0.768	4.0	22.475	9.560	0.740	4.0	22.260	9.345	0.724	4.0	22.155	9.240	0.715
8.0	23.209	10.294	0.797	8.0	22.810	9.895	0.766	15.0	22.431	9.516	0.737	15.0	22.261	9.346	0.724	8.0	22.145	9.230	0.715
15.0	23.198	10.283	0.796	15.0	22.783	9.868	0.764	35.0	22.400	9.485	0.734	30.0	22.265	9.350	0.724	15.0	22.132	9.217	0.714
30.0	23.181	10.266	0.795	30.0	22.751	9.836	0.762	66.0	22.365	9.450	0.732	60.0	22.268	9.353	0.724	30.0	22.118	9.203	0.713
60.0	23.171	10.256	0.794	60.0	22.709	9.794	0.758	102.0	22.345	9.430	0.730	90.0	22.271	9.356	0.724	60.0	22.096	9.181	0.711
90.0	23.160	10.245	0.793	155.0	22.682	9.767	0.756	157.0	22.320	9.405	0.728	120.0	22.271	9.356	0.724	90.0	22.083	9.168	0.710
120.0	23.150	10.235	0.793	1100.0	22.620	9.705	0.751	1130.0	22.253	9.338	0.723	157.0	22.271	9.356	0.724	120.0	22.068	9.153	0.709
1094.0	23.111	10.196	0.789	1435.0	22.620	9.705	0.751	1446.0	22.250	9.335	0.723					1111.0	21.971	9.056	0.701
1124.0	23.111	10.196	0.789													1467.0	21.961	9.046	0.700
1184.0	23.110	10.195	0.789																
1244.0	23.110	10.195	0.789																
1381.0	23.110	10.195	0.789																

Anexo 61. Gráficas del ensayo de consolidación unidimensional 2 metros (Muestra 2).



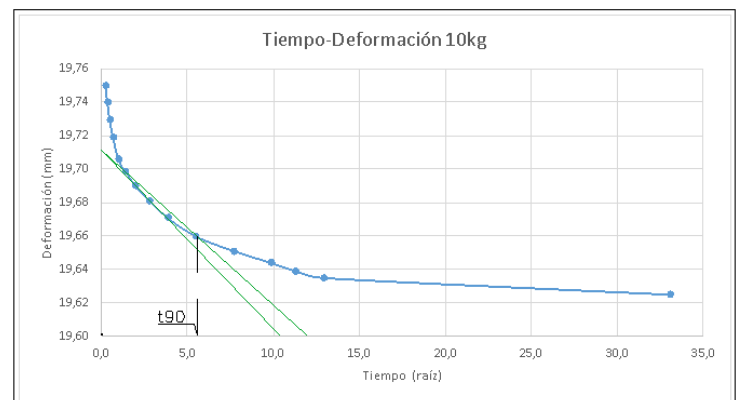
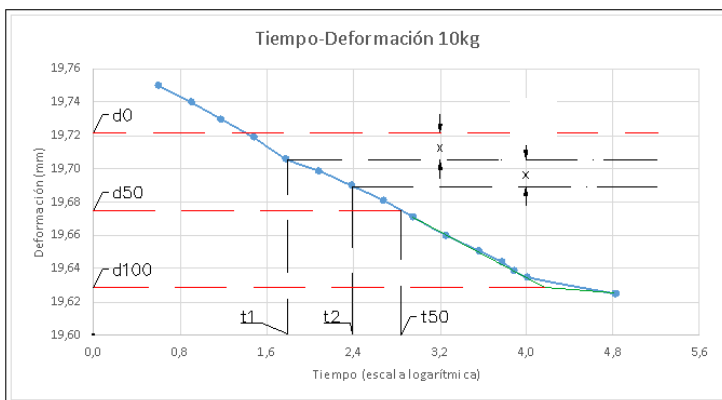
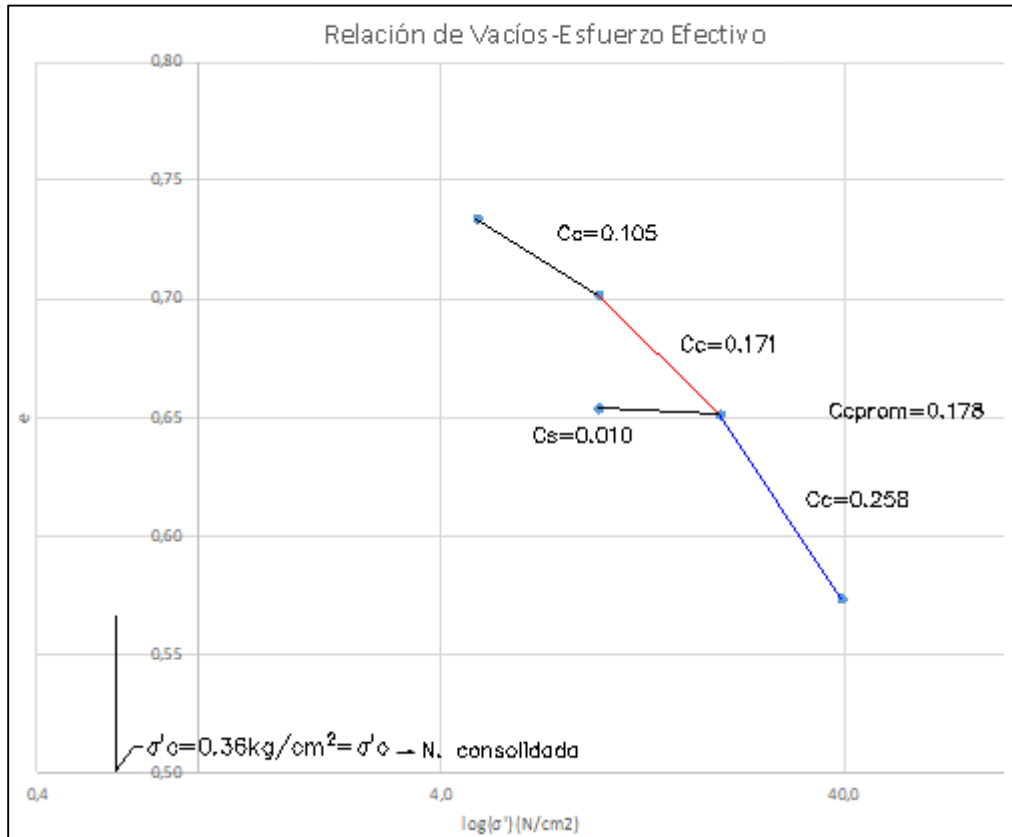


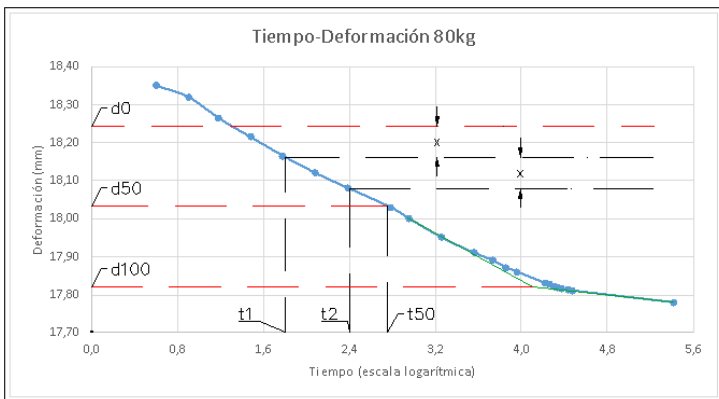
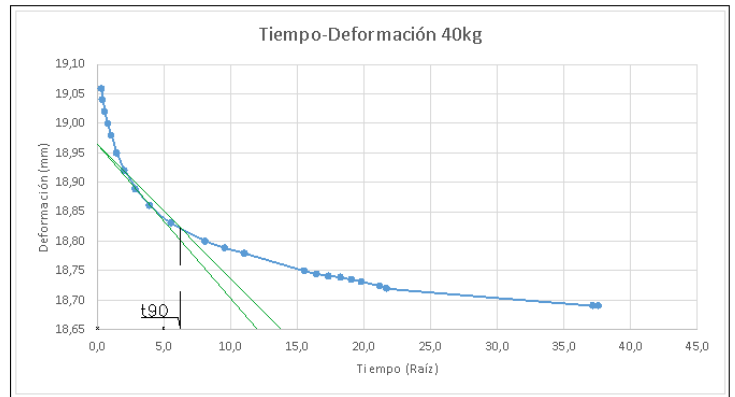
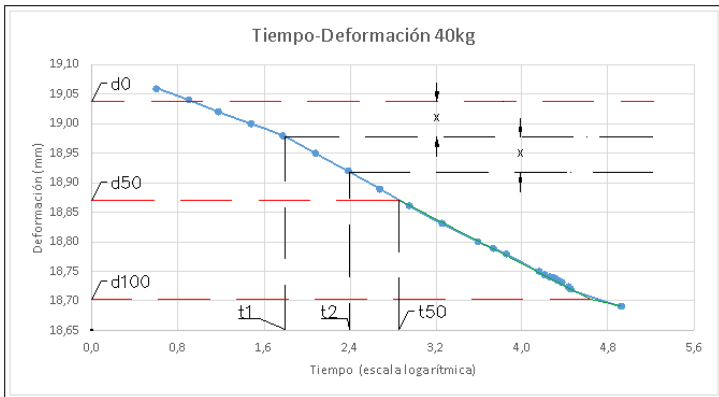
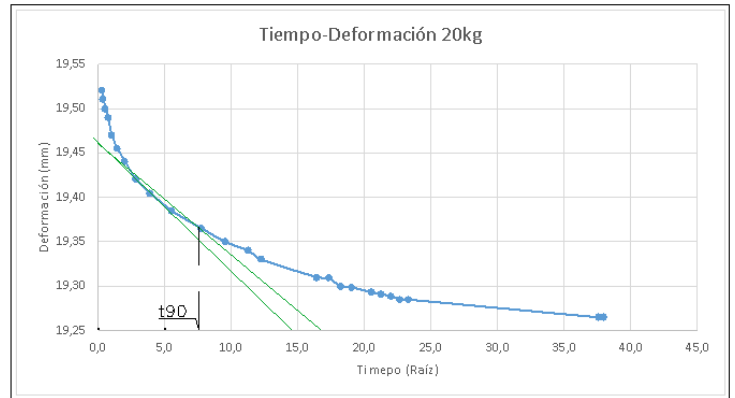
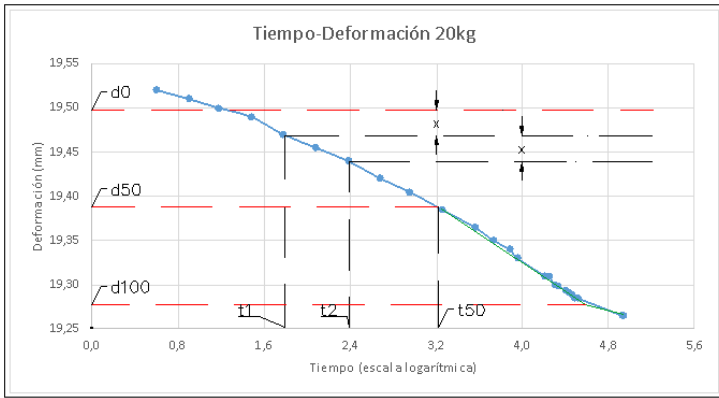


Anexo 62. Mediciones del ensayo de consolidación unidimensional 3 metros (Muestra 1).

Presión (4.9 N/cm ²)				Presión (9.9 N/cm ²)				Presión (19.7 N/cm ²)				Presión (9.9 N/cm ²)				Presión (39.5 N/cm ²)			
Carga (10kg)				Carga (20kg)				Carga (40kg)				Descarga (20kg)				Carga (80kg)			
Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)
0	19.920	8.601	0.760	0	19.625	8.306	0.734	0	19.560	8.241	0.728	0	18.691	7.372	0.651	0	18.721	7.402	0.654
0.1	19.750	8.431	0.745	0.1	19.520	8.201	0.725	0.1	19.060	7.741	0.684	0.1	18.691	7.372	0.651	0.1	18.350	7.031	0.621
0.1	19.740	8.421	0.744	0.1	19.510	8.191	0.724	0.1	19.040	7.721	0.682	0.1	18.691	7.372	0.651	0.1	18.320	7.001	0.619
0.3	19.730	8.411	0.743	0.3	19.500	8.181	0.723	0.3	19.020	7.701	0.680	0.3	18.691	7.372	0.651	0.3	18.265	6.946	0.614
0.5	19.719	8.400	0.742	0.5	19.490	8.171	0.722	0.5	19.000	7.681	0.679	0.5	18.692	7.373	0.651	0.5	18.215	6.896	0.609
1.0	19.706	8.387	0.741	1.0	19.470	8.151	0.720	1.0	18.980	7.661	0.677	1.0	18.693	7.374	0.651	1.0	18.165	6.846	0.605
2.0	19.699	8.380	0.740	2.0	19.455	8.136	0.719	2.0	18.950	7.631	0.674	2.0	18.694	7.375	0.652	2.0	18.120	6.801	0.601
4.0	19.690	8.371	0.740	4.0	19.440	8.121	0.717	4.0	18.920	7.601	0.672	4.0	18.695	7.376	0.652	4.0	18.081	6.762	0.597
8.0	19.681	8.362	0.739	8.0	19.420	8.101	0.716	8.0	18.890	7.571	0.669	8.0	18.698	7.379	0.652	10.0	18.030	6.711	0.593
15.0	19.671	8.352	0.738	15.0	19.405	8.086	0.714	15.0	18.861	7.542	0.666	15.0	18.701	7.382	0.652	15.0	18.000	6.681	0.590
30.0	19.660	8.341	0.737	30.0	19.385	8.066	0.713	30.0	18.831	7.512	0.664	30.0	18.705	7.386	0.653	30.0	17.950	6.631	0.586
60.0	19.651	8.332	0.736	60.0	19.365	8.046	0.711	65.0	18.801	7.482	0.661	60.0	18.709	7.390	0.653	60.0	17.910	6.591	0.582
98.0	19.644	8.325	0.735	90.0	19.350	8.031	0.710	90.0	18.789	7.470	0.660	96.0	18.712	7.393	0.653	90.0	17.890	6.571	0.581
128.0	19.639	8.320	0.735	127.0	19.340	8.021	0.709	120.0	18.780	7.461	0.659	120.0	18.714	7.395	0.653	120.0	17.871	6.552	0.579
167.0	19.635	8.316	0.735	150.0	19.330	8.011	0.708	240.0	18.750	7.431	0.657	248.0	18.719	7.400	0.654	150.0	17.860	6.541	0.578
1093.0	19.625	8.306	0.734	270.0	19.310	7.991	0.706	270.0	18.745	7.426	0.656	300.0	18.721	7.402	0.654	278.0	17.830	6.511	0.575
1123.0	19.625	8.306	0.734	298.0	19.309	7.990	0.706	300.0	18.741	7.422	0.656	330.0	18.721	7.402	0.654	300.0	17.828	6.509	0.575
				330.0	19.300	7.981	0.705	330.0	18.740	7.421	0.656	360.0	18.721	7.402	0.654	330.0	17.821	6.502	0.574
				360.0	19.299	7.980	0.705	360.0	18.735	7.416	0.655	394.0	18.721	7.402	0.654	360.0	17.818	6.499	0.574
				420.0	19.293	7.974	0.704	390.0	18.732	7.413	0.655	420.0	18.721	7.402	0.654	390.0	17.815	6.496	0.574
				450.0	19.291	7.972	0.704	448.0	18.724	7.405	0.654	450.0	18.721	7.402	0.654	446.0	17.812	6.493	0.574
				483.0	19.289	7.970	0.704	468.0	18.720	7.401	0.654	1380.0	18.721	7.402	0.654	495.0	17.810	6.491	0.573
				510.0	19.285	7.966	0.704	1380.0	18.691	7.372	0.651	1410.0	18.721	7.402	0.654	4305.0	17.779	6.460	0.571
				540.0	19.285	7.966	0.704	1410.0	18.691	7.372	0.651								
				1410.0	19.265	7.946	0.702												
				1440.0	19.265	7.946	0.702												
				1470.0	19.265	7.946	0.702												

Anexo 63. Gráficas del ensayo de consolidación unidimensional 3 metros (Muestra 1).



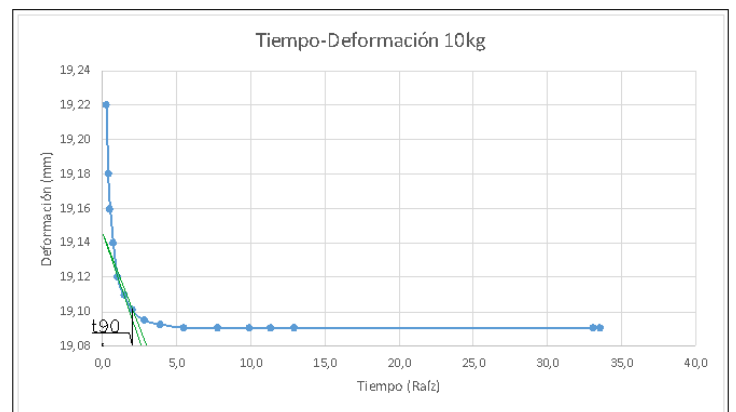
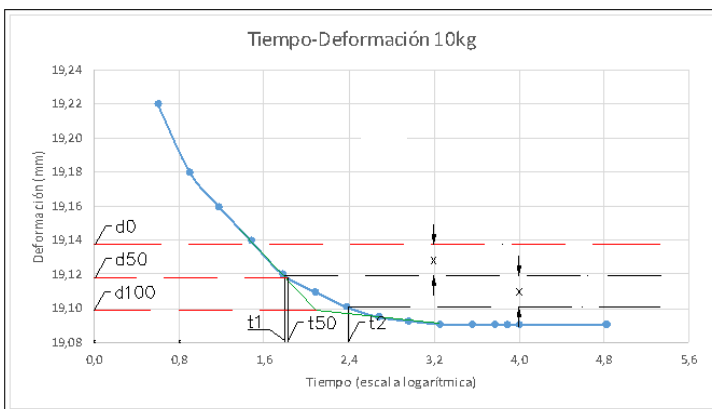
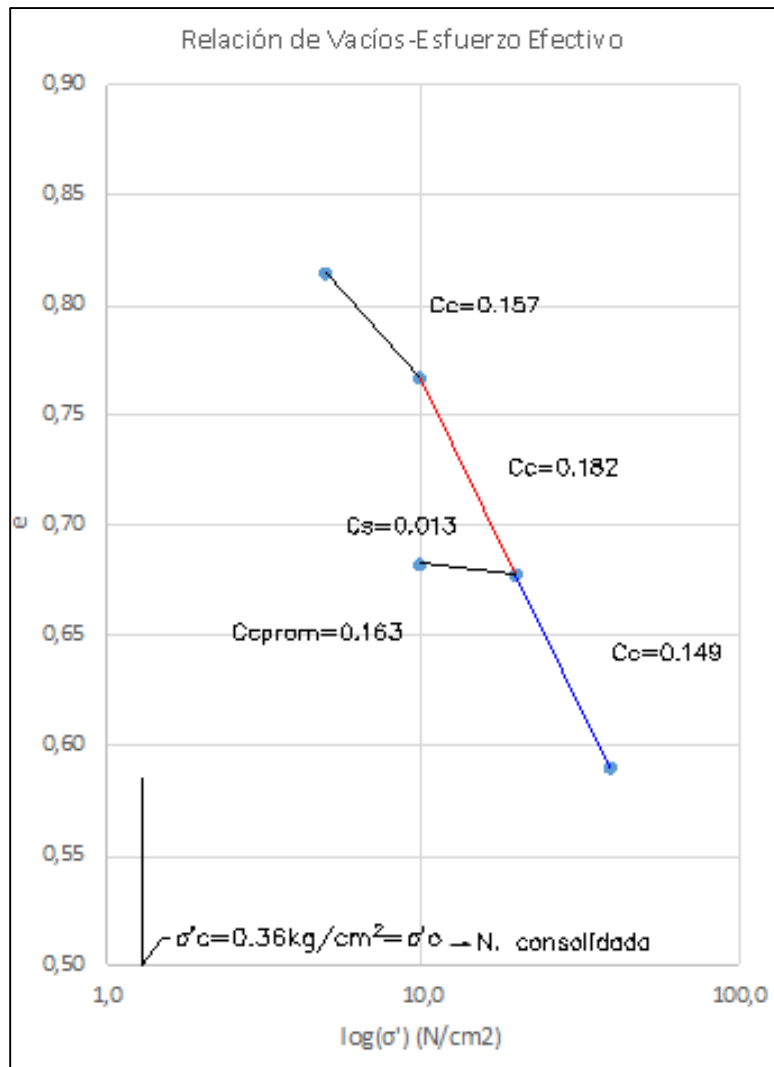


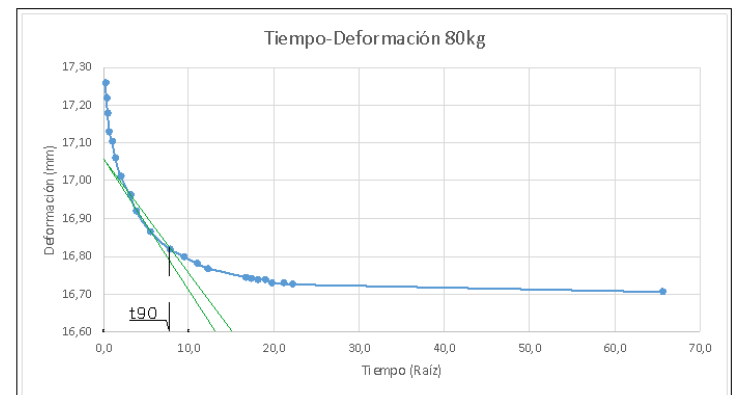
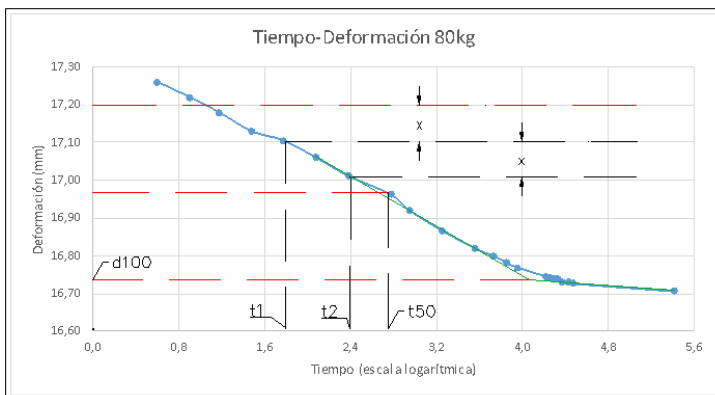
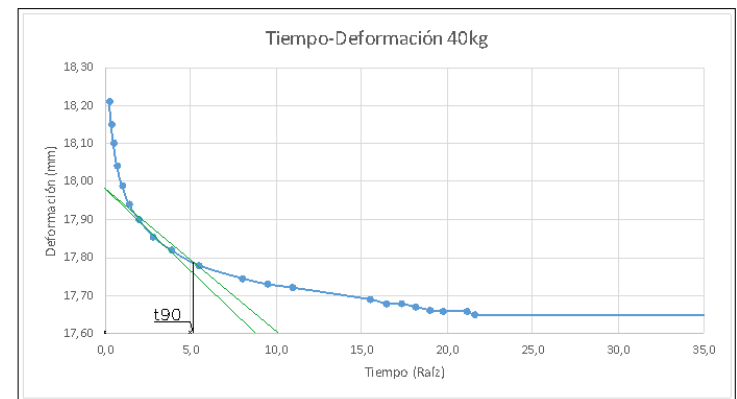
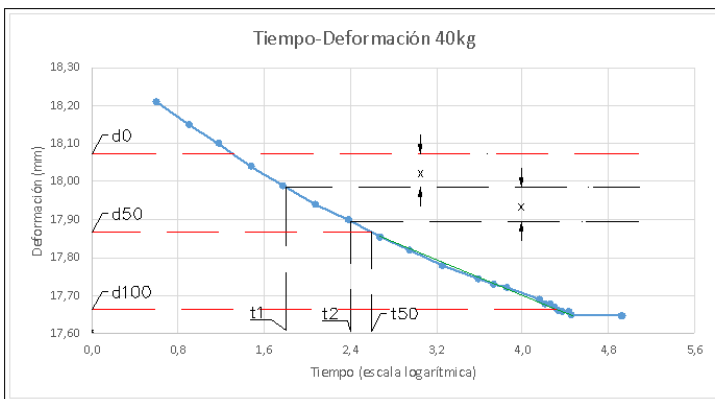
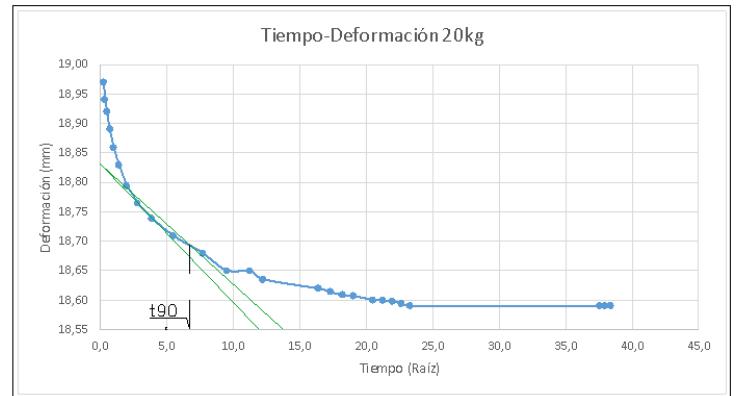
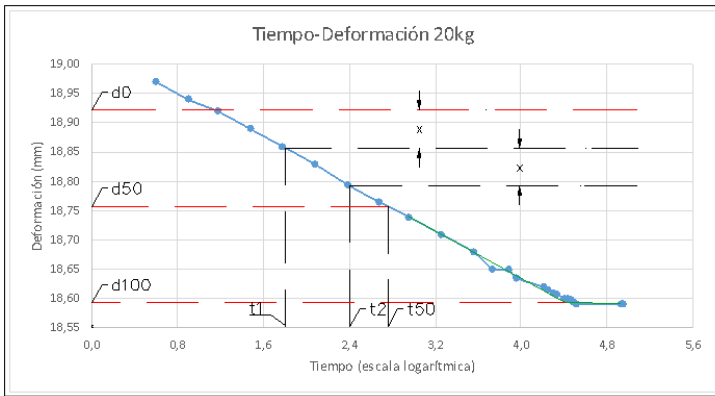


Anexo 64. Mediciones del ensayo de consolidación unidimensional 3 metros (Muestra 2).

Presión (4.9 N/cm ²)				Presión (9.9 N/cm ²)				Presión (19.7 N/cm ²)				Presión (9.9 N/cm ²)				Presión (39.4 N/cm ²)			
Carga (10kg)				Carga (20kg)				Carga (40kg)				Descarga (20kg)				Carga (80kg)			
Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)
0	19.680	9.159	0.871	0	19.091	8.570	0.815	0	18.591	8.070	0.767	0	17.648	7.127	0.677	0	17.691	7.170	0.681
0.1	19.220	8.699	0.827	0.1	18.970	8.449	0.803	0.1	18.210	7.689	0.731	0.1	17.670	7.149	0.679	0.1	17.260	6.739	0.640
0.1	19.180	8.659	0.823	0.1	18.940	8.419	0.800	0.1	18.150	7.629	0.725	0.1	17.670	7.149	0.679	0.1	17.220	6.699	0.637
0.3	19.160	8.639	0.821	0.3	18.920	8.399	0.798	0.3	18.100	7.579	0.720	0.3	17.670	7.149	0.679	0.3	17.180	6.659	0.633
0.5	19.140	8.619	0.819	0.5	18.890	8.369	0.795	0.5	18.040	7.519	0.715	0.5	17.670	7.149	0.679	0.5	17.130	6.609	0.628
1.0	19.120	8.599	0.817	1.0	18.860	8.339	0.793	1.0	17.990	7.469	0.710	1.0	17.670	7.149	0.679	1.0	17.105	6.584	0.626
2.0	19.110	8.589	0.816	2.0	18.830	8.309	0.790	2.0	17.940	7.419	0.705	2.0	17.675	7.154	0.680	2.0	17.060	6.539	0.621
4.0	19.101	8.580	0.815	4.0	18.795	8.274	0.786	4.0	17.900	7.379	0.701	4.0	17.680	7.159	0.680	4.0	17.011	6.490	0.617
8.0	19.095	8.574	0.815	8.0	18.765	8.244	0.784	8.0	17.855	7.334	0.697	8.0	17.683	7.162	0.681	10.0	16.962	6.441	0.612
15.0	19.093	8.572	0.815	15.0	18.740	8.219	0.781	15.0	17.820	7.299	0.694	15.0	17.685	7.164	0.681	15.0	16.919	6.398	0.608
30.0	19.091	8.570	0.815	30.0	18.710	8.189	0.778	30.0	17.780	7.259	0.690	30.0	17.688	7.167	0.681	30.0	16.866	6.345	0.603
60.0	19.091	8.570	0.815	60.0	18.680	8.159	0.775	65.0	17.745	7.224	0.687	60.0	17.691	7.170	0.681	60.0	16.820	6.299	0.599
98.0	19.091	8.570	0.815	90.0	18.651	8.130	0.773	90.0	17.730	7.209	0.685	96.0	17.691	7.170	0.681	90.0	16.800	6.279	0.597
128.0	19.091	8.570	0.815	127.0	18.650	8.129	0.773	120.0	17.721	7.200	0.684	120.0	17.691	7.170	0.681	120.0	16.781	6.260	0.595
167.0	19.091	8.570	0.815	150.0	18.636	8.115	0.771	240.0	17.690	7.169	0.681	248.0	17.691	7.170	0.681	150.0	16.769	6.248	0.594
1093.0	19.091	8.570	0.815	270.0	18.620	8.099	0.770	270.0	17.679	7.158	0.680	300.0	17.691	7.170	0.681	278.0	16.745	6.224	0.592
1123.0	19.091	8.570	0.815	298.0	18.615	8.094	0.769	300.0	17.678	7.157	0.680	330.0	17.691	7.170	0.681	300.0	16.741	6.220	0.591
				330.0	18.609	8.088	0.769	330.0	17.671	7.150	0.680	360.0	17.691	7.170	0.681	330.0	16.740	6.219	0.591
				360.0	18.608	8.087	0.769	360.0	17.662	7.141	0.679	394.0	17.691	7.170	0.681	360.0	16.739	6.218	0.591
				420.0	18.601	8.080	0.768	390.0	17.659	7.138	0.678	420.0	17.691	7.170	0.681	390.0	16.731	6.210	0.590
				450.0	18.600	8.079	0.768	448.0	17.658	7.137	0.678	450.0	17.691	7.170	0.681	446.0	16.729	6.208	0.590
				483.0	18.599	8.078	0.768	468.0	17.650	7.129	0.678	1380.0	17.691	7.170	0.681	495.0	16.726	6.205	0.590
				510.0	18.595	8.074	0.767	1380.0	17.648	7.127	0.677	1410.0	17.691	7.170	0.681	4305.0	16.706	6.185	0.588
				540.0	18.591	8.070	0.767	1410.0	17.648	7.127	0.677								
				1410.0	18.591	8.070	0.767												
				1440.0	18.591	8.070	0.767												
				1470.0	18.591	8.070	0.767												

Anexo 65. Gráficas del ensayo de consolidación unidimensional 3 metros (Muestra 2).



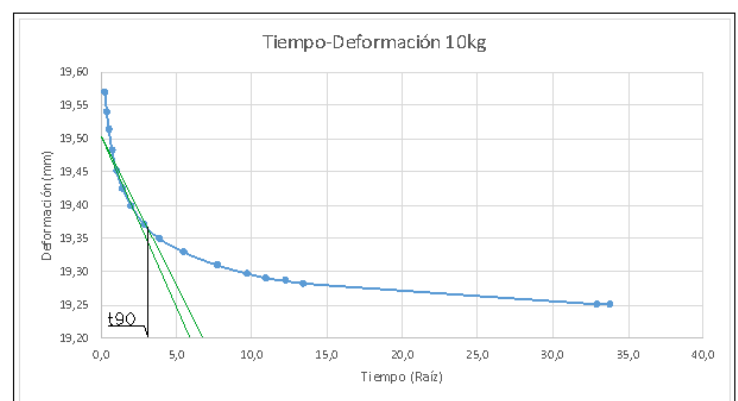
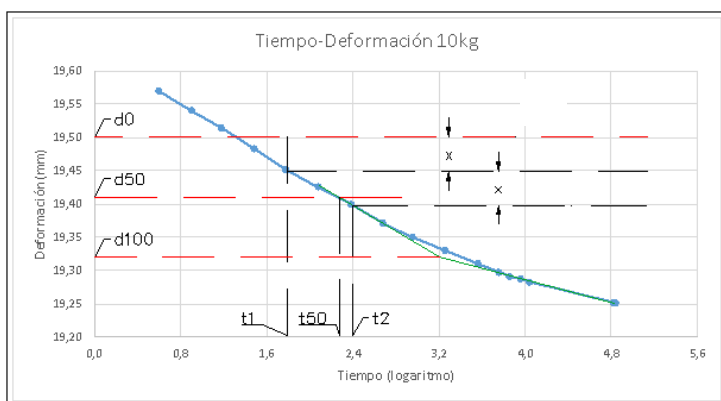
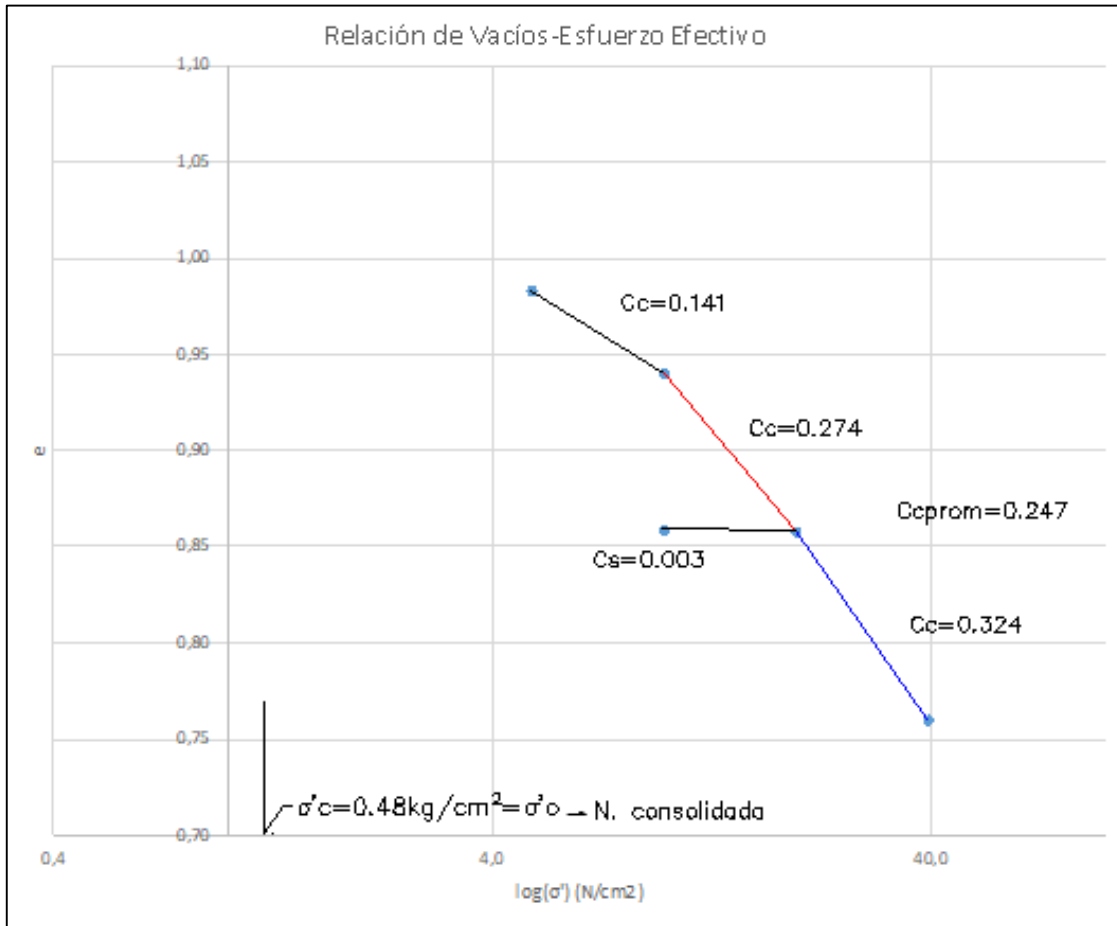


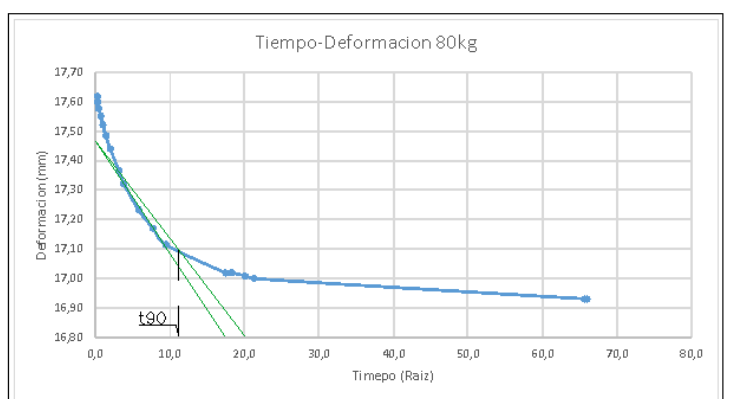
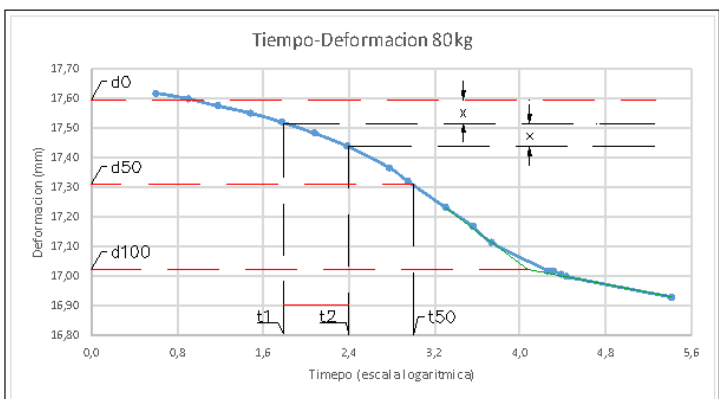
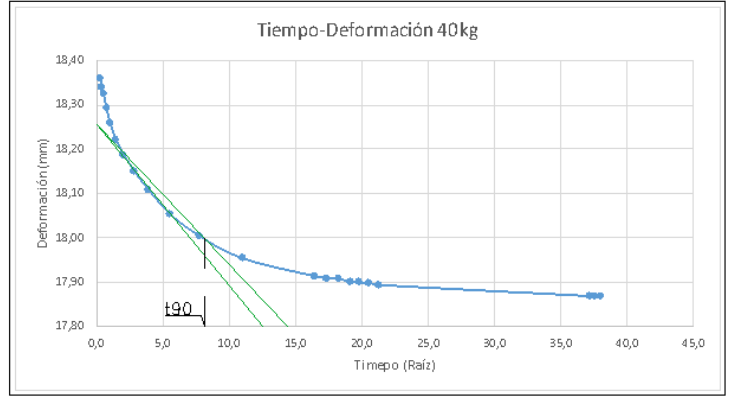
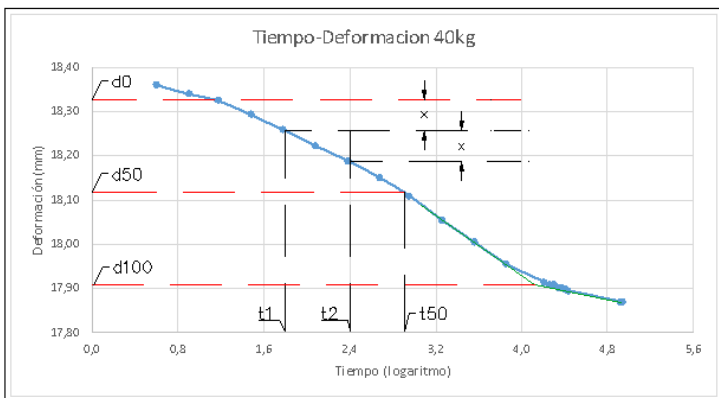
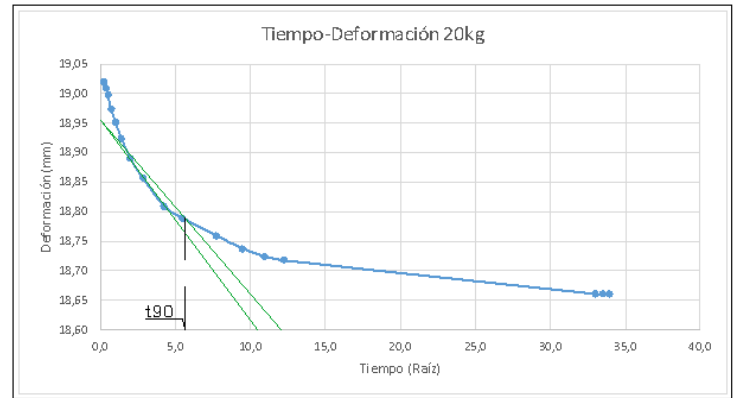
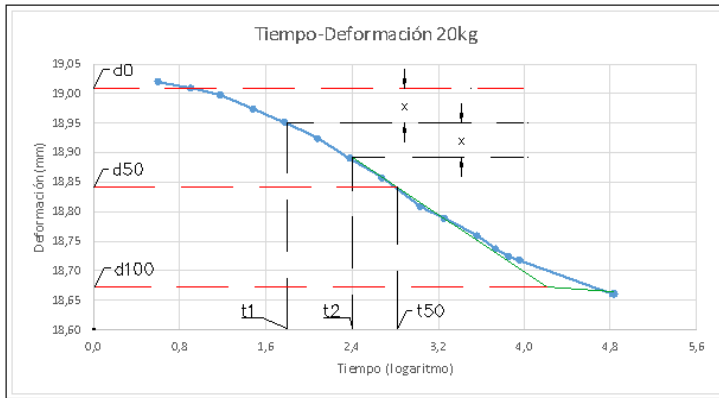


Anexo 66. Mediciones del ensayo de consolidación unidimensional 4 metros (Muestra 1).

Presión (4.9 N/cm ²)				Presión (9.9 N/cm ²)				Presión (19.7 N/cm ²)				Presión (9.9 N/cm ²)				Presión (39.5 N/cm ²)			
Carga (10kg)				Carga (20kg)				Carga (40kg)				Descarga (20kg)				Carga (80kg)			
Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)
0	19.920	10.300	1.071	0	19.080	9.460	0.983	0	18.661	9.041	0.940	0	17.870	8.250	0.858	0	17.880	8.260	0.859
0.1	19.570	9.950	1.034	0.1	19.020	9.400	0.977	0.1	18.360	8.740	0.909	0.1	17.870	8.250	0.858	0.1	17.620	8.000	0.832
0.1	19.540	9.920	1.031	0.1	19.010	9.390	0.976	0.1	18.340	8.720	0.906	0.1	17.870	8.250	0.858	0.1	17.600	7.980	0.830
0.3	19.515	9.895	1.029	0.3	18.998	9.378	0.975	0.3	18.325	8.705	0.905	0.3	17.870	8.250	0.858	0.3	17.576	7.956	0.827
0.5	19.484	9.864	1.025	0.5	18.975	9.355	0.972	0.5	18.293	8.673	0.902	0.5	17.870	8.250	0.858	0.5	17.553	7.933	0.825
1.0	19.452	9.832	1.022	1.0	18.951	9.331	0.970	1.0	18.259	8.639	0.898	1.0	17.870	8.250	0.858	1.0	17.521	7.901	0.821
2.0	19.425	9.805	1.019	2.0	18.925	9.305	0.967	2.0	18.223	8.603	0.894	2.0	17.870	8.250	0.858	2.0	17.484	7.864	0.817
4.0	19.400	9.780	1.017	4.0	18.890	9.270	0.964	4.0	18.189	8.569	0.891	4.0	17.870	8.250	0.858	4.0	17.441	7.821	0.813
8.0	19.371	9.751	1.014	8.0	18.858	9.238	0.960	8.0	18.150	8.530	0.887	8.0	17.871	8.251	0.858	10.0	17.368	7.748	0.805
15.0	19.350	9.730	1.011	18.0	18.810	9.190	0.955	15.0	18.110	8.490	0.883	15.0	17.873	8.253	0.858	15.0	17.321	7.701	0.801
30.0	19.330	9.710	1.009	30.0	18.790	9.170	0.953	30.0	18.055	8.435	0.877	30.0	17.875	8.255	0.858	34.0	17.232	7.612	0.791
60.0	19.310	9.690	1.007	60.0	18.760	9.140	0.950	60.0	18.005	8.385	0.872	60.0	17.878	8.258	0.858	60.0	17.170	7.550	0.785
94.0	19.298	9.678	1.006	90.0	18.738	9.118	0.948	120.0	17.955	8.335	0.866	90.0	17.879	8.259	0.859	90.0	17.115	7.495	0.779
120.0	19.291	9.671	1.005	120.0	18.725	9.105	0.946	268.0	17.915	8.295	0.862	120.0	17.880	8.260	0.859	304.0	17.020	7.400	0.769
150.0	19.287	9.667	1.005	150.0	18.718	9.098	0.946	300.0	17.910	8.290	0.862	240.0	17.880	8.260	0.859	330.0	17.019	7.399	0.769
180.0	19.283	9.663	1.004	1091.0	18.661	9.041	0.940	332.0	17.909	8.289	0.862	270.0	17.880	8.260	0.859	338.0	17.019	7.399	0.769
1084.0	19.252	9.632	1.001	1121.0	18.661	9.041	0.940	365.0	17.902	8.282	0.861	300.0	17.880	8.260	0.859	404.0	17.010	7.390	0.768
1140.0	19.252	9.632	1.001	1151.0	18.661	9.041	0.940	390.0	17.901	8.281	0.861	330.0	17.880	8.260	0.859	453.0	17.000	7.380	0.767
1200.0	19.080	9.460	0.983					420.0	17.900	8.280	0.861	450.0	17.880	8.260	0.859	4310.0	16.931	7.311	0.760
1230.0	19.080	9.460	0.983					450.0	17.895	8.275	0.860	1380.0	17.880	8.260	0.859	4363.0	16.931	7.311	0.760
1260.0	19.080	9.460	0.983					1380.0	17.870	8.250	0.858	1410.0	17.880	8.260	0.859				
1290.0	19.080	9.460	0.983					1410.0	17.870	8.250	0.858								
1320.0	19.080	9.460	0.983					1440.0	17.870	8.250	0.858								
1412.0	19.080	9.460	0.983																

Anexo 67. Gráficas del ensayo de consolidación unidimensional 4 metros (Muestra 1).



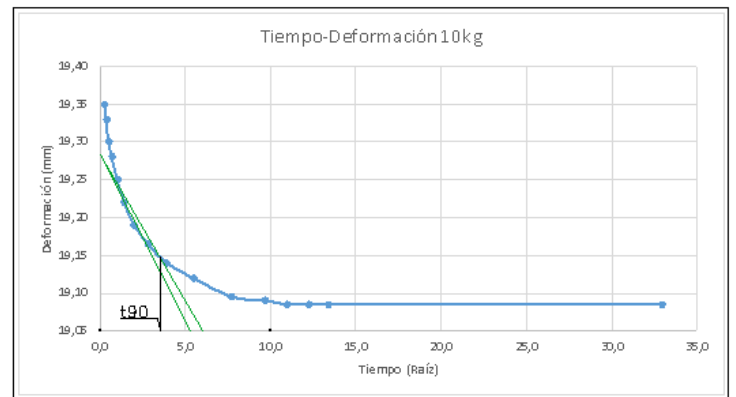
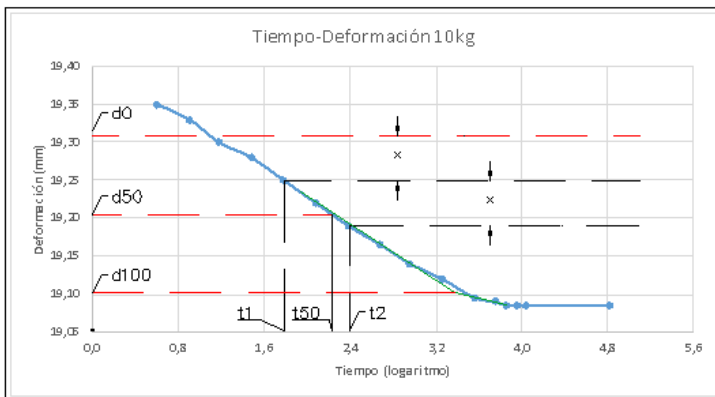
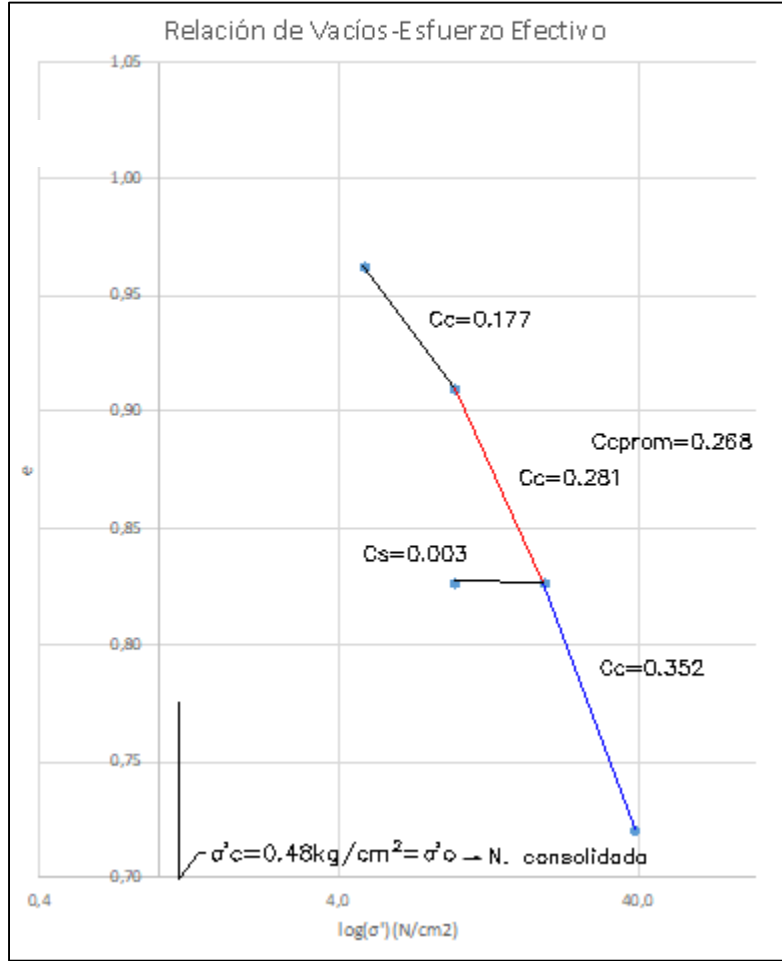


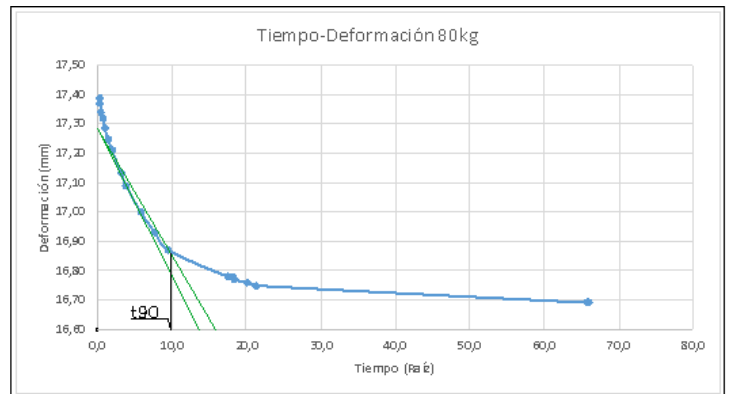
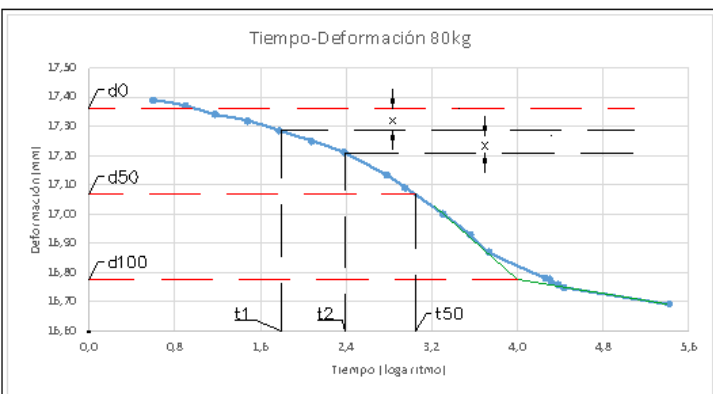
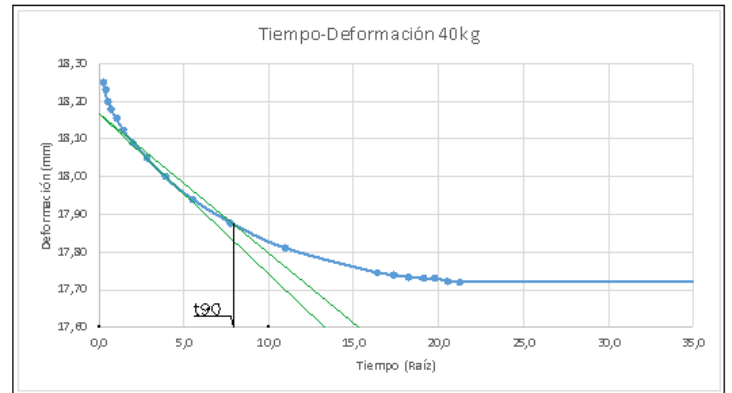
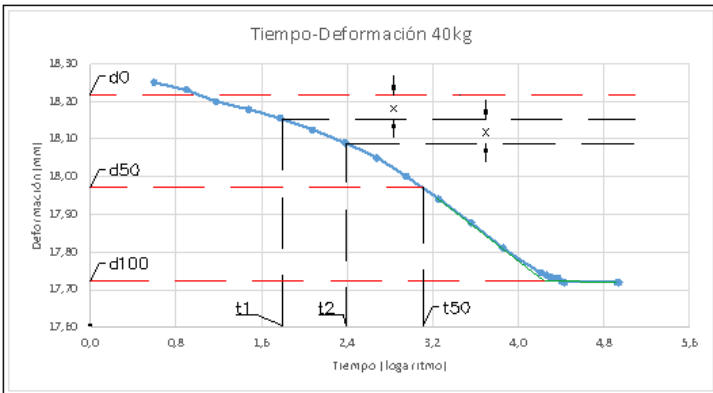
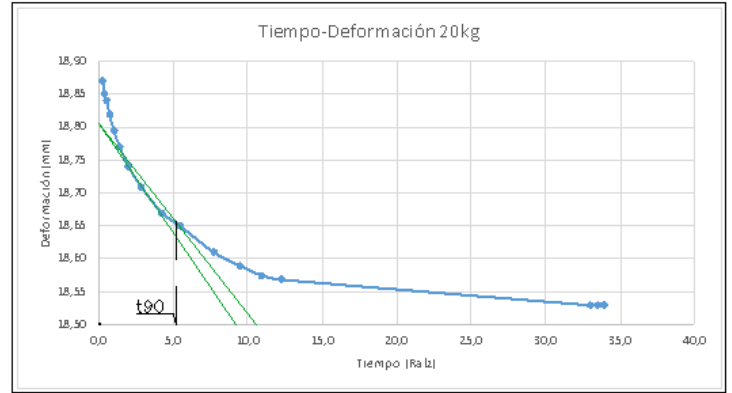
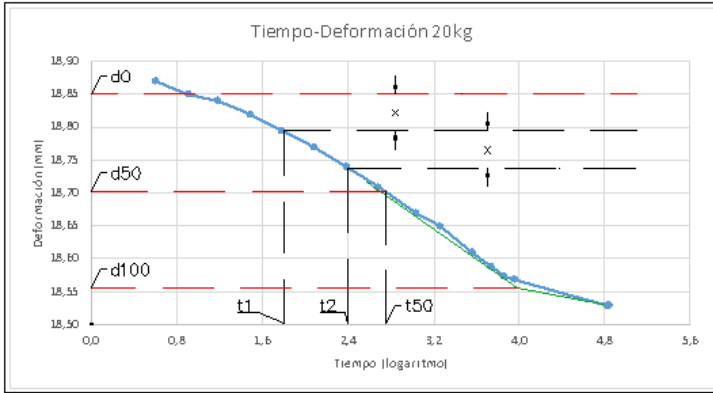


Anexo 68. Mediciones del ensayo de consolidación unidimensional 4 metros (Muestra 2).

Presión (4.9 N/cm ²)				Presión (9.9 N/cm ²)				Presión (19.7 N/cm ²)				Presión (9.9 N/cm ²)				Presión (39.4 N/cm ²)			
Carga (10kg)				Carga (20kg)				Carga (40kg)				Descarga (20kg)				Carga (80kg)			
Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)
0	19.680	9.977	1.028	0	19.030	9.327	0.961	0	18.530	8.827	0.910	0	17.720	8.017	0.826	0	17.720	8.017	0.826
0.1	19.350	9.647	0.994	0.1	18.870	9.167	0.945	0.1	18.250	8.547	0.881	0.1	17.720	8.017	0.826	0.1	17.390	7.687	0.792
0.1	19.330	9.627	0.992	0.1	18.850	9.147	0.943	0.1	18.230	8.527	0.879	0.1	17.720	8.017	0.826	0.1	17.370	7.667	0.790
0.3	19.300	9.597	0.989	0.3	18.840	9.137	0.942	0.3	18.200	8.497	0.876	0.3	17.720	8.017	0.826	0.3	17.340	7.637	0.787
0.5	19.280	9.577	0.987	0.5	18.820	9.117	0.940	0.5	18.180	8.477	0.874	0.5	17.720	8.017	0.826	0.5	17.320	7.617	0.785
1.0	19.250	9.547	0.984	1.0	18.795	9.092	0.937	1.0	18.155	8.452	0.871	1.0	17.720	8.017	0.826	1.0	17.285	7.582	0.781
2.0	19.220	9.517	0.981	2.0	18.770	9.067	0.934	2.0	18.125	8.422	0.868	2.0	17.720	8.017	0.826	2.0	17.250	7.547	0.778
4.0	19.190	9.487	0.978	4.0	18.740	9.037	0.931	4.0	18.090	8.387	0.864	4.0	17.720	8.017	0.826	4.0	17.210	7.507	0.774
8.0	19.165	9.462	0.975	8.0	18.710	9.007	0.928	8.0	18.050	8.347	0.860	8.0	17.720	8.017	0.826	10.0	17.132	7.429	0.766
15.0	19.140	9.437	0.973	18.0	18.670	8.967	0.924	15.0	18.000	8.297	0.855	15.0	17.720	8.017	0.826	15.0	17.090	7.387	0.761
30.0	19.120	9.417	0.971	30.0	18.650	8.947	0.922	30.0	17.941	8.238	0.849	30.0	17.720	8.017	0.826	34.0	16.999	7.296	0.752
60.0	19.095	9.392	0.968	60.0	18.610	8.907	0.918	60.0	17.878	8.175	0.843	60.0	17.720	8.017	0.826	60.0	16.930	7.227	0.745
94.0	19.090	9.387	0.967	90.0	18.590	8.887	0.916	120.0	17.810	8.107	0.836	90.0	17.720	8.017	0.826	90.0	16.870	7.167	0.739
120.0	19.085	9.382	0.967	120.0	18.575	8.872	0.914	268.0	17.745	8.042	0.829	120.0	17.720	8.017	0.826	304.0	16.781	7.078	0.729
150.0	19.085	9.382	0.967	150.0	18.569	8.866	0.914	300.0	17.739	8.036	0.828	240.0	17.720	8.017	0.826	330.0	16.780	7.077	0.729
180.0	19.085	9.382	0.967	1091.0	18.530	8.827	0.910	332.0	17.733	8.030	0.828	270.0	17.720	8.017	0.826	338.0	16.770	7.067	0.728
1084.0	19.085	9.382	0.967	1121.0	18.530	8.827	0.910	365.0	17.729	8.026	0.827	300.0	17.720	8.017	0.826	404.0	16.760	7.057	0.727
1140.0	19.085	9.382	0.967	1151.0	18.530	8.827	0.910	390.0	17.729	8.026	0.827	330.0	17.720	8.017	0.826	453.0	16.750	7.047	0.726
1200.0	19.058	9.355	0.964					420.0	17.723	8.020	0.827	450.0	17.720	8.017	0.826	4310.0	16.692	6.989	0.720
1230.0	19.058	9.355	0.964					450.0	17.720	8.017	0.826	1380.0	17.720	8.017	0.826	4363.0	16.692	6.989	0.720
1260.0	19.045	9.342	0.963					1380.0	17.720	8.017	0.826	1410.0	17.720	8.017	0.826				
1290.0	19.040	9.337	0.962					1410.0	17.720	8.017	0.826								
1320.0	19.035	9.332	0.962					1440.0	17.720	8.017	0.826								
1412.0	19.035	9.332	0.962																

Anexo 69. Gráficas del ensayo de consolidación unidimensional 4 metros (Muestra 2).



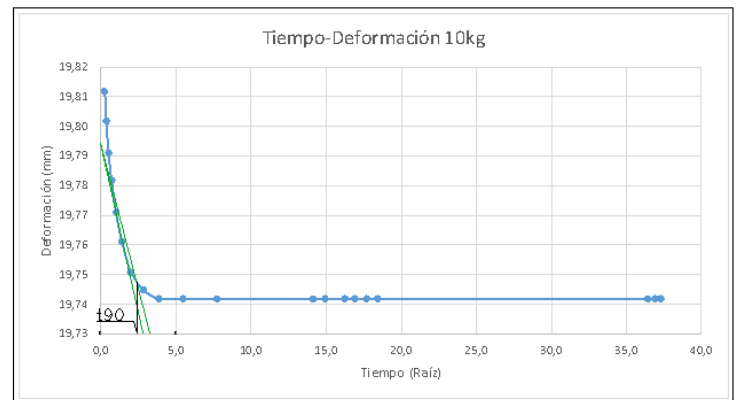
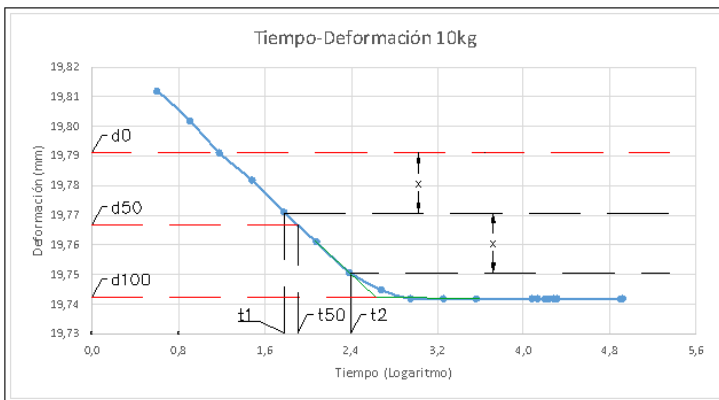
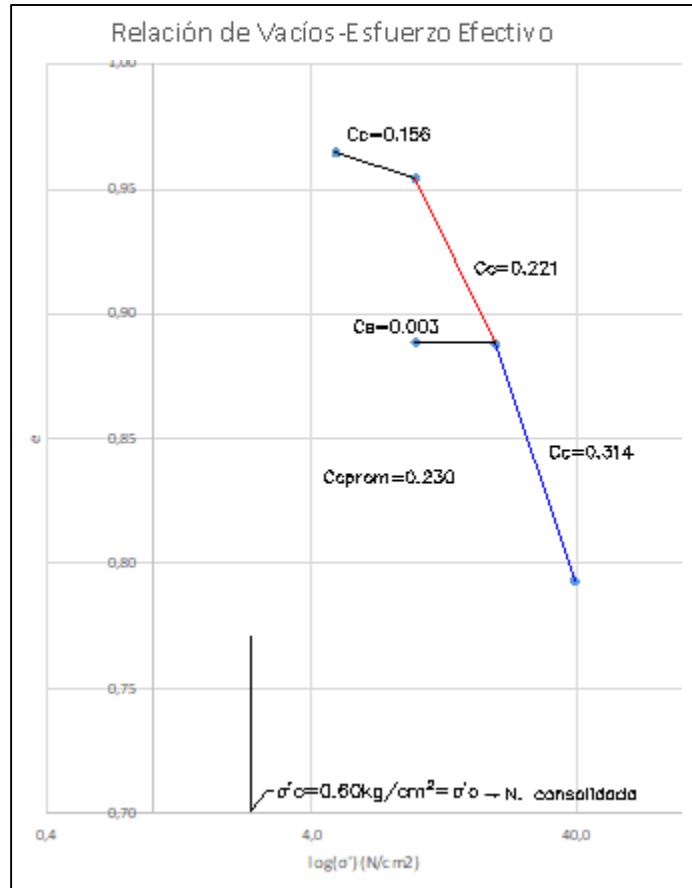


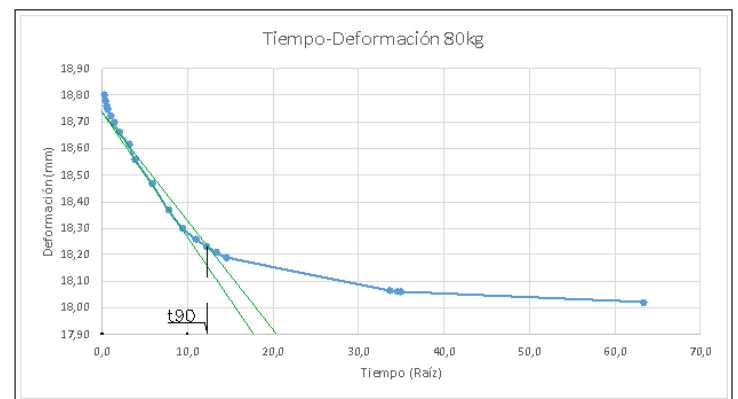
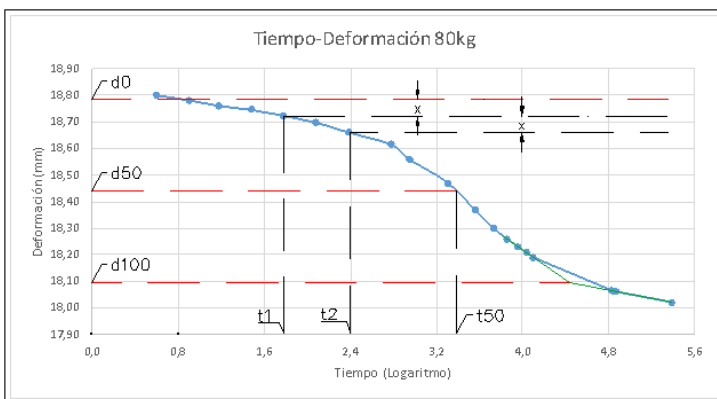
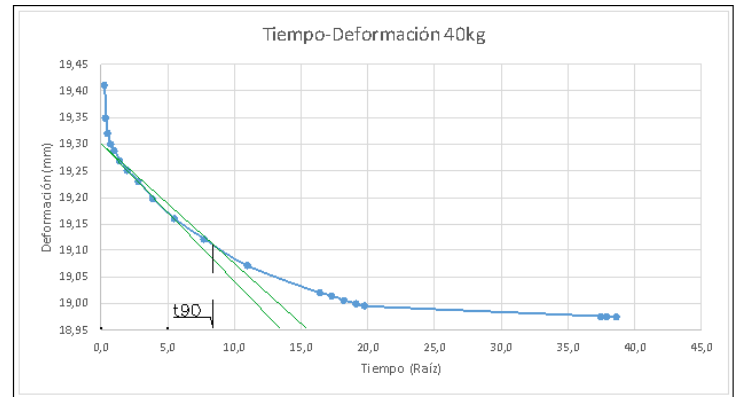
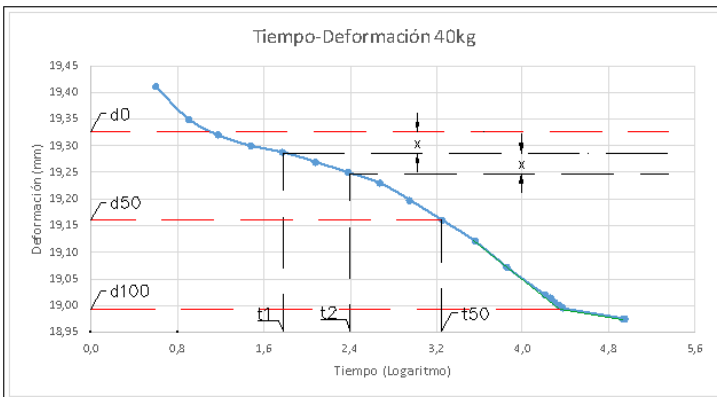
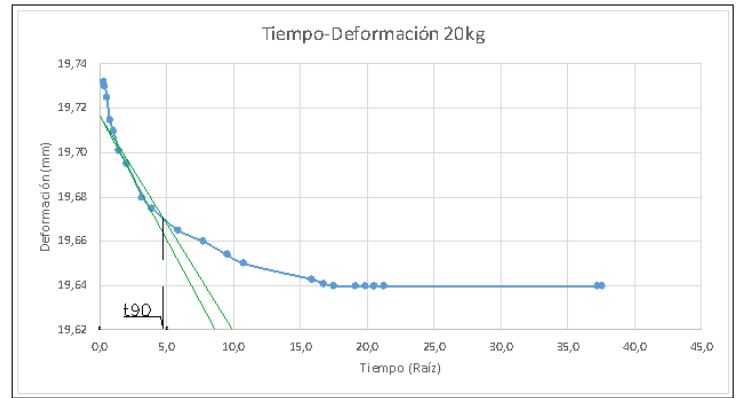
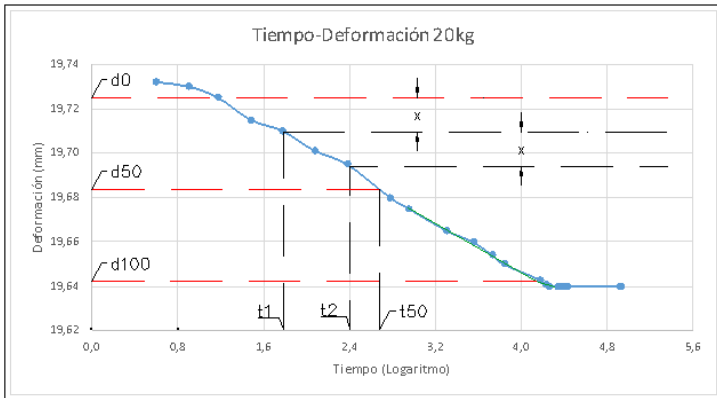


Anexo 70. Mediciones del ensayo de consolidación unidimensional 5 metros (Muestra 1).

Presión (4.9 N/cm ²)				Presión (9.9 N/cm ²)				Presión (19.7 N/cm ²)				Presión (9.9 N/cm ²)				Presión (39.5 N/cm ²)			
Carga (10kg)				Carga (20kg)				Carga (40kg)				Descarga (20kg)				Carga (80kg)			
Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)
0	19.920	9.871	0.982	0	19.742	9.693	0.964	0	19.640	9.591	0.954	0	18.976	8.927	0.888	0	18.976	8.927	0.888
0.1	19.812	9.763	0.971	0.1	19.732	9.683	0.964	0.1	19.410	9.361	0.931	0.1	18.976	8.927	0.888	0.1	18.800	8.751	0.871
0.1	19.802	9.753	0.970	0.1	19.730	9.681	0.963	0.1	19.350	9.301	0.925	0.1	18.976	8.927	0.888	0.1	18.782	8.733	0.869
0.3	19.791	9.742	0.969	0.3	19.725	9.676	0.963	0.3	19.320	9.271	0.923	0.3	18.976	8.927	0.888	0.3	18.761	8.712	0.867
0.5	19.782	9.733	0.968	0.5	19.715	9.666	0.962	0.5	19.300	9.251	0.921	0.5	18.976	8.927	0.888	0.5	18.746	8.697	0.865
1.0	19.771	9.722	0.967	1.0	19.710	9.661	0.961	1.0	19.288	9.239	0.919	1.0	18.976	8.927	0.888	1.0	18.724	8.675	0.863
2.0	19.761	9.712	0.966	2.0	19.701	9.652	0.960	2.0	19.270	9.221	0.918	2.0	18.976	8.927	0.888	2.0	18.698	8.649	0.861
4.0	19.751	9.702	0.965	4.0	19.695	9.646	0.960	4.0	19.250	9.201	0.916	4.0	18.977	8.928	0.888	4.0	18.661	8.612	0.857
8.0	19.745	9.696	0.965	10.0	19.680	9.631	0.958	8.0	19.230	9.181	0.914	8.0	18.978	8.929	0.888	10.0	18.615	8.566	0.852
15.0	19.742	9.693	0.964	15.0	19.675	9.626	0.958	15.0	19.198	9.149	0.910	15.0	18.979	8.930	0.889	15.0	18.558	8.509	0.847
30.0	19.742	9.693	0.964	34.0	19.665	9.616	0.957	30.0	19.160	9.111	0.907	30.0	18.980	8.931	0.889	34.0	18.470	8.421	0.838
60.0	19.742	9.693	0.964	60.0	19.660	9.611	0.956	60.0	19.121	9.072	0.903	60.0	18.981	8.932	0.889	60.0	18.369	8.320	0.828
199.0	19.742	9.693	0.964	90.0	19.654	9.605	0.956	120.0	19.071	9.022	0.898	90.0	18.981	8.932	0.889	90.0	18.298	8.249	0.821
223.0	19.742	9.693	0.964	115.0	19.650	9.601	0.955	268.0	19.020	8.971	0.893	120.0	18.981	8.932	0.889	120.0	18.260	8.211	0.817
264.0	19.742	9.693	0.964	249.0	19.643	9.594	0.955	300.0	19.015	8.966	0.892	245.0	18.981	8.932	0.889	150.0	18.230	8.181	0.814
286.0	19.742	9.693	0.964	280.0	19.641	9.592	0.954	330.0	19.006	8.957	0.891					180.0	18.209	8.160	0.812
314.0	19.742	9.693	0.964	305.0	19.640	9.591	0.954	365.0	19.000	8.951	0.891					210.0	18.190	8.141	0.810
339.0	19.742	9.693	0.964	365.0	19.640	9.591	0.954	390.0	18.995	8.946	0.890					1130.0	18.065	8.016	0.798
1327.0	19.742	9.693	0.964	394.0	19.640	9.591	0.954	1405.0	18.976	8.927	0.888					1190.0	18.060	8.011	0.797
1364.0	19.742	9.693	0.964	420.0	19.640	9.591	0.954	1436.0	18.976	8.927	0.888					1220.0	18.060	8.011	0.797
1392.0	19.742	9.693	0.964	450.0	19.640	9.591	0.954	1490.0	18.976	8.927	0.888					4010.0	18.021	7.972	0.793
				1382.0	19.640	9.591	0.954												
				1410.0	19.640	9.591	0.954												

Anexo 71. Gráficas del ensayo de consolidación unidimensional 5 metros (Muestra 1).



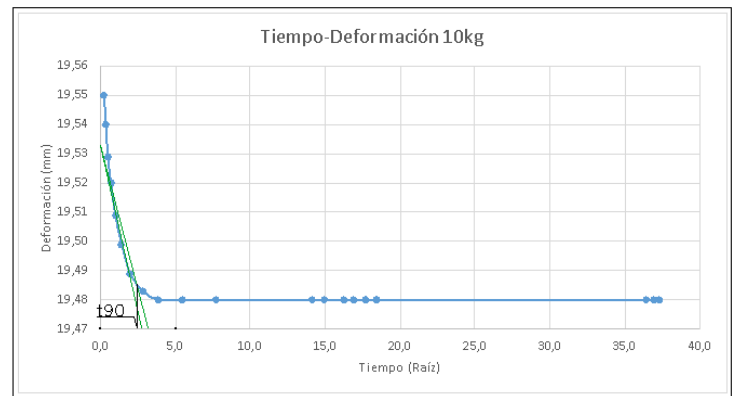
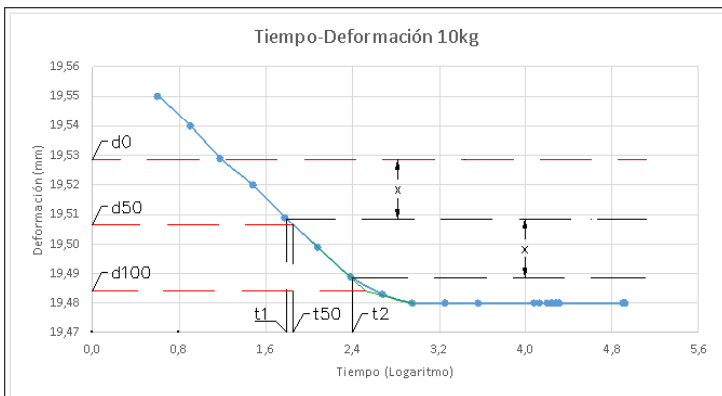
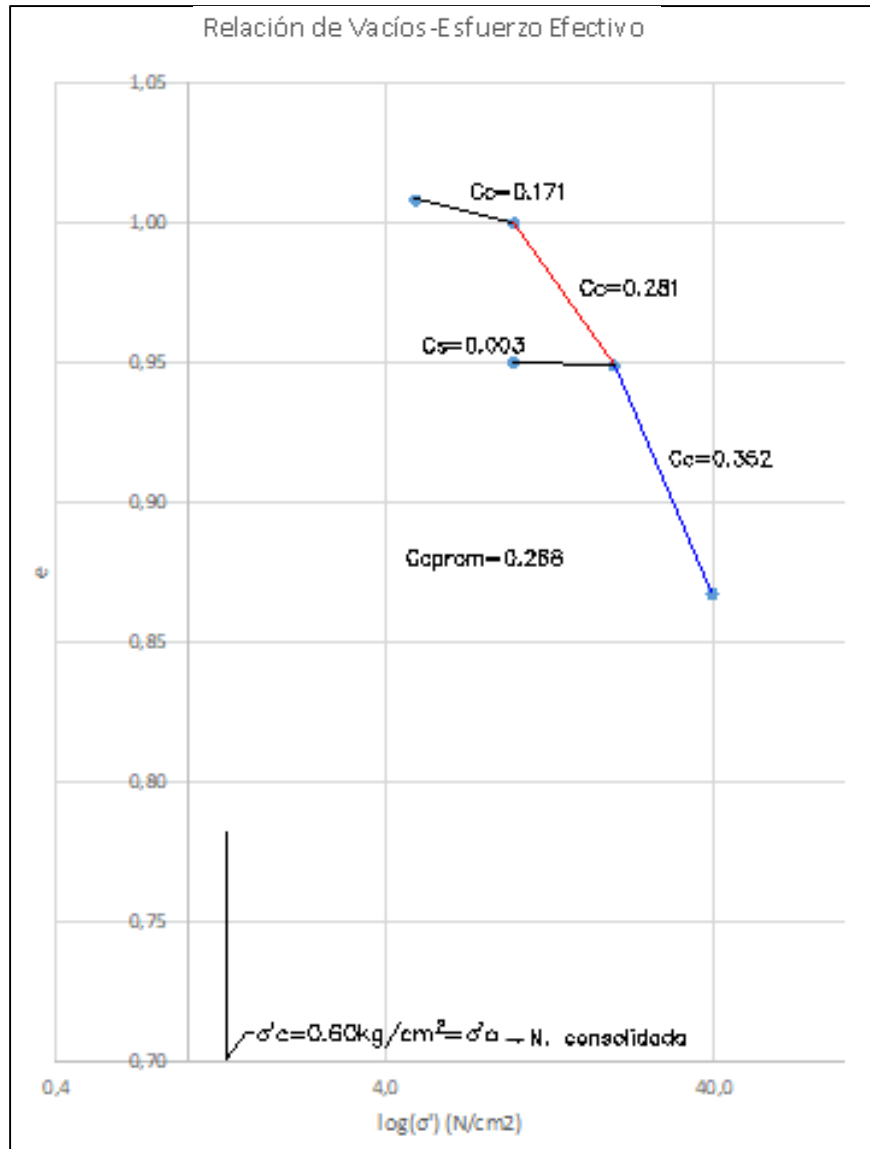


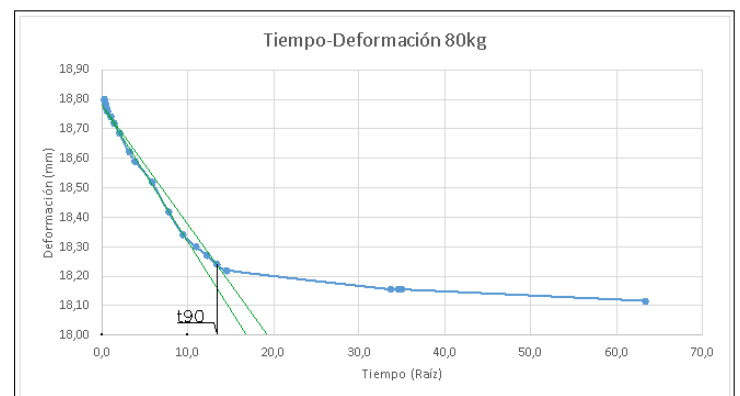
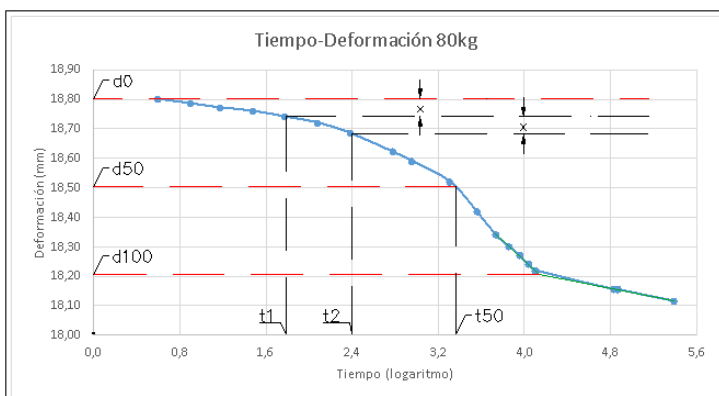
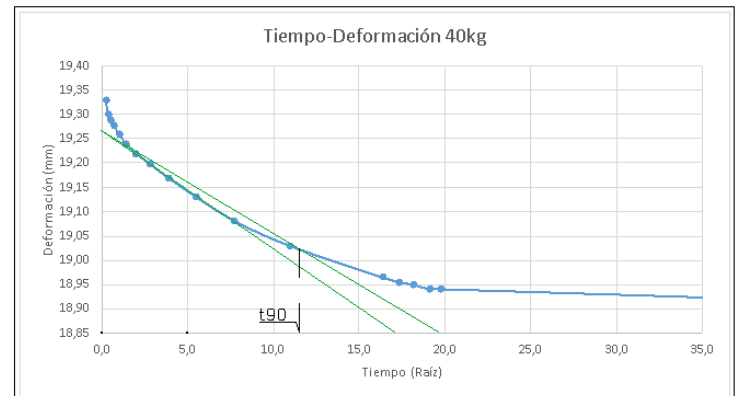
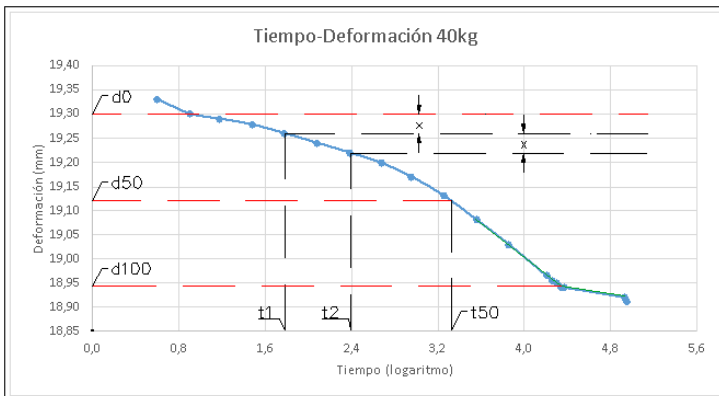
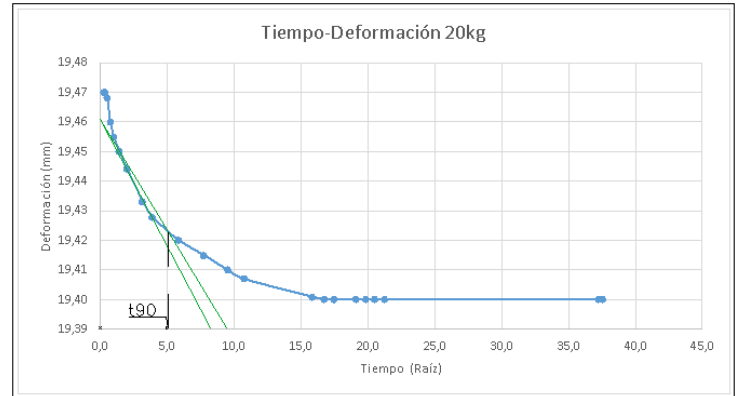
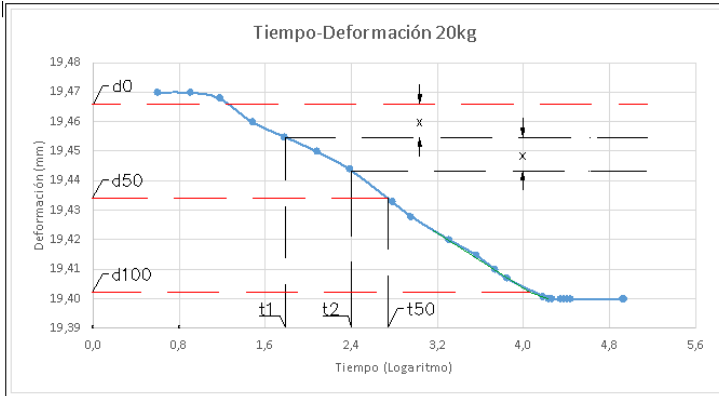


Anexo 72. Mediciones del ensayo de consolidación unidimensional 5 metros (Muestra 2).

Presión (4.9 N/cm ²)				Presión (9.9 N/cm ²)				Presión (19.7 N/cm ²)				Presión (9.9 N/cm ²)				Presión (39.4 N/cm ²)				
Carga (10kg)				Carga (20kg)				Carga (40kg)				Descarga (20kg)				Carga (80kg)				
Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	Tiempo (min)	H (mm)	H _v (mm)	e (-)	
0	19.680	9.977	1.028	0	19.480	9.777	1.008	0	19.400	9.697	0.999	0	18.911	9.208	0.949	0	18.919	9.216	0.950	
0.1	19.550	9.847	1.015	0.1	19.470	9.767	1.007	0.1	19.330	9.627	0.992	0.1	18.911	9.208	0.949	0.1	18.800	9.097	0.938	
0.1	19.540	9.837	1.014	0.1	19.470	9.767	1.007	0.1	19.300	9.597	0.989	0.1	18.911	9.208	0.949	0.1	18.785	9.082	0.936	
0.3	19.529	9.826	1.013	0.3	19.468	9.765	1.006	0.3	19.290	9.587	0.988	0.3	18.911	9.208	0.949	0.3	18.771	9.068	0.935	
0.5	19.520	9.817	1.012	0.5	19.460	9.757	1.006	0.5	19.278	9.575	0.987	0.5	18.911	9.208	0.949	0.5	18.760	9.057	0.933	
1.0	19.509	9.806	1.011	1.0	19.455	9.752	1.005	1.0	19.260	9.557	0.985	1.0	18.914	9.211	0.949	1.0	18.740	9.037	0.931	
2.0	19.499	9.796	1.010	2.0	19.450	9.747	1.005	2.0	19.240	9.537	0.983	2.0	18.915	9.212	0.949	2.0	18.720	9.017	0.929	
4.0	19.489	9.786	1.009	4.0	19.444	9.741	1.004	4.0	19.220	9.517	0.981	4.0	18.917	9.214	0.950	4.0	18.685	8.982	0.926	
8.0	19.483	9.780	1.008	10.0	19.433	9.730	1.003	8.0	19.198	9.495	0.979	8.0	18.918	9.215	0.950	10.0	18.621	8.918	0.919	
15.0	19.480	9.777	1.008	15.0	19.428	9.725	1.002	15.0	19.170	9.467	0.976	15.0	18.919	9.216	0.950	15.0	18.590	8.887	0.916	
30.0	19.480	9.777	1.008	34.0	19.420	9.717	1.001	30.0	19.131	9.428	0.972	30.0	18.919	9.216	0.950	34.0	18.520	8.817	0.909	
60.0	19.480	9.777	1.008	60.0	19.415	9.712	1.001	60.0	19.081	9.378	0.967	60.0	18.919	9.216	0.950	60.0	18.419	8.716	0.898	
199.0	19.480	9.777	1.008	90.0	19.410	9.707	1.000	120.0	19.030	9.327	0.961	90.0	18.919	9.216	0.950	90.0	18.340	8.637	0.890	
223.0	19.480	9.777	1.008	115.0	19.407	9.704	1.000	268.0	18.965	9.262	0.955	120.0	18.919	9.216	0.950	120.0	18.300	8.597	0.886	
264.0	19.480	9.777	1.008	249.0	19.401	9.698	0.999	300.0	18.955	9.252	0.954	245.0	18.919	9.216	0.950	150.0	18.270	8.567	0.883	
286.0	19.480	9.777	1.008	280.0	19.400	9.697	0.999	330.0	18.950	9.247	0.953					180.0	18.240	8.537	0.880	
314.0	19.480	9.777	1.008	305.0	19.400	9.697	0.999	365.0	18.941	9.238	0.952					210.0	18.220	8.517	0.878	
339.0	19.480	9.777	1.008	365.0	19.400	9.697	0.999	390.0	18.941	9.238	0.952					1130.0	18.155	8.452	0.871	
1327.0	19.480	9.777	1.008	394.0	19.400	9.697	0.999	1405.0	18.921	9.218	0.950					1190.0	18.155	8.452	0.871	
1364.0	19.480	9.777	1.008	420.0	19.400	9.697	0.999	1436.0	18.916	9.213	0.949					1220.0	18.155	8.452	0.871	
1392.0	19.480	9.777	1.008	450.0	19.400	9.697	0.999	1490.0	18.911	9.208	0.949					4010.0	18.116	8.413	0.867	
				1382.0	19.400	9.697	0.999													
				1410.0	19.400	9.697	0.999													

Anexo 73. Gráficas del ensayo de consolidación unidimensional 5 metros (Muestra 2).





Anexo 74. Registro de mediciones del ensayo de medición de asentamientos en campo.

Fecha	Día	Hora	Tiempo			Punto 1		Punto 2		Punto 3		Var Prom	Asentamiento Medido		Clima
			(min)	(h)	(día)	Lectura	Variación	Lectura	Variación	Lectura	Variación		(m)	(mm)	
15/4/2019	0	13:17	0.00	0.00	0.00	-1.118	0.000	-	-	-	-	-	0.000	0	Sol. despejado.
		16:45	208.00	3.47	0.14	-1.160	0.042	-	-	-	-	-	-0.042	-42	
		17:07	230.00	3.83	0.16	-1.160	0.000	-	-	-	-	-	-0.042	-42	
16/004/2019	1	11:25	1328.00	22.13	0.92	-1.147	-0.013	-	-	-	-	-	-0.029	-29	Nublado
		11:57	1360.00	22.67	0.94	-1.148	0.000	-	-	-	-	-	-0.030	-30	
17/4/2019	2	17:20	3123.00	52.05	2.17	-1.127	-0.020	-	-	-	-	-	-0.010	-10	Lluvia Fuerte
18/4/2019	3	11:25	4208.00	70.13	2.92	-1.172	0.045	-2.397	0.000	-2.360	0.000	-	-0.054	-54	Sol. depejado
19/4/2019	4	10:40	5603.00	93.38	3.89	-1.129	-0.043	-2.362	-0.035	-2.320	-0.040	-0.039	-0.015	-15	Nublado
20/4/2019	5	13:45	7228.00	120.47	5.02	-1.163	0.034	-2.388	0.026	-2.355	0.034	0.031	-0.046	-46	Lluvia Fuerte
21/4/2019	6	8:30	8353.00	139.22	5.80	-1.136	-0.027	-2.369	-0.019	-2.340	-0.015	-0.020	-0.026	-26	Leve Lluvia
22/4/2019	7	8:35	9798.00	163.30	6.80	-1.141	0.005	-2.373	0.004	-2.340	0.000	0.003	-0.029	-29	Luvvia Fuerte
23/4/2019	8	10:10	11333.00	188.88	7.87	-1.159	0.018	-2.377	0.004	-2.345	0.005	0.009	-0.038	-38	Leve Lluvia
24/4/2019	9	8:40	12683.00	211.38	8.81	-1.163	0.004	-2.380	0.003	-2.349	0.004	0.003	-0.042	-42	Lluvia Fuerte
25/4/2019	10	10:25	14228.00	237.13	9.88	-1.154	-0.009	-2.375	-0.005	-2.341	-0.008	-0.007	-0.034	-34	Leve Lluvia
26/4/2019	11	10:50	15693.00	261.55	10.90	-1.169	0.015	-2.379	0.004	-2.349	0.008	0.009	-0.043	-43	Leve Lluvia
28/4/2019	12	9:15	18478.00	307.97	12.83	-1.158	-0.011	-2.369	-0.010	-2.339	-0.010	-0.010	-0.033	-33	Sol.Despejado
29/4/2019	14	16:20	20343.00	339.05	14.13	-1.157	0.000	-2.368	-0.001	-2.329	-0.011	-0.004	-0.029	-29	Leve LLuvia
30/4/2019	15	10:30	21433.00	357.22	14.88	-1.160	0.003	-2.372	0.004	-2.331	0.002	0.003	-0.032	-32	Sol. despejado.
6/5/2019	21	16:47	30450.00	507.50	21.15	-1.161	0.001	-2.396	0.024	-2.343	0.012	0.012	-0.044	-44	Soleado. despejado
10/5/2019	25	11:45	35908.00	598.47	24.94	-1.157	-0.004	-2.377	-0.019	-2.348	0.006	-0.006	-0.039	-39	Soleado. despejado
20/5/2019	35	15:15	50518.00	841.97	35.08	-1.146	-0.012	-2.379	0.002	-2.341	-0.007	-0.006	-0.033	-33	Lluvia Fuerte
11/6/2019	57	10:47	81930.00	1365.500	56.90	-1.151	0.005	-2.407	0.028	-2.370	0.029	0.021	-0.054	-54	Clima nublado lluvioso

Anexo 75. Asentamiento elástico teórico esperado para el ensayo en campo.

ASENTAMIENTO ELÁSTICO							
Método Steinbrenner y Fox				Método de Scheicher			
B'	0,5	m	B/2	C _d	1.21	-	Tabla 5
α	4	-	-	S _e	0.0062	m	Ecuación 11
m'	2	-	L/B		6.2	mm	
n'	14	-	H/B				
A ₁	1.302	-	Ecuación 9				
A ₂	0.010	-	Ecuación 10				
A ₀	0.821	-	Ecuación 8				
F ₁	0.676	-	Ecuación 6				
F ₂	0.022	-	Ecuación 7				
l _s	0.741	-	Ecuación 5				
l _f	1.000	-	Tabla 4				
l _s	0.741	-	Ecuación 5				
S _e	0.0071	m	Ecuación 4				
	7.1	mm					



Anexo 76. Asentamiento por consolidación primaria teórico esperado para el ensayo en campo.

ASSENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA									
Parámetro	Método Boussinesq				Método de Westergraad				Unidades
	z= 0-1 metros								
z	1	0.5	0.00	-	1	0.5	0.00	-	m
m1	1	2	-	-	1	2	-	-	-
n1	0.5	1	-	-	0.5	1	-	-	-
$I\sigma$	0.101	0.2	0.25	Tabla 6	0.066	0.14	0.25	Tabla 7	-
$\Delta\sigma'$	1170	2317	2896	Ecuación 22	764	1622	2896	Ecuación 22	kg/m ²
$\Delta\sigma'$ prom	2222			Ecuación 21	1691			Ecuación 21	kg/m ²
$\sigma'1$	1492			$\sigma'=\gamma*h$	1492			$\sigma'=\gamma*h$	kg/m ²
$\Delta\sigma'$ prom+ $\sigma'1$	3714			-	3183			-	kg/m ²
Sp1	0.050			Ecuación 15	0.041			Ecuación 15	m
	49.7				41.3				mm
z= 1-2 metros									
z	2	1.5	1	-	2	1.5	1	-	m
m1	0.5	0.7	1	-	0.5	0.7	1	-	-
n1	0.3	0.3	0.5	-	0.3	0.3	0.5	-	-
$I\sigma$	0.043	0.05	0.101	Tabla 6	0.029	0.033	0.066	Tabla 7	-
$\Delta\sigma'$	498	579	1170	Ecuación 22	336	382	764	Ecuación 22	kg/m ²
$\Delta\sigma'$ prom	664			Ecuación 21	438			Ecuación 21	kg/m ²
$\sigma'2$	1569			$\sigma'=\gamma*h$	1569			$\sigma'=\gamma*h$	kg/m ²
$\sigma'1+\sigma'2$	3061			-	3061			-	kg/m ²
$\Delta\sigma'$ prom+ $\sigma'1+\sigma'2$	3725			-	3499			-	kg/m ²
Sp2	0.011			Ecuación 15	0.007			Ecuación 15	m
	10.6				7.2				mm
z= 2-7 metros									
z	7	4	2	-	7	4	2	-	m
m1	0.1	0.3	0.5	-	0.1	0.3	0.5	-	-
n1	0.1	0.1	0.3	-	0.1	0.1	0.3	-	-
$I\sigma$	0.005	0.017	0.043	Tabla 6	0.003	0.011	0.029	Tabla 7	-
$\Delta\sigma'$	58	197	498	Ecuación 22	35	127	336	Ecuación 22	kg/m ²
$\Delta\sigma'$ prom	224			Ecuación 21	147			Ecuación 21	kg/m ²
$\sigma'3$	3831			$\sigma'=(\gamma_{sat}-\gamma_w)*h$	3831			$\sigma'=(\gamma_{sat}-\gamma_w)*h$	kg/m ²
$\sigma'1+\sigma'2+\sigma'3$	6892			-	6892			-	-
$\Delta\sigma'$ prom+ $\sigma'1+\sigma'2+\sigma'3$	7116			-	7038			-	kg/m ²
Sp3	0.009			Ecuación 15	0.006			Ecuación 15	m
	8.6				5.7				mm
Total									
Sp	68.8			Sp=Sp1+Sp2+Sp3	54.1			Sp=Sp1+Sp2+S p3	mm



Anexo 77. Asentamiento por consolidación secundaria teórico esperado para el ensayo en campo.

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA			
C_v	0.0001	cm^2/s	-
	0.00000001	m^2/s	
H_{dr}	7	m	-
t	4924800	s	-
	57	días	
T	0.001	-	Figura 6
U	21	%	Ecuación 20
El ensayo duro 57 días desarrollando el 21% de la consolidación primaria. Por lo tanto, no se desarrolló la consolidación secundaria			
S_s	0	mm	-



Anexo 78. Ejemplo de cálculo de capacidad de carga para cimentaciones con $D_f=1m$.

ZAPATA CUADRADA						
DATOS DE LA CIMENTACION			CALCULO DE PARAMETROS RESISTENCIA			
B	1	m		y	1466	kg/m ³
L	1	m		q	1413	kg/m ²
Df	1	m		c	13400	kg/m ²
Nf	5	m		φ	28	grados
FACTORS DE FORMA. PROFUNDIDAD. INCLINACION CARGA Y CAPACIDAD CARGA						
Nc	25.80	Nq	14.72	Nγ	16.72	
Ecuación 50		Ecuación 49		Ecuación 51		
CAPACIDAD DE CARGA						
	Cap. Última		Cap. Admisible			
	Ecuación 46		FS=4			
	480092		120023		kg/m ²	
	48.009		12.002		kg/cm ²	
ZAPATA CORRIDA (CIMENTACION EN FRANJA)						
DATOS DE LA CIMENTACION			CALCULO DE PARAMETROS RESISTENCIA			
B	1	m		y	1466	kg/m ³
L	∞	m		q	1413	kg/m ²
Df	1	m		c	13400	kg/m ²
Nf	5	m		φ	28	grados
FACTORS DE FORMA. PROFUNDIDAD. INCLINACION CARGA Y CAPACIDAD CARGA						
Nc	25.80	Nq	14.72	Nγ	16.72	
Ecuación 50		Ecuación 49		Ecuación 51		
CAPACIDAD DE CARGA						
	Cap. Última		Cap. Admisible			
	Ecuación 44		FS=4			
	378813		94703		kg/m ²	
	37.881		9.470		kg/cm ²	



Anexo 79. Ejemplo de cálculo de capacidad de carga para cimentaciones con $D_f=2m$.

ZAPATA CUADRADA						
DATOS DE LA CIMENTACION			CALCULO DE PARAMETROS RESISTENCIA			
B	1	m		y	1619	kg/m ³
L	1	m		q	2878	kg/m ²
Df	2	m		c	9200	kg/m ²
Nf	5	m		φ	31	grados
FACTORS DE FORMA. PROFUNDIDAD. INCLINACION CARGA Y CAPACIDAD CARGA						
Nc	32.67	Nq	20.63	Nγ	25.99	
Ecuación 50		Ecuación 49		Ecuación 51		
CAPACIDAD DE CARGA						
	Cap. Última		Cap. Admisible			
	Ecuación 46		FS=4			
	466971		116743		kg/m ²	
	46,697		11,674		kg/cm ²	
ZAPATA CORRIDA (CIMENTACION EN FRANJA)						
DATOS DE LA CIMENTACION			CALCULO DE PARAMETROS RESISTENCIA			
B	1	m		y	1619	kg/m ³
L	∞	m		q	2878	kg/m ²
Df	2	m		c	9200	kg/m ²
Nf	5	m		φ	31	grados
FACTORS DE FORMA. PROFUNDIDAD. INCLINACION CARGA Y CAPACIDAD CARGA						
Nc	32.67	Nq	20.63	Nγ	25.99	
Ecuación 50		Ecuación 49		Ecuación 51		
CAPACIDAD DE CARGA						
	Cap. Última		Cap. Admisible			
	Ecuación 44		FS=4			
	381009		95252		kg/m ²	
	38.101		9.525		kg/cm ²	



Anexo 80. Ejemplo de cálculo de capacidad de carga para cimentaciones con $D_f=3m$.

ZAPATA CUADRADA						
DATOS DE LA CIMENTACION			CALCULO DE PARAMETROS RESISTENCIA			
B	1	m		y	1492	kg/m ³
L	1	m		q	4498	kg/m ²
Df	3	m		c	8800	kg/m ²
Nf	5	m		φ	8	grados
FACTORS DE FORMA. PROFUNDIDAD. INCLINACION CARGA Y CAPACIDAD CARGA						
Nc	7.53	Nq	2.06	Nγ	0.86	
Ecuación 50		Ecuación 49		Ecuación 51		
CAPACIDAD DE CARGA						
	Cap. Última		Cap. Admisible			
	Ecuación 46		FS=4			
	95882		23971		kg/m ²	
	9.588		2.397		kg/cm ²	
ZAPATA CORRIDA (CIMENTACION EN FRANJA)						
DATOS DE LA CIMENTACION			CALCULO DE PARAMETROS RESISTENCIA			
B	1	m		y	1492	kg/m ³
L	∞	m		q	4498	kg/m ²
Df	3	m		c	8800	kg/m ²
Nf	5	m		φ	8	grados
FACTORS DE FORMA. PROFUNDIDAD. INCLINACION CARGA Y CAPACIDAD CARGA						
Nc	7.53	Nq	2.06	Nγ	0.86	
Ecuación 50		Ecuación 49		Ecuación 51		
CAPACIDAD DE CARGA						
	Cap. Última		Cap. Admisible			
	Ecuación 44		FS=4			
	76138		19035		kg/m ²	
	7.614		1.903		kg/cm ²	



Anexo 81. Ejemplo de cálculo de capacidad de carga para cimentaciones con $D_f=4m$.

ZAPATA CUADRADA						
DATOS DE LA CIMENTACION				CALCULO DE PARAMETROS RESISTENCIA		
B	1	m		y	1569	kg/m ³
L	1	m		q	5990	kg/m ²
Df	4	m		c	4900	kg/m ²
Nf	5	m		φ	0	grados
FACTORS DE FORMA. PROFUNDIDAD. INCLINACION CARGA Y CAPACIDAD CARGA						
CAPACIDAD DE CARGA						
	Cap. Última		Cap. Admisible			
	Ecuación 48		FS=4			
	44100		11025	kg/m ²		
	4.410		1.103	kg/cm ²		
ZAPATA CORRIDA (CIMENTACION EN FRANJA)						
DATOS DE LA CIMENTACION				CALCULO DE PARAMETROS RESISTENCIA		
B	1	m		y	1569	kg/m ³
L	∞	m		q	5990	kg/m ²
Df	4	m		c	4900	kg/m ²
Nf	5	m		φ	0	grados
FACTORS DE FORMA. PROFUNDIDAD. INCLINACION CARGA Y CAPACIDAD CARGA						
CAPACIDAD DE CARGA						
	Cap. Última		Cap. Admisible			
	Ecuación 48		FS=4			
	36750		9188	kg/m ²		
	3.675		0.919	kg/cm ²		



Anexo 82. Ejemplo de cálculo de capacidad de carga para cimentaciones con $D_f=5m$.

ZAPATA CUADRADA						
DATOS DE LA CIMENTACION				CALCULO DE PARAMETROS RESISTENCIA		
B	1	m		y	770	kg/m ³
L	1	m		q	7559	kg/m ²
Df	5	m		c	4900	kg/m ²
Nf	5	m		φ	0	grados
FACTORS DE FORMA. PROFUNDIDAD. INCLINACION CARGA Y CAPACIDAD CARGA						
CAPACIDAD DE CARGA						
	Cap. Última	Cap. Admisible				
	Ecuación 48	FS=4				
	44100	11025	kg/m ²			
	4.410	1.103	kg/cm ²			
ZAPATA CORRIDA (CIMENTACION EN FRANJA)						
DATOS DE LA CIMENTACION				CALCULO DE PARAMETROS RESISTENCIA		
B	1	m		y	770	kg/m ³
L	∞	m		q	7559	kg/m ²
Df	5	m		c	4900	kg/m ²
Nf	5	m		φ	0	grados
FACTORS DE FORMA. PROFUNDIDAD. INCLINACION CARGA Y CAPACIDAD CARGA						
CAPACIDAD DE CARGA						
	Cap. Última	Cap. Admisible				
	Ecuación 48	FS=4				
	36750	9188	kg/m ²			
	3.675	0.919	kg/cm ²			



Anexo 83. Datos para el ejemplo de cálculo de asentamiento para cimentaciones con $D_f=1m$, $L/B=1$ y $P=4000kg$.

DATOS						
		Cimentación		Rígida	-	
		L	0.5	m		
		B	0.5	m		
		H	9	m		
		p	1000	kg		
		q _o	4000	kg/m ²		
Profundidad	0-1	1-2	2-3	3-4	5-10	m
μ _s	0.37	0.46	0.48	0.48	0.48	m/m
E _s	317500	933750	626250	690000	390000	
C _c	0.136	0.155	0.170	0.257	0.249	-
C _s	0.008	0.018	0.011	0.002	0.002	-
γ _d	1097	1230	1268	1192	1192	kg/m ³
G _s	2.45	2.57	2.57	2.46	2.54	-
e ₀	0.71	0.81	0.82	1.05	1.01	-
γ _{sat}	1847	1867	1863	1712	1766	kg/m ³

Anexo 84. Ejemplo de cálculo de asentamiento elástico para cimentaciones con $D_f=1m$, $L/B=1$ y $P=1000kg$.

Método Steinbrenner y Fox				Método de Scheicher			
μ	0.48	m/m	-	C _d	1.12	-	Tabla 5
E _s	510000	kg/m ²	-	S _e	0.0034	m	Ecuación 11
C	0.93	-	-		3.4	mm	
B'	0.25	m	B/2				
α	4	-	-				
m'	1	-	L/B				
n'	36	-	H/B				
A ₁	0.854	-	Ecuación 9				
A ₂	0.001	-	Ecuación 10				
A ₀	0.854	-	Ecuación 8				
F ₁	0.543	-	Ecuación 6				
F ₂	0.004	-	Ecuación 7				
I _f	0.790	-	Ecuación 5				
I _s	0.556	-	Tabla 4				
S _e	0.0023	m	Ecuación 4				
	2.3	mm					



Anexo 85. Ejemplo de cálculo de asentamiento elástico para cimentaciones con $D_f=2m$, $L/B=1$ y $P=1000kg$.

Método Steinbrenner y Fox				Método de Scheicher			
μ	0.48	m/m	-	C_d	1.12	-	Tabla 5
E_s	457031	kg/m ²	-	S_e	0.0038	m	Ecuación 11
C	0.93	-	-		3.8	mm	
B'	0.25	m	B/2				
α	4	-	-				
m'	1	-	L/B				
n'	32	-	H/B				
A_1	0.850	-	Ecuación 9				
A_2	0.001	-	Ecuación 10				
A_0	0.850	-	Ecuación 8				
F_1	0.541	-	Ecuación 6				
F_2	0.005	-	Ecuación 7				
I_f	0.790	-	Ecuación 5				
I_s	0.556	-	Tabla 4				
S_e	0.0026	m	Ecuación 4				
	2.6	mm					

Anexo 86. Ejemplo de cálculo de asentamiento elástico para cimentaciones con $D_f=3m$, $L/B=1$ y $P=1000kg$.

Método Steinbrenner y Fox				Método de Scheicher			
μ	0.48	m/m	-	C_d	1.12	-	Tabla 5
E_s	432857	kg/m ²	-	S_e	0.0040	m	Ecuación 11
C	0.93	-	-		4.0	mm	
B'	0.25	m	B/2				
α	4	-	-				
m'	1	-	L/B				
n'	28	-	H/B				
A_1	0.846	-	Ecuación 9				
A_2	0.001	-	Ecuación 10				
A_0	0.846	-	Ecuación 8				
F_1	0.538	-	Ecuación 6				
F_2	0.006	-	Ecuación 7				
I_f	0.790	-	Ecuación 5				
I_s	0.555	-	Tabla 4				
S_e	0.0027	m	Ecuación 4				
	2.7	mm					



Anexo 87. Ejemplo de cálculo de asentamiento elástico para cimentaciones con $D_f=4m$, $L/B=1$ y $P=1000kg$.

Método Steinbrenner y Fox				Método de Scheicher			
μ	0.48	m/m	-	C_d	1.12	-	Tabla 5
E_s	390000	kg/m ²	-	S_e	0.0044	m	Ecuación 11
C	0.93	-	-		4.4	mm	
B'	0.25	m	B/2				
α	4	-	-				
m'	1	-	L/B				
n'	24	-	H/B				
A_1	0.840	-	Ecuación 9				
A_2	0.002	-	Ecuación 10				
A_0	0.840	-	Ecuación 8				
F_1	0.535	-	Ecuación 6				
F_2	0.007	-	Ecuación 7				
I_f	0.790	-	Ecuación 5				
I_s	0.554	-	Tabla 4				
S_e	0.0030	m	Ecuación 4				
	3.0	mm					

Anexo 88. Ejemplo de cálculo de asentamiento elástico para cimentaciones con $D_f=5m$, $L/B=1$ y $P=1000kg$.

Método Steinbrenner y Fox				Método de Scheicher			
μ	0.48	m/m	-	C_d	1.12	-	Tabla 5
E_s	390000	kg/m ²	-	S_e	0.0044	m	Ecuación 11
C	0.93	-	-		4.4	mm	
B'	0.25	m	B/2				
α	4	-	-				
m'	1	-	L/B				
n'	20	-	H/B				
A_1	0.831	-	Ecuación 9				
A_2	0.002	-	Ecuación 10				
A_0	0.831	-	Ecuación 8				
F_1	0.529	-	Ecuación 6				
F_2	0.008	-	Ecuación 7				
I_f	0.790	-	Ecuación 5				
I_s	0.553	-	Tabla 4				
S_e	0.0030	m	Ecuación 4				
	3.0	mm					



Anexo 89. Ejemplo de cálculo de asentamiento por consolidación primaria para cimentaciones con $D_f=1m$, $L/B=1$ y $P=1000kg$.

0-1 metro					Ecuación
γ	1413			kg/m ³	-
h	1			m	-
$\sigma'1$	1413			kg/m ²	$\sigma'=\gamma*h$
1-2 metros					
C_c	0.155			-	-
e_0	0.81			-	-
γ	1466			kg/m ³	-
h	1			m	-
z	2	1.5	1	m	-
m1	0.1	0.2	0.3	-	-
n1	0.1	0.2	0.3	-	-
I_c	0.005	0.018	0.033	-	Tabla 6
$\Delta\sigma'$	80	288	528	kg/m ²	Ecuación 22
$\Delta\sigma'$ prom	293			kg/m ²	Ecuación 21
$\sigma'2$	1466			kg/m ²	$\sigma'=\gamma*h$
$\sigma'1+\sigma'2$	2878			kg/m ²	-
$\Delta\sigma'$ prom+ $\sigma'1+\sigma'2$	3172			kg/m ²	-
Sp2	0.0036			m	Ecuación 17
2-3 metros					
C_c	0.170			-	-
e_0	0.82			-	-
γ	1619			kg/m ³	-
h	1			m	-
z	3	2.5	2	m	-
m1	0.1	0.1	0.1	-	-
n1	0.1	0.1	0.1	-	-
I_c	0.005	0.005	0.005	-	Tabla 6
$\Delta\sigma'$	80	80	80	kg/m ²	Ecuación 22
$\Delta\sigma'$ prom	80			kg/m ²	Ecuación 21
$\sigma'3$	1619			kg/m ²	$\sigma'=\gamma*h$
$\sigma'1+\sigma'2+\sigma'3$	4498			kg/m ²	-
$\Delta\sigma'$ prom+ $\sigma'1+\sigma'2+\sigma'3$	4578			kg/m ²	-
Sp3	0.0007			m	Ecuación 17



3-4 metros					
C_c	0.257			-	-
e_0	1.05			-	-
γ	1492			kg/m ³	-
h	1			m	-
z	4	3.5	3	m	-
m_l	0.1	0.1	0.1	-	-
n_l	0.1	0.1	0.1	-	-
I_c	0.005	0.005	0.005	-	Tabla 6
$\Delta\sigma'$	80	80	80	kg/m ²	Ecuación 22
$\Delta\sigma'$ prom	80			kg/m ²	Ecuación 21
$\sigma'4$	1492			kg/m ²	$\sigma'=\gamma*h$
$\sigma'1+\sigma'2+\sigma'3+\sigma'4$	5990			kg/m ²	-
$\Delta\sigma'$ prom+ $\sigma'1+\sigma'2+\sigma'3+\sigma'4$	6070			kg/m ²	-
$Sp4$	0.0007			m	Ecuación 17
4-5 metros					
C_c	0.249			-	-
e_0	1.01			-	-
γ	1569			kg/m ³	-
h	1			m	-
z	5	4.5	4	m	-
m_l	0.1	0.1	0.1	-	-
n_l	0.1	0.1	0.1	-	-
I_c	0.005	0.005	0.005	-	Tabla 6
$\Delta\sigma'$	80	80	80	kg/m ²	Ecuación 22
$\Delta\sigma'$ prom	80			kg/m ²	Ecuación 21
$\sigma'5$	1569			kg/m ²	$\sigma'=\gamma*h$
$\sigma'1+\sigma'2+\sigma'3+\sigma'4+\sigma'5$	7559			kg/m ²	-
$\Delta\sigma'$ prom+ $\sigma'1+\sigma'2+\sigma'3+\sigma'4+\sigma'5$	7639			kg/m ²	-
$Sp5$	0.0006			m	Ecuación 17
5-10 metros					
C_c	0.249			-	-
e_0	1.01			-	-
γ_{sat}	1766			kg/m ³	-
h	5			m	-
z	10	7.5	5	m	-
m_l	0	0	0.1	-	-
n_l	0.1	0.1	0.1	-	-
I_c	0.005	0.005	0.005	-	Tabla 6
$\Delta\sigma'$	80	80	80	kg/m ²	Ecuación 22
$\Delta\sigma'$ prom	80			kg/m ²	Ecuación 21
$\sigma'6$	3831			kg/m ²	$\sigma'=(\gamma_{sat}-\gamma_w)*h$
$\sigma'1+\sigma'2+\sigma'3+\sigma'4+\sigma'5+\sigma'6$	11390			kg/m ²	-
$\Delta\sigma'$ prom+ $\sigma'1+\sigma'2+\sigma'3+\sigma'4+\sigma'5+\sigma'6$	11470			kg/m ²	-
$Sp6$	0.0019			m	Ecuación 17
Sp	0.0075			m	SSp2+Sp3+Sp4+Sp5+Sp6
	7.5			mm	



Anexo 90. Ejemplo de cálculo de asentamiento por consolidación primaria para cimentaciones con $D_f=2m$, $L/B=1$ y $P=1000kg$.

0-1 metro					Ecuación
γ	1413	kg/m ³			-
h	1	m			-
$\sigma'1$	1413	kg/m ²			$\sigma'=\gamma*h$
1-2 metros					
γ	1466	kg/m ³			-
h	1	m			-
$\sigma'2$	1466	kg/m ²			$\sigma'=\gamma*h$
2-3 metros					
C_c	0.170	-			-
e_0	0.82	-			-
γ	1619	kg/m ³			-
h	1	m			-
z	3	2.5	2	m	-
m1	0.1	0.1	0.1	-	-
n1	0.1	0.1	0.1	-	-
I_c	0.005	0.005	0.005	-	Tabla 6
$\Delta\sigma'$	80	80	80	kg/m ²	Ecuación 22
$\Delta\sigma'$ prom	80			kg/m ²	Ecuación 21
$\sigma'3$	1619			kg/m ²	$\sigma'=\gamma*h$
$\sigma'1+\sigma'2+\sigma'3$	4498			kg/m ²	-
$\Delta\sigma'$ prom+ $\sigma'1+\sigma'2+\sigma'3$	4578			kg/m ²	-
Sp3	0.0007			m	Ecuación 17
3-4 metros					
C_c	0.257	-			-
e_0	1.05	-			-
γ	1492	kg/m ³			-
h	1	m			-
z	4	3.5	3	m	-
m1	0.1	0.1	0.1	-	-
n1	0.1	0.1	0.1	-	-
I_c	0.005	0.005	0.005	-	Tabla 6
$\Delta\sigma'$	80	80	80	kg/m ²	Ecuación 22
$\Delta\sigma'$ prom	80			kg/m ²	Ecuación 21
$\sigma'4$	1492			kg/m ²	$\sigma'=\gamma*h$
$\sigma'1+\sigma'2+\sigma'3+\sigma'4$	5990			kg/m ²	-
$\Delta\sigma'$ prom+ $\sigma'1+\sigma'2+\sigma'3+\sigma'4$	6070			kg/m ²	-
Sp4	0.0007			m	Ecuación 17



4-5 metros					
C_c	0.249			-	-
e_0	1.01			-	-
γ	1569			kg/m ³	-
h	1			m	-
z	5	4.5	4	m	-
m_l	0.1	0.1	0.1	-	-
n_l	0.1	0.1	0.1	-	-
I_c	0.005	0.005	0.005	-	Tabla 6
$\Delta\sigma'$	80	80	80	kg/m ²	Ecuación 22
$\Delta\sigma'$ prom	80			kg/m ²	Ecuación 21
σ'_5	1569			kg/m ²	$\sigma'=\gamma*h$
$\sigma'_1+\sigma'_2+\sigma'_3+\sigma'_4+\sigma'_5$	7559			kg/m ²	-
$\Delta\sigma'$ prom+ $\sigma'_1+\sigma'_2+\sigma'_3+\sigma'_4+\sigma'_5$	7639			kg/m ²	-
Sp_5	0.0006			m	Ecuación 17
5-10 metros					
C_c	0.249			-	-
e_0	1.01			-	-
γ_{sat}	1766			kg/m ³	-
h	5			m	-
z	10	7.5	5	m	-
m_l	0	0	0.1	-	-
n_l	0.1	0.1	0.1	-	-
I_c	0.005	0.005	0.005	-	Tabla 6
$\Delta\sigma'$	80	80	80	kg/m ²	Ecuación 22
$\Delta\sigma'$ prom	80			kg/m ²	Ecuación 21
σ'_6	3831			kg/m ²	$\sigma'=(\gamma_{sat}-\gamma_w)*h$
$\sigma'_1+\sigma'_2+\sigma'_3+\sigma'_4+\sigma'_5+\sigma'_6$	11390			kg/m ²	-
$\Delta\sigma'$ prom+ $\sigma'_1+\sigma'_2+\sigma'_3+\sigma'_4+\sigma'_5+\sigma'_6$	11470			kg/m ²	-
Sp_6	0.0019			m	Ecuación 17
Sp	0.0039			m	$Sp_3+Sp_4+Sp_5+Sp_6$
	3.9			mm	



Anexo 91. Ejemplo de cálculo de asentamiento por consolidación primaria para cimentaciones con $D_f=3m$, $L/B=1$ y $P=1000kg$.

0-1 metro					Ecuación
γ	1413			kg/m^3	-
h	1			m	-
$\sigma'1$	1413			kg/m^2	$\sigma'=\gamma*h$
1-2 metros					
γ	1466			kg/m^3	-
h	1			m	-
$\sigma'2$	1466			kg/m^2	$\sigma'=\gamma*h$
2-3 metros					
γ	1619			kg/m^3	-
h	1			m	-
$\sigma'3$	1619			kg/m^2	$\sigma'=\gamma*h$
3-4 metros					
C_c	0.257			-	-
e_0	1.05			-	-
γ	1492			kg/m^3	-
h	1			m	-
z	4	3.5	3	m	-
$m1$	0.1	0.1	0.1	-	-
$n1$	0.1	0.1	0.1	-	-
I_c	0.005	0.005	0.005	-	Tabla 6
$\Delta\sigma'$	80	80	80	kg/m^2	Ecuación 22
$\Delta\sigma'$ prom	80			kg/m^2	Ecuación 21
$\sigma'4$	1492			kg/m^2	$\sigma'=\gamma*h$
$\sigma'1+\sigma'2+\sigma'3+\sigma'4$	5990			kg/m^2	-
$\Delta\sigma'$ prom+ $\sigma'1+\sigma'2+\sigma'3+\sigma'4$	6070			kg/m^2	-
$Sp4$	0.0007			m	Ecuación 17
4-5 metros					
C_c	0.249			-	-
e_0	1.01			-	-
γ	1569			kg/m^3	-
h	1			m	-
z	5	4.5	4	m	-
$m1$	0.1	0.1	0.1	-	-
$n1$	0.1	0.1	0.1	-	-
I_c	0.005	0.005	0.005	-	Tabla 6
$\Delta\sigma'$	80	80	80	kg/m^2	Ecuación 22
$\Delta\sigma'$ prom	80			kg/m^2	Ecuación 21
$\sigma'5$	1569			kg/m^2	$\sigma'=\gamma*h$
$\sigma'1+\sigma'2+\sigma'3+\sigma'4+\sigma'5$	7559			kg/m^2	-
$\Delta\sigma'$ prom+ $\sigma'1+\sigma'2+\sigma'3+\sigma'4+\sigma'5$	7639			kg/m^2	-
$Sp5$	0.0006			m	Ecuación 17



5-10 metros					
C_c	0.249			-	-
e_0	1.01			-	-
γ_{sat}	1766			kg/m ³	-
h	5			m	-
z	10	7.5	5	m	-
m_l	0	0	0.1	-	-
n_l	0.1	0.1	0.1	-	-
I_c	0.005	0.005	0.005	-	Tabla 6
$\Delta\sigma'$	80	80	80	kg/m ²	Ecuación 22
$\Delta\sigma'$ prom	80			kg/m ²	Ecuación 21
σ'_6	3831			kg/m ²	$\sigma'=(\gamma_{sat}-\gamma_w)*h$
$\sigma'_1+\sigma'_2+\sigma'_3+\sigma'_4+\sigma'_5+\sigma'_6$	11390			kg/m ²	-
$\Delta\sigma'$ prom+ $\sigma'_1+\sigma'_2+\sigma'_3+\sigma'_4+\sigma'_5+\sigma'_6$	11470			kg/m ²	-
Sp_6	0.0019			m	Ecuación 17
Sp	0.0032			m	$Sp_4+Sp_5+Sp_6$
	3.2			mm	



Anexo 91. Ejemplo de cálculo de asentamiento por consolidación primaria para cimentaciones con $D_f=4m$, $L/B=1$ y $P=1000kg$.

0-1 metro					Ecuación
γ	1413			kg/m^3	-
h	1			m	-
$\sigma'1$	1413			kg/m^2	$\sigma'=\gamma*h$
1-2 metros					
γ	1466			kg/m^3	-
h	1			m	-
$\sigma'2$	1466			kg/m^2	$\sigma'=\gamma*h$
2-3 metros					
γ	1619			kg/m^3	-
h	1			m	-
$\sigma'3$	1619			kg/m^2	$\sigma'=\gamma*h$
3-4 metros					
γ	1492			kg/m^3	-
h	1			m	-
$\sigma'4$	1492			kg/m^2	$\sigma'=\gamma*h$
4-5 metros					
C_c	0.249			-	-
e_0	1.01			-	-
γ	1569			kg/m^3	-
h	1			m	-
z	5	4.5	4	m	-
$m1$	0.1	0.1	0.1	-	-
$n1$	0.1	0.1	0.1	-	-
I_c	0.005	0.005	0.005	-	Tabla 6
$\Delta\sigma'$	80	80	80	kg/m^2	Ecuación 22
$\Delta\sigma'$ prom	80			kg/m^2	Ecuación 21
$\sigma'5$	1569			kg/m^2	$\sigma'=\gamma*h$
$\sigma'1+\sigma'2+\sigma'3+\sigma'4+\sigma'5$	7559			kg/m^2	-
$\Delta\sigma'$ prom+ $\sigma'1+\sigma'2+\sigma'3+\sigma'4+\sigma'5$	7639			kg/m^2	-
$Sp5$	0.0006			m	Ecuación 17



5-10 metros					
C_c	0.249			-	-
e_0	1.01			-	-
γ_{sat}	1766			kg/m ³	-
h	5			m	-
z	10	7.5	5	m	-
m_l	0	0	0.1	-	-
n_l	0.1	0.1	0.1	-	-
I_c	0.005	0.005	0.005	-	Tabla 6
$\Delta\sigma'$	80	80	80	kg/m ²	Ecuación 22
$\Delta\sigma'$ prom	80			kg/m ²	Ecuación 21
σ'_6	3831			kg/m ²	$\sigma'=(\gamma_{sat}-\gamma_w)*h$
$\sigma'_1+\sigma'_2+\sigma'_3+\sigma'_4+\sigma'_5+\sigma'_6$	11390			kg/m ²	-
$\Delta\sigma'$ prom+ $\sigma'_1+\sigma'_2+\sigma'_3+\sigma'_4+\sigma'_5+\sigma'_6$	11470			kg/m ²	-
Sp_6	0.0019			m	Ecuación 17
Sp	0.0024			m	Sp_5+Sp_6
	2.4			mm	



Anexo 92. Ejemplo de cálculo de asentamiento por consolidación primaria para cimentaciones con $D_f=5m$, $L/B=1$ y $P=1000kg$.

0-1 metro					Ecuación
γ	1413	kg/m ³			-
h	1	m			-
$\sigma'1$	1413	kg/m ²			$\sigma'=\gamma*h$
1-2 metros					
γ	1466	kg/m ³			-
h	1	m			-
$\sigma'2$	1466	kg/m ²			$\sigma'=\gamma*h$
2-3 metros					
γ	1619	kg/m ³			-
h	1	m			-
$\sigma'3$	1619	kg/m ²			$\sigma'=\gamma*h$
3-4 metros					
γ	1492	kg/m ³			-
h	1	m			-
$\sigma'4$	1492	kg/m ²			$\sigma'=\gamma*h$
4-5 metros					
γ	1569	kg/m ³			-
h	1	m			-
$\sigma'5$	1569	kg/m ²			$\sigma'=\gamma*h$
5-10 metros					
C_c	0.249	-			-
e_0	1.01	-			-
γ_{sat}	1766	kg/m ³			-
h	5	m			-
z	10	7.5	5	m	-
m1	0	0	0.1	-	-
n1	0.1	0.1	0.1	-	-
I_c	0.005	0.005	0.005	-	Tabla 6
$\Delta\sigma'$	80	80	80	kg/m ²	Ecuación 22
$\Delta\sigma'$ prom	80	kg/m ²			Ecuación 21
$\sigma'6$	3831	kg/m ²			$\sigma'=(\gamma_{sat}-\gamma_w)*h$
$\sigma'1+\sigma'2+\sigma'3+\sigma'4+\sigma'5+\sigma'6$	11390	kg/m ²			-
$\Delta\sigma'$ prom+ $\sigma'1+\sigma'2+\sigma'3+\sigma'4+\sigma'5+\sigma'6$	11470	kg/m ²			-
Sp6	0.0019	m			Ecuación 17
Sp	0.0019	m			Sp6
	1.9	mm			