



**UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO**



***MAESTRÍA EN INFRAESTRUCTURA
DEL TRANSPORTE EN LA RAMA DE LAS VÍAS
TERRESTRES***

**“DETERMINACIÓN DE DEFORMACIONES VERTICALES
EN TERRAPLENES DEBIDAS A LA SATURACIÓN”**

T E S I S

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

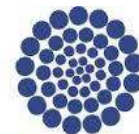
**MAESTRO EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE
EN LA RAMA DE LAS VÍAS TERRESTRES**

PRESENTA:

ING. JOSÉ DE JESÚS ESPINOSA ARREOLA

ASESOR:

**DOCTOR EN INGENIERÍA DEL TERRENO CARLOS CHÁVEZ
NEGRETE**



CONACYT

Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología

**Maestría en Infraestructura
del Transporte**
en la Rama de las Vías Terrestres

Morelia, Michoacán. Enero de 2014.



Agradecimientos

Agradezco a Dios que me permitió el don de la vida hasta este momento, por estar a mi lado en los momentos difíciles. Por estar de nuevo en mi vida.

Gracias a mi esposa Berenice, que con su amor y paciencia a lo largo de mis estudios de Maestría, me ha alentado a seguir superándome. Gracias por esta pequeñita que pronto será parte de nuestra vida, otro motivo más para ser mejor persona y continuar superándome.

Les agradezco a mis padres que me hayan motivado desde niño a poner mi mejor esfuerzo en los estudios que esté cursando. Por el apoyo incondicional para ser alguien en la vida, sin ellos no hubiese sido posible obtener el grado de estudios que hasta el momento tengo. A ellos por ser mi mejor ejemplo de lucha diaria.

Gracias a mis hermanos, quienes han sido desde siempre motivo de superación continua, por estar ahí cuando los necesito.

Una mención especial a los trabajadores del laboratorio Ing. Luis Silva Ruelas, al Ing. Guillermo Ávila, Ing. Ernesto Núñez, Ing. Alfredo Zamora, Tec. Jaime Chora, M.I. Tarsicio Domínguez, P.I.C. Pablo García, quienes con su más que valiosa ayuda se pudo llevar a cabo a buen término las pruebas de laboratorio. Por su siempre tan buena disposición de ayudar. ¡Gracias amigos!

Agradezco a todos y cada uno de mis profesores, de quienes me llevo solo lo mejor. Al Dr. Eleazar Arreygue, M.I. Felipe Jerónimo y en especial al Dr. Jorge Alarcón, por su interés de formar mejores profesionistas que puedan hacer de México cada día algo mejor.

Por último y no menos importante, gracias a mi asesor de tesis, Dr. Carlos Chávez, en primer término por confiar en mí para realizar este trabajo de tesis, quien con su amplio conocimiento en el área y su mejor disposición de trabajar, me brindó su apoyo como a un amigo. Gracias a usted esto es posible.



Contenido

1	Introducción.....	1
1.1	Objetivos.....	2
1.1.1	Objetivo general.....	2
1.1.2	Objetivos particulares.....	2
1.2	Justificación.....	3
1.3	Alcances.....	4
2	Suelos no saturados.....	5
2.1	Fases del suelo no saturado.....	5
2.2	Compactación de suelos.....	8
2.2.1	Variables que afectan la compactación.....	10
2.2.2	Compactación en Laboratorio.....	14
2.2.3	Compactación en Campo.....	17
2.2.4	El espacio Proctor.....	24
2.2.5	Colapso y Expansión.....	28
2.3	El efecto del agua en el suelo.....	31
2.3.1	Succión en suelos.....	31
2.3.2	Curva de Retención.....	33
2.3.3	Técnicas de medición de la succión.....	34
2.4	El modelo constitutivo BBM.....	40
3	Problemática de los terraplenes en carreteras.....	48
3.1.1	Normativa de terraplenes en México.....	52
3.1.2	El proceso constructivo.....	54
4	Pruebas de Laboratorio.....	56
4.1	Muestreo del material.....	56
4.1.1	Procedimiento.....	56
4.1.2	Resultados.....	57
4.2	Peso Volumétrico y humedad de campo.....	58
4.2.1	Procedimiento.....	58
4.2.2	Resultados.....	59
4.3	Determinación de la composición granulométrica.....	60



4.3.1	Procedimiento.....	60
4.3.2	Resultados.....	61
4.4	Determinación de Límites de Consistencia y Contracción Lineal.....	61
4.4.1	Preparación de la muestra.....	62
4.4.2	Procedimiento.....	62
4.4.3	Límite líquido.....	63
4.4.4	Límite plástico.....	64
4.4.5	Índice plástico.....	65
4.4.6	Contracción lineal.....	66
4.4.7	Límite de contracción.....	66
4.4.8	Resultados.....	67
4.5	Peso específico relativo de los sólidos.....	69
4.5.1	Preparación de la muestra.....	69
4.5.2	Calibración del matraz.....	70
4.5.3	Procedimiento para material que pasa la malla N° 4.....	72
4.5.4	Resultados.....	76
4.6	Peso volumétrico seco máximo (Compactación AASHTO Estándar).....	76
4.6.1	Procedimiento.....	77
4.6.2	Resultados.....	79
4.7	Prueba de consolidación.....	80
4.7.1	Material y equipo.....	81
4.7.2	Preparación de la muestra.....	82
4.7.3	Procedimiento para prueba Saturada.....	85
4.7.4	Procedimiento para prueba No Saturada.....	87
4.7.5	Resultados.....	88
4.8	Determinación de Parámetros para el modelo BBM.....	94
4.8.1	Curva de Retención.....	94
4.8.2	Curva de conductividad hidráulica.....	97
5	Modelado del comportamiento de terraplenes.....	100
5.1	Zona en estudio.....	100
5.2	Aplicación práctica a terraplenes.....	103



5.2.1	Secciones tipo de terraplén.....	103
5.2.2	Programa Seep/w.....	104
5.2.3	Programa Vadose/W.....	108
5.3	Aplicación del modelo BBM.....	113
5.3.1	Resultados del modelo.....	117
5.3.2	Modelo aplicado a la sección tipo de terraplén	118
6	Conclusiones.....	121
6.1	Futuras Líneas de Investigación	123
7	Bibliografía.....	124
8	Anexos.....	127
8.1	Límites de consistencia	127
8.2	Curvas de compresibilidad.....	127
8.3	Calibración de matraces.....	133
8.4	Parámetros usados en el Geostudio	133
8.4.1	Seep/W	133
8.4.2	Vadose/W	138
8.5	Algoritmo de cálculo en Mathematica.....	142



Lista de Figuras

Figura 1 Pátzcuaro - Uruapan, Km 51+000.	
Figura 2 Carpeta asfáltica fatigada en terraplén con asentamiento.	5
Figura 3 Peralte en curva modificado por asentamientos.	3
Figura 4 Fases de un suelo.	6
Figura 5 Fases del suelo no saturado, Yoshimi & Osterberg (1963), citado en Barrera & Garnica (2002).	6
Figura 6 Esquema de la estructura del suelo (Illa, 2008).	8
Figura 7 Curvas de compactación Proctor estándar y modificada para un limo arcilloso (M. Das, 2001).	13
Figura 8 La curva de compactación (M. Das, 2001).	15
Figura 9 Diagrama cualitativo de γ_d vs w para diversas energías de compactación, Rico & Del Castillo (1982)	16
Figura 10 Influencia del tipo de compactación en la estructura adquirida por el suelo compactado, (Rico & Del Castillo, 1982).	17
Figura 11 Rodillo pata de cabra.	20
Figura 12 Aumento de la densificación con el número de pasadas de un rodillo pata de cabra, (Mendoza L., 1992).	21
Figura 13 Compactador vibratorio de suelos.	22
Figura 14 Compactación con rodillo liso, con y sin vibración (Rico & Del Castillo, 1982)	23
Figura 15 Adaptación de un rodillo liso en pata de cabra	24
Figura 16 Evolución de la humedad bajo pavimentos (Alonso E. E., 2011)	25
Figura 17 Mapa de deformaciones volumétricas al saturar muestras bajo diferentes condiciones de compactación (CL). Tensión vertical aplicada en edómetro: 0.1 MPa. Suriol et al (2002) citado en Alonso (2011)	26
Figura 18 Mapa de deformaciones volumétricas al saturar muestras bajo diferentes condiciones de compactación (CL). Tensión vertical aplicada en edómetro: 0.6 MPa. Suriol et al (2002) citado en Alonso (2011)	26
Figura 19 Propuesta de criterio de compactación. a) suelos de plasticidad media y baja o suelos bajo esfuerzos de confinamiento elevados. b) Suelos de plasticidad alta o suelos bajo esfuerzos de confinamiento medios y bajos. Alonso (2011).	28
Figura 20 Mapa de deformaciones volumétricas al saturar muestras bajo diferentes condiciones de compactación para una arena arcillosa de plasticidad media (SC), Lawton et al (1989) citado en Alonso (2011).	30
Figura 21 Tubos capilares mostrando las interfaces aire-agua a diferentes radios de curvatura de los meniscos, Fredlund & Rahajardo, (1993).	31
Figura 22 Formación del menisco, Lourenço et al. (2012).	32
Figura 23 Técnica de succión osmótica, Ng & Chen (2005).	32
Figura 24 Resultados de medida en laboratorio de la succión matricial, osmótica y total. Krahn & Fredlund (1972), citado en Asanza (2009).	33
Figura 25 Puntos singulares de la curva de retención, Asanza (2009).	34
Figura 26 Presiones aplicadas sobre la piedra porosa. Adaptada de Gómez (2004) y Fredlund & Rahardjo (1993).	36
Figura 27 Esquema de funcionamiento de la célula de presión (Asanza, 2009).	37
Figura 28 Esquema del papel filtro en muestra de suelo y disco perforado (Otálvaro, 2012).	39
Figura 29 Curva LC en el plano isotrópico.	41
Figura 30 Superficies de fluencia del modelo BBM. a) Plano isotrópico (p,s). b) Plano desviador (p,q).	42



Figura 31 Variación del volumen específico con p para diferentes succiones (esquema) 43

Figura 32 Superficies de fluencia del modelo BBM en el espacio Triaxial (p, q, s) (Alonso, Gens, & Josa, 1990).
..... 44

Figura 33 Influencia del parámetro a en la curva LC 46

Figura 34 Influencia del parámetro α en la curva LC 46

Figura 35 Estructura tradicional de un pavimento flexible en México. 49

Figura 36 Distribución del Esfuerzo Vertical en un sistema bicapa, (Yang H., 2004)..... 49

Figura 37 Distribución del Esfuerzo Vertical en un sistema tricapa, (Chávez Negrete, 2011) 50

Figura 38 Asentamiento en autopista Pátzcuaro-Uruapan, km. 51+000 (25-11-11). 51

Figura 39 Carpeta asfáltica fatigada en terraplén que presenta asentamiento. 51

Figura 40 Peralte modificado en curva por asentamientos. 51

Figura 41 Talud de obtención del material en estudio en el km 65+000 56

Figura 42 Muestreo del material en talud. 57

Figura 43 Humedad alta en el material en campo 58

Figura 44 Terrones para elaborar las pastillas. 59

Figura 45 Sumergido en mercurio de las pastillas de suelo. 59

Figura 46 Granulometría. 61

Figura 47 Obtención de la muestra para límites de consistencia. 62

Figura 48 Homogenización del material. 62

Figura 49 Material en la copa de Casagrande. 63

Figura 50 Muestras para humedad de límites 64

Figura 51 Determinación del límite plástico. 65

Figura 52 Contracción lineal. 66

Figura 53 Contracción volumétrica. 67

Figura 54 Curva de fluidéz 68

Figura 55 Clasificación de Atterberg 68

Figura 56 Cribado de material para la densidad de sólidos. 69

Figura 57 Calibración de matraces 70

Figura 58 Curva de calibración del Matraz No. 2 72

Figura 59 Vaciado del material en el matraz. 72

Figura 60 Extracción del aire de la muestra 73

Figura 61 Llenado de agua destilada hasta la marca de aforo 74

Figura 62 Temperatura del matraz. 74

Figura 63 Masa del material secado al horno 75

Figura 64 Material utilizado en la compactación AASHTO 77

Figura 65 Compactación del espécimen 78

Figura 66 Especimen compactado y desmoldado 78

Figura 67 Curva de compactación, Proctor estándar 79

Figura 68 Pruebas remoldeadas en el espacio Proctor Estándar. 80

Figura 69 Equipos de consolidación. 81

Figura 70 Instrumentación mediante LabView. 82

Figura 71 Incorporación de humedad al material 83

Figura 72 Compactación estática 83

Figura 73 Superficie por labrar 84

Figura 74 Labrado del espécimen 85

Figura 75 Pesado del anillo con la muestra 85



Figura 76 Lecturas digitales en LabView 86

Figura 77 Curva de compresibilidad, Prueba N° 9 87

Figura 78 Muestra montada con cubierta de plástico..... 88

Figura 79 Consolidación $G_c=90\%$ 89

Figura 80 Consolidación, $G_c=93\%$ 90

Figura 81 Trayectorias de consolidación, P8. 92

Figura 82 Trayectorías de Consolidación, P10. 93

Figura 83 Curva de retención en base a W.PI 96

Figura 84 Curva de retención, Limo MH 97

Figura 85 Curva de conductividad hidráulica, $K_{-Sat}=1.03e^{-8}m/seg$ 99

Figura 86 Localización de la zona en estudio..... 101

Figura 87 Localización de la estación climatológica Zirahuén, Villa Escalante..... 102

Figura 88 Sección tipo de terraplén..... 104

Figura 89 Condiciones iniciales del terraplén modelado 105

Figura 90 Sección tipo, en condiciones no saturadas 105

Figura 91 Sección tipo, después del humedecimiento 106

Figura 92 Presión de poro vs Elevación, a distintas infiltraciones (m/seg). 107

Figura 93 Registro de precipitación, serie jul-2012 – jun-2013. 108

Figura 94 Arreglo de los materiales en la simulación..... 109

Figura 95 Condiciones iniciales (steady state & transient coupled). 109

Figura 96 Presión de poro (succión) en condiciones iniciales (kPa). 110

Figura 97 Cambio de succión por humedecimiento, en kPa (6.34 años). 111

Figura 98 Curvas de succión vs profundidad en el tiempo..... 112

Figura 99 Curva esfuerzo vertical – relación de vacíos. Prueba de consolidación con saturación a 0.37 MPa en limo de autopista Pátzcuaro-Uruapan. 113

Figura 100 Curva LC inicial, ajustada para la prueba #10 114

Figura 101 Trayectoria seguida en los planos $(\sigma_v - s)$ y $(\sigma_v - e)$ 115

Figura 102 Reproducción de trayectorias con el modelo ajustado ($s=0$)..... 118

Figura 103 Esfuerzo promedio en terraplén de 10 m. 119

Figura 104 Curva LC a 5 m de profundidad, $\sigma_v=0.076$ MPa 120



Lista de Tablas

<i>Tabla 1</i> Objetivos de la compactación en campo, (Mendoza L., 1992).	18
<i>Tabla 2</i> Requisitos para terraplenes, México.....	52
<i>Tabla 3</i> Requisitos para suelos tolerables en España.	53
<i>Tabla 4</i> Clasificación del Índice de Colapso, <i>le</i> , (ASTM International, 2003)	53
<i>Tabla 5</i> Determinación del Peso volumétrico húmedo	60
<i>Tabla 6</i> Humedad de campo.....	60
<i>Tabla 7</i> Prueba N°1, densidad de sólidos.....	76
<i>Tabla 8</i> Prueba N°2, densidad de sólidos.....	76
<i>Tabla 9</i> Parámetros de los ensayos para modelo BBM	94
<i>Tabla 10</i> Rango de permeabilidades saturadas obtenidas en laboratorio	98
<i>Tabla 11</i> Características Geo-Hidrológicas de la zona en estudio	100
<i>Tabla 12</i> Estación climatológica Uruapan, Michoacán	101
<i>Tabla 13</i> Datos climatológicos, estación Uruapan	102
<i>Tabla 14</i> Datos de Estación climatológica Zirahuén.....	103
<i>Tabla 15</i> Comparativa de parámetros experimentales y del Modelo.....	114



Resumen

En el presente trabajo se realizaron pruebas de colapso debido a la saturación, en un suelo característico de la autopista Pátzcuaro – Uruapan, en el estado de Michoacán. Dichos colapsos fueron determinados con equipo convencional de consolidación, es decir, sin la utilización de equipo con control de succión.

Se encontraron colapsos unidimensionales de 1% para muestras remoldeadas, con un grado de compactación (G_c) de 93% de la prueba AASHTO estándar, sometidas a esfuerzo constante $\sigma_v = 3.75 \text{ kg/cm}^2$ y humedecimiento durante más de 24 h. También se obtuvo colapso de 2.9% para un $G_c = 90\%$, sometido al mismo esfuerzo vertical.

Se calibró el modelo elastoplástico BBM (Barcelona Basic Model) con los parámetros del suelo obtenidos en laboratorio, se realizaron simulaciones de trayectorias de carga y humedecimiento y la comparación entre las deformaciones verticales obtenidas en laboratorio y con el modelo ajustado.

Se llegó a la conclusión de que el suelo en estudio es potencialmente colapsable y que en terraplenes típicos de 10 m de altura en la Autopista Pátzcuaro – Uruapan, pueden llegar a presentarse colapso de hasta 39 cm reflejados en la superficie de rodamiento. Además que estos asentamientos son graduales en el tiempo, sin que se presenten colapsos repentinos de toda la estructura del pavimento.

Palabras Clave: Terraplén, Grado de compactación, Succión, Colapso, Consolidación.

Abstract

In the present work collapse due to the saturation testing, was performed in a soil characteristic of the Patzcuaro - Uruapan in Michoacan State Highway. These collapses were determined with conventional equipment consolidation, i.e., without the use of equipment with suction control.



They were one-dimensional settlements of 1% for compacted samples, with a degree of compaction (G_c) of 93% of the standard AASHTO test, subjected to constant effort $\sigma_v = 3.75 \text{ kg/cm}^2$ and dampening for more than 24 hours. It was also obtained collapse of 2.9% for a $G_c = 90\%$, subject to the same vertical effort.

The Elastoplastic Model BBM (Barcelona Basic Model) was calibrated with the soil parameters obtained in laboratory, simulations of trajectories of uploading and dampening were made and the comparison between vertical deformations obtained in the laboratory and with the fitted model.

Came to the conclusion that the study soil is collapsible and that in typical fills 10 m high in the Patzcuaro - Uruapan Highway, may occur collapse of up to 39 cm reflected on the pavement's surface. In addition to these settlements are gradual in time, without sudden collapses of the whole structure of the pavement are presented.

Key Words: Embankment, degree of compaction, consolidation, suction, collapse.



1 Introducción

La infraestructura carretera está compuesta por diversas obras de ingeniería, de las cuales podemos destacar la presencia de puentes, cortes, terraplenes, taludes, obras de drenaje, etc., y que cada una de ellas puede presentar problemas particulares; por lo que actualmente es necesario llevar a cabo estudios más detallados que permitan conocer a fondo y de manera cada vez más apegada a la realidad, el comportamiento de dichas obras.

En la mecánica de suelos no es la excepción ya que se han llevado a cabo numerosas investigaciones que van más allá de los estudios que se habían empleado tradicionalmente, tal es el caso de los suelos no saturados en los que el comportamiento de estos suele ser diferente y puede llegar a presentar un comportamiento más complejo y con un número de variables mayor que en el medio saturado.

La compactación ha figurado entre las técnicas de construcción desde las épocas más remotas de que se tiene noticia, si bien en la antigüedad su aplicación no era ni general ni sistemática. Los métodos de apisonado por el paso de personas o animales se utilizaron en épocas muy lejanas (Rico & Del Castillo, 1982).

La compactación es sin duda un concepto que se encuentra incluido prácticamente en cualquier obra de la ingeniería civil, aún más en el área de caminos, en donde los suelos compactados son imperantes sobre todo en las obras de gran envergadura y de altas especificaciones, esto debido a los trazos cada vez más lineales de los proyectos geométricos en los cuales se busca acortar distancias. Esto lleva a que se tenga que cruzar por terrenos cada vez más accidentados, teniendo terraplenes de alturas mayores a las que se tenían en el pasado.

Las deformaciones verticales debidas al colapso en terraplenes los cuales se encuentran en estado parcialmente saturados, propician deformaciones en toda la estructura de un pavimento, reflejadas principalmente en la superficie de rodamiento, que ocasionan que las obras de infraestructura carreterapresenten condiciones de servicio inadecuadas para las cuales fueron inicialmente proyectadas.



Además la utilización de modelos matemáticos en ingeniería ha llevado a la resolución de problemas que de otra forma tomaría mucho tiempo y dinero reproducir todas las condiciones necesarias para su análisis. Por lo que con la ayuda de estos modelos se pueden obtener resultados bastante precisos.

De esta forma, es mediante la combinación de modelos matemáticos y la experimentación que se puede llegar a analizar de manera más detallada y certera el comportamiento de suelos en estado no saturado.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo general

El objetivo principal de esta investigación es el de estimar las deformaciones verticales en terraplenes con un suelo característico de la autopista Pátzcuaro – Uruapan, aplicando el modelo Barcelona Basic Model (BBM), debidas a la saturación y su evolución en el tiempo.

1.1.2 Objetivos particulares

Estudiar la teoría de los suelos no saturados para comprender las variables que intervienen en el proceso de compactación tanto en laboratorio como en campo, el fenómeno de succión y las técnicas de medición de esta, así como las consideraciones que hace el modelo constitutivo BBM para su aplicación.

Analizar la problemática de los terraplenes de carreteras en México, en cuanto a las consideraciones del proceso constructivo, así como la respectiva normativa aplicable en México y en España, y sus restricciones en materia de suelos colapsables.

Caracterizar el material de la autopista Pátzcuaro – Uruapan, conocido comúnmente en Michoacán como “Charanda” para determinar sus propiedades físicas y mecánicas.

Ajustar el modelo BBM con las pruebas del material en estudio, para determinar las deformaciones verticales teóricas del suelo mediante este modelo con parámetros reales.

1.2 Justificación



Figura 1 Pátzcuaro - Uruapan, Km 51+000.
condiciones no satisfactorias.

Existen obras de infraestructura carretera en las cuales son muy frecuentes los problemas de asentamientos en terraplenes debidos al colapso; reflejados en la superficie de rodamiento y que conducen a tener el estado físico de las carreteras en

Una medida del estado superficial de las carreteras es el IRI (Índice de Rugosidad Internacional). Según la DGCC-SCT, en 2009 los cinco estados con mayor porcentaje de su red carretera con IRI “No Satisfactorio” fueron el Estado de México (43.9%), Oaxaca (40.4%), Tlaxcala (35.9), Michoacán (32.5%) e Hidalgo (30.5%).

Un caso particular que se puede mencionar es la autopista Pátzcuaro – Uruapan, la cual presenta múltiples asentamientos que pueden ser debidos principalmente al colapso del suelo utilizado en la zona como material de terraplén, lo cual afecta el estado superficial del camino, manteniéndolo en condiciones de constante deterioro.



Figura 2 Carpeta asfáltica fatigada en terraplén con asentamiento.



Figura 3 Peralte en curva modificado por asentamientos.



La Figura 1, Figura 2 y Figura 3 muestran un panorama típico de este tramo carretero, donde el estado físico de la superficie de rodamiento se ve afectado con múltiples asentamientos, y esto se da principalmente en las transiciones entre cortes y terraplenes, o donde se tienen específicamente terraplenes.

Aunado a todo esto, en México la normativa para terraplenes no contempla alguna prueba de colapso mediante la cual se determinen los asentamientos bajo ciertas condiciones, sino que el suelo para terraplén está restringido a un grado de compactación independientemente del espesor que se tenga; sin embargo, en países como España consideran el asentamiento por colapso en el suelo a utilizar, garantizando de esta manera que no se presente dicho problema, al menos no de manera tal que sea capaz de dañar la estructura del pavimento.

Con el presente trabajo de investigación se pretende dar mayor importancia al estudio del colapso en suelos no saturados, para tener **obras de ingeniería de mayor calidad**, y así mismo se **reduzcan los costos** tanto de operación como de mantenimiento en la infraestructura carretera. Los resultados de esta investigación pretenden dar a conocer la susceptibilidad al colapso del tipo de suelo en estudio y tomar las medidas necesarias para evitar que se presenten asentamientos bajo determinadas condiciones al utilizar este material.

1.3 Alcances

Se obtendrán las deformaciones verticales totales en la estructura del terraplén bajo diferentes escenarios de altura y cambios de succión.

El asentamiento calculado será determinado en la dimensión vertical (deformación unidimensional).

El estudio está enfocado para un suelo compactado que cumpla con la calidad de materiales para terraplén, según la normativa Mexicana (N-CMT-1-01/02) de la SCT.



2 Suelos no saturados

En la mecánica de suelos, actualmente se tiene un conocimiento amplio en la teoría de suelos saturados, ya que se pueden explicar de manera un tanto más sencilla su comportamiento de resistencia, deformación volumétrica y resistencia al corte. Aunque en menor medida, se ha desarrollado el conocimiento de los suelos no saturados, las investigaciones sobre estos han ido avanzando a paso continuo, ya que se ha visto la necesidad de definir las variables que intervienen en el proceso de esfuerzos y deformaciones (adicionalmente al estado saturado), para de esta forma conocer el comportamiento del suelo bajo diferentes condiciones de estado. Muchos tipos de suelos en estado parcialmente saturado conducen a comportamientos muy variables en cuanto a colapso o expansión, debidos a los cambios de humedad y la densidad que presentan bajo ciertas condiciones. Estos problemas han tratado de abordarse por separado aunque si bien, deben englobarse en un estudio donde la succión es el parámetro que gobierna el comportamiento del suelo parcialmente saturado (Barrera Bucio, 2004).

Los fenómenos que presenta el suelo en estado no saturado son los que están directamente relacionados con sus deformaciones volumétricas al modificar el contenido de humedad en el suelo o grado de saturación. Las deformaciones que se presentan entonces pueden ser debidas al colapso o a la expansión del suelo, y tales deformaciones quedan en función de la estructura del suelo (origen y microestructura), así como del grado de saturación y su macroestructura o distribución granulométrica (Barrera Bucio & Garnica Anguas, 2002).

2.1 Fases del suelo no saturado

En el medio saturado, se tiene que el suelo presenta tres fases que lo constituyen: sólida, líquida y gaseosa. La fase sólida la forman las partículas de suelo; la fase líquida la conforma el agua; la fase gaseosa es el aire que pueda estar presente en los huecos que no ocupa el agua (Figura4).

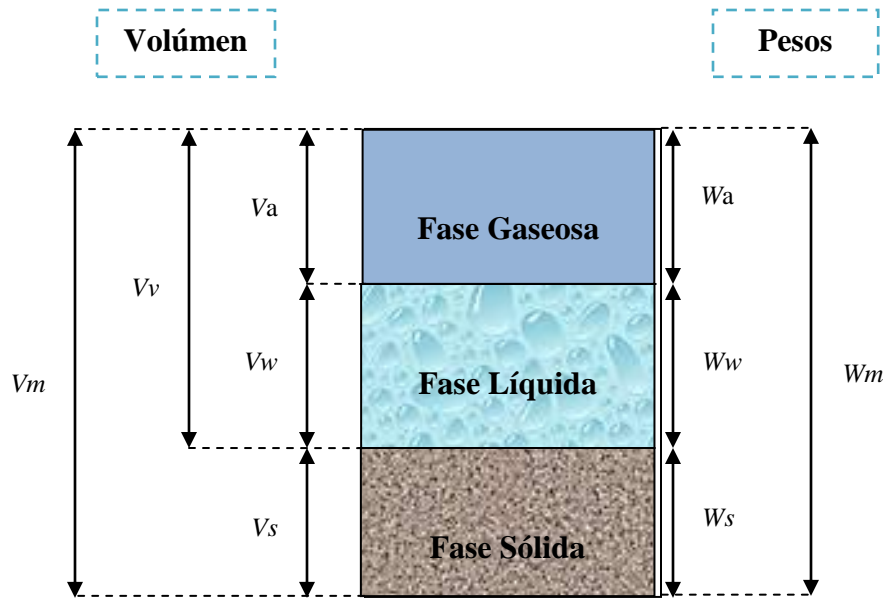


Figura4 Fases de un suelo

Fuente: Juárez y Rico (2005).

Los suelos no saturados están compuestos por tres fases: sólida, líquida y gaseosa, de acuerdo con Yoshimi & Osterberg (1963) (Figura 5), aunque Fredlund & Morgenstern (1977) manejan una cuarta fase, la cual definen como la interfase entre el aire libre y el agua libre.

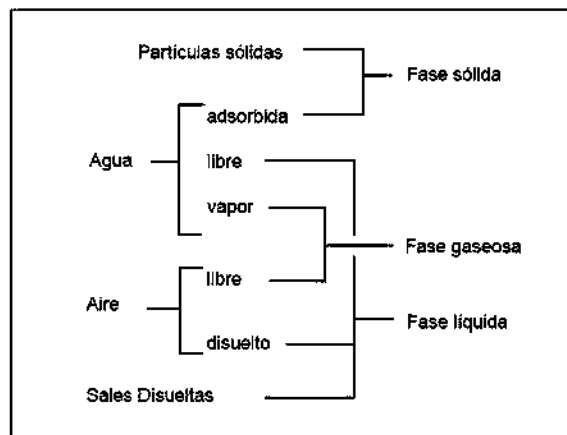


Figura 5 Fases del suelo no saturado, Yoshimi & Osterberg (1963), citado en Barrera & Garnica (2002).



a) Fase Sólida

Las partículas que comprenden esta fase quedan determinadas por su tamaño o granulometría, siendo estas de fracción gruesa o fina; forma, textura y composición química, principalmente. Las partículas se disponen de tal manera que forman arreglos geométricos o estructura del suelo que, en interacción con las otras dos fases del suelo, son moldeados de una o de otra forma en función de su influencia.

b) Fase Líquida

Compuesta principalmente por el agua que puede presentarse en tres formas: como *agua adsorbida* en la partícula sólida o como parte de la capa difusa, que no puede ser separada por acciones hidrodinámicas, el *agua capilar* que depende de las condiciones capilares del suelo (determinada por los tubos capilares y el radio de los meniscos), y el *agua gravitacional* que se presenta en condiciones de drenaje libre y que puede ser expulsada por gravedad. Aunque desde el punto de vista hidrodinámico el agua capilar y la gravitacional forman una sola unidad, denominada agua libre (Barrera Bucio, 2004)

Esta fase es la encargada de tener un efecto de llevar al suelo a presentar estructuras y resistencia muy diversas, así como variaciones volumétricas en función de la influencia de esta fase, reflejada en el grado de saturación del suelo.

c) Fase Gaseosa

Está constituida por aire libre y vapor de agua. El aire se encuentra en función también del grado de saturación; al tener un grado de saturación bajo el aire puede conectarse entre los huecos con el medio ambiente, en cambio cuando el grado de saturación es alto, se concentra en poros o bolsas de aire atrapado debido a que es compresible. Esta fase se supone, aunque no sea de esta manera, que sigue el comportamiento de un gas ideal y por lo tanto cumple la ley de gases perfectos para intervalos de presión y temperatura habituales en un suelo.

En el suelo se pueden presentar distintos arreglos de las fases como se muestran en la Figura 6, las cuales se reflejan en grados de saturación variables y presiones de aire y agua

que le confieren directamente al suelo valores de succión variables (como se describirá más adelante).

El arreglo mostrado en la Figura 6 en la naturaleza se presenta en suelos muy cercanos a la superficie, con un grado de saturación bajo, principalmente en zonas áridas donde la evaporación es mayor que la infiltración. También es común que se presente en rellenos compactados, como pedraplenes. Su grado de saturación es intermedio y se presenta en suelos naturales o rellenos compactados de material fino, como el limo o la arcilla. Además, corresponde a un grado de saturación elevado y se puede encontrar en la zona de transición entre el nivel freático y la zona superior no saturada.

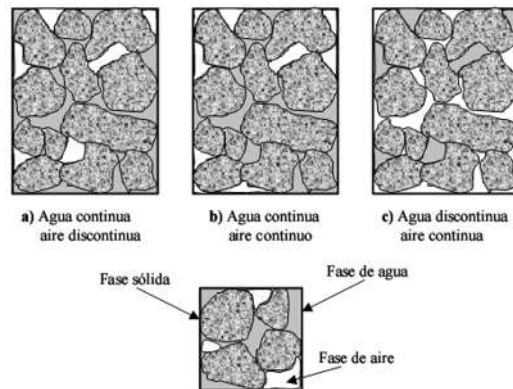


Figura 6 Esquema de la estructura del suelo (Illa, 2008).

2.2 Compactación de suelos

La compactación es uno de varios métodos que hoy se dispone para el mejoramiento del suelo y de mayor aplicación universal debido a su practicidad y elevada eficiencia en cualquier construcción civil.

No es común que el suelo en su estado natural sea totalmente utilizable para las obras de ingeniería como carreteras, puentes, edificios, etc. puesto que la mayoría de las veces se deberá recurrir a algún proceso de compactación mediante el cual el suelo presente



características que lo hagan cumplir con los parámetros de resistencia y deformabilidad necesarios en las obras a ejecutar. Es decir, en la actualidad no es común que se tengan obras de infraestructura que permitan la inclusión de terraplenes, o rellenos, sueltos o a volteo.

Podemos definir a la compactación del suelo como aquel proceso mediante el cual se logra densificar el material mediante la expulsión de aire, de forma tal que se puedan mejorar sus características de resistencia al corte, compresibilidad y esfuerzo-deformación; dependiendo de la obra a ejecutar y de la función que desempeñe el suelo como capa granular de la estructura, ya sea como una capa drenante o como capa estructural, las características granulométricas y de compactación son básicamente los parámetros que rigen su comportamiento.

Aunque si bien la compactación que se le da a un suelo es para mejorar sus propiedades mecánicas, principalmente, para un suelo muy compacto se deriva un material muy resistente, pero queda susceptible al agrietamiento. Estas posibles contradicciones se complican y amplían aún más si se toma en cuenta que los suelos compactados han de tener una vida larga y que es compromiso obvio que conserven sus propiedades en toda esa vida; bajo la acción del agua, de las cargas soportadas, etc. En este sentido, la alta resistencia obtenida con compactación muy enérgica, puede entrar en contradicción consigo misma, pues un suelo muy compacto podrá, en general, absorber mucha agua si se dan las condiciones propicias y al hacerlo su resistencia podrá descender drásticamente, en tanto que ese mismo suelo inicialmente compactado en forma menos enérgica, con menor resistencia inicial, podrá resultar mucho más estable ante el agua, manteniendo en el tiempo su resistencia inicialmente menor que la del otro, pero probablemente suficiente (Rico & Del Castillo, 1982).

De manera general, lo que se busca principalmente con la compactación es conseguir el mayor contacto entre partículas para una mejor resistencia al esfuerzo cortante, la disminución de los huecos y la impermeabilización en la medida de lo posible.



2.2.1 Variables que afectan la compactación

La compactación es un modificador de la estructura primaria del suelo, a nivel microscópico, y por consiguiente esta modificación se manifestará en el comportamiento mecánico a nivel macroscópico, por lo que a distintos métodos de compactación se tendrán micro estructuras diferentes y por lo tanto propiedades diferentes del suelo, incluso a un mismo peso volumétrico seco e igual grado de compactación (Mendoza L., 1992).

Las variables que afectan el proceso de compactación son tan diversas, lo cual hace que el problema de la compactación sea no menospreciado y por tanto obliga al laboratorista, así como al ingeniero constructor, a conocer y tomar en cuenta cada una de estas para poder lograr los objetivos que se pretenden alcanzar en determinada obra.

Rico & Del Castillo (1982) engloban las variables que afectan la compactación como se muestra a continuación:

- La naturaleza del suelo.
- El método de compactación.
- La energía de compactación.
- El contenido de agua del suelo.
- El sentido en que se recorra la escala de humedades al efectuar la compactación.
- El contenido de agua original del suelo.
- La re compactación.
- La temperatura.
- Otras variables (no. de capas, espesor, no. de pasadas, no. de golpes).



De esta clasificación podemos decir que no todas las variables tienen la misma importancia, dependiendo del lugar de la obra. Por ejemplo la temperatura en un lugar que no es ni tan caluroso ni tan frío, tenderá a afectar en menor medida; en comparación a si tiene un lugar de calor extremo donde la incorporación de agua se ve afectada por la evaporación.

Debido a lo anterior sólo se hará mención de la naturaleza del suelo, la energía específica y el contenido de agua en este.

LA NATURALEZA DEL SUELO.- Se pueden distinguir dos tipos de comportamiento debido a la naturaleza del suelo, el primero es el que se tiene en suelos granulares (gravas, arenas y limos no plásticos) en lo que su comportamiento está determinado por una estructura simple y de forma equidimensional. El segundo se le atribuye a los suelos finos (arcillas) cuyo comportamiento se debe principalmente a estructuras laminares que son más complejas y que se rigen por efectos electroquímicos.

El comportamiento de los suelos finos está dado por su formación de origen, la disposición inicial en la cual se encontraban cuando fueron recogidos para su uso. Es difícil pensar en el comportamiento individual de estos suelos, debido a su micro tamaño, siendo más bien tratados como conjunto o empaquetamientos o grumos.

Para el caso de los suelos granulares su tratamiento es como el de un conjunto de esferas superpuestas en donde su densificación se debe al reacomodo y a ruptura de partículas (en casos de niveles de esfuerzo altos), inducido por las cargas que soporta y el humedecimiento del material. Esto lleva al material a estados más rígidos, más resistentes y menos compresibles.

En suelos arcillosos la estructura inicial que tienen en el banco y la adquirida en el proceso de compactación (por ende más densa), produce estructuras más complejas y compresibles que son más inestables al absorber agua cuanto más densificadas sean. Adicionalmente ganan resistencia conforme ganan densidad, aunque esa resistencia se verá menguada en el momento que la expansión se presente por absorción del agua (Rico & Del Castillo, 1992). Mismo fenómeno que abordaremos en un capítulo más adelante.



ENERGÍA DE COMPACTACIÓN.- Rico & Del Castillo (1992) define la energía específica de compactación como “la que se le entrega al suelo por unidad de volumen, durante el proceso mecánico de que se trate”.

Esta energía no es tan sencilla de cuantificar ya que varía de prueba en prueba. Para las pruebas por impactos, la energía específica está en función del número de golpes por capa, el número de capas, el peso del pisón, la altura de caída del pisón y el volumen total del suelo compactado.

Para evaluar en el laboratorio la energía específica de un suelo compactado por impactos se utiliza la siguiente expresión:

$$E_e = \frac{N n W h}{V} \quad (1)$$

Dónde:

E_e = energía específica

N = número de golpes del pisón compactador por cada una de las capas en que se acomoda el suelo en el molde de compactación.

n = número de capas que se disponen hasta llenar el molde.

W = peso del pisón compactador.

h = altura de caída del pisón al aplicar los impactos al suelo.

V = volumen total del molde de compactación, igual al volumen total del suelo compactado.

Puede decirse que la energía específica de compactación es una de las variables que mayor influencia ejerce en el proceso de compactación de un suelo dado, con un procedimiento determinado y aunque es difícil de cuantificar de un modo sencillo, se puede hacer variar a voluntad aumentando las presiones que se confieren al suelo.

R. R. Proctor estandarizó el proceso de compactación en el laboratorio, realizando estudios múltiples en diversos suelos, a diferentes energías de compactación y con diferentes tamaños de moldes. De esta manera se estableció un procedimiento de prueba estandarizado de laboratorio el cual se usó y se sigue usando en la actualidad, para comparar el grado relativo de compactación alcanzado en campo; dicha prueba conocida como Proctor Estándar, la cual proporcionaba pesos volumétricos adecuados para la construcción de ese tiempo. Poco después, debido a las cargas mayores que se tenían de las aeronaves en la Segunda Guerra Mundial, fueron necesarios mayores pesos volumétricos obtenidos del aumento en la energía de compactación, lo cual dio como resultado la prueba Proctor Modificada (Mendoza L., 1992) (Figura 7).

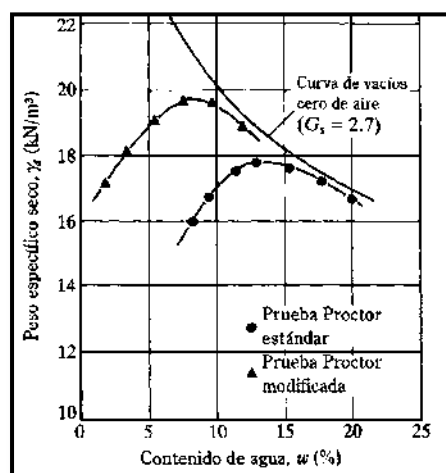


Figura 7 Curvas de compactación Proctor estándar y modificada para un limo arcilloso (M. Das, 2001).

CONTENIDO DE AGUA.- R. Proctor puso de manifiesto que para un suelo dado y usando determinado procedimiento de compactación, existe un contenido de agua de compactación, llamado el óptimo, que produce el máximo peso volumétrico seco que es dable obtener con ese procedimiento de compactación.

En relación a un proceso de compactación de campo, dicho contenido de agua es el óptimo para el equipo y la energía correspondientes. Lo anterior puede explicarse en términos generales si se toma en cuenta que en los suelos finos arcillosos, a bajos contenidos de



agua, ésta se encuentra en forma capilar, produciendo compresiones entre las partículas constituyentes del suelo, las cuales tienden a formar grumos difícilmente desintegrables, que dificultan la compactación. El aumento en contenido de agua disminuye la tensión capilar y, por lo tanto, el aglutinamiento de sus grumos, lo que hace que aumente la eficiencia de la energía de compactación. Sin embargo, si el contenido de agua es tal que hay exceso de agua libre, el grado de casi llenar los vacíos del suelo, se impide una buena compactación, puesto que el agua no puede desplazarse instantáneamente a resultas del efecto mecánico que se esté aplicando. Esto es más cierto en los suelos más finos (Rico & Del Castillo, 1982).

2.2.2 Compactación en Laboratorio

Las pruebas de compactación en laboratorio deben ser totalmente representativas del método que se usará en campo, de no ser así pueden llegar a tenerse consecuencias graves en el resultado final del terraplén o del suelo compactado que se trate, llevándolo a tener fallas prematuras y un comportamiento no deseado.

Las pruebas de compactación en el laboratorio tienen dos objetivos principales de acuerdo con Mendoza (1992), las cuales son:

- Realizar especímenes compactados representativos mediante los cuales se conozcan en principio las propiedades mecánicas o hidráulicas de los suelos compactados de una obra por llevar a cabo.
- Controlar la calidad en campo de los trabajos por ejecutar, comparando la densidad lograda con respecto a los valores patrón, obtenidos en el laboratorio para el mismo suelo.

Para lograr que un suelo en estado natural incremente su peso específico, es necesaria la adición de agua, la cual actúa como lubricante entre las partículas del suelo llevándolo a un estado de acomodo mayor cuando se aplica una energía de compactación determinada. Si la energía de compactación no varía y el contenido de agua aumenta, llegará un punto para el

cual el material alcance un valor de peso específico tope; en el cual si continúa creciendo el contenido de agua, el peso específico del material se verá reducido debido a que el agua libre se encuentra en exceso y ocupa el espacio en lugar de las partículas de sólidas. Al contenido de agua mediante el cual se logra obtener el *peso específico seco máximo* ($\gamma_{d_{max}}$) se le conoce como *contenido de agua óptimo* (w_{opt}) (M. Das, 2001).

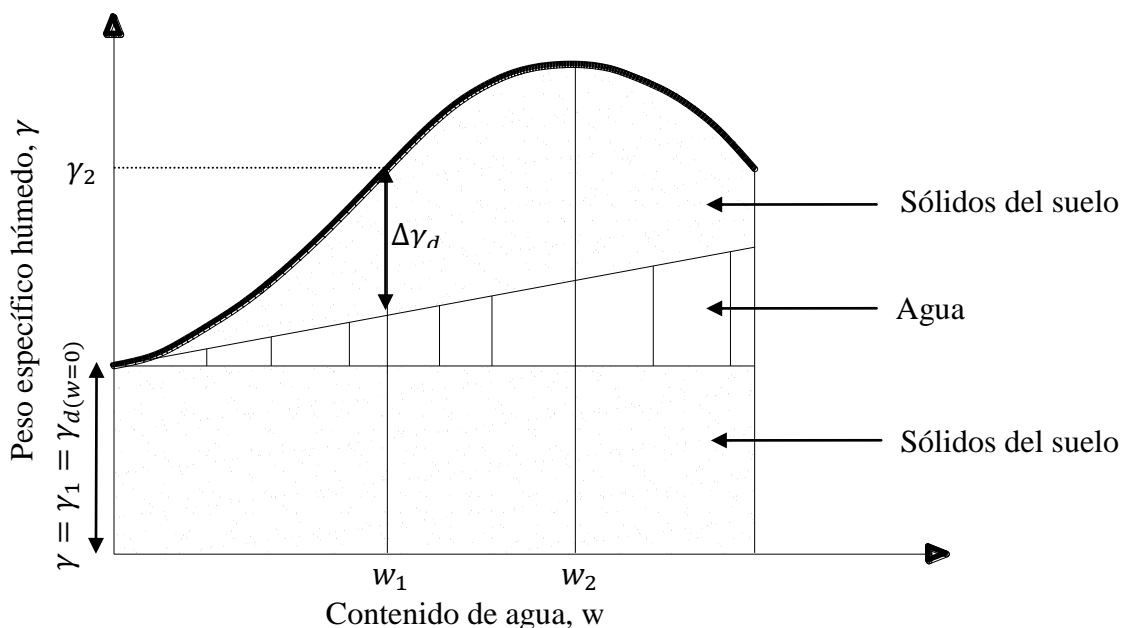


Figura 8 La curva de compactación (M. Das, 2001).

La curva que se obtiene del resultado de graficar una serie de determinaciones (generalmente cuatro) del peso específico seco (γ_d) contra el contenido de agua correspondiente (w) se conoce como *curva de compactación*. La posición de la curva de compactación en el plano γ_d vs w está en función del método de compactación utilizado y necesariamente de la energía de compactación, lo cual lleva a tener una serie de valores máximos en un rango amplio que ha sido objeto de estudio por parte de diversos investigadores.

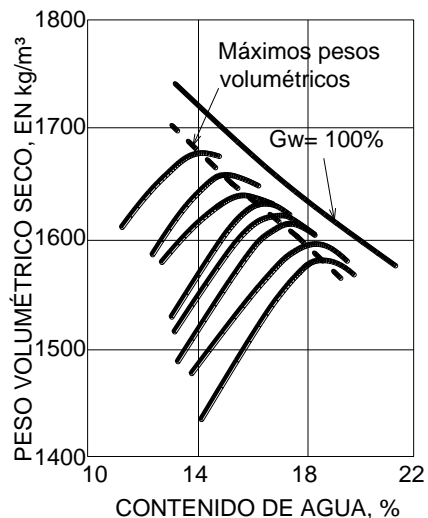


Figura 9 Diagrama cualitativo de γ_d vs w para diversas energías de compactación, Rico & Del Castillo (1982)

La importancia en la determinación experimental de la curva de compactación es debida a la diversidad de suelos que existen ya que en función de su granulometría, forma y mineralogía de las partículas, así como su densidad de sólidos y propiedades plásticas, el resultado de la densificación por un mismo método puede variar significativamente, es decir, obtener pesos volumétricos máximos y contenidos óptimos distantes de suelo en suelo. Por ejemplo Mendoza (1992) hace mención de dos suelos compactados mediante el mismo proceso; el primero es un suelo coluvial areno-arcilloso (SC-Chicoasén) con un γ_{dmax} de 2.0 ton/m³ y w_{opt} del 13%, mientras que para un suelo residual limo de alta compresibilidad (MH-Necaxa) tiene un γ_{dmax} de 1.3 ton/m³ y w_{opt} del 40%.

El método de compactación que se utilice para la compactación en el laboratorio deberá ser representativo de las condiciones que se van a presentar en campo debido al equipo de compactación propuesto o disponible. Existen diferentes métodos de compactación para lograr la densificación del suelo por diferentes mecanismos, mismos que distorsionan su estructura en mayor o menor medida, como por ejemplo: la compactación estática provoca una densificación de los granos o partículas con poca distorsión, por otro lado la compactación por amasado le confiere fuertes distorsiones al suelo y en un estado

intermedio se encuentra la compactación por impactos, como se muestra en la Figura 10(Mendoza L., 1992).

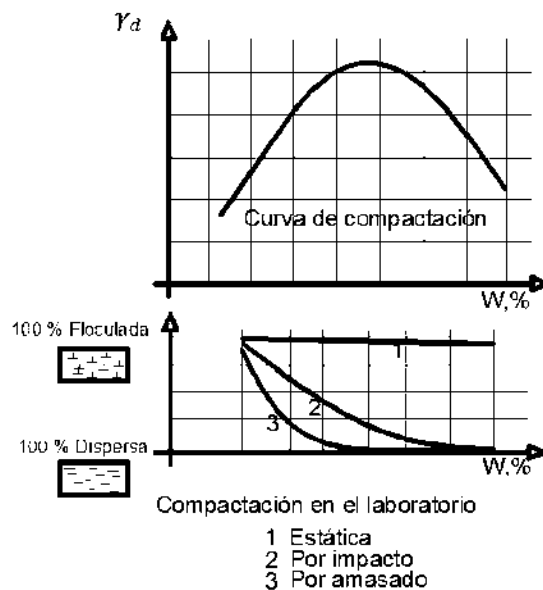


Figura 10 Influencia del tipo de compactación en la estructura adquirida por el suelo compactado, (Rico & Del Castillo, 1982).

2.2.3 Compactación en Campo

De acuerdo con Mendoza (1993) la compactación no es un fin en sí misma, sino el medio por el cual logramos alcanzar ciertos fines específicos. Los objetivos de la compactación en campo son diversos (Tabla 1) y se debe tener muy en claro las características que se desean mejorar, aún a costa de que se deterioren otras.



Tabla 1 *Objetivos de la compactación en campo, (Mendoza L., 1992).*

No.	Objetivo
1.-	Reducir la compresibilidad
2.-	Aumentar la resistencia al corte
3.-	Reducir la deformabilidad
4.-	Reducir la permeabilidad
5.-	Lograr estabilidad volumétrica
6.-	Lograr la permanencia de propiedades
7.-	Alcanzar homogeneidad
8.-	Lograr ductilidad
9.-	Mínimo costo posible

Es por eso que la compactación de campo es el factor del cual depende en gran medida el comportamiento final del suelo compactado, la elección del equipo de compactación juega un rol muy importante ya que es mediante el conocimiento de estos que se puede elegir la opción idónea tanto en método como en energía de compactación.

El peso volumétrico ha sido, a partir de las investigaciones de Proctor y otros investigadores pioneros, el estándar de calidad que se persigue en las obras de campo, ya que es mediante la obtención de este que se puede fijar una medición y pago de los trabajos ejecutados y que puede ser obtenido mediante una prueba que conlleve poco tiempo.

La consideración de un suelo fino altamente compactado si bien puede llevar a un comportamiento más rígido y menos deformable, pero muy susceptible al cambio de humedad traduciéndose en deformaciones incluso mayores que en su estado natural, resultando así contraproducente su compactación a esfuerzos elevados. De esta manera el suelo sobrecompactado presenta una problemática al considerarse el gasto económico que representó llevarlo a tal estado a costa de tener ahora un suelo propenso a la expansión.

Debido a la diversidad de materiales existentes en bancos de material a lo largo de una obra carretera, es común que se fijen estándares de calidad de compactación en las especificaciones, referidas al peso volumétrico y medidas a través del grado de



compactación, en donde las capas deben cumplir cierto grado de compactación. Esto lleva a aceptar, hablando en términos únicamente de compactación, que cualquier suelo existente que cumpla con el peso volumétrico requerido en las especificaciones adquirirá las mismas propiedades y se comportará de manera similar. Pero debido a las variables que influyen en el proceso de compactación sabemos que esta hipótesis es ilógica, aunque si bien también influyen las especificaciones referentes a granulometría y plasticidad, es claro que no se tendrá un comportamiento por mucho similar.

Algo que se debe tener en cuenta en la compactación es que hay combinaciones de pesos volumétricos con contenidos de agua para las cuales es prácticamente imposible de ser alcanzadas por ningún equipo de determinadas características, o del equipo disponible en campo, por más pasadas que se pretendan proporcionar; por lo que se vuelve ineludible recurrir a la variación de la humedad, si esto fuera suficiente, o al remplazo del equipo de compactación.

Los autores Rico & Del Castillo (1992) mencionan que en la actualidad la idea de la compactación es aceptada indiscriminadamente, dando por hecho que entre más se compacte el suelo mejores resultados se obtendrán, llevándolo consecuentemente a un estado de sobre compactación y todos los perjuicios que implica debido a los altos contenidos de arcilla permitidos tanto en México como en otros países, sobre todo en capas de subrasante y terracerías.

Los métodos de compactación en campo a lo largo del tiempo han sido por amasado, por presión, por impacto, por vibración y mixtos. En la actualidad, en las carreteras de México, la compactación de suelos en campo se ha reducido al uso de compactadores pata de cabra y vibro-compactadores de rodillo liso.

a) Por amasado

Se da mediante compactadores por amasado, los cuales son comúnmente conocidos como *rodillos pata de cabra*. Estos rodillos tienen una serie de vástagos de 20 a 25 cm. de longitud que se incrusta en capas de alrededor de 30 cm. de espesor. Mientras el número de pasadas se incrementa, la parte inferior de la capa va adquiriendo mayor resistencia a la penetración impidiendo la incrustación del vástago y compactando ahora la parte encima de



la capa ya compactada(Rico & Del Castillo, 1982). Por esto es que los pata de cabra comienzan su compactación de abajo hacia arriba, no así los compactadores lisos o de tambor que su sentido de compactación es de arriba hacia abajo.

El rodillo pata de cabra es muy deseable en la compactación de suelos finos debido principalmente a dos características, la primera es una distribución uniforme de la energía de compactación y la segunda una liga entre capas sucesivas (Rico & Del Castillo, 1982).



Figura 11 Rodillo pata de cabra.

Fuente: <http://xml.catmms.com/servlet/ImageServlet?imageId=C341894>

Se considera que los rodillos pata de cabra tienen un buen desempeño en suelos finos o con porcentajes altos de estos. Debido a la irregularidad que deja el rodillo pata de cabra en la superficie, se tiene una mayor liga en la capa superior siguiente, debido a esto se le atribuyen características de tener al final suelos homogéneos con una buena liga entre capas.

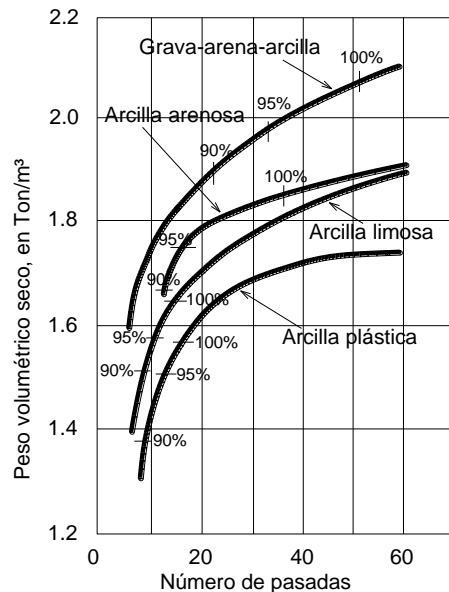


Figura 12 Aumento de la densificación con el número de pasadas de un rodillo pata de cabra, (Mendoza L., 1992)

b) Por Vibración

Actualmente en México es el método más utilizado para la compactación tanto de suelos granulares, como de suelos granulares con contenidos importantes de suelo fino. Este método de compactación ha sido ampliamente utilizado desde su aparición, debido a los buenos resultados obtenidos en campo. Es a través de sus componentes vibratorios que le confiere al suelo una serie de pulsos que lo llevan a estados más densos en condiciones iguales que con cualquier otro procedimiento de compactación.

Según Rico & Del Castillo (1982), la frecuencia de vibración óptima oscila entre los valores de 0.5 y 1.5 veces la frecuencia natural del suelo, lo que traducido en número de ciclos, van desde 1,500 hasta 2,000. Además de que existen varios factores que influyen en la vibración de un equipo determinado, como son:

- La frecuencia debida al número de revoluciones por minuto del oscilador.
- La amplitud, generalmente medida por una distancia vertical en casi todos los equipos comerciales.
- El empuje dinámico generado en cada impulso del oscilador.



- La carga muerta debida al peso del equipo de compactación, sin considerar el oscilador.
- La forma y tamaño del área de contacto del vibrador con el suelo

El equipo de mayor utilización en campo es el rodillo liso vibratorio debido a su versatilidad y uso comercial; este equipo proporciona mejores resultados en suelos granulares, aunque también con contenido de finos como ya se mencionó, particularmente en limos y suelos limosos; estos suelos pueden compactarse adecuadamente por métodos vibratorios cuando su contenido de agua es cercano al óptimo y cuando los espesores de capa no son tan grandes.

El rodillo liso vibratorio ejerce en el suelo tanto el efecto de presión como el de vibración; en las arcillas provoca una disminución al esfuerzo cortante, cuanto más sensible es la arcilla. También se ha observado que resulta muy difícil, por no decir imposible, llegar a pesos volumétricos mayores al 90% de la AASHTO modificada con cualquier equipo vibratorio en una arcilla de consistencia natural blanda.



Figura 13 Compactadorvibratorio de suelos.

Fuente: <http://xml.catmms.com/servlet/ImageServlet?imageId=C351745>

Para suelos granulares, la vibración reduce en forma considerable durante pequeños intervalos la fricción interna de los granos, de esta manera la vibración orienta las partículas

granulares resultando un acomodo mayor y espacios que son ocupados por partículas más finas. Esto no ocurre cuando se tiene únicamente el rodillo a peso muerto; en donde la presión estática es la encargada de vencer esa fricción lo cual se torna más difícil y requiere de pesos muy elevados para llevar a cabo esta tarea, teniendo por una parte el costo que implica un equipo más pesado y la posible ruptura o fracturamiento del material granular, modificando así la granulometría de la capa que se esté compactando.

En la Figura 14 se observa el desempeño de un rodillo doble liso con vibrador en el tambor delantero. Podemos apreciar el aumento en la densificación que se obtiene producto de la vibración en los tres casos, aunque si bien para este análisis, en presencia de material fino con la vibración se obtuvieron densidades sustancialmente mayores que sin material fino. En los tres tipos de suelos nótese que el contenido óptimo de agua se redujo, siendo esto una característica de la vibración, teniendo pesos volumétricos altos.

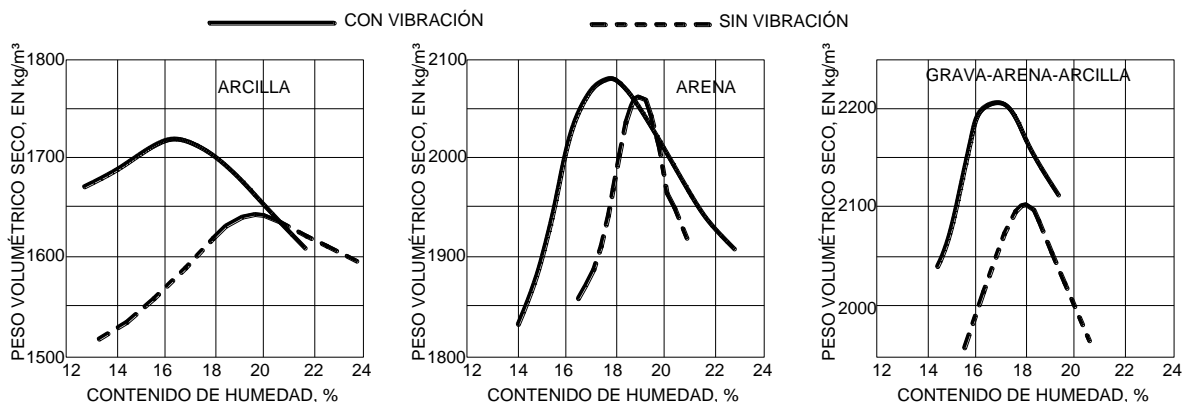


Figura 14 Compactación con rodillo liso, con y sin vibración (Rico & Del Castillo, 1982)

Una de las razones que ya se mencionó del uso tan común del compactador liso vibratorio es su versatilidad. En la actualidad existen en el mercado una cantidad considerable de estos y es que una de sus ventajas son los accesorios que se han fabricado para su uso más extenso y no se limite a un solo tipo de suelo, sino que se puedan emplear en el mayor número de capas por compactar. Como es el caso del accesorio para que se convierta el rodillo liso en un pata de cabra, mostrado en la Figura 15, de esta manera se evitan tiempos

mueritos del equipo. Esto es válido en obras pequeñas o en las que no se tengan volúmenes tan altos por compactar, que sea conveniente usar esta alternativa a la de rentar un equipo pata de cabra.

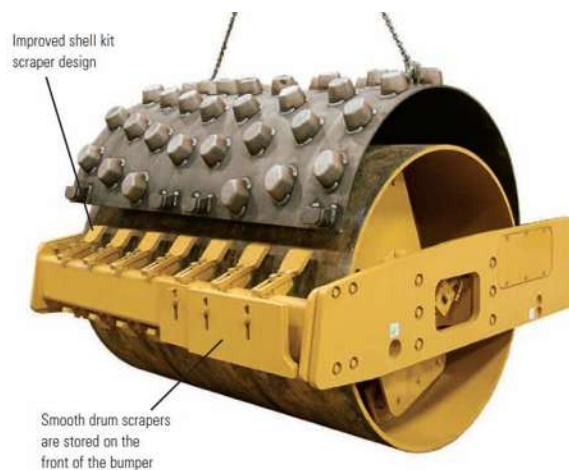


Figura 15 Adaptación de un rodillo liso en pata de cabra

Fuente: <http://xml.catmms.com/servlet/ImageServlet?imageId=C351745>

2.2.4 El espacio Proctor

Los trabajos desarrollados por Ralph R. Proctor en 1933 dieron paso a lo que hoy en día sigue rigiendo en gran parte del mundo, y particularmente en México, la normativa y la manera en que se evalúa la calidad de los suelos compactados en campo en relación con su prueba testigo en laboratorio.

El espacio Proctor está definido por dos variables de estado por todos conocidas: la densidad seca γ_d , y la humedad w . Es mediante estas variables de estado que los demás parámetros del suelo como la rigidez, resistencia al esfuerzo cortante y permeabilidad, entre otras, quedan a su disposición puesto que de ellas depende el comportamiento final del suelo en todo su conjunto.

El cambio de la humedad en los suelos resulta ser un fenómeno complejo, el cuál difícilmente podrá generalizarse con especificaciones o normas sencillas, debido a la gran diversidad que existe de suelos y de su comportamiento bajo ciertas condiciones específicas. Es a través de la humedad en el sitio, después de la construcción, que se modifica la estructura microscópica del suelo, cambiando así sus propiedades iniciales de rigidez por la microestructura que adoptan después de ciclos de secado o humedecimiento.

Existe un cambio de humedad en el suelo que se da debido al cambio en las estaciones del año y que se estabiliza con el paso del tiempo llegando a un tiempo de equilibrio, a partir de una humedad de equilibrio. Desde este tiempo de equilibrio las fluctuaciones son menores en torno a la humedad de equilibrio.

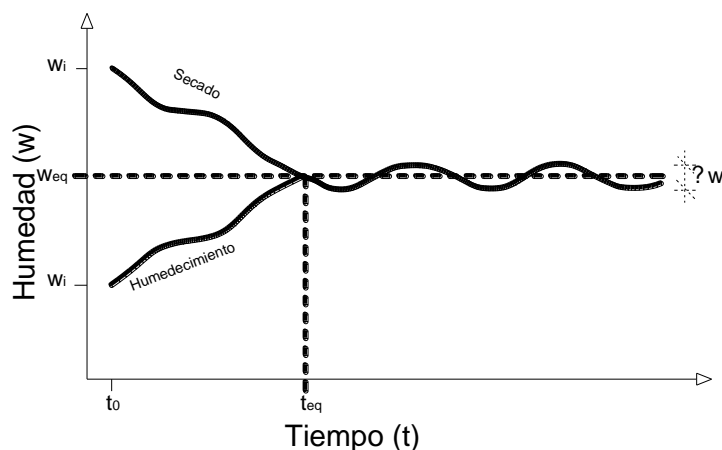


Figura 16 Evolución de la humedad bajo pavimentos (Alonso E. E., 2011)

La densidad de transición se entiende como aquella en donde si se tienen densidades superiores a esta, estaremos hablando de que el suelo tendrá un comportamiento muy susceptible a la expansión, en cambio cuando se está por debajo de esta densidad, el suelo presentará un comportamiento colapsable. Esta densidad de transición está en función de la tensión vertical aplicada al suelo y para un suelo compactado a igual densidad y contenido



de agua, conforme crece la carga vertical la densidad de transición se encontrará en un valor mayor, como se muestra en la Figura 17 y en la Figura 18.

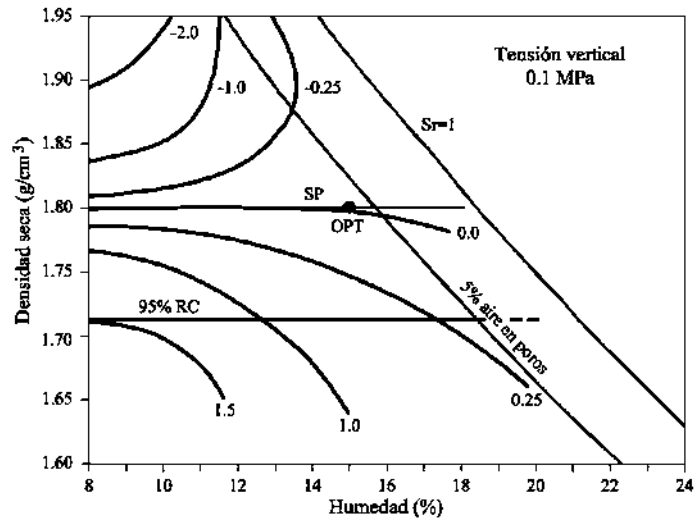


Figura 17 Mapa de deformaciones volumétricas al saturar muestras bajo diferentes condiciones de compactación (CL). Tensión vertical aplicada en edómetro: 0.1 MPa. Suriol et al (2002) citado en Alonso (2011)

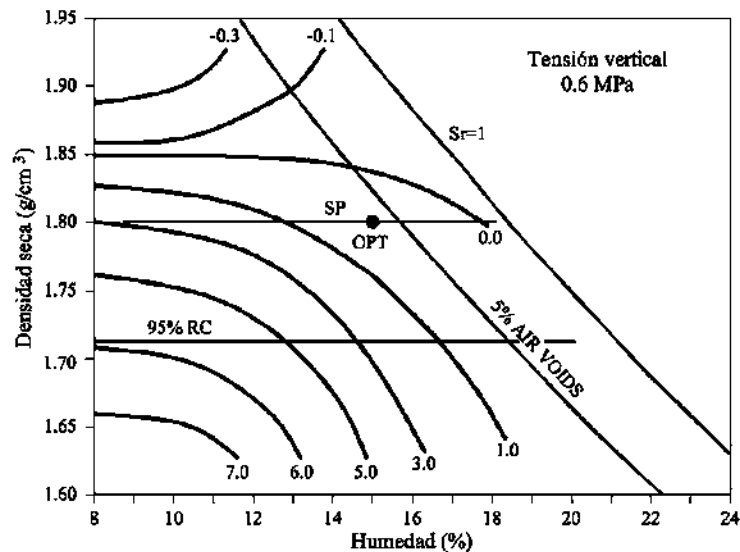


Figura 18 Mapa de deformaciones volumétricas al saturar muestras bajo diferentes condiciones de compactación (CL). Tensión vertical aplicada en edómetro: 0.6 MPa. Suriol et al (2002) citado en Alonso (2011)



En cuanto a los suelos que son compactados del lado húmedo y que después pasan por un proceso de secado, cuando se aplica una carga en estas condiciones y posteriormente se satura, el suelo presenta deformaciones debidas al colapso. De manera análoga cuando se compacta del lado seco y se aplica carga, al saturarse el material se presenta de igual forma un colapso, pero mayor a la condición de compactación en estado húmedo, esto en parte se ve influenciado por la estructura más abierta que presenta el suelo compactado del lado seco.

Desde el punto de vista del espacio Proctor es imposible tener materiales estables bajo cualquier circunstancia para lo cual se deben establecer criterios de compactación que contrarresten los efectos ya sea de expansión o de colapso en la medida posible. Y aunque no se puede generalizar un rango de compactación para todos los suelos, se deben encontrar áreas de compactación asociadas al tipo de suelo. De esta manera los suelos arcillosos muy plásticos tienden a ser expansivos, aunque se compacten a densidades en el óptimo de Proctor Estándar. Por otro lado, los suelos de baja plasticidad tienden a ser colapsables sobre todo si su granulometría no es bien graduada incluso para densidades en el óptimo de Proctor Estándar. También un suelo que no es muy plástico puede llegar a ser muy expansivo si rebasan las densidades de Proctor Modificada, y crece mayormente el potencial expansivo si se compacta del lado seco.

De esta forma tenemos que el suelo es propenso a colapsar o a expandirse dependiendo las condiciones que se presenten, tanto de compactación, de succión (provocada por el cambio en la humedad del suelo), y de aplicación de carga antes de que se presente una saturación del material.

Alonso (2011) propone áreas de compactación, a efecto de minimizar los problemas tanto de colapso como de expansión. La Figura 19 a) es para suelos de plasticidad media y baja o suelos bajo esfuerzos de confinamiento elevados. Para este grupo se recomienda que el rango de compactación fluctúe sobre el área de Proctor Modificada debido a que tienden a ser colapsables para densidades en el óptimo de Proctor Estándar e incluso expansivos si se tienen densidades mayores al PM. La segunda es para suelos con alta plasticidad o suelos bajo esfuerzos de confinamiento medios y bajos. Ya se observó que este tipo de suelos son potencialmente expansivos y que al aumentar la energía de compactación ese potencial

incrementa aún más, por lo que se recomienda compactar en torno al óptimo de Proctor Estándar. Si se compacta del lado seco también pueden experimentar colapsos considerables, por lo que no se recomienda trabajar con densidades menores al 98% de la óptima para este caso.

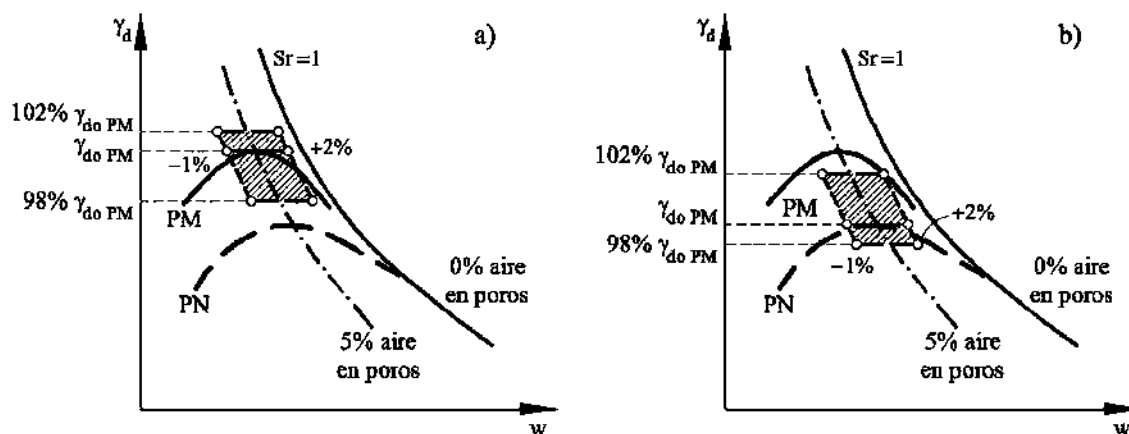


Figura 19 Propuesta de criterio de compactación. a) suelos de plasticidad media y baja o suelos bajo esfuerzos de confinamiento elevados. b) Suelos de plasticidad alta o suelos bajo esfuerzos de confinamiento medios y bajos. Alonso (2011).

Estas propuestas de áreas de compactación son aproximaciones que nos sirven de una manera práctica a minimizar los problemas de inestabilidad volumétrica de los suelos compactados desde el punto de vista del espacio Proctor. Sin embargo debe tenerse en cuenta que son necesarios los ensayos correspondientes para definir con mayor precisión el criterio que mejor ajuste para cada caso en particular.

2.2.5 Colapso y Expansión

De acuerdo con la Norma NLT-254/99, el colapso se define como la disminución de altura que experimenta el suelo bajo determinadas condiciones de estado (densidad y humedad), confinado lateralmente y sometido a una presión vertical constante, al ser inundado.

Los suelos naturales no saturados, de baja densidad, son capaces de tener colapsos significantes cuando son llevados a la saturación, de igual forma los suelos compactados



pueden colapsar cuando son compactados en el lado seco a relativamente bajas densidades. De hecho, virtualmente cualquier suelo puede colapsar si su densidad, aplicando esfuerzo de confinamiento y un contenido de agua inicial, alcanza cierto rango de valores (Alonso, Pinyol, & Puzrin, 2010).

De acuerdo con Barrera & Garnica (2002), se tienen identificados suelos cuya estructura es propensa al colapso, aunque estos tipos de suelo son muy variables; como los de origen eólico, aluviales, coluviales, residuales o rellenos compactados. De esta manera podemos decir que el origen de un suelo no está delimitado a un solo tipo para definir su potencial a colapsar. La idea de Northey citada por Buenfil (2007), nos presenta que el colapso puede originarse debido a una serie de factores, como por ejemplo: el tener estructuras de partículas muy abiertas sometidas a una tensión débil o estructuras no tan abiertas sometidas a esfuerzos fuertes llevan al suelo a colapsar, dependiendo del origen o naturaleza del suelo.

Es sabido que la compactación en exceso no ayuda en algunos casos a tener un suelo volumétricamente estable, tal es el caso de los suelos expansivos; en los cuales mientras más energía de compactación se gaste para llevarlos a estados más compactos, comportamientos más indeseables se tendrán por sus cambios volumétricos estacionales. De manera contraria los suelos que son propensos a colapsar si no se ha aplicado la energía de compactación necesaria, al presentar un aumento en la humedad, su estructura quedará expuesta a presentar deformaciones en la medida que se tengan las condiciones idóneas en el lugar (Mendoza L., 1992).

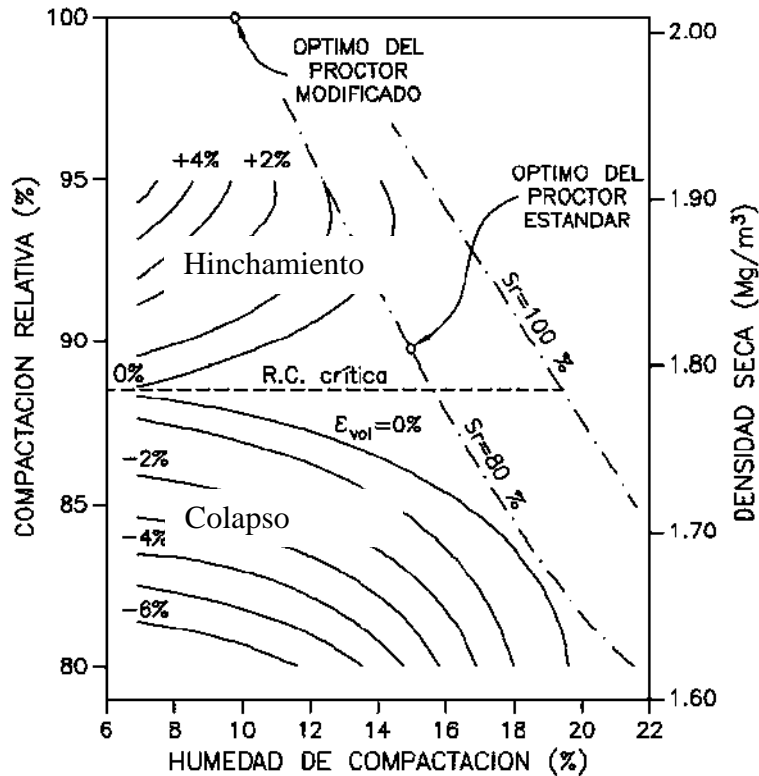


Figura 20 Mapa de deformaciones volumétricas al saturar muestras bajo diferentes condiciones de compactación para una arena arcillosa de plasticidad media (SC), Lawton et al (1989) citado en Alonso (2011).

Los suelos cohesivos compactados muestran mayor resistencia no drenada y menor deformabilidad en la rama seca que en la rama húmeda de la curva de compactación, para cualquier tipo de compactación, también los VRS's de la rama seca son mayores que los de la húmeda. En general la resistencia no drenada aumenta, la deformabilidad disminuye y el VRS crece conforme aumenta la energía de compactación, para todo tipo de suelo y todo método de compactación. No obstante en materiales plásticos densificados en el lado húmedo con altas energías se produce un fuerte remoldeo, reduciéndose la resistencia y aumentando la deformabilidad(Mendoza L., 1992).

2.3 El efecto del agua en el suelo

Al igual que en los suelos saturados, el agua juega un papel muy importante en el colapso en suelos no saturados. Es mediante la variación del contenido de agua que el suelo experimenta cambios en su estructura; llevándolo a desarrollar esfuerzos de preconsolidación mayores cuando se incrementa la succión (menor grado de saturación).

2.3.1 Succión en suelos

La succión matricial está definida como la diferencia entre la presión de aire de poros y la presión de agua de poros ($u_a - u_w$), y su valor está directamente relacionado con la tensión superficial en el suelo y el radio de curvatura de los meniscos como se muestra en la Figura 21. De manera que los suelos finos presentan mayor succión matricial que los gruesos, debido a que en los poros pequeños los radios de los meniscos son menores.

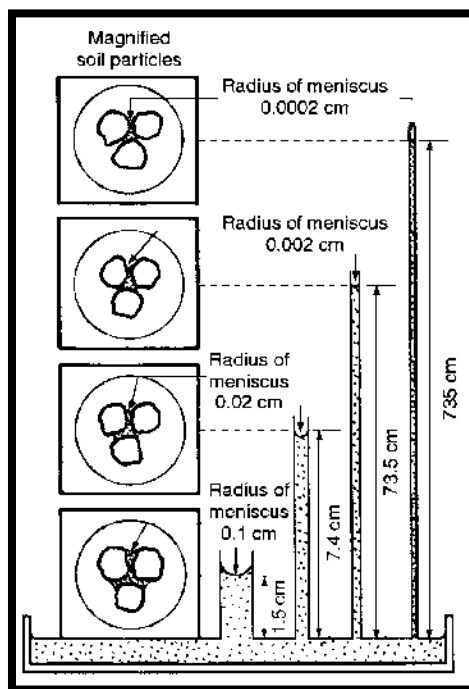


Figura 21 Tubos capilares mostrando las interfaces aire-agua a diferentes radios de curvatura de los meniscos, Fredlund & Rahajardo, (1993).

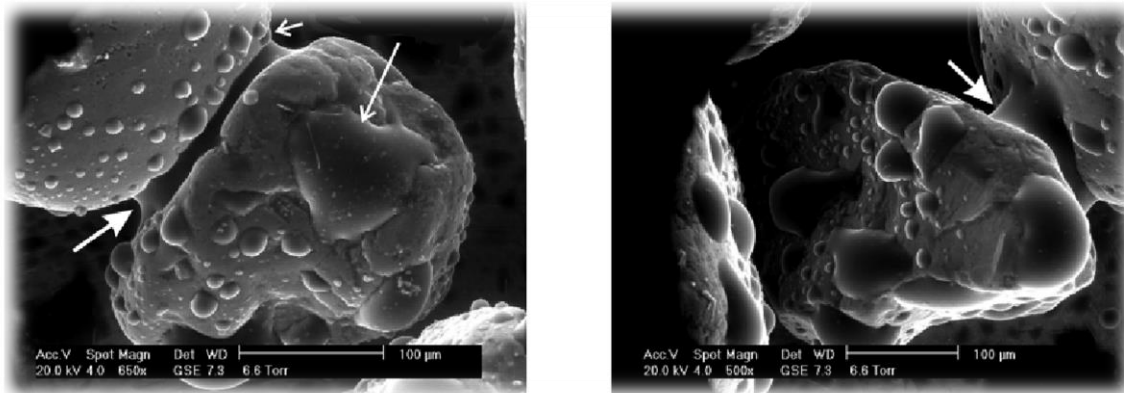


Figura 22 Formación del menisco, Lourenço et al. (2012).

Dicho en otros términos, la succión matricial es la presión negativa que debe aplicarse al agua que tiene una composición idéntica a la del suelo, para que alcance el equilibrio con esta a través de una membrana semipermeable. Esta succión depende de las fuerzas de atracción entre el agua y los cationes del suelo, de las fuerzas de tensión superficial y de las cargas externas.

La succión Osmótica se define como la presión negativa a la cual debe someterse el agua químicamente pura, para que esté en equilibrio, a través de una membrana semipermeable, con el agua del suelo (Figura 23). Esta componente depende de la presencia de sales disueltas en el agua del suelo y no depende de la sobrecarga; para la mayoría de los efectos prácticos, esta componente se puede despreciar.

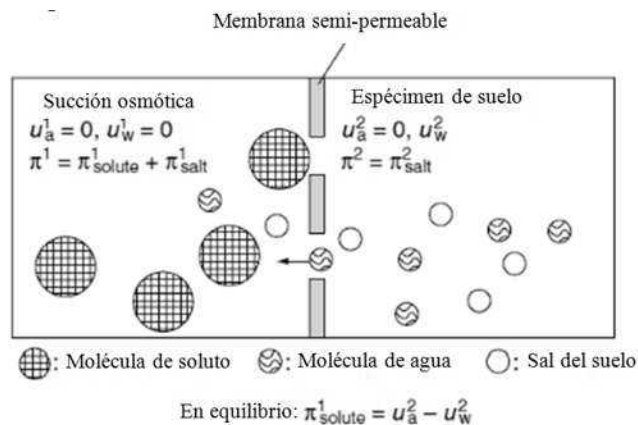


Figura 23 Técnica de succión osmótica, Ng&Chen (2005).

La succión Total se define como la presión negativa, con respecto a la presión externa (atmosférica), que debe aplicarse al agua químicamente pura que se encuentra en un depósito, para que alcance el equilibrio con el agua del suelo a través de una membrana semipermeable (permite únicamente el paso a moléculas de agua). La succión total también se expresa como la suma de dos componentes: succión matricial y succión osmótica.

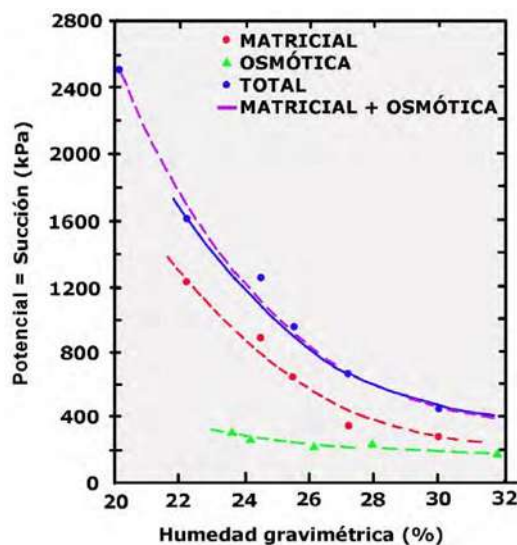


Figura 24 Resultados de medida en laboratorio de la succión matricial, osmótica y total. Krahn&Fredlund (1972), citado en Asanza (2009).

2.3.2 Curva de Retención

Se denomina Curva Característica o Curva de Retención de un suelo, a la relación entre la succión impuesta y la humedad de equilibrio. Así, la humedad de equilibrio de un suelo no saturado depende de la succión que se presenta bajo ciertas condiciones ambientales en el entorno y de las propiedades del suelo.

Esta Curva de Retención es muy importante ya que proporciona buenas estimaciones de otros parámetros fundamentales de los suelos no saturados más difíciles de obtener en laboratorio, obteniéndolos de una manera relativamente fácil.

La cuantificación del agua contenida en el esqueleto sólido puede expresarse mediante la humedad gravimétrica clásica (w), mediante la humedad volumétrica (θ) o mediante el grado de saturación (S_r).

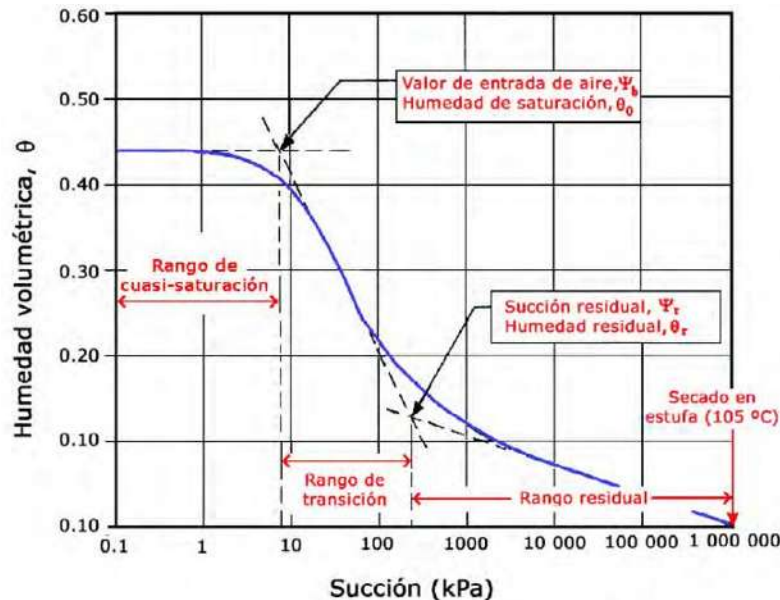


Figura25 Puntos singulares de la curva de retención, Asanza (2009).

2.3.3 Técnicas de medición de la succión

2.3.3.1 Traslación de ejes

Con esta técnica se pueden determinar succiones en casi todo el rango de interés geotécnico, la cual ha sido aplicada por diferentes investigadores para imponer bajos niveles de succión Balmaceda (1991), Sivakumar (1993), Romero (1999), Rampino et al. (2000) y Barrera (2002) (Buenfil Berzunza, 2007).

Esta técnica está inspirada en la propuesta por Hilf (1956), utilizada para imponer succión en suelos parcialmente saturados con continuidad de aire (grados de saturación menores a 0.95) controlando de manera independiente las presiones de aire y agua. El experimento realizado por Hilf (1956) probó que la humedad del suelo era la misma, siempre y cuando



la diferencia en las presiones de aire y agua fuera constante. Dicha técnica fue respaldada por Fredlund y Morgenstern (1977) para suelos con grados de saturación entre el 76 y 95 % (Asanza, 2009).

En algunos resultados obtenidos por Bocking y Fredlund (1980) se ha encontrado que cuando el suelo presenta grados de saturación mayores al 95 %, es decir, sin continuidad en la fase gaseosa, la técnica de traslación de ejes genera cambios de volumen permanentes (Buenfil Berzunza, 2007).

La técnica de traslación de ejes simplemente traslada el origen de referencia para la presión del agua de poro desde las condiciones atmosféricas estándar hasta la presión final de aire en la cámara. De esta manera la presión negativa del agua en el sistema no es tan alta, con lo que se evitan los problemas generados por cavitación. Hilf (1956) demostró que la presión del agua de poro se incrementa en una cantidad igual a la que incrementa la presión del aire en la cámara, lo cual lleva a que la succión matricial permanezca constante medida a diferentes presiones de aire en el ambiente (Fredlund & Rahardjo, 1993).

En esta técnica se utiliza una piedra porosa de alto valor de entrada de aire (AVEA) la cual es usada como interfase entre el suelo no saturado y el sistema de medición de flujo, evitando la entrada de aire hacia dentro del agua del sistema. Este disco cerámico de aproximadamente 5mm de espesor, tiene una fina red de poros que, una vez saturado, requiere un valor alto de presión de aire (AVEA), para que comience a fluir a través de él (Figura 26). Los discos ordinarios de entrada de aire (de 5 mm de espesor) admiten succiones de 1.5 MPa y su permeabilidad es del orden de 3×10^{-9} cm/s (Asanza, 2009).

La habilidad del disco de alta entrada de aire para soportar una diferencia entre la presión del aire y del agua lo hacen apropiado para la imposición directa de las presiones de poro negativas en un suelo no saturado. La succión matricial impuesta a través del disco poroso deberá ser menor al valor de entrada de aire; una vez que este es excedido, el aire pasará a través del disco y entrará al sistema causando errores de medición de la presión del agua de poro (Fredlund & Rahardjo, 1993).

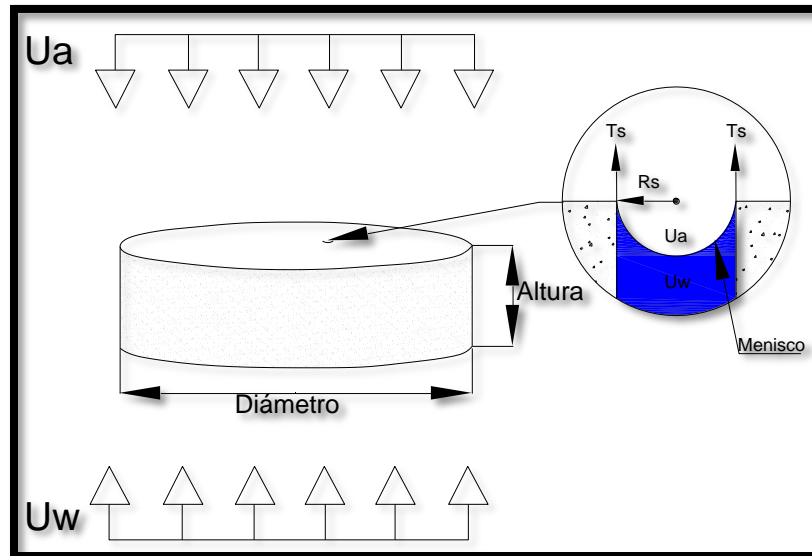


Figura 26 Presiones aplicadas sobre la piedra porosa. Adaptada de Gómez (2004) y Fredlund & Rahardjo (1993).

El empleo de discos cerámicos implica la posible pérdida de continuidad de la fase líquida por la presencia de burbujas en la base de estos, produciendo errores de lectura cuando se instalan medidores de flujo de agua. Este problema se puede resolver con un sistema de desaireación; dicho sistema consiste en una pequeña cámara con una burbuja de aire en su parte superior en cuya parte inferior hay una entrada y salida de agua. Una vez que entra el aire en esta cámara, sube y queda atrapado en la parte superior (Illa, 2008).

Alternativamente al disco poroso AVEA, también se puede utilizar una membrana de celulosa regenerada. Ambos materiales permiten el paso únicamente del agua con sus iones, inclusive algunos iones hidratados, pero no el aire, controlando así la succión matricial.

Asanza (2009) describe la célula de presión como una cámara de acero en cuya base se encuentra el disco cerámico de alto valor de entrada de aire o la membrana celulosa. La cámara está dispuesta de dos orificios, uno permite la aplicación de presión usando nitrógeno (N_2) y el otro permite acoplar un manómetro que mida dicha presión. Dentro de la base se encuentra un depósito que se conecta a un circuito de agua, asegurando la saturación del disco o la membrana (Figura 27).

Se recomienda mantener el equipo en un lugar con poca variación de temperatura, debido a que repercute en la presión del dispositivo.

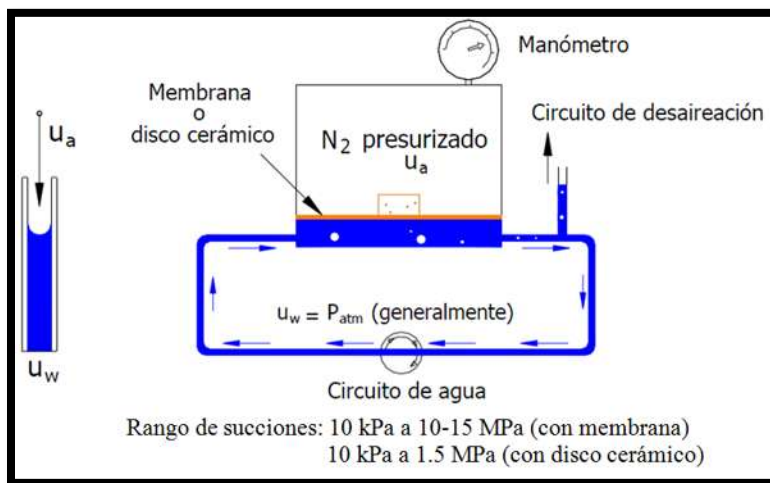


Figura 27 Esquema de funcionamiento de la célula de presión (Asanza, 2009).

2.3.3.2 Transferencia de vapor

Consiste en controlar la humedad relativa de la fase gaseosa del suelo, que se encuentra dentro de un sistema termodinámicamente cerrado, a partir de la cual se puede obtener el valor de la succión total. El control de la humedad relativa se logra a partir de la disposición de soluciones salinas o ácidas, cuyas características son conocidas.

La succión máxima que se puede alcanzar con esta técnica, depende esencialmente del tipo de solución que se utilice, ya que en los procesos de secado se alcanza un estado de equilibrio con una humedad relativa que es resultado de las características de la solución empleada. En ese instante, la humedad relativa del aire intersticial del suelo es conocida y es la misma que la de la atmósfera (Gómez Ramírez, 2008).

La ecuación que relaciona la humedad relativa con la succión total es la ley psicrométrica o ley de Kelvin, la cual se muestra a continuación:



$$\psi = -\frac{RT}{M_w V_w} \ln\left(\frac{u_v}{u_{vo}}\right) \quad (2)$$

Dónde:

R , es la constante universal de los gases (8.314472 J/mol*K)

T , es la temperatura en grados Kelvin

M_w , es la masa molecular del agua (18015g/mol)

V_w , es el inverso de la densidad del agua (0.998 Mg/m³ a 20° C)

u_v , es la presión de vapor controlada por la solución, y

u_{vo} , es la presión de vapor de saturación del solvente, que depende de la temperatura y de la presión de la fase gaseosa.

El cociente $\frac{u_v}{u_{vo}}$, corresponde al valor de la humedad relativa.

Mediante esta técnica se puede controlar la succión total, pero está restringida a succiones altas (mayores a 4-10MPa). Esto es debido a la sensibilidad de los valores de la succión obtenidos con las variaciones de temperatura, cuyos errores caen en rangos no despreciables

2.3.3.3 *Papel Filtro*

El método del papel filtro fue desarrollado en el área de ciencia de suelos y primeramente utilizado en agronomía. Posteriormente se ha intentado usarlo por varios investigadores en el área de la ingeniería geotécnica.

Este método es considerado como un “método indirecto” de la medición de la succión en suelos inalterados y remoldeados. Se basa en la suposición de que un papel filtro se

equilibrará, con respecto al flujo de humedad, con un determinado suelo que tiene cierta succión. El equilibrio se da con cualquier intercambio de líquido o de vapor de humedad.

Si el papel filtro es colocado directamente sobre el suelo, se asume que el agua fluye hacia el papel filtro hasta alcanzar el equilibrio. Si el papel no está en contacto directo con el suelo, el vapor de agua fluye hacia el papel hasta alcanzar el equilibrio. Una vez que se llega al equilibrio se determina el contenido de agua del papel filtro, el cual corresponde a un valor de succión que depende de la curva de calibración.

En teoría, la succión matricial se obtiene cuando el papel filtro está en contacto con la muestra de suelo. También la succión total se puede obtener cuando el papel filtro no está en contacto directo con la muestra de suelo. La Figura 28 Muestra la disposición del papel filtro y el contacto directo (parte inferior), así como cuando no está en contacto directo (parte superior). La parte que no está en contacto directo se logra a través de un disco perforado de PVC, de cristal o cualquier otro material inerte, con la menor área de superficie posible entre el papel filtro y el suelo. Cuando se desea obtener la succión matricial se disponen tres papeles filtro, los dos externos son de diámetro ligeramente mayor; estos sirven para evitar el contacto directo con el suelo y la contaminación del dispuesto en medio, el cual será utilizado para la determinación de la succión matricial.

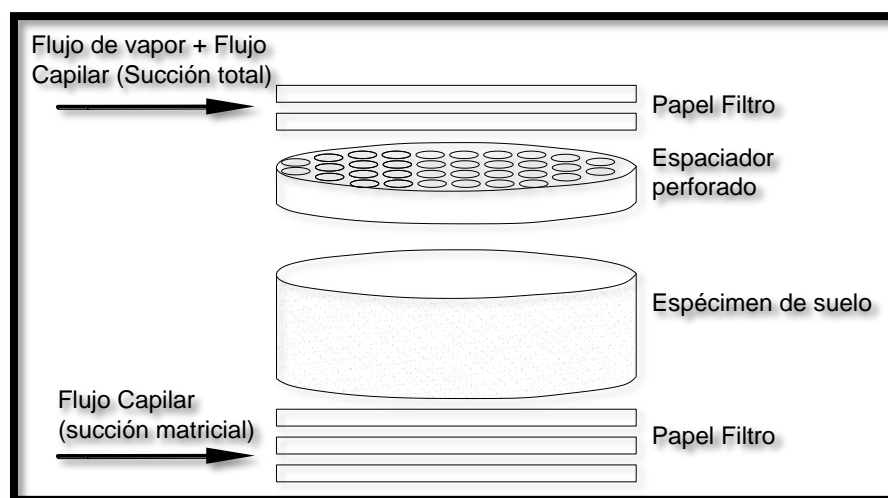


Figura 28 Esquema del papel filtro en muestra de suelo y disco perforado (Otálvaro, 2012).



Aunque es una prueba relativamente sencilla y económica, tal vez este método no sea tan recurrente por los investigadores debido al tiempo que conlleva obtener los valores de la succión (mínimo 7 días), en comparación con otros métodos que pueden durar horas e inclusive minutos.

2.4 El modelo constitutivo BBM

El modelo constitutivo Barcelona Basic Model, mejor conocido por su acrónimo como BBM, desarrollado por Alonso, Gens y Josa (1990) es un modelo elasto-plástico que se utiliza para describir el comportamiento tensión-deformación de suelos parcialmente saturados. Este modelo tiene un rango de aplicabilidad a suelos poco o moderadamente expansivos.

El modelo está formulado en términos de dos esfuerzos independientes: la tensión neta, que es igual al exceso de tensión total, σ_{ij} , sobre la presión de aire, u_a , y la succión matricial o capilar, la cual es igual a la diferencia de la presión de aire y agua, como se mencionó en el capítulo 2.3.1 de este trabajo. El modelo constitutivo toma en consideración el valor de la succión $s = u_a - u_w$, la tensión media neta (o esfuerzo efectivo medio $p = \sigma_m - u_a$) y la tensión desviadora (o esfuerzo desviador $q = \sigma_1 - \sigma_3$), donde $\sigma_m = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ y σ_1, σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor. Las superficies de fluencia se representan en un plano tridimensional como se muestra en la Figura 32.

En el plano isotrópico (s, p) se encuentra la curva LC (Loading-Collapse), la cual se define como el lugar geométrico de los esfuerzos medios de preconsolidación para succión variable. Nótese que del lado izquierdo se encuentra la zona elástica y que todo lo que esté a la derecha serán deformaciones plásticas.

La curva LC (Figura 29) divide la zona elástica y plástica del suelo no saturado, y su ecuación está definida de la siguiente manera:

$$p_o(s) = p^c \left(\frac{p_o^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(o)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad (3)$$

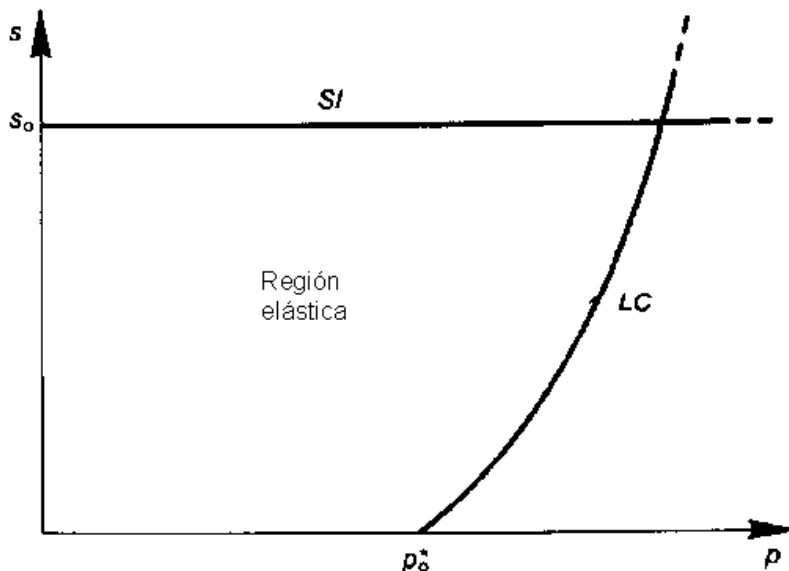


Figura 29 Curva LC en el plano isotrópico.

Dónde $p_o(s)$ es el esfuerzo efectivo de preconsolidación para una succión cualquiera s , p_o^* es el esfuerzo efectivo medio de consolidación en condiciones saturadas ($p_o^* = p_o(o)$); $\lambda(o)$ es el índice de compresión de la curva de compresión virgen para condiciones saturadas; $\lambda(s)$ es el índice de compresión a succión constante s , κ es el índice de compresión elástico con la variación de p , y p^c es un esfuerzo medio de referencia. Se define también un índice elástico, κ_s , para calcular las deformaciones debidas a la variación de la succión en el dominio elástico (Alonso E. E., 2011).

El valor de $\lambda(s)$ está determinado por la expresión empírica:

$$\lambda(s) = \lambda(o)[r + (1 - r)e^{-\beta s}] \quad (4)$$

De esta manera cuando tenemos una trayectorias como (a, b y c) mostradas en la Figura 30, todas llevan al suelo a un estado más comprimido caracterizado por la curva de fluencia LCf.

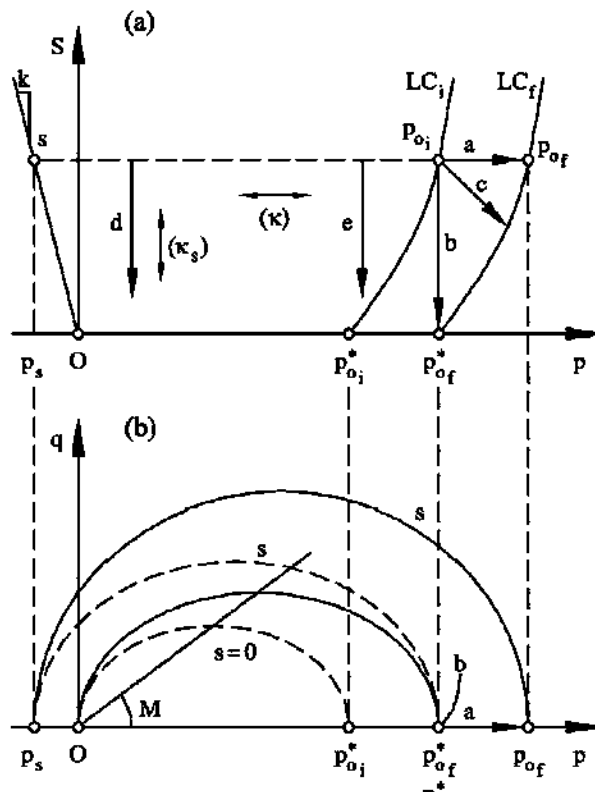


Figura 30 Superficies de fluencia del modelo BBM. a) Plano isotrópico (p, s). b) Plano desviador (p, q).

En la Figura 30 (a) La trayectoria de a indica que el suelo ha sobrepasado su esfuerzo de preconsolidación, por lo cual la pendiente de la curva en el plano de consolidación se hace más tendida, lo que implica que se encuentra en el lado plástico y se tienen mayores deformaciones. En cambio la trayectoria de b no sobrepasa la carga de preconsolidación pero al inundar el material se presenta una recuperación en el volumen del suelo aunque no totalmente porque no regresa a su lugar inicial en una curva de consolidación debido al esfuerzo “remanente” mayor que tiene al final de la saturación.

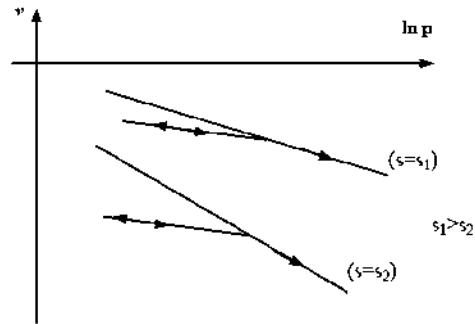


Figura 31 Variación del volumen específico con p para diferentes succiones (esquema).

La Figura 31 presenta el plano de consolidación en función de la succión. Se muestran dos curvas de consolidación en las que se pone de manifiesto la influencia de la succión en la disminución de las deformaciones verticales, debido a la rigidización inicial entre mayor succión se presente y por otra parte a la disminución del coeficiente de compresibilidad.

Los parámetros del suelo que el modelo BBM requiere para reproducir su comportamiento son los siguientes:

- Comportamiento elástico: $\kappa; \kappa_s$
- Deformaciones volumétricas plásticas: $\lambda(o); \beta(MPa^{-1}); r$
- Comportamiento a corte y resistencia: $k; G(MPa); M$
- Parámetro de esfuerzo de referencia: $p^c(MPa)$

Además de ser necesaria una variable de estado (p_o^*) que determina la amplitud del dominio elástico; al ser esta variable menor se tendrán suelos más deformables y poco elásticos.

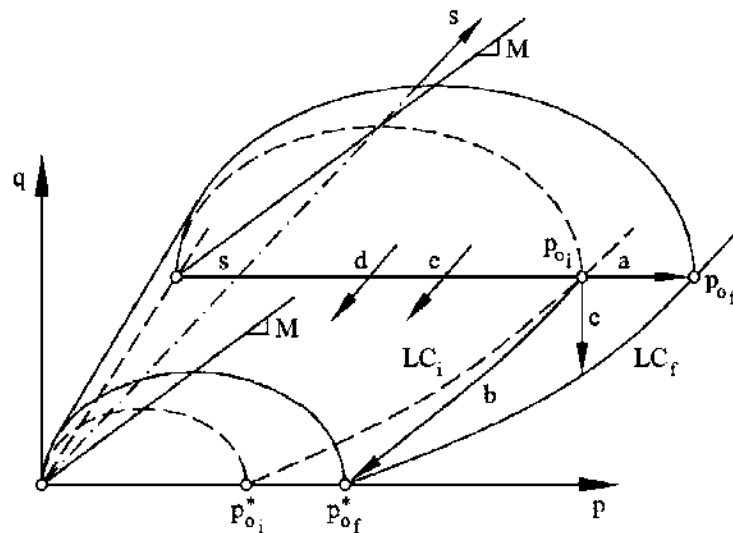


Figura 32 Superficies de fluencia del modelo BBM en el espacio Triaxial (p,q,s) (Alonso, Gens, & Josa, 1990).

Algunas características del suelo no saturado, en términos del modelo BBM son como se describen a continuación:

- La presión de preconsolidación crece con la succión; esto debido a la rigidización que gana el suelo por efecto del confinamiento adicional que le confiere la succión.
- Cuando el suelo colapsa al saturarlo, su estado termina sobre la línea de compresión saturada
- Las trayectorias de humedecimiento pueden llevar al suelo no saturado a distintos estados, por ejemplo puede haber hinchamiento puro si la trayectoria no cruza la curva LC (trayectoria **d**, en Figura 32), dicho de otra manera se presenta expansión al estar únicamente en el dominio elástico. Expansión inicial mientras se encuentra en la zona elástica y una compresión cuando toca la curva LC para un valor de la succión (trayectoria **e**, en Figura 32) y únicamente colapso si el humedecimiento parte de la curva LC, es decir, su dirección es hacia la zona plástica.
- La resistencia al corte crece con la succión.
- Existe un estado crítico para una succión constante.



El modelo no puede reproducir el comportamiento del suelo únicamente con las condiciones iniciales vinculadas a las variables comunes de compactación (γ_d y w), ya que estas variables y los parámetros que tiene el modelo no se pueden relacionar tan fácilmente, para lo cual es necesario “calibrarlo”, hacer pruebas de compactación que permitan conocer dichos parámetros.

El modelo constitutivo hace tres consideraciones en las que el suelo se puede encontrar dependiendo del comportamiento que presente. La primera es considerar que los cambios en las propiedades mecánicas se deben únicamente a los cambios en la succión y en el esfuerzo medio de consolidación en estado saturado y que las constantes del modelo son independientes de la microestructura del suelo compactado. La segunda considera la influencia de la microestructura del suelo, en donde las condiciones iniciales (s, p_0^*) no son suficientes para reproducir completamente el comportamiento del suelo. Y en la tercera en donde el comportamiento de cada estado de compactación solo puede ser descrito como si fuera un tipo de suelo diferente, en el que es necesario obtener las variables iniciales y los parámetros del modelo para cada caso en particular.

Otra forma simplificada de aplicar el modelo BBM, es la propuesta por Alonso et al. (2010), en la cual, la curva LC queda definida por la ecuación siguiente:

$$p_0(s) = p_0^*[1 + a(1 - \exp(-\alpha s))] \quad (5)$$

En esta ecuación intervienen, además de lo descrito anteriormente, el parámetro a , el cual proporciona el valor límite de $p_0(s)$ para un incremento infinito en la succión (Figura 33), y α que controla el incremento de p_0 respecto al incremento de s (Figura 34).

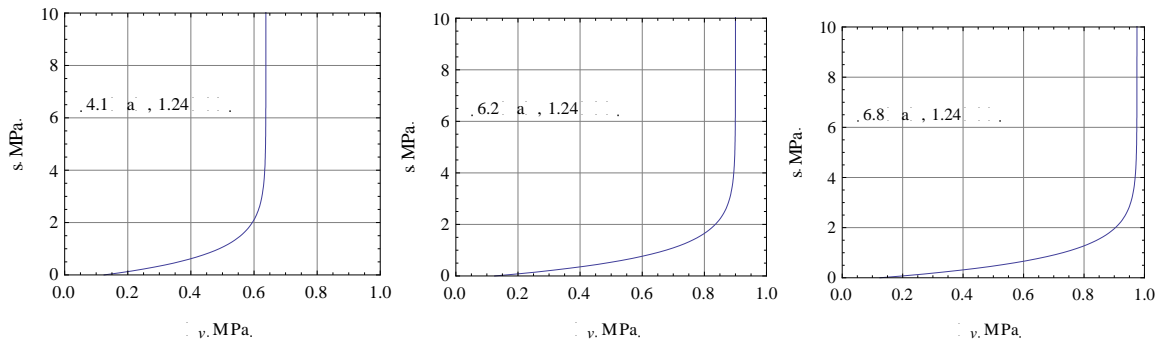


Figura 33 Influencia del parámetro a en la curva LC.

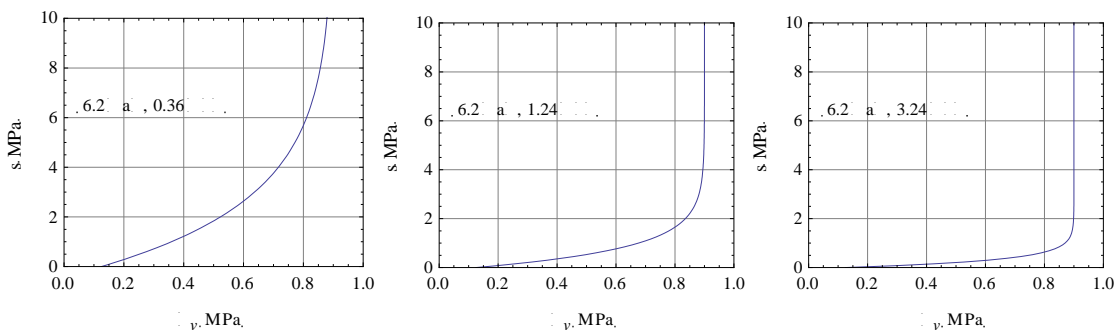


Figura 34 Influencia del parámetro a en la curva LC.

El cálculo de las deformaciones volumétricas debidas al incremento del esfuerzo efectivo o de la variación de la succión, de acuerdo con Alonso et al. (2010), se determinan bajo las siguientes consideraciones.

Si se considera una trayectoria de carga impuesta a succión constante (\bar{s}), entonces la ecuación (5) describe la variación de p_0^* debido al incremento impuesto del esfuerzo de preconsolidación isotrópico p_0 ($\Delta p = p_2 - p_1$) a succión constante:

$$\Delta p_0^* = p_{0_2}^* - p_{0_1}^* = \frac{\Delta p}{1 + a(1 - \exp(-as))}$$

Para determinar las deformaciones volumétricas debido al incremento en el esfuerzo efectivo $p_1 \rightarrow p_2$, es necesario integrar la ecuación (6) siguiente:

$$d\varepsilon_{vol}^p = \frac{\lambda(0)}{1 + e} \frac{dp_0^*}{p_0^*} \quad (6)$$



$$\Delta\varepsilon_{vol}^p = \frac{\lambda(0)}{1+e} \ln\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \quad (7)$$

De igual forma, las deformaciones volumétricas plásticas acumuladas durante una trayectoria de colapso, teniendo una trayectoria de humedecimiento a carga constante, se pueden calcular integrando la ecuación(8) :

$$d\varepsilon_{vol}^p = -\frac{\lambda(0)a\alpha}{1+e} \ln\left[\frac{\exp(-\alpha s)}{1+a(1-\exp(-\alpha s))}\right] ds \quad (8)$$

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_{vol}^p &= \int_{s_1}^{s_2} d\varepsilon_{vol}^p = -\frac{\lambda(0)a\alpha}{1+e} \int_{s_1}^{s_2} \frac{\exp(-\alpha s)}{[1+a(1-\exp(-\alpha s))]} ds \\ &= -\frac{\lambda(0)}{1+e} \ln\left[\frac{1+a-a\exp(-\alpha s_1)}{1+a-a\exp(-\alpha s_2)}\right] \end{aligned} \quad (9)$$



3 Problemática de los terraplenes en carreteras

Es frecuente encontrar en campo que a los terraplenes no se les da la importancia que requieren como parte fundamental en la estructura de todo el pavimento, ya que se tiene la creencia de que como es la capa de menor calidad y se encuentra a mayor profundidad, su control de calidad no debe ser tan riguroso y sólo se debe prestar atención a las capas superiores; olvidando que si desde el terraplén se presenta una falla, todo lo que se encuentre por encima obligadamente está destinado a presentar un comportamiento deficiente y las obras de reparación que se generan, en algunos casos, requieren de la reposición de toda la estructura del pavimento hasta llegar al terraplén.

Un pavimento puede definirse como la capa o conjunto de capas de materiales apropiados, comprendida(s) entre el nivel superior de las terracerías y la superficie de rodamiento, cuyas principales funciones son las de proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, resistente a la acción del tránsito, al intemperismo y otros agentes perjudiciales, así como transmitir adecuadamente a las terracerías los esfuerzos producidos por las cargas impuestas por el tránsito (Rico & Del Castillo, 1982). En el momento en que un pavimento no presenta estas características, deja de cumplir con la función para la que fue diseñado.

Los terraplenes son la base de sustentación del pavimento y se encuentran generalmente en condiciones no saturadas; aunque son tratados mecánicamente en la actualidad sin excepción, hablando en términos de compactación (Barrera Bucio & Garnica Anguas, 2002). En cuanto a los esfuerzos que se presentan en esta capa de acuerdo con Rico & Del Castillo (1982), son muy bajos ya que la mayoría los absorben las capas superiores; teniendo de esta manera que la deformabilidad es el parámetro que rige esta capa y no así su resistencia al esfuerzo cortante.

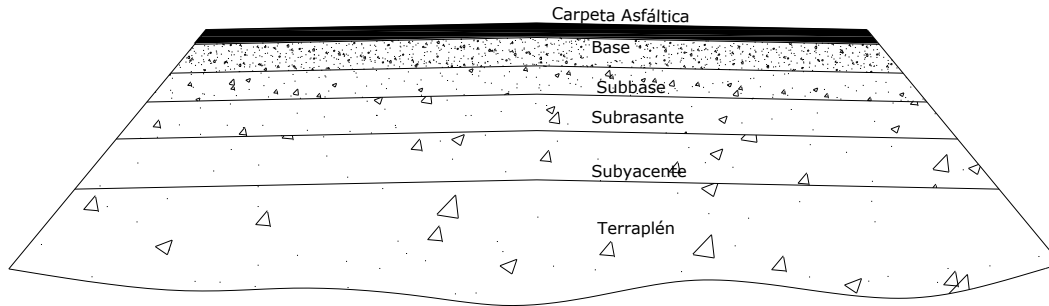


Figura 35 Estructura tradicional de un pavimento flexible en México.

De acuerdo con la teoría multicapa desarrollada para dos capas por Burmister (1945) y posteriormente la aplicación a cualquier número de capas por Yang (1967); se tiene que las capas que conforman la explanada, entendiendo como explanada a la capa o conjunto de capas comprendidas debajo de la Sub-base, soportan esfuerzos de magnitudes pequeñas cuando las capas del pavimento presentan módulos resilientes significativamente mayores a los de la explanada. Esto debido a que la función estructural del pavimento es reducir el esfuerzo vertical en la explanada de tal manera que no ocurran deformaciones perjudiciales (Yang H., 2004).

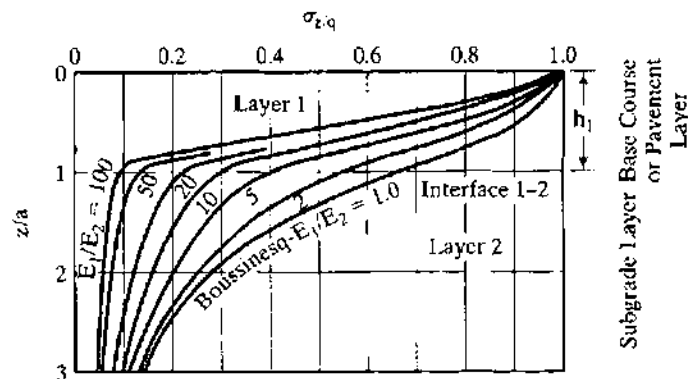


Figura 36 Distribución del Esfuerzo Vertical en un sistema bicapa, (Yang H., 2004)

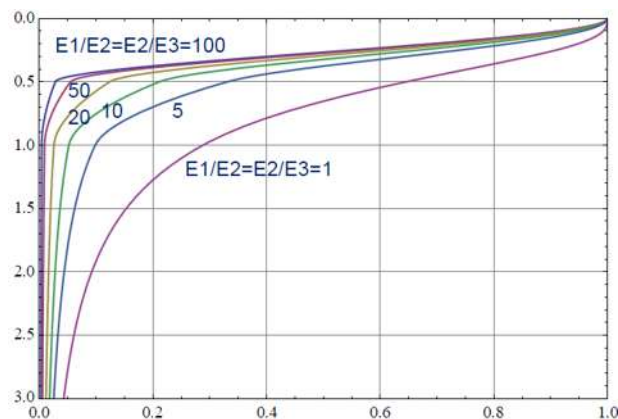


Figura 37 Distribución del Esfuerzo Vertical en un sistema tricapa, (Chávez Negrete, 2011)

De la Figura 36 y de la Figura 37 podemos observar que cuanto mayor es el número de capas, los esfuerzos generados en las capas inferiores son mucho menores y el esfuerzo que se presente a determinada profundidad estará determinado por la relación de los módulos resilientes de las capas superiores. De esta forma se puede decir que para un sistema tricapa el esfuerzo puede llegar a reducirse hasta el 5 % del total generado en la superficie cuando los módulos de las tres capas son iguales; y hasta el 1% o menor cuando la relación de los módulos entre cada capa subsiguiente es 100 veces mayor.

De esta manera tenemos que los esfuerzos que se presentan en el cuerpo del terraplén son casi nulos, ya que una estructura tradicional de pavimento es como la que se muestra en la Figura 35; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y que para carreteras con tránsito elevado se recurre adicionalmente a bases tratadas con mayor módulo; lo cual reduce aún más el esfuerzo en el cuerpo del terraplén.

En este estudio se hace referencia a un caso en particular donde se presenta la problemática de asentamientos en terraplenes, el cual es la autopista Pátzcuaro – Uruapan, la cual presenta múltiples asentamientos que pueden ser debidos principalmente al colapso del suelo utilizado en la zona como material de terraplén (producto de material de préstamo, lo cual afecta el estado superficial del camino, manteniéndolo en condiciones de constante deterioro por este problema suscitado.



La Figura 38, Figura 39 y Figura 40 muestran un panorama típico de este tramo carretero, donde el estado físico de la superficie de rodadura se ve afectado con múltiples asentamientos, y esto se da principalmente en las transiciones entre cortes y terraplenes, o donde se tienen específicamente terraplenes.



Figura 38 Asentamiento en autopista Pátzcuaro-Uruapan, km. 51+000 (25-11-11).



Figura 39 Carpeta asfáltica fatigada en terraplén que presenta asentamiento.



Figura 40 Peralte modificado en curva por asentamientos.



Aunado a todo esto, en México la normativa para terraplenes no contempla alguna prueba de colapso mediante la cual se determinen los asentamientos bajo ciertas condiciones, sino que el suelo para terraplén está restringido a un grado de compactación independientemente del espesor que se tenga; sin embargo, en países como España consideran el asentamiento por colapso en el suelo a utilizar, garantizando de esta manera que no se presente dicho problema, al menos no de manera que dañe significativamente la estructura del pavimento.

3.1.1 Normativa de terraplenes en México

Como se mencionó anteriormente, la normativa mexicana de la capa de terraplén no limita la utilización del suelo, por lo que se puede hacer uso de prácticamente cualquier tipo de suelo que cumpla con los parámetros de Límite Líquido, VRS, Expansión y Grado de Compactación, sin tomar en cuenta los asentamientos debidos al colapso; misma variable que puede llegar a ser la causa de la falla en toda la estructura del pavimento.

Tabla 2 Requisitos para terraplenes, México, Norma N-CMT-1-01/02, SCT.

Característica	Valor
Límite líquido; %, máximo	50
Valor Soporte de California (CBR) ^[1] ; %, mínimo	5
Expansión; %, máxima	5
Grado de compactación ^[2] ; %	90 ± 2

[1] En especímenes compactados dinámicamente al porcentaje de compactación indicado en esta Tabla, con un contenido de agua igual al del material en el banco a 1,5 m de profundidad.

[2] Respecto a la masa volumétrica seca máxima obtenida mediante la prueba AASHTO Estándar, del material compactado con el contenido de agua óptimo de la prueba, salvo que el proyecto o la Secretaría indiquen otra cosa. Cuando el material sea no compactable, de acuerdo con lo indicado en el Manual M-MMP-1-02, *Clasificación de Fragmentos de Roca y Suelos*, se colocará en capas del espesor mínimo que permita el tamaño máximo del material y se bandeará, previa aplicación de un riego de agua a razón de 150 L/m³, dando como mínimo tres pasadas en toda la superficie en cada capa, con un tractor de 36,7 t con orugas.

En la normatividad de otros países sí se considera el ensayo por colapso en suelos; por ejemplo, en España se pide que el asentamiento por colapso para suelos Tolerables sea



inferior al 1%, teniendo un grado de colapso de ligero a ninguno, de acuerdo con la Tabla 4; de esta manera limita las deformaciones verticales que se puedan presentar en la estructura del pavimento por este concepto.

Tabla 3 Requisitos para suelos tolerables en España, Artículo 330 del PG-3, España 2004

330.3.3.3 Suelos tolerables	
Se considerarán como tales los que no pudiendo ser clasificados como suelos seleccionados ni adecuados, cumplen las condiciones siguientes:	
-	Contenido en materia orgánica inferior al dos por ciento ($MO < 2\%$), según UNE 103204.
-	Contenido en yeso inferior al cinco por ciento ($yeso < 5\%$), según NLT 115.
-	Contenido en otras sales solubles distintas del yeso inferior al uno por ciento ($SS < 1\%$), según NLT-114.
-	Límite líquido inferior a sesenta y cinco ($LL < 65$), según UNE 103103.
-	Si el límite líquido es superior a cuarenta ($LL > 40$) el índice de plasticidad será mayor del setenta y tres por ciento del valor que resulta de restar veinte al límite líquido ($IP > 0,73 (LL-20)$).
-	Asiento en ensayo de colapso inferior al uno por ciento (1%), según NLT-254, para muestra remoldeada según el ensayo Próctor normal UNE 103500, y presión de ensayo de dos décimas de megapascal (0,2 MPa).
-	Hinchamiento libre según UNE 103601 inferior al tres por ciento (3%), para muestra remoldeada según el ensayo Próctor normal UNE 103500.

En California, E.U. la prueba California Test 219 “*Method of test for consolidation of soils*” hace referencia a la norma ASTM D 5333-03 “*Standar Test Method for Measurment of Collapse Potential Soils*”. De hecho la norma NLT-254 de España también sugiere el procedimiento descrito en la norma de ASTM, por lo que será ésta última la que se tome en cuenta para realizar la prueba de colapso.

Tabla 4 Clasificación del Índice de Colapso, I_c , (ASTM International, 2003)

Clasificación del Índice de Colapso, I_c	
Grado de Colapso en el Espécimen	Índice de Colapso, I_c %
Ninguno	0
Ligero	0.1 a 2.0
Moderado	2.1 a 6.0
Moderadamente Severo	6.1 a 10.0
Severo	> 10.0



3.1.2 El proceso constructivo

El proceso constructivo será la etapa que definirá las características finales del suelo compactado (además de la humedad de equilibrio del lugar a lo largo del tiempo de operación del terraplén), pues de este depende que un suelo tenga una estructura y comportamiento final lo más cercano a lo que se planteó en laboratorio. Análogamente a lo que ya se mencionó en el capítulo de la *compactación en laboratorio*, el método de compactación en laboratorio debe ser representativo de las condiciones que se tendrán en campo, de no ser así, el suelo puede presentar comportamientos no deseados que lleven al terraplén y consecuentemente a la estructura del pavimento a fallas prematuras.

Y es que en el proceso constructivo se pasan por alto variables tan importantes como el contenido de agua, ya discutido con anterioridad, del cual resulta difícil tener un control riguroso debido a las condiciones principalmente climatológicas, en donde la presencia de lluvia conduce a compactaciones del lado húmedo con todo lo que implica esta condición.

Otra variable es el equipo de compactación empleado que muchas veces no concuerda si quiera con el método de compactación en laboratorio; mismos métodos que tienen diferencias notables entre sí, entregando de esta manera, si bien, un suelo compactado al grado de compactación indicado en la normativa, pero con una estructura interna totalmente diferente a la obtenida en laboratorio que puede reflejarse posteriormente en cambios volumétricos importantes. También pueden llegar a utilizarse en campo equipos más pesados, reflejando un aumento de la energía de compactación; lo cual si lo analizamos desde el espacio γ_d vs w tendríamos que el peso volumétrico requerido se alcanzaría con una humedad menor a la propuesta con el equipo de compactación de laboratorio; o viceversa, equipos que confieren menor energía de compactación, con las consecuencias ya vistas en los capítulos 2.2.4 y 2.2.5.

En relación al control de compactación se adoptan criterios para “asegurar” la calidad final del suelo compactado, como establecer rangos de compactación dados en una fracción del



valor de $\gamma_{d,opt}$ (entre 0.9 y 1.0 en México), lo cual de acuerdo con (Gozález de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002) presenta dos inconvenientes:

- No se toma en cuenta la influencia de la humedad, lo que conlleva a que este valor se obtenga con humedades menores, misma condición que puede corresponder a la que presentan los suelos colapsables.
- El empleo de una energía de compactación superior a la de Proctor Estándar, que no es raro ver en campo y obtenerse valores incluso mayores al 100% de $\gamma_{d,opt}$ estando del lado seco o húmedo de la curva real derivada del aumento en la energía de compactación.

De esta manera la compactación y los problemas de estabilidad volumétrica no se resuelve llevando al suelo a su mayor peso específico posible, si no que el fin que se persigue es el de conseguir la mayor concentración posible de sólidos en un volumen dado, con unas condiciones de humedad que densifiquen las partículas en un estado parcialmente saturado lo más estable posible, aplicando la energía de compactación adecuada (Gozález de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002).



4 Pruebas de Laboratorio

4.1 Muestreo del material

El muestreo consiste en obtener una muestra representativa de acuerdo al manual M-MMP-1-01/03 de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) de material que se encuentra en la autopista Pátzcuaro-Uruapan y que cumple con características de material para terraplén, según la norma N-CMT-1-01/02 de la misma SCT.

4.1.1 Procedimiento

Una vez localizado el frente o lugar de extracción de la muestra, se procede a retirar la capa vegetal existente, eliminando toda la materia orgánica, basura o cualquier otra sustancia que pueda contaminarla.



Figura 41 Talud de obtención del material en estudio en el km 65+000

Después se excava con maquinaria o con herramienta menor (pico y pala) el lugar de la extracción realizando ya sea un pozo a cielo abierto o directamente de un corte de la sección carretera en el lugar elegido.

Posteriormente el material extraído se envasa en una bolsa de plástico limpia y resistente o en cualquier otro recipiente hermético, se introduce una tarjeta de identificación y se cierra inmediatamente el envase para evitar cambios en el contenido de agua. La porción obtenida es variable en función de las pruebas a realizar, aunque de acuerdo a la normativa tomada en cuenta, podríamos considerar que se trata de una muestra para control de calidad de 50 kg.

Por último se almacena el material en un lugar donde los cambios de temperatura no sean grandes y se pueda asegurar la integridad de la muestra.



Figura 42 Muestreo del material en talud.

4.1.2 Resultados

El estudio de este material fue debido a que en la zona se encuentran constantes asentamientos que se ven reflejados en la capa de rodadura de la estructura del pavimento y se ha visto que materiales de este tipo son propensos a colapsar.

Se obtuvieron 3 porciones de alrededor de 30 kg cada una, las cuales fueron transportadas en costales y otra porción en bolsas herméticas para evitar la pérdida de humedad y poder determinar en laboratorio su peso volumétrico y humedad de campo.

En campo se verificó la consistencia natural del suelo, la cual presenta características de ser un limo con gran contenido de humedad (Figura 43) y una plasticidad notable al pasar por la mano una porción de suelo.



Figura 43 Humedad alta en el material en campo

4.2 Peso Volumétrico y humedad de campo

Esta prueba tiene como objetivo determinar el peso volumétrico húmedo de campo para conocer el peso específico seco y la humedad que tiene el material en su estado natural.

4.2.1 Procedimiento

De la muestra de material producto del muestreo se extraen terrones de aproximadamente 10 x 10cm y un espesor de 5cm para posteriormente labrarlos y formar pastillas de 3cm de diámetro y un espesor de 1.5cm aproximadamente.

Ya labrada la pastilla se pesa y se obtiene el peso húmedo. Posteriormente en un recipiente circular, y sobre una cápsula de porcelana, se llena de mercurio hasta el borde, se procede a introducir la pastilla de suelo y con la ayuda de una placa de plástico con 3 picos, que sirven para incrustarse en la pastilla, se sumerge la pastilla, provocando un derrame del mercurio; mismo que será pesado y mediante su peso específico se determinará el volumen desalojado.

Conocido el peso húmedo y el volumen desalojado se obtiene el peso húmedo de campo.



Para determinar la humedad de campo, con una muestra de una porción de 200grs aproximadamente, se determina su contenido de agua.

El procedimiento se repite para al menos 3 determinaciones o hasta que la variación entre cada determinación sea aceptable.

Consideraciones: Todo este procedimiento deberá realizarse en el cuarto húmedo y en el menor tiempo posible desde la llegada del material muestreado al laboratorio.



Figura44 Terrones para elaborar las pastillas.



Figura 45 Sumergido en mercurio de las pastillas de suelo.

4.2.2 Resultados

Se realizaron 7 determinaciones para corroborar los resultados y poder obtener un promedio lo más exacto posible.



Tabla 5 Determinación del Peso volumétrico húmedo

Muestra No.	Peso (gr)	Peso mercurio (gr)	Volumen (cm ³)	γ_h
1	24.55	193.84	14.29	1.72
2	22.5	176.08	12.99	1.73
3	25.48	197.53	14.57	1.75
4	23.16	179.31	13.22	1.75
5	23.91	183.56	13.54	1.77
6	22.27	175.74	12.96	1.72
7	30.76	238.15	17.56	1.75
Promedio=				1.74

Tabla 6 Humedad de campo

P_h (gr)	P_s (gr)	%W
300	206.88	45.01

4.3 Determinación de la composición granulométrica

El objetivo de esta prueba consiste en separar por tamaños las partículas del suelo, pasando a través de una sucesión de mallas de aberturas cuadradas y pesar las proporciones que se retienen en cada una de ellas, expresando dicho material retenido en porcentaje del peso de la muestra.

4.3.1 Procedimiento

Se obtiene por cuarteo una porción representativa con peso aproximado de 15 kg. Cuando es necesario conocer con mayor exactitud el porcentaje de material que pasa la malla No. 200 o bien, en el caso de estudios especiales, la muestra seca y disgregada se someterá a un



lavado previo, colocándola en un recipiente provisto de vertedero y aplicándoles una corriente de agua en forma continua y de tal manera que derrame sobre la malla No. 200; durante este proceso la muestra será removida en forma adecuada para propiciar el arrastre de la fracción fina, suspendiendo el lavado cuando el agua que salga del vertedero este clara; se dejará escurrir la muestra y a continuación se seca en el horno a peso constante, a una temperatura de 105°C, después se saca del horno y se deja enfriar hasta temperatura ambiente y se determina su peso, con aproximación de 0.1gr.



Figura 46 Granulometría.

4.3.2 Resultados

La granulometría obtenida para el material en estudio nos indica que es un suelo fino, del cual el 95% de su peso pasa por la malla N° 200 (0.075 mm).

4.4 Determinación de Límites de Consistencia y Contracción Lineal

Con fundamento en el manual M-MMP-1-07-/07 de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, esta prueba permite conocer la plasticidad de los materiales utilizados en terracerías que pasan la malla N°40 (0.425 mm). Mediante los resultados obtenidos de esta prueba se puede identificar y clasificar el tipo de suelo que estamos estudiando de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).



4.4.1 Preparación de la muestra

Primeramente se debe tomar una muestra de aproximadamente de 500 g y triturar hasta tener una fracción de 250 g que pase la malla N° 40. Se registra el peso y se coloca en una cápsula de porcelana y se le agrega agua en cantidad necesaria para dejar el material completamente saturado, se deja reposar a temperatura ambiente durante 24 h. cuidando que el material no pierda humedad en exceso cubriéndolo con un paño húmedo de ser posible.



Figura 47 Obtención de la muestra para límites de consistencia.

4.4.2 Procedimiento

Se toma una porción de aproximadamente 150 g de material saturado y se coloca en una cápsula de porcelana y comienza a homogenizar el material con la ayuda de la espátula.



Figura 48 Homogenización del material.

4.4.3 Límite líquido

Una vez que el material se encuentra homogenizado se procede a colocar en la copa de Casagrande una fracción suficiente para que una vez extendido con la espátula se logre un espesor entre 8 y 10 mm de material en la parte central de la copa. Se recomienda que el extendido de material se haga partiendo del centro y hacia los lados, sin aplicar presión al material y con el menor número de pasadas posibles, esto con el fin de evitar errores en la prueba por adherencia mayor a la real.

Se procede a ranurar la parte central del material contenido en la copa con una pasada firme del ranurador, manteniéndolo normal a la superficie de la copa.

Se acciona la copa de Casagrande y se registra el número de golpes que indica el contador cuando el material se ha puesto en contacto en una longitud de 13 mm.

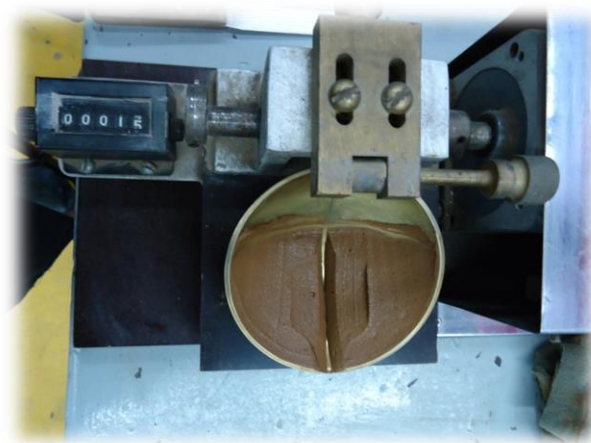


Figura 49 Material en la copa de Casagrande.

Después se toma una fracción de aproximadamente 10 g. de material que se encuentra en la parte central de la copa. Se coloca en una cápsula e inmediatamente se pesa para obtener el peso húmedo, y posterior a su secado durante 24 horas en el horno, determinar la humedad.



Figura 50 Muestras para humedad de límites

Del material que se encuentra en la cápsula, se procede a agregar agua con un cuenta gotas, se homogeniza y se realiza lo anteriormente descrito.

La cantidad de agua adicionada al material deberá ser en tal cantidad que se puedan realizar al menos cuatro determinaciones entre 10 y 35 golpes, cuidando que sean dos determinaciones debajo de 25 golpes y dos arriba.

4.4.4 Límite plástico

Del material preparado sobrante para la prueba de límite líquido, se comienza a darle forma de una esfera con las manos, de aproximadamente 12 mm de diámetro, de manera tal que vaya perdiendo humedad y se forma un cilindro sobre la palma de la mano, aplicando presión con los dedos.

Después en una placa de vidrio se va rolando el cilindro, con la presión de los dedos necesaria para reducir su diámetro uniformemente en toda su longitud. La velocidad de rodado deberá ser entre 60 y 80 ciclos por segundo, entendiendo por ciclo el movimiento de la mano de atrás hacia adelante, hasta regresar a su posición de partida. Si al alcanzar los 3 mm de diámetro, el cilindro no se rompe en varias secciones simultáneamente, quiere decir que aún no se ha logrado la humedad del límite plástico, para lo cual es necesario volver a remoldear en una esfera humedad y manipularla con los dedos para que pierda humedad y poder determinar la humedad correspondiente al límite plástico.



Figura 51 Determinación del límite plástico.

Una vez que se tienen los cilindros fragmentados con un diámetro de 3 mm, se procede a colocarlos en una charola para determinar su contenido de humedad.

Se recomienda realizar 3 determinaciones del límite plástico para mayor seguridad. En caso de que no se puedan formar cilindros del diámetro especificado con el material y con ningún contenido de humedad, se considera que el material no es plástico.

4.4.5 Índice plástico

El índice plástico del suelo nos indica el intervalo de variación de la humedad en la cual el suelo presenta un estado plástico. En referencia al límite líquido y al límite plástico, el índice plástico se puede definir como la diferencia aritmética entre estos.

$$IP = LL - LP$$

Dónde:

IP= Es el índice plástico del suelo (%).

LL= Es el límite líquido del suelo (%).

LP= Es el límite plástico del suelo (%).

4.4.6 Contracción lineal

La contracción lineal de un suelo es la reducción de la longitud de un espécimen de forma prismática rectangular, elaborado con la fracción de suelo que pasa la malla N° 40 (0.425 mm), cuando su humedad decrece desde la correspondiente al límite líquido, hasta la del límite de contracción, expresada en porcentaje con respecto de la longitud inicial del espécimen.



Figura 52 Contracción lineal.

El material utilizado para esta prueba deberá ser preparado o tomado del material utilizado para la prueba de límite líquido.

4.4.7 Límite de contracción

El contenido de agua, en porcentaje, bajo el cual el cambio de volumen de la masa de suelo cesa, se define como límite de contracción.

Esta prueba consiste en rellenar con material preparado para la prueba de límite líquido una cápsula de aproximadamente 44 mm de diámetro y 13 mm de altura, previamente cubierto con aceite, de forma tal que entre la mayor cantidad de suelo sin aplicar presión excesiva y golpeando firme sobre una mesa para que salga la mayor cantidad de aire posible.



Figura 53 Contracción volumétrica.

Una vez hecho lo anterior se mete al horno durante 24 horas y a la pastilla resultante se le determinará su peso volumétrico mediante la prueba por desplazamiento de mercurio. La relación entre la diferencia de humedad inicial y final, dividida entre la humedad inicial, nos proporciona el límite de contracción buscado.

4.4.8 Resultados

Se tiene que el material es muy absorbente al tener un límite líquido de 63%, por lo que se comprueba lo visto en campo, que admite mucha agua en su estructura, lo cual puede llevarlo a un comportamiento inadecuado ante sollicitaciones de tipo mecánicas. Además presenta un límite plástico de 34.5% y por consiguiente un índice plástico de 28.2%.

De acuerdo a la clasificación de Atterberg (Figura 55), podemos observar que el suelo cae en la zona de un limo de alta compresibilidad (MH), aunque si bien, está muy pegado al límite de clasificación entre arcilla y limo, por lo que su comportamiento tiende a ser un tanto plástico y a ciertos contenidos de humedad, pareciese que se estuviera trabajando con una arcilla.

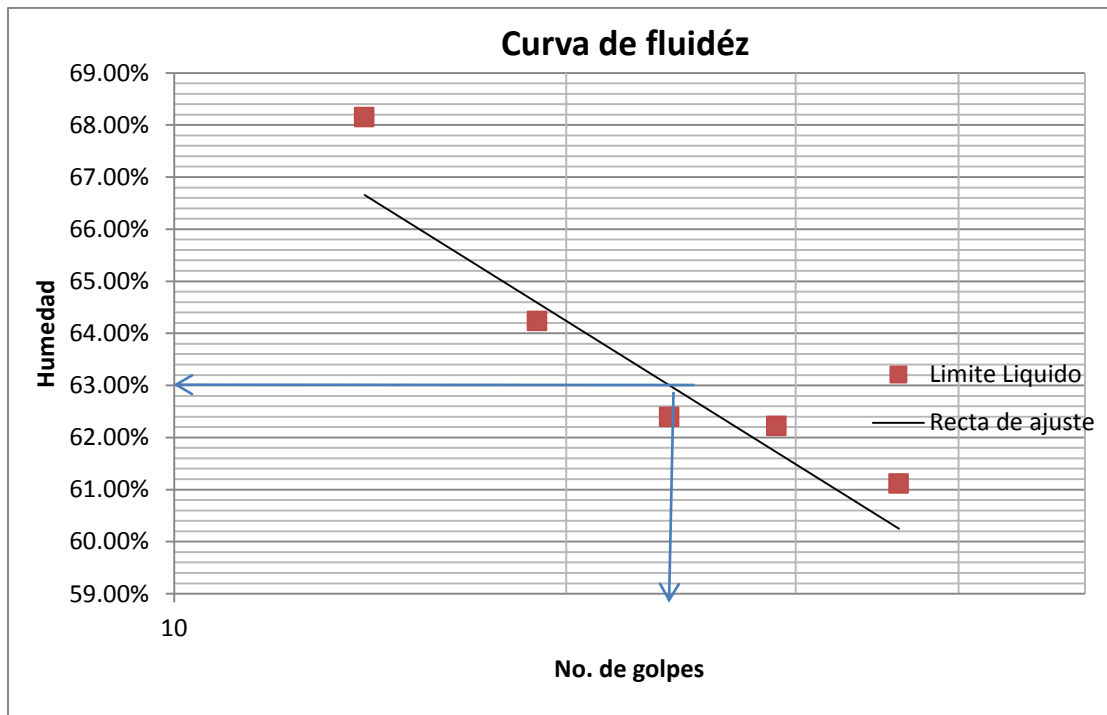


Figura 54 Curva de fluidéz

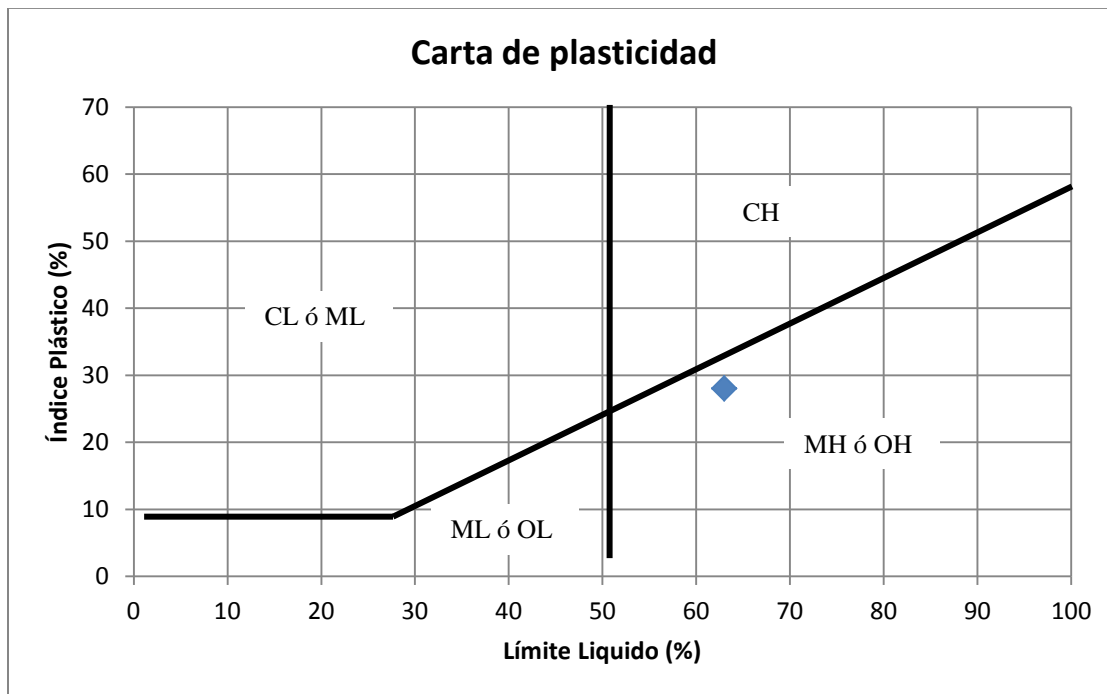


Figura 55 Clasificación de Atterberg

4.5 Peso específico relativo de los sólidos.

Esta prueba se realizó en base al manual M-MMP-1-05/03, la cual tiene por objetivo determinar las relaciones masa-volumen de los materiales respecto a la misma relación pero del agua, así como también determinar las absorción de los materiales y poder calcular los volúmenes ocupados por el material o mezcla de materiales en sus diferentes condiciones de contenidos de agua y el cambio de masa del material debido a la entrada de agua en sus poros, con respecto a su condición en estado seco. Las pruebas se realizan de distinta manera en la fracción del material retenida en la malla N°4 (4.75 mm) y en la porción que pasa dicha malla.

El peso específico relativo de los sólidos se define como la relación entre el peso específico de una sustancia y el peso específico del agua, a 4°C, destilada y sujeta a una atmósfera de presión.

4.5.1 Preparación de la muestra

De la muestra obtenida en campo se toman 5 kg aproximadamente, los cuales deben pasar por el procedimiento de secado y disgregado, además de cribarlo por la malla N° 4. El material a utilizar será el que pase por dicha malla.



Figura 56 Cribado de material para la densidad de sólidos.

Después se toman aproximadamente 300 g de material cribado para cuartearlo. Se deposita este material en una cápsula, se adiciona agua destilada y se mezcla con la espátula hasta obtener una pasta suave. Se coloca la pasta en el vaso de la batidora, se agrega agua destilada hasta completar aproximadamente 250 cm³ y se hace funcionar la batidora durante



un lapso de 15 minutos para formar una suspensión uniforme. Finalmente se obtiene una porción no menor de 100 g, de la cual se determina su masa y se registra como W_{sat} en gramos.

4.5.2 Calibración del matraz

Previo al inicio de la prueba se debe asegurar que los matraces a emplear se encuentren debidamente calibrados, por lo que se deberá considerar la calibración de la siguiente manera:

- a) Se lava el matraz con una mezcla crónica para eliminar la grasa adherida. La mezcla crónica para lavado se obtiene disolviendo en caliente 60 g de bicromato de potasio en 300 cm³ de agua destilada, a la cual se le adicionan en frio 450 cm³ de ácido sulfúrico comercial.
- b) Se enjuaga en matraz con agua destilada y se escurre perfectamente, bañando a continuación su pared interior con alcohol para eliminar los residuos de agua.
- c) Para finalizar el lavado se enjuaga nuevamente el matraz con éter sulfúrico y con objeto de facilitar su eliminación, se coloca el matraz en un soporte con la boca libre hacia abajo, durante 10 minutos.
- d) Se determina la masa del matraz seco y limpio, se registra como W_f , en gramos.

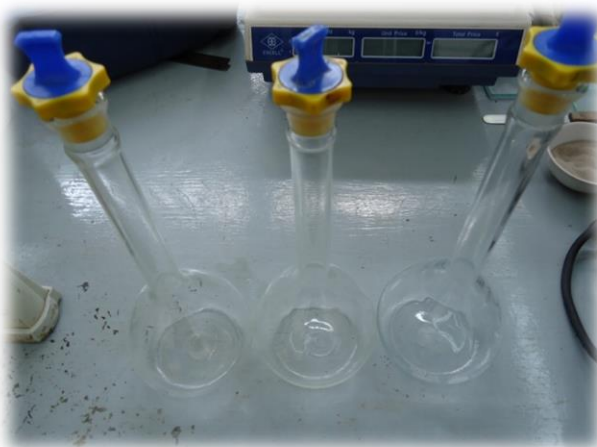


Figura 57 Calibración de matraces



- e) Con agua destilada a la temperatura ambiente, se llena el matraz hasta aproximadamente 0.5 cm debajo de la marca de aforo, dejándola reposar durante unos minutos.
- f) Se verifica que la temperatura del agua dentro del matraz sea uniforme, para lo cual se toman lecturas con el termómetro a diferentes profundidades. Si la temperatura no es uniforme y la diferencia es menor de 0.2°C , se tapa el matraz con la mano y se voltea lentamente procurando evitar la formación de burbujas; finalmente se mide la temperatura del agua colocando el bulbo del termómetro en el centro del matraz y se registra como t_0 , en $^{\circ}\text{C}$.
- g) Después con la ayuda del cuentagotas o la pipeta, se agrega agua destilada hasta que la parte inferior del menisco del líquido coincida con la marca de aforo.
- h) Lo siguiente es secar cuidadosamente el interior del cuello del matraz, sin tocar o alterar el menisco, con el lienzo absorbente enrollado y se determina la masa del matraz lleno de agua, registrándolo como P_0 , en gramos.
- i) Repitiendo los pasos f) a h), se efectúan otras cuatro determinaciones de masa P_0 del matraz lleno de agua, a las temperaturas de 5 y 10°C por abajo y 5 y 10°C por arriba de las temperaturas como t_{-5} , t_{-10} , y t_5 , t_{10} , respectivamente.
- j) Por último, sobre un sistema de ejes coordenados se dibuja una curva de calibración del matraz de prueba, dejando las temperaturas en las abscisas y las masas en el eje de las ordenadas, y se traza una curva suave y continua como la mostrada a continuación.

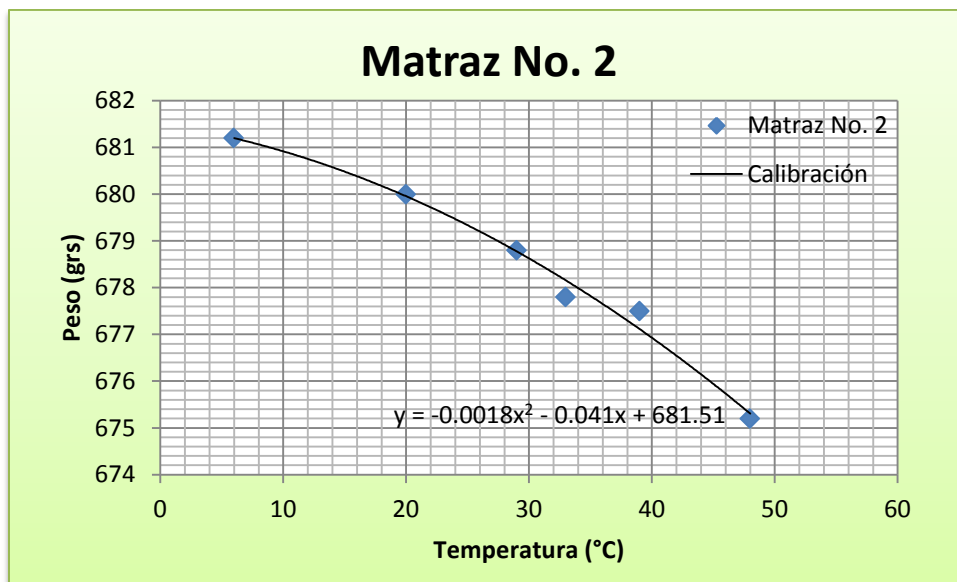


Figura 58 Curva de calibración del Matraz No. 2

4.5.3 Procedimiento para material que pasa la malla N° 4

- a) Inmediatamente después de preparar la muestra que pasa la malla N° 4, con la ayuda de un embudo, se introduce el material en el matraz calibrado (Figura 59). Después se llena el matraz con agua destilada hasta aproximadamente la mitad de su capacidad.



Figura 59 Vaciado del material en el matraz

- b) Mediante el dispositivo de succión, se aplica vacío al matraz durante 15 minutos, de manera tal que se pueda extraer todo el aire atrapado en la muestra (Figura 60). Para



que el aire sea expulsado en su totalidad se agita cuidadosamente la suspensión con un movimiento giratorio del matraz alrededor de su eje. La succión máxima que se aplique no deberá exceder de 100 mm de Hg (0.136 kg/cm^3). En caso de no contar con el dispositivo de succión, utilizando la parrilla eléctrica o fuente de calor, se pone en ebullición el agua del matraz durante 10 minutos aproximadamente, y moviendo al mismo tiempo el material con el agitador mientras hierve, hasta que todo el aire atrapado sea expulsado.



Figura 60 Extracción del aire de la muestra

- c) Posteriormente se deja enfriar el matraz hasta llegar a temperatura ambiente y se adiciona el volumen de agua destilada necesaria para alcanzar la marca de aforo (Figura 61). De ser necesario se vuelve a aplicar el vacío para asegurar que no haya quedado aire atrapado en la muestra, lo cual ocurrirá cuando no se observe variación en el nivel del menisco; en caso de ser necesario, se quitará o adicionará agua destilada utilizando el cuentagotas, de tal forma que el nivel inferior del menisco conocida con la marca de aforo.



Figura 61 Llenado de agua destilada hasta la marca de aforo

- d) Se seca cuidadosamente la superficie exterior del matraz y el interior del cuello del mismo. Para esta última operación se emplea un lienzo absorbente enrollado, evitando tocar el menisco.
- e) Se obtiene la masa del matraz con el material y el agua, registrándola como, W_{fsw} , en gramos.
- f) Se tapa el matraz y se invierte varias veces en forma cuidadosa con el fin de uniformizar la temperatura de la suspensión, a continuación se coloca el bulbo del termómetro en el centro del matraz (Figura 62), y se registra la temperatura, misma que es considerada como la temperatura de la prueba t_p .



Figura 62 Temperatura del matraz



- g) Después se vierte toda la suspensión a una cápsula de porcelana, empleando el agua necesaria para arrastrar todas las partículas del suelo y se deja reposar durante 24 horas. Se elimina el agua sobrante a través del proceso de decantación y se lleva la muestra al horno para su secado total a masa constante, a una temperatura de 105°C, se determina y se anota la masa seca de la muestra, W_s , en gramos.
- h) Finalmente utilizando la curva de calibración del matraz, se obtiene la masa del matraz con el agua, en gramos, correspondiente a la temperatura de prueba t_p y se registra como W_{fw} .

La densidad relativa del material seco se determina empleando la expresión siguiente:

$$S_s = \frac{W_s}{W_{fw} + W_s - W_{fsw}}$$

En donde:

S_s = Densidad relativa de sólidos del material, adimensional.

W_s = Masa del material secado al horno, en gramos.

W_{fw} = Masa del matraz lleno de agua a la temperatura de prueba t_p , determinada gráficamente de la curva de calibración del matraz, en gramos.

W_{fsw} = Masa del matraz, contenido de suelo y agua hasta la marca de aforo, a la temperatura de prueba t_p , en gramos.



Figura 63 Masa del material secado al horno



4.5.4 Resultados

Se realizaron dos pruebas para corroborar los resultados, de las cuales se obtuvo un promedio para la determinación del peso específico relativo de los sólidos (γ_s).

Tabla 7 Prueba N°1, densidad de sólidos

PRUEBA N°1	1	2	3
Matraz N°	3	2	12
Wfsw (gr)	766.2	711.8	727
Temperatura (°C)	26	24	25
Wfw(gr)	735.35	679.49	695.98
Capsula de evaporación N°.	8	B	3B
Peso Capsula + muestra seca (gr)	704.9	811	811.4
Peso capsula (gr)	656.4	762.8	763.2
Ws (gr)	48.5	48.2	48.2
Ss	2.75	3.03	2.81
Promedio de matraces 3 y 12		2.78	

Nota: Se desechó el valor del matraz N° 2, debido a su valor alto.

Tabla 8 Prueba N°2, densidad de sólidos

PRUEBA N°2	4	5	6
Matraz N°	3	10	12
Wfsw (gr)	763.6	720.2	725.4
Temperatura (°C)	25.5	26	25.8
Wfw(gr)	735.42	690.78	696.13
Capsula de evaporación N°.	A	B	3B
Peso Capsula + muestra seca (gr)	807	807.1	808.6
Peso capsula (gr)	762	762.5	762.5
Ws (gr)	45	44.6	46.1
Ss	2.68	2.94	2.74
Promedio de matraces 3 y 12		2.71	

Nota: Se desechó el valor del matraz N° 10, debido a su valor alto.

Como resultado final de las dos pruebas realizadas, se obtuvo un peso específico relativo de los sólidos $\gamma_s = 2.74$.

4.6 Peso volumétrico seco máximo (Compactación AASHTO Estándar)

Con base en el manual M-MMP-1-09/06 de la SCT, la compactación AASHTO Estándar permite determinar la curva de compactación de los materiales para terracerías y a partir de



ésta inferir su masa volumétrica seca máxima y su contenido de agua óptimo. Para la determinación de lo anterior es necesario determinar las masas volumétricas secas del material en estudio compactado con diferentes contenido de agua, mediante la aplicación de una misma energía de compactación dinámica y, graficando los puntos de cada determinación, se traza la curva de compactación del material de la cual se determina tanto el peso volumétrico seco máximo (γ_d) así como la humedad óptima (W_{opt}).

4.6.1 Procedimiento

Después del secado, disgregado y cuarteo del material en estudio, se toma una muestra representativa de aproximadamente 8 kg, la cual deberá ser cribada por la malla N° 4, y posteriormente tomar 2 kg aproximadamente de material que pase dicha malla.

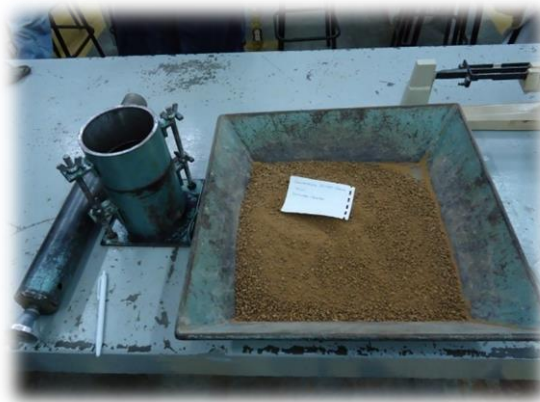


Figura 64 Material utilizado en la compactación AASHTO

Después, en el cuarto húmedo, se le incorpora agua en tal cantidad que su contenido de humedad quede entre 4 y 6% por debajo del contenido de agua óptimo. Posteriormente se uniformiza el agua con las manos de tal manera que no se hagan grumos o que el agua pueda saturar en unas partes el material y en otras quede sin humedad.

El material homogenizado se divide en tres partes aproximadamente iguales y se procede a colocar una de las fracciones en el molde de prueba, previamente engrasado, con su collarín, y se inicia la compactación del material con el pisón correspondiente, aplicando 25 golpes. Hecho lo anterior, se escarifica la superficie de la capa compactada y se repite el procedimiento descrito con las capas siguientes.



Figura 65 Compactación del espécimen

Una vez realizado lo anterior se quita el collarín del molde y debe de cumplir que el material compactado no sobresalga en un espesor promedio mayor a 1.5 cm. De lo contrario esta prueba queda invalidada y es necesario repetirla con nuevo material, utilizando una cantidad de material ligeramente menor a la usada anteriormente. En caso de que no se exceda del espesor indicado, se procede a enrasar con un cuchillo la parte superior, se pesa y se registra su valor.



Figura 66 Especimen compactado y desmoldado

Después el espécimen se corta longitudinalmente y de su parte central se obtiene una porción representativa, se coloca una cápsula de porcelana y se registra el peso húmedo de la muestra más la cápsula. Se deja en el horno durante 24 horas para su secado y poder determinar su contenido de humedad.

Al material que se encuentra en la charola, se le adiciona más agua en una porción de un 2% con respecto al peso inicial de la muestra. Se distribuye nuevamente el agua homogéneamente y se repite el proceso de compactación como el descrito anteriormente. Se compacta las veces necesarias hasta que el valor del peso del molde + el suelo húmedo sea menor que el inmediato anterior.

Para que se pueda tener una determinación correcta de la curva de compactación, es recomendable que se realicen entre 4 y 6 ensayos.

4.6.2 Resultados

Se realizaron cinco ensayos de los cuales se obtuvieron buenos resultados al tener un muy buen ajuste de la parábola, de tal manera que 2 puntos quedaron por debajo de la humedad óptima y dos por arriba, y prácticamente el punto de en medio fue el contenido de humedad óptimo ($w_{opt}=45.01\%$) y el peso volumétrico seco máximo ($\gamma_d = 1.24 \text{ Tn/m}^3$).

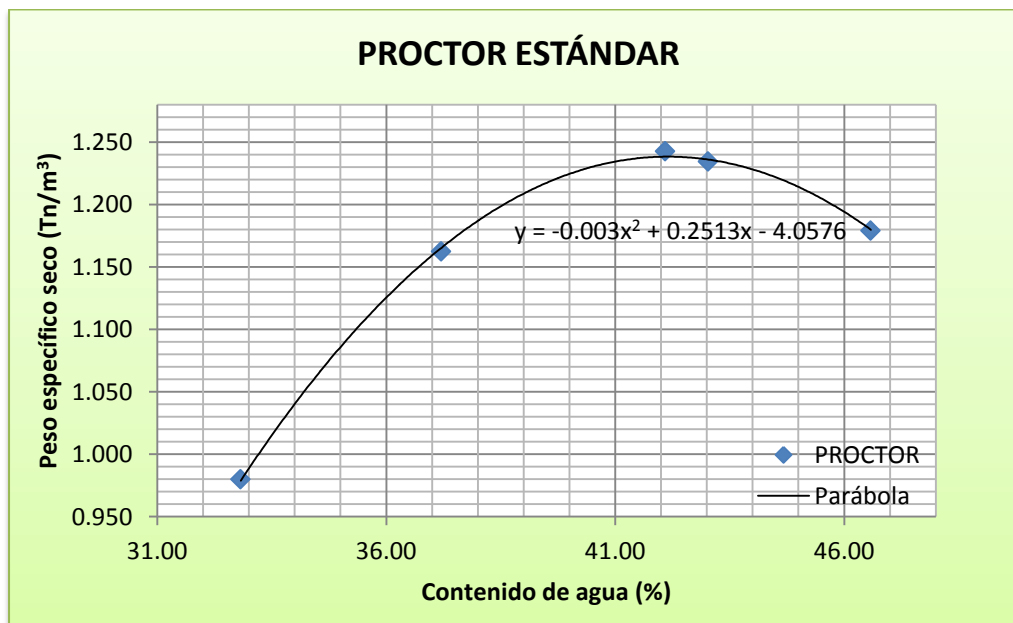


Figura 67 Curva de compactación, Proctor estándar

Para las pruebas de consolidación fue necesario realizar especímenes remoldeados los cuales fueron elaborados tratando de cubrir el rango de compactación que nos marca la normativa de la SCT ($90\pm 2\%$), así como de algunos especímenes que estuvieran por arriba y por debajo de estos valores, y así determinar su comportamiento volumétrico ante distintos escenarios de compactación.

La Figura 68 muestra la diversidad de las densidades y humedad que se alcanzaron en las distintas pruebas remoldeadas, que fueron sometidas a ensayo de consolidación.

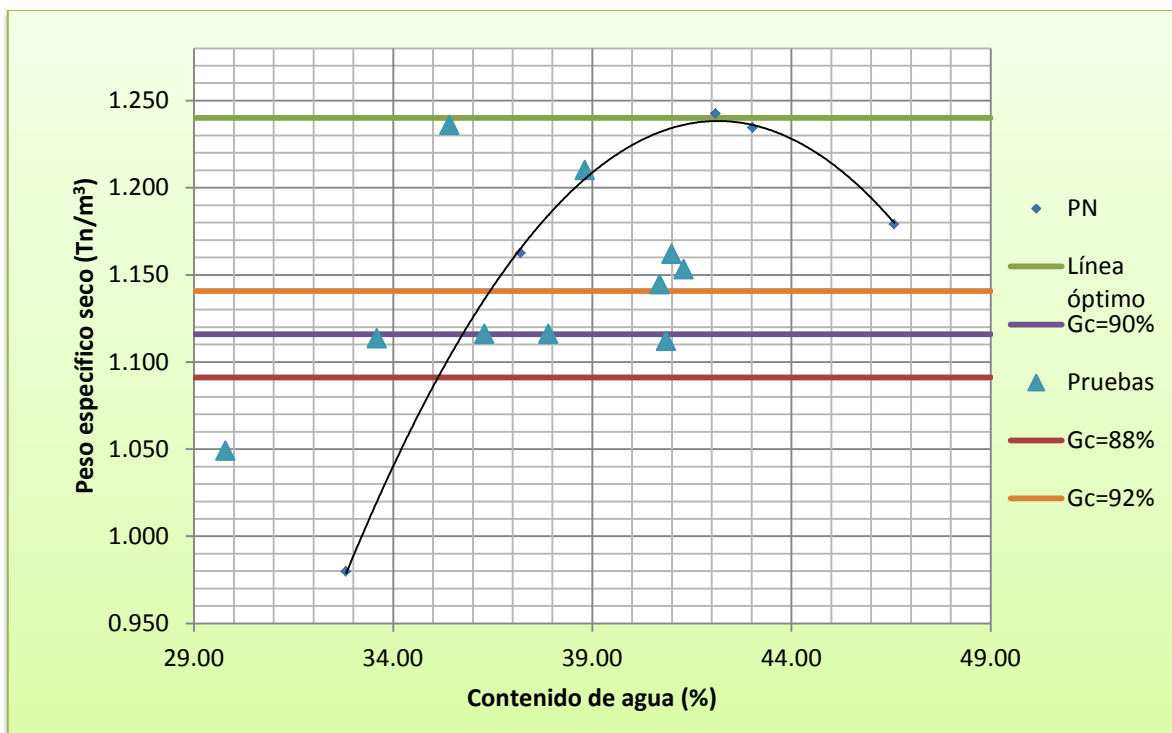


Figura 68 Pruebas remoldeadas en el espacio Proctor Estándar.

4.7 Prueba de consolidación

Esta prueba es la parte medular en la experimentación de esta tesis, puesto que se determinará de manera directa el colapso del suelo en estudio, así como la obtención de parámetros en estado saturado y no saturado que son necesarios para la modelación.

Este ensayo se utiliza para determinar las características de consolidación de los suelos, la cual consiste en someter una probeta cilíndrica, confinada lateralmente, a distintas cargas verticales; permitiendo el drenaje superior e inferior, al mismo tiempo que se mide la deformación generada.

La prueba se realiza a suelos homogéneos, en los que el tamaño máximo de la partícula no sea superior a la quinta parte de la altura de la probeta.



4.7.1 Material y equipo

- Consolidómetro mecánico de palanca: como el mostrado en laFigura69 (primer equipo de izquierda a derecha), el cual consiste en un anillo de acero inoxidable de 2 cm de altura, 5.03 cm de diámetro interno y un peso de 59.77 g.
- Dos piedras porosas en forma de disco.
- Papel filtro.
- Micrómetro digital con aproximación de 0.01 mm.
- Computadora instrumentada con software LabView.
- LVDT con aproximación de 0.001 mm.
- Equipo para labrar la muestra.
- Cápsulas de porcelana.
- Horno con temperatura de 105 ± 5 °C.
- Balanza con aproximación a 0.01 g.



Figura69 Equipos de consolidación



Figura 70 Instrumentación mediante LabView

4.7.2 Preparación de la muestra

Debido a que el presente estudio se realiza sobre suelos compactados, el procedimiento descrito a continuación será el de una muestra remoldeada y no así el de una muestra inalterada.

Para la correcta ejecución de la prueba se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Evitar la alteración de la estructura del suelo mientras se lleva a cabo el proceso de elaboración y labrado de la muestra.
- Realizar, en la medida de lo posible, todo el procedimiento en el cuarto húmedo para reducir al máximo la pérdida de humedad en el espécimen.

Elaboración de la muestra remoldeada:

- 1) Del material que ha sido previamente secado, disgregado y cuarteado, se toma una muestra de aproximadamente 4 kg, se obtiene su humedad para poder determinar el agua necesaria que hay que adicionar al material y así obtener tanto la humedad de ensaye, como el peso volumétrico que se desee obtener.
- 2) Se realiza la incorporación uniforme del agua al material, evitando la saturación en unas partes. Para lo cual se recomienda que la adición del agua se realice en al menos 3 sesiones.



Figura 71 Incorporación de humedad al material

- 3) Del total del material húmedo, se divide en 3 fracciones iguales el material requerido para lograr el peso específico de ensayo. Se procede a colocar una de las fracciones en el molde de prueba, debidamente engrasado, y se le aplican 25 golpes con la varilla punta de bala. Hecho lo anterior se escarifica la superficie de la capa compactada y se repite el procedimiento anterior en las capas siguientes.
- 4) Hecho lo anterior, se procede a compactar estáticamente el material dentro del molde de prueba, mediante una prensa hidráulica (Figura 72), de tal forma que se llegue a la altura correspondiente al peso volumétrico de prueba.



Figura 72 Compactación estática

- 5) Se quita el molde y del espécimen obtenido se comienza a labrar la forma del anillo hasta obtener la muestra deseada, evitando dejar oquedades en el contorno de la muestra, así como en su superficie. Para lo cual es necesario emplear un anillo con un borde cortante. Se prepara en la muestra una zona con la superficie horizontal de tamaño apreciablemente mayor que el diámetro interior del anillo.

Se sitúa el anillo sobre la mencionada zona con el borde cortante en contacto con la muestra y haciendo un poco de presión con el anillo, se marca la superficie por labrar (Figura 73).



Figura 73 Superficie por labrar

Utilizando como guía la pared interior del anillo, se talla un cilindro cuyo diámetro es aproximadamente el diámetro interior del anillo y de altura superior a este. Se va introduciendo el anillo en la muestra, hasta que sobresalga por la parte opuesta del borde cortante, cortándola en seguida por debajo (Figura 74).



Figura 74 Labrado del espécimen

- 6) Se determina el peso del anillo más el material húmedo, en gramos (Figura 75).



Figura 75 Pesado del anillo con la muestra

- 7) Se obtiene la humedad inicial del suelo, en gramos.
- 8) Se mide la altura inicial del espécimen, en centímetros.
- 9) Se calcula el volumen inicial del espécimen, con aproximación de 0.25 cm^3 .

4.7.3 Procedimiento para prueba Saturada

- 1) Las diferentes partes del consolidómetro deberán prepararse de tal forma que no ocasionen cambios en la humedad en el suelo. Para este caso se usarán discos porosos y papel filtro saturados.

- 2) Una vez montado el anillo en el consolidómetro y con los discos porosos por los dos lados y el papel filtro, se coloca el marco de carga, previamente nivelado y sin carga. Se procede a saturar la cápsula del consolidómetro hasta el nivel máximo, dejándolo reposar hasta que no presente variación significativa en la lectura del micrómetro.
- 3) Se aplica el primer incremento de carga y se inicia el programa en LabView para la captura de datos, mientras el programa dibuja la curva de consolidación en tiempo real (Figura76).

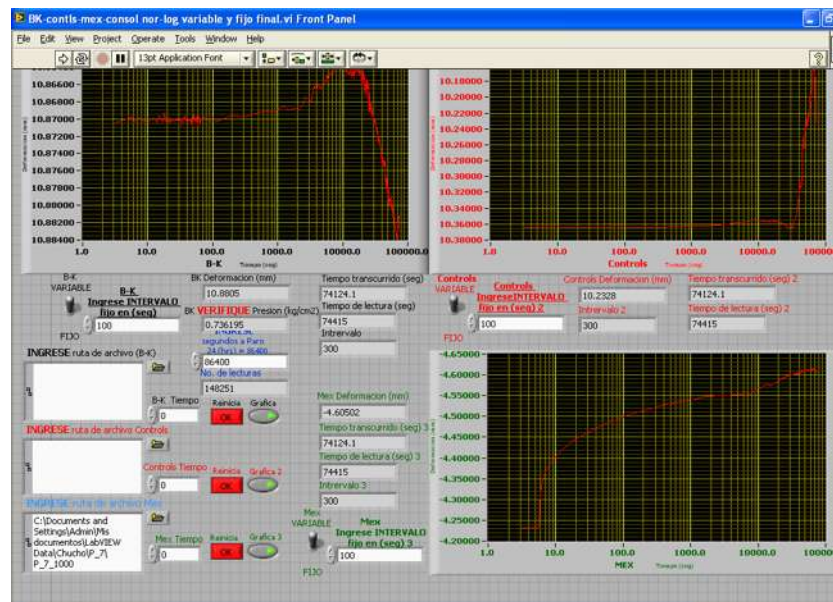


Figura76 Lecturas digitales en LabView

- 4) Una vez que en la curva de consolidación se define claramente el tramo recto de consolidación secundaria, o se repite la lectura en el micrómetro dejando pasar un tiempo considerable, se considera que se ha completado la consolidación primaria, y se procede a aplicar el siguiente incremento de carga.
- 5) Después de aplicados todos los incrementos de carga necesarios, se procede a quitar la carga en decrementos, de la misma manera en que fueron aplicados. Se hacen lecturas en intervalos de tiempo igual que en el proceso de carga. El proceso de descarga es más rápido que el de carga, por lo que prácticamente en un día completo se puede realizar.

- 6) Después de haber descargado completamente la muestra, se debe dejar que se expanda durante 48 h o hasta que no se registre expansión en el micrómetro en un periodo de 24 h.
- 7) Al terminar la prueba, se desarma el consolidómetro, se seca el agua del anillo, se extrae el anillo con la muestra, se seca superficialmente con un paño mojado y se registra el peso húmedo después de la prueba.
- 8) Se seca la muestra en el horno a una temperatura de 105 ± 5 °C durante 24 horas o hasta peso constante.
- 9) Con todos los valores obtenidos durante la prueba, se determinan los parámetros de consolidación.
- 10) Se dibuja la curva de compresibilidad, la cual sirve para determinar la carga de preconsolidación del suelo.

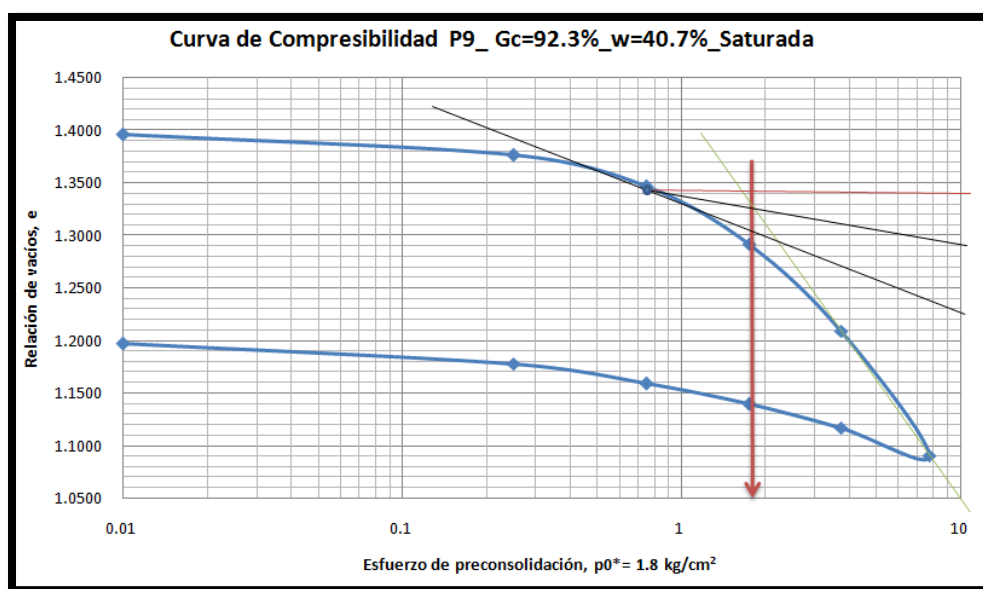


Figura 77 Curva de compresibilidad, Prueba N° 9

4.7.4 Procedimiento para prueba No Saturada

Al igual que en la prueba saturada, las diferentes partes del consolidómetro deberán prepararse de tal forma que no ocasionen cambios en la humedad en el suelo y muy en especial para esta prueba ya que no se cuenta con control de temperatura. Para este caso se usarán discos porosos saturados y en lugar de papel filtro, se usarán discos de

plástico(Figura 78), para evitar en la mayor medida la pérdida de humedad por las variaciones de temperatura en el día.

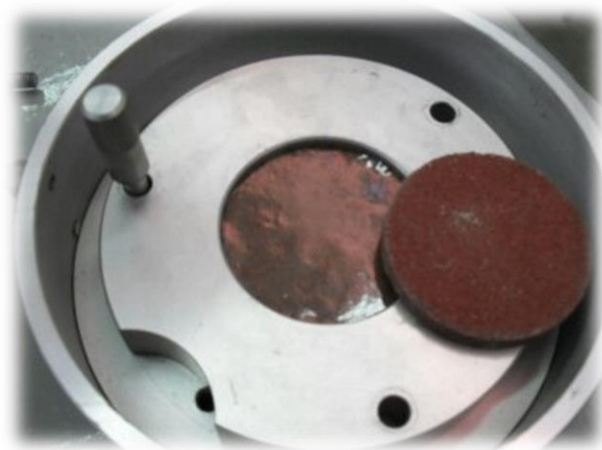


Figura 78 Muestra montada con cubierta de plástico

Una vez montado el anillo en el consolidómetro, con los discos porosos por los dos lados y la cubierta de plástico, se coloca el marco de carga, previamente nivelado y sin carga. Se deja reposar hasta que no presente variación significativa en la lectura del micrómetro.

Posteriormente se realizan los pasos del 3 al 10 del procedimiento para muestra saturada.

4.7.5 Resultados

Una de las etapas de este trabajo fue reproducir muestras remoldeadas a grados de compactación similares, someterlas a pruebas de consolidación en condiciones saturadas y no saturadas, en equipo convencional de consolidación.

La Figura 79 muestra un grupo de tres pruebas de consolidación, a un $G_c=90\%$, en las cuales se buscó reproducir, en primer lugar, una curva de compresibilidad en condiciones no saturadas (P_3), otra que fuera totalmente saturada (P_5), y otra que reprodujera una consolidación con trayectoria de incremento en el esfuerzo vertical (no saturada), y

posteriormente producir un colapso por saturación a esfuerzo constante $\sigma_v = 3.75 \text{ kg/cm}^2$ y posteriormente seguir una trayectoria de carga y descarga en condiciones saturadas (P_10).

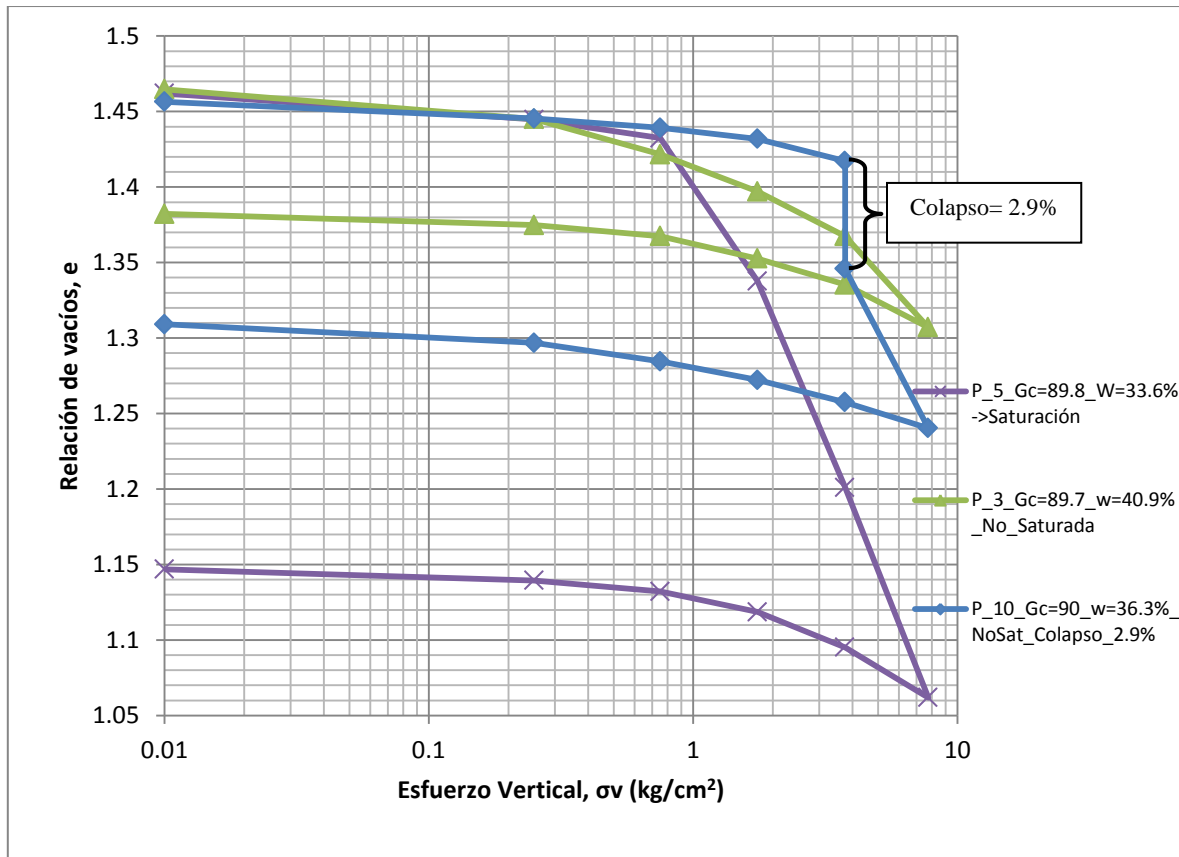


Figura 79 Consolidación $G_c=90\%$

La prueba P_3 nos muestra un aumento en la resistencia a la deformación vertical, en comparación con la prueba saturada P_5. Aunque las dos pruebas no saturadas están compactadas a un $G_c=90\%$, el incremento de la rigidez del suelo es notablemente mayor en la prueba P_10, debido principalmente a que presenta un contenido de humedad menor y por consiguiente una succión mayor que en la prueba P_3. El colapso obtenido en la prueba P_10 es de 2.9%, un colapso mayor al especificado en la normativa Española para suelos tolerables (Colapso < 1%).

Otro grupo de pruebas se muestra en la Figura 80, en el cual se intentó tener especímenes a un $G_c=92\%$, ya que la normativa Mexicana marca un límite de $90\pm 2\%$ para terraplenes,

pero el resultado del espécimen compactado para la prueba de colapso resultó con un $G_c=93\%$, por eso se clasificó este grupo a un porcentaje de compactación mayor.

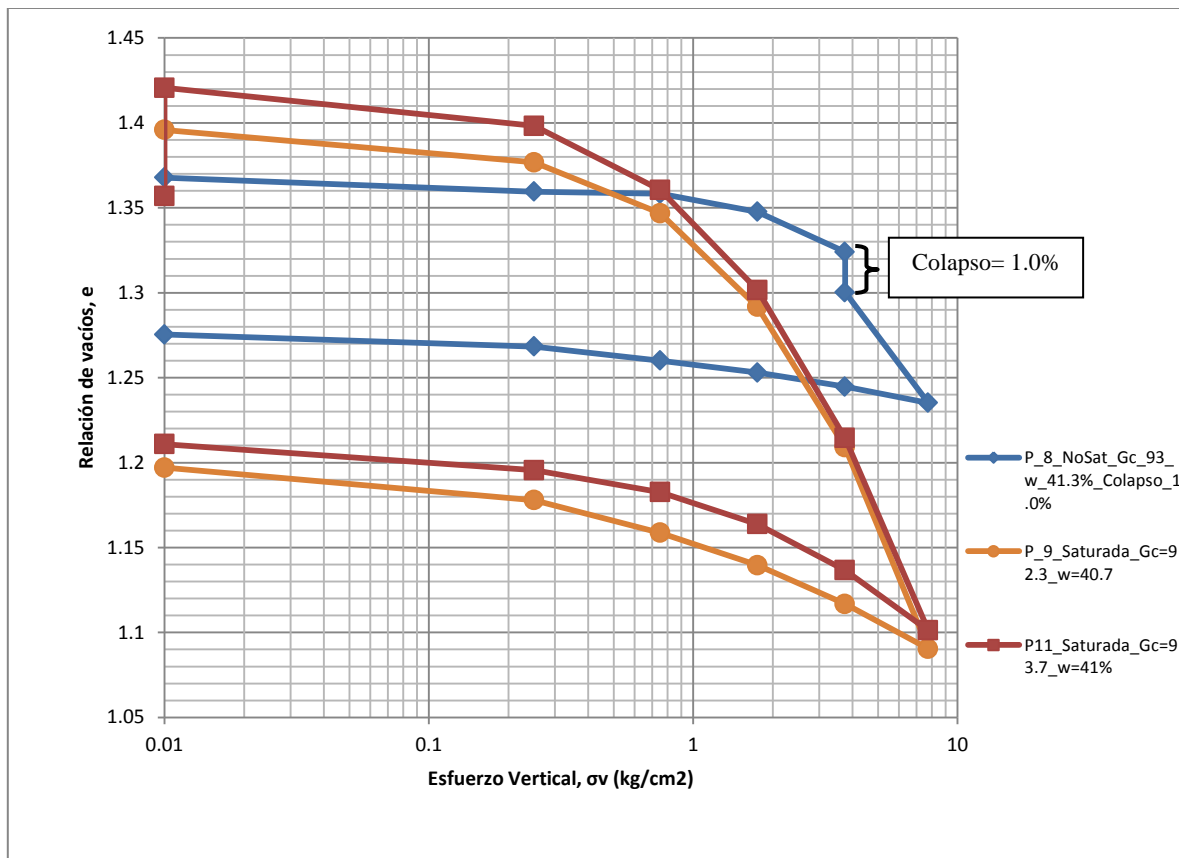


Figura 80 Consolidación, $G_c=93\%$

Al igual que en el análisis anterior, se llevó la prueba P_8 en una trayectoria de incremento del esfuerzo vertical desde $p_1=0.01$ hasta $p_2=3.75$ kg/cm², y posteriormente se saturó la muestra a esfuerzo constante (p_2). Después continuó la etapa de carga hasta $p_3=7.75$ kg/cm² y posteriormente la descarga total del material en la misma manera que se realizaron los incrementos en la etapa de carga. El resultado del colapso obtenido en la prueba P_8 es de 1.0%.

De los dos grupos anteriores de pruebas con $G_c=90\%$ y $G_c=93\%$ podemos observar el aumento de las deformaciones volumétricas, tanto por consolidación saturada, como en los ensayos de colapso. Ya que pasamos de tener un colapso del 1% a un colapso de 2.9% con el grado de compactación sugerido por la normativa mexicana.



Cabe resaltar que aunque no se tienen pruebas de colapso a un $G_c = 88\%$, es notable que bajo las mismas condiciones de esfuerzo vertical, se esperan valores de colapso mucho mayores, incluso por encima del 4%. Con lo que podemos definir a este suelo como un suelo potencialmente colapsable.

Si bien, podemos darnos cuenta que los valores recomendados de compactación por la normativa mexicana, no son suficientes para poder tener un suelo estable, hablando en términos de deformaciones volumétricas debidas a la saturación. Por lo cual se tendría que llevar el suelo a valores de grado de compactación mayores en campo para poder contrarrestar este fenómeno.

Con lo anterior buscamos obtener de forma experimental y de manera aproximada los parámetros y deformaciones por colapso, con el fin de observar la aplicabilidad del modelo BBM a pruebas con equipo convencional.

4.7.5.1 Trayectorias de Consolidación en ensayos a colapso

A continuación se muestran las trayectorias de consolidación seguidas para las pruebas de colapso con equipo convencional (sin control de succión).

En ambas pruebas se realizaron incrementos de carga de la siguiente manera:

1. Incremento 1: 0.25 kg/cm^2
2. Incremento 2: 0.50 kg/cm^2
3. Incremento 3: 1.00 kg/cm^2
4. Incremento 4: 2.00 kg/cm^2
5. Incremento 5: 4.00 kg/cm^2

La descarga se realizó con decrementos de carga iguales a los impuestos en la etapa de carga.

La Figura 81 y la Figura 82 describen las trayectorias de carga en condición parcialmente saturada, con colapso por inundación, carga y descarga en condiciones saturadas del Limo característico de la Autopista Pátzcuaro – Uruapan, compactado a distintos porcentajes de Próctor Estándar.



En ambas pruebas se muestran las condiciones iniciales de la prueba de consolidación y el colapso obtenido debido a la saturación.

PRUEBA 8

AB: Carga a humedad constante en suelo parcialmente saturado.

BC: Inundación bajo esfuerzo de 3.75 kg/cm².

CD: Carga en suelo saturado.

DE: Descarga en suelo saturado.

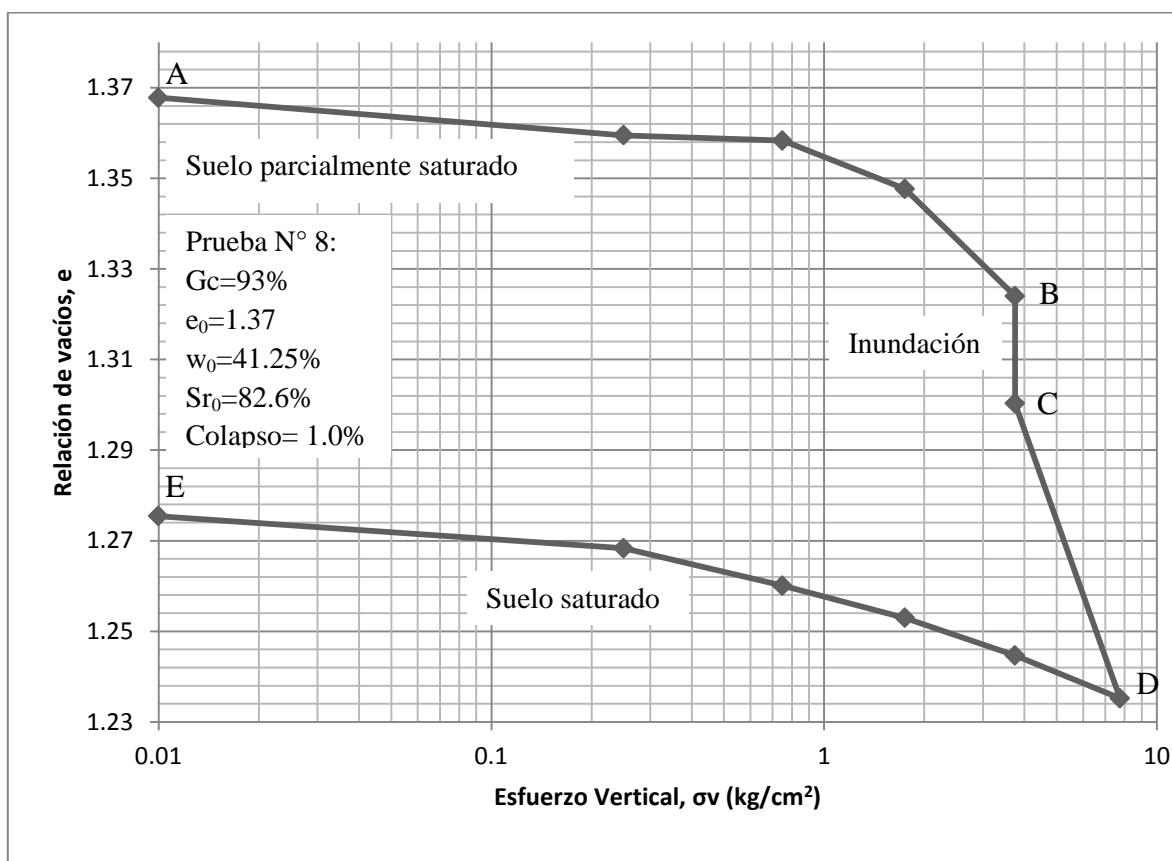


Figura 81 Trayectorias de consolidación, P8.



PRUEBA 10

AB: Carga a humedad constante en suelo parcialmente saturado.

BC: Inundación bajo esfuerzo de 3.75 kg/cm².

CD: Carga en suelo saturado.

DE: Descarga en suelo saturado.

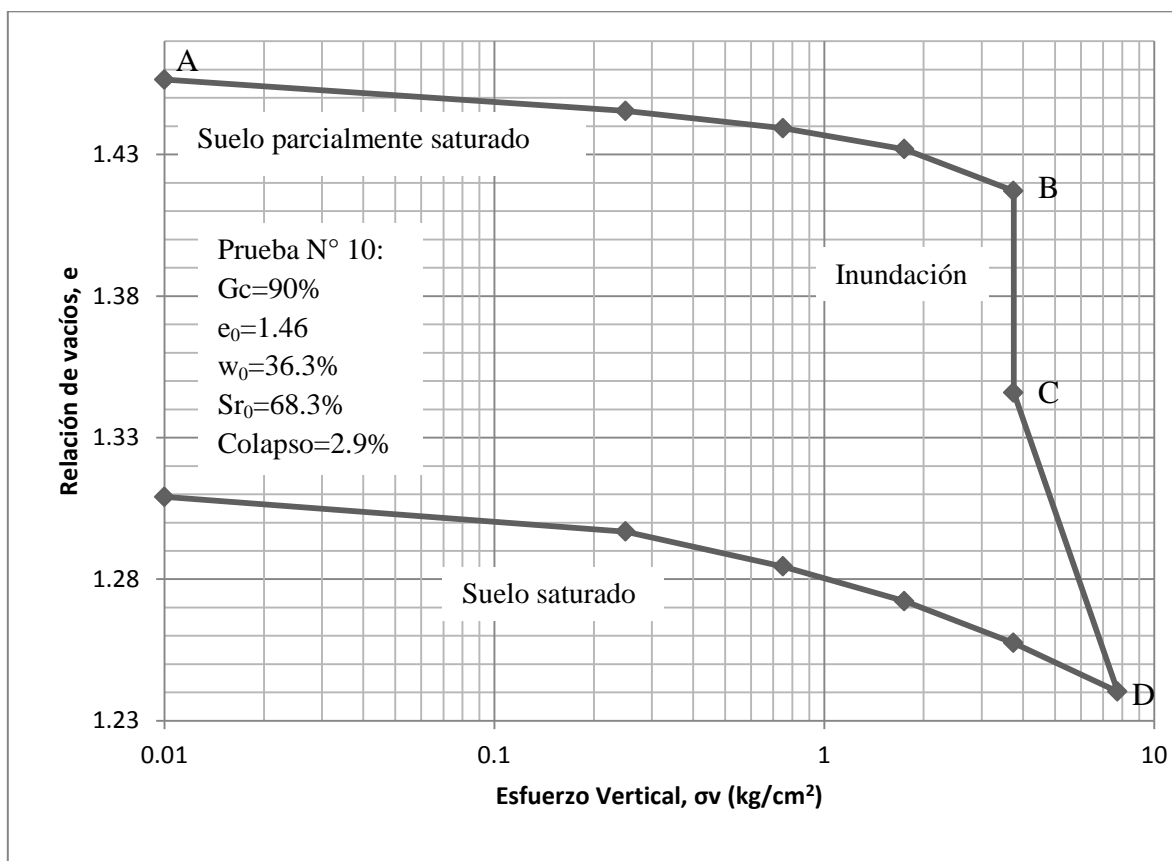


Figura 82 Trayectorías de Consolidación, P10.



4.8 Determinación de Parámetros para el modelo BBM

Para realizar el ajuste del Modelo BBM a nuestro suelo en estudio, es necesaria la obtención previa de algunos parámetros.

De la prueba de consolidación #10, se determinó el coeficiente de compresibilidad $\lambda_{(0)}$ en condiciones saturadas y el índice de compresión elástico κ_s para condiciones parcialmente saturadas.

De la prueba de consolidación #5, se determinó el valor del índice de compresión elástico κ para condiciones saturadas.

Tabla 9 Parámetros de los ensayos para modelo BBM

Parámetros para el modelo BBM		
Coefficiente de compresibilidad	$\lambda_{(0)}=$	0.1454
Índice de compresión elástico	$\kappa=$	0.0128
Índice de compresión elástico (No Saturado)	$\kappa_s=$	-0.0103

4.8.1 Curva de Retención

A continuación se describe el procedimiento seguido para la obtención de la curva de retención del material MH (limo de alta compresibilidad) de la autopista Pátzcuaro-Uruapan. La cual fue obtenida mediante una ecuación resultante de la ecuación básica de Van Genuchten, de acuerdo con Ganjian et al. (2007).

Los autores toman en cuenta la trayectoria de secado del suelo como la curva característica.

El contenido de agua saturado generalmente crece con la plasticidad del suelo. Otros factores tales como la historia de esfuerzos también afectan la forma de la curva característica.

Usando las ecuaciones de Fredlund, el contenido de agua del suelo siempre tiende a cero con una succión matricial igual a 10^6 kPa. En contraste, la ecuación de Van Genuchten parece predecir el contenido de agua residual de los suelos con mayor exactitud. Por lo tanto en este artículo, la ecuación de Van Genuchten fue seleccionada como base y sus parámetros de ajuste (a, b y c) fueron correlacionados con propiedades índice de suelos finos con un Índice de plasticidad (PI) mayor que cero. Usando esas relaciones, se puede predecir la Curva Característica sin hacer pruebas con elevado costo y de larga duración.

La ecuación básica propuesta por Van Genuchten puede ser escrita como sigue:



$$S = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{a}\right)^b\right]^c}$$

Dónde:

S = Grado de saturación, en %.

ψ = Succión matricial, en kPa.

a , b , c = Parámetros de ajuste, correlacionados con las propiedades índice de suelos finos, con el índice de plasticidad.

Para suelos finos, el producto del porcentaje que pasa la malla #200, en valor decimal, fue multiplicado por el **Índice Plástico (PI)**, como porcentaje, para formar el **PI pesado (W.PI)**. Este parámetro seleccionado como la propiedad índice principal del suelo para la correlación. El razonamiento de lo anterior es como sigue:

La succión de equilibrio del suelo a un grado de saturación dado fue esperada para ser proporcional al área específica del suelo. El **PI** es un aceptable indicador del área superficial y el uso individual del **PI** puede ser considerado. Sin embargo, un suelo con un porcentaje pequeño de alta arcilla activa tendría un elevado **PI** pero solo una moderada área superficial específica. Por lo tanto, el **PI** pesado (**W.PI**) fue considerado como un mejor índice del área superficial de las partículas del suelo para predecir la Curva Característica.

Usando la base de datos descrita y ajustando la ecuación de la Curva Característica del modelo de Van Genuchten a los resultados experimentales para cada caso, los parámetros a , b y c , fueron correlacionados con el **PI** pesado como el principal parámetro índice. Las relaciones encontradas son como sigue:

$$a = 0.0015(W.PI)^3 + 0.1028(W.PI)^2 + 0.5871(W.PI) + 11.813$$

$$b = 0.00011(W.PI)^2 + 0.01358(W.PI) + 1.76987$$

$$c = -5 \times 10^{-6}(W.PI)^2 - 0.00014(W.PI) + 0.14745$$

El parámetro W.PI en las ecuaciones anteriores se define como:



$$W.PI = \text{Pasa \#200} \times PI$$

Dónde:

Pasa #200 = material que pasa la malla #200, expresado en decimales.

PI= Índice Plástico del suelo (%)

La Curva Característica se obtiene usando el modelo propuesto para varios suelos con W.PI entre 1 y 40 como se muestra en la Figura 83. Como es esperado, el incremento de W.PI implica un incremento en el valor de entrada de aire de la succión.

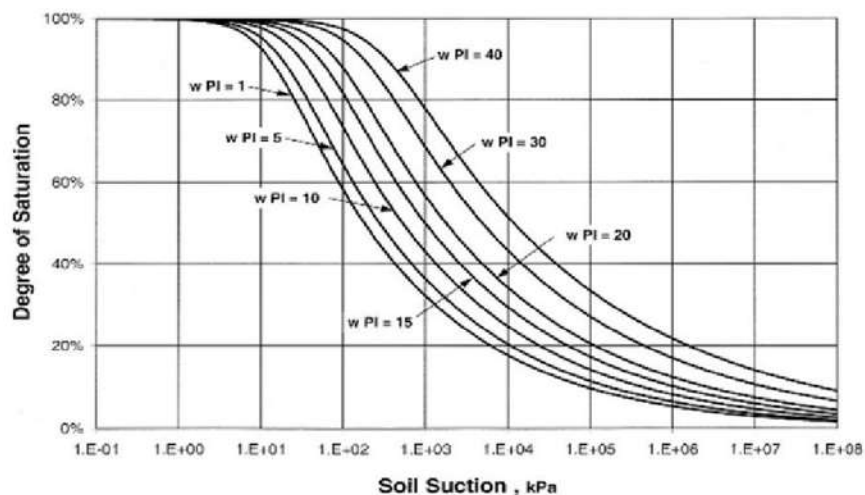


Figura 83 Curva de retención en base a W.PI

Fuente: (Ganjian, Pashang, & M. Hosseini, 2007)

En base a lo anterior expresado y con los valores de límites de consistencia, se obtuvo la curva de retención para nuestro suelo en estudio (Figura 84).

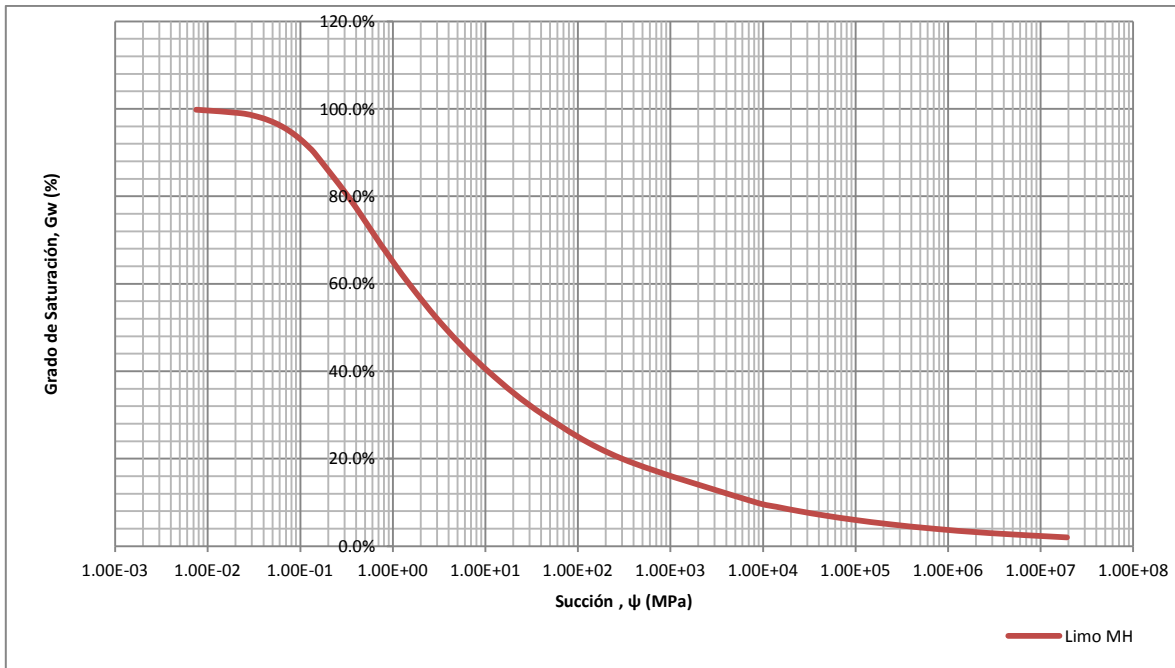


Figura 84 Curva de retención, Limo MH

4.8.2 Curva de conductividad hidráulica

La curva de conductividad hidráulica (permeabilidad) define la relación entre la presión de poro y la permeabilidad del material.

En una típica función de conductividad hidráulica, un suelo disminuye el grado de saturación y el contenido de agua decreciendo la presión de poro se vuelve negativa, por lo que la capacidad del suelo para conducir agua decrece en la medida que el contenido de agua también decrece. Consecuentemente, la permeabilidad del suelo disminuye en la medida que la presión de poro se vuelve negativa.

Esta curva fue determinada mediante el software Geostudio®, el cual hace un cálculo de la curva de conductividad hidráulica en base a la curva de retención, mediante una estimación con el método de Fredlund&Xing, para el cual es necesario conocer la permeabilidad saturada del material (k_{sat}).

La permeabilidad saturada se determinó mediante la prueba de consolidación P_7, para la cual se tiene un grado de compactación $G_c=90\%$ y humedad $w=42\%$, ya que estos son valores que muy frecuentemente se tendrán en el proceso de construcción de los terraplenes, al ser el valor de compactación recomendado por la normativa mexicana y el valor de humedad cercano a la humedad óptima del material.



En la prueba P_7 tenemos cinco incrementos de carga, que se traducen en cinco alturas de terraplén, para los cuales la permeabilidad es distinta. De lo anterior podemos determinar el valor de la permeabilidad en cada incremento, siendo la permeabilidad saturada la que se obtenga del promedio de cada determinación. Para lo cual tenemos que:

$$k_m = \frac{C_v * a_v * \gamma_w}{(1 + e_m)}$$

Dónde:

k_m = Permeabilidad saturada promedio.

C_v = Coeficiente de consolidación.

a_v = Coeficiente de compresibilidad.

γ_w = Peso específico del agua.

e_m = Relación de vacíos promedio del incremento actual y anterior.

Además, el coeficiente de consolidación, $C_v = \frac{0.197H_m^2}{t_{50}}$, donde: H_m^2 , es la trayectoria de drenaje más larga durante la consolidación, que para especímenes drenados por arriba y abajo, es igual a la mitad de la altura promedio del espécimen durante la consolidación. t_{50} es el tiempo para el cual ha ocurrido un 50% de la consolidación para un incremento dado. Por lo tanto, para cada incremento de presión $p_1 \rightarrow p_2$, se obtuvo la permeabilidad saturada $k_{sat1} \rightarrow k_{sat2}$ (Tabla 10), siendo el promedio de estas $k_{sat} = 1.03e^{-8}$ m/seg.

Tabla 10 Rango de permeabilidades saturadas obtenidas en laboratorio

Presión	k_{sat}
kg/cm ²	m/seg
0.01	
0.25	8.20E-09
0.75	9.79E-09
1.75	4.71E-09
3.75	1.46E-08
7.75	1.43E-08



Limo MH

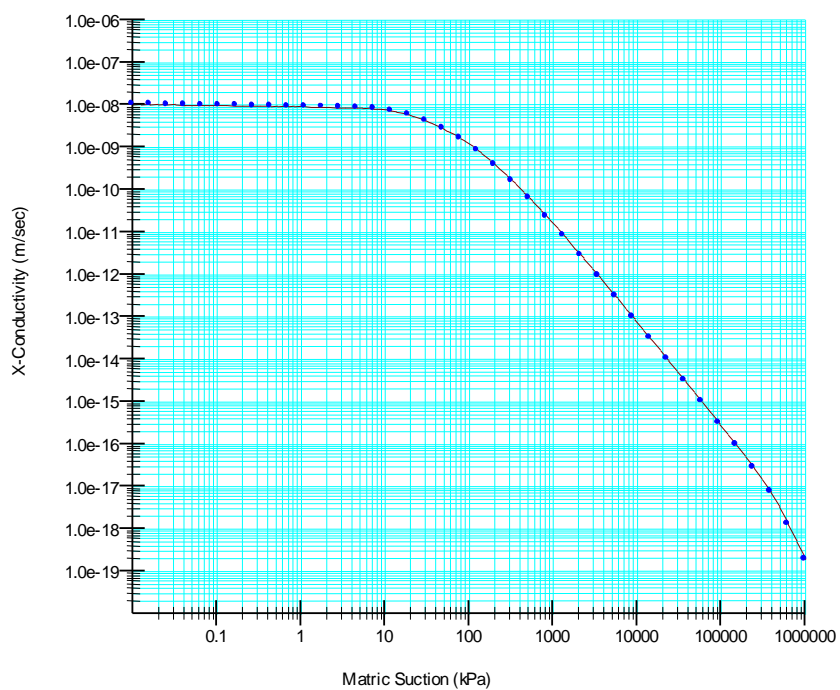


Figura 85 Curva de conductividad hidráulica, $K-Sat=1.03e^{-8}m/seg$



5 Modelado del comportamiento de terraplenes

Para la modelación de terraplenes se hará mediante el software Geostudio® utilizando los módulos SEEP/W y VADOSE/W, los cuales nos ayudarán a simular el flujo de agua en terraplenes en flujo estable y flujo transitorio.

De este programa tomaremos los cambios de succión en el tiempo y el cambio total, para poder estar en condiciones de estimar, con el modelo BBM, las deformaciones correspondientes a distintos cambios de succión, por las condiciones climatológicas que presente la zona de estudio.

5.1 Zona en estudio

El material en estudio se tomó de la Autopista Pátzcuaro-Uruapan, km 63+000. Este limo es característico de la meseta purépecha, el cual es conocido en la región como “charanda”. La zona de estudio presenta características como las que a continuación se enlistan.

Tabla 11 Características Geo-Hidrológicas de la zona en estudio

Concepto	Descripción
Unidad Climática	Templado subhúmedo
Humedad del Suelo	9 meses con suelo húmedo
Cuencas Hidrológicas	Lerma-Santiago Balsas
Suelos Principales	Andosol, Luvisol, Litosol y Acrisol
Uso de suelo y vegetación	Bosque de Pino-Encino
Temperatura media anual (°C)	16
Precipitación media anual (mm)	1200
Evapotranspiración (mm)	600
Escorrimento superficial de la precipitación media anual	Del 0 al 5% y del 10 al 20%
Monitor sequia junio de 2011	Sequía Extrema

Fuente: Mapa Digital de México 2013, INEGI.

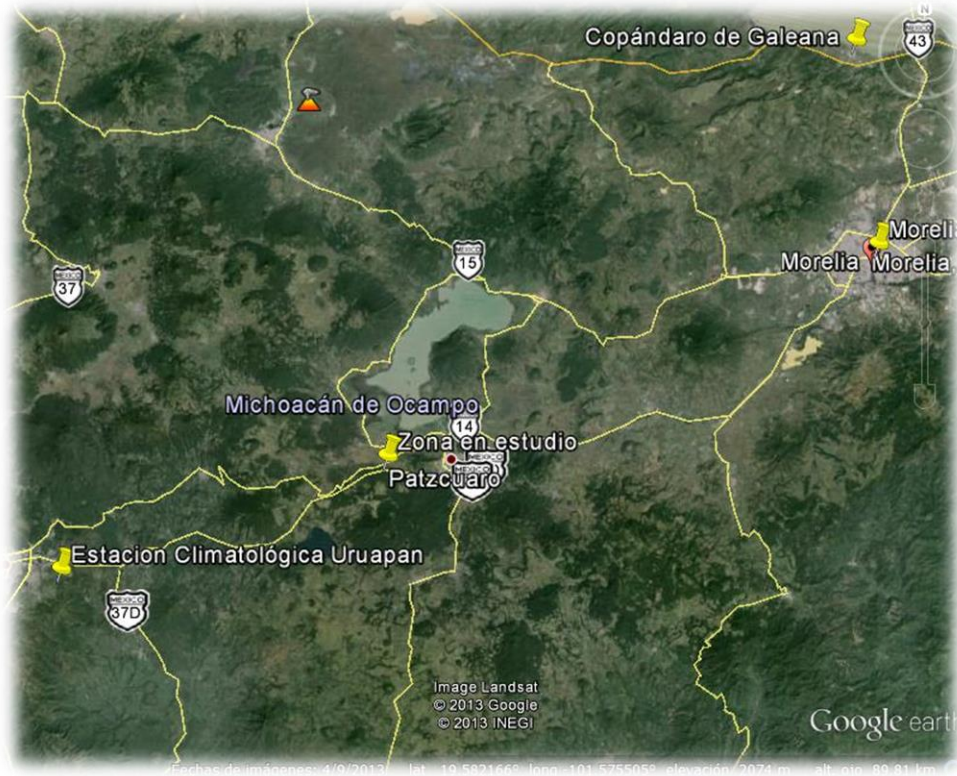


Figura 86 Localización de la zona en estudio.

Fuente: Google Earth, 2013.

Adicionalmente, de acuerdo a la información que proporciona WolframAlpha®, 2013, tenemos la siguiente estación climatológica:

Tabla 12 Estación climatológica Uruapan, Michoacán

name	MMPN (Licenciado y General Ignacio López Rayón)
identifiers	NCLD 766546
coordinates	19.4°N, 102°W
relative position	47 km WSW (from Patzcuaro, Michoacán, Mexico)
elevation	1593 meters
relative elevation	816 meters (below Patzcuaro, Michoacán, Mexico)

Fuente: WolframAlpha®, 2013.

Esta estación climatológica se encuentra localizada en el aeropuerto de la ciudad de Uruapan, Michoacán, de la cual se obtuvieron los siguientes datos:



humedecimiento. De esta manera podremos determinar el colapso que presenta la estructura de suelo a medida que el agua se va introduciendo a mayor profundidad a través del tiempo.

Tabla 14 Datos de Estación climatológica Zirahuén

Datos climatológicos, serie 1993-2003.		
Precipitación máxima diaria	57 mm	nov-02
Precipitación máxima mensual	364 mm	jul-01
Precipitación máxima promedio mensual	265 mm	julio
Precipitación máxima anual	1493 mm	1995
Precipitación promedio anual	1279 mm	
Evaporación máxima diaria	9.1 mm	jul-94
Evaporación máxima promedio mensual	146 mm	mayo
Evaporación máxima mensual	189 mm	abr-94

5.2 Aplicación práctica a terraplenes.

En este capítulo se llevará a cabo la aplicación práctica del modelo obtenido, ajustado al material en estudio. Se realizarán simulaciones de infiltración de agua a flujo estable bidimensional y a flujo transitorio unidimensional (a través del tiempo). Dicha simulación se realizará con los programas SEEP/W y VADOSE/W, del paquete Geostudio®.

5.2.1 Secciones tipo de terraplén

La sección tipo de terraplén será usada para la modelación de colapsos, de manera tal que, bajo las condiciones que se pudieran presentar en campo, determinar la succión que tendría el material una vez que se presenta un evento de infiltración por precipitación en la estructura térrea.

La sección tipo, consiste en un terraplén con altura de 13 metros, un ancho de corona de 12 metros, y taludes en proporción 2:1, en la que se tiene el material de estudio (Limo MH) como se muestra en la Figura 88.

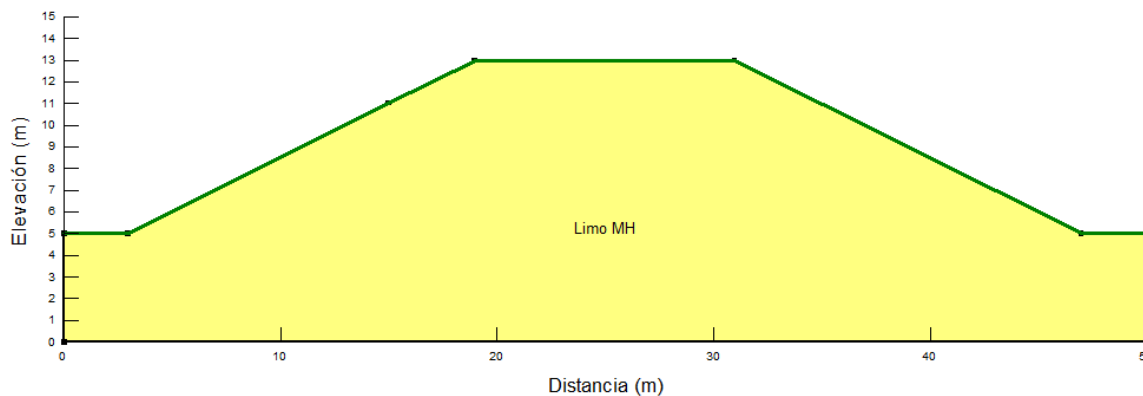


Figura 88 Sección tipo de terraplén.

La sección tipo se comprende únicamente del material en estudio la cual permite la infiltración de agua por sus extremos, así como por la corona del mismo, pero en menor proporción, debido a la simulación de que existe una capa de rodadura que permite también la infiltración pero en menor cantidad.

5.2.2 Programa Seep/w

El programa SEEP/W, desarrollado por la empresa Geo-Slope International, es un programa de elemento finito mediante el cual es posible analizar el flujo estable de agua en terraplenes (para nuestro caso) y determinar la presión negativa que tiene dicha estructura, de acuerdo al nivel de aguas freáticas. También nos ayudará a conocer los valores de cambio de succión debido a la saturación por infiltración debida a un evento de precipitación pluvial.

En la sección tipo, simularemos una infiltración, la cual quedará representada por la adición de un flujo unitario en toda la sección de terraplén, como condiciones iniciales (Figura 89).

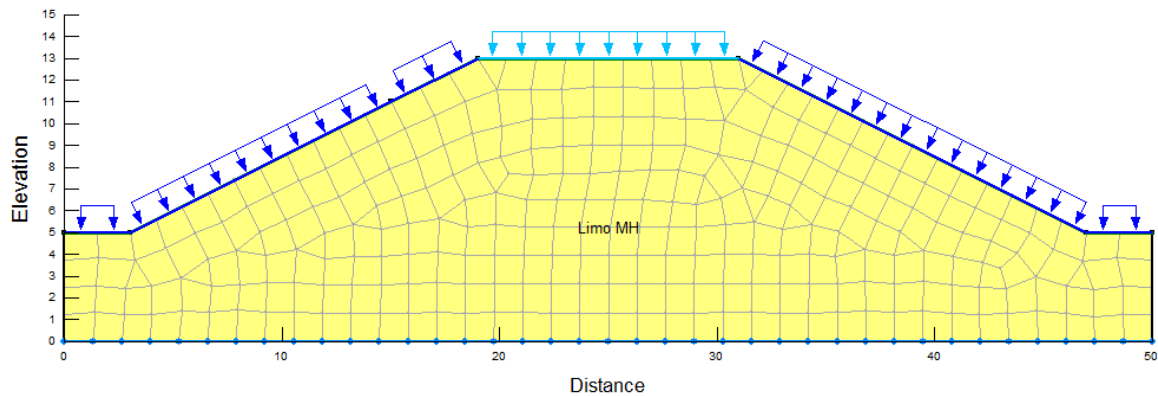


Figura 89 Condiciones iniciales del terraplén modelado

Los valores de infiltración en los costados del terraplén, son la infiltración que permite el Limo en estudio ($q=1.03e^{-8}$ m/s), y en la parte superior se ha modificado dicho valor, teniendo una infiltración inferior a la que permite el material de terraplén ($q=1.75e^{-9}$ m/s), puesto que por la superficie el agua es dispersada con más facilidad hacia los extremos del camino, debido al bombeo y a la capa de rodadura existente.

En el modelo del terraplén se propiciaron las condiciones necesarias para tener una succión de alrededor de 800 kPa a una altura de 10m de profundidad (Figura 90), ya que para un $G_c=90\%$, le corresponde un grado de saturación aproximado de $S_r=68\%$ (Prueba #10), además, en la curva característica obtenida en el Capítulo 4.8.1, paradicho valor de S_r , el suelo presenta una succión $s=800$ kPa. Esto es considerando el contenido de humedad que tiene el suelo al momento de su construcción y no considerando la humedad de equilibrio que pudiese tener el suelo al paso de un tiempo relativamente largo.

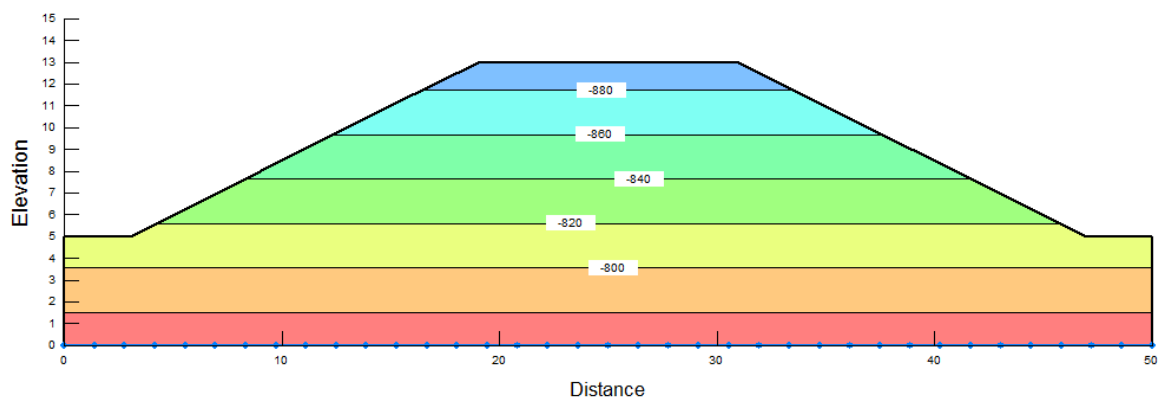


Figura 90 Sección tipo, en condiciones no saturadas

Una vez impuestas las condiciones iniciales, damos paso al cálculo del cambio de succión debido a la saturación que propicia el evento de precipitación. Al final de esta simulación tenemos que el suelo a la profundidad de 10m, presenta una reducción en la succión $s=50$ kPa(Figura 91).

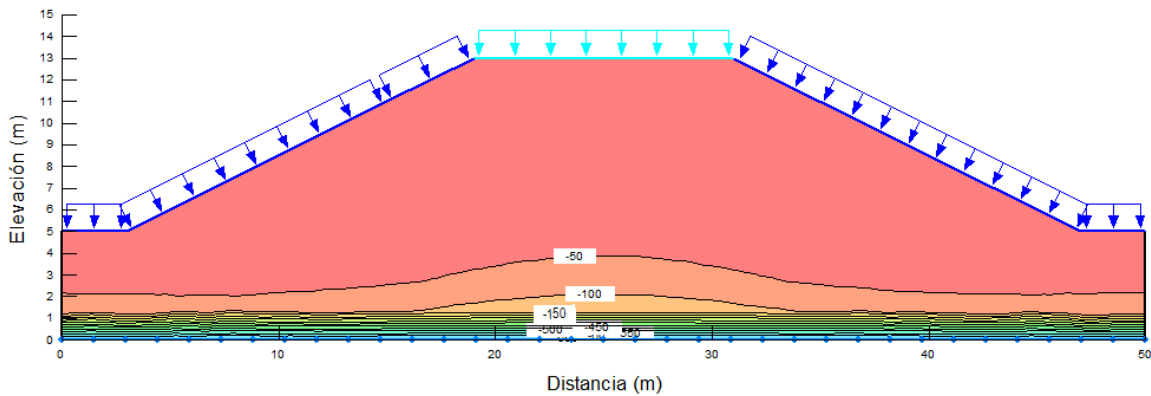


Figura 91 Sección tipo, después del humedecimiento.

Para tener distintos escenarios de infiltración debidos a intensidades y duración de lluvia, es necesario conocer los cambios de succión que tiene la estructura térrea a distinta profundidad para determinar a qué valores de infiltración, nuestra estructura tiende a valores de succión cercanos a cero, es decir, a la saturación total. Por lo que se graficaron las variaciones de la succión vs elevación con distintos valores de infiltración (Figura 92).

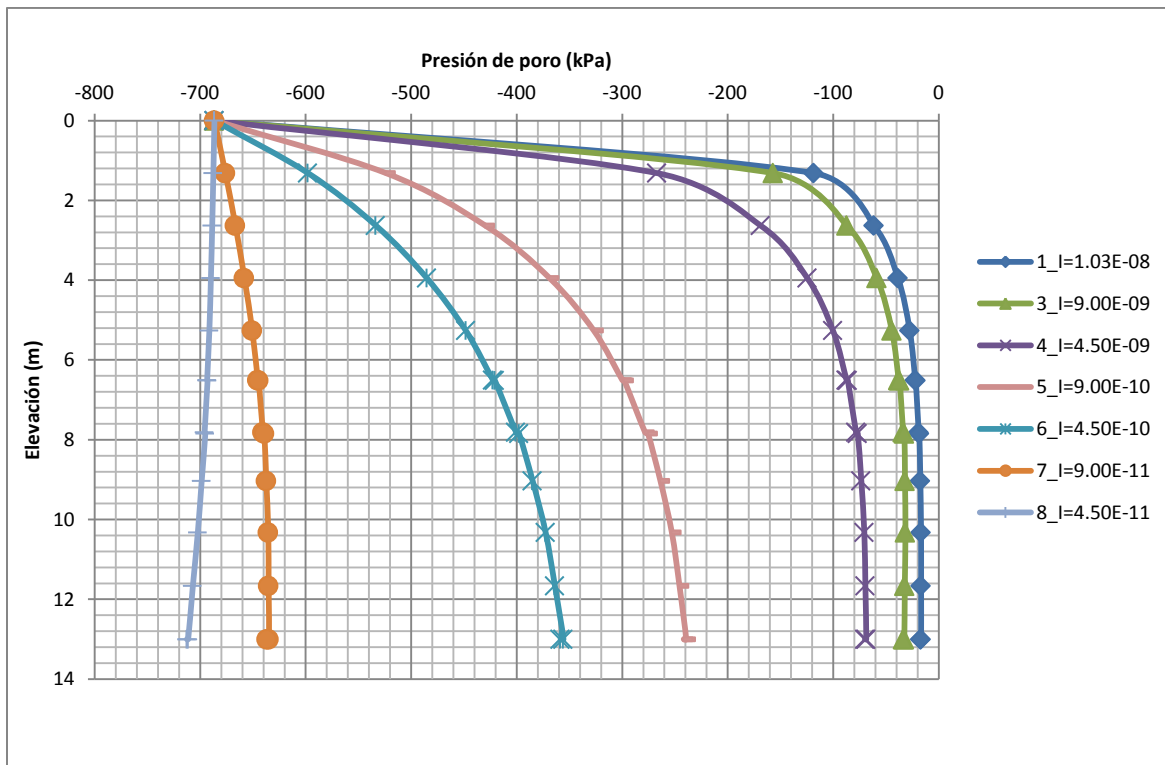


Figura 92 Presión de poro vs Elevación, a distintas infiltraciones (m/seg).

De la figura anterior se puede apreciar cómo lo más cercano a la saturación que puede experimentar el material bajo las condiciones impuestas, son valores cercanos a $s=50$ kPa, ya que la permeabilidad saturada promedio del suelo es $K_{sat}=1.03E^{-08}$ m/s, y por lo tanto no puede haber mayor tasa de infiltración en la estructura del suelo, ya que al no tener capacidad para tasas de infiltración mayores, el agua comenzaría a escurrir por la superficie de la estructura.

También podemos observar que para valores de infiltración inferiores a $I=9.0E^{-11}$ m/s la succión permanece constante a distinta profundidad en la estructura del suelo.

Con lo anterior tenemos que, para que un evento de precipitación pueda producir en el suelo el mayor colapso, deberá de presentarse un evento de precipitación tal que la tasa de infiltración sea igual a la permeabilidad saturada (K_{sat}) del suelo. Lo cual no es difícil de que se presente en la zona de estudio, ya que $1.03 E^{-08}$ m/ses equivalente a que en un día se tenga una precipitación de 0.9 mm.

La Figura 93 muestra un registro de precipitación diaria en el que se puede apreciar que el valor de 0.9mm/día es rebasado en casi la mitad de los días que se presenta un evento de precipitación, por lo que se ve favorecida la infiltración hasta la saturación del material en gran parte del periodo lluvioso en la zona de estudio.

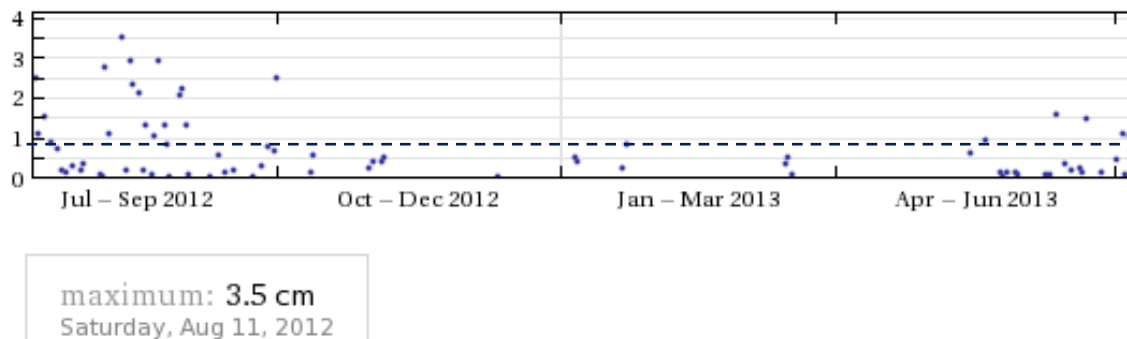


Figura 93 Registro de precipitación, serie jul-2012 – jun-2013.

5.2.3 Programa Vadose/W

El programa Vadose/w, también desarrollado por la empresa Geo-Slope International, permite modelar el flujo de agua transitorio en una columna vertical de suelo o capas de suelo, determinando en intervalos de tiempo el valor de la presión negativa en el suelo.

Mediante este programa podemos conocer los cambios en la succión a través del tiempo así determinar la velocidad con la que el fenómeno de colapso se presenta en el suelo de este estudio.

Las características geométricas del terraplén se pueden representar mediante una columna de suelo, la cual está compuesta por dos secciones de material (Figura 94). Aunque el material es el mismo, la diferencia radica en que en la parte inferior se representan las condiciones del suelo en estado natural y en la parte superior se representa su estado como parte de la estructura de un pavimento.

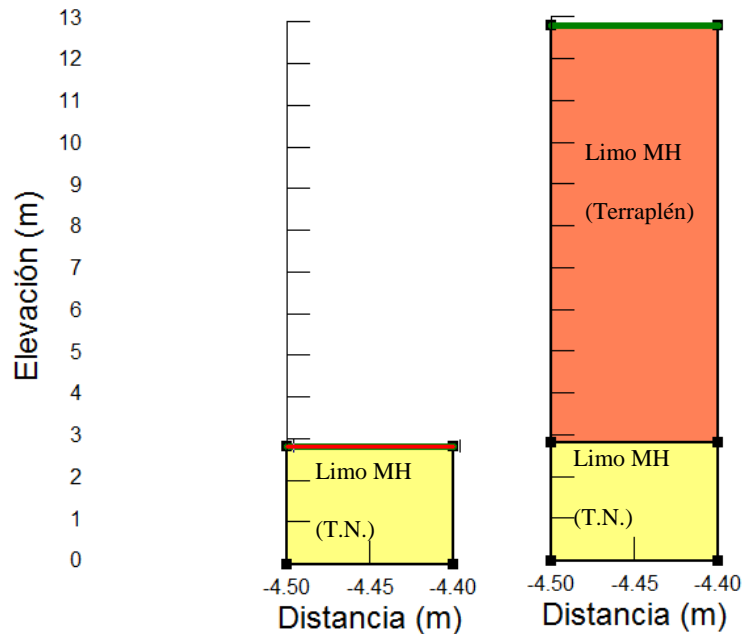


Figura 94 Arreglo de los materiales en la simulación

Se simuló una columna de material en la dimensión vertical, imponiendo como condición inicial una succión $s=800$ kPa a una profundidad de 10m y con una infiltración a flujo unitario $q=1.03e^{-8}$ m/s (Figura 95).

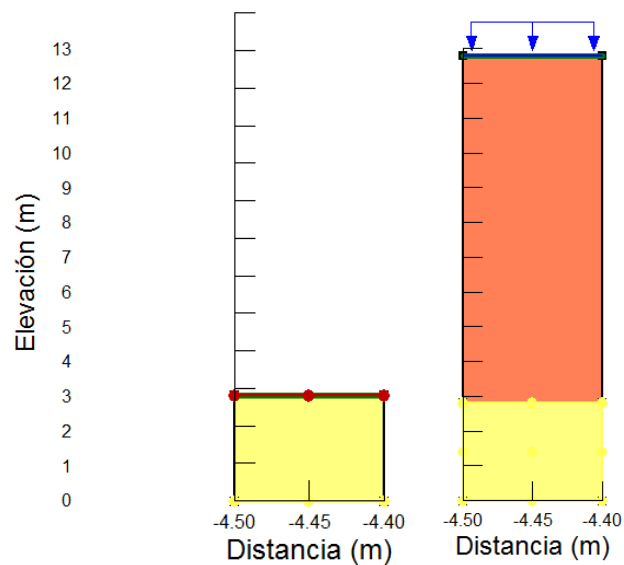


Figura 95 Condiciones iniciales (steady state & transient coupled).

En la simulación se busca reproducir las condiciones de campo, al pasar de tener un estrato de material con las condiciones de campo, a tener una estructura del mismo material compactada por encima. Básicamente lo que nos interesa para fines de la simulación, es el valor de la succión que tiene cada capa de material y su comportamiento a través del tiempo, con la infiltración de agua.

La Figura 96 muestra la presión de poro en condiciones iniciales una vez que la estructura de terraplén está construida por encima del terreno natural, para lo cual las condiciones de succión son diferentes para los dos estratos, teniendo así la estructura de terraplén compactada con un grado de saturación menor al del terreno natural.

Ahora bien, se realizaron varias simulaciones en el programa y se obtuvo para que el suelo a una profundidad de 10m desarrolle una succión $s=50$ kPa (Figura 97), similar a la establecida en condiciones de flujo estable, es necesario que pasen más de 6 años, lo cual resulta ser un tiempo muy largo.

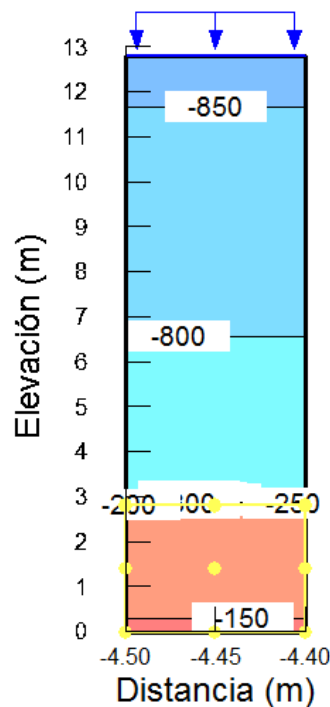


Figura 96 Presión de poro (succión) en condiciones iniciales (kPa).

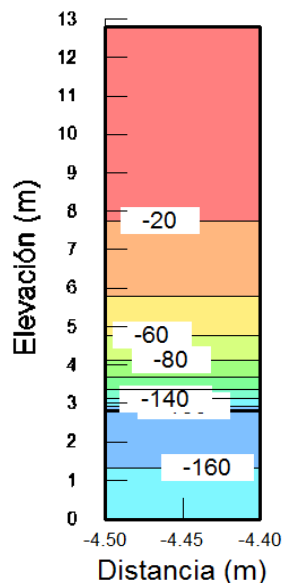


Figura 97 Cambio de succión por humedecimiento, en kPa (6.34 años).

Para estar más sensibilizados con el cambio de succión con respecto de la profundidad a través del tiempo, se generaron las curvas correspondientes (Figura 98), y así poder analizar la velocidad con la que el suelo permite la infiltración de agua en su estructura a distintos intervalos de tiempo.

La diagonal que se forma en la parte izquierda corresponde al cambio de succión en la estructura de terraplén conforme aumenta la profundidad, pasando de una succión $s=850$ kPa en la superficie, hasta $s=780$ kPa a 10 m de profundidad. La diagonal inferior que se forma en los últimos 3 metros, corresponde a la succión que presenta el terreno natural. Todo lo anterior es para las condiciones iniciales, cuando aún no ha transcurrido el tiempo.

Una vez que comienza la simulación, se generan las curvas que corresponden a diferentes intervalos de tiempo en escala logarítmica. Estas curvas denotan una disminución en la succión en la superficie de la estructura de terraplén, aumentando a mayor profundidad, aunque a determinada profundidad la succión tiende a equilibrarse con la succión que presenta el terreno natural, lo cual simula las condiciones de humedad de equilibrio que se tiene en campo.

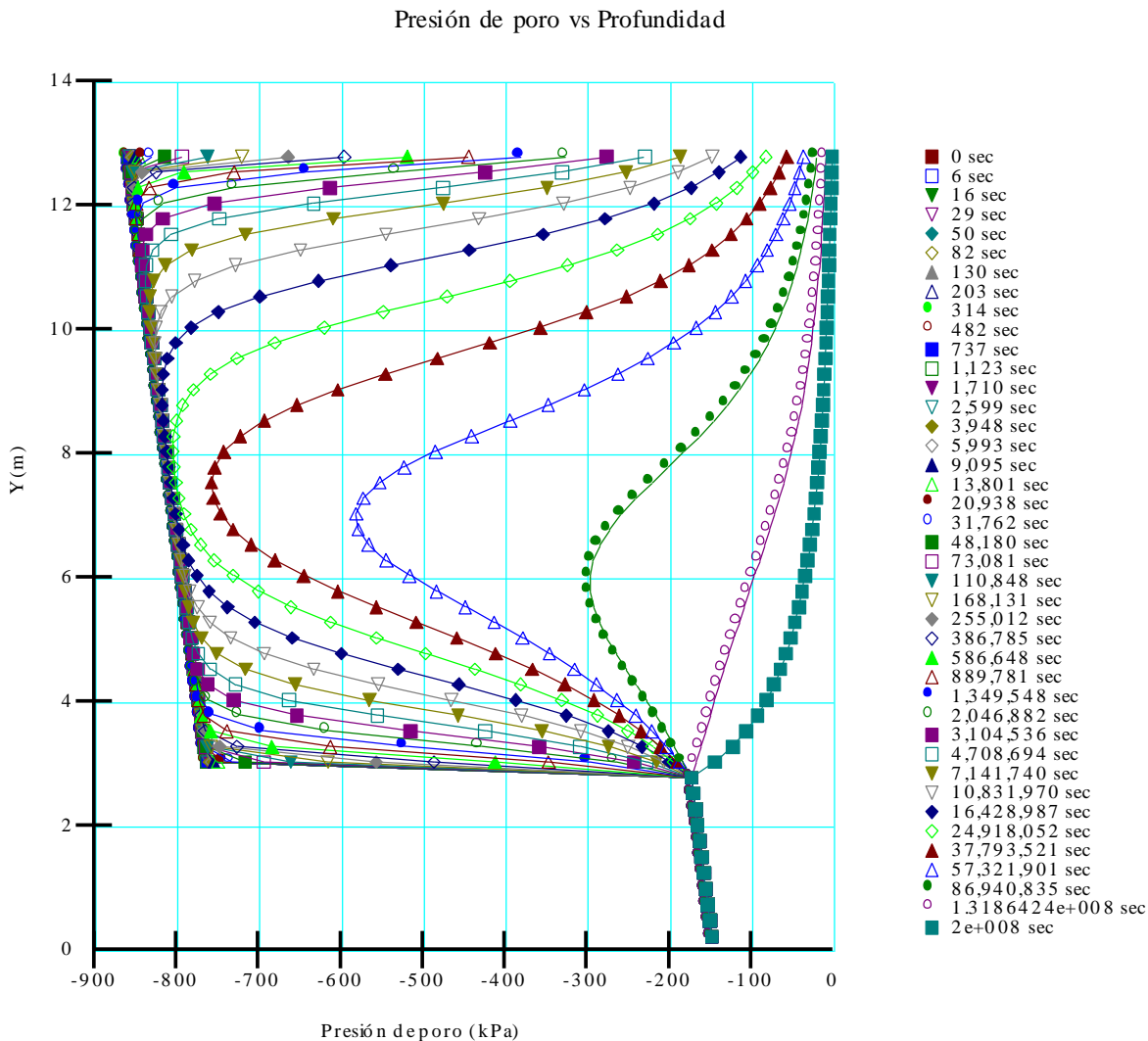


Figura 98 Curvas de succión vs profundidad en el tiempo

También podemos observar que tan solo para que en la superficie se presente la succión $s=50\text{kPa}$, es necesario que pasen aproximadamente 437 días, por consiguiente para que en un terraplén con altura de 10m tengamos ese valor de succión, es necesario un tiempo aún mucho mayor.

De lo anterior se tiene que el Limo de la autopista Pátzcuaro – Uruapan, presenta en su estructura un flujo de agua tal que no permite fácilmente la intrusión de agua, lo cual lleva a que el tiempo de saturación del suelo se vuelva largo, permitiendo que el suelo se valla asentando gradualmente a través del tiempo, sin que se pueda presentar un colapso repentino de la estructura de terraplén.

5.3 Aplicación del modelo BBM

En este capítulo se presenta la aplicación del Modelo Elastoplástico BBM descrito por Alonso et al. (2010), a nuestro suelo en estudio (MH). En dicho modelo se calibrará y simulará el colapso obtenido en las pruebas de consolidación realizadas en el capítulo 4.7, mediante el uso del software Wolfram Mathematica®, versión 7.

En el capítulo 4.7.5 se muestran las trayectorias seguidas en las pruebas de consolidación que se realizaron con colapso. Con los resultados de la prueba #10 se llevó a cabo el ajuste del modelo, el cual se muestra en la Figura 99.

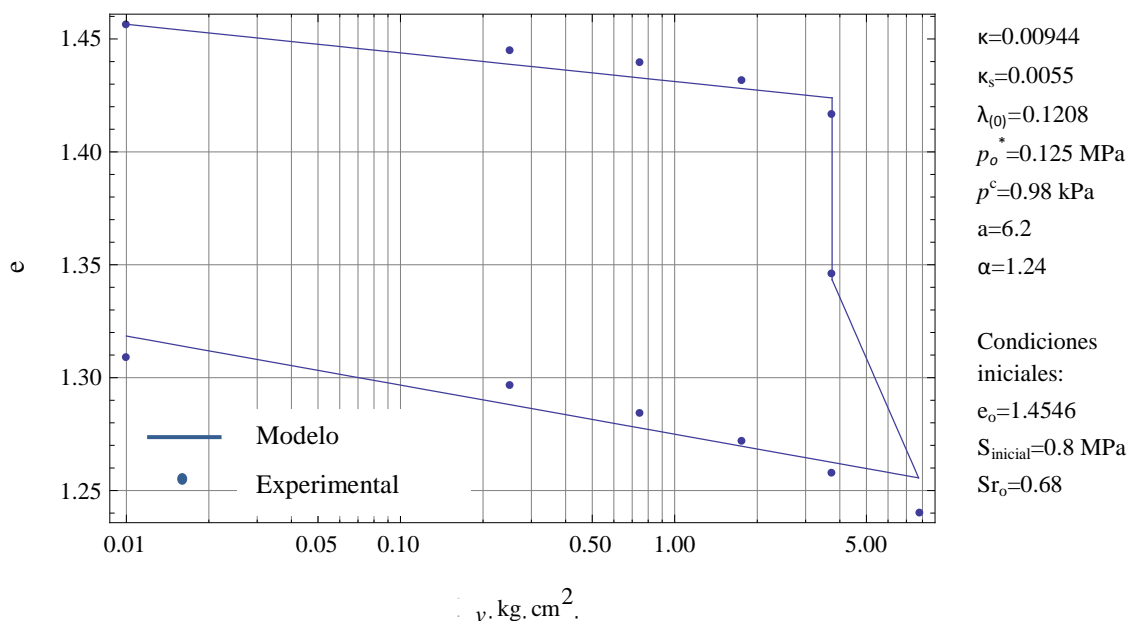


Figura 99 Curva esfuerzo vertical – relación de vacíos. Prueba de consolidación con saturación a 0.37 MPa en limo de autopista Pátzcuaro-Uruapan.

Para el coeficiente de compresibilidad $\lambda_{(0)}$ y el índice de compresión elástico κ en condiciones saturadas, se han obtenido de las pruebas de laboratorio (capítulo 4.8), aunque para el ajuste del modelo fue necesario modificar un poco estos valores. Así como también se modificaron los valores de κ_s y p_o^* .

La obtención de la curva LC (Figura 100) se realizó mediante el valor fijo de p_o^* y la variación de los parámetros a y α , teniendo como restricción el valor de las deformaciones

producidas por saturación en la zona elástica y en la zona plástica, las cuales deberán ser similares a las obtenidas en laboratorio.

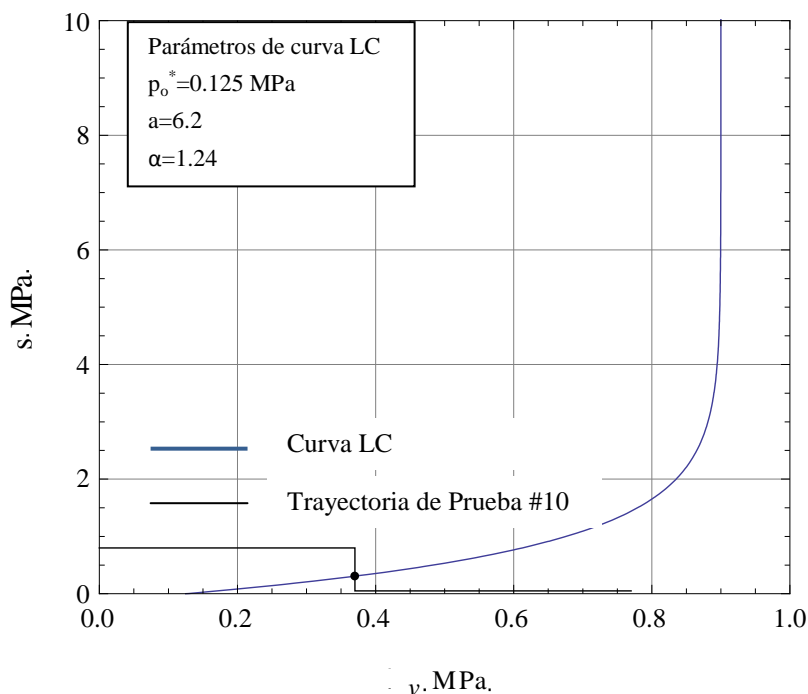


Figura 100 Curva LC inicial, ajustada para la prueba #10

En la Tabla 15 se muestra la comparativa entre los parámetros obtenidos experimentalmente y los parámetros ajustados al modelo.

Tabla 15 Comparativa de parámetros experimentales y del Modelo.

Parámetro	Experimental	Modelo
p_o^* (MPa)	0.118	0.125
κ	0.01277	0.00944
κ_s	0.0103	0.0055
$\lambda_{(0)}$	0.1454	0.1208

Podemos observar que los valores modificados de los parámetros para lograr el ajuste del modelo son muy similares a los obtenidos experimentalmente, el único que tuvo una reducción a la mitad de su valor fue κ_s , esto debido principalmente a tratar de ajustarse a los puntos que sobresalen en la rama de las deformaciones elásticas.

Para el ajuste del modelo fue necesaria la combinación de la curva LC, a la par con la trayectoria de la curva de compresibilidad (Figura 101).

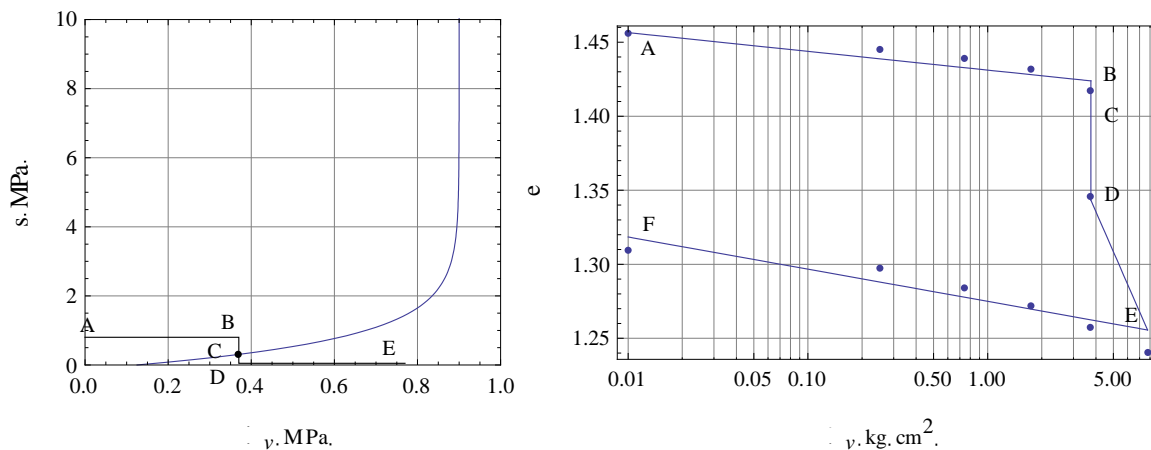


Figura 101 Trayectoria seguida en los planos $(\sigma_v - s)$ y $(\sigma_v - e)$.

Las deformaciones volumétricas elásticas debidas al incremento del esfuerzo vertical, $p_{01}=0.01 \rightarrow p_{02}=0.37$ (trayectoria A-B), en estado no saturado, fueron calculadas por la ecuación(10):

$$\Delta \varepsilon_{vol}^p = \frac{\kappa_s}{1+e} \ln \left(\frac{p_2}{p_1} \right) \quad (10)$$

De igual manera, las deformaciones volumétricas elásticas debidas al cambio de succión, $s_1=0.8 \rightarrow s_2=0.311$ (trayectoria B-C), se obtuvieron de la ecuación(11), la cual determina la deformación volumétrica que presenta el material en una trayectoria de humedecimiento a carga constante, hasta llegar a tocar la superficie de fluencia de la curva LC, pero sin rebasarla:

$$\Delta \varepsilon_{vol}^p = \frac{\kappa_s}{1+e_{ic}} \ln \left(\frac{s_2}{s_1} \right) \quad (11)$$

Dónde:

e_{ic} = relación de vacíos al inicio del colapso.

κ_s = índice de compresión elástico no saturado.



Las deformaciones volumétricas plásticas debidas al cambio de succión, $s_1=0.311 \rightarrow s_2=0.0$ (trayectoria C-D), se determinaron con la ecuación (12), la cual describe el colapso que experimenta el material una vez que se ha sobrepasado la superficie de fluencia de la LC.

$$\Delta \varepsilon_{vol}^p = -\frac{\lambda(0)}{1 + e_{ic}} \ln \left[\frac{1 + a - a \exp(-\alpha s_1)}{1 + a - a \exp(-\alpha s_2)} \right] \quad (12)$$

Las deformaciones volumétricas plásticas debidas al incremento del esfuerzo vertical, $p_{o1}=0.37 \rightarrow p_{o2}=0.77$ (trayectoria D-E), están dadas con la ecuación(13):

$$\Delta \varepsilon_{vol}^p = \frac{\lambda(0)}{1 + e_{fc}} \ln \left(\frac{p_2}{p_1} \right) \quad (13)$$

Dónde:

e_{fc} = relación de vacíos al final del colapso.

La recuperación volumétrica elástica debida al incremento del esfuerzo vertical, $p_{o1}=0.01 \rightarrow p_{o2}=0.37$ (trayectoria A-B), en condiciones saturadas, fueron calculadas mediante la ecuación (14):

$$\Delta \varepsilon_{vol}^p = \frac{\kappa}{1 + e_{id}} \ln \left(\frac{p_2}{p_1} \right) \quad (14)$$

Dónde:

e_{id} = relación de vacíos al inicio de descarga.

Es mediante las ecuaciones (10) - (14) que se determinó el ajuste del modelo a la prueba de consolidación #10, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- **La succión máxima del material.** Esta consideración se hizo en base al grado de saturación de la prueba más seca posiblemente moldeable. Con el material en estudio se realizó una prueba remodelada (Prueba #6) con bajo contenido de humedad $w=29.8\%$, de la cual resultó difícil obtener el espécimen labrado para el anillo de consolidación, ya que presentaba una falta de cohesión por el contenido bajo de humedad y tendía muy fácilmente a disgregarse. Por lo que tomamos esta



prueba como referencia para obtener el valor máximo de grado de saturación y por consiguiente de la máxima succión que puede presentar el material en condición remoldeada. El grado de saturación S_r al inicio de la prueba #6 fue $S_r=0.51$, por lo que de acuerdo a la curva característica de nuestro material, le corresponde un valor de succión de $s=3.7$ MPa.

- **El esfuerzo de preconsolidación máximo.** El valor del esfuerzo de preconsolidación (p_0^*) de la prueba #10 no se determinó, al no contar con la trayectoria completa de consolidación no saturada, sin embargo, se estimó que un valor cercano sería $p_0^* = 0.6$ MPa.

Teniendo como restricción lo anteriormente descrito, lo restante fue ajustar el modelo a la trayectoria de consolidación con un colapso similar al experimental.

5.3.1 Resultados del modelo

De la prueba #10 realizada en laboratorio, se obtuvo una deformación por colapso $\varepsilon_{B-D} = 2.9\%$ a un esfuerzo vertical constante $\sigma_v = 0.37$ MPa, debido a una trayectoria de saturación ($s_1 = 0.8$ MPa \rightarrow $s_2 = 0.0$ MPa). Si reproducimos la misma trayectoria de colapso (trayectoria B-D) con el modelo, el colapso resulta $\varepsilon_{B-D} = 3.3\%$ (Figura 102).

Ahora, si de los datos experimentales calculamos la deformación acumulada desde el inicio de la prueba (punto A), hasta el fin de la etapa de carga (punto E), en el plano ($\sigma_v - e$) el resultado es $\varepsilon_{A-E} = 8.8\%$. Con el modelo, esta deformación resulta $\varepsilon_{A-E} = 7.7\%$.

Además, si con el modelo seguimos una trayectoria únicamente saturada, es decir, a succión constante con $s=0$ (trayectoria F-G-E), obtendremos una deformación $\varepsilon_{F-E} = 10.8\%$.

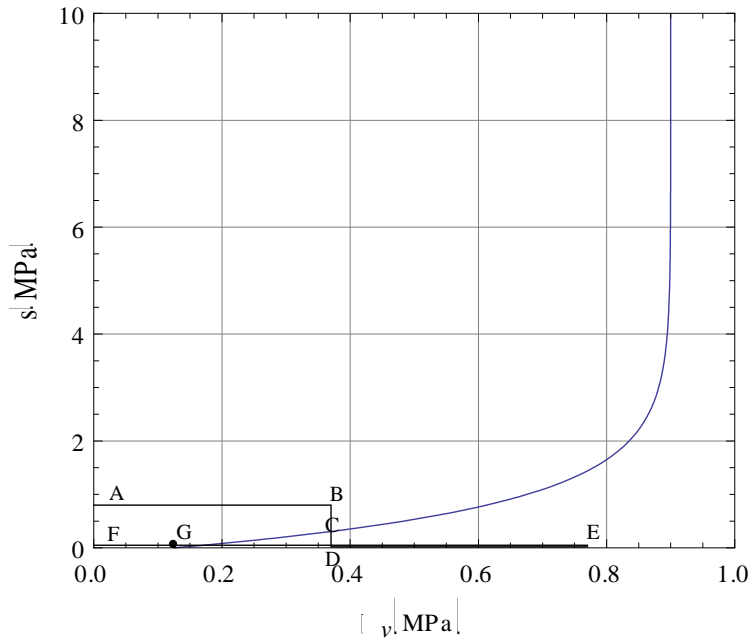


Figura 102 Reproducción de trayectorias con el modelo ajustado ($s=0$)

5.3.2 Modelo aplicado a la sección tipo de terraplén

En el capítulo 5.2 se realizó la simulación de un evento de infiltración, el cual tiene como resultado el cambio en la succión material que conforma la estructura del terraplén a una profundidad de 10m, pasando de una succión inicial $s_1=0.8$ kPa a $s_2=0.05$ kPa.

Para determinar el colapso que existe a una profundidad de 10m, tenemos que; el suelo compactado a un $G_c=90\%$, $\gamma_m = 1.56$ Tn/m³, entonces $\sigma_{v_{10m}} = 1.56 * 10 = 15.6$ Tn/m² = 1.56 kg/cm², sin embargo, se considera un esfuerzo medio $\sigma_{v_{5m}} = 0.78$ kg/cm² para determinar la deformación por colapso.

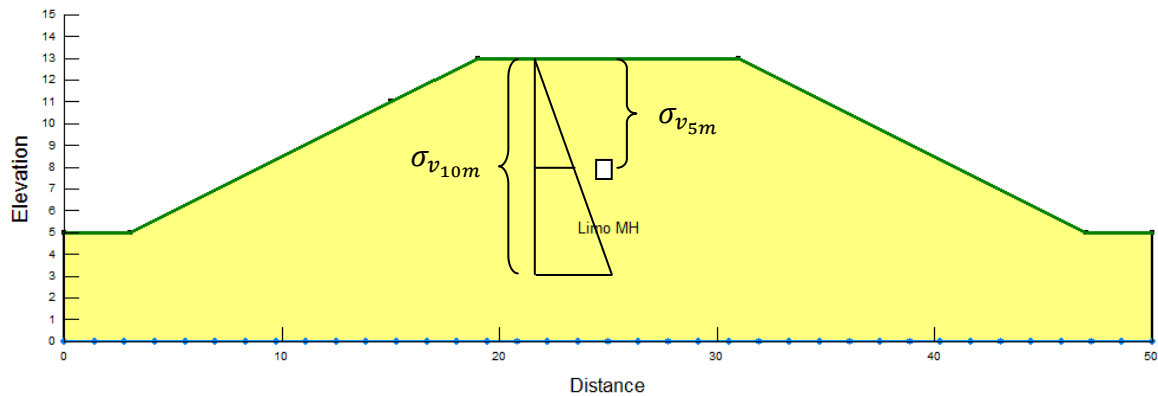


Figura 103 Esfuerzo promedio en terraplén de 10 m.

Debido a que el suelo en estado natural fue remoldeado y compactado para conformar la estructura del terraplén en estudio, este se consideró como un suelo Normalmente Consolidado, por lo que al pasar del estado suelto, a tener un esfuerzo vertical a los 5 metros de profundidad $\sigma_{v_{5m}} = 0.78 \text{ kg/cm}^2$, el colapso resultante es producto de las deformaciones volumétricas plásticas, puesto que conforme va soportando mayor esfuerzo producido por las capas subsecuentes, el esfuerzo de preconsolidación crece, definiéndose una curva LC nueva, en la que una vez terminada la compactación de todas las capas subsecuentes, el suelo se encuentra en el estado límite de las deformaciones elásticas. De este modo, cualquier trayectoria de carga $p_1 \rightarrow p_2$ o humedecimiento $s_1 \rightarrow s_2$, llevarán al suelo a tener deformaciones plásticas ε_{vol}^p .

Considerando lo anterior, la curva LC queda descrita como se muestra en la Figura 104, en la cual podemos observar las trayectorias de carga (A-B) y saturación (B-C) al pasar de $p_1=0 \text{ MPa}$ a $p_2=0.076 \text{ MPa}$, y pasar de una succión $s_1=0.8 \text{ MPa}$ hasta $s_2=0.05 \text{ MPa}$. La deformación por colapso obtenida es $\varepsilon_{vol}^p = 3.7\%$, para lo cual, a una altura de 10m de terraplén, se presentará una deformación de 37 cm en la parte superficial.

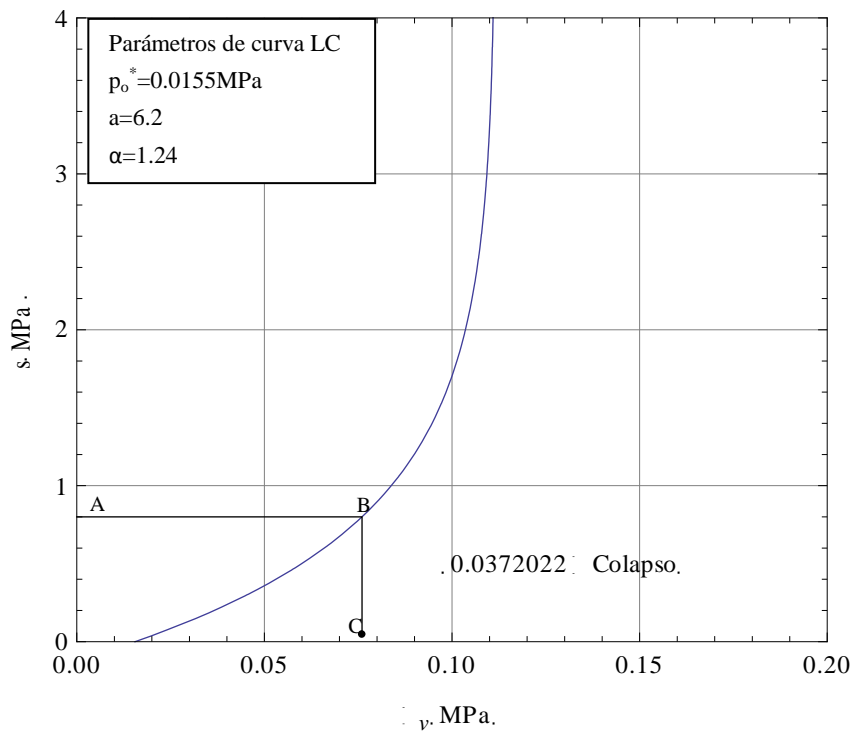


Figura 104 Curva LC a 5 m de profundidad, $\sigma_v=0.076\text{ MPa}$



6 Conclusiones

Conclusiones Particulares:

- Que la compactación juega un papel sumamente importante en el comportamiento de los suelos no saturados, debido en principio, a la diversidad de variables que intervienen en este concepto, y a que en función de la densidad final que se tenga en el suelo compactado, será el comportamiento a colapso o expansión.
- La medición de la succión en suelos no saturados es la clave para entender el comportamiento volumétrico de estos; existen distintos métodos para determinarla que implican desde el uso de papel filtro, hasta equipos sofisticados.
- Que la normativa Mexicana de la SCT en materia de terraplenes, no limita las deformaciones por colapso en los suelos utilizados para conformar las estructuras de terraplén. De este modo el uso de materiales con un potencial de colapso elevado es de manera indiscriminada.
- Se hace imperante la inclusión de parámetros normados que restrinjan estos valores de asentamientos por colapso en los suelos utilizados en terraplenes, ya que si bien, el cuerpo del terraplén es la capa que se puede encontrar en espesores muy superiores que el resto de la estructura del pavimento, llegando a tener alturas mayores a 10 metros; de esta manera el asentamiento de toda la estructura del pavimento sería, prácticamente en su totalidad, debido a la estructura del terraplén conformada con un material potencialmente colapsable.
- Que los terraplenes para carreteras en México siguen conformándose mal, tomando en cuenta únicamente los parámetros que marca la normativa Mexicana, y sin tener en cuenta un estudio más detallado desde el punto de vista de suelos no saturados, que pueda llevar a tener un mejor comportamiento volumétrico ante la presencia de agua.
- Que el material de este estudio es un Limo de alta compresibilidad, con una estructura granulométrica fina y con propiedades índices que provocan cambios volumétricos considerables en contacto con el agua, provocando que sea potencialmente colapsable.



- Que el ajuste del modelo BBM con los parámetros obtenidos en laboratorio es en términos generales bueno. Además de que es muy sensible el modelo al valor de los parámetros, desplazando la curva LC hacia posiciones muy distintas con variaciones pequeñas de los parámetros de ajuste. Y que debido al uso de equipo convencional de consolidación se necesitan hacer consideraciones para el ajuste del modelo, como son la succión máxima teórica que puede presentar el suelo.
- El material presente en la autopista Pátzcuaro-Uruapan puede llegar a tener colapsos desde el 1 al 3%, o mayor, en el rango de valores de grado de compactación recomendados por la norma N-CMT-1-01/02 de la SCT.
- Con el fin de reducir el colapso a valores inferiores al 1% en el suelo característico de la meseta purépecha (Limo MH), es necesario tener grados de compactación en campo mayores a los recomendados por la normativa Mexicana; grados de compactación superiores al 93%.
- Que el flujo de agua en el material de la autopista Pátzcuaro – Uruapan se presenta de manera lenta a través del tiempo, llevando a tener deformaciones verticales debidas a la saturación de forma gradual, sin que pueda presentarse un colapso repentino en la estructura de terraplén.

Conclusión General:

Después de todo el análisis realizado podemos decir que en un terraplén de 10 m de altura, conformado del suelo característico de la meseta purépecha y que se encuentra en la Autopista Pátzcuaro – Uruapan, se pueden presentar deformaciones a nivel de superficie de rodamiento por colapso de hasta 37 cm, lo cual provoca que los niveles de serviciabilidad del camino no sean los adecuados y, consecuentemente, un aumento en los costos de conservación y operación. Lo anterior podría evitarse si se realizaran estudios más detallados como los descritos en este trabajo.



6.1 Futuras Líneas de Investigación

Comprobar la validez del modelo ajustado con equipo convencional, realizando ensayos en equipo con control de succión y reproduciendo las condiciones de humedad y compactación de los ensayos de este trabajo.

Llevar a cabo ensayos de colapso para distintos grados de compactación y obtener las condiciones más desfavorables del material en estudio.

Determinar deformaciones de colapso a distintos esfuerzos verticales aplicados a la muestra de suelo, es decir, a distintas profundidades y analizar si con un confinamiento menor, el material en estudio es potencialmente más colapsable y compararlo con los resultados del modelo BBM.

Realizar ensayos de expansión y determinar si se tienen valores significativos que puedan limitar un colapso mayor en la estructura del suelo.

Estabilizar el suelo con cal, cemento u otro estabilizador geológico y determinar el colapso a distintos porcentajes de estabilizante adicionado, para evaluar la factibilidad técnica y económica.



7 Bibliografía

- Alonso, E. E. (2011). *Suelos compactados en la teoría y en la práctica*. Barcelona: UPC.
- Alonso, E. E., Pinyol, N. M., & Puzrin, A. M. (2010). *Geomechanics of Failures. Advanced Topics*. Barcelona: Springer.
- Alonso, E., Gens, A., & Josa, A. (1990). *A constitutive model for partially saturated soils, Geotechnique 40(3)* , 405-430.
- Asanza, E. (2009). Tesis doctoral. *Determinación de las características de fricción en el contacto Suelo-Geotextil a diferentes succiones, mediante equipos de laboratorio singulares* . Madrid, España: UPM.
- ASTM International. (2003). D 5333-03. *Standar Test Method for Measurement of Collapse Potential of Soils* . United States.
- Barrera Bucio, M. (2004). Estudio experimental del comportamiento hidromecánico de suelos colapsables. *Publicación Técnica 226* . San Fandila, Querétaro: IMT.
- Barrera Bucio, M. (2004). Estudio experimental del comportamiento hidromecánico de suelos colapsables. *Publicación Técnica 226* . San Fandila, Querétaro: IMT.
- Barrera Bucio, M., & Garnica Anguas, P. (2002). Introducción a la mecánica de suelos no saturados en vías terrestres. *Publicación Técnica No. 128* . San Fandila, Qro.: IMT.
- Barrera Bucio, M., & Garnica Anguas, P. (2002). *Publicación Técnica No. 198. Introducción a la mecánica de suelos no saturados en las vías terrestres* . San Fandila, Querétaro, México: IMT.
- Buenfil Berzunza, C. M. (septiembre de 2007). Caracterización experimental del comportamiento hidromecánico de una arcilla compactada. *Tesis doctoral* . Barcelona, España: UPC.
- Chávez Huerta, M. Y., & Gómez Tagle Rojas, A. F. (1985). *Principales interacciones entre los suelos forestales y las coníferas del cerro de la Cruz, Mich.* México: IMTA-CENCA.
- Chávez Negrete, C. (2011). Apuntes de clase de Maestría. *Geotécnia I* . Morelia, Michoacán, México.
- Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils* . Canadá: John Wiley & Sons, Inc.
- Ganjian, N., Pashang, Y., & M. Hosseini, S. M. (2007). Prediction of Soil-Water Characteristic Curve Based on Soil Index Properties. En T. Schanz, *Experimental Unsaturated Soil Mechanics* (págs. 355-367). Weimar: Springer.



- Gómez Ramírez, S. (30 de junio de 2008). Tesina. *Efecto de los cambios de succión y tensión en la degradación de argilitas* . Barcelona, España: UPC.
- Gómez, J. (Abril de 2004). Minor thesis. *Limos arcillosos colapsables. Estudio experimental, teórico y aplicación a un caso práctico* . Barcelona, España: UPC.
- González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). Ingeniería Geológica. 579-598. Madrid, España: Pearson Educación.
- Huang, Y. H. (1993). *Pavement analysis and design*. Pearson.
- Hurtado Solórzano, T. A. (febrero de 2010). Influencia de la humedad relativa en módulos resilientes y deformación permanente en tezontle. *Tesis de maestría* .
- Illa, J. (Diciembre de 2008). Tesina. *Una investigación sobre las tensiones efectivas en suelos no saturados* . Barcelona, España: UPC.
- Jamei, M., Guiras, H., & Mokni, N. (2007). A retention curve prediction for unsaturated clay soils. En T. Schanz, *Experimental Unsaturated Soil Mechanics* (págs. 377-386). Weimar: Springer.
- M. Das, B. (2001). *Principios de ingeniería de cimentaciones*. Sacramento: International Thomson Editores.
- Mendoza L., M. (1992). Publicación técnica No. 33. *Enfoques recientes en la compactación de suelos* . Querétaro, Qro., México: IMT.
- Monforte Ocampo, A. M. (2008). *Conservación de carreteras federales libres de peaje* . México.
- Otálvaro, I. F. (2012). Rol del suelo no saturado. *Curso internacional de estabilidad de taludes y laderas naturales* (pág. 90). México, D.F.: Universidad de Brasilia.
- Prueba de Colapso NLT-254/99. (s.f.).
- Rico Rodríguez, A., & Del Castillo, H. (1992). Documento Técnico No. 7. *Consideraciones sobre compactación de suelos en obras de infraestructura de transporte* . San Fandila, Querétaro, México: IMT.
- Rico Rodríguez, A., & Del Castillo, H. (1982). *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas*. México: Limusa.
- Rico Rodríguez, A., Téllez Gutiérrez, R., & Garnica Anguas, P. (1998). Pavimentos flexibles. Problemática, metodologías de diseño y tendencias. *Publicación Técnica No. 104* . San Fandila, Qro.: IMT.



SCT. (2002). Norma N-CMT-1-01/02. *Materiales para terraplén* . México.

Thenoux Z., G., González V., Á., Halles A., F., Barrera, E., & Miranda, J. C. (2002). Guía de diseño estructural de pavimentos para caminos de bajo volumen de tránsito. Chile.

W.W., C., & Menzies, B. (2007). *Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering*. Taylor & Francis Group.

Yang H., H. (2004). *Pavement Analysis and Design*. New Jersey: Pearson.



8 Anexos

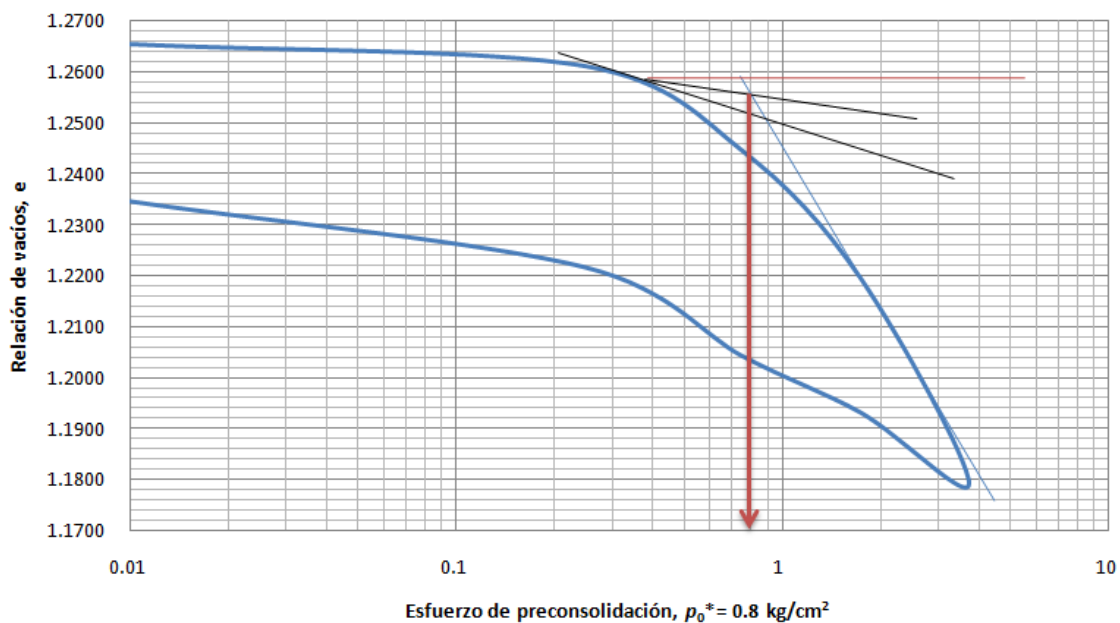
8.1 Límites de consistencia

LÍMITE LÍQUIDO							
Cápsula	No Golpes	Peso Capsula + Suelo Húmedo	Peso Capsula + Suelo Seco	Peso del Agua	Peso de la Capsula	Peso del Suelo Seco	Contenido de Agua (W)
500	14	37.47	25.68	11.79	8.38	17.3	68.15%
23	19	36.25	25.92	10.33	9.84	16.08	64.24%
47	24	37.95	26.5	11.45	8.15	18.35	62.40%
29	29	46.92	34.88	12.04	15.53	19.35	62.22%
6R	36	38.57	27.11	11.46	8.36	18.75	61.12%
LÍMITE PLÁSTICO							
Z		16.62	14.41	2.21	8.56	5.85	37.78%
1		14.81	13.64	1.17	10.31	3.33	35.14%
2		15.09	14.08	1.01	11.04	3.04	33.22%
z		12.27	11.36	0.91	8.56	2.8	32.50%
500		13.64	12.33	1.31	8.48	3.85	34.03%
						Promedio=	34.53%
CONTRACCIÓN VOLUMÉTRICA Y LONGITUDINAL							
9		39.76	33.94	5.82	24.28	9.66	60.25%
		Peso Hg	Vol. Hg	Vol. Caps.			
		84.66	6.24	9.64		% C.V. =	25.09%
		Long. Final	Long. Inicial				
26		9.08	10.13			% C.L. =	10.37%
						LL	62.78%
						ÍNDICE PLÁSTICO =	28.25%

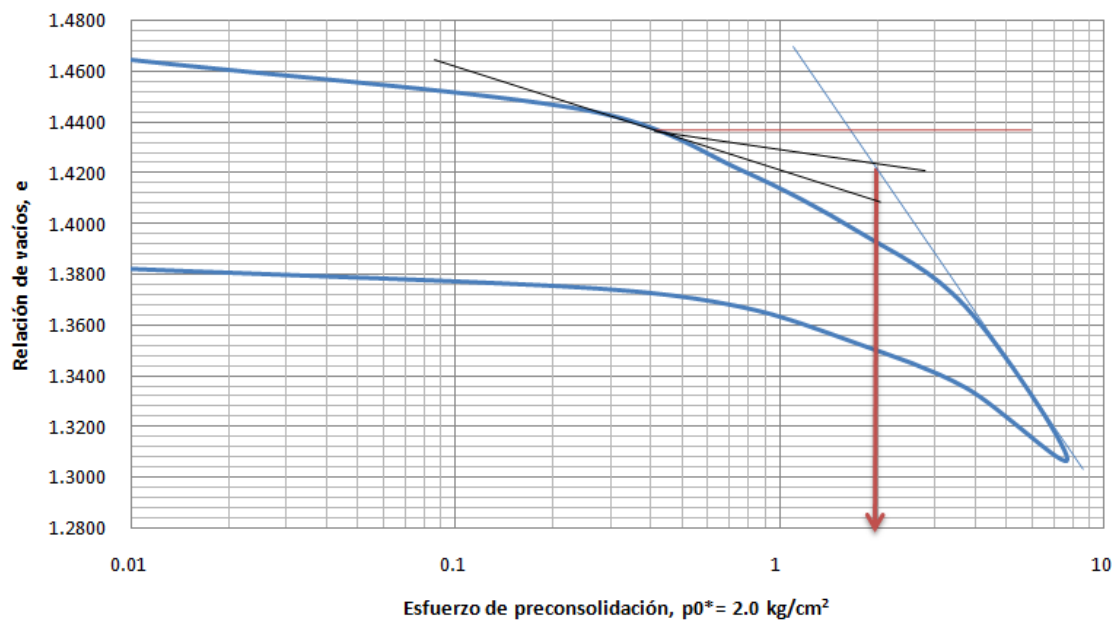
8.2 Curvas de compresibilidad



Curva de compresibilidad P2_Gc=97.5%_w=38.8%_Saturada

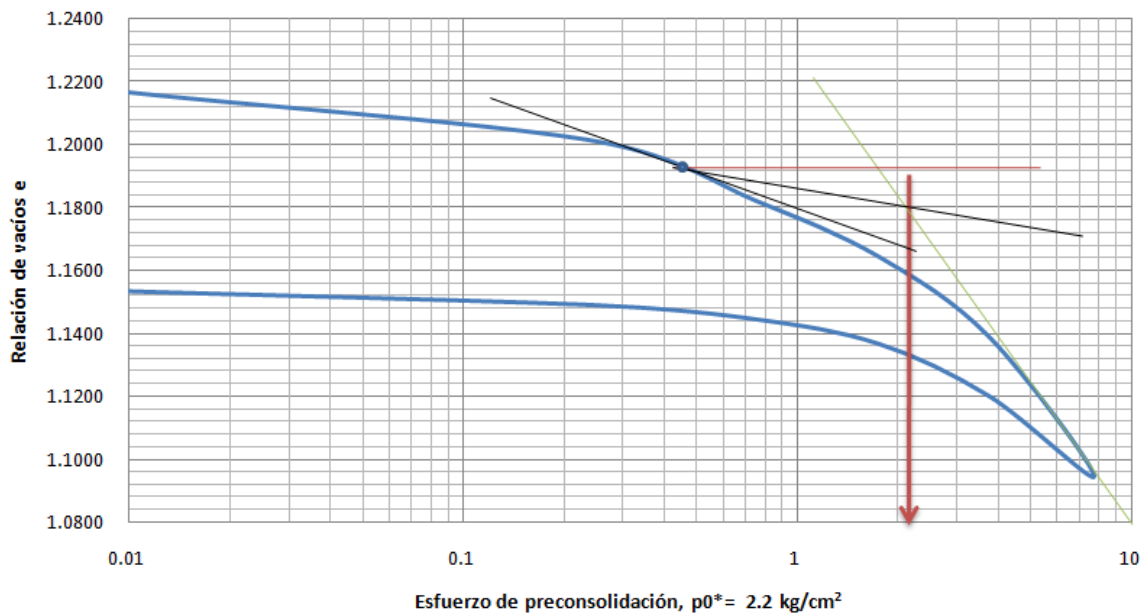


Curva de Compresibilidad P3_Gc=89.7%_w=40.7%_No Saturada

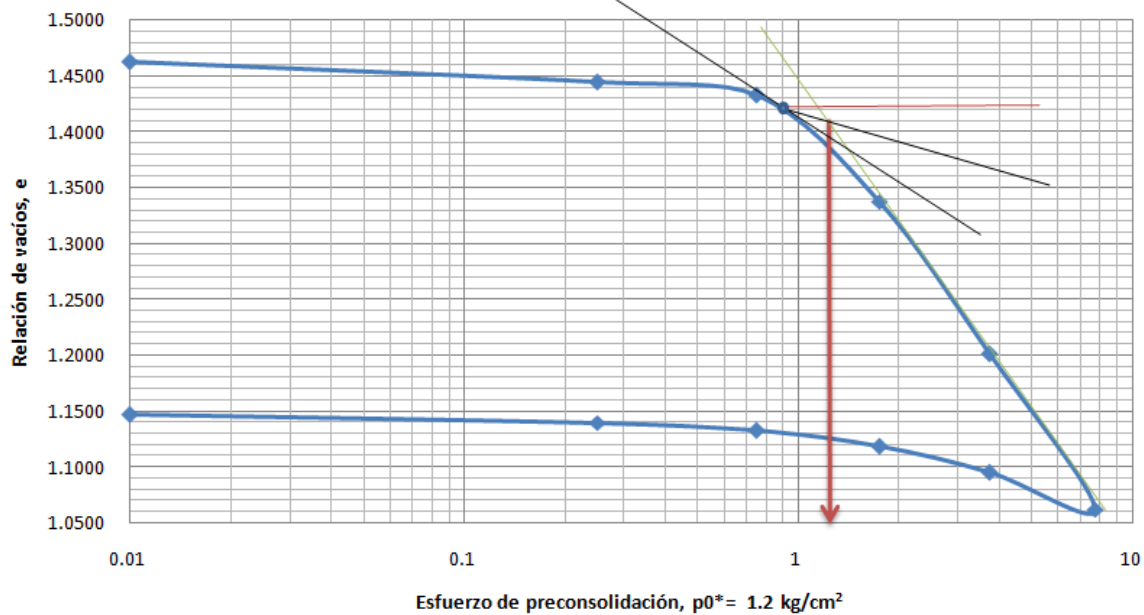




Curva de compresibilidad_P4_Gc=99.7%_w=35.42%

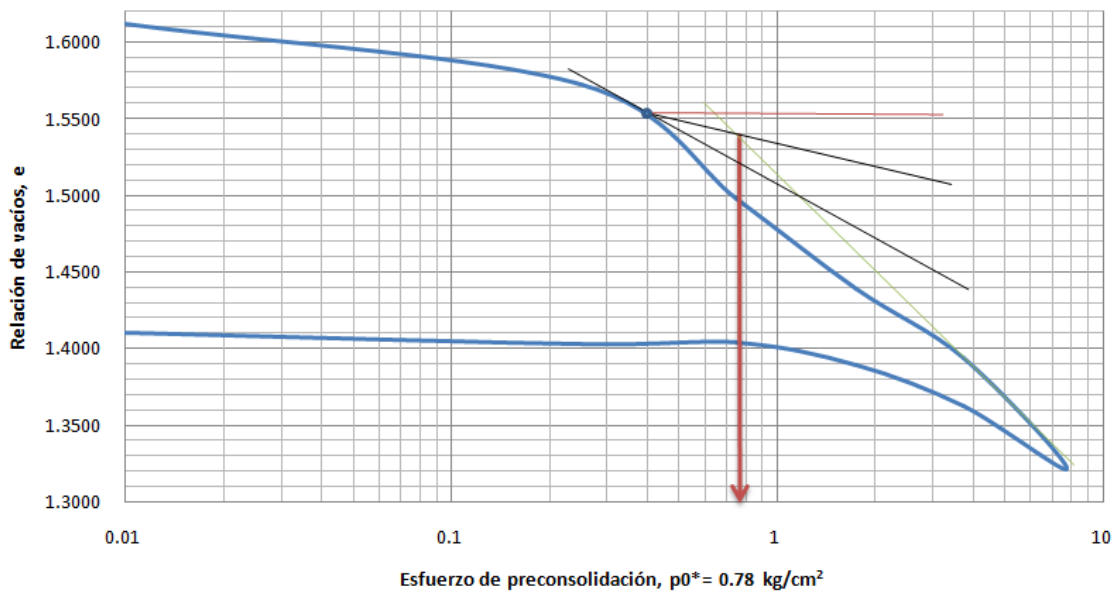


Curva de compresibilidad_P5_Gc=89.8%_w=33.6%_NoSaturada

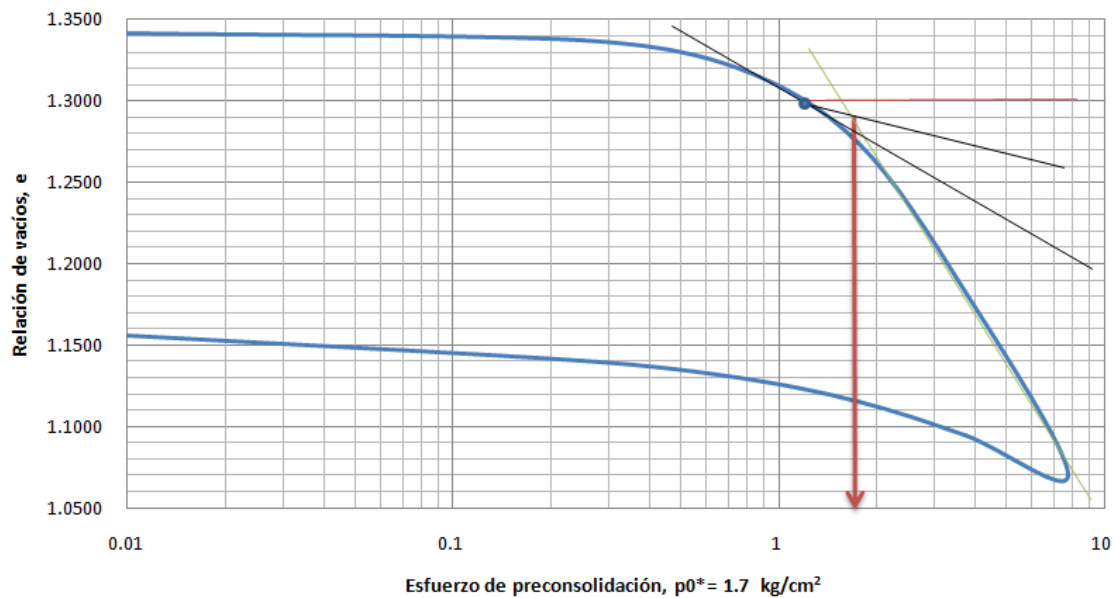




Curva de compresibilidad_P6_Gc=84.6%_w29.8%=_NoSaturada

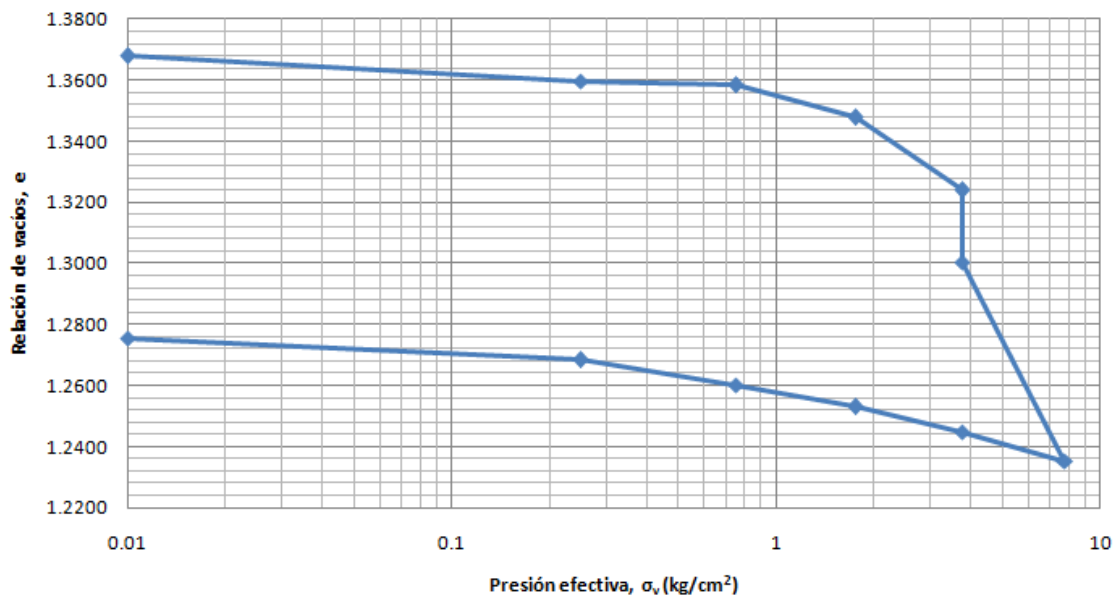


Curva de compresibilidad_P7_Gc=94.4%_w=37.9%_Saturada

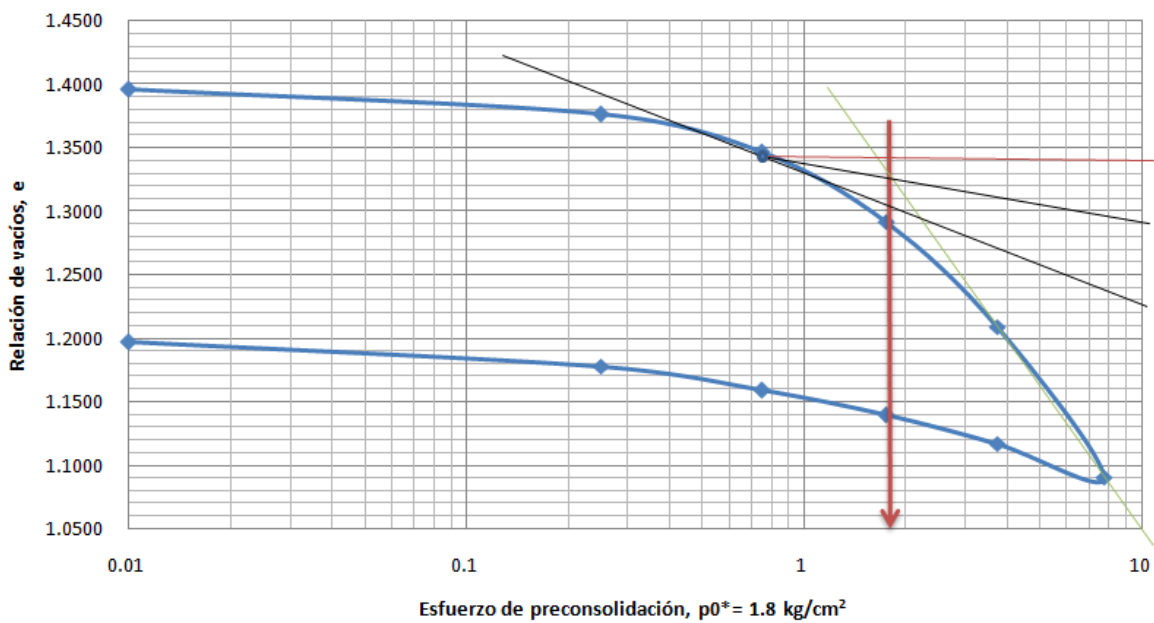




Curva de compresibilidad_P8_Gc=93.3_w=41.25_NoSat_Colapso_Sat

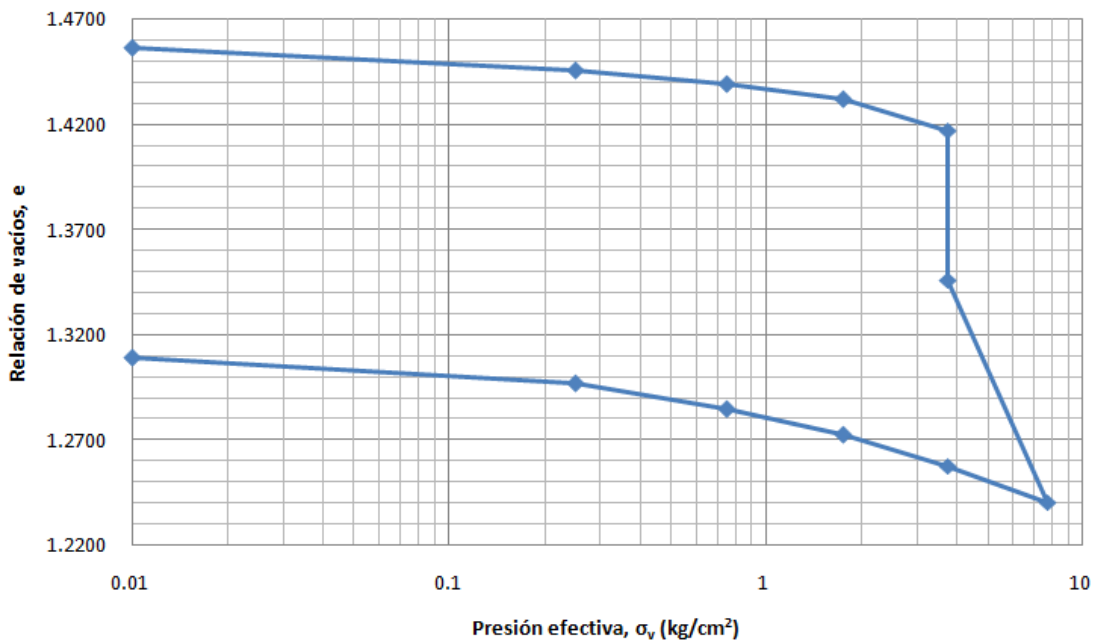


Curva de Compresibilidad P9_Gc=92.3%_w=40.7%_Saturada

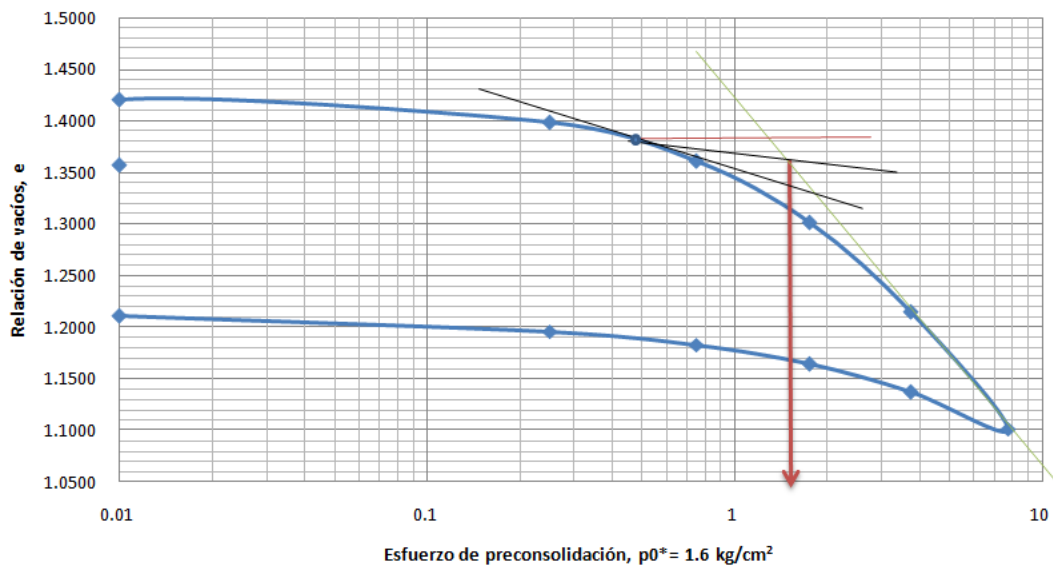




Curva de compresibilidad_P10_Gc=90%_w=36.3%_NoSat_Colapso_Sat

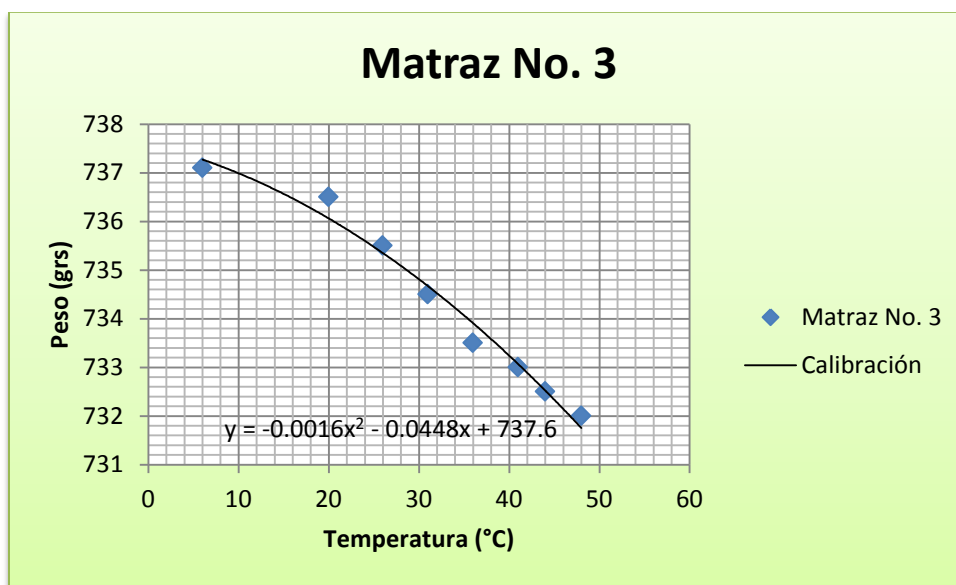
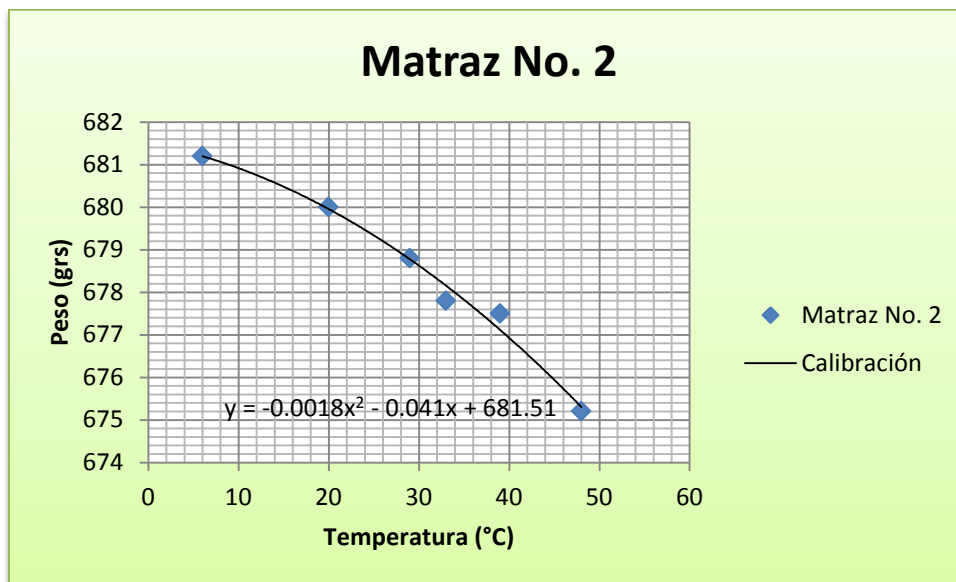


Curva de compresibilidad_P11_Gc=93.7%_w=41%_Saturada





8.3 Calibración de matraces



8.4 Parámetros usados en el Geostudio

8.4.1 Seep/W

AnalysisSettings

SEEP/W Analysis

Kind: [SEEP/W](#)

Method: [Steady-State](#)



Settings

Include Air Flow: **No**

Control

ApplyRunoff: **Yes**

Convergence

MaximumNumber of Iterations: **500**

MinimumPressure Head Difference: **0.005**

SignificantDigits: **2**

Max # of Reviews: **10**

HydraulicUnder-RelaxationCriteria

Under-RelaxationInitialRate: **1**

Under-Relaxation Min. Rate: **0.1**

Under-RelaxationReductionRate: **0.65**

Under-RelaxationIterations: **10**

EquationSolver: **Direct**

Time

Starting Time: **0 sec**

Duration: **0 sec**

Ending Time: **0 sec**

Materials

Limo MH

Model: **Saturated / Unsaturated**

Hydraulic

K-Function: **Limo MH**

Ky'/Kx' Ratio: **1**

Rotation: **0 °**

Vol. WC. Function: **Limo MH**

Boundary Conditions

Superficie

Type: **Unit Flux (q) 1.75e-009**

Review: **No**

suelo

Type: **Unit Flux (q) 1.03e-008**

Review: **No**

N.A.F.

Type: **Head (H) -82**

Review: **No**

K Functions

Limo MH

Model: **Hyd K Data Point Function**

Function: **X-Conductivity vs. Pore-Water Pressure**



Curve Fit to Data: 100 %
Segment Curvature: 100 %

K-Saturation: 1.03e-008

Data Points: **Matric Suction (kPa), X-Conductivity (m/sec)**

Data Point: (0.01, 1.03e-008)
Data Point: (0.016037187, 1.0181273e-008)
Data Point: (0.025719138, 1.0062276e-008)
Data Point: (0.041246264, 9.9429026e-009)
Data Point: (0.066147406, 9.8228943e-009)
Data Point: (0.10608184, 9.7018745e-009)
Data Point: (0.17012543, 9.5792323e-009)
Data Point: (0.27283334, 9.4539871e-009)
Data Point: (0.43754794, 9.3245682e-009)
Data Point: (0.70170383, 9.1884582e-009)
Data Point: (1.1253356, 9.0416123e-009)
Data Point: (1.8047218, 8.8775494e-009)
Data Point: (2.8942661, 8.6858807e-009)
Data Point: (4.6415888, 8.4498734e-009)
Data Point: (7.443803, 8.1255496e-009)
Data Point: (11.937766, 7.2772141e-009)
Data Point: (19.14482, 5.8618454e-009)
Data Point: (30.702906, 4.2523421e-009)
Data Point: (49.238826, 2.7831965e-009)
Data Point: (78.965229, 1.6315056e-009)
Data Point: (126.63802, 8.4890039e-010)
Data Point: (203.09176, 3.9211401e-010)
Data Point: (325.70207, 1.6428301e-010)
Data Point: (522.33451, 6.389822e-011)
Data Point: (837.67764, 2.3457331e-011)
Data Point: (1,343.3993, 8.2663994e-012)
Data Point: (2,154.4347, 2.8259217e-012)
Data Point: (3,455.1073, 9.4205821e-013)
Data Point: (5,541.0203, 3.0816259e-013)
Data Point: (8,886.2382, 9.9403201e-014)
Data Point: (14,251.027, 3.1745752e-014)
Data Point: (22,854.639, 1.0084733e-014)
Data Point: (36,652.412, 3.1898403e-015)
Data Point: (58,780.161, 1.00462e-015)
Data Point: (94,266.846, 3.1432038e-016)
Data Point: (151,177.51, 9.6734151e-017)
Data Point: (242,446.2, 2.8465092e-017)
Data Point: (388,815.52, 7.5682117e-018)
Data Point: (623,550.73, 1.3140162e-018)
Data Point: (1,000,000, 1.9142842e-019)

Estimation Properties

Hyd. K-Function Estimation Method: **Fredlund-Xing Function**
Volume Water Content Function: **Limo MH**
Hydraulic K Sat: 1.03e-008 m/sec
Residual Water Content: 0.06 m³/m³
Maximum: 1,000,000
Minimum: 0.01



Num. Points: 40

Vol. Water Content Functions

Limo MH

Model: Vol WC Data Point Function

Function: Vol. Water Content vs. Pore-Water Pressure

Mv: 0.00016 /kPa

Saturated Water Content: 0.60109631 m³/m³

Residual Water Content: 0.060109631 m³/m³

Curve Fit to Data: 50 %

Segment Curvature: 100 %

Porosity: 0.60109631

Data Points: Matric Suction (kPa), Vol. Water Content (m³/m³)

Data Point: (0.99260874, 0.5929)

Data Point: (7.5053131, 0.5917)

Data Point: (22.688589, 0.59)

Data Point: (37.225562, 0.58)

Data Point: (50.347074, 0.58)

Data Point: (62.93792, 0.57)

Data Point: (75.376777, 0.56)

Data Point: (87.880829, 0.56)

Data Point: (100.59809, 0.55)

Data Point: (113.6424, 0.55)

Data Point: (127.10954, 0.54)

Data Point: (141.08577, 0.53)

Data Point: (327.6467, 0.47)

Data Point: (686.83507, 0.42)

Data Point: (797.98642, 0.4)

Data Point: (1,495.8307, 0.36)

Data Point: (3,641.12, 0.3)

Data Point: (10,686.64, 0.24)

Data Point: (42,649.788, 0.18)

Data Point: (299,652.17, 0.12)

Data Point: (8,394,156.4, 0.06)

Data Point: (13,930,919, 0.05)

Data Point: (24,542,672, 0.05)

Data Point: (46,638,866, 0.04)

Data Point: (97,865,391, 0.04)

Data Point: (2.3514391e+008, 0.03)

Data Point: (6.8750918e+008, 0.02)

Data Point: (2.7414845e+009, 0.02)

Data Point: (1.9259063e+010, 0.01)

Estimation Properties

Vol. WC Estimation Method: Grain Size Function

Saturated Water Content: 0.592 m³/m³

Sample Material: Clay

Liquid Limit: 62 %

Diameter at 10% passing: 0

Diameter at 60% passing: 1e-007



Maximum: 1.9e+010

Minimum: 1

Num. Points: 28

Points

	X (m)	Y (m)
Point 1	3	5
Point 2	0	5
Point 3	0	0
Point 4	31	13
Point 5	19	13
Point 6	47	5
Point 7	50	5
Point 8	50	0
Point 9	15	11

Lines

	Start Point	End Point	HydraulicBoundary
Line 1	3	8	N.A.F.
Line 2	8	7	
Line 3	7	6	suelo
Line 4	6	4	suelo
Line 5	4	5	Superficie
Line 6	1	2	suelo
Line 7	2	3	
Line 8	5	9	suelo



Line 9	9	1	suelo
--------	---	---	-------

Regions

	Material	Points	Area (m ²)
Region 1	Limo MH	3,8,7,6,4,5,9,1,2	474

8.4.2 Vadose/W

Analysis Settings

Transient Coupled VADOSE/W

Kind: **VADOSE/W**

Parent: **Steady state VADOSE/W**

Method: **Transient Coupled**

Settings

Initial PWP: **Water Table**

Initial Thermal Conditions Source: **Parent Analysis**

Exclude cumulative values: **No**

Control

Ground Freezing Latent Heat Effects: **No**

Vegetation: **No**

Apply Runoff: **Yes**

Convergence

Maximum Number of Iterations: **50**

Minimum Pressure Head Difference: **0.005**

Minimum Temperature Difference: **0.1**

Significant Digits: **2**

Max # of Reviews: **10**

Hydraulic Under-Relaxation Criteria

Under-Relaxation Initial Rate: **1**

Under-Relaxation Min. Rate: **0.1**

Under-Relaxation Reduction Rate: **0.65**

Under-Relaxation Iterations: **10**

Thermal Under-Relaxation Rate: **0.1**

Equation Solver: **Direct**

Time

Starting Time: **0 sec**

Duration: **2e+008 sec**

of Steps: **40**

Step Generation Method: **Exponential**

Initial Increment Size: **6 sec**

Save Steps Every: **1**

Use Adaptive Time Stepping: **No**



Materials

New Material

Model: [Simplified Thermal](#)

Hydraulic

K-Function: [MH Charanda](#)

Vol. WC. Function: [MH Charanda](#)

Ky'/Kx' Ratio: 1

Rotation: 0 °

Thermal

Unfrozen Thermal Conductivity: 121 J/sec/m/°C

Frozen Thermal Conductivity: 121 J/sec/m/°C

Unfrozen Volumetric Heat Capacity: 2,000 J/m³/°C

Frozen Volumetric Heat Capacity: 2,000 J/m³/°C

Initial Temperature: 38 °C

Gas

Radon Decay (Years): 0

Eff. Reaction Rate Coef.: 0 /sec

New Material (2)

Model: [Simplified Thermal](#)

Hydraulic

K-Function: [MH Charanda](#)

Vol. WC. Function: [MH Charanda](#)

Ky'/Kx' Ratio: 1

Rotation: 0 °

Thermal

Unfrozen Thermal Conductivity: 121 J/sec/m/°C

Frozen Thermal Conductivity: 121 J/sec/m/°C

Unfrozen Volumetric Heat Capacity: 2,000 J/m³/°C

Frozen Volumetric Heat Capacity: 2,000 J/m³/°C

Initial Temperature: 38 °C

Gas

Radon Decay (Years): 0

Eff. Reaction Rate Coef.: 0 /sec

Boundary Conditions

Infiltración

Type: [Unit Flux \(q\)](#) 1.03e-008

Review: No

-170 kPa

Type: [Head \(H\)](#) -15

Review: No

Initial Water Tables

Initial Water Table 1



Max. negative head: 90

Coordinates

Coordinate 1: (-4.53, -75) m

Coordinate 2: (-4.38, -75) m

K Functions

MH Charanda

Model: Hyd K Data Point Function

Function: X-Conductivity vs. Pore-Water Pressure

Curve Fit to Data: 100 %

Segment Curvature: 100 %

K-Saturation: 1.03e-008

Data Points: Matric Suction (kPa), X-Conductivity (m/sec)

Data Point: (0.01, 1.03e-008)

Data Point: (0.020691381, 1.0117113e-008)

Data Point: (0.042813324, 9.9334549e-009)

Data Point: (0.088586679, 9.7482049e-009)

Data Point: (0.18329807, 9.5596614e-009)

Data Point: (0.37926902, 9.3643028e-009)

Data Point: (0.78475997, 9.154842e-009)

Data Point: (1.6237767, 8.9162033e-009)

Data Point: (3.3598183, 8.6172113e-009)

Data Point: (6.951928, 8.1876167e-009)

Data Point: (14.384499, 6.764428e-009)

Data Point: (29.763514, 4.3567949e-009)

Data Point: (61.584821, 2.1925101e-009)

Data Point: (127.4275, 8.4094179e-010)

Data Point: (263.66509, 2.4498712e-010)

Data Point: (545.55948, 5.8391124e-011)

Data Point: (1,128.8379, 1.2187316e-011)

Data Point: (2,335.7215, 2.3457309e-012)

Data Point: (4,832.9302, 4.2652359e-013)

Data Point: (10,000, 7.4776478e-014)

Estimation Properties

Hyd. K-Function Estimation Method: Fredlund-Xing Function

Volume Water Content Function: MH Charanda

Hydraulic K Sat: 1.03e-008 m/sec

Residual Water Content: 0.05 m³/m³

Maximum: 10,000

Minimum: 0.01

Num. Points: 20

Vol. Water Content Functions

MH Charanda

Model: Vol WC Data Point Function

Function: Vol. Water Content vs. Pore-Water Pressure

Mv: 0.00016 /kPa

Saturated Water Content: 0.60109631 m³/m³



Residual Water Content: 0.060109631 m³/m³

Curve Fit to Data: 50 %

Segment Curvature: 100 %

Porosity: 0.60109631

Data Points: Matric Suction (kPa), Vol. Water Content (m³/m³)

Data Point: (0.99260874, 0.5929)

Data Point: (7.5053131, 0.5917)

Data Point: (22.688589, 0.59)

Data Point: (37.225562, 0.58)

Data Point: (50.347074, 0.58)

Data Point: (62.93792, 0.57)

Data Point: (75.376777, 0.56)

Data Point: (87.880829, 0.56)

Data Point: (100.59809, 0.55)

Data Point: (113.6424, 0.55)

Data Point: (127.10954, 0.54)

Data Point: (141.08577, 0.53)

Data Point: (327.6467, 0.47)

Data Point: (686.83507, 0.42)

Data Point: (797.98642, 0.4)

Data Point: (1,495.8307, 0.36)

Data Point: (3,641.12, 0.3)

Data Point: (10,686.64, 0.24)

Data Point: (42,649.788, 0.18)

Data Point: (299,652.17, 0.12)

Data Point: (8,394,156.4, 0.06)

Data Point: (13,930,919, 0.05)

Data Point: (24,542,672, 0.05)

Data Point: (46,638,866, 0.04)

Data Point: (97,865,391, 0.04)

Data Point: (2.3514391e+008, 0.03)

Data Point: (6.8750918e+008, 0.02)

Data Point: (2.7414845e+009, 0.02)

Data Point: (1.9259063e+010, 0.01)

Estimation Properties

Vol. WC Estimation Method: Grain Size Function

Saturated Water Content: 0.592 m³/m³

Sample Material: Clay

Liquid Limit: 62 %

Diameter at 10% passing: 0

Diameter at 60% passing: 1e-007

Maximum: 1.9e+010

Minimum: 1

Num. Points: 28

Points

	X (m)	Y (m)
Point 1	-4.5	2.800398



Point 2	-4.5	-0.012304
Point 3	-4.4	-0.012304
Point 4	-4.4	2.800398
Point 5	-4.5	12.8
Point 6	-4.4	12.8

Lines

	Start Point	End Point	HydraulicBoundary
Line 1	1	2	
Line 2	2	3	-170 kPa
Line 3	3	4	
Line 4	4	1	
Line 5	5	1	
Line 6	4	6	
Line 7	6	5	Infiltración

Regions

	Material	Points	HydraulicBoundary	Area (m ²)
Region 1	New Material	1,2,3,4	-170 kPa	0.28127
Region 2	New Material (2)	5,1,4,6		0.99996

8.5 Algoritmo de cálculo en Mathematica



```

Manipulate[

lams = 0.05;
ks = 0.0055;
ei = 1.4565;
s1 = .8;
pcol = 3.75;

eic = 1.4565 - ks Log[ $\frac{1}{.01}$ ] - ks Log[pcol];

Elas =  $\left(\frac{ks}{(1+eic)}\right) \text{Log}\left[\frac{s2}{s1}\right]$ ;
Plast =  $\frac{-lam0}{1+eic} \text{Log}\left[\frac{1+a-a \text{Exp}[-\alpha s2]}{1+a-a \text{Exp}[-\alpha s3]}\right]$ ;
Def = Elas + Plast;

A = ParametricPlot[{poas (1 + a (1 - Exp[-\alpha s])), s}, {s, 0, 15}, AspectRatio -> 1/1.2, PlotRange -> {{0, 1}, {0, 10}},
  FrameLabel -> {"\sigma_v (MPa)", "s (MPa)"}, Frame -> True, GridLines -> Automatic];
Colapso = (eic - (eic (1 + Elas + Plast))) / (1 + eic);
B = Graphics[Text[{Colapso}, {0.6, 2}]];
C1 = Graphics[Point[{0.37, s2}]];
C2 = Graphics[Line[{{0, 0.05}, {.125, .05}, {.125, 0.05}, {.77, 0.05}}]];
C3 = Graphics[Point[{0.125, .05}]];
C4 = Graphics[Line[{{0, .8}, {.37, .8}, {.37, 0.02}, {.77, 0.02}}]];
Grafico1 = Show[A, C3, C2, C4];

A2 = {{0.01, 1.4565}, {0.25, 1.4454}, {.75, 1.4393}, {1.75, 1.4319}, {3.75, 1.4172}, {3.75, 1.3459}, {7.75, 1.2403}, {3.75, 1.2575},
  {1.75, 1.2722}, {.75, 1.2845}, {.25, 1.2968}, {0.01, 1.3091}}];

Gra1 = ListLogLinearPlot[A2, PlotRange -> Automatic, GridLines -> Automatic, Frame -> True, FrameLabel -> {"\sigma_v (kg/cm^2)", "e"}];
Z = Graphics[Text[{Elas, Plast}, {0.1, 1.25}]];

Gra2 = LogLinearPlot[ei - ks Log[ $\frac{1}{.01}$ ] - ks Log[\sigma], {\sigma, 0.01, 3.75}];
Gra3 = ListLogLinearPlot[{{3.75, eic}, {3.75, eic (1 + Plast + Elas)}], Joined -> True];
Gra4 = LogLinearPlot[ $\left(eic (1 + Plast + Elas) + lam0 \text{Log}\left[\frac{3.75}{1}\right] - lam0 \text{Log}[\sigma]\right)$ , {\sigma, 3.75, 7.75}];
Gra5 = LogLinearPlot[ $\left(eic (1 + Plast + Elas) + lam0 \text{Log}\left[\frac{3.75}{1}\right] - lam0 \text{Log}[7.75] + \kappa \text{Log}\left[\frac{7.75}{1}\right] - \kappa \text{Log}[\sigma]\right)$ , {\sigma, 7.75, 0.01}];
Grafico2 = Show[Gra1, Gra2, Gra3, Gra4, Gra5];
{Grafico1, Grafico2},
{{poas, .125}, .050, 1.200}, {{a, 6.2}, 0.01, 25.0}, {{\alpha, 1.24}, 0.01, 15}, {{s2, 0.311}, 0, s1}, {{s3, 0.0001}, 0, 0.1},
{{lam0, .1208}, 0.05, 0.2}, {{\kappa, 0.00944}, 0.003, .02}]

```