



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ciencias (Geotecnia)

USO DE ESTRUCTURAS POROSAS PARA ABATIR LA EXPANSIÓN DE
ARCILLAS

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de

Maestro en Ciencias (Geotecnia)

Presenta:

Ing. Norma Paulina Rodríguez Morales

Dirigido por:

Dra. Teresa López Lara

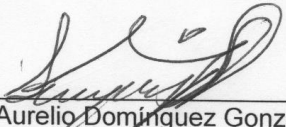
Dra. Teresa López Lara
Presidente

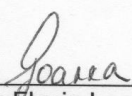
Dr. Juan Bosco Hernández Zaragoza
Secretario

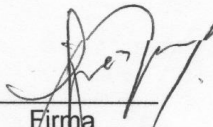
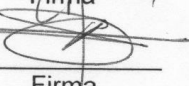
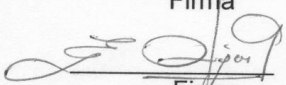
Dr. Eduardo Rojas González
Vocal

Dr. Alfredo Pérez García
Suplente

Dra. Dora Celia Carreón Freyre
Suplente


Dr. Aurelio Domínguez González
Director de la Facultad


Dra. Ma. Guadalupe Flavia Loarca Piña
Directora de Investigación y Posgrado


Firma

Firma

Firma

Firma

Firma

La presente obra está bajo la licencia:
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/deed.es>



CC BY-NC-ND 4.0 DEED

Atribución-NoComercial-SinDerivadas 4.0 Internacional

Usted es libre de:

Compartir — copiar y redistribuir el material en cualquier medio o formato

La licenciante no puede revocar estas libertades en tanto usted siga los términos de la licencia

Bajo los siguientes términos:



Atribución — Usted debe dar [crédito de manera adecuada](#), brindar un enlace a la licencia, e [indicar si se han realizado cambios](#). Puede hacerlo en cualquier forma razonable, pero no de forma tal que sugiera que usted o su uso tienen el apoyo de la licenciante.



NoComercial — Usted no puede hacer uso del material con [propósitos comerciales](#).



SinDerivadas — Si [remezcla, transforma o crea a partir](#) del material, no podrá distribuir el material modificado.

No hay restricciones adicionales — No puede aplicar términos legales ni [medidas tecnológicas](#) que restrinjan legalmente a otras a hacer cualquier uso permitido por la licencia.

Avisos:

No tiene que cumplir con la licencia para elementos del material en el dominio público o cuando su uso esté permitido por una [excepción o limitación](#) aplicable.

No se dan garantías. La licencia podría no darle todos los permisos que necesita para el uso que tenga previsto. Por ejemplo, otros derechos como [publicidad, privacidad, o derechos morales](#) pueden limitar la forma en que utilice el material.

RESUMEN

Las arcillas expansivas son consideradas un suelo problemático en el área de la construcción, debido a que son susceptibles de sufrir cambios volumétricos provocados por variaciones en su humedad, presentando expansión en temporada de lluvia y contracción en temporada de estiaje. Esta inestabilidad volumétrica trae como consecuencia daños a las estructuras cimentadas sobre este tipo de suelos, desde agrietamientos en muros y levantamiento de pisos hasta afectar la funcionabilidad de uno o más elementos de la estructura. Se presenta una metodología en laboratorio para el abatimiento de la expansión del suelo mediante la introducción de estructuras tubulares porosas en éste. La técnica propuesta no busca eliminar la expansión del suelo, sino conducirla en una dirección en la cual no dañe a la estructura. Se realizaron ensayos de expansión y consolidación en probetas de suelo remoldeadas y con distinto número de perforaciones reforzadas con estructuras tubulares porosas para analizar los cambios volumétricos que el suelo presenta cuando se le aplica la técnica propuesta. Se llevaron a cabo distintos ensayos variando el diámetro de perforación (5, 7, 8.5 y 10 mm) y el volumen de suelo extraído en cada caso. Los resultados obtenidos muestran que es posible absorber la expansión del suelo en un sentido horizontal mediante una serie de perforaciones en la masa de suelo y que la expansión que se logra abatir es mayor al volumen de suelo que se extrae mediante las perforaciones. Los resultados más favorables se obtuvieron para los diámetros de 5 y 10 mm, logrando abatir respectivamente un 54% y 62% de expansión respecto a su porcentaje de expansión inicial.

(Palabras clave: suelo expansivo, perforaciones, disminución, arcilla, cimentación)

SUMMARY

Expansive clays are considered a problematic kind of soil in the construction area, due to their susceptibility to suffer volumetric changes caused by variations in humidity, showing expansion in the rainy season and contraction in the dry season. This volumetric instability results in damages to the structures grounded on this kind of soil, which go from cracks in walls and lifting of floors to the inoperability of one or more elements of the structure. This investigation introduces a lab methodology for the abatement of soil expansion by placing porous tubular structures into the soil. The proposed technique does not seek to eliminate soil expansion, but to drive it in a direction which does not damage the above structure. Expansion and consolidation tests were performed on remoulded soil samples with distinct quantity of drillings reinforced with porous tubular structures to analyze the volumetric changes that soil presents when the proposed technique is applied. Different tests were carried out varying the drilling diameter (5, 7, 8.5 and 10 mm) and the extracted volume of soil in each case. The obtained data show that it is possible to absorb the soil expansion in a horizontal way through a series of drillings in the soil mass and that the achieved decrease on expansion is significantly higher than the extracted volume required to achieve that decrement. The most favorable results were obtained for diameters of 5 and 10 mm, which respectively achieved a decrement of 54% and 62% from the initial expansion.

(Keywords: expansive soil, drillings, expansion abatement, clays, foundation)

*Para las personas creyentes, Dios está al principio.
Para los científicos está el final de todas sus reflexiones.*

Max Planck

*A mi novio y futuro esposo, Celso,
mi mayor apoyo.*

AGRADECIMIENTOS

A Dios, que siempre me da la fuerza para ir más allá de lo que imagino.

A mis padres Adolfo y Norma, por su apoyo incondicional y por el esfuerzo que han hecho para ayudarme a hacer posible este logro.

A mis hermanos Adolfo, Aldo, Fer, Sofi y Santi, por esas charlas filosóficas interminables, por sus palabras de ánimo, por sus consejos y por estar ahí para mí siempre.

A mis abuelos Mario y Esther, por el impecable ejemplo que me han dado siempre, por los valores y educación que me inculcaron y por guiarme para llegar a ser la persona que hoy soy.

Un especial agradecimiento a mi asesora, Dra. Tere López, por brindarme su confianza para llevar a cabo este proyecto, su apoyo incondicional, su tiempo y conocimientos sobre la materia y sobre todo por su amistad.

A mis sinodales y profesores, por su importante aporte para mi desarrollo profesional y personal.

Al personal administrativo y laboratoristas de la Facultad de Ingeniería por el gran apoyo proporcionado para culminar este proyecto.

A mis amigos Fede, Eder, Lupita, Gaby, Guille, Ely, Vero, Luis, Marisol, Sonia, Roberto, Daniel, Mariana y Marco por su colaboración, enseñanzas, palabras de apoyo y su cariño incondicional hacía mí.

A mis compañeros del posgrado, Raúl y Rodrigo, por brindarme su apoyo cuando lo necesite.

A mi novio, Celso, a quien por medio de estas líneas quiero expresar un profundo agradecimiento, ya que su ayuda, paciencia, ánimos, amor y compañía fueron fundamentales en mis estudios de maestría y proyecto de tesis.

Finalmente, agradezco al CONACyT por el apoyo brindado para poder realizar mis estudios de posgrado.

INDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Hipótesis.....	2
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo General.....	2
1.2.2. Objetivos Específicos	2
1.3. Justificación.....	2
2. SUELOS EXPANSIVOS.....	1
2.1. Problemas asociados a suelos expansivos.....	2
2.2. Soluciones tradicionales al problema de suelos expansivos.....	6
2.2.1. Aislamiento de la estructura.	6
2.2.2. Uso de estructuras rígidas.....	7
2.2.3. Reducción del potencial expansivo del suelo.	9
2.2.3.1. Estabilización de Suelos	9
2.2.3.2. Métodos de control de humedad.....	11
2.2.4. Comparación entre métodos.....	12
3. ANTECEDENTES.....	14
4. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	23
4.1. Suelo Expansivo.....	23
4.2. Reconocimiento y clasificación de arcillas expansivas	24
4.3. Cimentaciones sobre suelos expansivos	27
4.4. Métodos ASTM D-4546.....	28
4.5. Pruebas de expansión en muestras remoldeadas.	30
4.6. Expansión y presión de expansión lateral.....	31
4.7. Celda de carga.....	32

4.7.1. Celda de carga de galgas extensiométricas.	32
4.8. Análisis de esfuerzos mediante Boussinesq	34
4.9. Asentamientos	35
4.9.1. Limitaciones de asentamientos.	35
5. METODOLOGÍA.....	37
5.1. Obtención de parámetros del suelo	37
5.1.1. Muestreo de suelo	37
5.1.2. Caracterización Geotécnica.....	39
5.1.3. Clasificación del suelo.	43
5.1.4. Prueba de expansión y resistencia sin inclusiones.....	44
5.2. Modelo suelo – estructura	46
5.2.1. Propuesta de materiales de refuerzo.....	46
5.2.2. Análisis mediante elemento finito	47
5.2.3. Análisis comparativo de los materiales de refuerzo.....	49
5.2.4. Selección de material de refuerzo	49
5.3. Análisis Experimental	49
5.3.1. Definición de variables	49
5.3.2. Diseño experimental.....	50
5.3.3. Preparación de especímenes modificados	52
5.3.4. Pruebas de expansión en especímenes modificados.....	55
5.3.5. Determinación del comportamiento expansión-volumen.	55
5.4. Modelo de extrapolación.	55
5.4.1. Determinación de cargas aplicadas mediante prueba de celda de carga.	55
5.4.2. Análisis de esfuerzos mediante teoría de Boussinesq.	56

5.4.3. Determinación del comportamiento expansión – volumen extraído para nuevas combinaciones.....	58
5.4.4. Modelo de extrapolación.....	58
6. RESULTADOS	60
6.1. Obtención de parámetros del suelo	60
6.1.1. Caracterización geotécnica.	60
6.1.2. Pruebas sin inclusiones (expansión y resistencia).	61
6.2. Modelo Suelo - Estructura.....	64
6.2.1. Propuesta de materiales de refuerzo.....	64
6.2.2. Análisis mediante elemento finito.	65
6.2.3. Análisis comparativo y selección del material de refuerzo.	69
6.3. Análisis experimental.	70
6.3.1. Pruebas de expansión en especímenes modificados.....	70
6.3.2. Determinación del comportamiento expansión-volumen.	79
6.4. Modelo de extrapolación	80
6.4.1. Determinación de cargas aplicadas mediante prueba de celda de carga.	80
6.4.2. Análisis de esfuerzos mediante la teoría de Boussinesq.	82
6.4.3. Determinación del comportamiento expansión- volumen extraído para nuevas combinaciones.....	87
6.4.4. Modelo de extrapolación a campo.	96
7. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	104
8. CONCLUSIONES.....	109
9. REFERENCIAS.....	111
10. ANEXOS	115
10.1. Caracterización geotécnica del suelo.....	115

10.2. Pruebas sin inclusiones	118
10.3. Análisis experimental	120
10.4. Modelo de extrapolación a campo.	130

ÍNDICE DE FIGURAS

2-I. Posible pandeo de pavimentos (Kalantri, 2012).	2
2-II. Posibles tipos de daños a estructuras ligeras (Kalantri, 2012).	3
2-III. Distintos tipos de daños a muros provocados por el movimiento diferencial del terreno (Kalantri, 2012).	3
2-IV. Losa rectangular, uniformemente cargada, tenderá a levantarse en las esquinas porque hay menos confinamiento (Rogers et al., 2004).	5
2-V. Cimentación mediante pilotes (López-Lara and Romero-Zepeda, 2006).	6
2-VI. Cimentación mediante losa nervada (Wafflemat, 2005).	7
3-I. Efecto del tratamiento térmico en el (a) límite líquido y (b) límite plástico	15
3-II. Efecto del tratamiento térmico en la presión de expansión del suelo. .	15
3-III. Efecto del tratamiento térmico en la resistencia a la compresión simple del suelo.	16
3-IV. Variación de la expansión en el tiempo para un contenido de fibra de 0.25%.	17
3-V. Variación de expansión en el tiempo para un contenido de fibra de 0.5%.	17
3-VI. Resultados de expansión libre obtenidos para las diferentes combinaciones suelo-aditivo utilizadas.	19
3-VII. Variación del porcentaje de expansión según el porcentaje de arena añadido.	20
3-VIII. Variación de la presión de expansión según el porcentaje de arena añadido.	21
3-IX. Propuesta presentada por López-Lara et al., en 2014.	21
3-X. Variación del porcentaje de expansión en relación al porcentaje de volumen extraído.	22
4-I. Criterios comúnmente usados para determinar el potencial de expansión.	26
4-II. Gráfico característico del método A.	28

4-III. Gráfico característico del método B.....	29
4-IV. Gráfico característico del método C.....	30
4-V. Presión lateral y presión vertical vs tiempo.....	32
4-VI. Disposición de las galgas extensiométricas en una celda de carga...	33
4-VII. Puente de Wheatstone.....	33
5-I. Esquema metodológico del proyecto.....	37
5-II. Ubicación de la zona de Jurica en el estado de Querétaro, México. ...	38
5-III. Lugar del muestreo (Google maps, 2015).	39
5-IV. Montaje de probeta de suelo para prueba de expansión.	45
5-V. Modelo de la estructura tubular porosa a utilizar como refuerzo.....	47
5-VI. Proceso de expansión en una prueba de expansión y presiones desarrolladas.....	48
5-VII. Presiones desarrolladas en una prueba de expansión realizada en probeta con perforaciones.....	48
5-VIII. Restricciones para la distribución geométrica de perforaciones.	52
5-IX. Distribución geométrica para a) 15 perforaciones de 7mm y b) 3 perforaciones de 10 mm.....	52
5-X. Preparación del material	53
5-XI. Preparación de especímenes modificados	54
5-XII. Proceso para modificar una probeta de suelo.....	54
5-XIII. Medición de cargas aplicadas mediante celda de carga.....	56
5-XIV. Vista en planta del modelo considerado para el análisis de esfuerzos.	57
5-XV. Vista en corte del modelo considerado para el análisis de esfuerzos.	57
6-I. Extracción de muestras alteradas.	60
6-II. Curva de compresibilidad de probeta sin inclusiones en estado inalterado.....	62
6-III. Curva de compresibilidad de probeta sin inclusiones en estado remoldeado.	63
6-IV. Prueba de resistencia al esfuerzo cortante mediante ensaye triaxial.	64
6-V. Materiales propuestos para estructura de refuerzo.....	65

6-VI. Modelo de estructura tubular porosa usado para el análisis de elemento finito.....	66
6-VII. Estado de esfuerzos para estructura de: a) acero inoxidable, b) acero galvanizado y c) PVC.	68
6-VIII. Probeta modificada con 13 perforaciones de 7 mm de diámetro.	70
6-IX. Probeta con 13 perforaciones de 7 mm de diámetro después de la expansión en	71
6-X. Probeta modificada con 3 perforaciones de 10 mm de diámetro.	72
6-XI. Probeta con 3 perforaciones de 10 mm de diámetro después de la expansión en	72
6-XII. Curva de compresibilidad de probeta con 2 inclusiones de 0.7 cm de diámetro.	74
6-XIII. Curva de compresibilidad de probeta con 13 inclusiones de 0.7 cm de diámetro.	75
6-XIV. Curva de compresibilidad de probeta con 1 inclusión de 1 cm de diámetro.	76
6-XV. Curva de compresibilidad de probeta con 3 inclusiones de 1 cm de diámetro.	77
6-XVI. Tendencias de expansión abatida contra volumen extraído para diferentes diámetros.....	77
6-XVII. Decremento de la presión de expansión según el número de perforaciones.....	79
6-XVIII. Probeta de suelo después de la falla.	80
6-XIX. Cargas aplicadas en relación al diámetro de la perforación realizada.	81
6-XX. Parte del código en donde se solicitan los datos al usuario (laboratorio).	83
6-XXI. Distribución geométrica de la combinación solicitada (13 perforaciones de 7 mm).	83
6-XXII. Valores de esfuerzo cortante calculados bajo el plano AR a distintas profundidades (13 perforaciones de 7 mm).....	84

6-XXIII. Distribución geométrica de la combinación solicitada (15 perforaciones de 7 mm).	85
6-XXIV. Valores de esfuerzo cortante calculados bajo el plano AR a distintas profundidades (15 perforaciones de 7 mm).....	86
6-XXV. Curva de compresibilidad de prueba con 13 inclusiones de 0.5 cm de diámetro.	88
6-XXVI. Tendencias de expansión abatida contra volumen extraído para nuevas combinaciones.	89
6-XXVII. Tendencias de expansión abatida contra volumen extraído para todas las combinaciones analizadas.	90
6-XXVIII. Disminución en la presión de expansión según el número de perforaciones.....	91
6-XXIX. Toma de muestra para medición de peso volumétrico húmedo. ...	91
6-XXX. Porcentaje de volumen de huecos respecto a cada volumen abatido.	93
6-XXXI. Parte del código en donde se solicitan los datos al usuario (campo).	97
6-XXXII. Distribución de solución de 6 perforaciones de 15 cm de diámetro.	98
6-XXXIII. Distribución de solución de 3 perforaciones de 25 cm de diámetro.	99
6-XXXIV. Distribución de solución de 1 perforación de 30 cm de diámetro.	99
6-XXXV. Esfuerzos cortantes para la combinación de diámetro = 5 mm.	100
6-XXXVI. Esfuerzos cortantes para la combinación de diámetro = 8.5 mm.	101
6-XXXVII. Esfuerzos cortantes para la combinación de diámetro = 10 mm.	102
10-I. Curva granulométrica.	116
10-II. Gráfico de deformación para muestras inalterada, remoldeada y con perforaciones de 1 cm.	124
10-III. Gráfico de deformación para muestras inalterada, remoldeada y con perforaciones de 0.7 cm.	128

ÍNDICE DE TABLAS

2.1. Clasificación de daños estructurales.	4
2.2. Tabla comparativa de soluciones tradicionales al problema de suelos expansivos.	12
3.1. Clasificación y propiedades físicas del suelo de estudio.	14
4.1. Características de algunos minerales de arcillas.....	23
4.2. Relación entre potencial de expansión e índice de plasticidad.....	25
4.3. Relación entre grado de expansión, límite de contracción y contracción lineal.....	25
4.4. Clasificación de suelos expansivos basado en el contenido de coloides, índice plástico y límites de contracción.	¡Error! Marcador no definido.
4.5. Procedimientos de construcción para suelos expansivos.....	27
4.6. Valores de asentamientos máximos permisibles recomendados por Sowers (1962).	35
4.7. Valores de asentamientos máximos permisibles recomendados por Skempton y McDonald (1956).	36
4.8. Valores de asentamientos máximos permisibles recomendados por Crespo-Villalaz (1990).	36
5.1. Expansión abatida por medio de perforaciones sin refuerzo.	50
5.2. Diseño experimental para pruebas de expansión.....	51
6.1. Propiedades índice del suelo de estudio.	60
6.2. Tabla resumen de prueba inalterada sin inclusiones.....	61
6.3. Tabla resumen de prueba remoldeada sin inclusiones.....	62
6.4. Esfuerzos principales obtenidos mediante prueba de compresión triaxial UU.	63
6.5. Esfuerzos y deformaciones máximas en la estructura de refuerzo.....	67
6.6. Análisis comparativo de los materiales de refuerzo.....	69
6.7. Resultados de abatimiento de expansión mediante extracción de volumen.....	73
6.8. Tabla resumen de prueba con 2 inclusiones de 0.7 cm de diámetro...	73
6.9. Tabla resumen de prueba con 13 inclusiones de 0.7 cm de diámetro.	74

6.10. Tabla resumen de prueba con 1 inclusión de 1 cm de diámetro.	75
6.11. Tabla resumen de prueba con 3 inclusiones de 1 cm de diámetro....	76
6.12. Cargas aplicadas al realizar una perforación de distinto diámetro. ...	81
6.13. Resultados de máxima cantidad de perforaciones para cada diámetro.	87
6.14. Resultados de abatimiento de expansión para nuevas combinaciones planteadas.....	87
6.15. Tabla resumen de prueba con 13 inclusiones de 0.5 cm de diámetro.	88
6.16. Peso volumétrico húmedo en secciones de probeta con 2 perforaciones de 1 cm después de la expansión.	92
6.17. Peso volumétrico húmedo en secciones de probeta con 6 perforaciones de 0.85 cm después de la expansión.	92
6.18. Análisis de la deformación vertical abatida del suelo (en volumen)...	93
6.19. Asentamientos producidos por ambas cargas en las distintas muestras de laboratorio.	94
6.20. Asentamientos producidos por ambas cargas en un estrato de arcilla con distintas combinaciones de perforación.....	95
6.21. Valores extrapolados de diámetros de perforación.....	96
6.22. Cargas aplicadas al perforar en campo.	97
6.23. Combinaciones propuestas para el problema presentado.....	98
10.1. Perfil de humedad del sitio de muestreo en el mes de Noviembre. .	115
10.2. Granulometría mediante cribado.	115
10.3. Granulometría vía hidrómetro.....	116
10.4. Peso específico de la muestra por inmersión de agua	117
10.5. Límites de consistencia (Atterberg).	117
10.6. Prueba de expansión inalterada sin inclusiones.....	118
10.7. Prueba de expansión remoldeada sin inclusiones.....	119
10.8. Prueba de expansión con una perforación de 10 mm.	120
10.9. Repetición prueba de expansión con una perforación de 10 mm. ...	121
10.10. Prueba de expansión con 2 perforaciones de 10 mm.....	122
10.11. Prueba de expansión con 3 perforaciones de 10 mm.....	123

10.12. Repetición prueba de expansión con 3 perforaciones de 10 mm. .	124
10.13. Prueba de expansión con 2 perforaciones de 7 mm.....	125
10.14. Repetición prueba de expansión con 2 perforaciones de 7 mm. ...	126
10.15. Prueba de expansión con 6 perforaciones de 7 mm.....	127
10.16. Prueba de expansión con 13 perforaciones de 7 mm.....	128
10.17. Prueba de expansión con 13 perforaciones de 5 mm.....	129

1. INTRODUCCIÓN

Los suelos juegan un papel importante en los ecosistemas, además de ser el soporte para cualquier desarrollo de infraestructura y crecimiento urbano; el conocimiento de sus propiedades geomecánicas es de gran importancia para la construcción, ya que las áreas caracterizadas por materiales arcillosos pueden manifestar fenómenos de expansión o colapso debidos a la hidratación o deshidratación de los suelos expansivos, pudiendo causar fuertes problemas geotécnicos (Carrasco-Núñez, 2012).

Los suelos potencialmente expansivos se pueden encontrar en cualquier parte del mundo como lo han reportado algunos países como: Angola, Argelia, Argentina, Australia, Brasil, Canadá, Colombia, Cuba, Ecuador, España, Etiopía, EUA, Ghana, India, Irak, Irán, Kenia, México, Marruecos, Mozambique, Myanmar, Perú, Rusia, Sudáfrica, Turquía, Venezuela (López-Lara et al., 2012).

En México, el 8.6% de la superficie (16.5 millones de ha) es ocupada por este tipo de suelo, mientras que a nivel mundial ocupan alrededor de 335 millones de hectáreas (SEMARNAT, 2013).

El daño estimado que podría atribuirse a la expansión del suelo asciende a más de 2.000 millones de dólares al año; mientras que el daño en viviendas se estima en 360 millones de dólares al año (López-Lara et al., 1999).

La presente investigación, propone un método viable a ser utilizado en este tipo de viviendas, que, a partir del principio de colocación de estructuras huecas invertidas sobre el suelo para abatir la expansión del mismo, pretende resolver el problema de la expansión del suelo de forma económica y segura; mediante la construcción de vacíos dentro de la masa de suelo, e introduciendo en éstos una estructura tubular porosa, para canalizar la expansión del suelo hacia los vacíos generados. Así mismo, se busca que el método sea sustentable, ya que utiliza el suelo del lugar en vez de desecharlo, como generalmente ocurre.

1.1. Hipótesis

La introducción de estructuras tubulares porosas en un suelo con un potencial de expansión menor o igual a 16% permitirá la estabilización de éste, canalizando la expansión vertical en sentido horizontal y manteniendo sus propiedades de resistencia.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Lograr la estabilización de arcillas expansivas mediante la aplicación de estructuras porosas a nivel de laboratorio.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Establecer el material adecuado para garantizar la estabilidad estructura – suelo mediante un análisis de elemento finito.
- Determinar el comportamiento expansión-volumen extraído del suelo con estructuras tubulares porosas.
- Encontrar el volumen óptimo de macro poros colocados en el suelo para lograr el máximo abatimiento de la expansión sin afectar las propiedades de resistencia.

1.3. Justificación

Hoy en día, existen métodos que hacen posible la solución del problema de expansión del suelo, sin embargo, el costo de llevar a cabo alguno de ellos, representa entre el 21% y 25% del costo inicial de una vivienda (Cabrera-Ramírez and Delgado-Hernández, 2010), y, en algunas ocasiones el uso de un solo método no soluciona el problema, por lo cual es necesario realizar una combinación de métodos para su correcto funcionamiento, y en algunas ocasiones es necesaria una cimentación o material adicional para poder llevar a cabo el método, Debido a los argumentos anteriores, las soluciones actuales no son viables al ser aplicadas en la construcción de una vivienda de interés social.

2. SUELOS EXPANSIVOS

Los suelos expansivos son aquellos que al humedecerse se expanden y al secarse se contraen. Estos deben sus características a la presencia de minerales de arcilla expansiva, que absorben las moléculas de agua y se expanden; y de manera inversa, al secarse se encogen, dejando grandes huecos en el suelo. (Rogers et al., 2004). En cuanto a su estructura reticular, los minerales de las arcillas se clasifican en caolinitas, montmorilonitas e ilitas. Las montmorilonitas son las dominantes en el problema de los suelos expansivos (Hurtado-Maldonado et al., 2004).

Cuando en un suelo, como las arcillas, se pierde el agua por un proceso de evaporación, se genera la tensión capilar que provoca la contracción del suelo. Una vez que el suelo ha disminuido su volumen por secado, también podrá aumentar dicho volumen si se restituye el agua a dicho suelo, la cual reducirá el efecto de la tensión capilar (Hurtado-Maldonado et al., 2004).

Muchos pueblos, ciudades, rutas de transporte y edificios se encuentran sobre suelos ricos en arcilla. Estos suelos arcillosos pueden representar un peligro considerable para la ingeniería de la construcción debido a su capacidad para reducir o incrementar su tamaño derivado de los cambios de humedad; dichos cambios pueden ser ocasionados por las variaciones estacionales (a menudo relacionado con la precipitación y la evapotranspiración de la vegetación), o provocados por cambios en el sitio como las fugas de las tuberías de abastecimiento de agua o desagües, cambios en el drenaje superficial y paisajismo (incluyendo la pavimentación) o después de la siembra, eliminación o la poda severa de árboles o arbustos (Jones and Jefferson, 2012).

Entonces, se pueden resumir en un total de tres, los componentes necesarios para que el suelo provoque daños por expansión a las estructuras (Holtz and Kovacs, 1981):

- a) Que haya montmorilonita en el suelo (mineral altamente activo en términos de potencial de expansión).
- b) Que exista una fuente de agua cercana a un suelo potencialmente expansivo.
- c) Que el contenido de agua del suelo se encuentre cercano al límite plástico del suelo.

2.1. Problemas asociados a suelos expansivos

Debido a los cambios de volumen que sufren los suelos expansivos, ya sea debajo o adyacente a cualquier tipo de cimentación, las estructuras pueden ser sometidas a diversos grados de daños. Dentro de los problemas más comunes asociados a suelos expansivos se encuentran (Kalantri, 2012):

1. Pandeo de pavimentos; este tipo de daños por lo general ocurren en las capas superiores de carreteras o autopistas. Este problema es causado por el potencial expansivo del sistema de subsuelo (subrasante, subbase y base). En la Figura 2-I se muestran las posibles deformaciones que puede sufrir un pavimento producto de la expansión del subsuelo.
2. Agrietamiento en losa de cimentación; este tipo de problemas son secuenciales y generalmente resultan en una deformación de tipo curva (Figura 2-II).
3. Movimiento diferencial y agrietamiento lateral y vertical en los muros de basamento y de la estructura (Figura 2-III).
4. Movimiento diferencial y agrietamiento en tuberías subterráneas; los suelos expansivos en muchas ocasiones pueden provocar que las tuberías subterráneas se rompan, especialmente cuando existe una fuente de agua cercana al suelo expansivo que rodea la tubería.
5. Agrietamiento en muros debido a presencia de suelo expansivo y filtraciones de agua.

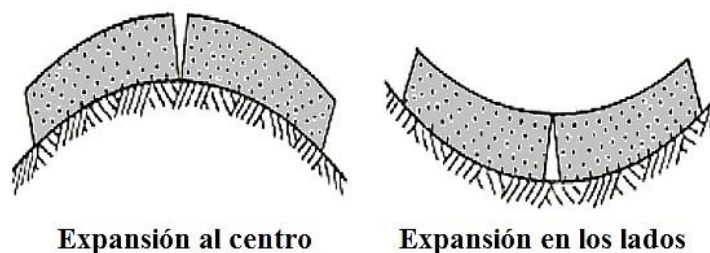


Figura 2-I. Posible pandeo de pavimentos (Kalantri, 2012).

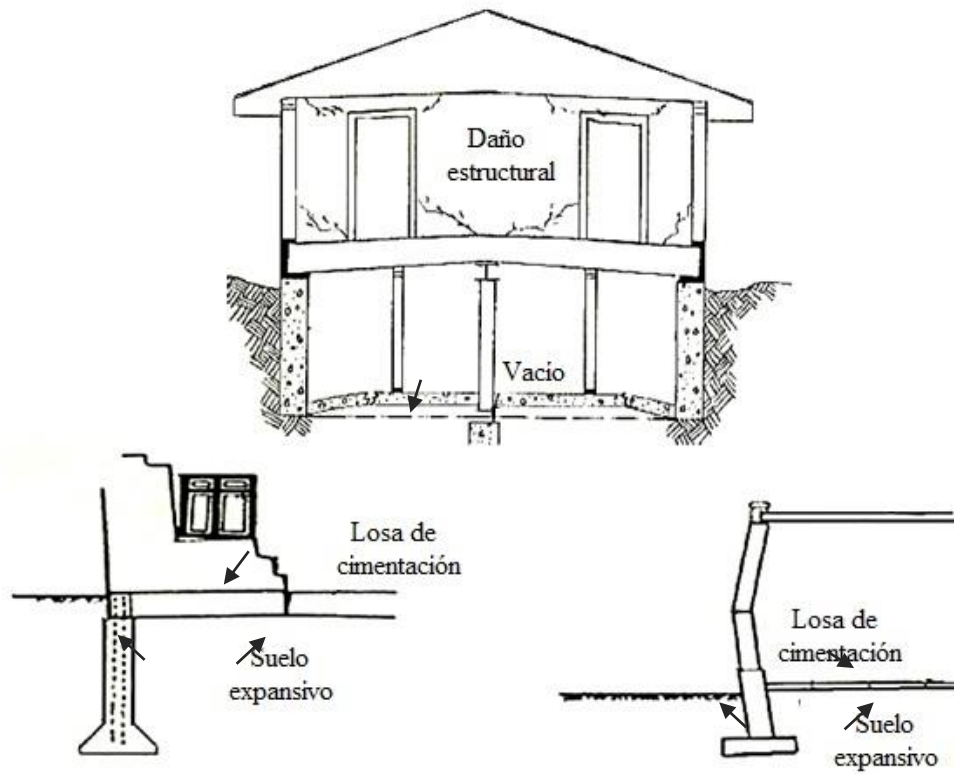


Figura 2-II. Posibles tipos de daños a estructuras ligeras (Kalantri, 2012).

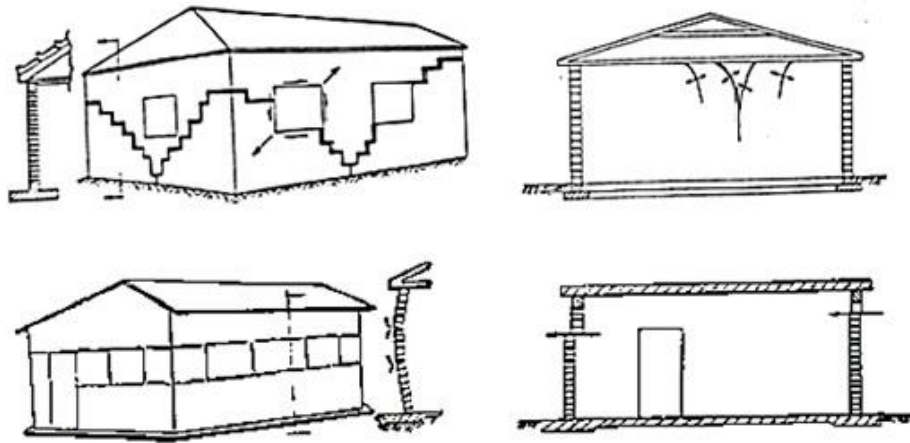


Figura 2-III. Distintos tipos de daños a muros provocados por el movimiento diferencial del terreno (Kalantri, 2012).

Boscardin and Cording (1989) proponen un sistema de clasificación y evaluación de daños, basado en la dificultad de reparación de los mismos, el cual se muestra en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Clasificación de daños estructurales.

Tipo de daño	Descripción del daño	Ancho de grieta (mm)
Despreciable	Grietas finas	<0.1
Muy leve	Grietas finas tratadas fácilmente durante la redecoración normal. Quizás ligera fractura aislada en la construcción. Grietas en el ladrillo exterior visibles mediante inspección cercana.	<1
Leve	Grietas fácilmente rellenables. Probablemente se requiera redecoración. Varios fracturas leves dentro del edificio. Grietas visibles en el exterior, puede ser necesario repintar. Puertas y ventanas pueden pegarse ligeramente.	<5
Moderado	Grietas que pueden requerir remiendo. Grietas recurrentes que pueden ser disimuladas mediante el revestimiento adecuado. Se puede requerir la sustitución de una pequeña cantidad del ladrillo exterior. Las puertas y ventanas chocan.	5 – 15 o varias grietas >3 mm
Severo	Reparación extensa que involucra la remoción y reemplazo de secciones del muro, especialmente en puertas y ventanas. Ventanas y marcos de puertas distorsionadas, notable inclinación de piso, cierta pérdida de capacidad de soporte en las vigas. Utilidad del servicio interrumpido.	15 – 25
Muy severo	Se requieren reparaciones mayores, posible reconstrucción parcial o completa. Vigas pierden capacidad de soporte, las paredes se inclinan demasiado y requieren de apuntalamiento. Ventanas rotas por distorsión. Peligro de inestabilidad estructural.	>25

Algunos investigadores creen que en una zona que va desde 1 m hasta los 20 m de profundidad, dependiendo de la localidad, el suelo se expande y se contrae; a esta zona generalmente se le conoce como zona activa o profundidad de la variación estacional en el

contenido de humedad. Así, es posible afirmar que, los daños a las estructuras son causados debido a los cambios volumétricos que se producen a través de la capa superior de suelo expansivo, generalmente conocida como zona activa o inestable (Kalantri, 2012).

Es necesario tomar en cuenta que no todas las partes de un edificio serán igualmente afectadas por el potencial expansivo del suelo. Bajo el centro de un edificio, donde el suelo está protegido del sol y la lluvia, los cambios de humedad son pequeños por lo que los movimientos del suelo son mínimos. Por debajo de las esquinas o paredes exteriores, los movimientos son mayores (Figura 2-IV). El daño a los edificios es mayor en las paredes exteriores debido a estos movimientos del suelo (Murthy, 2002).

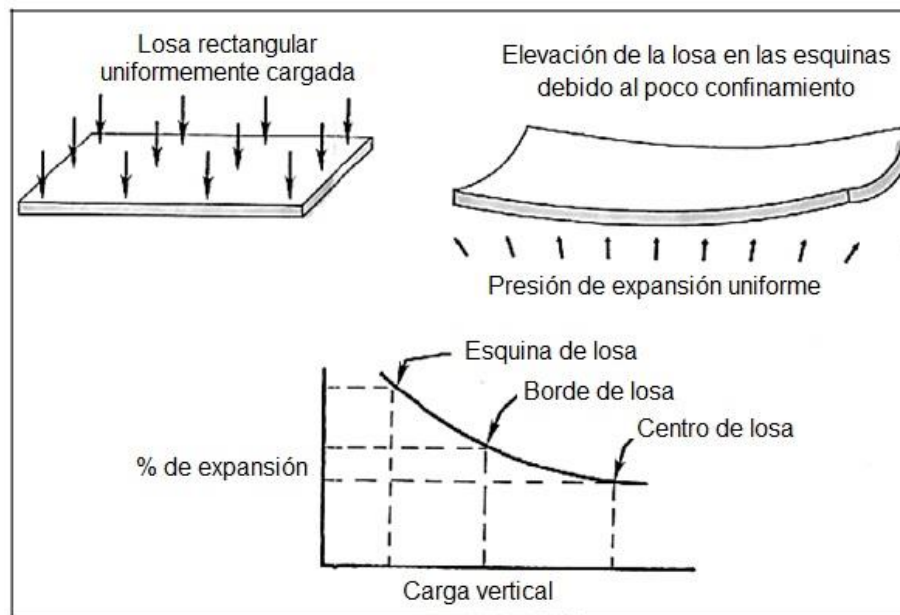


Figura 2-IV. Losa rectangular, uniformemente cargada, tenderá a levantarse en las esquinas porque hay menos confinamiento (Rogers et al., 2004).

Existen tres métodos generales para prevenir daños estructurales a nuevos edificios en zonas donde los suelos expansivos están presentes (Murthy, 2002):

1. Aislar la estructura del suelo expansivo.
2. Usar estructuras lo suficientemente rígidas para mantenerse en buen estado a pesar de la expansión del suelo.
3. Eliminar o reducir el potencial expansivo del suelo

Cada uno de los métodos mencionados puede describir una o varias técnicas, que se explican con más detalles en la siguiente sección.

2.2. Soluciones tradicionales al problema de suelos expansivos.

2.2.1. Aislamiento de la estructura.

Dentro de este tipo de técnica constructiva se encuentra el uso de cimentaciones profundas (pilas o pilotes colocados sobre un estrato estable a una profundidad generalmente > 3 m) y una losa de piso suspendida, situando un vacío entre el terreno y la estructura con el objetivo de que ésta sea independiente del movimiento del suelo y no sufra daños (Figura 2-V). Los pilotes puede ser de concreto reforzado, de acero, hincados, excavados o helicoidales y su objetivo es transferir las cargas al estrato estable (Jones and Jefferson, 2012; Kalantri, 2012).

La cimentación con pilotes es la solución más segura y es recomendable utilizarla en lugares donde ocurran expansiones importantes. Se emplea principalmente en edificios de varios niveles o estructuras elevadas en donde el alto costo es absorbido por la magnitud de la obra, y se compensa ampliamente por la seguridad proporcionada (López-Lara and Romero-Zepeda, 2006).

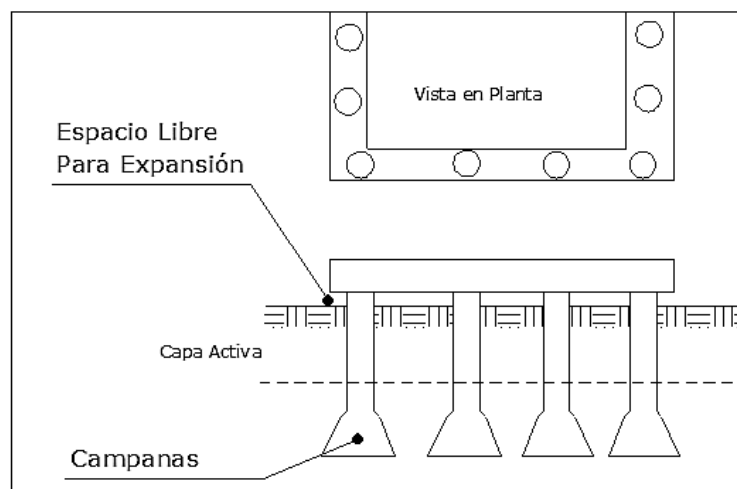


Figura 2-V. Cimentación mediante pilotes (López-Lara and Romero-Zepeda, 2006).

Otra técnica que busca aislar a la estructura del terreno es la losa nervada, propuesta originalmente por la Asociación de Cemento de Portland de California. Consiste en construir un sistema de piso “elevado” a partir de la losa nervada, cuyos nervios apoyan sobre el

suelo expansivo (Figura 2-VI). Los huecos proveen el medio de alivio para la presión de expansión, por lo que el espaciamiento entre nervios y el espesor de la losa dependen del potencial expansivo de los suelos superficiales y de la carga aplicada previsible. Entre sus desventajas, está el hecho que no siempre es posible ejercer la presión suficiente sobre los nervios como para contrarrestar la expansión (Patrone and Prefumo, 2002).

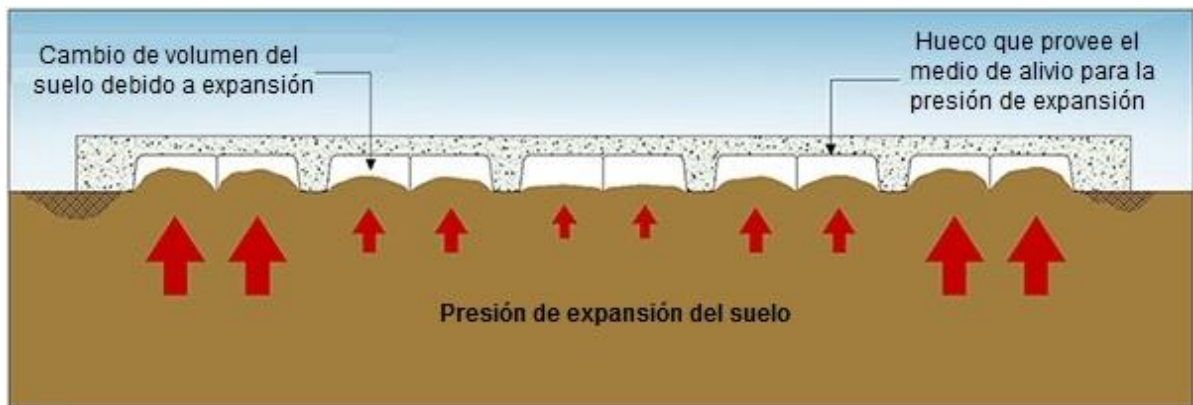


Figura 2-VI. Cimentación mediante losa nervada (Wafflemat, 2005).

Finalmente, se encuentra el sistema de piso con cavidades, variante de la cimentación mediante losa nervada, que consiste en aligerar la sección mediante una serie de tubos plásticos (media caña) que se ubican sobre el suelo y el espacio entre ellos se rellena con arena o a veces con hormigón sin armar. Se considera que cuando la arcilla se hincha, se expande en los espacios huecos dentro de los tubos y así, se reduce la presión de expansión.

2.2.2. Uso de estructuras rígidas

Las cimentaciones superficiales son aquellos que se encuentran cerca de la superficie; generalmente donde la profundidad de desplante es menos que el ancho del cimiento y menos a 3 m (UWE, 2000). Dentro de las cimentaciones superficiales se encuentran:

- Zapatas aisladas
- Zapatas corridas
- Losas

Las zapatas aisladas no son comúnmente utilizadas sobre suelos expansivos, ya que su uso debe restringirse a suelos que tengan menos del 1% de potencial expansivo y presiones de expansión muy bajas, pueden usarse donde las capas superiores de suelos expansivos sean delgadas y además sea posible alcanzar un estrato estable de suelo no expansivo, en el cual, se puedan colocar las zapatas. Son recomendables cuando el suelo tiene una buena capacidad de carga (Pérez-Rea and Horta-Rangel, 2004).

El empleo de zapatas corridas debe limitarse a suelos con potencial de expansión menor a 1% y una presión de expansión menor a 15 ton/m². Para asegurarse de que se ejerce sobre el suelo una presión de carga muerta de cuando menos 5 ton/m², es necesario el empleo de zapatas tan angostas como sea posible (Pérez-Rea and Horta-Rangel, 2004).

Las losas de cimentación se utilizan para distribuir la carga de una estructura sobre un área grande, normalmente la totalidad del área de la estructura. Normalmente consiste en una losa de concreto reforzada, o con vigas incorporadas en la base, que se extiende bajo toda la zona de carga. Tiene la ventaja de reducir los asentamientos diferenciales, ya que la losa de concreto resiste los movimientos diferenciales entre las posiciones de carga. Son recomendadas en zonas de suelos blandos o sueltos con baja capacidad de carga, debido a que pueden propagar las cargas sobre un área mayor (UWE, 2000).

Las losas de concreto reforzadas con contratraveses entrecruzadas en la parte inferior, han sido exitosamente utilizadas como cimentaciones sobre suelos expansivos de estructuras relativamente pesadas. El diseño de losas de cimentación rígidas sobre suelos expansivos, se basa en el modelo de interacción suelo – estructura. Teóricamente, la losa y la expansión del suelo se modelan como una superficie cargada o una viga que descansa sobre una cimentación elástica; para lo anterior, es necesaria la determinación del momento flector, la fuerza cortante y la deflexión, debidos a las cargas de la estructura y a los patrones de expansión del suelo. Los parámetros del suelo incluyen la cantidad de expansión libre del terreno, la flecha máxima de expansión y el módulo del suelo (Pérez-Rea and Horta-Rangel, 2004).

2.2.3. Reducción del potencial expansivo del suelo.

Cuando el suelo debajo de la estructura no es adecuado para la construcción, es recomendable enfocarse en mejorar las propiedades del suelo de cimentación, de tal manera que cumpla con los requerimientos necesarios. La selección de una técnica de mejoramiento del suelo para un determinado proyecto se basa principalmente en el tipo de suelo y en parte, en la profundidad de la capa problemática, grado de saturación, nivel de aguas freáticas y permeabilidad (Anand et al., 2009).

Esencialmente, los tratamientos de suelos expansivos se pueden agrupar en dos categorías (Jones and Jefferson, 2012):

1. Estabilización de suelos – remoción / remplazo; remoldeo y compactación; prehumedecimiento; y estabilización química.
2. Métodos de control de humedad – Barreras horizontales (membranas, asfalto y barreras rígidas) y barreras verticales.

Un método particular a veces no es suficiente; en dado caso, será necesario combinar varios procedimientos, y la experiencia en construcciones locales debe siempre ser considerada.

2.2.3.1. Estabilización de Suelos

Remoción y sustitución: Cuando se presentan suelos moderadamente expansivos y poco profundos se sugiere retirarlos y remplazarlos por suelos menos expansivos y compactados adecuadamente (Das, 1999). En ocasiones y con profundidades activas mayores, la sustitución es parcial, eliminando así la capa superior que es la más activa y además, las irregularidades que pueden producirse, en la superficie del terreno expansivo que queda, se dispersan a través del “colchón” de material estable y producen momentos menores en las estructuras suprayacentes (López-Lara and Romero-Zepeda, 2006). El nuevo material que sea colocado no debe causar problemas al material del sitio, por ejemplo, el uso de material granular fomenta la recolección de agua en la capa superior del estrato inferior. El material de relleno, especialmente el suelo remoldeado en sitio, deberá ser colocado y compactado con especial cuidado en el control de su humedad y densidad (Ardani, 1992). Como alternativa Hauck (1959) propone mezclar el suelo expansivo con

suelo estable (no cohesivo), lo que generará que el suelo resultante sea menos problemático a un menor costo y con un resultado que probablemente sea aceptable.

Remoldeo y compactación: Uno de los métodos más prácticos y económicos para controlar la expansión del suelo es a través del control de compactación. El objetivo principal de la compactación, es lograr mayor resistencia, menor compresibilidad y baja permeabilidad; consiste en remoldear el suelo (romper la estructura) hasta cierta profundidad y volverlo a colocar compactado aun a mayor humedad que la original con un peso volumétrico menor que el que tenía en estado natural (López-Lara and Romero-Zepeda, 2006). Cuando un suelo es compactado a un menor peso volumétrico en el lado mayor del contenido óptimo de agua, posiblemente 3 – 4% arriba del contenido óptimo de agua, el potencial expansivo de ese suelo decrece (Gromko, 1974). La compactación de campo de los suelos de grano fino por lo general implica diferentes equipos con energías de compactación que varían significativamente. Si bien puede haber aspectos beneficiarios de la compactación, los suelos de grano fino compactados también pueden presentar expansión tras la imbibición de agua cuando entran en contacto y se puede dar un efecto no deseado de las propiedades ingenieriles de éste (Sridharan and Gurtug, 2004).

Prehumedecimiento: Un procedimiento para incrementar el contenido de agua del suelo es mediante embalse, con lo que se logra la mayor parte del levantamiento antes de la construcción. Este método ha tenido éxito en pocos casos, debido a que se puede demorar muchos meses e incluso años para incrementar el contenido de agua hasta la profundidad requerida, a menos que la arcilla contenga un sistema de fisuras para ayudar a la percolación del agua a través del suelo (Gromko, 1974). La técnica de prehumedecimiento de suelos expansivos puede ser adecuada para pequeñas viviendas. La capa superior de suelo humedecido debe ser mezclada con cal y compactada para reducir la plasticidad del suelo e incrementar su capacidad de carga (Kalantri, 2012).

Estabilización química: Es el uso de compuestos que combinados junto con el suelo sirven para inhibir en parte su capacidad de cambio volumétrico (López-Lara and Romero-Zepeda, 2006). La estabilización química de suelos expansivos usando distintos tipos de aditivos como la cal, ceniza volante y cemento han mostrado que pueden reducir la expansión significativamente; sin embargo, la estabilización por medio de cal ha sido más

utilizada que otras sustancias químicas para la estabilización de suelos expansivos o arcillas. Mezclar de 4 – 8% de cal con arcillas plásticas provoca que el índice de plasticidad de la capa superior de suelo se reduzca y así mismo, se incremente la capacidad de carga (Kalantri, 2012).

2.2.3.2. Métodos de control de humedad.

El control de la humedad en el suelo es considerado uno de los métodos más efectivos de control del potencial expansivo del suelo. La mayoría de los métodos de control de humedad son aplicados alrededor del perímetro de las estructuras para minimizar el humedecimiento y secado en los bordes de la cimentación de la estructura (Kalantri, 2012).

Barreras horizontales: Consiste en aislar el terreno de pérdidas o aumentos de humedad mediante la construcción de banquetas, pavimentos y drenaje (López-Lara and Zepeda-Garrido, 2004). Las barreras de humedad, tanto mediante banquetas como con base de membranas impermeables colocadas alrededor del perímetro de las estructuras, han logrado mitigar los levantamientos diferenciales. En cuanto a las banquetas, es importante colocarlas del ancho de una vez y media la profundidad de la capa activa del terreno. Por otra parte, una buena solución aunque costosa, es la lámina de polietileno, arena y losas prefabricadas de concreto, en donde una precaución necesaria es darles pendiente hacia fuera que aun con movimientos previsibles, nunca conduzcan el agua hacia la fachada. Es importante mencionar que la correcta pavimentación de las calles con buenas cunetas o alcantarillado disminuye mucho la posibilidad de daños (López-Lara and Romero-Zepeda, 2006).

Barreras verticales: El efecto a largo plazo del levantamiento diferencial se reduce controlando la variación del agua en el suelo. Esto se logra proporcionando barreras verticales para agua aproximadamente con 1.5 m de profundidad alrededor del perímetro de la losa. Estas barreras para agua se construyen en zanjas llenas con grava, concreto delgado o membranas impermeables (Das, 1999).

2.2.4. Comparación entre métodos

En la Tabla 2.2 se muestra un comparativo entre los métodos más utilizados en la actualidad, así como sus ventajas y desventajas (Nelson and Miller, 1992).

Tabla 2.2. Tabla comparativa de soluciones tradicionales al problema de suelos expansivos.

Método	Características	Ventajas	Desventajas
Cimentación mediante pilotes	Se aísla la estructura del movimiento de expansión y se contrarresta el levantamiento al anclarse al estrato estable.	Puede ser utilizado en una amplia gama de suelos. Seguro para suelos con alto potencial expansivo.	Procesos de diseño y construcción relativamente complejos. Costo elevado.
Estructuras rígidas	Provee una cimentación rígida para proteger a la estructura de asentamientos diferenciales.	Seguro para suelos con un potencial de expansión moderado. No se requiere equipo especial para la construcción.	Solo funciona para construcciones sencillas. Requiere un control de calidad máximo.
Remoción y sustitución	El suelo expansivo es removido y sustituido por suelo no expansivo. La profundidad depende del peso requerido para prevenir y mitigar movimientos diferenciales.	El relleno no expansivo puede lograr un incremento en la capacidad de carga. Simple y fácil de realizar. Comúnmente más rápido que las alternativas.	Preferible usar relleno impermeable para evitar el ingreso de agua, lo cual resultaría más costoso. La profundidad requerida puede resultar impráctica. La falla puede ocurrir durante la construcción debido al ingreso de agua.
Remoldeo y compactación	Menor expansión observada para la compactación de suelos a bajas densidades arriba del contenido óptimo de agua que aquellas a altas densidades por debajo del contenido óptimo de agua.	Utiliza la arcilla del sitio, eliminando costos de transporte de material de relleno. Puede lograr un relleno relativamente impermeable, minimizando el ingreso de agua. El potencial de expansión se reduce	Compactación a baja densidad puede ser perjudicial para la capacidad de carga. Puede no ser efectivo para suelos con alto potencial de expansión. Requiere total control de calidad.

		sin introducir exceso de agua.	
Prehumedecimiento	El contenido de agua incrementa para fomentar la expansión antes de la construcción. Drenos verticales pueden ser utilizados para acelerar la infiltración de agua en el suelo.	Ha sido utilizado con éxito donde suelos expansivos tienen suficientemente alta permeabilidad y permiten un ingreso relativamente rápido del agua.	Puede requerir muchos años para lograr el adecuado humedecimiento. Perdidas de fuerza y fallas pueden ocurrir. Ingreso limitado a una profundidad menor a la zona activa. La redistribución de agua puede ocurrir, causando expansión después de la construcción.
Estabilización química	Cal y cementos comúnmente usados. Sales, ceniza volante y compuestos orgánicos utilizados con menor frecuencia. La cal es generalmente la mejor cuando se trata de arcillas con alta plasticidad.	Todos los suelos de grano fino pueden ser tratados mediante estabilizadores químicos. Es efectivo para la reducción de plasticidad y potencial expansivo del suelo.	La química del suelo puede ser perjudicial para el tratamiento químico. Debe tenerse especial cuidado en cuanto a salud y seguridad cuando se usan estabilizadores químicos, ya que conllevan riesgos potenciales. Puede producirse riesgo ambiental.

3. ANTECEDENTES

Se han realizado un gran número de investigaciones para encontrar formas y medios para combatir el potencial de hinchamiento de suelos expansivos en lo que se refiere a daños estructurales (Kalantri, 2012).

En el año 2001 se llevó a cabo un estudio en el que se examinó el efecto de la temperatura en tres distintos tipos de arcilla del norte de Jordania. Se utilizaron tres suelos con diversos contenidos de arcilla, cuyas propiedades físicas, incluyendo distribución de tamaño de partícula, límites de Atterberg, peso volumétrico seco máximo ($\gamma_{d \text{ max}}$) y contenido óptimo de agua (w_{op}), se muestran en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Clasificación y propiedades físicas del suelo de estudio.

	Suelo 1	Suelo 2	Suelo 3
<i>Límites de Atterberg</i>			
Límite líquido LL (%)	69	58	46
Límite plástico LP (%)	31	37	26
Índice de plasticidad PI (%)	38	21	20
$\gamma_{d \text{ max}}$ (kN/m ³)	13.1	14.3	15.2
w_{op} (%)	36	29	24
<i>Distribución de tamaño de partícula</i>			
Arenas (2 mm-75 μ m) (%)	6	8	21
Limos (75 μ m-2 μ m) (%)	16	26	28
Arcillas (<2 μ m) (%)	78	61	39
Clasificación SUCS	CH	MH	CL

Abu-Zreig et al. (2001) calentaron en un horno las muestras de suelo recolectadas, sometiéndolas a cuatro temperaturas distintas (100, 200, 300 y 400°C) para después permitir que se enfriaran y analizarlas. El efecto del tratamiento térmico sobre los límites líquido y plástico se muestra en la Figura 3-I (a) y (b) respectivamente. Los límites líquido y plástico decrecen con el incremento de la temperatura utilizada en el tratamiento, hasta que, en el caso del límite plástico, finalmente se alcanza el valor de cero a los 400°C.

En la Figura 3-II se muestra el efecto del tratamiento sobre la presión de expansión de los tres distintos suelos.

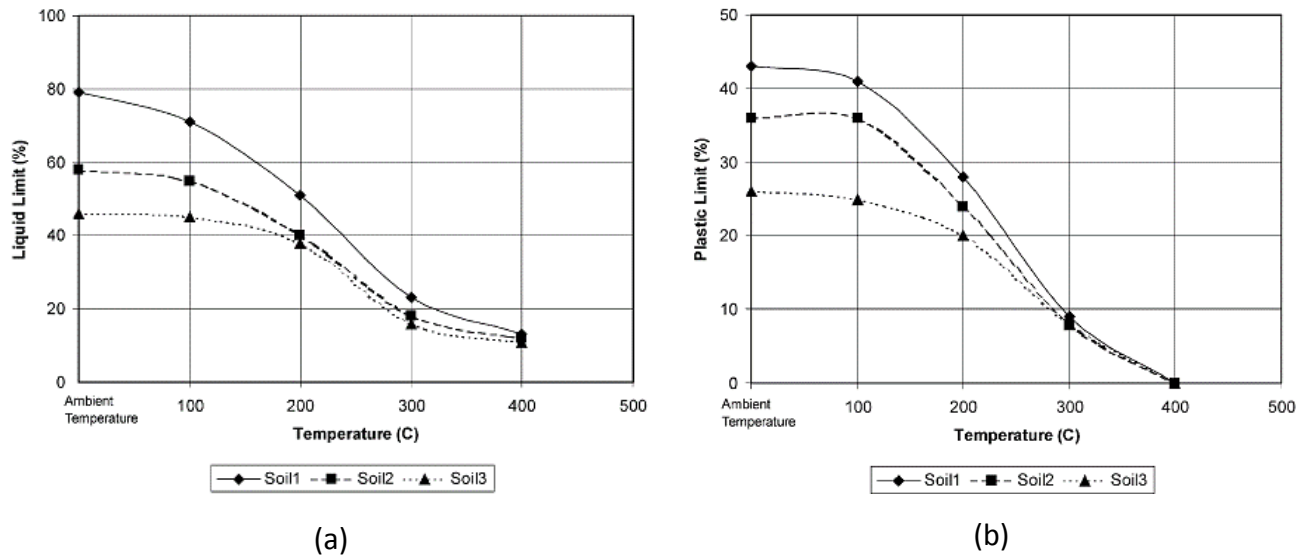


Figura 3-I. Efecto del tratamiento térmico en el (a) límite líquido y (b) límite plástico

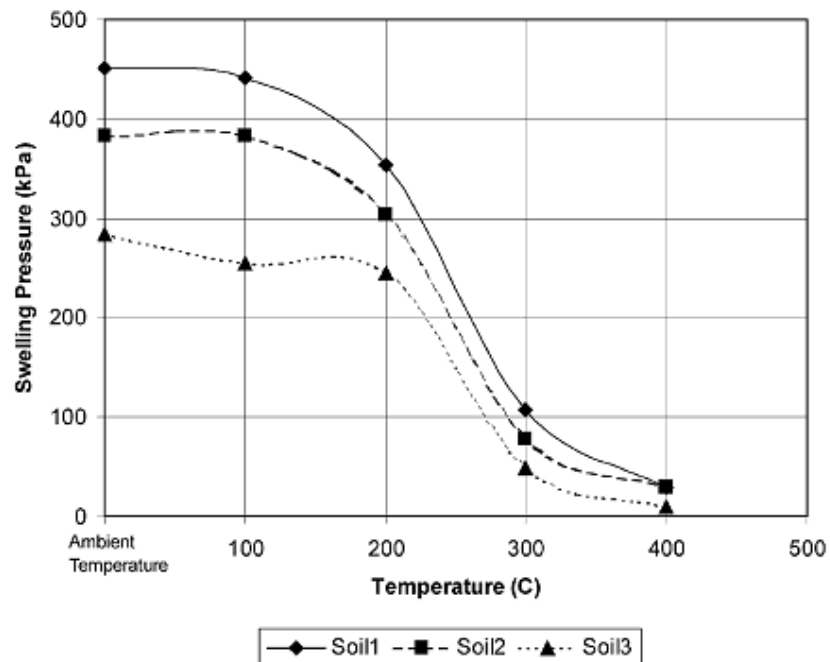


Figura 3-II. Efecto del tratamiento térmico en la presión de expansión del suelo.

La presión de expansión se reduce en todos los casos al tratar el suelo con temperaturas mayores a 100°C, lográndose un decremento promedio del 92% utilizando 400°C. Sin embargo, someter el suelo a altas temperaturas genera un decremento dramático en la resistencia a la compresión simple, como se muestra en la Figura 3-III. A mayores valores de temperatura, la resistencia a la compresión simple del suelo decrece, hasta alcanzar un valor de cero a 400°C.

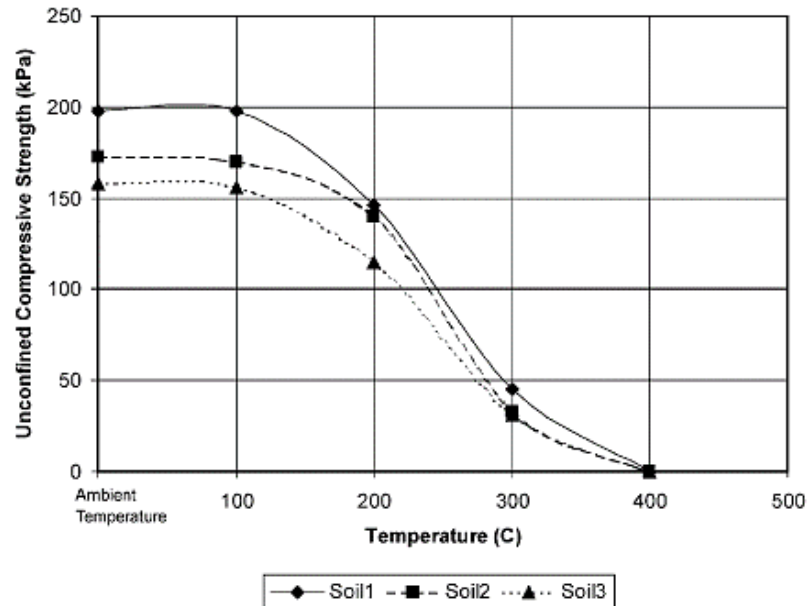


Figura 3-III. Efecto del tratamiento térmico en la resistencia a la compresión simple del suelo.

Este estudio reveló que someter el suelo a altas temperaturas tiene un efecto significativo en sus propiedades físicas y, aunque se logró un decremento en la presión de expansión de 80%, 65% y 94%, la resistencia a la compresión simple fue completamente eliminada para todos los suelos tratados a 400°C.

En 2009 (Viswanadham et al.) se presenta en India un estudio de laboratorio realizado en suelo expansivo reforzado mediante geofibras, estudiando la efectividad de esta técnica para la mitigación de expansión. Se realizaron pruebas de expansión en odómetro en especímenes de suelo expansivo y en especímenes de suelo reforzado con fibras flexibles de polipropileno. La Figura 3-IV y Figura 3-V muestran la variación de la expansión en el tiempo para las muestras no reforzadas en comparación con las muestras reforzadas con contenidos de fibras de 0.25% y 0.50% y distintas relaciones l/b de 15, 30 y 45. La expansión final en el caso de la muestra sin refuerzo resultó de 1.35 mm. En las muestras reforzadas con fibras de polipropileno, la expansión presentó un decremento en todos los casos, lo que indica que la técnica es efectiva en el control de expansión. A su vez, las muestras reforzadas con geofibras presentaron una mayor reducción de expansión en relaciones l/b menores (15 y 30), alcanzando un decremento máximo de expansión de 63% para 0.25% de contenido de fibra y de 70% para un contenido de fibra de 0.5%. También, se logró un decremento en la presión de expansión del 19%.

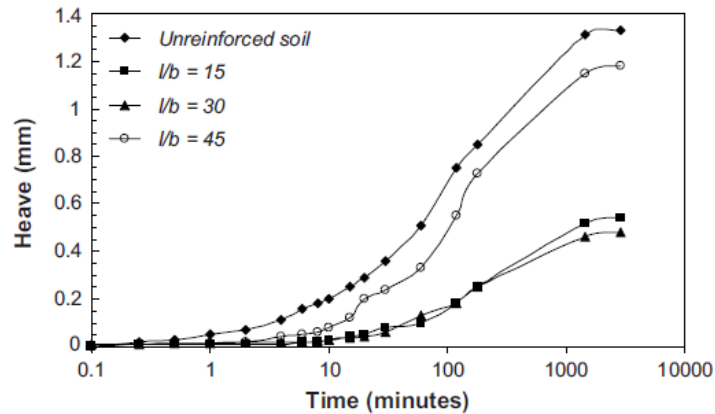


Figura 3-IV. Variación de la expansión en el tiempo para un contenido de fibra de 0.25%.

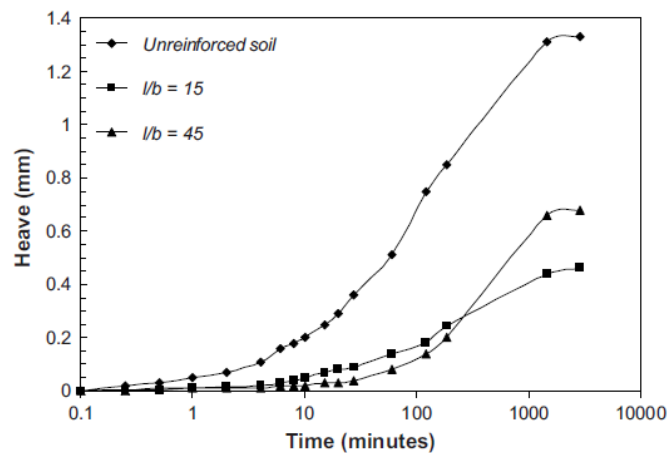


Figura 3-V. Variación de expansión en el tiempo para un contenido de fibra de 0.5%.

Continuando con la búsqueda de una solución viable, en México, López-Lara et al. (2010) utilizaron un poliuretano comúnmente usado para sellado de grietas en la construcción para estabilizar suelos expansivos mediante la modificación de sus propiedades físico-químicas; mezclaron el polímero con el suelo expansivo en proporciones de 4%, 6%, 8% y 10% para crear especímenes de prueba y después les realizaron estudios de propiedades índice, compactación, resistencia al esfuerzo cortante, expansión y consolidación para determinar la efectividad del polímero en la disminución del cambio volumétrico. El suelo natural presentó un límite líquido promedio de 89.7%, mientras que en el suelo tratado se logró una considerable reducción, obteniendo valores de entre 45% y 49% para las distintas proporciones de polímero utilizadas. En cuanto a las pruebas de expansión, mostraron que la mezcla suelo – polímero sólo reduce la expansión en un 40% respecto a la del suelo natural.

En España, en 2011, se llevó a cabo un estudio experimental con una arcilla expansiva que se sometió a un tratamiento mediante la adición de subproductos y material de desecho de origen industrial para reducir su capacidad de expansión. El suelo analizado presentó un límite plástico de 24.9%, un límite líquido de 43.5% y una resistencia a la compresión simple de 0.339 MPa. Se estableció su expansión libre mediante prueba en odómetro, resultando de 4.65%. Los aditivos utilizados en el experimento fueron de dos tipos: el primero, aditivos comerciales, entre ellos la cal; el segundo, subproductos y materiales de desecho de origen industrial, ricos en Ca, Mg, Si y óxidos Al, lo cual los hace recomendables para ser utilizados como estabilizadores. Los estabilizadores utilizados de este tipo fueron óxido de magnesio (obtenido de un subproducto llamado PC-7), cenizas volantes de cascara de arroz (RHFA), cenizas volantes provenientes de paja de cereales (CFA), ceniza volante de acero (SFA) y yeso(NG). Se mezclaron muestras de suelo seco con la cantidad establecida de aditivo en polvo en una mezcladora industrial y se adiciono gradualmente la cantidad de agua necesaria para lograr el contenido de humedad óptimo calculado para cada combinación. Después, las muestras fueron remoldeadas y sometidas a pruebas de expansión libre en odómetro.

Los porcentajes utilizados de cal fueron establecidos mediante manuales y recomendación de expertos en el tema. Para el PC-7 se utilizaron los mismos porcentajes con el fin de comparar el efecto del magnesio con el del calcio. En la Figura 3-VI se muestra los resultados de los ensayos de expansión para cada combinación probada. Como se puede observar, la adición del 2% de cal no fue suficiente para producir una reducción apreciable en la expansividad del suelo; esto mejora considerablemente al aumentar la dosis a 4%, con valores de expansión de 3.50 y 1.30% respectivamente. Para los mismos porcentajes de PC-7 se muestran mejores resultados, con una expansión libre de 2.75% para la dosis de 2%, aunque en el caso de la dosis de 4% la expansión libre fue de 1.45%, mayor que para el caso de la cal. La mezcla de 2% de cal y 1% de PC-7 mostro el mejor resultado, logrando reducir la expansión libre a 0.6%, una reducción del 86% respecto a la expansión inicial.

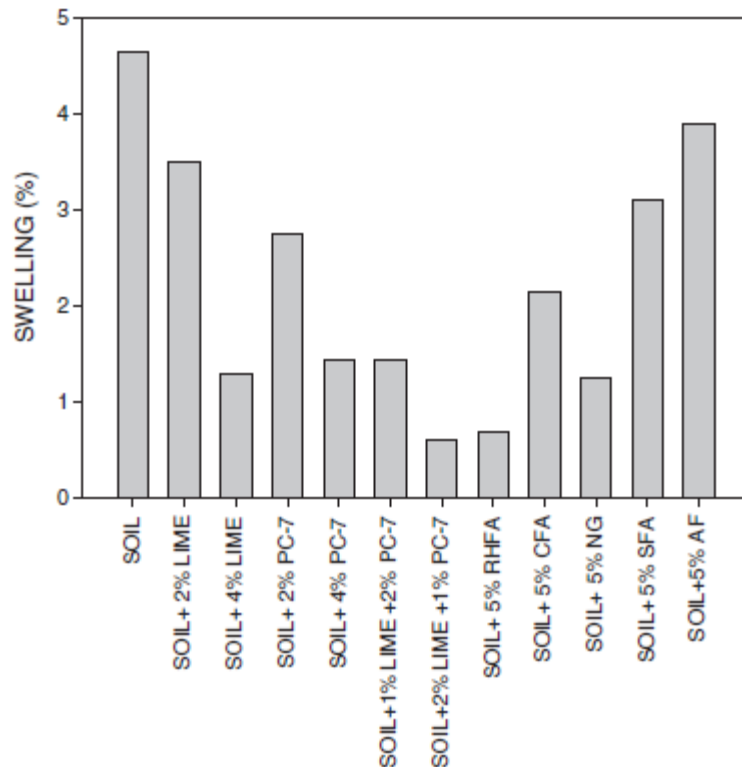


Figura 3-VI. Resultados de expansión libre obtenidos para las diferentes combinaciones suelo-aditivo utilizadas.

El experimento mostró que utilizar diversos aditivos para tratamientos específicos de suelo puede ser muy eficaz, ya que el potencial de expansión de varios suelos arcillosos fue mejorado mediante el uso de los aditivos no convencionales utilizados en esta prueba, logrando reducirlo en hasta un 86% mediante la combinación de 2% de cal y 1% de óxido de magnesio, por lo que Seco et al. (2011), sugieren que el uso de estos aditivos, ya sea solos o combinándolos, puede mejorar de manera importante las características expansivas del suelo.

En Algeria, se llevó a cabo un programa experimental buscando entender los mecanismos físicos de estabilización de un suelo expansivo mediante la adición de material inerte (arena) en distintas formas: mezclándola e intercalándola en capas. El estudio se enfoca principalmente en el efecto del tamaño de los granos de arena y la forma de adición y, en segundo lugar de la interacción que se produce entre la expansión del suelo y la modificación. Un programa experimental se llevó a cabo con tres conjuntos de pruebas de expansión libre utilizando en cada serie una fracción granulométrica de la arena elegida.

Para las tres series, se eligió el mismo peso volumétrico seco de 1.5 g/cm³ y contenido de agua igual al contenido óptimo de agua (26%). Se determinó el porcentaje de expansión para la arcilla sin tratar y tratada con distintos porcentajes de arena (10%, 20%, 30%, 40%, 50%, 60% y 70%).

En la Figura 3-VII y Figura 3-VIII se muestra que el potencial y presión de expansión decrece con el incremento del porcentaje de arena añadida.

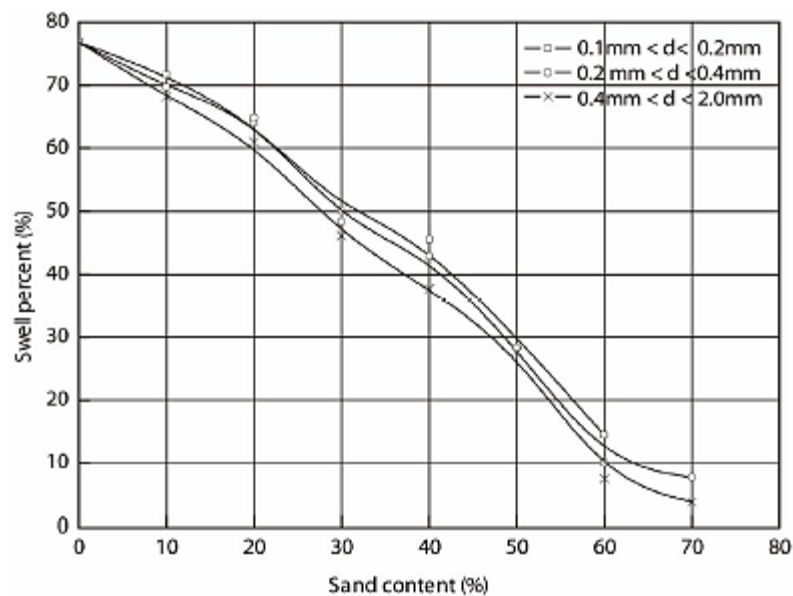


Figura 3-VII. Variación del porcentaje de expansión según el porcentaje de arena añadido.

Los resultados mostrados pueden ser interpretados por el hecho de que el contenido de arcilla disminuye mediante la adición de mezclas de arena, que normalmente es un material inerte. De hecho un mayor contenido de arena en la mezcla disminuye la amplitud y la presión de expansión. Sin embargo, es importante destacar que gran parte de esta expansión es absorbida por los vacíos existentes entre los granos de arena. Cuando la fracción de arena es más gruesa, estos vacíos se hacen más grandes y resulta en una mayor disminución de la amplitud de expansión. Por consiguiente, hay una reducción del potencial y la presión de expansión desarrollada por la expansión del suelo (Louafi and Ramdane, 2012).

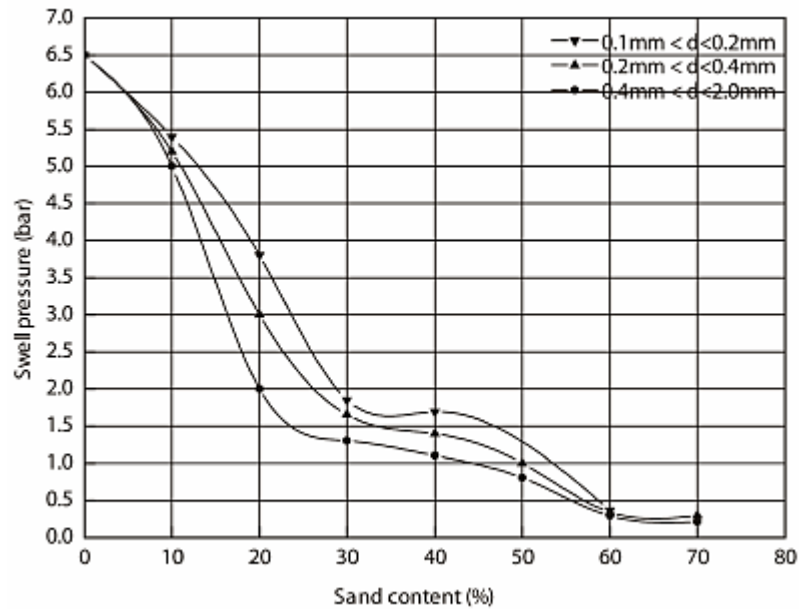


Figura 3-VIII. Variación de la presión de expansión según el porcentaje de arena añadido.

Finalmente, López-Lara et al. (2014), basándose en el mismo principio de que la expansión puede ser absorbida mediante vacíos existentes en la masa de suelo, presentan una propuesta de mitigación de expansión mediante perforaciones en la masa de suelo cuyas dimensiones son calculadas en función del volumen que requerirá ser absorbido, permitiendo así, una expansión en dirección horizontal y no de forma vertical como generalmente sucede (Figura 3-IX).

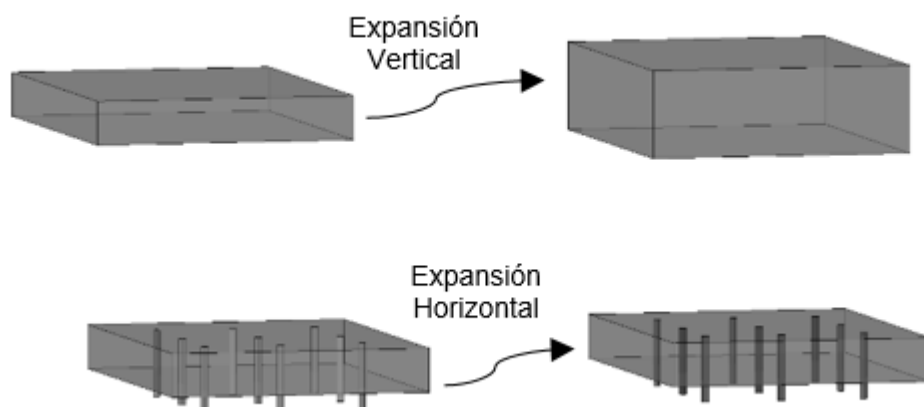


Figura 3-IX. Propuesta presentada por López-Lara et al., en 2014.

Para analizar la efectividad del método propuesto se realizaron pruebas de expansión en especímenes con diversas cantidades de perforaciones. Los resultados obtenidos de las pruebas sobre los especímenes tratados con el método se presentan en la Figura 3-X; en la cual se puede identificar como se va abatiendo la expansión en relación al volumen (%) que ha sido retirado.

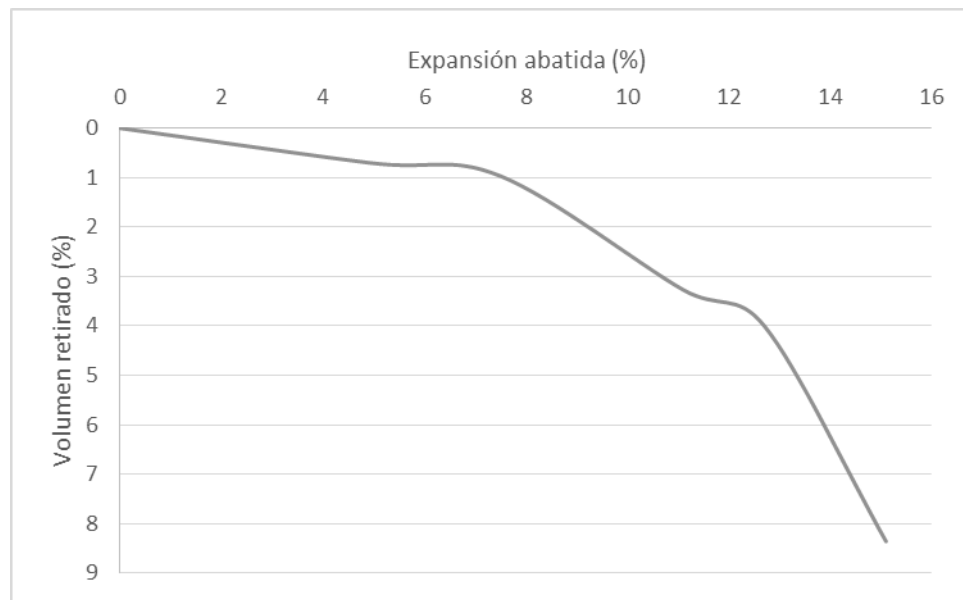


Figura 3-X. Variación del porcentaje de expansión en relación al porcentaje de volumen extraído.

De lo anterior, López-Lara et al. (2014) establecen que la relación que existe entre la expansión del suelo con el volumen extraído dentro de éste no es lineal, es decir, el volumen hueco que se deja en estructuras colocadas sobre suelos expansivos para, en teoría, generar el espacio requerido por el incremento de volumen cuando se expande, resulta ser mucho mayor respecto al que pudiera colocarse dentro del mismo suelo.

4. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

4.1. Suelo Expansivo

El suelo expansivo, es aquel que tiende a sufrir cambios volumétricos provocados por cambios de humedad. Los minerales constituyentes de las arcillas son de diferentes tipos y por lo tanto exhiben diferente desempeño del potencial de expansión porque la variación en el campo eléctrico asociado a cada mineral es diferente. Por lo tanto, la capacidad de expansión de una masa entera de suelo recae esencialmente en la cantidad y tipo de minerales que componen al suelo, en la disposición y área específica de la superficie de las partículas, y la química del agua del suelo que rodean a dichas partículas. Los principales minerales de las arcillas son las caolinitas, montmorilonitas, e illitas, siendo las montmorilonitas las que presentan los mayores problemas de expansión. En la Tabla 4.1 se muestran las características más importantes de los principales minerales de arcillas (Méndez-Salas and Pineda-Nuñez, 2012).

Tabla 4.1. Características de algunos minerales de arcillas.

Grupo Mineral	Espaciamiento Basal (Å)	Características de Partícula	Fuerzas Interparticulares	Área Específica (m ² /g)	Límites de Atterberg			Actividad	
					Li %	Lp %	SL %	Ip/ %	%arcillas
Caolinitas	14.4	Gruesa, rígida, cara de 6 lados 0.1 a 4 x 0.05 a 2 µm	Fuertes enlaces de hidrógeno	10-20	30-100	25-40	25-29		0.38
Illitas	10	Delgada, placas apiladas 0.003 a 0.1 x 1.0 a 10 µm	Fuertes enlaces de potasio	65-100	60-120	35-60	15-17		0.9
Montmorilonitas	9.6	Delgada, escamosa >10Åx1.0 a 10 µm	Fuerzas Van der Waals débiles	700-840	100-900	50-100	8.5-15		7.2

Las montmorilonitas, están formadas por una lámina alumínica entre dos silícicas cuyos enlaces son débiles, pudiendo así, presentarse la penetración de las moléculas del agua en su estructura reticular, debido, sobre todo a la naturaleza bipolar de dichas moléculas. En estas condiciones los cristales arcillosos se hinchan (Romero-Zepeda, 2006).

Las arcillas expansivas, también conocidas como vertisoles, se caracterizan por rasgos morfológicos únicos y amplios cambios en el volumen de los minerales de arcilla (Ito and Azam, 2013), son suelos de climas semiáridos a subhúmedos y de tipo mediterráneo, con marcada estacionalidad de sequía y lluvias y se caracterizan por su alto contenido de

arcillas que se expanden con la humedad y se contraen con la sequía, lo que les puede ocasionar grietas en esta última temporada (Hurtado-Maldonado et al., 2004).

Una pronta identificación de los suelos expansivos es indispensable durante los pasos preliminares de un proyecto de ingeniería, ya que, la expansión en cualquier tipo de suelo se puede presentar por alivio de esfuerzos, como el que provoca una excavación, y puede generar grandes daños en las estructuras, por lo que este fenómeno debe ser tomado en consideración para desarrollar un procedimiento constructivo que se encargue de solucionar o evitar, en lo posible, las expansiones (Hurtado-Maldonado et al., 2004).

4.2. Reconocimiento y clasificación de arcillas expansivas

Las arcillas expansivas se caracterizan a menudo por su alto límite líquido y un alto índice de plasticidad como consecuencia de un alto contenido de minerales activos. Chen (1975) menciona que mediante métodos indirectos se pueden identificar suelos potencialmente expansivos, haciendo de estos, herramientas valiosas en la evaluación de las propiedades expansivas del suelo.

Estas pruebas son fáciles de realizar y deben ser incluidas como estudios de rutina en la investigación del sitio de construcción en áreas con probabilidad de suelo expansivo. Entre estas pruebas se incluyen:

- Límites de Atterberg.
- Prueba de contracción lineal.
- Prueba de libre expansión.
- Contenido de coloides.

El uso de los límites de Atterberg para predecir el potencial de expansión es el método más popular. Chen propone que la relación entre el potencial de expansión de las arcillas y su índice de plasticidad es como se muestra en la Tabla 4.2.

Ranganatham & Satyanarayana (1965) utilizan el índice de contracción para propósitos de clasificar el potencial de expansión del suelo, definiendo este índice como

la diferencia entre el límite líquido y el límite de contracción. El criterio mencionado se muestra en la Tabla 4.3.

Raman (1967) sugiere tomar como guía para determinar el potencial expansivo del suelo el índice de contracción y el índice plástico, utilizando estos parámetros como se muestra en la Tabla 4.4.

Tabla 4.2. Clasificación de suelos expansivos basado en el índice plástico.

Potencial de expansión	Índice de plasticidad (%)
Bajo	0 – 15
Medio	10 – 35
Alto	20 – 55
Muy Alto	> 35

Tabla 4.3. Clasificación del potencial de expansión del suelo.

Índice de contracción (%) IC = LL- LC	Potencial de expansión
<20	Bajo
20 – 30	Medio
30 – 60	Alto
> 60	Muy alto

Tabla 4.4. Clasificación de suelos expansivos basado en índice de plasticidad e índice de contracción.

Índice Plástico (%)	Índice de contracción (%) IC = LL- LC	Grado de expansión
<12	<15	Bajo
12 – 23	15 – 30	Medio
23 – 32	30 – 40	Alto
>32	> 40	Muy alto

Finalmente, en la Figura 4-1 se muestran los criterios comúnmente usados para determinar el potencial de expansión según Das (1999).

Cuando se encuentran estos tipos de arcilla es necesario efectuarles pruebas de expansión libre y de presión de expansión. La expansión libre se determina humedeciendo

una muestra inalterada y midiendo el incremento de volumen de la misma. La diferencia entre el volumen final e inicial, expresado como un porcentaje del volumen inicial es la expansión libre (Ecuación 1).

$$E.L. = \frac{V_f - V_o}{V_o} 100$$

Ecuación 1

Dónde:

- E.L. = Expansión libre (%)
- V_f = Volumen de la muestra después de la expansión (cm^3).
- V_o = Volumen de la muestra antes de la expansión (cm^3).

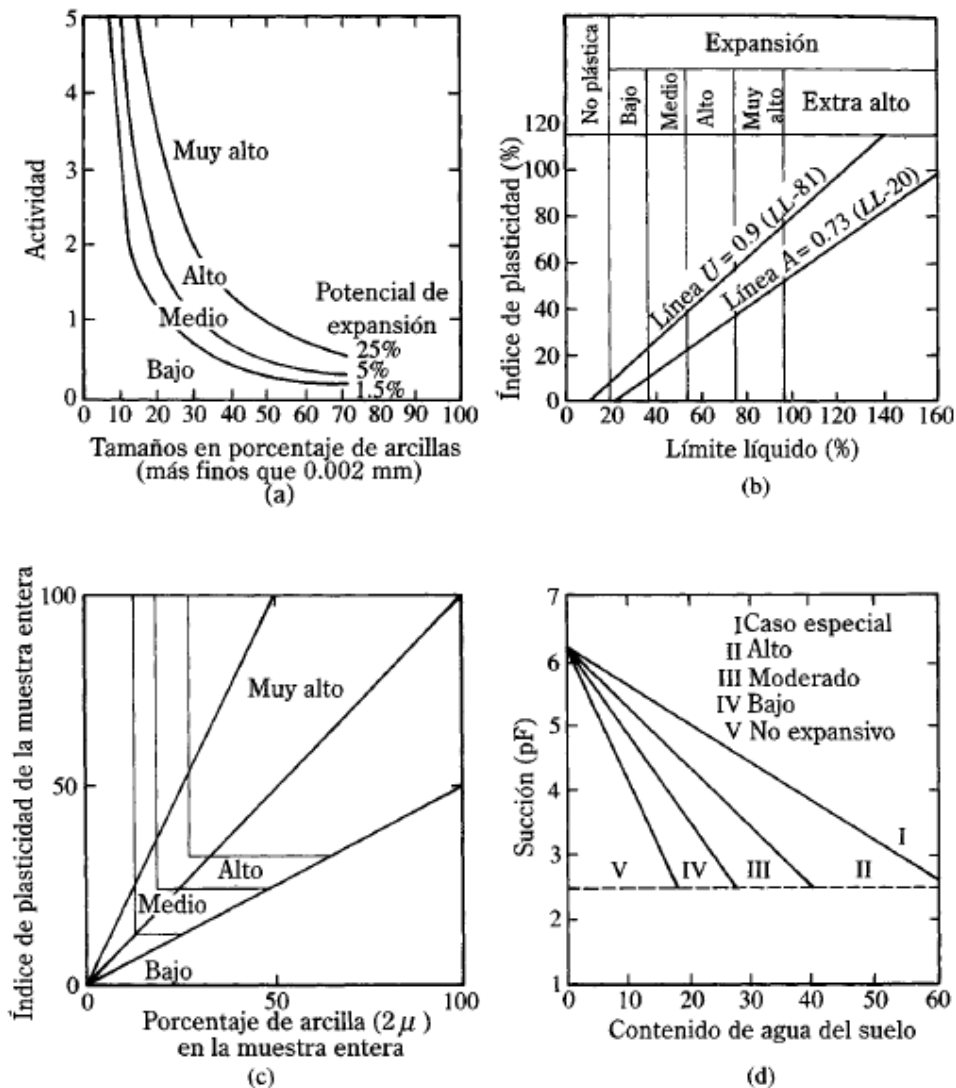


Figura 4-1. Criterios comúnmente usados para determinar el potencial de expansión.

Generalmente la prueba se hace sobre una muestra inalterada sujeta lateralmente y sometida a una presión normal de 0.007 kg/cm^2 (1.0 lb/plg^2). Si se aplica una presión normal para evitar la expansión del suelo, esta presión es conocida como presión de expansión. Algunas arcillas presentan presiones de expansión de hasta 10 kg/cm^2 (Crespo-Villalaz, 1990).

4.3. Cimentaciones sobre suelos expansivos

La Tabla 4.5 muestra algunos procedimientos de construcción recomendados basados en el levantamiento total predicho, ΔS , y en la razón longitud – altura de los paneles del muro (Das, 1999).

Tabla 4.5. Procedimientos de construcción para suelos expansivos.

Levantamiento predicho total (mm)		Construcción recomendada	Método	Observaciones
L/H = 1.5	L/H = 2.5			
0 a 6.35	12.7	Ninguna precaución		
6.35 a 12.7	12.7 a 50.8	Construcción rígida que tolere movimiento (refuerzo de acero según sea necesario)	Cimentaciones: Zapatas Zapatas corridas Losa reticulada Losa de Piso: - Reticulada - Baldosa Muros	Las zapatas deben ser pequeñas y profundas, consistentes con la capacidad de carga del suelo. Las losas reticuladas deben resistir flexión. Las losas deben diseñarse para resistir flexión y deben ser independientes de las vigas de cimentación. Los muros sobre una losa reticulada deben ser tan flexibles como una losa. Ninguna conexión rígida vertical. Paredes de ladrillo deben reforzarse con barras o bandas.
12.7 a 50.8	50.8 a 101.6	Construcción que amortigüe el movimiento	Juntas: - Libre - Flexible Muros: - Flexible - Construcción unitaria - Marco de acero Cimentaciones - Tres puntos - Celular	Contactos entre unidades estructurales deben evitarse; material flexible o impermeable debe insertarse en las juntas. Los muros o unidades rectangulares de la construcción deben levantarse como una unidad. Las cimentaciones celulares permiten ligera expansión del suelo para reducir presión de expansión.

> 50.8	> 101.6	Construcción independiente de movimiento	Cimentación con pilas perforadas • Pila recta • Fondo con campana Piso suspendido	Deben usarse pilas de diámetro mínimo y amplio espaciamiento compatible con la carga. Debe permitirse holgura bajo las vigas de cimentación. Los pisos deben apoyarse sobre las vigas de cimentación 305 a 405 mm por arriba del suelo.
--------	---------	--	--	---

4.4. Métodos ASTM D-4546.

Existen tres métodos directos para evaluar la presión de expansión en este tipo de suelo de acuerdo a las normas ASTM. Los métodos A, B y C sirven también para determinar el potencial de expansión unidimensional de un suelo expansivo; una vez montada la muestra en el consolidómetro, se aplica una presión de 1 kPa durante cinco minutos y una vez transcurrido ese tiempo se ajusta el extensómetro a la lectura inicial de cero. Este proceso se aplica para los tres métodos A, B y C.

En el método A, el espécimen se inunda y se somete a una carga fija (de 1 kPa), que es el peso de la piedra porosa y el cabezal de carga, hasta que la expansión primaria se complete. El espécimen posteriormente se somete a cargas hasta obtener la relación de vacíos inicial (Figura 4-II) (López-Lara et al., 2008).

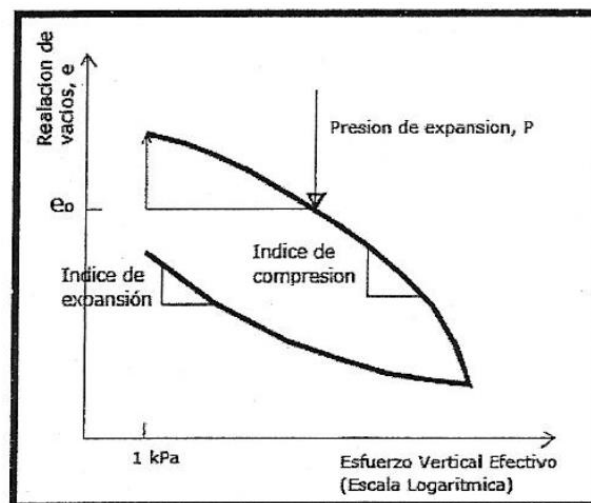


Figura 4-II. Gráfico característico del método A.

En el método B se aplica una presión vertical mayor a la fija, antes de que el espécimen sea inundado dentro del consolidómetro. La magnitud de esta carga, generalmente corresponde a la presión que tiene el suelo en sitio o a la carga estructural a la que será sometido, o ambas, pudiendo variar dependiendo de la aplicación de los resultados que la prueba arroja. Posteriormente el espécimen es inundado. Los resultados que se obtienen pueden ser, expansión y después contracción o contracción y expansión. El valor de expansión o asentamiento se mide por la presión total aplicada, el movimiento posterior es irrelevante (Figura 4-III) (López-Lara et al., 2008).

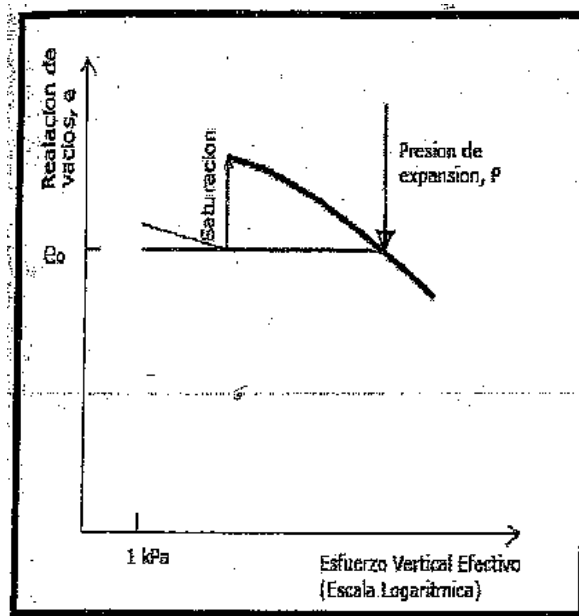


Figura 4-III. Gráfico característico del método B.

En el método C, el espécimen es mantenido a una altura constante mediante el ajuste en la aplicación de presión vertical, posteriormente el consolidómetro es inundado, para obtener la presión de expansión (Figura 4-IV) (López-Lara et al., 2008).

Estos tres métodos pueden ser aplicados tanto para muestras inalteradas como remoldeadas.

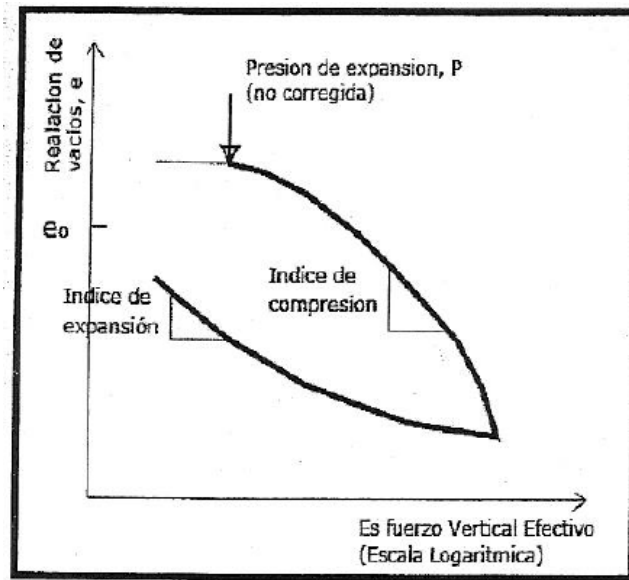


Figura 4-IV. Gráfico característico del método C.

4.5. Pruebas de expansión en muestras remoldeadas.

López-Lara et al. (2008) presenta un estudio realizado para la evaluación de la expansión por el método B de la norma ASTM D-4546 para muestras inalteradas y remoldeadas. Se determinó que el valor de la presión de expansión en muestras inalteradas es aproximadamente, la mitad del valor obtenido en el espécimen remoldeado, para un mismo tipo de suelo y mismo grado de saturación. Por lo tanto recomienda utilizar muestras inalteradas, de lo contrario, se debe considerar que al tratar con suelos remoldeados es posible sobreestimar el valor de la presión de expansión calculado.

También menciona que para obtener un valor representativo de la presión de expansión de un suelo tipo CH, se sugiere realizar mínimo tres pruebas, para obtener un valor representativo de la presión de expansión para un $G_w \leq 85\%$ ya que si se hace un solo ensaye se sobreestimara y subestimarla la presión expansiva del suelo en un 30% aproximadamente. Para $G_w \geq 85\%$ es factible la obtención de la presión de expansión mediante un solo ensaye, puesto que el margen de error es del 10% aproximadamente. Además la presión de expansión disminuye considerablemente y tiene a cero cuando el grado de saturación se aproxima a 0%.

Y por último se observó que el porcentaje de expansión calculado para muestras remoldeadas es ligeramente mayor al obtenido en muestras inalteradas, para el grado de saturación comparado.

4.6. Expansión y presión de expansión lateral.

Se han llevado a cabo muchas investigaciones sobre la presión de expansión vertical para ayudar a diseñar estructuras que resistan los esfuerzos debidos a expansión del suelo. Sin embargo, el comportamiento lateral de expansión de estos suelos no ha logrado ser comprendido por completo. Como es bien conocido, las arcillas muestran un comportamiento anisótropo y en muchos casos, la expansión lateral y su presión de expansión pueden exceder la expansión vertical (Sapaz, 2004).

De acuerdo a Gromko (1974), algunos estudios indican que la expansión lateral que se presenta en muestras inalteradas puede ser significativa y puede, de hecho, ser mayor que la expansión normal a la superficie.

López-Lara et al. (2014) analizan el comportamiento de la expansión lateral en suelos mediante la extracción de volúmenes en especímenes de suelo que posteriormente sometieron a pruebas de expansión y encuentran que según la tendencia, extrayendo aproximadamente un 19% de volumen de material, pueden abatir el total de la expansión vertical, en ese caso del 27%. Por lo anterior, logran determinar que la expansión lateral puede llegar a ser hasta 1.4 veces mayor que la expansión vertical y mencionan que muy probablemente parte de la presión de expansión se dirige de forma horizontal con gran fuerza hacia las perforaciones cuya forma favorece la introducción del suelo alrededor de todo el perímetro y el resto lo hace de forma vertical con una fuerza relativamente menor, lo que provoca que el volumen extraído final sea menor que la expansión vertical del suelo.

En cuanto a la presión de expansión, Chen and Huang (1987) llevaron a cabo una prueba para medir la presión de expansión lateral del suelo sobre un muro rígido. Al mismo tiempo, la presión de expansión vertical fue registrada. La relación entre la presión lateral y vertical varía con las condiciones de humedecimiento del suelo. Un valor pico de presión lateral alcanza 3.6 veces la máxima presión vertical. El equilibrio se alcanza cuando se

obtiene la completa saturación y en ese punto, la relación entre ambas presiones se aproxima a 1 (Figura 4-V).

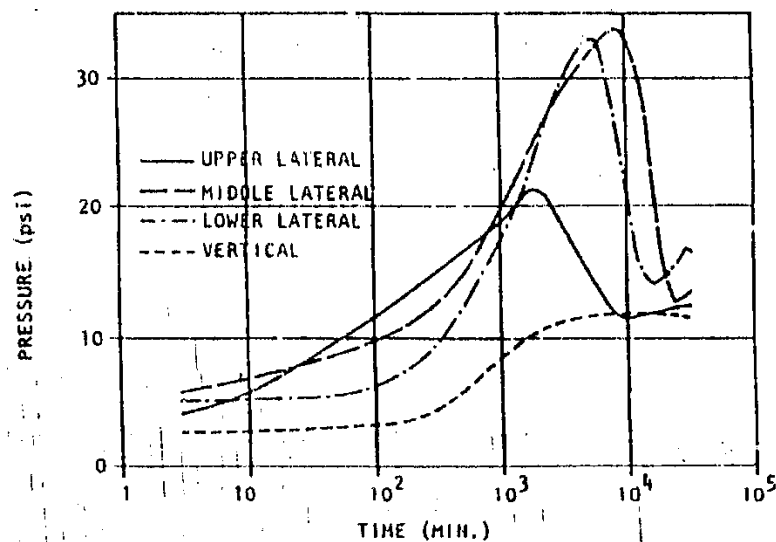


Figura 4-V. Presión lateral y presión vertical vs tiempo.

De acuerdo a Ikizler et al. (2008), las presiones de expansión se desarrollan cuando al suelo no se le permite expandirse libremente. La magnitud de la presión de expansión dependerá del grado de expansión que se el suelo pueda tener. Cuando el suelo se puede expandir aunque sea un poco, la presión de expansión decrece considerablemente, hasta alcanzar incluso el caso de no expansión.

4.7. Celda de carga

Una celda de carga es un dispositivo utilizado para medir carga o fuerza. Cuando a ésta se aplica una fuerza de manera específica, la celda de carga produce una señal de salida que es proporcional a la fuerza aplicada (SMA, 2010).

4.7.1. Celda de carga de galgas extensiométricas.

Es la forma más común de celda de carga disponible comercialmente. Una celda de carga de galgas extensiométricas se compone de un elemento de resorte que está debilitado selectivamente para crear regiones de relativamente alta tensión; aquí es donde se aplican las bandas extensiométricas. En la Figura 4-VI se muestran dos galgas en la parte superior, a las que corresponden dos galgas en la parte inferior, las cuales no se muestran. En esta disposición, dos galgas miden los esfuerzos de tensión y otras dos miden los de compresión

cuando se aplica la carga a la celda (se indican por las letras T y C respectivamente en la Figura 4-VI). Las galgas extensiométricas están conectadas para formar un puente de Wheatstone, como se ilustra en la Figura 4-VII.

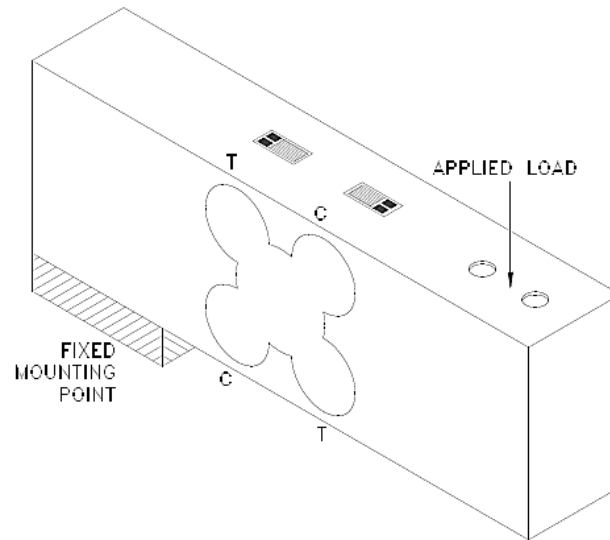


Figura 4-VI. Disposición de las galgas extensiométricas en una celda de carga.

Una tensión de excitación estable se aplica en los extremos opuestos del puente de Wheatstone y una señal se mide a través de los demás, puntos A y B en la Figura 4-VII. Cuando no existe una aplicación de carga, todas las galgas tienen la misma resistencia y, por lo tanto, no hay una diferencia de voltaje entre los puntos A y B. Cuando se le aplica una carga a la celda, la resistencia de las galgas de tensión se incrementa y la de las galgas de compresión se reduce. Así, el puente se desequilibra y una diferencia de voltaje (señal) proporcional a la carga aplicada se puede medir a través de los puntos A y B (SMA, 2010).

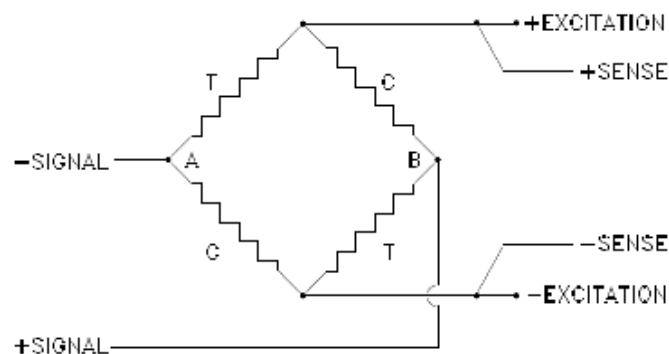
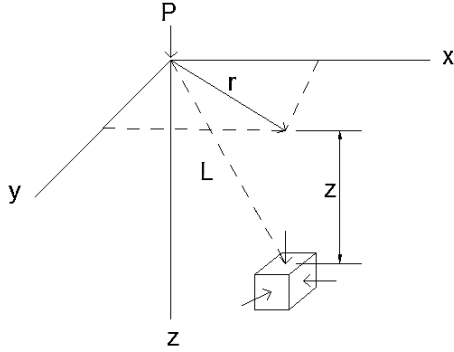


Figura 4-VII. Puente de Wheatstone.

4.8. Análisis de esfuerzos mediante Boussinesq

Boussinesq resolvió el problema de esfuerzos producidos en cualquier punto en un medio homogéneo, elástico e isótropo, como resultado de un punto cargado aplicado sobre la superficie en un medio indefinido (Juárez-Badillo and Rico-Rodríguez, 2010).



$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{5/2}$$

$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} P_0$$

Donde:

$$P_0 = \frac{3}{2\pi} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{5/2}$$

$P_0 = \text{Valores de influencia}$

La solución de carga puntual puede aplicarse directamente a problemas donde la presión de contacto pueda resolverse en una serie de cargas puntuales.

Aplicando el principio de superposición a una serie de cargas puntuales de 1 a k, el esfuerzo vertical σ_z y el esfuerzo cortante τ_{xz} son:

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \sum_{1}^k (P * P_0)$$

$$\tau_{xz} = \frac{1}{z^2} \sum_{1}^k \left(P * \frac{r}{z} * P_0 \right)$$

4.9. Asentamientos

Durante la construcción de edificios, a medida que las cargas de columnas se sitúan sobre las cimentaciones, éstas se asientan.

Se dice que las arcillas son normalmente consolidadas cuando nunca han estado sometidas a una presión mayor que la que corresponde a la que soportan por el efecto de las capas de suelo sobre las mismas. Si sobre este tipo de arcilla se coloca una estructura, es posible que sufra un fuerte asentamiento debido a la carga que se le agrega y debido a la expulsión del agua contenida en sus poros. Mas como este tipo de suelos presenta un coeficiente de permeabilidad muy bajo el asentamiento ocurre muy lentamente.

Gran parte del asentamiento puede producirse durante la construcción. En otros casos, los asentamientos se producen muy lentamente y prosiguen durante varios años, después de concluida la construcción (Villalaz, 2005).

4.9.1. Limitaciones de asentamientos.

En la Tabla 4.6 se muestran los valores de asentamientos máximos permisibles recomendados por Sowers (1968) si existe probabilidad de asentamiento no uniforme.

Tabla 4.6. Valores de asentamientos máximos permisibles recomendados por Sowers (1962).

Tipo de movimiento	Estructura	Asentamiento máximo (pulg)
Asentamiento total	Estructura con muros de mampostería	1 - 2
	Estructuras reticulares	2 - 4
	Chimeneas, silos, placas	3 - 12

En la Tabla 4.7Tabla 4.6 se muestran los valores de asentamientos máximos permisibles recomendados por Skempton y McDonald (1956), quienes señalan la diferencia entre arenas y arcillas. Y, en la Tabla 4.8 se muestra la recomendación de Crespo-Villalaz (2005), que limita los asentamientos según el tipo de edificación.

Tabla 4.7. Valores de asentamientos máximos permisibles recomendados por Skempton y McDonald (1956).

Criterio	Suelo	Cimientos aislados (cm)	Losas de cimentación (cm)
Máximo asentamiento diferencial	Arenas	3	3
	Arcillas	4.5	4.5
Máximo asentamiento	Arenas	5	5 a 7.5
	Arcillas	7.5	7.5 a 12.5
Distorsión angular máxima, $b_{máx}$	1/300		

Tabla 4.8. Valores de asentamientos máximos permisibles recomendados por Crespo-Villalaz (1990).

Asentamientos totales permisibles (cm)	
Edificios comerciales	2.5
Edificios industriales	3.5
Almacenes	5

5. METODOLOGÍA

El presente proyecto se llevó a cabo en cuatro etapas principales: Obtención de parámetros del suelo, modelo suelo – estructura, análisis experimental y modelo de extrapolación, las cuales se explican en la Figura 5-I.

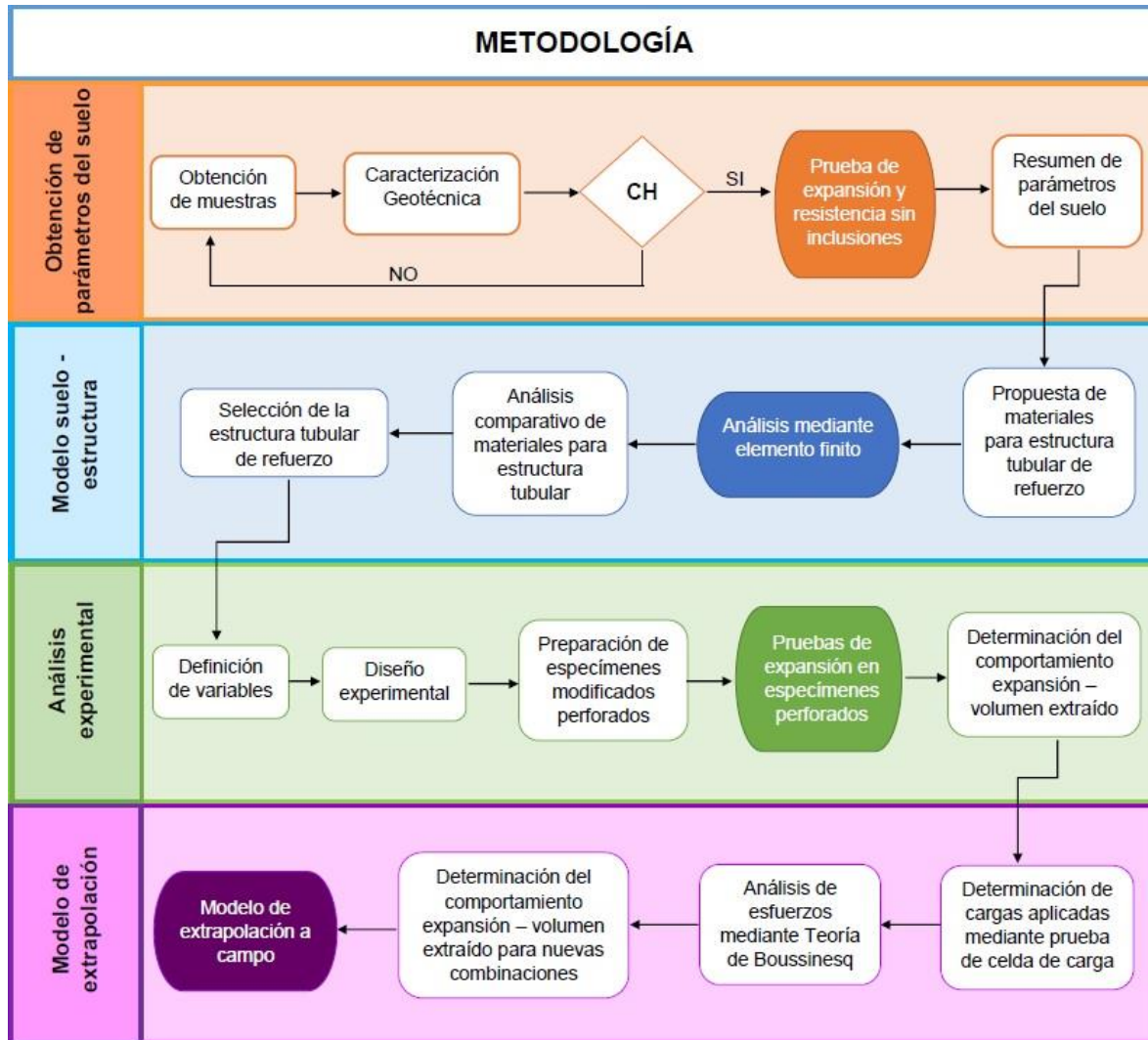


Figura 5-I. Esquema metodológico del proyecto.

5.1. Obtención de parámetros del suelo

5.1.1. Muestreo de suelo

El suelo utilizado en la presente investigación fue extraído de la zona de Jurica, Querétaro, México (Figura 5-II). El Fraccionamiento Jurica, se encuentra

ubicado a $20^{\circ}40.6'$ de latitud y $100^{\circ}27.3'$ de longitud. En la zona predominan suelos de origen aluvial constituidos por arcillas, limos, arena y gravas de reciente formación.

El estado de Querétaro se encuentra ubicado en el centro del país, entre los $20^{\circ}01'16''$ y $21^{\circ}35'38''$ de latitud norte y los $99^{\circ}00'46''$ y $100^{\circ}35'46''$ de longitud oeste. Tiene una superficie aproximada de 11,269.7 km² y está delimitado al noreste por San Luis Potosí, al este por Hidalgo, al sur por Michoacán y el Estado de México, al oeste por Guanajuato.

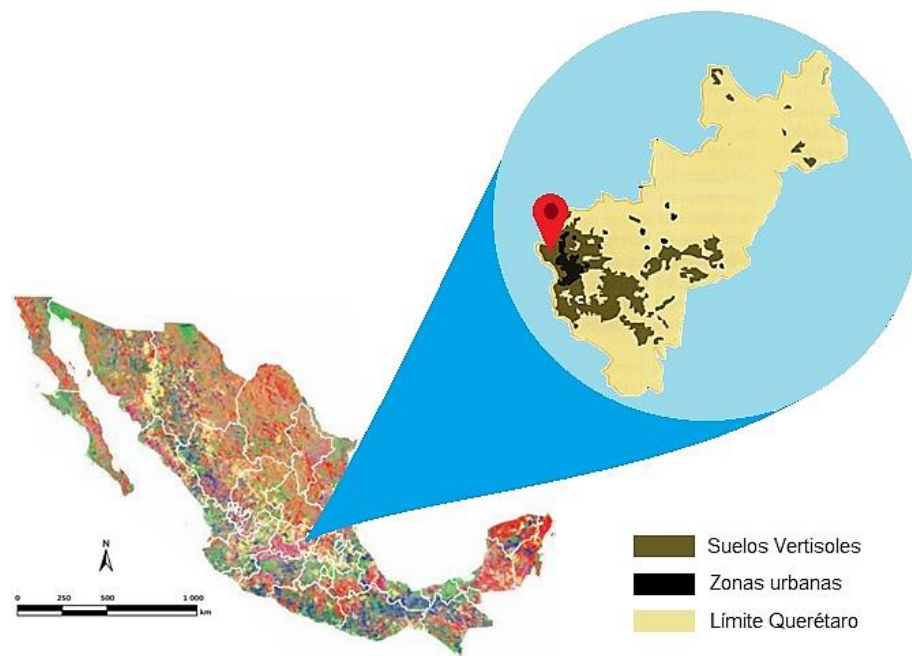


Figura 5-II. Ubicación de la zona de Jurica en el estado de Querétaro, México.

El suelo se extrajo de un muestreo mediante pozo a cielo abierto en un predio baldío en el fraccionamiento de Jurica (Figura 5-III), creado con ayuda de retroexcavadora (maquinaria) a una profundidad de 1.5 m. Se obtuvo e identificó debidamente una muestra cubica inalterada, así como varias muestras alteradas de suelo. El muestreo se realizó bajo las indicaciones de la norma ASTM-D420 (1993).

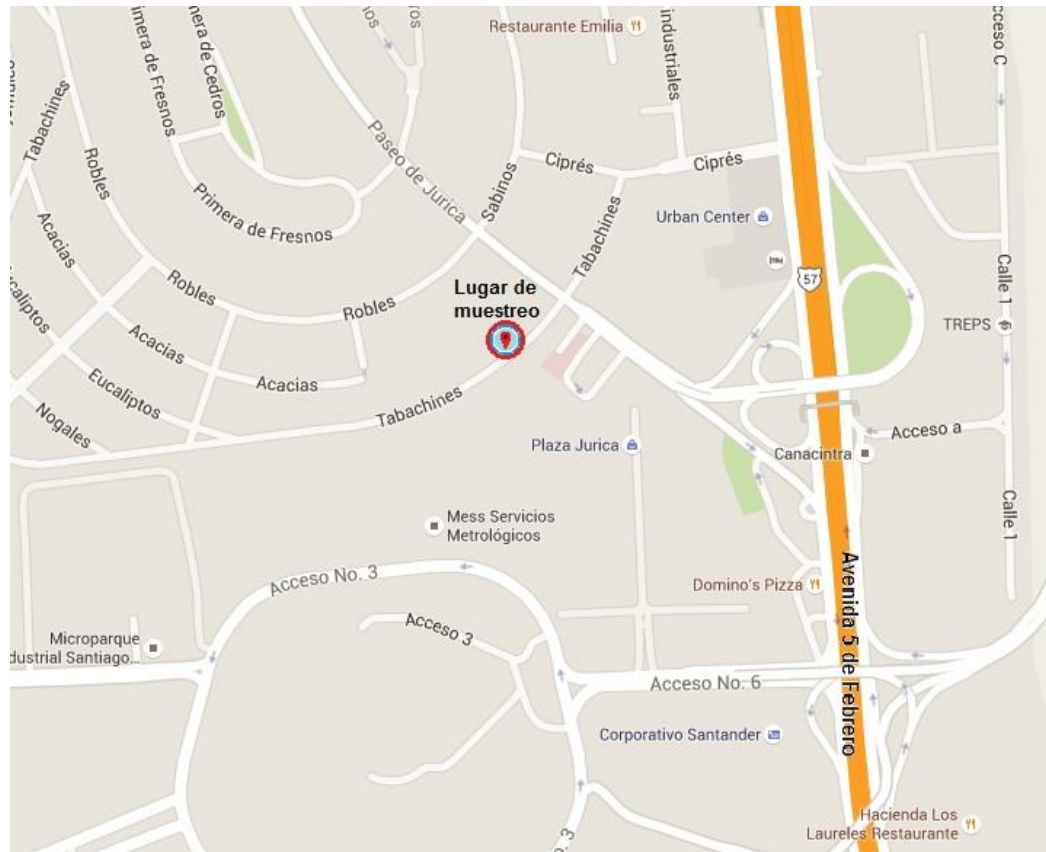


Figura 5-III. Lugar del muestreo (Google maps, 2015).

5.1.2. Caracterización Geotécnica

Para poder llevar a cabo la presente investigación se requiere un suelo arcilloso del tipo expansivo. Para verificar que el suelo muestreado cuenta con las características requeridas es necesario realizar un estudio de sus propiedades mediante una caracterización geotécnica.

Se llevaron a cabo diversas pruebas para obtener las propiedades índice y mecánicas del suelo, como análisis granulométrico a través de mallas y la fracción fina por hidrómetro, límites de consistencia, contenido de agua, determinación del peso específico de la masa del suelo y peso específico relativo de los sólidos del suelo. Todas las pruebas mencionadas se realizaron en base a la normatividad ASTM.

5.1.2.1. Análisis granulométrico

El análisis granulométrico es la distribución de tamaños de un suelo y normalmente se representa a través de la curva granulométrica, la cual se grafica con porcentajes como ordenadas y tamaño de partícula como abscisas. Las ordenadas se refieren al peso de las partículas menores que el tamaño correspondiente expresado en porcentaje del peso total de la muestra. Resulta conveniente expresar el eje de las abscisas en escala logarítmica ya que de ésta manera se pueden observar con mayor claridad los tamaños finos y muy finos, lo cual no es posible en escala natural (Bowles, 1987).

La distribución de tamaños de un suelo se divide en dos etapas, para la fracción gruesa se realiza el análisis mediante mallas y para la fracción fina a través del hidrómetro (ASTM-D422). El análisis por mallas consiste en pasar la muestra de suelo a través de mallas, cuyas aberturas sucesivamente se hacen más pequeñas. Existen mallas básicas las cuales nos permiten diferenciar gravas, arenas y finos, dentro de las cuales están la malla de 3 pulgadas, la malla número 4 (4.76 mm) y la número 200 (0.075 mm). Aquel material retenido en la malla no. 4 se considera grava, el material que pasa la malla no. 200 se consideran finos y el material ubicado entre las dos mallas anteriores se consideran como arenas (Juárez-Badillo and Rico-Rodríguez, 2009).

Con base en lo anterior, se determinó la distribución de partículas de tamaño mayor a 75 μm (retenidas en la malla número 200) por medio de cribado, mientras que la distribución de partículas menores se determinó mediante un proceso de sedimentación, utilizando un hidrómetro para recabar los datos necesarios. Ambas pruebas se realizaron bajo los procedimientos indicados en la norma ASTM D422.

5.1.2.2. Límites de Atterberg

Los límites de plasticidad o de Atterberg se utilizan para conocer el comportamiento de los suelos finos. El límite líquido, plástico, y el índice de plasticidad son usados extensivamente, ya sea de manera individual o en conjunto con otras propiedades para correlacionarlas al comportamiento ingenieril del suelo, tal como la compresibilidad, la conductividad hidráulica, compactibilidad,

contracción-expansión y resistencia al corte. La plasticidad no es una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Dependiendo de la cantidad de agua se pueden distinguir los siguientes estados de consistencia para un suelo (Juárez-Badillo and Rico-Rodríguez, 2009):

- Estado líquido. Cuenta con la apariencia y propiedades de una suspensión, se comporta como un fluido.
- Estado semilíquido. Cuenta con la apariencia de un gel que se adhiere fácilmente a otras superficies, no es moldeable y no toma la forma del recipiente que lo contiene.
- Estado plástico. El suelo se comporta plásticamente de acuerdo a la definición de plasticidad.
- Estado semisólido. El suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
- Estado sólido. El volumen del suelo no varía con el secado.

Existen fronteras entre estos estados que se conocen como límites de consistencia del suelo (Juárez-Badillo and Rico-Rodríguez, 2009):

- Límite líquido. Es la frontera entre el estado semilíquido y plástico, corresponde a una resistencia al corte de 25 gr/cm^2 .
- Límite plástico. Frontera entre el estado plástico y semisólido.
- Límite de contracción: Es la frontera entre el estado semisólido y sólido, se define como el contenido de agua a partir del cual a través de un proceso de secado ya no sufre cambio alguno de volumen. Para límites de contracción con valores menores a 10 el suelo es peligrosamente expansivo, para valores mayores de 15 el grado de expansión es bajo, de 20 a 25 es un suelo muy estable volumétricamente.

Otro parámetro que es muy importante para la clasificación de suelos es el Índice de plasticidad, el cual se define como la diferencia del límite líquido y el límite plástico. Es muy importante la determinación de los límites de consistencia ya que nos permite inferir el comportamiento mecánico e hidráulico de los suelos finos

como son las arcillas, ello debido a que la plasticidad del suelo es un reflejo de la presencia de la fracción coloidal del suelo.

Por otra parte, es importante conocer la contracción lineal del suelo, cuyo concepto se apoya en el decrecimiento de la longitud del suelo a medida que disminuye el contenido de agua desde un contenido de agua inicial hasta el límite de contracción. La contracción lineal se obtiene moldeando una barra de suelo en un molde rectangular. Este parámetro ha ganado popularidad porque se puede ver inmediatamente que cuando un suelo tiene grandes deformaciones es muy susceptible a cambios volumétricos. De manera cotidiana en los laboratorios de vías terrestres es común la determinación de la contracción lineal que a diferencia de los límites líquido y plástico no es un contenido de agua, sino la deformación lineal que experimenta un suelo a partir de un proceso de secado (Juárez-Badillo and Rico-Rodríguez, 2009).

Como se muestra en la Tabla 4.2, Tabla 4.4 y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, al conocer los límites líquido, plástico y de contracción de un suelo es posible estimar su potencial de expansión.

Estas propiedades fueron obtenidas mediante el método de la copa de Casagrande así como la formación de rollitos de suelo para la medición de su plasticidad. La prueba fue realizada como se indica en la norma ASTM-D4318 (1993).

5.1.2.3. Determinación de contenido de agua.

Es necesario determinar la humedad del suelo tan pronto como sea posible después del muestreo. Se toma una muestra representativa del material alterado recolectado y se registra su peso (W_m), se coloca en un recipiente de vidrio para después introducirlo al horno durante 24 horas a una temperatura constante de 105° - 110° C. Al extraerla del horno se pesa nuevamente y se registra el nuevo peso, denominado peso seco (W_s). La diferencia entre el peso inicial de la muestra y el peso seco ($W_m - W_s$) es denominado peso del agua (W_w); la relación entre el peso agua y el peso del seco (W_w/W_s) expresado en porcentaje es el contenido de agua de la muestra (w) (ASTM-D2216, 1992).

5.1.2.4. Peso específico de la muestra por inmersión en agua.

Es la relación entre el peso del suelo y su volumen. También se denomina peso volumétrico; es decir peso del suelo contenido por unidad de volumen. Se labran cubos pequeños de suelo y se pesan, después se obtiene su volumen por inmersión en agua y se obtiene la relación descrita. Para esta prueba nos basamos en la norma ASTM-D4531 (1986 (1992)).

5.1.2.5. Peso específico relativo de sólidos.

También conocida como gravedad específica, es la relación entre el peso específico de una sustancia y el peso específico del agua. El peso específico relativo de la mayoría de las partículas minerales constituyentes de un suelo (S_s) varía entre límites estrechos (2.60 a 2.90). En suelos con abundante hierro S_s puede llegar a 3. Los minerales de arcilla que constituyen la fracción coloidal de un suelo pueden tener un peso específico promedio comprendido entre 2.8 y 2.9. Sin embargo, en algunas arcillas volcánicas, suelen encontrarse valores más bajos (entre 2.2 y 2.6). Así pues, es normal que en un suelo real los minerales de las fracciones muy fina y coloidal tengan su peso específico relativo mayor que los minerales de la fracción más gruesa. No obstante, en la mayoría de los casos prácticos basta determinar el valor promedio del peso específico relativo de la materia sólida (Juárez-Badillo & Rico-Rodríguez, 2009).

Esta prueba se realizó bajo el procedimiento descrito en la norma ASTM-D854 (1992).

5.1.3. Clasificación del suelo.

Utilizando los parámetros obtenidos en la caracterización geotécnica y siguiendo el proceso descrito en la norma ASTM-D2487 (1993) se clasifica el suelo muestreado. Es necesario contar con un suelo clase CH (Arcilla de alta compresibilidad) para poder llevar a cabo la presente investigación.

5.1.4. Prueba de expansión y resistencia sin inclusiones.

Se remodelaron especímenes conforme a las dimensiones señaladas en la prueba a realizar, según la norma ASTM D 4546 para prueba de expansión o de acuerdo a la norma ASTM D 2850 para prueba de compresión triaxial.

5.1.4.1. Prueba de expansión.

El potencial expansivo del suelo es utilizado para desarrollar estimaciones de expansión para una humedad y condiciones de carga dadas. El contenido de humedad inicial y su relación de vacíos será representativo del suelo “*in situ*” previo a la construcción. La selección del método de prueba (A, B o C de la norma ASTM-D4546), cargas, y secuencias de inundación deben ser lo más cercanas posibles para simular la construcción y post construcción, así como efectos de humedecimiento, secado y los cambios en las condiciones de carga.

La prueba se ejecutó bajo la norma ASTM-D4546 (1990), mediante el método B, que se describe a continuación, para determinar el porcentaje de expansión y la presión de expansión del suelo.

Para remoldear las probetas de suelo es necesario registrar las medidas del anillo que contendrá la muestra, considerando el diámetro, la altura y su peso.

El material utilizado para remoldear es cribado por la malla #40; a partir del volumen del anillo se calcula la cantidad de suelo necesario para reproducir el peso volumétrico que tiene el suelo en campo, se calculó la cantidad de agua necesaria a agregar o retirar, según fuera el caso, para alcanzar el contenido de agua que presentó el suelo en condición natural. Con el material calculado para el volumen del anillo utilizado, se compactó el suelo dentro de éste, utilizando una prensa hidráulica con el que se logró el confinamiento del suelo con la humedad deseada.

Una vez que se tiene el suelo compactado, debidamente enrasado, se colocan dos papeles filtro del mismo diámetro, uno en la cara superior y otro en la inferior. Seguido a este paso se procede a colocar dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra. Se introduce el anillo con la probeta de suelo y sus dos piedras en la cazuela y se coloca una placa encima del conjunto, se monta en el

consolidómetro, nivelando el brazo de palanca a cero grados para realizar la prueba (ver Figura 5-IV).

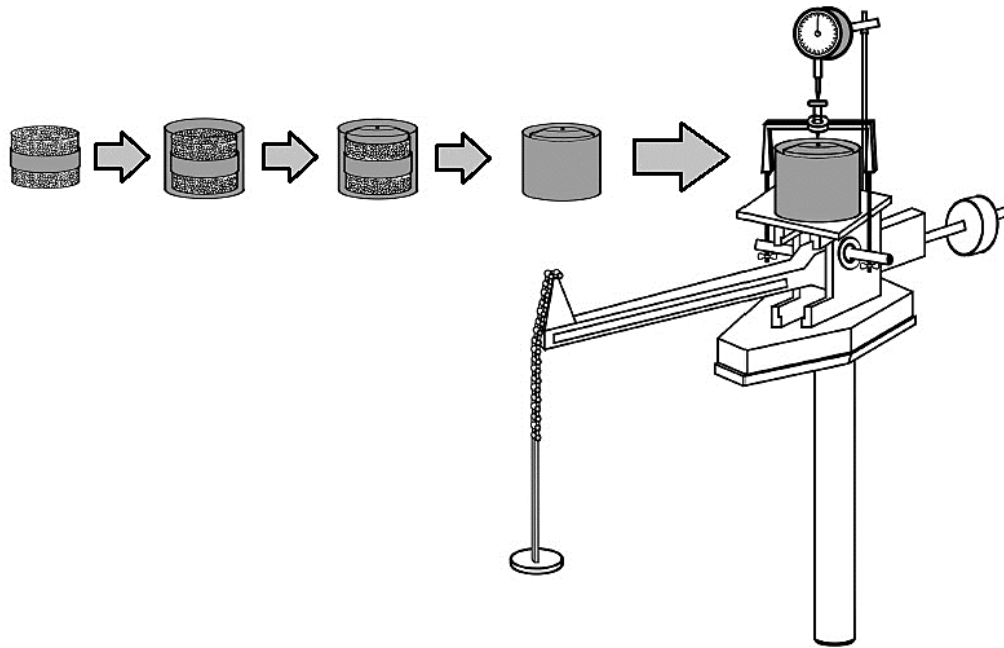


Figura 5-IV. Montaje de probeta de suelo para prueba de expansión.

Par iniciar con esta prueba se coloca el micrómetro en cero y se agrega una carga inicial que represente la carga de sitio (obtenida de multiplicar el peso específico del suelo (γ_m) por la profundidad (z) a la que se obtuvo la muestra) y una carga estructural de 1 ton/m^2 . Esta presión se multiplica por el área en este caso del anillo y se divide entre la relación del brazo de palanca del consolidómetro. De esta forma se obtiene el peso o carga inicial que se colocará a la muestra de suelo.

Una vez aplicada la carga, se deja actuar por 5 minutos de acuerdo a la norma. Después de haber cumplido con este tiempo el micrómetro de deformación registrará una lectura mayor a cero, esto debido a que consideramos que puede haber movimientos de expansión o contracción en la muestra de suelo. Se registra la lectura y se comienza a saturar la muestra por ascenso capilar, tomando lecturas del micrómetro en periodos de tiempo (5, 10, 15, 30 segundos, 1, 2, 4, 8, 15, 30 minutos, 1, 2, 3, 4 y 24 horas) hasta que al trazar la curva de consolidación o en su defecto de expansión tienda a ser asintótica y la consolidación primaria haya terminado y comenzado la secundaria. Ya que se ha logrado este objetivo y se tiene

registrada la expansión presentada, se comienzan a incrementar las cargas sobre la muestra hasta llegar al punto en el que la expansión se ve contrarrestada, es decir, hasta que el micrómetro vuelva a registrar la lectura inicial, obteniendo así la presión de expansión; durante este proceso se tomarán lecturas y se observará el comportamiento de las curvas como se describió anteriormente.

Cuando se hayan realizado todos los incrementos de carga necesarios se comienza por realizar la descarga, esta se realiza retirando las cargas de forma inversa como fueron colocadas en la etapa de carga y de igual manera se tomaran lecturas en periodos de tiempo.

Una vez obtenidas todas la lecturas se dibuja la curva de compresibilidad “Log P vs e”, donde P es la carga aplicada en kPa y e es la relación de vacíos. Finalmente, se realizan los cálculos requeridos.

5.1.4.2. Prueba de compresión triaxial rápida (UU).

Este método de ensayo cubre la determinación de la resistencia a la compresión no consolidada, no drenada de probetas cilíndricas de suelos cohesivos, en condición inalterada y remoldeada, utilizando la aplicación de deformaciones controladas o esfuerzos controlados de la carga de compresión axial, donde el espécimen está sujeto a la presión de confinamiento de un fluido en una cámara triaxial. El método proporciona la medición de esfuerzos totales aplicados al espécimen, es decir, los esfuerzos no son corregidos por la presión de poros. Se efectuó bajo la normatividad ASTM-D2850 (1987).

5.2. Modelo suelo – estructura

5.2.1. *Propuesta de materiales de refuerzo*

Con base en la experiencia, se propusieron tres materiales que se consideraron lo suficientemente resistentes para colocarse como material de refuerzo (PVC, acero galvanizado y acero inoxidable). También, se tomó en cuenta que fuera posible formar estructuras tubulares porosas muy pequeñas con estos materiales.

5.2.2. Análisis mediante elemento finito

Mediante el software SolidWorks se realizó un modelo de la estructura tubular porosa a colocar como refuerzo (Figura 5-V), para el cual se dibujó, de una forma idealizada, la estructura tubular porosa y se establecieron las condiciones de frontera, considerando las cargas a las que estaría sujeta la estructura durante la ejecución de la prueba de expansión y las restricciones de movimiento correspondientes, las cuales se explican a continuación:

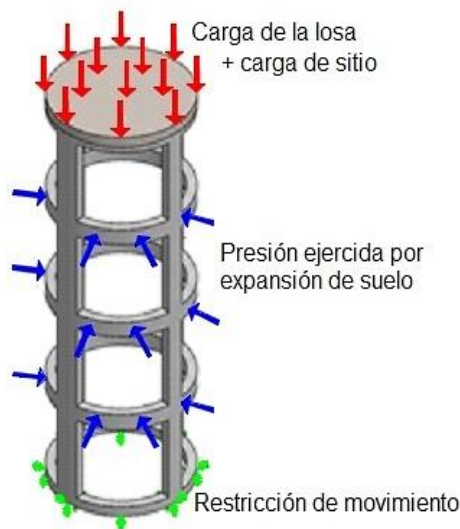


Figura 5-V. Modelo de la estructura tubular porosa a utilizar como refuerzo.

- *Carga de la losa + carga de sitio:* Es la carga inicial que se coloca en el consolidómetro, la cual representa la carga estructural teórica de la vivienda que se va a colocar sobre el suelo en campo más la carga de sitio a la que el suelo estaba sujeto en campo (profundidad a la que se extrajo la muestra multiplicada por el peso volumétrico del suelo).
- *Presión ejercida por expansión del suelo:* El suelo, al no poder expandirse en todos los sentidos, debido principalmente a que hacia los lados se encuentra confinado por la masa de suelo, lo hace en el sentido vertical hacia arriba, empujando a las estructuras y provocándoles daños. La fuerza que ejerce sobre dichas estructuras, se conoce como presión de expansión. En una prueba de laboratorio, el suelo está confinado por un anillo y en la parte superior se encuentra sujeto a la carga teórica de una

vivienda, por lo que las condiciones son similares a las de campo y la trayectoria de expansión del suelo se encuentra nuevamente dirigida hacia la parte superior (Figura 5-VI). Sin embargo, al colocar cavidades o huecos dentro de la probeta de suelo, la trayectoria “más fácil” a seguir es hacia dentro de estas cavidades, por lo que se puede pensar que la presión expansiva del suelo será dirigida en ese mismo sentido, es decir, estaría actuando sobre la estructura de refuerzo colocada en la cavidad (Figura 5-VII).

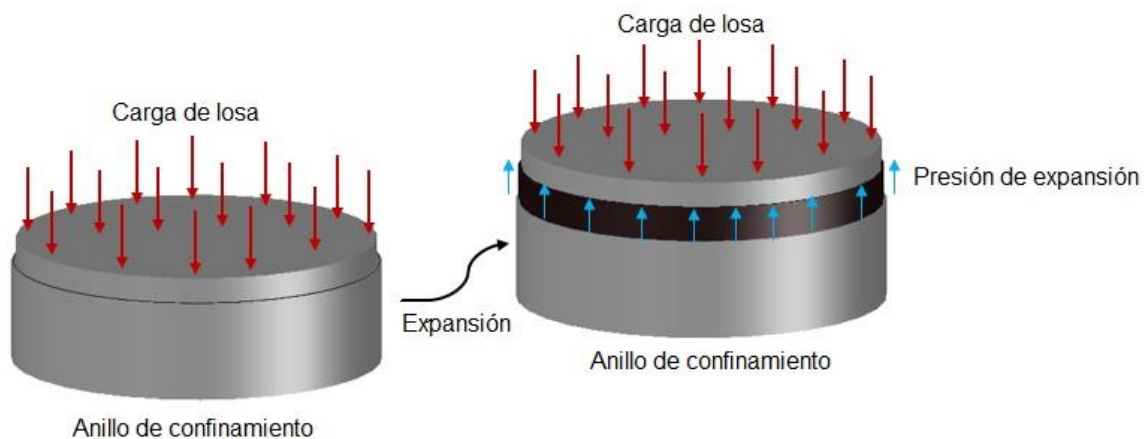


Figura 5-VI. Proceso de expansión en una prueba de expansión y presiones desarrolladas.

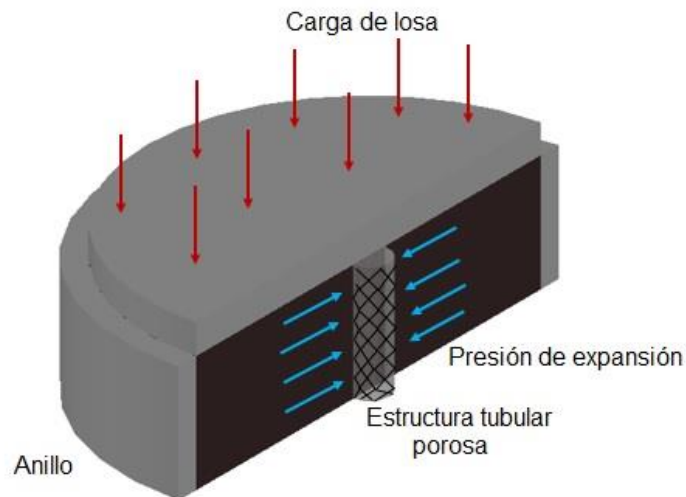


Figura 5-VII. Presiones desarrolladas en una prueba de expansión realizada en probeta con perforaciones.

- *Restricción de movimiento:* Se coloca una restricción de movimiento en la parte inferior de la estructura de refuerzo, debido a que no es posible que ésta presente algún desplazamiento en el sentido vertical, debido a que, en la prueba de laboratorio, la probeta se encuentra confinada en la parte inferior.

Se realizaron tres análisis distintos, con el mismo modelo presentado en la Figura 5-V, variando el material de la estructura y por lo tanto, las características de resistencia, utilizando cada material propuesto, ésto, con el objetivo de obtener el estado de esfuerzos y deformaciones que la estructura sufriría con cada material.

5.2.3. Análisis comparativo de los materiales de refuerzo

Se realizó un estudio del costo, disponibilidad y estado de esfuerzos y deformaciones obtenidos con cada material, así como la distribución de sus porosidades, con el fin de conocer las ventajas y desventajas de cada uno y definir si cumplían con los requerimientos para colocarse como material de refuerzo de la perforación.

5.2.4. Selección de material de refuerzo

Con base en los resultados del análisis de elemento finito y buscando garantizar la seguridad de la estructura de refuerzo se determina cual es el mejor material para reforzar la perforación, tomando en cuenta que el costo y la disponibilidad de éste sean los adecuados.

5.3. Análisis Experimental

5.3.1. Definición de variables

Se busca conocer el comportamiento del porcentaje de expansión que se puede abatir en función de un volumen extraído de la probeta de suelo, en donde el volumen extraído es la variable independiente. Es importante señalar que, un mismo volumen extraído se puede lograr a través de diversas combinaciones variando la cantidad de perforaciones y las dimensiones de éstas (diámetro y profundidad); en laboratorio, la profundidad de la perforación se encuentra limitada debido a las

dimensiones del espécimen (2 cm de espesor), por lo que se decidió mantener una profundidad de perforación fija y de valor igual al espesor de la probeta de suelo. En cuanto al diámetro de la perforación, se decidió usar dos distintos (7 mm y 10 mm), ésto con el fin de conocer la influencia que las dimensiones de la perforación tienen en el abatimiento de la expansión.

5.3.2. Diseño experimental

En 2014, López-Lara et al. presentan una investigación similar en la que es analizado el comportamiento de suelo perforado sin ningún tipo de refuerzo, en el cuál se obtienen los resultados mostrados en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1. Expansión abatida por medio de perforaciones sin refuerzo.

% Volumen retirado	% Expansión abatida
0	0
0.7	4.9
0.85	5
0.97	7.5
2.67	8
2.81	9.3
3.27	11.1
4	12.7
8.36	15.1

Buscando mejorar los resultados de la investigación previa y a la vez comparar para poder determinar si existe una ventaja en el uso de una estructura de refuerzo en la perforación, se realizó el diseño experimental para llevar a cabo las pruebas de expansión, el cual se muestra en la Tabla 5.2. Se partió de los volúmenes extraídos que arrojaron los resultados más significativos en la investigación de perforaciones sin refuerzo, tomando en cuenta también la limitante de los diámetros de estructura tubular disponibles. Conociendo el volumen que se requiere extraer, se calculó el número de perforaciones necesarias (de acuerdo a los diámetros propuestos) para lograr dichos volúmenes.

Tomando en cuenta los resultados obtenidos por López-Lara et. al (2014) y suponiendo que se presenten similitudes con los resultados de la presente investigación, se espera que los resultados más favorables se obtengan con volúmenes extraídos mayores a 5.2%.

Tabla 5.2. Diseño experimental para pruebas de expansión.

Corrida experimental	Diámetro de estructura (mm)	Número de estructuras	Distribución geométrica	Volumen extraído (%)	Expansión abatida (%)
1	7	2	A calcular para cada caso mediante software	1.7	Variable a calcular mediante experimento
2	7	6		5.2	
3	7	13		11	
4	7	18		16	
5	10	1		1.7	
6	10	3		5.2	
7	10	6		11	
8	10	9		16	

Para determinar la distribución geométrica de cada corrida experimental se implementó un código de programación en el que se consideraron las siguientes restricciones:

- Una estructura no puede colocarse a menos de una distancia igual a 1.15 veces su diámetro (D) a la redonda de otra estructura (Figura 5-VIII).
- Las estructuras no pueden colocarse a menos de una distancia igual a 1.15 veces su diámetro del anillo que confina al suelo.

Por lo que al introducir en el programa el diámetro y la cantidad de estructuras solicitadas, éste toma en cuenta las restricciones ya mencionadas y despliega el resultado como se muestra en la Figura 5-IX.

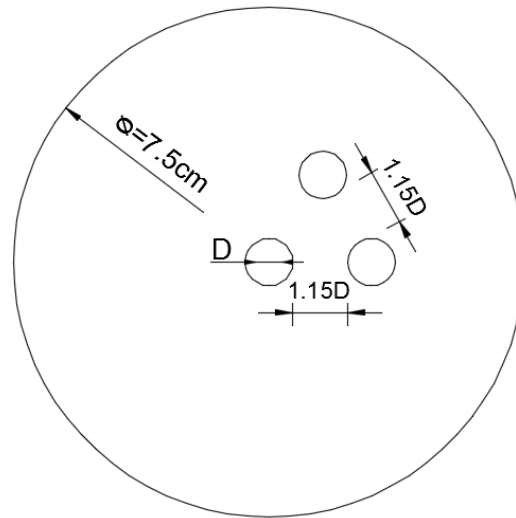
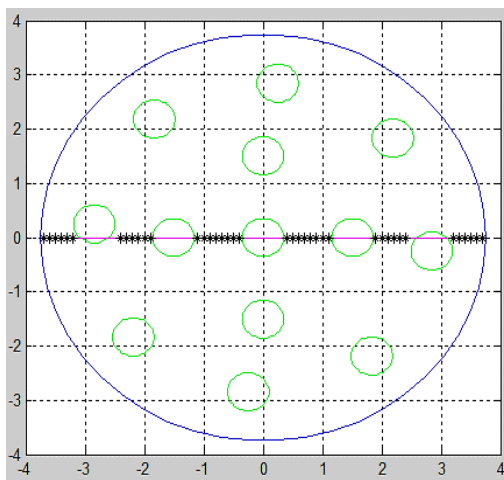
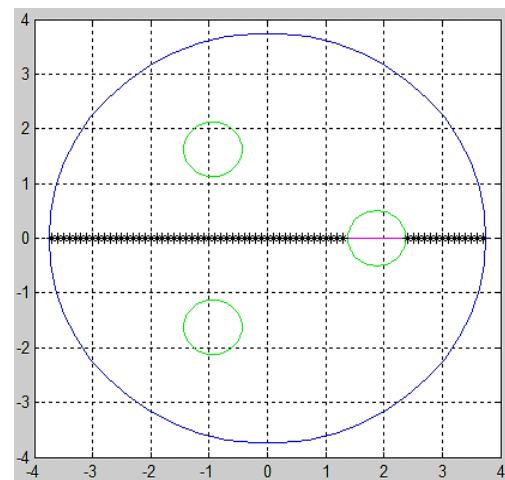


Figura 5-VIII. Restricciones para la distribución geométrica de perforaciones.



Diámetro de perforación = 7 mm

a)



Diámetro de perforación = 10 mm

b)

Figura 5-IX. Distribución geométrica para a) 15 perforaciones de 7mm y b) 3 perforaciones de 10 mm

5.3.3. Preparación de especímenes modificados

Debido a que el material utilizado se encuentra a una humedad mayor a la que se necesita para la prueba, es necesario ponerlo a secar al sol hasta que alcance la humedad deseada (Figura 5-X.a). Posteriormente, se disgrega con ayuda de un mortero (Figura 5-X.b) y es tamizado por la malla N° 40 (Figura 5-X.c).



a)



b)



c)

Figura 5-X. Preparación del material

a) Secado de material b) Disgregado mediante mortero c) Tamizado por malla N° 40

Se registran las medidas del anillo que contendrá la muestra (diámetro, altura y peso) y se calcula su volumen (Figura 5-XI.a), a partir del cual se puede calcular la cantidad de suelo necesaria para reproducir el peso específico deseado al momento de compactar (Figura 5-XI.b).

Para remoldear las probetas, se coloca la cantidad de suelo calculada dentro del anillo (Figura 5-XI.c) y con ayuda de una placa de acero (Figura 5-XI.d) se compacta utilizando una prensa hidráulica para lograr reproducir el peso específico a la humedad deseada (Figura 5-XI.e). Una vez que se tiene la probeta con el material debidamente enrasado, se registra el peso de ésta (Figura 5-XI.f).



a)



b)



c)



d)



e)



f)

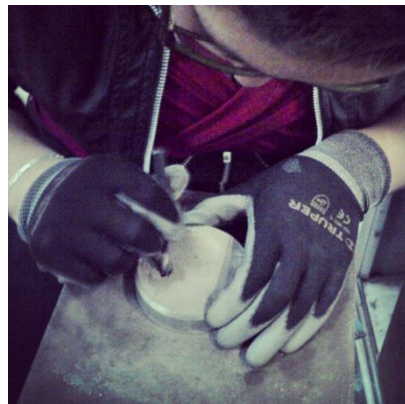
Figura 5-XI. Preparación de especímenes modificados

a) Medición de dimensiones del anillo b) Pesado del material c) Colocación de material en anillo
d) Colocación de placa de acero e) Compactación mediante prensa f) Pesado de probeta

Con ayuda de un taladro se realiza una perforación de las dimensiones deseadas (Figura 5-XII.a) y se coloca el refuerzo antes de proceder a realizar la siguiente perforación (Figura 5-XII.b). Una vez que se tenga la probeta de suelo modificada (Figura 5-XII.c) con todas las perforaciones requeridas es necesario volver a pesar para después realizarle la prueba de expansión.



a)



b)



c)

Figura 5-XII. Proceso para modificar una probeta de suelo.

a) Perforación b) Colocación de refuerzo c) Especimen modificado.

Es recomendable realizar las perforaciones mediante un taladro de banco con velocidad regulable y utilizando la velocidad mínima (<30 rpm) para evitar causar daños a la probeta al momento de perforar.

5.3.4. Pruebas de expansión en especímenes modificados.

La prueba se lleva a cabo en las probetas de suelo modificadas, mediante las perforaciones reforzadas, tal como se explica en la sección 5.1.4.1.

5.3.5. Determinación del comportamiento expansión-volumen.

Con base en los resultados que se obtienen de la sección 5.3.4., es posible determinar el porcentaje de expansión que se abate al comparar la expansión presentada en especímenes modificados y en el espécimen sin inclusiones. Así mismo, es posible determinar qué porcentaje de expansión se abatió en función del volumen que se extrajo de la muestra al perforarla.

De acuerdo a los comportamientos “expansión abatida contra volumen extraído” obtenidos, se determina qué diámetro resulta más conveniente utilizar, tomando en cuenta el porcentaje de expansión abatida y la resistencia del suelo perforado.

5.4. Modelo de extrapolación.

En base a lo observado en los resultados obtenidos en la sección anterior, y con el fin de ampliar el conocimiento sobre el funcionamiento del método para poder plantear una extrapolación de laboratorio a campo, se decidió determinar el comportamiento “expansión abatida contra volumen extraído” de diámetros adicionales (5 mm y 8.5 mm). Sin embargo, al haberse presentado algunas dificultades en el laboratorio para llevar a cabo la cantidad máxima de perforaciones planteadas en la Tabla 5.2, se optó por realizar un análisis teórico de los esfuerzos que se presentan en la probeta al momento de perforar, antes de preparar los nuevos especímenes de prueba.

5.4.1. Determinación de cargas aplicadas mediante prueba de celda de carga.

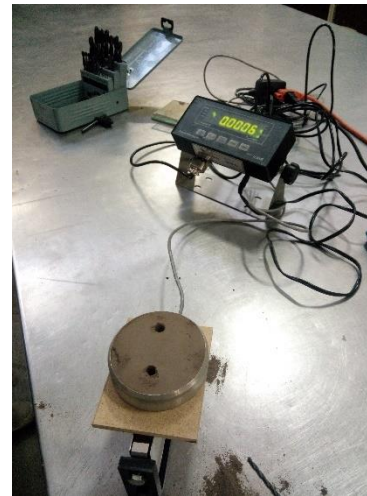
Se plantea realizar un análisis mediante la teoría de Boussinesq (Juárez-Badillo y Rico-Rodríguez, 2010) para cargas puntuales, en donde cada perforación se considera como una carga puntual.

Para realizar el cálculo de esfuerzos en la masa de suelo es necesario conocer la carga que se aplica al realizar una perforación de cierto diámetro. Las cargas se obtuvieron mediante una prueba de carga, realizada mediante una celda de carga de galgas extensiométricas como se muestra en la Figura 5-XIII. El procedimiento se describe a continuación:

- Se remoldearon varias probetas de suelo, mediante el procedimiento ya descrito.
- Se colocó cada una de las probetas sobre la celda de carga y se taró el medidor para que la lectura comenzará en cero.
- Se realizaron perforaciones a distintos diámetros ($3\frac{1}{2}$, $4\frac{1}{2}$, 6, $7\frac{1}{2}$, 8, $8\frac{1}{2}$, 9, $9\frac{1}{2}$, 10 y $10\frac{1}{2}$ mm) como se muestra en la Figura 5-XIII-a y se registró la carga que marcaba el medidor (Figura 5-XIII-b) en cada caso, siendo esta la carga necesaria para llevar a cabo cada perforación.



a)



b)

Figura 5-XIII. Medición de cargas aplicadas mediante celda de carga.

a) Colocación de la probeta sobre la celda de carga.

b) Sistema empleado para la prueba

5.4.2. Análisis de esfuerzos mediante teoría de Boussinesq.

Ya que era necesario analizar una cantidad distinta de perforaciones para cada diámetro se implementó un código en Matlab para poder analizar cada una de las combinaciones.

El análisis se lleva a cabo considerando cada perforación como una carga puntual y se traza un plano AR a la mitad de la probeta (Figura 5-XIV) bajo el cual se calculan los esfuerzos verticales y cortantes a cuatro distintas profundidades (0.5, 1, 1.5 y 2 cm) que van desde la cara superior hasta la cara inferior de la probeta (Figura 5-XV).

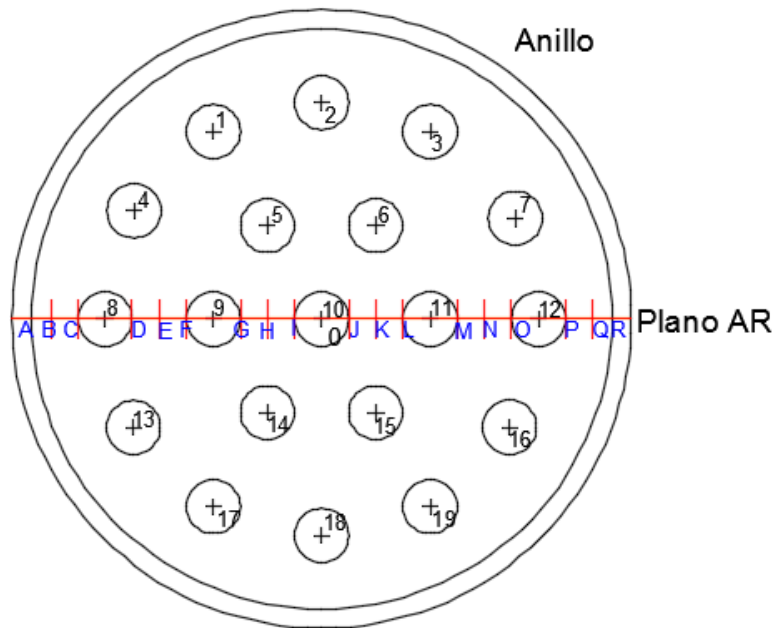


Figura 5-XIV. Vista en planta del modelo considerado para el análisis de esfuerzos.



Figura 5-XV. Vista en corte del modelo considerado para el análisis de esfuerzos.

Después de calcular los esfuerzos cortantes para cada combinación, estos valores se comparan con la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, obtenida de la prueba de compresión triaxial descrita en la sección 5.1.4.2. Si los valores obtenidos mediante la teoría de Boussinesq (Juárez-Badillo y Rico-Rodríguez, 2010) son, en todos los puntos, menores a la resistencia del suelo, podemos

asegurar que esa combinación (diámetro y cantidad de perforaciones) es confiable y puede ser llevada a cabo, en laboratorio, sin ninguna complicación. Por el contrario, si en algún punto, el esfuerzo obtenido supera a la resistencia del suelo, esa combinación no es factible.

Así, mediante este código, se analizaron distintas combinaciones con los nuevos diámetros propuestos y se determinaron las nuevas pruebas de expansión a realizar.

5.4.3. Determinación del comportamiento expansión – volumen extraído para nuevas combinaciones.

Se lleva a cabo la preparación de los especímenes de prueba como se menciona en la sección 5.3.3., de igual forma, el procedimiento para llevar a cabo las pruebas de expansión en las nuevas combinaciones propuestas es el mismo descrito en la sección 5.1.4.1.

Con base en los resultados que se obtienen de estas pruebas es posible determinar el porcentaje de expansión que se abate al comparar la expansión presentada en los nuevos especímenes modificados y en el espécimen sin inclusiones. Así mismo, es posible determinar qué porcentaje de expansión se abatió en función del volumen que se extrajo de la muestra al perforarla.

Finalmente, al tener cuatro distintos comportamientos “expansión abatida contra volumen extraído” se tiene una idea más clara del funcionamiento del método y se pueden generar, de una manera adecuada, propuestas para extrapolar el proyecto del laboratorio a campo.

5.4.4. Modelo de extrapolación.

Utilizando todos los resultados arrojados por esta investigación, se implementó un código en Matlab, similar al anterior, pero aplicado a un terreno. Esto con el fin de generar propuestas de solución al problema de los suelos expansivos que se da en campo.

El programa solicita al usuario los datos del terreno (área del terreno y potencial expansivo del suelo) y de acuerdo a la expansión de éste y con base en los resultados de expansión abatida obtenidos en laboratorio, genera distintas combinaciones de diámetro, profundidad y cantidad de perforaciones que, de acuerdo a las pruebas realizadas, logran abatir el porcentaje de expansión brindado por el usuario. De manera simultánea, el programa realiza un análisis de esfuerzos, mediante la teoría de Boussinesq, para cada combinación generada, asegurando la estabilidad del terreno al realizar las perforaciones propuestas.

6. RESULTADOS

6.1. Obtención de parámetros del suelo

6.1.1. Caracterización geotécnica.

El suelo se extrajo de la zona de Jurica, en la ciudad de Querétaro, México, a una profundidad de 80 centímetros, mediante el método de pozo a cielo abierto del cual se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas (Figura 6-I).



Figura 6-I. Extracción de muestras alteradas.

Posteriormente se realizaron las pruebas para clasificar el material y determinar sus propiedades índice, las cuales se muestran en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1. Propiedades índice del suelo de estudio.

Parámetro		Valor
Límite líquido:	LL =	86 %
Límite plástico:	LP =	32.53 %
Índice plástico:	IP =	53.48 %
Contracción lineal:	CL =	21.15 %
Límite de contracción:	LC =	15.93 %
Índice de contracción:	SI=LL-LC	70.07%
Peso específico:	γ_m =	15.5 kN/m ³ 1.58 gr/cm ³
Contenido de agua en campo:	w =	45.65%
Gravedad específica:	Ss =	2.62
Contenido de Grava:	G =	0 %
Contenido de Arena:	S =	1.38 %
Contenido de suelo Fino:	F =	98.62 %
Clasificación de Suelo:	SUCS =	CH

Se comprueba que el suelo es tipo CH (arcilla de alta compresibilidad) y con base en la Tabla 4.2, Tabla 4.3 y Tabla 4.4 se puese estimar que el suelo posee un alto potencial de expansión, por lo que se considera ideal para esta investigación.

6.1.2. Pruebas sin inclusiones (expansión y resistencia).

Se realizaron dos pruebas de expansión sin inclusiones, una en estado inalterado y la otra en estado remoldeado tomando en cuenta los parámetros del suelo en estado natural. Se consideró una carga de sitio de 12.74 kPa (1.3 ton/m²) y una carga estructural de 9.8 kPa (1 ton/m²). Un resumen de los resultados obtenidos se muestra en la Tabla 6.2 y Tabla 6.3. En la Figura 6-II y Figura 6-III se muestran las curvas de compresibilidad obtenidas para el suelo en estudio.

Tabla 6.2. Tabla resumen de prueba inalterada sin inclusiones.

% Expansión	18.8	Presión de expansión (kPa)		410
Incrementos de presión (kPa)		Lectura de micrometro	Espesor (mm)	Relación de vacios
0		300	20.1	0.831
22.7		255	19.65	0.790
Saturación		632	23.42	1.134
45.1		620	23.3	1.123
89.8		551	22.61	1.060
179.4		455.5	21.655	0.973
313.6		332	20.42	0.860
425.5		235	19.45	0.772
313.6		252	19.62	0.788
179.4		296	20.06	0.828
89.8		323.5	20.335	0.853
45.1		341	20.51	0.869
22.7		355	20.65	0.881
Índice de compresión Cc	0.43	Índice de Hinchamiento Cs		0.15

Tabla 6.3. Tabla resumen de prueba remoldeada sin inclusiones.

% Expansión	28.1	Presión de expansión (kPa)		745
Incrementos de presión (kPa)		Lectura de micrometro	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0		400	19.83	0.837
22.6		337	19.2	0.779
Saturación		895	24.78	1.296
44.8		873.5	24.565	1.276
89.3		816	23.99	1.223
178.3		669.5	22.525	1.087
356.3		519	21.02	0.947
578.7		405	19.88	0.842
801.2		324	19.07	0.767
578.7		345	19.28	0.786
356.3		380	19.63	0.819
178.3		442	20.25	0.876
89.3		476	20.59	0.908
44.8		501	20.84	0.931
22.6		546	21.29	0.972
Índice de compresión Cc	0.48	Índice de Hinchamiento Cs		0.15

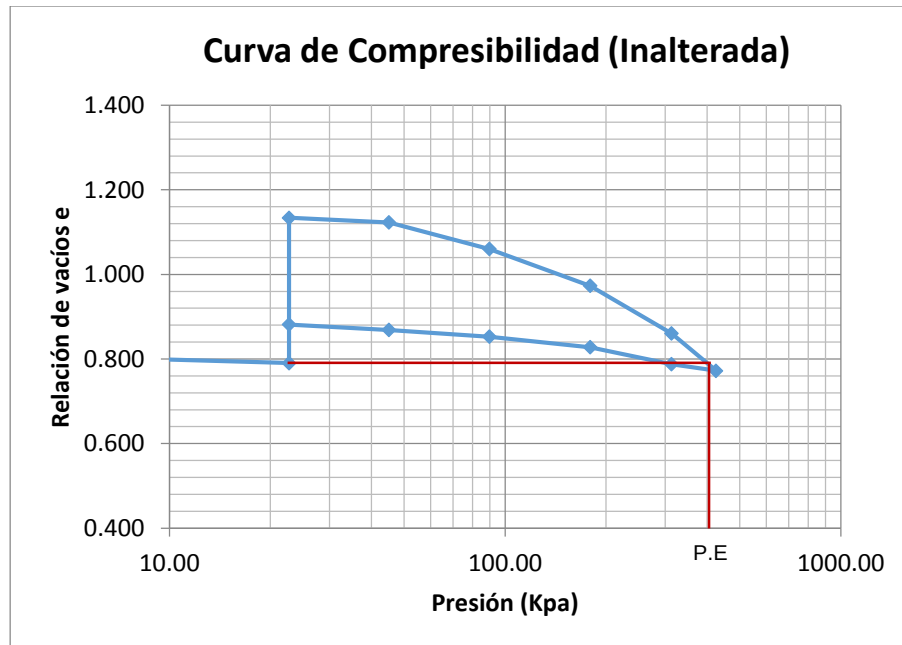


Figura 6-II. Curva de compresibilidad de probeta sin inclusiones en estado inalterado.

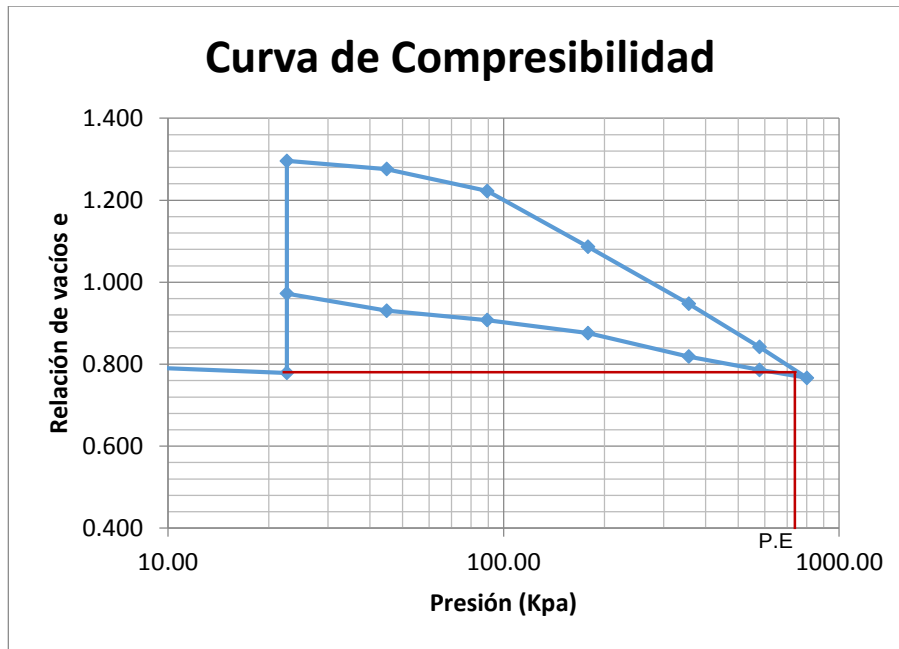


Figura 6-III. Curva de compresibilidad de probeta sin inclusiones en estado remoldeado.

Se puede observar que el porcentaje de expansión para el suelo inalterado fue de 18.8%, mientras que para el suelo remoldeado incremento a 28.8%. Lo mismo sucede con la presión de expansión, que resultó de 410 kPa para el caso inalterado y de 745 kPa para el caso remoldeado. De esta manera, se comprueba que el suelo en condiciones remoldeadas presenta mayor expansión y presión de expansión que en su condición inalterada.

En la parte de resistencia, se realizó una prueba de compresión triaxial en probetas de suelo remoldeado, sometiendo el suelo a distintos esfuerzos confinantes de 49, 98 y 196 kPa (0.5, 1 y 2 kg/cm²). Los resultados obtenidos se muestran a continuación (Tabla 6.4):

Tabla 6.4. Esfuerzos principales obtenidos mediante prueba de compresión triaxial UU.

Probeta	1		2		3	
Unidades	kPa	kg/cm ²	kPa	kg/cm ²	kPa	kg/cm ²
σ_3	49	0.5	98	1	196	2
σ_1	733.24	7.47	847.29	8.64	1029.99	10.503

De la Figura 6-IV se observa que el resultado de la prueba es un ángulo de fricción (ϕ) de 25° y una cohesión interna de 175.54 kPa (1.79 kg/cm^2).

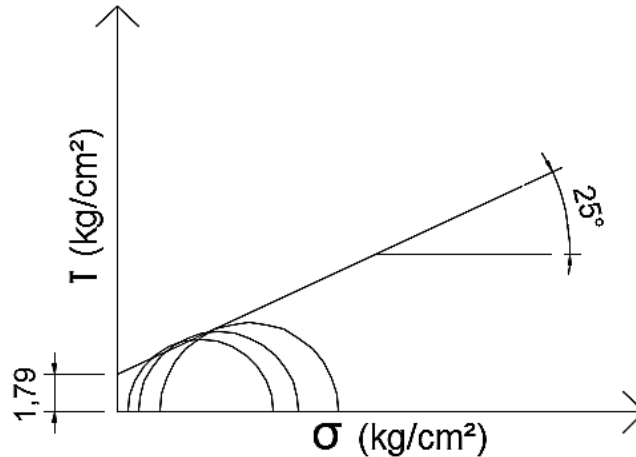


Figura 6-IV. Prueba de resistencia al esfuerzo cortante mediante ensaye triaxial.

6.2. Modelo Suelo - Estructura

6.2.1. Propuesta de materiales de refuerzo.

Se proponen tres distintos materiales de refuerzo:

- PVC: El material se encuentra disponible en tubos del diámetro deseado, sin embargo, se requiere cortar para obtener la altura deseada y es necesario perforar las paredes del tubo de forma manual, provocando una muy baja la homogeneidad en sus huecos.
- Acero inoxidable: El material se encuentra disponible en láminas y ya cuenta con las perforaciones necesarias, únicamente es necesario cortar y soldar para dar la forma requerida (tubular).
- Acero galvanizado: El material se encuentra disponible en forma de malla por lo que tampoco es necesario perforar, es necesario cortar a las dimensiones requeridas y soldar para obtener la forma tubular en las estructuras.

Los materiales descritos se muestran en la Figura 6-V.

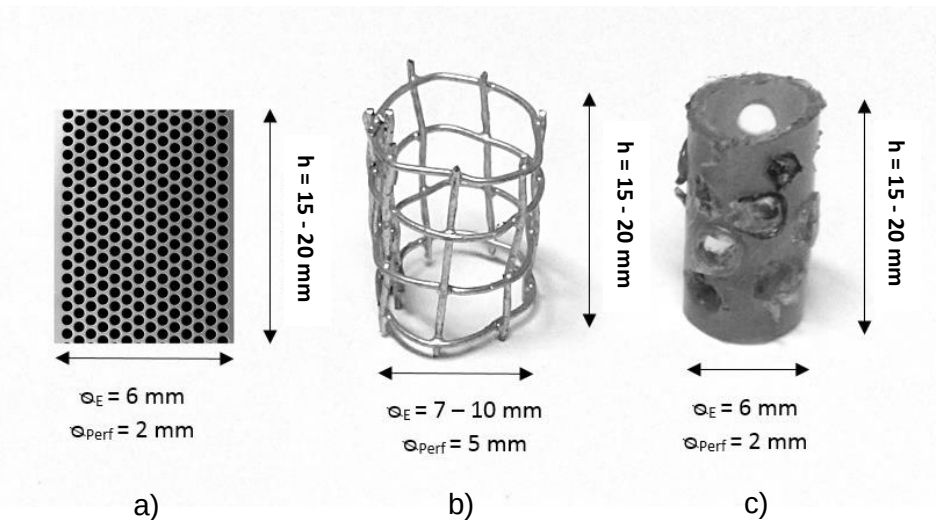


Figura 6-V. Materiales propuestos para estructura de refuerzo

- a) Acero inoxidable
- b) Acero galvanizado
- c) PVC

6.2.2. Análisis mediante elemento finito.

En la Figura 6-VI se muestra el modelo idealizado de la estructura tubular porosa a colocar como refuerzo que se utilizó para llevar a cabo el análisis de esfuerzos y deformaciones mediante SolidWorks; se tomaron en cuenta las dimensiones necesarias para reforzar una probeta de suelo para prueba de expansión, es decir, este modelo es válido a nivel laboratorio. La altura de la estructura se consideró igual al espesor de una probeta de suelo (20 mm) y el diámetro utilizado fue uno de los propuestos en el diseño experimental (7 mm). En cuanto a las condiciones de frontera, la carga estructural transmitida mediante la losa se estimó en 10 kPa, a lo que se le aumenta la carga de sitio, calculada en 10 kPa; para la presión ejercida por expansión del suelo se determinó utilizar el valor de presión de expansión en el sentido vertical igual al valor de presión de expansión en el sentido horizontal, esto debido a que, como demuestran López-Lara et al. (2014), al colocar cavidades o huecos dentro de la probeta de suelo, la trayectoria de la expansión del suelo cambia del sentido vertical y se dirige ahora hacia estas cavidades, por lo que se puede pensar que la presión expansiva del suelo será dirigida en ese mismo sentido, es decir, estaría actuando sobre la estructura de refuerzo colocada en la cavidad. También, algunos autores como Ikizler et al.

(2008), Chen y Huang (1987), señalan que, en investigaciones sobre arcillas expansivas, se ha encontrado que la presión de expansión lateral puede llegar a ser hasta 3.6 veces mayor que la presión de expansión vertical cuando no se permite una libre expansión del suelo en sentido horizontal, pero, que cuando existen vacíos en la masa de suelo y por lo tanto, a éste se le permite expandirse lateralmente, existe un punto en el tiempo en que la presión de expansión lateral es igual a la presión vertical, decreciendo hasta llegar incluso a ser nula. Con base en lo anterior, se utiliza como presión ejercida por expansión del suelo el valor obtenido de presión de expansión vertical (745 kPa) en la prueba realizada en probeta remoldeada (debido a que todas las pruebas en especímenes modificados se realizan en probetas remoldeadas). Se agregó también una restricción de movimiento en la parte inferior de la estructura, ya que, en la prueba de laboratorio no es posible que se dé un desplazamiento en el sentido vertical, ya que se encuentra limitada por la piedra porosa y por la cazuela del consolidómetro.

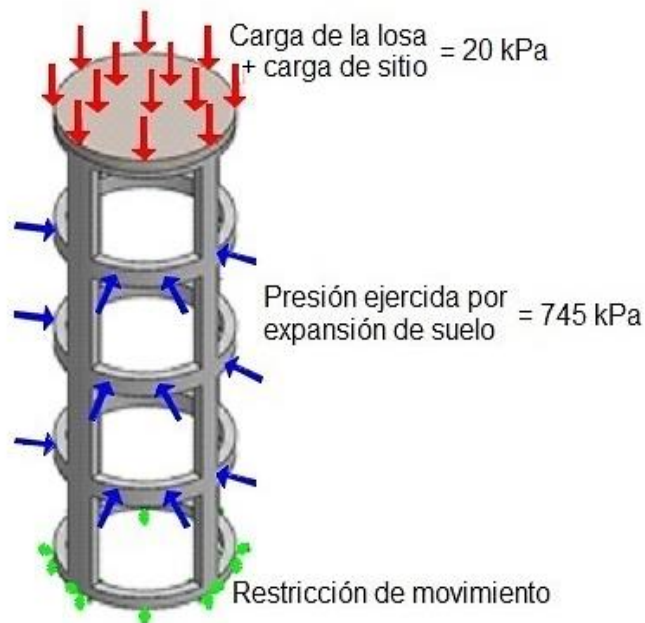


Figura 6-VI. Modelo de estructura tubular porosa usado para el análisis de elemento finito.

El estado de esfuerzos de la estructura tubular hueca que resultó del análisis con cada uno de los materiales se muestra a continuación. En la

Figura 6-VII-a se observa el estado de esfuerzos para la estructura hecha de acero inoxidable, en la

Figura 6-VII-b se encuentra el estado de esfuerzos de la estructura de acero galvanizado y en la

Figura 6-VII-c el correspondiente a la estructura de PVC. Los valores máximos de esfuerzo y deformación obtenidos para cada caso se muestran en la Tabla 6.5.

Tabla 6.5. Esfuerzos y deformaciones máximas en la estructura de refuerzo.

Material	Acero inoxidable	Acero galvanizado	PVC
Valor máximo de tensión	109.53 MPa	109.58 MPa	56.64 MPa
Deformaciones máximas	0.0192027 mm	0.0192135 mm	0.265229 mm

De los resultados arrojados por el análisis mediante elemento infinito se observa que la estructura de acero inoxidable alcanza valores de esfuerzos de hasta 109.53 MPa. En el caso de la estructura de acero galvanizado de 109.58 MPa y finalmente, en la estructura de PVC se observan esfuerzos de hasta 56.64 MPa. En cuanto a las deformaciones que registran las estructuras, ambos aceros registran un valor máximo de 0.019 mm, un valor muy bajo que incluso se puede considerar despreciable; en el caso del PVC se registró un valor máximo de 0.26 mm, la cual equivale al 3.7% del diámetro inicial de la estructura.

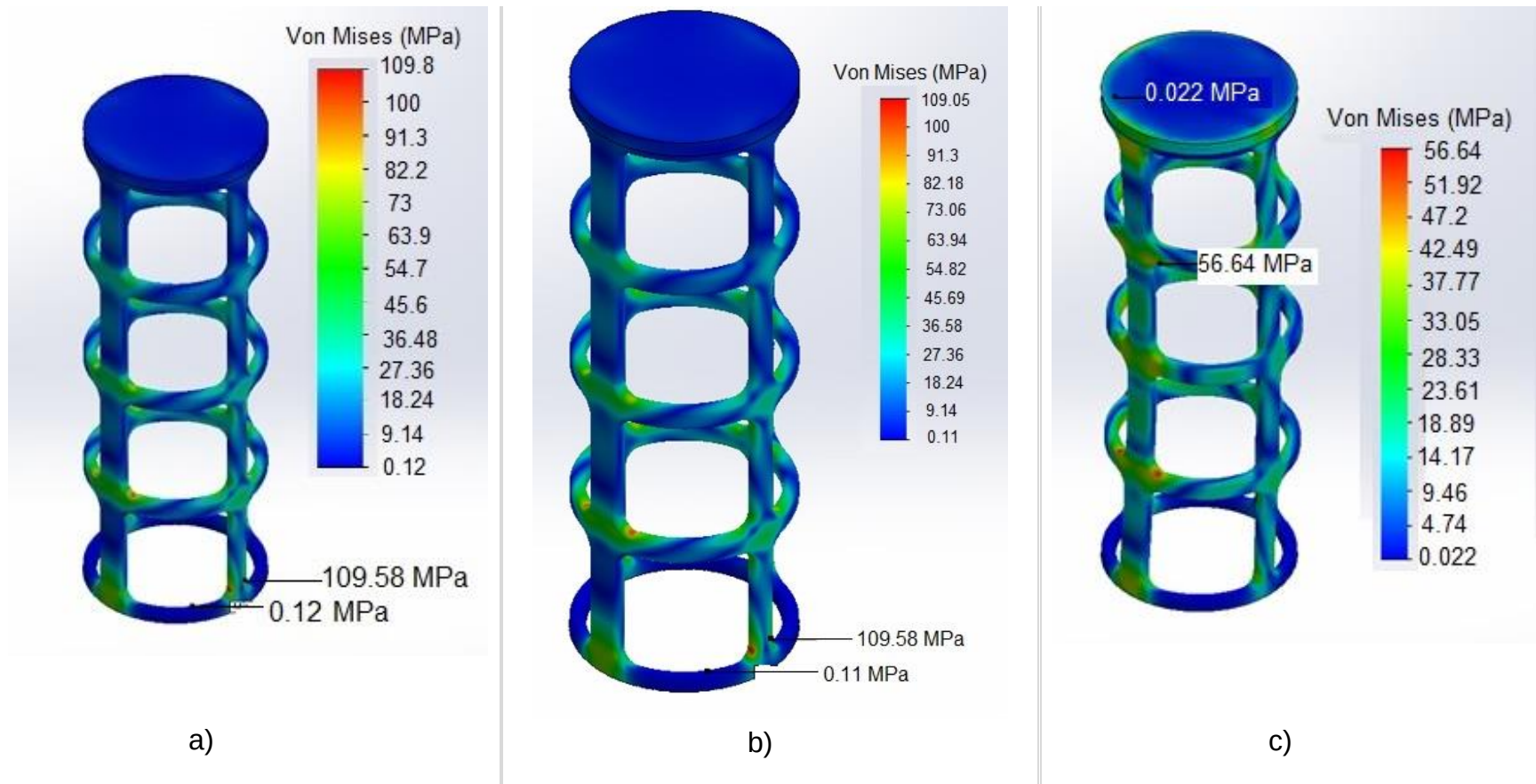


Figura 6-VII. Estado de esfuerzos para estructura de: a) acero inoxidable, b) acero galvanizado y c) PVC.

6.2.3. Análisis comparativo y selección del material de refuerzo.

Para elegir el material se realizó un análisis comparativo, abarcando costos, propiedades de resistencia, disponibilidad y calidad de la estructura. La Tabla 6.6 muestra las características de cada material.

Tabla 6.6. Análisis comparativo de los materiales de refuerzo.

Material	Perforaciones		Costo	Disponibilidad	Resistencia (MPa)
	Dimensiones	Homogeneidad			
Acero galvanizado	5 x 5 mm	Alta	90 \$/m ² (1250 pzas)	Muy alta	203.95
PVC	ϕ = 2 mm	Baja	10 \$/tubo 17 pzas	Alta	40.69
Acero inoxidable	ϕ = 2 mm	Muy alta	-	Media	620.43

- PVC: El material tiene muy baja homogeneidad en los huecos en sus paredes debido a que son perforados de forma manual, un costo de \$0.58 por pieza y una alta disponibilidad en el mercado, sin embargo, tiene una resistencia a la tensión menor al esfuerzo máximo que se presentaría bajo las cargas consideradas para el estudio, por lo que podría sufrir deformaciones importantes. Por lo anterior, se decide descartar este material.
- Acero inoxidable: El material tiene muy alta homogeneidad ya que viene perforado de fábrica, se encuentra disponible en láminas por lo que es necesario darle la forma tubular y soldarlo manualmente, lo que se dificulta un poco debido a su rigidez; su resistencia es 6 veces mayor a la requerida, sin embargo, su disponibilidad y costo lo hacen un material no muy recomendable, ya que es vendido por grandes volúmenes y generalmente no es sencillo adquirir una sola pieza, lo que a su vez, encarece el costo del material.
- Acero galvanizado: El material se encuentra disponible en forma de malla por lo que la homogeneidad de sus huecos es alta, se vende por láminas de m² y tiene una disponibilidad muy alta en el mercado; es necesario cortar y soldar los pequeños tubos de forma manual,

tomando en cuenta los materiales necesarios para este proceso, el costo por pieza tubular es de \$0.10 y su resistencia es aproximadamente el doble de la requerida.

Con base en los resultados obtenidos en el análisis de elemento finito, se decide descartar el material PVC debido a que una estructura hecha de este material se deformaría al ser sometida a las presiones del suelo, ya que la resistencia del PVC es menor a los esfuerzos máximos que se desarrollarían en la estructura durante la prueba. Entonces, la decisión queda entre los dos tipos de acero mencionados. Se decide utilizar el acero galvanizado debido a que, a un costo muy bajo, cumple los requerimientos para reforzar las perforaciones a nivel laboratorio.

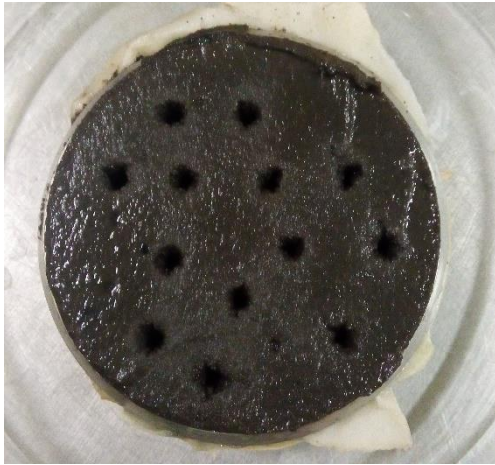
6.3. Análisis experimental.

6.3.1. Pruebas de expansión en especímenes modificados.

Como se mencionó en la sección 5.3.1., las pruebas de expansión se realizaron en especímenes modificados mediante diversos números de perforaciones de dos diámetros distintos, 7 y 10 mm. En la Figura 6-VIII se muestra una probeta con 13 perforaciones de 7 mm de diámetro antes de ser saturada, en la Figura 6-IX se muestra la misma probeta después de ser sometida a expansión.



Figura 6-VIII. Probeta modificada con 13 perforaciones de 7 mm de diámetro.



a)



b)

*Figura 6-IX. Probeta con 13 perforaciones de 7 mm de diámetro después de la expansión en
a) cara superior y b) cara inferior*

En la Figura 6-IX-a se observa que en la cara superior los huecos se rellenan en gran parte pero no en su totalidad y en la Figura 6-IX-b se observa que por la cara inferior los huecos se rellenan completamente, lo cual sucede debido a que el agua se introduce a la probeta de suelo de abajo hacia arriba.

De la misma forma, en la Figura 6-X se observa una probeta de suelo con tres perforaciones de 10 mm de diámetro antes de aplicársele la prueba de expansión. En la Figura 6-XI-a y Figura 6-XI-b se observa la misma probeta después de presentar expansión. Se observa que las perforaciones están prácticamente rellenas en su totalidad por ambas caras, puede ser probablemente debido a que, a mayor diámetro sea más fácil que el material rellene completamente la cavidad y a que, el ser menos perforaciones provoque que el suelo ocupe todo el hueco, favoreciendo un mayor abatimiento de la expansión.



Figura 6-X. Probeta modificada con 3 perforaciones de 10 mm de diámetro.



a)



b)

*Figura 6-XI. Probeta con 3 perforaciones de 10 mm de diámetro después de la expansión en
a) Cara superior y b) Cara inferior*

En la Tabla 6.7 se muestran los resultados de las pruebas de expansión realizadas en las probetas de suelo tratadas mediante perforaciones.

En la Tabla 6.8 se muestra un resumen de los resultados obtenidos en la prueba realizada al espécimen con un volumen extraído de 1.7% mediante 2 perforaciones de 7 mm de diámetro. En la Tabla 6.9 se muestran los resultados correspondientes a una extracción del 11% de volumen mediante 13 perforaciones de 7 mm. Así mismo, en la Tabla 6.10 los resultados obtenidos al extraer el 1.7% de volumen pero ahora mediante una sola perforación de 10 mm de diámetro y en la Tabla 6.11 se muestran los resultados arrojados de la prueba en la que se extrajo el 5.2% de volumen mediante 3 perforaciones de 10 mm de diámetro. En las Figura

6-XII a Figura 6-XV se muestran las curvas de compresibilidad correspondientes a cada prueba.

Tabla 6.7. Resultados de abatimiento de expansión mediante extracción de volumen.

Número de repeticiones	Diámetro de estructura (mm)	Número de estructuras	Volumen extraído (%)	Expansión presentada (%)	Expansión abatida (%)	Índice de compresión Cc	Presión de expansión (KPa)
1	Inalterada	0	0	18.8	0	0.43	410
1	Remoldeada	0	0	28.1	0	0.48	745
2	7	2	1.7	21.2*	6.9	0.49	733
1	7	6	5.2	17.4	10.7		
1	7	13	11	15.4	12.7	0.48	170
0	7	18	16	No fue posible perforar			
2	10	1	1.7	17.3*	10.8	0.48	225
1	10	2	3.56	13.9	14.2		
2	10	3	5.2	10.9*	17.5	0.43	186
9	10	4	7.11	No fue posible perforar			

*Promedio de pruebas realizadas.

Tabla 6.8. Tabla resumen de prueba con 2 inclusiones de 0.7 cm de diámetro.

% Expansión	22.0	Presión de expansión (kPa)		733
Incrementos de presión (kPa)		Lectura de micrometro	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0		400	20.11	0.812
22.7		387.5	19.7925	0.784
Saturación		562	24.2248	1.183
45.1		557.1	24.10034	1.172
89.8		547	23.8438	1.149
179.4		519	23.1326	1.085
358.3		462	21.6848	0.954
582.1		420	20.618	0.858
805.9		378	19.5512	0.762
Índice de compresión Cc	0.49			

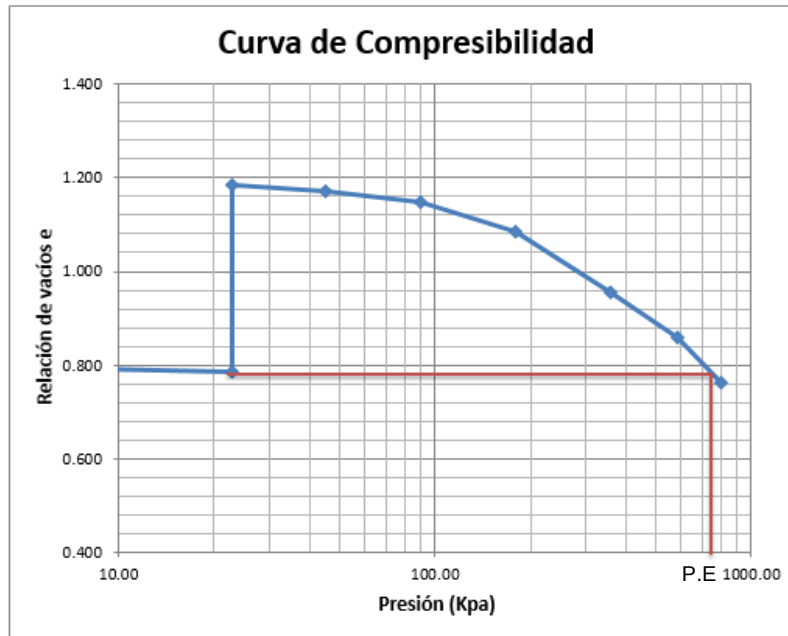


Figura 6-XII. Curva de compresibilidad de probeta con 2 inclusiones de 0.7 cm de diámetro.

Tabla 6.9. Tabla resumen de prueba con 13 inclusiones de 0.7 cm de diámetro.

% Expansión	13.0	Presión de expansión (kPa)		199
Incrementos de presión (kPa)		Lectura de micrometro	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0		200	19.83	0.836
22.6		126.2	19.092	0.767
Saturación		383	21.66	1.005
44.8		369.2	21.522	0.992
89.3		310	20.93	0.938
178.3		153	19.36	0.792
289.5		38	18.21	0.686
178.3		78.2	18.612	0.723
89.3		97	18.8	0.740
44.8		116	18.99	0.758
22.6		133.5	19.165	0.774
Índice de compresión Cc	0.49	Índice de Hinchamiento Cs		0.11

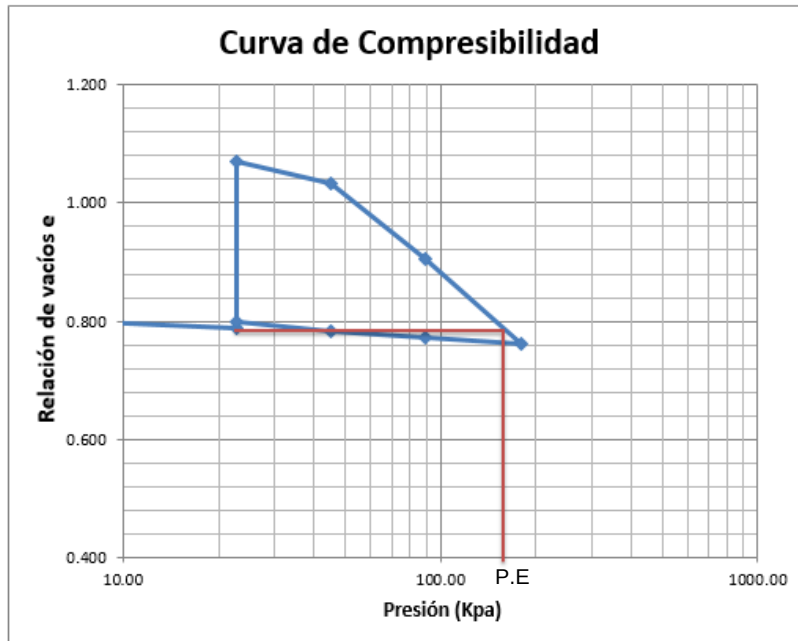


Figura 6-XIII. Curva de compresibilidad de probeta con 13 inclusiones de 0.7 cm de diámetro.

Tabla 6.10. Tabla resumen de prueba con 1 inclusión de 1 cm de diámetro.

% Expansión	16.0	Presión de expansión (kPa)		225
Incrementos de presión (kPa)		Lectura de micrometro	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0		400	19.83	0.817
22.6		359.5	19.425	0.780
Saturación		676	22.59	1.070
44.8		651	22.34	1.047
89.3		560.5	21.435	0.964
178.3		430	20.13	0.845
356.3		244	18.27	0.674
178.3		282	18.65	0.709
89.3		315.5	18.985	0.740
44.8		337.5	19.205	0.760
22.6		371.5	19.545	0.791
Índice de compresión Cc	0.48	Índice de Hinchamiento Cs		0.11

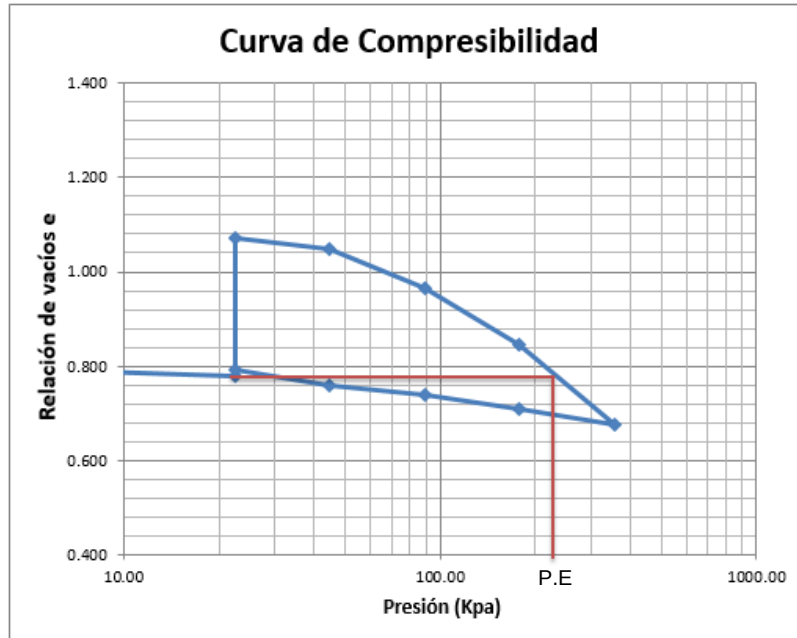


Figura 6-XIV. Curva de compresibilidad de probeta con 1 inclusión de 1 cm de diámetro.

Tabla 6.11. Tabla resumen de prueba con 3 inclusiones de 1 cm de diámetro.

% Expansión	11.7	Presión de expansión (kPa)		186
Incrementos de presión (kPa)		Lectura de micrometro	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0		400	20.11	0.799
22.7		337	19.48	0.742
Saturación		572	21.83	0.953
45.1		535	21.46	0.920
89.8		450	20.61	0.843
179.4		343	19.54	0.748
358.3		200	18.11	0.620
179.4		230	18.41	0.647
89.8		280	18.91	0.691
45.1		310	19.21	0.718
22.7		345	19.56	0.750
Índice de compresión Cc	0.43	Índice de Hinchamiento Cs		0.12

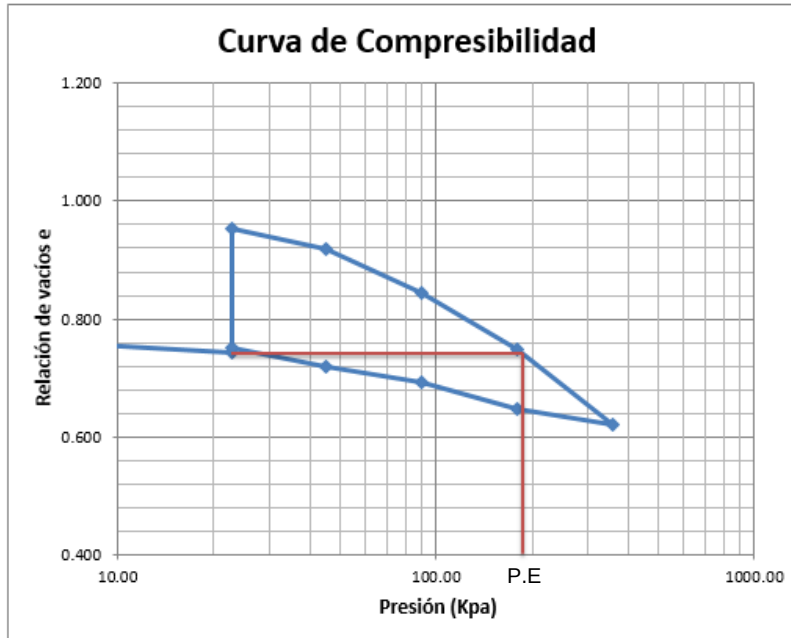


Figura 6-XV. Curva de compresibilidad de probeta con 3 inclusiones de 1 cm de diámetro.

En la Figura 6-XVI se observan de manera gráfica los resultados de expansión abatida en función del volumen extraído obtenidos para cada diámetro.

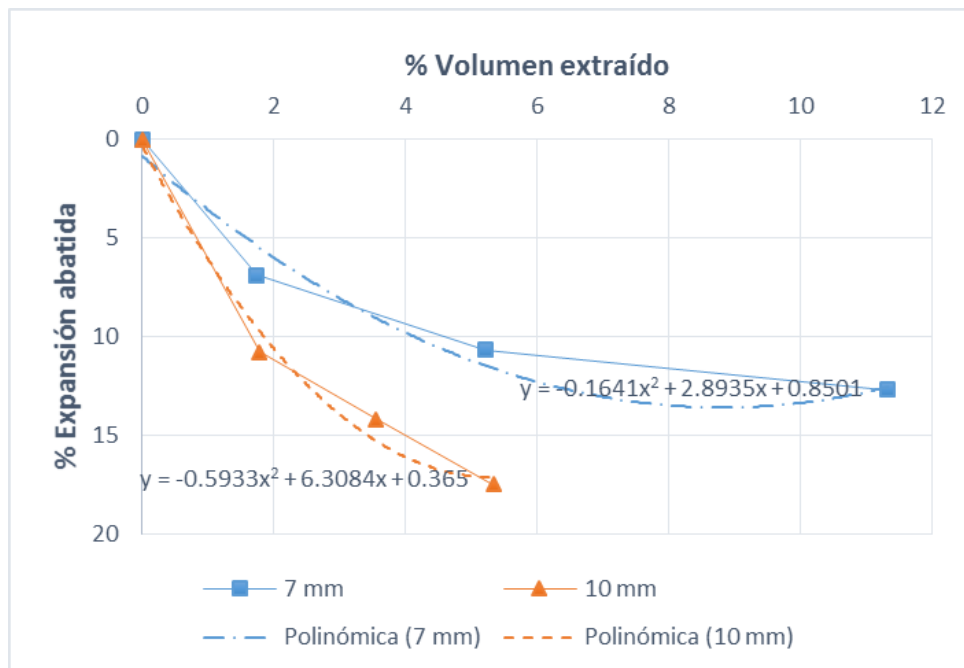


Figura 6-XVI. Tendencias de expansión abatida contra volumen extraído para diferentes diámetros.

De lo anterior, destaca que el diámetro de perforación de 10 mm resulto con un beneficio mayor al lograr abatir hasta 17.5% mediante 3 perforaciones, así mismo, se observa que con 1 y 2 perforaciones sus resultados también son muy buenos, ya que logran abatir una expansión de 10% a 14%. En cuanto al diámetro de 7 mm, se logró abatir hasta un 12.7% mediante 13 perforaciones, sin embargo, tomando en cuenta que al colocar 6 perforaciones se logró abatir una expansión de 10.7%, se puede observar que al añadir 7 perforaciones solo se logró abatir un 2% más de expansión, por lo que el resultado con un mayor beneficio, en este caso, es el de 6 perforaciones, logrando abatir una expansión de 10.7% mediante la extracción del 5.2% de volumen del suelo.

En el comportamiento correspondiente a las probetas perforadas con diámetro de 7 mm se observa, que a partir de un 11% de volumen extraído, se comienza a formar una asíntota con el eje “volumen extraído”, lo que significa que a partir de ese punto el comportamiento correspondiente a éste diámetro ya no es tan favorable, por lo cual no tiene caso realizar perforaciones más allá de este punto, pues no se tiene un avance significativo en el abatimiento de la expansión. Lo mismo sucede con el gráfico correspondiente al diámetro de 10 mm, suponiendo que sigue la misma tendencia, si trazamos una línea paralela al comportamiento de 7 mm, se podría observar que no se da un avance significativo en el abatimiento de la expansión más allá del 5.2% de volumen extraído. Por lo tanto, el punto en que comienza a formarse la asíntota, nos sirve para delimitar hasta que punto el comportamiento es favorable para cada diámetro.

También se presenta de manera gráfica la disminución de la presión de expansión en cada prueba según la cantidad de perforaciones realizadas para cada diámetro (Figura 6-XVII).

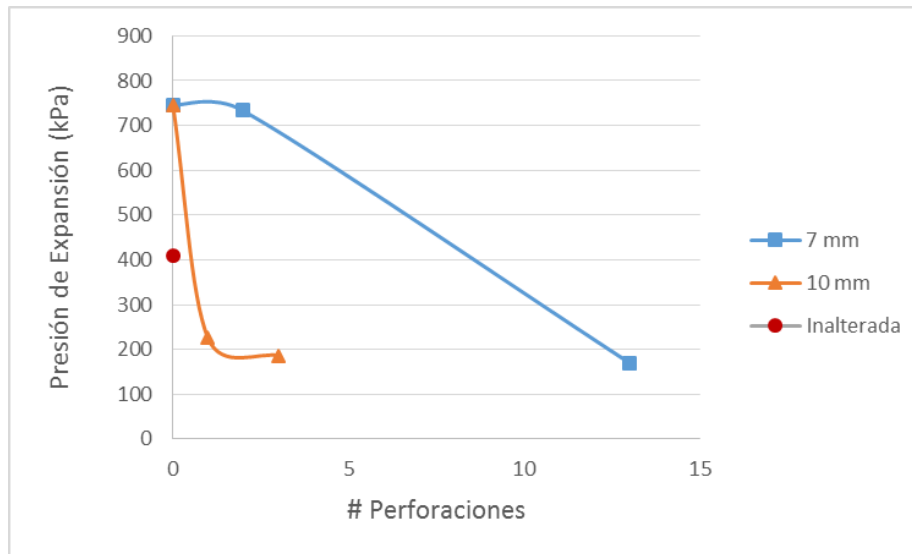


Figura 6-XVII. Decremento de la presión de expansión según el número de perforaciones.

Se observa que con ambos diámetros se logran alcanzar valores similares (170 y 186). Sin embargo, con el diámetro más pequeño (7 mm) fueron necesarias 13 perforaciones para alcanzar dicho valor, mientras que con el diámetro más grande (1 cm) se logró el decremento con solo 3 perforaciones. Estos valores de presión que se presentan, se pueden atribuir al porcentaje de expansión que no se logra abatir mediante el uso de la técnica.

6.3.2. Determinación del comportamiento expansión-volumen.

De la Figura 6-XVI se puede observar que la curva representativa del diámetro de 7 mm comienza a formar una asíntota en el eje “% volumen extraído” con valor de 13, por lo que se considera que con ese diámetro el método sería efectivo para abatir un máximo del 13% de expansión, ya que para abatir un porcentaje mayor se requeriría extraer una mayor cantidad de volumen, lo cual ya no resultaría beneficioso. Sin embargo, para lograr abatir ese porcentaje de expansión, fueron necesarias 13 perforaciones (11% de volumen extraído), mientras que con solo 6 perforaciones (5.2% de volumen extraído) se logró un abatimiento del 10.7% de expansión, por lo que se concluye que el límite más favorable para trabajar con este diámetro es en suelos con un máximo de 10.7% de expansión. En cuanto a la línea correspondiente al diámetro de 10 mm, se considera

un límite de 18%, ya que no fue posible estudiar su comportamiento a un mayor volumen extraído, debido a que las probetas se rompen al tratar de realizar más de 3 perforaciones de 10 mm (Figura 6-XVIII).



Figura 6-XVIII. Probeta de suelo después de la falla.

De lo anterior, se determina que el método de perforaciones con diámetros de 7 mm abate de manera efectiva la expansión hasta en un 13% sin sacrificar las propiedades de resistencia del suelo, aunque de manera más favorable hasta un 10.7%, mientras que el método de perforación con diámetros de 10 mm lo hace hasta en un 17.5%.

Derivado de los resultados anteriores, y buscando aprender más acerca del funcionamiento del método, se decide aumentar el número de pruebas, ahora con dos diámetros distintos a los ya presentados, ésto, con el objetivo de establecer dos nuevos comportamientos “volumen extraído vs expansión abatida” y contar con una mayor cantidad de datos para poder analizarlos y establecer una conclusión adecuada de cómo funciona el método propuesto; así como para crear una base sólida para extrapolar el proyecto de laboratorio a campo.

6.4. Modelo de extrapolación

6.4.1. Determinación de cargas aplicadas mediante prueba de celda de carga.

Para determinar cuál es el mayor volumen que se puede extraer con distintos diámetros sin comprometer la estabilidad de la probeta es necesario realizar un

análisis de los esfuerzos que se dan en el suelo al realizarse dichas perforaciones, y a la vez, para poder analizar los esfuerzos cortantes que se generan en el suelo es fundamental conocer la carga que se aplica en él al momento de perforar.

Las cargas obtenidas mediante el procedimiento descrito en la sección 5.4.1 se muestran en la Tabla 6.12.

Tabla 6.12. Cargas aplicadas al realizar una perforación de distinto diámetro.

Diametro (mm)	Carga (kg)
3.5	1.575
4.5	2.138
6	2.800
7.5	3.400
8	4.050
8.5	4.485
9	4.785
9.5	5.110
10	5.470
10.5	5.775

Los resultados se muestran de manera gráfica en la Figura 6-XIX.

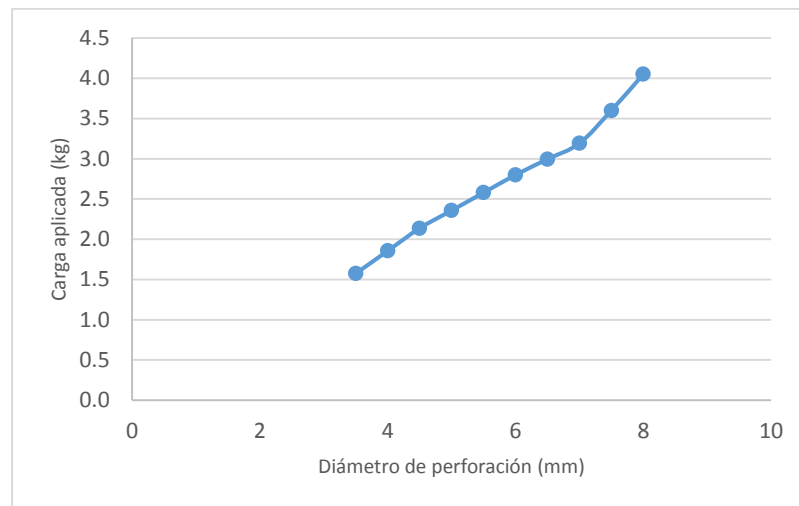


Figura 6-XIX. Cargas aplicadas en relación al diámetro de la perforación realizada.

Se observa que para cada diámetro se aplica una carga distinta, la cual es directamente proporcional al aumento del diámetro de la perforación. El comportamiento de la relación entre el diámetro y la carga necesaria para perforar

tiende a ser lineal. Sin embargo, se muestra un ligero aumento en la pendiente a partir de diámetros de 7.5 mm.

Ya que se tienen las cargas correspondientes a cada diámetro de perforación, se procede a hacer el análisis mediante la teoría de Boussinesq (Juárez-Badillo y Rico-Rodríguez, 2010) para determinar los esfuerzos verticales y cortantes en la probeta para cada caso propuesto.

6.4.2. Análisis de esfuerzos mediante la teoría de Boussinesq.

El análisis se lleva a cabo mediante el código realizado en Matlab descrito en el apartado 5.4.2., en el cual el usuario introduce la combinación deseada (diámetro de la perforación y número de perforaciones), el software realiza la distribución de perforaciones y analiza los esfuerzos bajo un plano AR a cuatro profundidades distintas (0.5, 1, 1.5 y 2 cm) (Figura 5-XIV y Figura 5-XV). Posteriormente se comparan los esfuerzos cortantes con la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, si la resistencia es mayor, se puede realizar el número de perforaciones propuesto sin que la probeta falle; de lo contrario, hay que disminuir la cantidad de perforaciones. Un ejemplo se muestra a continuación.

En la Figura 6-XX se aprecia que el usuario solicita analizar una combinación de 13 perforaciones de 7 mm de diámetro. El programa arroja la distribución de las perforaciones tomando en cuenta las restricciones anteriormente planteadas (Figura 6-XXI). Finalmente, despliega los resultados de los esfuerzos cortantes bajo los puntos del plano mostrado en la Figura 6-XXI, para que podamos comparar los valores de los esfuerzos calculados con la resistencia del suelo en estudio y así, poder determinar si la combinación es viable.

```
1      %%% Variables%%  
2      clc;  
3      clear;figure,  
4      dp=0.7; %%Diámetro de perforacion  
5      Perf=13; %% Número de perforacion  
6      da=7.5; %%Diámetro del anillo  
7      coordenadas = zeros(Perf,2) %% coordenadas de las perforaciones  
8      coo=1; %% variable para guardar el número de coordenadas  
9      n = 50; k=0:n; fi=2*pi*k/n; %% parametros para circulo  
10     zp=[0.5; 1.0; 1.5; 2]; %% profundidades  
11     factor=1;  
12
```

Figura 6-XX. Parte del código en donde se solicitan los datos al usuario (laboratorio).

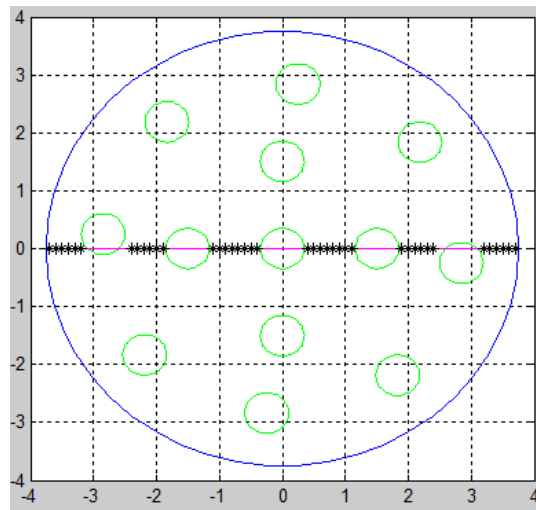


Figura 6-XXI. Distribución geométrica de la combinación solicitada (13 perforaciones de 7 mm).

En la Figura 6-XXII se muestran los valores de esfuerzo cortante arrojados por el programa. Para efectos de mostrar de una manera más grafica lo que sucede con esta combinación, se colocaron en color verde todos los valores que se consideran “seguros” y en amarillo los valores que se acercan a la resistencia del suelo en estudio. En todos los casos, los valores de esfuerzo cortante calculados

Punto del plano AR	h = 0.5 cm	h = 1 cm	h = 1.5 cm	h = 2 cm
1	0.34169	0.43175	0.37277	0.32638
2	0.45529	0.48555	0.39295	0.33779
3	0.61063	0.53762	0.41001	0.34785
4	0.81755	0.58301	0.42318	0.35649
5	1.07782	0.61591	0.43208	0.36384
6	1.37078	0.63153	0.43712	0.37023
7	1.42275	0.94819	0.65112	0.50838
8	1.28321	0.99187	0.68336	0.52916
9	1.24244	1.01725	0.70561	0.54616
10	1.31650	1.02413	0.71699	0.55898
11	1.50397	1.00950	0.71729	0.56752
12	1.76793	0.96777	0.70700	0.57194
13	1.69327	1.01566	0.80521	0.66780
14	1.41189	1.07012	0.84121	0.68671
15	1.20581	1.10345	0.86820	0.70139
16	1.10524	1.12286	0.88565	0.71151
17	1.11421	1.13236	0.89324	0.71693
18	1.23243	1.13146	0.89087	0.71765
19	1.45466	1.11521	0.87859	0.71386
20	1.74729	1.07572	0.85677	0.70590
21	1.74729	1.07572	0.85677	0.70590
22	1.45466	1.11521	0.87859	0.71386
23	1.23243	1.13146	0.89087	0.71765
24	1.11421	1.13236	0.89324	0.71693
25	1.10524	1.12286	0.88565	0.71151
26	1.20581	1.10345	0.86820	0.70139
27	1.41189	1.07012	0.84121	0.68671
28	1.69327	1.01566	0.80521	0.66780
29	1.76793	0.96777	0.70700	0.57194
30	1.50397	1.00950	0.71729	0.56752
31	1.31650	1.02413	0.71699	0.55898
32	1.24244	1.01725	0.70561	0.54616
33	1.28321	0.99187	0.68336	0.52916
34	1.42275	0.94819	0.65112	0.50838
35	1.37078	0.63153	0.43712	0.37023
36	1.07782	0.61591	0.43208	0.36384
37	0.81755	0.58301	0.42318	0.35649
38	0.61063	0.53762	0.41001	0.34785
39	0.45529	0.48555	0.39295	0.33779
40	0.34169	0.43175	0.37277	0.32638

Figura 6-XXII. Valores de esfuerzo cortante calculados bajo el plano AR a distintas profundidades (13 perforaciones de 7 mm).

son menores que la resistencia al esfuerzo cortante del suelo obtenida del ensaye triaxial, lo que demuestra que esta combinación es viable a realizar en laboratorio.

Para mostrar lo que sucede cuando una combinación no es factible, se solicita la combinación de 15 perforaciones de 7 mm de diámetro. La distribución geométrica se muestra en la Figura 6-XXIII.

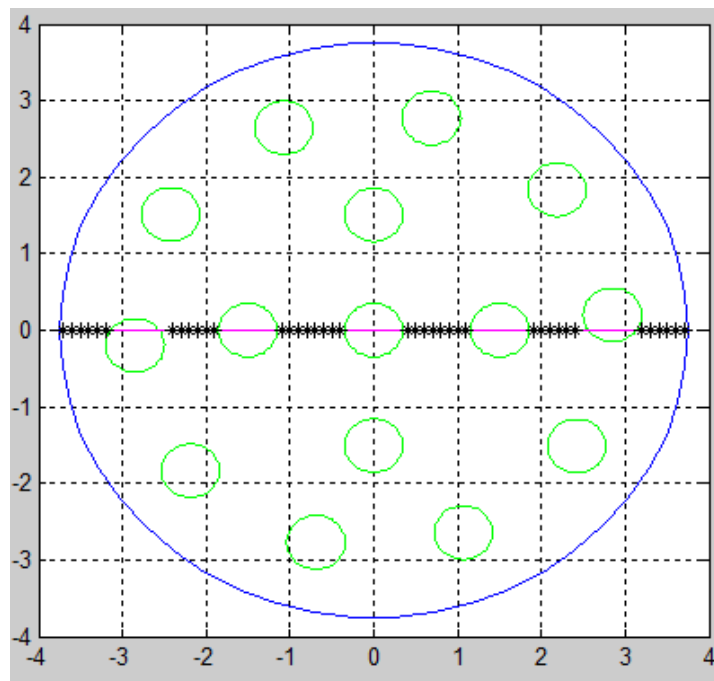


Figura 6-XXIII. Distribución geométrica de la combinación solicitada (15 perforaciones de 7 mm).

Los esfuerzos cortantes calculados se muestran en la Figura 6-XXIV. De igual manera se colorearon los valores “seguros” de color verde, los valores cercanos a la resistencia del suelo de color amarillo y los que son mayores a ésta de color rojo. Se puede observar que en este caso si existen valores en rojo, lo cual indica que esta combinación no es viable, ya que excede la resistencia del suelo y por lo tanto, la probeta se rompería al llevar a cabo las perforaciones.

Con ayuda del software se analizaron distintas combinaciones para conocer el máximo número de perforaciones que sería posible realizar con cada diámetro. Los resultados se muestran en la Tabla 6.13.

Punto del plano AR	h = 0.5 cm	h = 1 cm	h = 1.5 cm	h = 2 cm
1	0.37625	0.48684	0.43426	0.38376
2	0.50085	0.54597	0.45810	0.39747
3	0.67201	0.60280	0.47850	0.40962
4	0.90089	0.65158	0.49451	0.42009
5	1.18833	0.68549	0.50555	0.42892
6	1.50534	0.69856	0.51183	0.43639
7	1.53293	1.04838	0.74720	0.58681
8	1.37186	1.09430	0.78084	0.60881
9	1.31435	1.11878	0.80334	0.62663
10	1.37649	1.12271	0.81402	0.63994
11	1.55537	1.10383	0.81289	0.64868
12	1.81283	1.05711	0.80057	0.65305
13	1.71158	1.06657	0.87590	0.74270
14	1.42858	1.11782	0.90938	0.76055
15	1.22114	1.14838	0.93409	0.77419
16	1.11944	1.16538	0.94948	0.78333
17	1.12749	1.17285	0.95527	0.78784
18	1.24495	1.17025	0.95134	0.78774
19	1.46657	1.15261	0.93774	0.78324
20	1.75873	1.11201	0.91485	0.77469
21	1.75873	1.11201	0.91485	0.77469
22	1.46657	1.15261	0.93774	0.78324
23	1.24495	1.17025	0.95134	0.78774
24	1.12749	1.17285	0.95527	0.78784
25	1.11944	1.16538	0.94948	0.78333
26	1.22114	1.14838	0.93409	0.77419
27	1.42858	1.11782	0.90938	0.76055
28	1.71158	1.06657	0.87590	0.74270
29	1.81283	1.05711	0.80057	0.65305
30	1.55537	1.10383	0.81289	0.64868
31	1.37649	1.12271	0.81402	0.63994
32	1.31435	1.11878	0.80334	0.62663
33	1.37186	1.09430	0.78084	0.60881
34	1.53293	1.04838	0.74720	0.58681
35	1.50534	0.69856	0.51183	0.43639
36	1.18833	0.68549	0.50555	0.42892
37	0.90089	0.65158	0.49451	0.42009
38	0.67201	0.60280	0.47850	0.40962
39	0.50085	0.54597	0.45810	0.39747
40	0.37625	0.48684	0.43426	0.38376

Figura 6-XXIV. Valores de esfuerzo cortante calculados bajo el plano AR a distintas profundidades (15 perforaciones de 7 mm).

Tabla 6.13. Resultados de máxima cantidad de perforaciones para cada diámetro.

Diámetro (mm)	Cantidad máxima de perforaciones	Volumen extraído (%)
5	15	6.67
8	8	9.102
8.5	7	8.99
9	6	8.64

6.4.3. Determinación del comportamiento expansión- volumen extraído para nuevas combinaciones.

De las combinaciones mostradas en la Tabla 6.13, se eligen dos; el diámetro de 5 mm, ya que se busca determinar si con un diámetro menor a los utilizados anteriormente se pueden lograr resultados benéficos y con el diámetro de 8.5 mm porque se encuentra entre los dos utilizados en la sección 6.3.2.

Siguiendo el mismo procedimiento descrito en el apartado 5.3., se realizaron pruebas de expansión en distintos volúmenes extraídos mediante perforaciones de 5 mm y 8.5 mm. Los resultados se muestran en la Tabla 6.14.

Tabla 6.14. Resultados de abatimiento de expansión para nuevas combinaciones planteadas.

Número de repeticiones	Diámetro de estructura (mm)	Número de estructuras	Volumen extraído (%)	Expansión presentada (%)	Expansión abatida (%)
1	Sin inclusiones	0	0	28.1	0
1	5	7	3.11	15.725	12.375
1	5	13	5.78	13	15.1
1	8.5	3	3.85	14.9	13.2
1	8.5	6	7.7	13.99	14.11

En la Tabla 6.15 se muestra un resumen de los resultados obtenidos en la prueba con un volumen extraído de 5.78% mediante 13 perforaciones de 0.5 cm de diámetro, en la se muestra la curva de compresibilidad correspondiente.

Tabla 6.15. Tabla resumen de prueba con 13 inclusiones de 0.5 cm de diámetro.

% Expansión	13.0	Presión de expansión (kPa)		199
Incrementos de presión (kPa)		Lectura de micrometro	Espesor (mm)	Relación de vacíos
0		200	19.83	0.836
22.6		126.2	19.092	0.767
Saturación		383	21.66	1.005
44.8		369.2	21.522	0.992
89.3		310	20.93	0.938
178.3		153	19.36	0.792
289.5		38	18.21	0.686
178.3		78.2	18.612	0.723
89.3		97	18.8	0.740
44.8		116	18.99	0.758
22.6		133.5	19.165	0.774
Índice de compresión Cc	0.49	Índice de Hinchamiento Cs		0.11

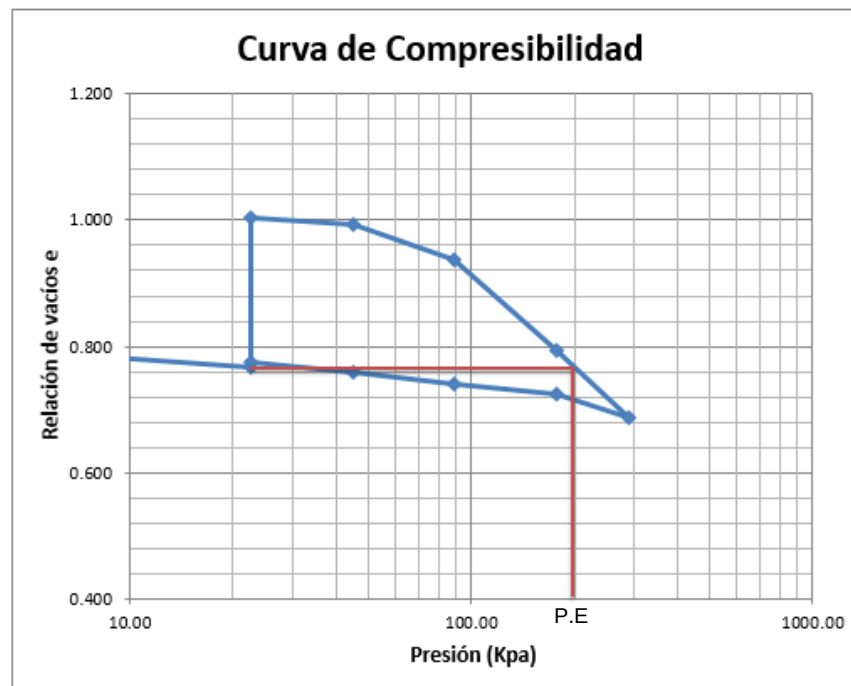


Figura 6-XXV. Curva de compresibilidad de prueba con 13 inclusiones de 0.5 cm de diámetro.

En la Figura 6-XXVI se observan de manera gráfica los resultados de expansión abatida en función de volumen extraído obtenidos para los dos nuevos diámetros.

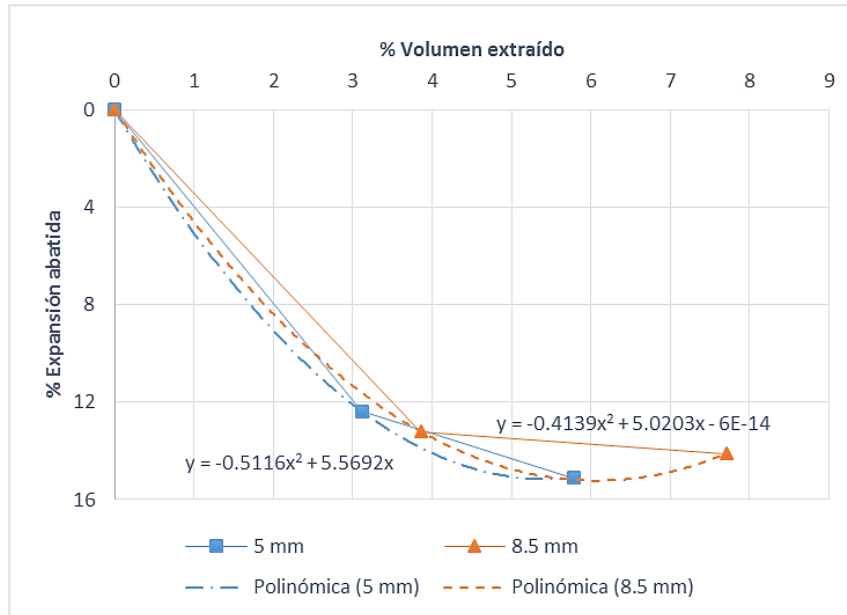


Figura 6-XXVI. Tendencias de expansión abatida contra volumen extraído para nuevas combinaciones.

En la Figura 6-XXVI se observa un comportamiento muy similar al mostrado por los diámetros anteriormente analizados, ya que el porcentaje de expansión abatida es mayor al porcentaje de volumen extraído, pero en cierto valor se comienza a dibujar una asíntota, también, al igual que en los diámetros de 7 mm y 10 mm, se logran abatir distintos porcentajes de expansión con cada diámetro. Se observa que el porcentaje máximo abatido con el diámetro de 8.5 mm es de 14.1%, mientras que el diámetro de 5 mm logra abatir un 15.1%. Aunque a simple vista los porcentajes de expansión abatida son muy similares, es importante señalar que el diámetro de 5mm logra abatir ese porcentaje de expansión con una cantidad mucho menor de volumen extraído, es decir, mientras que con el diámetro de 5mm se abate un 15.1% de expansión al retirar 5.78%, con el diámetro de 8.5 mm se abate un 14.1% de expansión pero para esto es necesario retirar hasta un 7.7% de volumen de la muestra. Por lo tanto, se puede decir que el comportamiento del diámetro de 5 mm resulta más beneficioso que el de 8.5 mm para esta investigación.

En la Figura 6-XXVII se presenta un gráfico comparativo en donde se muestran los comportamientos obtenidos para todos los diámetros analizados, en donde se puede observar que todos logran abatir una porcentaje significativo de expansión, logrando abatir hasta un 12.7% con el diámetro de 7 mm, 14.1% con el de 8.5 mm, 15.1% con el de 5 mm y finalmente hasta un 17.5% con el diámetro de 10 mm, siendo los más beneficiosos el diámetro de 5 mm y el de 10 mm, debido a que lograron abatir un mayor porcentaje de expansión con un menor volumen extraído.

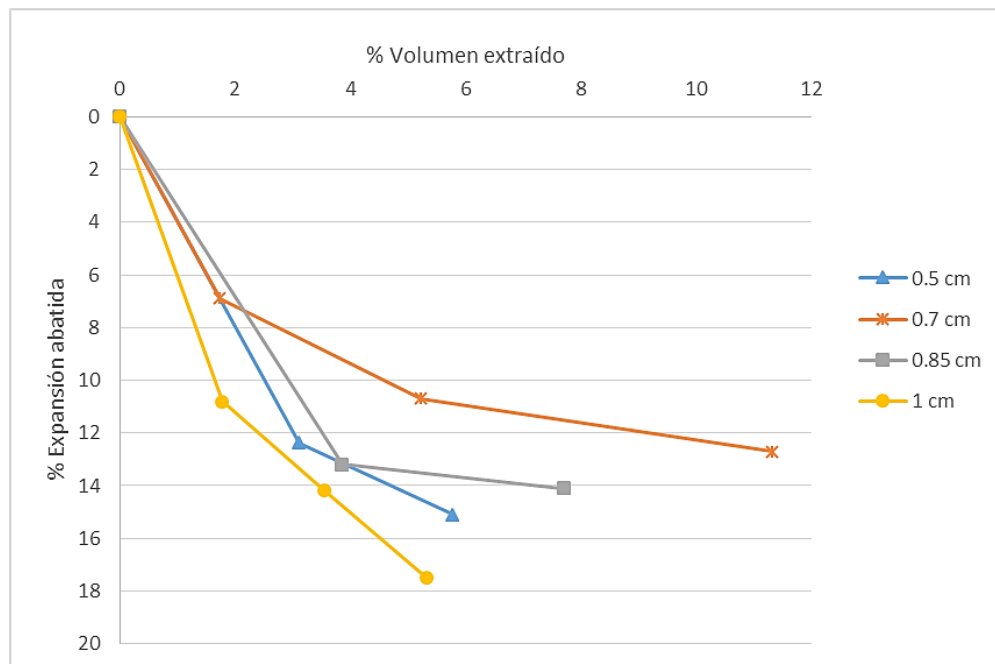


Figura 6-XXVII. Tendencias de expansión abatida contra volumen extraído para todas las combinaciones analizadas.

Se muestra también un gráfico comparativo de la disminución de la presión de expansión según la cantidad de perforaciones para los distintos diámetros analizados (Figura 6-XXVIII), en el cual, se observa que el comportamiento correspondiente al diámetro de 5 mm es muy similar al del diámetro de 7 mm, logrando un importante decremento en la presión de expansión con 13 perforaciones.

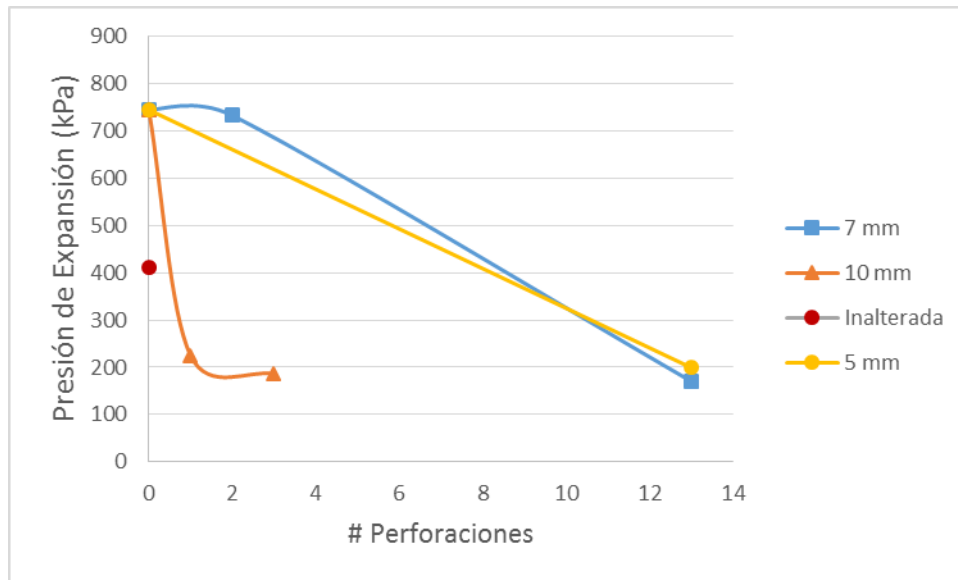


Figura 6-XXVIII. Disminución en la presión de expansión según el número de perforaciones

Con el fin de explicar de manera más clara el funcionamiento del método, se registraron los cambios en el peso volumétrico húmedo del suelo, tanto en la sección sin perforar de la probeta como en la sección perforada como se muestra en la Figura 6-XXIX.

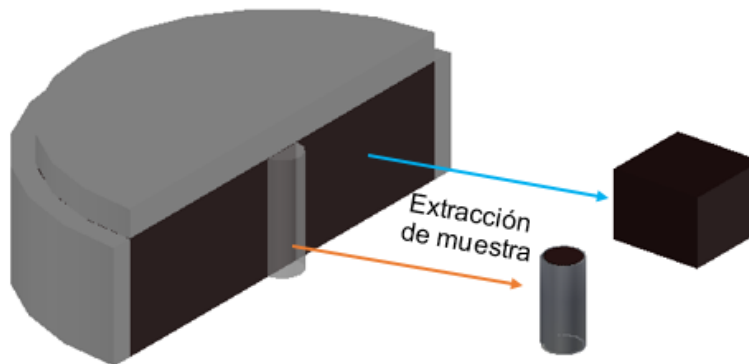


Figura 6-XXIX. Toma de muestra para medición de peso volumétrico húmedo.

Los resultados obtenidos de una probeta con 2 perforaciones de 1 cm de diámetro se muestran en la Tabla 6.16, mientras que los resultados de la prueba realizada en una probeta con 6 perforaciones de 0.85 cm de diámetro se muestran en la Tabla 6.17.

Tabla 6.16. Peso volumétrico húmedo en secciones de probeta con 2 perforaciones de 1 cm después de la expansión.

<i>Prueba en espécimen con 2 perforaciones de 1 cm</i>					
γ_m inicial del suelo (g/cm ³):		1.58		γ_m final en estructura de refuerzo	
γ_m final en resto de probeta			# muestra:	1	2
# muestra:	1	2	W (g):	2.61	2.15
Wm (g):	1.17	4.01	h (cm):	1.56	1.4
h (cm):	0.53	1.275	Dprom (cm):	1.10	1.064
L (cm):	1.432	1.452	Vol:	1.483	1.245
a (cm):	1.23	1.62	Wt (g):	0.52	0.43
Vol:	0.934	2.999	Wm (g):	2.09	1.72
γ_m (g/cm ³):	1.25	1.34	γ_m (g/cm ³):	1.410	1.382
	x':	1.30		x':	1.40
	s':	0.06		s':	0.02
γ_m (g/cm ³):	1.3±0.06		γ_m (g/cm ³):	1.4±0.02	

Tabla 6.17. Peso volumétrico húmedo en secciones de probeta con 6 perforaciones de 0.85 cm después de la expansión.

<i>Prueba en espécimen con 6 perforaciones de 0.85 cm</i>					
γ_m inicial del suelo (g/cm ³):		γ_m en estructura de refuerzo			
1.59		# muestra:	1	2	
		W (g):	1.36	1.49	
		h (cm):	1.438	1.57	
		Dprom (cm):	0.76	0.799	
γ_m en resto de la probeta		Vol:	0.644	0.788	
# muestra:	1	Wt (g):	0.36	0.37	
Wm (g):	2.67	Wm (g):	1	1.12	
h (cm):	1.192	γ_m (g/cm ³):	1.553	1.422	
L (cm):	1.412		x':	1.49	
a (cm):	1.296		s':	0.10	
Vol:	2.1813				
γ_m (g/cm ³):	1.22	γ_m (g/cm ³):	1.49±0.1		

Así mismo, para lograr llegar a una conclusión más clara acerca de la efectividad del método, se hace un análisis de la deformación vertical del suelo (en volumen) que se logró abatir y en qué porcentaje de su valor se logró reducir. Los resultados se muestran en la Tabla 6.18.

Tabla 6.18. Análisis de la deformación vertical abatida del suelo (en volumen).

Diametro perforación (cm)	Cantidad perforaciones	Volumen de huecos (cm3)	Volumen abatido (cm3)	% de volumen de huecos respecto a volumen abatido
0.5	7	2.749	10.934	25.14
0.5	13	5.105	13.342	38.26
0.7	2	1.539	6.097	25.25
0.7	6	4.618	9.454	48.85
0.7	13	10.006	11.221	89.17
0.85	3	3.405	11.663	29.19
0.85	6	6.809	12.467	54.62
1	1	1.571	9.543	16.46
1	2	3.142	12.547	25.04
1	3	4.712	15.463	30.48

Los resultados se muestran de manera gráfica en la Figura 6-XXX.

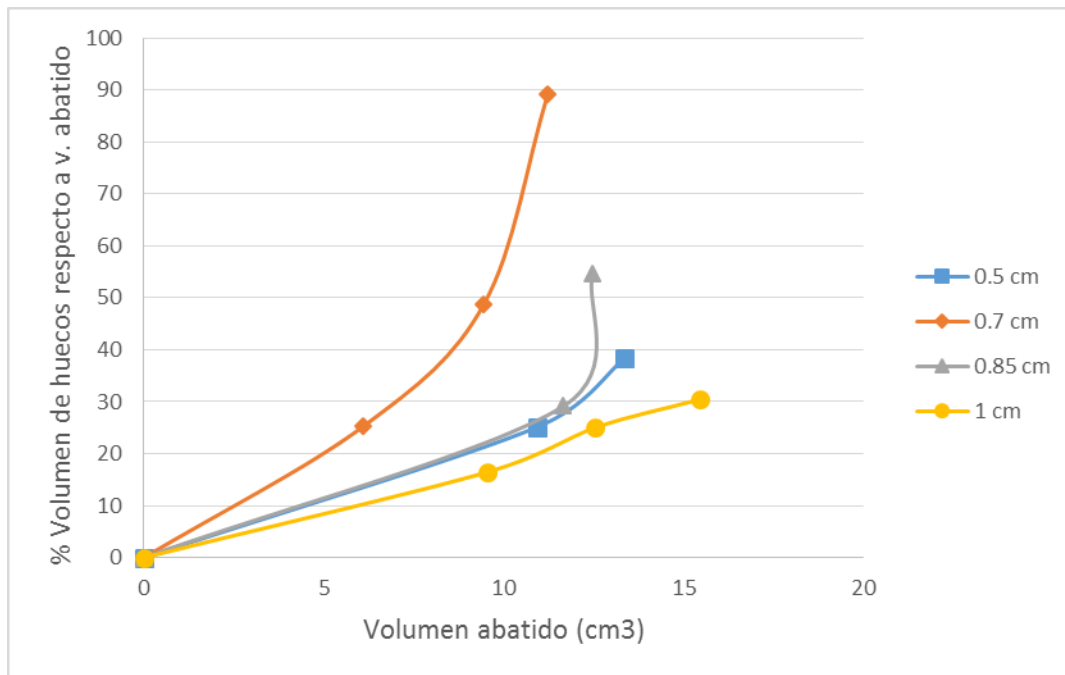


Figura 6-XXX. Porcentaje de volumen de huecos respecto a cada volumen abatido.

Como se puede apreciar en la Figura 6-XXX, los comportamientos respectivos a los diámetros de 0.5, 0.85 y 1 cm son muy similares, logrando abatir mayores volúmenes de suelo en menos del 50% de éstos. En cuanto al comportamiento obtenido para el diámetro de 0.7 cm se considera un resultado

positivo ya que sigue abatiendo determinados volúmenes en menos del 100% de éstos, pero no se considera el comportamiento más favorable. Si se toman los tres casos más favorables en cuanto a todos los puntos analizados en esta investigación, siendo los correspondientes a 13 perforaciones de 0.5 cm, 6 de 0.85 cm y 3 de 1 cm, y se calcula un promedio de los resultados obtenidos en la Tabla 6.18, obtenemos que la deformación vertical total del suelo (en volumen) se redujo con sólo el 41% de su valor dentro de los huecos cuando teóricamente debería ser igual al volumen vertical deformado.

Se realizó un análisis de los asentamientos producidos por dos diferentes valores de carga sobre el suelo (23.2 y 37 kPa) para determinar los efectos de las perforaciones en la compresibilidad del suelo. El cálculo se realizó a nivel de laboratorio y también extrapolando a campo, tomando en cuenta una profundidad de estrato $H = 150$ cm. Los resultados del estudio a nivel laboratorio, para el cuál se tomaron en cuenta las profundidades ‘H’ correspondientes a las de las probetas de suelo, se muestra en la Tabla 6.19.

Tabla 6.19. Asentamientos producidos por ambas cargas en las distintas muestras de laboratorio.

Muestra	Laboratorio			
	23.2 kPa		37 kPa	
	ΔH (mm)	ΔH (%)	ΔH (mm)	ΔH (%)
Inalterada	0.143	0.61	0.351	1.50
Remoldeada	0.237	0.96	0.410	1.66
1.7 % V.E. (7 mm)	0.127	0.52	0.206	0.85
11% V.E. (7 mm)	0.429	1.89	0.858	3.78
1.7 % V.E. (10 mm)	0.273	1.21	0.546	2.42
5.2 % V.E. (10 mm)	0.335	1.52	0.604	2.74
5.78 % V.E. (5 mm)	0.151	0.70	0.335	1.55

En la Tabla 6.20 se muestran los resultados del análisis extrapolado a campo. Comparando los resultados con los valores mostrados en la Tabla 4.6, se observa que, los asentamientos son permisibles considerando los valores permisibles para

estructuras correspondientes a la carga para la que fueron calculados. Es decir, los resultados calculados para la carga de 23 kPa se encuentran dentro de los límites sugeridos para una estructura con muros de mampostería, mientras que los calculados para la carga de 37 kPa se encuentran dentro de los límites establecidos para estructuras reticulares, chimeneas, silos y placas.

Tabla 6.20. Asentamientos producidos por ambas cargas en un estrato de arcilla con distintas combinaciones de perforación.

Muestra	Campo			
	23.2 kPa		37 kPa	
	ΔH (cm)	ΔH (%)	ΔH (cm)	ΔH (%)
Inalterada	0.914	0.61	2.249	1.50
Remoldeada	1.437	0.96	2.483	1.66
1.7 % V.E. (7 mm)	0.783	0.52	1.273	0.85
11% V.E. (7 mm)	2.834	1.89	5.665	3.78
1.7 % V.E. (10 mm)	1.812	1.21	3.623	2.42
5.2 % V.E. (10 mm)	2.688	1.79	4.485	2.99
5.78 % V.E. (5 mm)	1.047	0.70	2.319	1.55

Finalmente, se hizo un estudio de capacidad de carga en suelo remoldeado sin perforaciones y en suelo remoldeado con un 3.11% de volumen extraído, en humedad natural y saturado. Los resultados se muestran en la Tabla 6.21.

Tabla 6.21. Cálculo de capacidad de carga.

Probeta	w (%)	cohesión (T/m ²)	Angulo de fricción (°)	Nc	Nq	N _y	Fcs	Fqs	Fqd	Y _m suelo (T/m ³)	qc (T/m ²)	qadm (T/m ²)
Remoldeada	11.11	1.02	21	15.81	7.07	6.20	1.45	1.38	1.13	1.58	46.88	15.63
3.11%	11.11	0.9	20	14.83	6.40	5.39	1.43	1.36	1.13	1.58	39.70	13.23
3.11%	Saturada	0.72	21	15.81	7.07	6.20	1.45	1.38	1.13	1.58	38.92	12.97
Probeta	w (%)	cohesión (kPa)	Angulo de fricción (°)	Nc	Nq	N _y	Fcs	Fqs	Fqd	Y _m suelo (kN/m ³)	qc (kPa)	qadm (kPa)
Remoldeada	11.11	10	21	15.81	7.07	6.20	1.45	1.38	1.13	15.5	459.77	153.26
3.11%	11.11	8.823	20	14.83	6.40	5.39	1.43	1.36	1.13	15.5	389.29	129.76
3.11%	Saturada	7.06	21	15.81	7.07	6.20	1.45	1.38	1.13	15.5	381.72	127.24

El cálculo de capacidad de carga se llevó a cabo mediante la Teoría de Terzaghi, se puede observar que no hay una disminución importante de capacidad

de carga en los especímenes perforados y que, tomando en cuenta la carga a la que estará sometida el suelo (1- 2 ton/m² para una vivienda de interés social), es suficiente y no tendría ningún problema en cuanto a propiedades de resistencia.

6.4.4. Modelo de extrapolación a campo.

Utilizando los datos obtenidos en esta investigación a nivel de laboratorio, se implementa un nuevo código en Matlab con el fin de proponer combinaciones útiles a nivel de campo para dar solución al problema de las arcillas expansivas.

El programa solicita al usuario los datos del terreno (área en cm² y potencial expansivo del suelo en porcentaje), después, con base en el porcentaje de expansión que es necesario abatir, analiza los datos obtenidos en laboratorio y elige las mejores opciones aplicables a ese caso en particular, desplegando las combinaciones que pueden ser una posible solución. Finalmente, realiza el análisis de esfuerzos mediante la teoría de Boussinesq, ahora a nivel de campo, para asegurar que la combinación brindada es viable.

Se tomó como base un terreno de 2m x 2m, es decir, un área de 4m², y en base a esto, se escalaron los diámetros utilizados en laboratorio, obteniendo los resultados mostrados en la Tabla 6.22.

Tabla 6.22. Valores extrapolados de diámetros de perforación.

Diámetro en laboratorio (cm)	Diámetro en campo (cm)
0.5	15
0.7	20
0.85	25
1	30

Para poder llevar a cabo el análisis de esfuerzos a nivel de campo, fue necesario estimar las cargas aplicadas al perforar el terreno, para lo cual se utilizó la siguiente expresión (Aparicio-Morales y Ledesma-Villalba, 2009):

$$F_{min} = 28.5Sc\phi \quad [lbp]$$

Donde:

F_{min} = Fuerza de empuje mínima necesaria para perforar (lbp)

Sc = Resistencia a la compresión simple (MPa)

ϕ = Diámetro de perforación (pulg.)

Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 6.23

Tabla 6.23. Cargas aplicadas al perforar en campo.

Diámetro de perforación (cm)	Carga (kg*cm)
15	64.50
20	86
25	107.50
30	129

A continuación, se muestra un ejemplo del funcionamiento del programa utilizando un terreno de 2m x 2m y un potencial de expansión del 14%. En la Figura 6-XXXI se observa cómo se introducen los datos al programa.

```
%% Variables ( se piden al usuario)
Ancho=200; %cm
Largo=200; %cm
Pexp=14; %% porcentaje de expansión
```

Figura 6-XXXI. Parte del código en donde se solicitan los datos al usuario (campo).

Después de analizar los datos, el programa despliega las distintas combinaciones que dan solución al problema. Es importante mencionar, que a nivel de campo ya se introduce la variable de profundidad de perforación, ya que en el terreno no es una limitante como lo es en laboratorio, y por el contrario, es una variable que puede ser utilizada a nuestro favor para encontrar una combinación más favorable. Las opciones arrojadas por el programa para este caso en particular se muestran en la Tabla 6.24.

Tabla 6.24. Combinaciones propuestas para el problema presentado.

Diámetro de perforación (cm)	Cantidad de perforaciones	Profundidad necesaria (cm)
15	6	180
25	3	200
30	1	200

La distribución propuesta para la combinación de 6 perforaciones de 15 cm de diámetro y 1.8 mts de profundidad se muestra en la Figura 6-XXXII. La combinación para el diámetro de 25 cm se muestra en la Figura 6-XXXIII y la combinación de 1 perforación de 30 cm se muestra en la Figura 6-XXXIV.

Al igual que en el programa que analiza los esfuerzos a nivel de laboratorio, este nuevo código analiza los esfuerzos en el terreno a distintas profundidades (10, 50, 100 y 200 cm) y arroja los resultados de esfuerzo cortante a través del plano que se muestra en las Figuras.

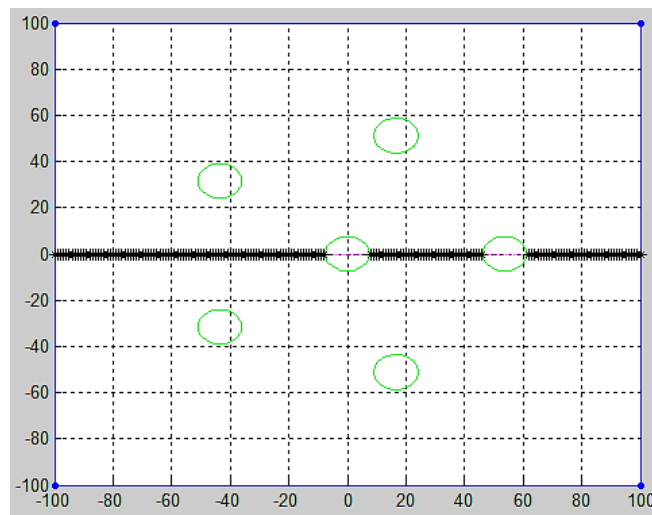


Figura 6-XXXII. Distribución de solución de 6 perforaciones de 15 cm de diámetro.

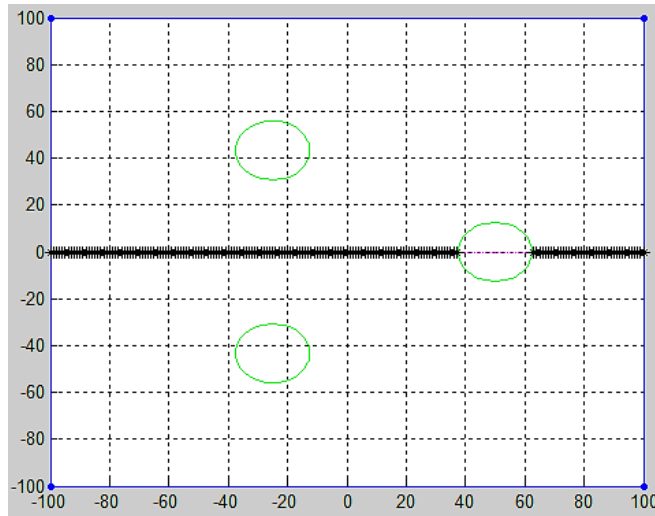


Figura 6-XXXIII. Distribución de solución de 3 perforaciones de 25 cm de diámetro.

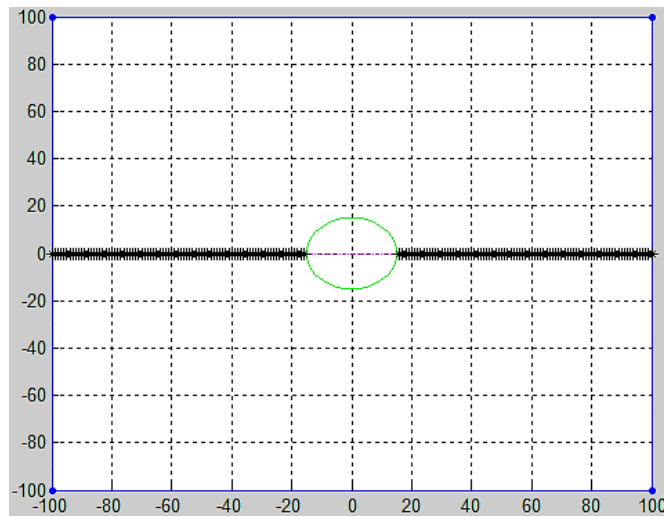


Figura 6-XXXIV. Distribución de solución de 1 perforación de 30 cm de diámetro.

Los resultados para cada combinación presentada se muestran a continuación (Figura 6-XXXV, Figura 6-XXXVI y Figura 6-XXXVII):

Punto del plano AR	h = 10 cm	h = 100 cm	h = 150 cm	h = 200 cm
1	0.0058	0.0471	0.0295	0.0182
2	0.0061	0.0476	0.0296	0.0182
3	0.0064	0.0481	0.0297	0.0182
4	0.0068	0.0486	0.0298	0.0182
5	0.0071	0.0491	0.0299	0.0182
6	0.0075	0.0495	0.0300	0.0181
7	0.0079	0.0500	0.0300	0.0181
8	0.0084	0.0505	0.0301	0.0181
9	0.0088	0.0510	0.0302	0.0181
10	0.0093	0.0514	0.0303	0.0181
11	0.0098	0.0519	0.0303	0.0180
12	0.0104	0.0523	0.0304	0.0180
13	0.0109	0.0528	0.0304	0.0180
14	0.0116	0.0532	0.0305	0.0179
15	0.0122	0.0536	0.0305	0.0179
16	0.0129	0.0541	0.0306	0.0179
17	0.0137	0.0545	0.0306	0.0178
18	0.0145	0.0549	0.0307	0.0178
19	0.0153	0.0553	0.0307	0.0178
20	0.0162	0.0557	0.0307	0.0177
21	0.0172	0.0561	0.0307	0.0177
22	0.0182	0.0564	0.0308	0.0176
23	0.0193	0.0568	0.0308	0.0176
24	0.0204	0.0572	0.0308	0.0175
25	0.0216	0.0575	0.0308	0.0175
26	0.0229	0.0579	0.0308	0.0174
27	0.0243	0.0582	0.0308	0.0173
28	0.0257	0.0585	0.0308	0.0173
29	0.0273	0.0588	0.0308	0.0172
30	0.0289	0.0592	0.0308	0.0172
31	0.0306	0.0595	0.0308	0.0171
32	0.0324	0.0598	0.0308	0.0170
33	0.0342	0.0601	0.0307	0.0170
34	0.0362	0.0603	0.0307	0.0169
35	0.0383	0.0606	0.0307	0.0169
36	0.0404	0.0609	0.0307	0.0168
37	0.0426	0.0612	0.0306	0.0167
38	0.0449	0.0614	0.0306	0.0166
39	0.0473	0.0617	0.0306	0.0166
40	0.0497	0.0619	0.0305	0.0165
41	0.0522	0.0622	0.0305	0.0164
42	0.0547	0.0624	0.0305	0.0164
43	0.0573	0.0627	0.0304	0.0163
44	0.0598	0.0629	0.0304	0.0162
45	0.0624	0.0632	0.0304	0.0162
46	0.0649	0.0634	0.0303	0.0161
47	0.0674	0.0637	0.0303	0.0160
48	0.0699	0.0639	0.0302	0.0159
49	0.0723	0.0642	0.0302	0.0159
50	0.0746	0.0644	0.0302	0.0158

Figura 6-XXXV. Esfuerzos cortantes para la combinación de diámetro = 5 mm.

Punto del plano AR	h = 10 cm	h = 100 cm	h = 150 cm	h = 200 cm
1	0.0047	0.0650	0.0422	0.0260
2	0.0048	0.0658	0.0423	0.0260
3	0.0050	0.0666	0.0425	0.0260
4	0.0052	0.0674	0.0427	0.0260
5	0.0055	0.0681	0.0428	0.0260
6	0.0057	0.0689	0.0430	0.0259
7	0.0059	0.0697	0.0432	0.0259
8	0.0062	0.0705	0.0433	0.0259
9	0.0064	0.0713	0.0435	0.0259
10	0.0067	0.0721	0.0436	0.0259
11	0.0070	0.0729	0.0437	0.0259
12	0.0072	0.0736	0.0438	0.0258
13	0.0076	0.0744	0.0440	0.0258
14	0.0079	0.0752	0.0441	0.0258
15	0.0082	0.0759	0.0442	0.0257
16	0.0086	0.0767	0.0443	0.0257
17	0.0089	0.0774	0.0444	0.0257
18	0.0093	0.0782	0.0445	0.0256
19	0.0097	0.0789	0.0446	0.0256
20	0.0102	0.0796	0.0446	0.0255
21	0.0106	0.0803	0.0447	0.0255
22	0.0111	0.0811	0.0448	0.0254
23	0.0116	0.0818	0.0448	0.0253
24	0.0121	0.0824	0.0449	0.0253
25	0.0126	0.0831	0.0449	0.0252
26	0.0132	0.0838	0.0450	0.0252
27	0.0138	0.0844	0.0450	0.0251
28	0.0144	0.0851	0.0450	0.0250
29	0.0151	0.0857	0.0451	0.0250
30	0.0157	0.0863	0.0451	0.0249
31	0.0164	0.0869	0.0451	0.0248
32	0.0172	0.0875	0.0451	0.0247
33	0.0180	0.0881	0.0451	0.0246
34	0.0188	0.0886	0.0451	0.0246
35	0.0196	0.0892	0.0451	0.0245
36	0.0205	0.0897	0.0451	0.0244
37	0.0214	0.0903	0.0450	0.0243
38	0.0224	0.0908	0.0450	0.0242
39	0.0234	0.0912	0.0450	0.0241
40	0.0244	0.0917	0.0450	0.0240
41	0.0255	0.0922	0.0449	0.0239
42	0.0266	0.0926	0.0449	0.0238
43	0.0278	0.0931	0.0448	0.0237
44	0.0290	0.0935	0.0448	0.0236
45	0.0303	0.0939	0.0447	0.0236
46	0.0315	0.0943	0.0447	0.0235
47	0.0329	0.0947	0.0446	0.0234
48	0.0342	0.0951	0.0446	0.0233
49	0.0356	0.0954	0.0445	0.0232
50	0.0370	0.0958	0.0444	0.0231

Figura 6-XXXVI. Esfuerzos cortantes para la combinación de diámetro = 8.5 mm.

Punto del plano AR	h = 10 cm	h = 100 cm	h = 150 cm	h = 200 cm
1	0.0018	0.0327	0.0218	0.0132
2	0.0019	0.0332	0.0220	0.0132
3	0.0020	0.0337	0.0221	0.0132
4	0.0020	0.0342	0.0222	0.0132
5	0.0021	0.0347	0.0223	0.0132
6	0.0022	0.0352	0.0224	0.0132
7	0.0023	0.0357	0.0225	0.0132
8	0.0024	0.0362	0.0226	0.0132
9	0.0025	0.0367	0.0227	0.0132
10	0.0026	0.0372	0.0228	0.0131
11	0.0027	0.0377	0.0228	0.0131
12	0.0029	0.0383	0.0229	0.0131
13	0.0030	0.0388	0.0230	0.0131
14	0.0031	0.0393	0.0231	0.0130
15	0.0033	0.0398	0.0231	0.0130
16	0.0034	0.0403	0.0232	0.0130
17	0.0036	0.0409	0.0233	0.0129
18	0.0038	0.0414	0.0233	0.0129
19	0.0039	0.0419	0.0234	0.0128
20	0.0041	0.0424	0.0234	0.0128
21	0.0043	0.0429	0.0234	0.0128
22	0.0046	0.0434	0.0235	0.0127
23	0.0048	0.0439	0.0235	0.0126
24	0.0050	0.0444	0.0235	0.0126
25	0.0053	0.0449	0.0235	0.0125
26	0.0056	0.0454	0.0235	0.0125
27	0.0059	0.0459	0.0235	0.0124
28	0.0062	0.0464	0.0235	0.0123
29	0.0066	0.0468	0.0235	0.0123
30	0.0069	0.0473	0.0235	0.0122
31	0.0073	0.0477	0.0234	0.0121
32	0.0077	0.0482	0.0234	0.0120
33	0.0082	0.0486	0.0233	0.0119
34	0.0087	0.0490	0.0233	0.0119
35	0.0092	0.0494	0.0232	0.0118
36	0.0098	0.0498	0.0231	0.0117
37	0.0104	0.0501	0.0231	0.0116
38	0.0110	0.0505	0.0230	0.0115
39	0.0117	0.0508	0.0229	0.0114
40	0.0125	0.0511	0.0228	0.0113
41	0.0133	0.0514	0.0227	0.0112
42	0.0142	0.0517	0.0225	0.0111
43	0.0152	0.0519	0.0224	0.0109
44	0.0162	0.0521	0.0223	0.0108
45	0.0174	0.0523	0.0221	0.0107
46	0.0186	0.0525	0.0220	0.0106
47	0.0200	0.0526	0.0218	0.0105
48	0.0215	0.0527	0.0216	0.0103
49	0.0231	0.0528	0.0214	0.0102
50	0.0249	0.0529	0.0212	0.0101

Figura 6-XXXVII. Esfuerzos cortantes para la combinación de diámetro = 10 mm.

Se observa que en los tres casos todos los valores se encuentran en color verde, es decir, ningún esfuerzo supera la resistencia del suelo, por lo que no se corre ningún riesgo al perforar las combinaciones propuestas.

7. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Dada la granulometría obtenida, se determina que el suelo en estudio es un suelo fino y que para ser clasificado con mayor certeza es necesario conocer sus propiedades de plasticidad. En base a los resultados obtenidos en la prueba de límites de consistencia ($L.L = 86\%$ e $I.P = 53.48\%$) y con ayuda de la carta de plasticidad SUCS, podemos ubicarlo como un CH (Arcilla de alta compresibilidad), el cual además, por su alto índice de plasticidad (IP) se puede considerar como un suelo con un potencial de expansión muy alto. Es importante mencionar, que la humedad obtenida en campo (45.6%) es muy alta, correspondiendo a un grado de saturación (G_w) cercano a 100% , esto se debe a que el suelo se muestreo en el mes de Noviembre de 2013, en el cual, según el Servicio Meteorológico Nacional, se presentaron las lluvias más abundantes desde 1941 en el territorio mexicano (CONAGUA, 2013). Por lo anterior, se decidió utilizar una humedad de 11% para realizar las pruebas de expansión, ya que es el valor promedio reportado en los meses más calurosos (Abril, Mayo y Junio) (López-Lara, 1995) y es, en teoría, el valor del cual partiría el suelo para expandirse en los meses subsecuentes (temporada de lluvias).

De las pruebas de expansión en pruebas sin inclusiones se observa que para la muestra inalterada se obtiene un 18.8 de porcentaje de expansión con una presión de expansión de 410 kPa y un índice de compresión (C_c) de 0.43 , por otra parte, en la prueba remoldeada se observa que el porcentaje de expansión aumenta a 28.1% mientras que la presión de expansión que se presenta es de 745 kPa, incrementándose en un 81% respecto a la obtenida en la muestra inalterada. La pendiente de la curva de compresibilidad correspondiente a la muestra remoldeada es mayor que la de la inalterada, lo cual representa una mayor compresibilidad, esto, debido a que al remoldear el suelo su estructura se destruye.

En lo referente a la estructura de refuerzo, de los resultados arrojados por el análisis mediante elemento infinito se observa que la estructura de acero inoxidable presenta en su mayoría esfuerzos de entre 0.072 MPa y 8.83 MPa, en las uniones de la estructura los esfuerzos aumentan a 44 MPa – 61.4 MPa, alcanzando los valores más críticos en las aristas de éstas, con valores de hasta 105.22 MPa. En

el caso de la estructura de acero galvanizado, en gran parte de la estructura se presentan esfuerzos de 8.73 MPa a 17.46 MPa, aumentando a 34.8 MPa – 60.9 MPa en las uniones y alcanzando los valores más críticos de hasta 103.95 MPa en sus aristas. Finalmente, en la mayor parte de la estructura de PVC se observan esfuerzos de entre 21.18 MPa y 36.87 MPa, alcanzando valores de hasta 63.16 MPa en las aristas de las uniones de la estructura. En los tres casos, los valores más críticos se presentan en las aristas de las uniones de la estructura, por lo que se puede afirmar que esa es la zona crítica y con la cual se debe tener especial cuidado para poder asegurar la estabilidad de la estructura de refuerzo. Acerca de las deformaciones que registran las estructuras, en el caso del acero inoxidable y del acero galvanizado los valores registrados son muy bajos, por lo que se pueden considerar nulos; en cuanto al PVC se registró un valor máximo de 0.21 mm, que representa el 3% del valor del diámetro de la estructura, por lo que, de usar este material, se recomienda monitorear las deformaciones.

Comparando los valores críticos de esfuerzo obtenidos en el análisis con la resistencia a la tensión de cada uno de los materiales, se opta por descartar el material PVC, pues su resistencia máxima es menor a los valores máximos de esfuerzo a la que la estructura estaría sometida, por lo tanto, una estructura hecha de este material podría sufrir deformaciones al ser sometida a las presiones del suelo durante la prueba de expansión. Por lo anterior, el material de la estructura debía ser uno de los dos aceros propuestos. Se decide utilizar el acero galvanizado debido a que, a un costo muy bajo, cumple los requerimientos para reforzar las perforaciones a nivel laboratorio.

Es muy importante mencionar que el análisis de esfuerzos y deformaciones presentado es válido únicamente para nivel laboratorio, pues las condiciones de frontera fueron establecidas en base a las condiciones de ésta prueba. Si se deseará llevar el proyecto a nivel de campo, se recomienda realizar un análisis de elemento finito tomando en cuenta las presiones del suelo por peso propio, así como las dimensiones requeridas para poder establecer el material a utilizar en el refuerzo de la perforación.

En el capítulo anterior, se presenta también un código implementado en Matlab mediante el cual fue posible determinar el número máximo de perforaciones a realizar en una probeta según el diámetro, el cual calcula los esfuerzos en el espécimen de suelo en base a las cargas generadas por el taladro con que se perforaron las muestras. Es importante mencionar que el análisis de esfuerzos que el programa realiza es en base a la teoría de Boussinesq, la cual considera al suelo como un medio homogéneo, elástico e isótropo y que, además, no se consideran las posibles reacciones generadas por el anillo de acero; es decir, el análisis considera una masa de suelo de espesor y longitud infinitos, y no toma en cuenta el confinamiento por el anillo de acero; por lo anterior, el número de perforaciones generado por el programa puede disminuir de 1 a 2 perforaciones en la realidad, sobre todo en los casos en que el número de perforaciones es muy alto y éstas se encuentran cercanas al anillo.

De las pruebas de expansión realizadas, se obtuvieron cuatro distintos comportamientos “expansión abatida vs volumen extraído” para distintos diámetros. Se puede observar una misma tendencia en los cuatro comportamientos, la cual no es lineal, como se pudiera haber pensado en un principio, sino que dibuja una curva en la cual se abate un cierto grado de expansión con un volumen extraído menor a éste, hasta llegar a un punto en el que comienza a dibujarse una asíntota en el eje “volumen extraído”, es decir, existe un valor a partir del cual el método ya no tiene un comportamiento favorable, pues para abatir un grado de expansión mayor a este valor sería necesario extraer un volumen mayor a éste. Es mediante este valor como se logra delimitar el método, consiguiendo abatir, en probetas de laboratorio, 13% mediante perforaciones de 7 mm de diámetro, 14% con diámetros de 8.5 mm y 15% y hasta 17.5% con perforaciones de 5 mm y 10 mm respectivamente. Resultando estos últimos los diámetros más favorables. También, de los comportamientos mencionados, se pudo observar que la asíntota en el eje de ‘volumen extraído’ se comienza a formar conforme el número de perforaciones crece, por lo que se concluye que a mayor número de perforaciones el método deja de trabajar de forma favorable, mostrándose los mejores resultados en los volúmenes extraídos mediante una cantidad de perforaciones menor a 7.

En lo referente a la presión de expansión, se obtuvo un decremento importante de ésta con los tres diámetros con los que se analizó su comportamiento, llegando en los tres casos a valores menores al 30% de la presión de expansión obtenida para la muestra remoldeada, y observando que para los diámetros más pequeños (5 mm y 7 mm) fue necesario un mayor número de perforaciones para llegar a dichos valores (13 perforaciones), que para el diámetro más grande (1 cm), en el cual se logró llegar a un valor de 186 kPa con solo 3 perforaciones. En todos los casos, el valor de presión de expansión residual (186- 200 kPa) es el correspondiente a la expansión que no se logró abatir.

Con el fin de lograr explicar de una manera más clara lo que sucede al colocar perforaciones en la probeta de suelo, se registraron los valores inicial y final del peso volumétrico húmedo del suelo (γ_m) en una probeta antes y después de la expansión. Se obtuvo que en la sección donde no había perforaciones, el peso volumétrico después de expandido el suelo (γ_m) es menor al registrado dentro de las perforaciones, es decir, que el abatimiento de la expansión se debe, en parte, a que al tener huecos dentro del suelo, la presión de expansión cambia su ruta, dirigiéndose ahora hacia los huecos, provocando que las partículas de suelo se dirijan hacia éstos y compactándolas en su interior, resultando en un mayor peso volumétrico dentro de las cavidades.

Se analiza la reducción de la deformación vertical del suelo ahora mediante el punto de vista del volumen. En un inicio, se podría pensar que el volumen de huecos a colocar en una masa de suelo para abatir el cambio de volumen vertical en éste, debería ser, en teoría, igual al cambio de volumen que se quiere abatir. Sin embargo, al realizar la presente investigación, se llega a que el volumen de huecos necesario para abatir este cambio volumen es el equivalente al 20 - 30% del valor de éste, dependiendo del diámetro que se maneje, lo que nos indica que esta técnica funciona de forma favorable para abatir la expansión de arcillas.

Se realizó un análisis de asentamientos para diversas cargas. Haciendo énfasis en los resultados arrojados del análisis para la carga de 23 kPa (correspondiente a una vivienda de dos pisos), se obtuvieron valores muy pequeños

para todos los casos analizados (distintos volúmenes extraídos mediante distintos diámetros), todos dentro de los rangos admisibles. Por lo que, se puede asegurar que el método se puede utilizar sin riesgo en viviendas de interés social, edificación para la cual fue propuesto en un inicio.

Finalmente, se analizó la capacidad de carga para demostrar que el método funciona sin afectar las propiedades de resistencia del suelo, y en todos los casos se obtuvieron valores de capacidad de carga suficientes para tolerar la carga de una vivienda y con un factor de seguridad F.S. de 3.

La razón de que en este método no se presenten asentamientos ni pérdidas en la capacidad de carga aun cuando se está perforando el suelo y creándole vacíos, es porque al presentarse la expansión, estos huecos se rellenan con un peso volumétrico mayor al del resto de la masa de suelo, eliminando los vacíos y por lo tanto, el riesgo de asentamientos por consolidación dentro de los huecos y de pérdidas de resistencia.

8. CONCLUSIONES

Se valida la hipótesis ya que mediante la experimentación se comprueba que es posible disminuir en un alto porcentaje (hasta 17.5%) la expansión del suelo mediante perforaciones reforzadas.

El comportamiento expansión abatida contra volumen extraído que se obtuvo en los cuatros casos fue positivo, logrando abatir porcentajes de expansión significativos. Se demuestra que el abatimiento de la expansión no tiene una relación lineal con el volumen extraído, pues se demostró que el cambio de volumen se puede abatir con un volumen de huecos correspondiente al 20-30% de su valor. Los comportamientos que resultaron con un mayor beneficio fueron los de 5 mm y 10 mm, logrando abatir la expansión en un 54% y 62% respecto a su valor inicial en muestra remoldeada respectivamente, y en un 80% y 93% respecto a su valor inicial en muestra inalterada. Así mismo, con el diámetro de 7 mm se logra abatir un 12.7% de expansión mediante la extracción del 11.32% de volumen, lo cual corresponde al 40% y 60% respecto a los valores de expansión iniciales en muestras remoldeada e inalterada, y con el diámetro de 8.5 mm se logró abatir un 14.1% retirando solo el 7.7% (50% y 75% respecto a los valores iniciales).

Se puede afirmar que existe un punto en el tiempo en que la presión expansiva del suelo que se da de forma lateral es mayor a la que se da de forma vertical, ya que esta presión es la que obliga al suelo a compactarse en las perforaciones que se le proveen, logrando de esta forma que el abatimiento de la expansión sea mayor que el volumen perforado.

Es importante mencionar que se logró abatir la expansión del suelo en un 80% y 93% con los diámetros más favorables. Sin embargo, para lograr dichos resultados, fue necesaria una cantidad de perforaciones alta (alrededor de 13), y si se toma en cuenta que con 6 – 7 perforaciones se está logrando abatir entre el 65% y 70%, pues se puede afirmar que es más favorable utilizar estas combinaciones, ya que se logra un abatimiento importante con una cantidad mínima de perforaciones. Estos resultados son a nivel laboratorio, llevando las muestras de suelo a un grado de saturación de 100%, situación que no se da en campo cuando el suelo se

encuentra confinado en la parte superior por una vivienda, por lo que tomando en cuenta estas condiciones, es muy probable que el método pudiera lograr un abatimiento del 100% .

9. REFERENCIAS

1. Abu-Zreig, M., N. Al-Akhras, and M. Attom. 2001. Influence of heat treatment on the behavior of clayey soils. *Applied Clay Science* 20: 129-135.
2. Almeyer, W. T. 1955. Discussion of engineering properties of expansive clays. In: *Proceedings ASCE*
3. Anand, P., E. Archeewa, S. Saride, S. Nazarian, and L. Hoyos. 2009. Recommendations for design, construction and maintenance of bridge approach slabs: synthesis report, Department of Civil Engineering, University of Texas at Arlington, Texas, EUA.
4. Aparicio-Morales A., A. Ledesma-Villalba. 2010. Análisis de la correlación entre parámetros de control entre maquinas piloteadoras y las propiedades resistentes del terreno. Tesis de especialidad. Universidad Politecnica de Cataluña. Barcelona, España.
5. Ardani, A. 1992. Expansive soil treatment methods in Colorado, Colorado Department of Transportation, Denver, Colorado, EUA.
6. ASTM-D420. 1993. Standard Guide to Site Characterization for Engineering, Design, and Construction Purposes. *Annual Book of ASTM Standards: Soil and Rock*. p 1-7. ASTM International, Philadelphia, EUA.
7. ASTM-D422. 1963 (1990). Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils. *Annual Book of ASTM Standards: Soil and Rock*. p 10-16. ASTM International, Philadelphia, EUA.
8. ASTM-D854. 1992. Standard Test Method for Specific Gravity of Soils. *Annual Book of ASTM Standards*. p 80-83. ASTM International, Philadelphia, EUA.
9. ASTM-D2216. 1992. Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock. *Annual Book of ASTM Standards: Soil and Rock*. p 177-180. ASTM International, Philadelphia, EUA.
10. ASTM-D2487. 1993. Standard Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System) *Annual Book of ASTM Standards: Soil and Rock*. p 206-216. ASTM International, Philadelphia, EUA.
11. ASTM-D2850. 1987. Standard Test Method for Unconsolidated, Undrained Compressive Strength of Cohesive Soils in Triaxial Compression. *Annual Book of ASTM Standards*. p 247-251. ASTM International, Philadelphia, EUA.
12. ASTM-D4318. 1993. Standard Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. *Annual Book of ASTM Standards: Soil and Rock*. p 551-561. ASTM International, Philadelphia, EUA.
13. ASTM-D4531. 1986 (1992). Standard Test Methods for Bulk Density of Peat and Peat Products. *Annual Book of ASTM Standards: Soil and Rock*. p 676-677. ASTM International, Philadelphia, EUA.
14. ASTM-D4546. 1990. Standard Test Method for One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils. *Annual Book of ASTM Standards*. p 693-699. ASTM International, Philadelphia, EUA.
15. Boscardin, M., and E. Cording. 1989. Building response to excavation-induced settlement. *Journal of Geotechnical Engineering* 115: 1-21.

16. Bowles, J. E. 1987. Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil. Editorial McGraw Hill Latinoamericana, EUA.
17. Cabrera-Ramírez, J., and J. Delgado-Hernández. 2010. Métodos de remediación de viviendas dañadas sobre suelos expansivos, Universidad Autónoma de Querétaro, Querétaro, México.
18. Carrasco-Núñez, G. 2012. Prefacio. In: A. Cortés-Silva, J. Arzate-Flores and J. Lozano-Guzmán (eds.) El valle de Querétaro y su geoentorno No. 1. FUNDAP, Querétaro, México.
19. Crespo-Villalaz, C. 1990. Mecánica de suelos y cimentaciones. Editorial Limusa, México.
20. Chen, F. H. 1975. Foundations on expansive soils. Elsevier Science Publishers, The Netherlands.
21. Chen, F. H., and D. Huang. 1987. Lateral Expansion Pressure on Basement Walls 6th International Conference on Expansive Soils No. 1. p 55-59, New Delhi, India.
22. Das, B. 1999. Principios de ingeniería de cimentaciones. International Thomson Editores, México.
23. Gromko, G. 1974. Review of expansive soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division: 667-687.
24. Hauck, G. F. 1959. Swelling and intrusion characteristics of undisturbed Permian clay, Oklahoma State University, Oklahoma, EUA.
25. Holtz, R., and W. Kovacs. 1981. An introduction to geotechnical engineering. Prentice Hall, New Jersey, EUA.
26. Holtz, W., and H. Gibbs. 1956. Engineering properties of expansive clays. Transactions of the American Society of Civil Engineers 121: 641-663.
27. Hurtado-Maldonado, D., A. Zepeda-Garrido, and M. Flores-Flores. 2004. Naturaleza, propiedades índice y distribución de los suelos expansivos. In: A. Zepeda-Garrido (ed.) Mecánica de suelos no saturados. p 19-43. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Universidad Autónoma de Querétaro, México.
28. Ikizler, S. B., M. Aytekin, and E. Nas. 2008. Laboratory study of expanded polystyrene (EPS) geofom used with expansive soils. Geotextiles and Geomembranes 26: 189-195.
29. Ito, M., and S. Azam. 2013. Engineering properties of a vertisolic expansive soil deposit. Engineering Geology 152: 10-16.
30. Jones, L. D., and I. Jefferson. 2012. Expansive soils. In: J. Burland, T. Chapman, H. Skinner and M. Brown (eds.) ICE Manual of geotechnical engineering: Geotechnical Engineering Principles, Problematic Soils and Site Investigation No. 1. p 27-33. Institution of Civil Engineers, Great Britain.
31. Juárez-Badillo, E., and A. Rico-Rodríguez. 2009. Mecánica de Suelos: Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Editorila Limusa, México.
32. Juárez-Badillo, E., and A. Rico-Rodríguez. 2010. Mecánica de Suelos: Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Editorial Limusa, México.
33. Kalantri, B. 2012. Foundations on expansive soils: A review. Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology 4: 3231-3237.
34. López-Lara, T., J. Hernández-Zaragoza, J. Horta-Rangel, A. Coronado-Marquéz, and V. Castaño-Meneses. 2010. Polímeros para la estabilización

- volumétrica de arcillas expansivas. *Revista Iberoamericana de Polímeros* 11: 159-168.
35. López-Lara, T., J. Hernández-Zaragoza, J. Horta-Rangel, N. P. Rodríguez-Morales, and C. A. Bimbela-Osuna. 2014. Análisis de estructuras huecas invertidas colocadas sobre suelos expansivos XXVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, Puerto Vallarta, Jalisco, México.
 36. López-Lara, T., J. Hernández-Zaragoza, J. Horta-Rangel, and E. Rojas-González. 2012. Ordenamiento espacial microestructural de minerales en arcillas expansivas. In: XVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Cancún, Quintana Roo, México
 37. López-Lara, T., and J. Romero-Zepeda. 2006. Métodos de prevención para viviendas sobre suelos expansivos. In: XXIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Chiapas, México. p 629-642.
 38. López-Lara, T., and A. Zepeda-Garrido. 2004. Mejoramiento de suelos. In: A. Zepeda-Garrido (ed.) Mecánica de suelos no saturados. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Universidad Autónoma de Querétaro, México.
 39. López-Lara, T., A. Zepeda-Garrido, and V. Castaño. 1999. A comparative study of the effectiveness of different additives on the expansion behavior of clays. *EJGE*.
 40. López-Lara, T., A. Zepeda-Garrido, J. Horta-Rangel, J. Hernández-Zaragoza, and J. Salazar-Vallejo. 2008. Evaluación de la presión de expansión por el método B de la norma ASTM D-4546 para muestras remoldeadas XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Aguascalientes, México.
 41. Louafi, B., and B. Ramdane. 2012. SAND: An additive for stabilization of swelling clay soils. *International Journal of Geosciences* 3: 719-725.
 42. Méndez-Salas, A., and V. M. Pineda-Nuñez. 2012. Comportamiento de cimentaciones en suelos expansivos, Uninersidad Nacional Autónoma de México, México.
 43. Murthy, V. N. S. 2002. *Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Marcel Dekker Inc., New York, EUA.
 44. Nelson, J. D., and D. J. Miller. 1992. *Expansive soils, problems and practice in foundation and pavement engineering* Wiley Professional Paperback Series.
 45. Patrone, J., and E. Prefumo. 2002. La acción de los suelos expansivos sobre las cimentaciones. Métodos de prevención y control. In: *Primeras Jornadas de Ingeniería de Cimentaciones*, Montevideo, Uruguay
 46. Pérez-Rea, M. L., and J. Horta-Rangel. 2004. Cimentaciones sobre suelos expansivos y modelación de cimentaciones. In: A. Zepeda-Garrido (ed.) *Mecánica de suelos no saturados No. 1*. p 189-221. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Universidad Autónoma de Querétaro, México.
 47. Rogers, J. D., R. Olshansky, and R. B. Rogers. 2004. Damage to foundations from expansive soils. [http://web.mst.edu/~rogersda/expansive soils/DAMAGE%20TO%20FOUNDATIONS%20FROM%20EXPANSIVE%20SOILS.pdf](http://web.mst.edu/~rogersda/expansive%20soils/DAMAGE%20TO%20FOUNDATIONS%20FROM%20EXPANSIVE%20SOILS.pdf) Accessed 19-11 2014.

48. Romero-Zepeda, J. F. 2006. Métodos de prevención para viviendas sobre suelos expansivos, Universidad Autónoma de Querétaro, Querétaro, México.
49. Sapaz, B. 2004. Lateal versus vertical swell pressures in expansive soils, Middle East Technical University, Ankara, Turquía.
50. Seco, A., F. Ramírez, L. Miqueleiz, and B. García. 2011. Stabilization of expansive soils for use in construction. *Applied Clay Science* 51: 348-352.
51. SEMARNAT. 2013. Informe de la situación del medio ambiente en México Compendio de estadísticas ambientales. Indicadores clave y de desempeño ambiental. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, México.
52. Skempton, A. W., D. H. MacDonald. 1956. The allowable settlements of buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 5: 727-768.
53. SMA. 2010. Load cell application and test guideine, Scale Manufacturers Association, Ohio, EUA.
54. Sowers, G.F. 1962. Shallow foundations. In: G.A. Leonards (ed) *Foundation engineering*. Mc Graw-Hill, New York.
55. Sridharan, A., and Y. Gurtug. 2004. Swelling behavior of compacted fine-grained soils. *Engineering Geology* 72: 9-18.
56. UWE. 2000. Foundations. <http://environment.uwe.ac.uk/geocal/foundations/Fountype.htm> Accessed 18-03 2015.
57. Viswanadham, B. V. S., B. Phanikumar, and R. Mukherjee. 2009. Swelling behaviour of a geofiber-reinforced expansive soil. *Geotextiles and Geomembranes* 27: 73-76.
58. Wafflemat, T. 2005. What is a wafflemat? <http://www.texaswafflemat.com/what-is-wafflemat/> Accessed 18/03 2015.

10. ANEXOS

10.1. Caracterización geotécnica del suelo.

Tabla 10.1. Perfil de humedad del sitio de muestreo en el mes de Noviembre.

Perfil de humedad		Mes:		Noviembre 2013		
Profundidad (m)	Wf (g)	Wf+m (g)	Wf+s (g)	Ww	Ws	w (%)
0.3	117.355	155.94	144.124	11.816	26.769	44.14
0.6	116.129	184.521	162.801	21.72	46.672	46.54
0.9	120.851	175.453	158.454	16.999	37.603	45.21
1.2	124.925	172.454	158.277	14.177	33.352	42.51
1.5	126.761	170.845	157.852	12.993	31.091	41.79
1.8	120.846	183.678	165.766	17.912	44.92	39.88
2.1	126.19	173.155	160.295	12.86	34.105	37.71

Tabla 10.2. Granulometría mediante cribado.

% ω =	15.2%		
Wretenido #4	0	%Gravas=	0.00
Wque pasa#4	400.00	%Arenas=	1.38
Wcorregido (g)=	347.22	%Finos=	98.62

# Malla	Tamaño de partícula (mm)	Peso de suelo retenido (g)	%Retenido	%Acumulado	% Que pasa
2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
1/4"					
4					
10	2.00		0		100.00
20	0.84	0.03	0.01	0.01	99.99
40	0.42	1.60	0.46	0.47	99.53
60	0.25	1.77	0.51	0.98	99.02
100	0.149	0.69	0.20	1.18	98.82
200	0.074	0.70	0.20	1.38	98.62
Bottom	<0.074	342.43			
	Σ =	347.22			

Tabla 10.3. Granulometría vía hidrómetro.

Malla	Milímetros	% Que pasa
10	2.00	100.000
20	0.84	99.990
40	0.42	99.530
60	0.25	99.020
100	0.149	98.822
200	0.074	98.620
Vía húmeda	0.05882	91.632
	0.04238	89.640
	0.03019	87.648
	0.02174	85.656
	0.01567	83.664
	0.01174	79.680
	0.00852	75.696
	0.00618	71.712
	0.00448	67.728
	0.00368	65.736
	0.00325	63.744
	0.00297	61.752
	0.00147	51.792
	0.00136	49.800
	0.00099	43.824
	0.00086	41.83198616

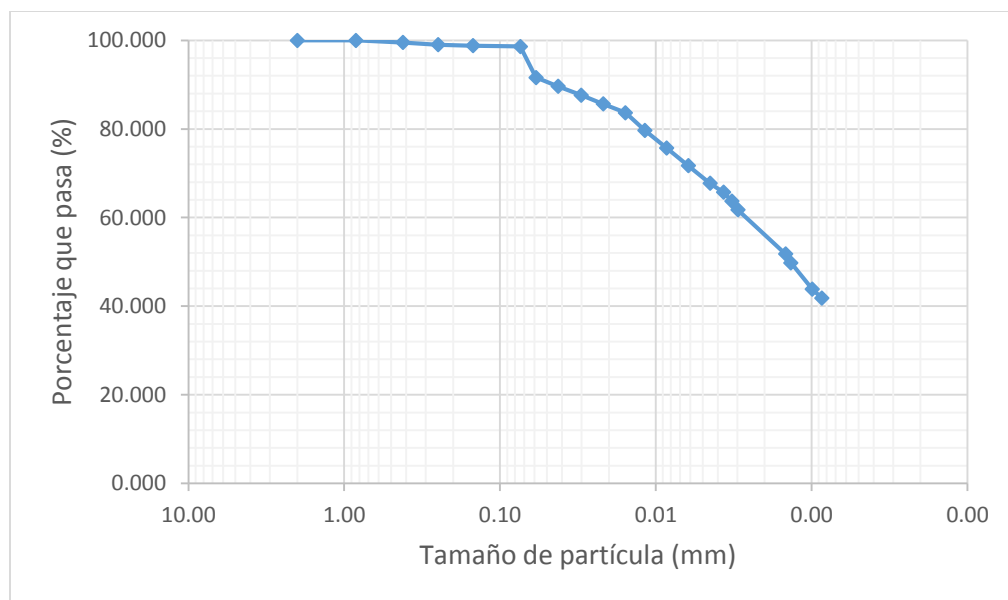


Figura 10-I. Curva granulométrica.

Tabla 10.4. Peso específico de la muestra por inmersión de agua

	1	2
Wm (g):	99.8	99.32
Wm+paraf (g):	103.4	102.8
Wsumergido (g):	35.4	37.2
Wparaf (g):	3.6	3.48
γ_p (g/cm ³):	0.96	0.96
Vparaf (cm ³):	3.75	3.63
Vm (cm ³):	64.25	61.98
γ_m (g/cm ³):	1.55	1.60
γ_m (g/cm ³):	1.58	

Tabla 10.5. Límites de consistencia (Atterberg).

Limite liquido							
No. Golpes	Flanera	Wf (g)	Wf+m (g)	Wf+s (g)	Ws (g)	Ww (g)	w (%)
19	3	128.72	133.82	131.49	2.77	2.33	84.12
23	2	125.33	130.74	128.25	2.92	2.49	85.27
28	9	117.84	126.65	122.55	4.71	4.1	87.05
36	4	122.07	130.9	126.73	4.66	4.17	89.48
L.L (%) =							86.00

Limite Plástico						
Flanera	Wf (g)	Wf+m (g)	Wf+s (g)	Ws (g)	Ww (g)	w (%)
3	8.55	10.42	9.95	1.4	0.47	33.57
40	8.5	10.63	10.12	1.62	0.51	31.48
L.P (%) =						32.53

Contracción				
#1	Molde	Suelo		
L (mm) =	101.27	80.93		
a (mm) =	20.4	16.3		
h (mm) =	20.4	15.1	C.L. =	20.085
Vol (cm3) =	42.145	19.919	C.V. =	52.736
W (g) =	106.53	143.15	36.62	1.84

# Sol	Molde	Suelo		
L (mm) =	100.69	78.33		
a (mm) =	20.84	16.69		
h (mm) =	19.96	14.93	C.L. =	22.2067733
Vol (cm3) =	41.884	19.518	C.V. =	53.3985233
W (g) =	112.1	147.69	35.59	1.82

10.2. Pruebas sin inclusiones

Tabla 10.6. Prueba de expansión inalterada sin inclusiones.

Datos Anillo			NORMAS DE REFERENCIA					
Diámetro =	7.47	cms	ASTM D 2435-96					
Altura =	2.01	cms	Precarga =	0.004	kg/cm ²			
Área=	43.8259244	cm ²	Cte de consolidometro =	10.000				
Volumen=	88.090108	cm ³	Deformación =	0.010	mm	%Expansión 18.8		
Wanillo =	91.31	grs	w% =	0.110				
Wanillo + material=	231.2	grs	Gw =	0.993				
Waterial=	139.89	grs	Ws =	126.027				
γ_m=	1.588	gr/cm3	Ss =	2.620				
			2Ho =	10.976				
Remoldeada con sobrecarga								
Incrementos de presión (kg/cm2)			lectura de micrometro	lectura deformacion lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacíos	
0.232			300	0	20.1	9.12	0.831	
Saturación			255	-0.45	19.65	8.67	0.790	
0.232			632	3.77	23.42	12.44	1.134	
0.46			620	-0.12	23.3	12.32	1.123	
0.916			551	-0.69	22.61	11.63	1.060	
1.829			455.5	-0.955	21.655	10.68	0.973	
3.198			332	-1.235	20.42	9.44	0.860	
4.339			235	-0.97	19.45	8.47	0.772	
3.198			252	0.17	19.62	8.64	0.788	
1.829			296	0.44	20.06	9.08	0.828	
0.916			323.5	0.275	20.335	9.36	0.853	
0.46			341	0.175	20.51	9.53	0.869	
0.232			355	0.14	20.65	9.67	0.881	

Tabla 10.7. Prueba de expansión remoldeada sin inclusiones.

Datos Anillo			NORMAS DE REFERENCIA					
Diametro =	7.492	cms	ASTM D 2435-96					
Altura =	1.983	cms	Precarga =	0.004	kg/cm ²			
Área=	44.0844492	cm ²	Cte de consolidometro =	10.000				
Volumen=	87.4194627	cm ³	Deformación =	0.010	mm			
Wanillo =	86.81	grs	w% =	0.109				
Wanillo + material=	225.04	grs	Gw =	0.956				
Waterial=	138.23	grs	Ws =	124.666	%Expansión			
γ_m =	1.58122683	gr/cm3	Ss =	2.620	28.1			
			2Ho =	10.794				
Remoldeada con sobrecarga								

Incrementos de presión (kg/cm2)			lectura de micrometro	lectura deformacion lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacíos
0.230			400	0	19.83	9.04	0.837
Saturación			337	-0.63	19.2	8.41	0.779
0.230			895	5.58	24.78	13.99	1.296
0.457			873.5	-0.215	24.565	13.77	1.276
0.911			816	-0.575	23.99	13.20	1.223
1.818			669.5	-1.465	22.525	11.73	1.087
3.633			519	-1.505	21.02	10.23	0.947
5.901			405	-1.14	19.88	9.09	0.842
8.17			324	-0.81	19.07	8.28	0.767
5.901			345	0.21	19.28	8.49	0.786
3.633			380	0.35	19.63	8.84	0.819
1.818			442	0.62	20.25	9.46	0.876
0.911			476	0.34	20.59	9.80	0.908
0.457			501	0.25	20.84	10.05	0.931
0.230			546	0.45	21.29	10.50	0.972

10.3. Análisis experimental

Tabla 10.8. Prueba de expansión con una perforación de 10 mm.

Datos Anillo			NORMAS DE REFERENCIA				
Diámetro =	7.492	cms	ASTM D 2435-96				
Altura =	1.983	cms	Precarga =	0.004	kg/cm ²		
Área=	44.0844492	cm ²	Cte de consolidometro =	10.000			
Volumen=	87.4194627	cm ³	Deformación =	0.010	mm		
Wanillo =	86.81	grs	w% =	0.112			
Wanillo + material=	226.96	grs	Gw =	1.106			
Waterial=	140.15	grs	Ws =	126.034	%Expansión		
γ_m=	1.6032	gr/cm3	Ss =	2.620	16.0		
			2Ho =	10.912			
Vol. Extraído = 1.7 % (1-10mm)							
Incrementos de presión (kg/cm2)			lectura de micrometro	lectura deformacion lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacíos
0.230			400	0	19.83	8.92	0.817
Saturación			359.5	-0.405	19.425	8.51	0.780
0.230			676	3.165	22.59	11.68	1.070
0.457			651	-0.25	22.34	11.43	1.047
0.911			560.5	-0.905	21.435	10.52	0.964
1.818			430	-1.305	20.13	9.22	0.845
3.633			244	-1.86	18.27	7.36	0.674
1.818			282	0.38	18.65	7.74	0.709
0.911			315.5	0.335	18.985	8.07	0.740
0.457			337.5	0.22	19.205	8.29	0.760
0.230			371.5	0.34	19.545	8.63	0.791

Tabla 10.9. Repetición prueba de expansión con una perforación de 10 mm.

Datos Anillo			NORMAS DE REFERENCIA				
Diametro =	7.492	cms	ASTM D 2435-96				
Altura =	1.983	cms	Precarga =	0.004	kg/cm ²		
Área=	44.08	cm ²	Cte de consolidometro =	10			
Volumen=	87.42	cm ³	Deformación =	0.01	mm		
Wanillo =	86.81	grs	w% =	11.10%			
Wanillo + material=	226.96	grs	Gw =	96.00%			
Wmaterial=	140.15	grs	Ws =	126.148	%Expansión		
γ_m =	1.60	gr/cm3	Ss =	2.62	18.6		
			2Ho =	10.92			
1 perforación de 10 mm v.e =1.7%							
Incrementos de presión (kg/cm2)	Hora	Tiempo transcurrido (min)	lectura de micrometro	lectura deformacion lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacios
0.230		0	400	0	19.83	8.91	0.816
		5	369	-0.31	19.52	8.60	0.787
Saturación		0.001	369	-0.31	19.52	8.60	0.787
0.230		0.1	371.5	0.025	19.545	8.62	0.790
		0.25	375.5	0.04	19.585	8.66	0.793
		0.5	386.5	0.11	19.695	8.77	0.803
		1	389	0.025	19.72	8.80	0.806
		2	400	0.11	19.83	8.91	0.816
		4	418	0.18	20.01	9.09	0.832
		8	445	0.27	20.28	9.36	0.857
		15	480	0.35	20.63	9.71	0.889
		30	530.5	0.505	21.135	10.21	0.935
		60	602	0.715	21.85	10.93	1.001
		120	691	0.89	22.74	11.82	1.082
		240	712.5	0.215	22.955	12.03	1.102
		1380	736.1	0.236	23.191	12.27	1.123
		2010	738	0.019	23.21	12.29	1.125

Tabla 10.10. Prueba de expansión con 2 perforaciones de 10 mm.

Datos Anillo			NORMAS DE REFERENCIA				
Diametro =	7.492	cms	ASTM D 2435-96				
Altura =	1.983	cms	Precarga =	0.004	kg/cm²		
Área=	44.08	cm²	Cte de consolidometro =	10			
Volumen=	87.42	cm³	Deformación =	0.01	mm		
Wanillo =	86.81	grs	w% =	11.00%			
Wanillo + material=	225	grs	Gw =	91.00%			
Wmaterial=	138.19	grs	Ws =	124.495	%Expansión		
γ _m =	1.58	gr/cm3	Ss =	2.62	13.9		
			2Ho =	10.78			
Vol. Extraído: 3.6% (2-10mm)							
Incrementos de presión (kg/cm2)	Hora	Tiempo transcurrido (min)	lectura de micrometro	lectura deformacion lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacios
0.230		0	300	0	19.83	9.05	0.840
		5	250.8	-0.492	19.338	8.56	0.794
Saturación		0.001	254	-0.492	19.338	8.56	0.794
0.230		0.1	256	0.02	19.358	8.58	0.796
		0.25	259	0.03	19.388	8.61	0.799
		0.5	267	0.08	19.468	8.69	0.806
		1	279	0.12	19.588	8.81	0.817
		2	294	0.15	19.738	8.96	0.831
		4	318	0.24	19.978	9.20	0.853
		8	351	0.33	20.308	9.53	0.884
		15	394.8	0.438	20.746	9.97	0.925
		30	435	0.402	21.148	10.37	0.962
		60	475	0.4	21.548	10.77	0.999
		120	499	0.24	21.788	11.01	1.021
		240	513	0.14	21.928	11.15	1.034
		1380	526.2	0.132	22.06	11.28	1.047
		1920	529.5	0.033	22.093	11.31	1.050

Tabla 10.11. Prueba de expansión con 3 perforaciones de 10 mm.

Datos Anillo			NORMAS DE REFERENCIA				
Diametro =	7.47	cms	ASTM D 2435-96				
Altura =	2.011	cms	Precarga =	0.004	kg/cm ²		
Área=	43.83	cm ²	Cte de consolidometro =	10			
Volumen=	88.13	cm ³	Deformación =	0.001	in		
Wanillo =	91.31	grs	w% =	11.50%			
Wanillo + material=	232.86	grs	Gw =	91.00%			
Wmaterial=	141.55	grs	Ws =	126.951	%Expansión		
γ_m =	1.61	gr/cm3	Ss =	2.62	10.1		
			2Ho =	11.06			
Vol. Extraído: 5.2% (3-10mm)							
Incrementos de presión (kg/cm2)	Hora	Tiempo transcurrido (min)	lectura de micrometro	lectura deformacion lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacíos
0.232		0	100	0	20.11	8.93	0.807
		5	53	-1.1938	18.9162	7.73	0.699
Saturación		0.001	53	-1.1938	18.9162	7.73	0.699
0.232		0.1	54	0.0254	18.9416	7.76	0.702
		0.25	55	0.0254	18.967	7.78	0.704
		0.5	57	0.0508	19.0178	7.83	0.709
		1	60.5	0.0889	19.1067	7.92	0.717
		2	64	0.0889	19.1956	8.01	0.725
		4	68	0.1016	19.2972	8.11	0.734
		8	74	0.1524	19.4496	8.27	0.748
		15	86.8	0.32512	19.77472	8.59	0.777
		30	97	0.25908	20.0338	8.85	0.800
		60	106.5	0.2413	20.2751	9.09	0.822
		120	115	0.2159	20.491	9.31	0.842
		240	123.2	0.20828	20.69928	9.52	0.861
		1380	130	0.17272	20.872	9.69	0.876
		1920	133.2	0.08128	20.95328	9.77	0.884

Tabla 10.12. Repetición prueba de expansión con 3 perforaciones de 10 mm.

Datos Anillo			NORMAS DE REFERENCIA	
Diametro =	7.47	cms	ASTM D 2435-96	
Altura =	2.011	cms	Precarga =	0.004 kg/cm ²
Área=	43.8259244	cm ²	Cte de consolidometro =	10.000
Volumen=	88.1339339	cm ³	Deformación =	0.010 mm
Wanillo =	91.31	grs	w% =	0.109
Wanillo + material=	233.65	grs	Gw =	0.959
Waterial=	142.34	grs	Ws =	128.373
γ_m=	1.615	gr/cm ³	Ss =	2.620
			2Ho =	11.180
Remoldeada con sobrecarga				
%Expansión	11.7			

Incrementos de presión (kg/cm ²)			lectura de micrometro	lectura deformación lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacíos
0.232			400	0	20.11	8.93	0.799
Saturación			337	-0.63	19.48	8.30	0.742
0.232			572	2.35	21.83	10.65	0.953
0.46			535	-0.37	21.46	10.28	0.920
0.916			450	-0.85	20.61	9.43	0.843
1.829			343	-1.07	19.54	8.36	0.748
3.654			200	-1.43	18.11	6.93	0.620
1.829			230	0.3	18.41	7.23	0.647
0.916			280	0.5	18.91	7.73	0.691
0.46			310	0.3	19.21	8.03	0.718
0.232			345	0.35	19.56	8.38	0.750

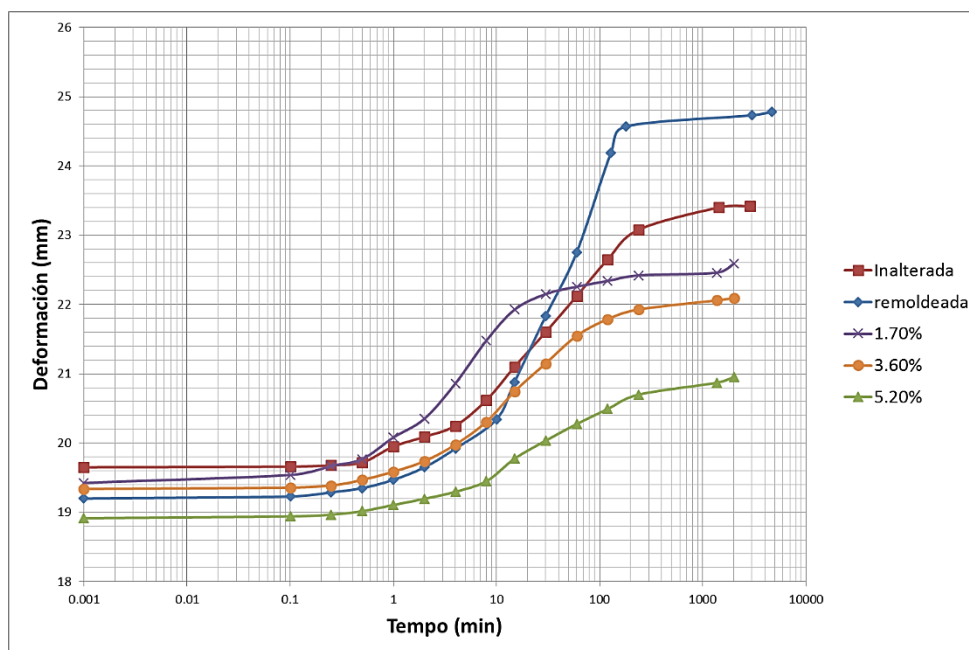


Figura 10-II. Gráfico de deformación para muestras inalterada, remoldeada y con perforaciones de 1 cm.

Tabla 10.13. Prueba de expansión con 2 perforaciones de 7 mm.

Datos Anillo			NORMAS DE REFERENCIA					
Diametro =	7.47	cms	ASTM D 2435-96					
Altura =	2.011	cms	Precarga =	0.004	kg/cm ²			
Área=	43.8259244	cm ²	Cte de consolidometro =	10.000				
Volumen=	88.1339339	cm ³	Deformación =	0.025	mm			
Wanillo =	91.31	grs	w% =	0.110				
Wanillo + material=	223.42	grs	Gw =	92.00%				
Waterial=	141.42	grs	Ws =	127.405	%Expansión			
γ_m =	1.60460329	gr/cm3	Ss =	2.620	22.0			
			2Ho =	11.096				
Vol. Extraído: 1.7 % (2-7mm)								
Incrementos de presión (kg/cm2)			lectura de micrometro	lectura deformacion lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacíos	
0.232			400	0	20.11	9.01	0.812	
Saturación			387.5	-0.3175	19.7925	8.70	0.784	
0.232			562	4.4323	24.2248	13.13	1.183	
0.46			557.1	-0.12446	24.10034	13.00	1.172	
0.916			547	-0.25654	23.8438	12.75	1.149	
1.829			519	-0.7112	23.1326	12.04	1.085	
3.654			462	-1.4478	21.6848	10.59	0.954	
5.936			420	-1.0668	20.618	9.52	0.858	
8.218			378	-1.0668	19.5512	8.46	0.762	

Tabla 10.14. Repetición prueba de expansión con 2 perforaciones de 7 mm.

Datos Anillo			NORMAS DE REFERENCIA				
Diametro =	7.492	cms	ASTM D 2435-96				
Altura =	1.983	cms	Precarga =	0.004	kg/cm²		
Área=	44.08	cm²	Cte de consolidometro =	10			
Volumen=	87.42	cm³	Deformación =	0.01	mm		
Wanillo =	86.81	grs	w% =	11.00%			
Wanillo + material=	226.93	grs	Gw =	90.00%			
Waterial=	140.12	grs	Ws =	126.234	%Expansión		
γ _m =	1.60	gr/cm3	Ss =	2.59	20.4		
			2Ho =	11.06			
2 perforación de 7 mm v.e=1.7%							
Incrementos de presión (kg/cm2)	Hora	Tiempo transcurrido (min)	lectura de micrometro	lectura deformacion lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacios
0.230		0	300	0	19.83	8.77	0.794
		5	251.8	-0.482	19.348	8.29	0.750
Saturación		0.001	251.8	-0.482	19.348	8.29	0.750
0.230		0.1	252	0.002	19.35	8.29	0.750
		0.25	255	0.03	19.38	8.32	0.753
		0.5	257	0.02	19.4	8.34	0.755
		1	262	0.05	19.45	8.39	0.759
		2	277	0.15	19.6	8.54	0.773
		4	305	0.28	19.88	8.82	0.798
		8	347	0.42	20.3	9.24	0.836
		15	397	0.5	20.8	9.74	0.881
		30	444.5	0.475	21.275	10.22	0.924
		60	503.5	0.59	21.865	10.81	0.978
		120	563.1	0.596	22.461	11.41	1.032
		240	613	0.499	22.96	11.90	1.077
		1560	651	0.38	23.34	12.28	1.111
		3060	657	0.06	23.4	12.34	1.117

Tabla 10.15. Prueba de expansión con 6 perforaciones de 7 mm

Datos Anillo			NORMAS DE REFERENCIA				
Diametro =	7.47	cms	ASTM D 2435-96				
Altura =	2.011	cms	Precarga =	0.004	kg/cm ²		
Área=	43.83	cm ²	Cte de consolidometro =	10			
Volumen=	88.13	cm ³	Deformación =	0.01	mm		
Wanillo =	91.3	grs	w% =	11.30%			
Wanillo + material=	230.47	grs	Gw =	90.00%			
Waterial=	139.17	grs	Ws =	125.040	%Expansión		
γ_m =	1.58	gr/cm3	Ss =	2.62	17.4		
			2Ho =	10.89			
6 perforación de 7 mm v.e=5.2%							
Incrementos de presión (kg/cm2)	Hora	Tiempo transcurrido (min)	lectura de micrometro	lectura deformacion lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacios
0.232		0	400	0	20.11	9.22	0.847
		5	342	-0.58	19.53	8.64	0.793
Saturación		0.001	342	-0.58	19.53	8.64	0.793
0.232		0.1	350	0.08	19.61	8.72	0.801
		0.25	353.5	0.035	19.645	8.76	0.804
		0.5	356	0.025	19.67	8.78	0.806
		1	365	0.09	19.76	8.87	0.815
		2	385	0.2	19.96	9.07	0.833
		4	420	0.35	20.31	9.42	0.865
		8	470	0.5	20.81	9.92	0.911
		15	530	0.6	21.41	10.52	0.966
		30	613	0.83	22.24	11.35	1.042
		60	651	0.38	22.62	11.73	1.077
		120	661	0.1	22.72	11.83	1.086
		240	680	0.19	22.91	12.02	1.104
		1140	690	0.1	23.01	12.12	1.113
		1560	692	0.02	23.03	12.14	1.115

Tabla 10.16. Prueba de expansión con 13 perforaciones de 7 mm.

Datos Anillo			NORMAS DE REFERENCIA		
Diametro =	7.47	cms	ASTM D 2435-96		
Altura =	2.011	cms	Precarga =	0.004	kg/cm²
Área=	43.8259244	cm²	Cte de consolidometro =	10.000	
Volumen=	88.1339339	cm³	Deformación =	0.010	mm
Wanillo =	91.31	grs	w% =	0.112	
Wanillo + material=	231.5	grs	Gw =	98.51%	
Waterial=	140.19	grs	Ws =	126.070	%Expansión
γ _m =	1.59064725	gr/cm3	Ss =	2.620	15.4
			2Ho =	10.979	
Vol. Extraído: 11 % (13-7mm)					

Incrementos de presión (kg/cm2)			lectura de micrometro	lectura deformacion lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacios
0.232			400	0	20.11	9.13	0.832
Saturación			351	-0.49	19.62	8.64	0.787
0.232			661	3.1	22.72	11.74	1.069
0.46			621	-0.4	22.32	11.34	1.033
0.916			482	-1.39	20.93	9.95	0.906
1.829			323	-1.59	19.34	8.36	0.761
0.916			335	0.12	19.46	8.48	0.772
0.46			347	0.12	19.58	8.60	0.783
0.232			363	0.16	19.74	8.76	0.798

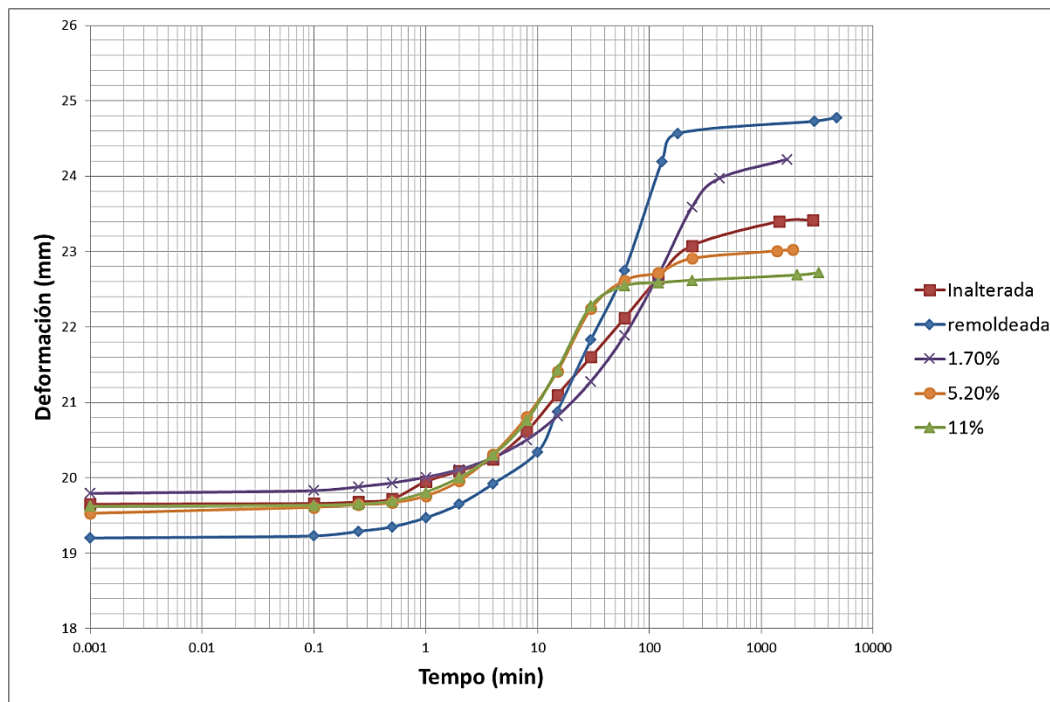


Figura 10-III. Gráfico de deformación para muestras inalterada, remoldeada y con perforaciones de 0.7 cm.

Tabla 10.17. Prueba de expansión con 13 perforaciones de 5 mm.

Datos Anillo			NORMAS DE REFERENCIA				
Diametro =	7.492	cms	ASTM D 2435-96				
Altura =	1.983	cms	Precarga =	0.004	kg/cm ²		
Área=	44.0844492	cm ²	Cte de consolidometro =	10.000			
Volumen=	87.4194627	cm ³	Deformación =	0.010	mm		
Wanillo =	86.81	grs	w% =	0.110			
Wanillo + material=	225.3	grs	Gw =	1.201			
Waterial=	138.49	grs	Ws =	124.766	%Expansión		
γ_m =	1.584	gr/cm3	Ss =	2.620	13.0		
			2Ho =	10.802			
Vol. Extraído: 5.78% (13-5mm)							
Incrementos de presión (kg/cm2)			lectura de micrometro	lectura deformacion lineal (mm)	ESPESOR (mm)	2H-2Ho	Relación de vacios
0.230			200	0	19.83	9.03	0.836
Saturación			126.2	-0.738	19.092	8.29	0.767
0.230			383	2.568	21.66	10.86	1.005
0.457			369.2	-0.138	21.522	10.72	0.992
0.911			310	-0.592	20.93	10.13	0.938
1.818			153	-1.57	19.36	8.56	0.792
2.952			38	-1.15	18.21	7.41	0.686
1.818			78.2	0.402	18.612	7.81	0.723
0.911			97	0.188	18.8	8.00	0.740
0.457			116	0.19	18.99	8.19	0.758
0.230			133.5	0.175	19.165	8.36	0.774

10.4. Modelo de extrapolación a campo.

Se presenta el código del programa para la distribución de perforaciones y análisis de esfuerzos mediante teoría de Boussinesq para probetas de laboratorio.

```
##### Variables#####
clc;
clear;figure,
dp=0.9; %%Diámetro de perforacion
Perf=7; %% Número de perforacion
da=7.5 ;%%Diametro del anillo
coordenadas = zeros(Perf,2) %% coordenadas de las perforaciones respecto
al origen
coo=1;%% variable para guardar el número de coordenadas
n = 50; k=0:n; fi=2*pi*k/n; %% parametros para circulo
zp=[0.5; 1.0; 1.5; 2]; %% profundidades
factor=1;

##### Inicio del programa #####
%%Selección de carga correspondiente
if dp==0.35 P=1.575 ; end
if dp==0.40 P=1.856 ; end
if dp==0.45 P=2.138; end
if dp==0.50 P=2.358 ; end
if dp==0.55 P=2.579 ; end
if dp==0.60 P=2.800 ; end
if dp==0.65 P=2.996 ; end
if dp==0.70 P=3.192 ; end
if dp==0.75 P=3.400 ; end
if dp==0.80 P=4.050 ; end
if dp==0.85 P=4.485 ; end
if dp==0.90 P=4.785 ; end
if dp==0.95 P=5.110 ; end
if dp==1.00 P=5.470 ; end
if dp==1.05 P=5.775 ; end

g=0;
if dp>=1 && Perf>9
    disp ('El número de perforaciones no es el correcto')
else
    if Perf<=15 %% restingue el programa a 15 perforaciones
        %%% graficar el circulo principal%%%
        x=da*cos(fi)/2;
        y=da*sin(fi)/2;
        plot(0,0,x,y, 'b');hold on
        grid on

        if Perf==1 %% si el numero de perforaciones es igual a 1 se grafica
        perforación al origen
            px=0;
            py=0;
            coordenadas (coo,1)=[px];
            coordenadas (coo,2)=[py];
```

```
coo=coo+1;
x=px+dp*cos(fi)/2; y =py+dp*sin(fi)/2;
plot(x,y,'g'); hold on
end

if Perf>=2 && Perf<=4 %% si el numero de perforaciones es igual a 1
se grafica perforación al origen
Angulo= (2*pi)/Perf; %% calcular el angulo en que se graficarán
los círculos

for j=1:Perf
px(j)=((da/4)* cos(g));
py(j)=((da/4)* sin(g));
coordenadas(coo,1)=[px(j)];
coordenadas(coo,2)=[py(j)];
coo=coo+1;
x=px(j)+dp*cos(fi)/2; y =py(j)+dp*sin(fi)/2;
plot(x,y,'g'); hold on
g=g+Angulo;
end
end

if Perf>=5 && Perf<=8 %% si el numero de perforaciones es igual a 1
se grafica perforación al origen
Angulo= (2*pi)/(Perf-1); %% calcular el angulo en que se
graficarán los círculos
rad=((da/2)-(dp/2))/2+(dp/2);
for j=1:Perf
if j==1 %% si el numero de perforaciones es igual a 1 se
grafica perforación al origen
px=0;
py=0;
coordenadas(coo,1)=[px];
coordenadas(coo,2)=[py];
coo=coo+1;
x=px+dp*cos(fi)/2; y =py+dp*sin(fi)/2;
plot(x,y,'g'); hold on
else
px(j)=(rad* cos(g));
py(j)=(rad* sin(g));
coordenadas(coo,1)=[px(j)];
coordenadas(coo,2)=[py(j)];
coo=coo+1;
x=px(j)+dp*cos(fi)/2; y =py(j)+dp*sin(fi)/2;
plot(x,y,'g'); hold on
g=g+Angulo;
end
end

end

if Perf>=9 && Perf<=15
for j=1:Perf
```

```

        if j==1 %% si el numero de perforaciones es igual a 1 se
grafica perforación al origen
            px=0;
            py=0;
            coordenadas(coo,1)=[px];
            coordenadas(coo,2)=[py];
            coo=coo+1;
            x=px+dp*cos(fi)/2; y =py+dp*sin(fi)/2;
            plot(x,y,'g'); hold on
        end

        if j>=2 && j<=5
            if j==2
                Angulo=2*pi()/4;
                g=0;
                rad=1.7*(((da/2)-(dp/2))/5)+(dp/2);
            end
            px(j)=(rad*cos(g));
            py(j)=(rad*sin(g));
            coordenadas(coo,1)=[px(j)];
            coordenadas(coo,2)=[py(j)];
            coo=coo+1;
            x=px(j)+dp*cos(fi)/2; y =py(j)+dp*sin(fi)/2;
            plot(x,y,'g'); hold on

            g=g+Angulo;
        end

        if j>=6
            if j==6
                Angulo= 2*pi()/(Perf-5);
                rad=1.7*(((da/2)-(dp/2))/5)+(dp/2);
                rad2=((da/2)-rad)/2+1.15*rad;
                g=40*((2*pi())/360);
            end
            px(j)=(rad2*cos(g));
            py(j)=(rad2*sin(g));
            coordenadas(coo,1)=[px(j)];
            coordenadas(coo,2)=[py(j)];
            coo=coo+1;
            x=px(j)+dp*cos(fi)/2; y =py(j)+dp*sin(fi)/2;
            plot(x,y,'g'); hold on
            g=g+Angulo;
        end
    end
end
else
    disp ('El número de perforaciones no es el correcto')
end
end

%%
%% graficar linea critica
x= -da/2:0.001:da/2; y=0; plot(x,y,'m')
%% crear puntos para analisis desde -da/2 hasa da/2 cada 0.1mm
Puntos= -3.7:0.1:3.7; %%y=0; plot(Puntos,y,'k');
%% localizar cuantos circulos existen sobre el eje critico

```

```

%% localizar cuantos circulos existen sobre el eje critico
centro=1;
for i=1:Perf
    if( coordenadas(i,2)<dp && coordenadas(i,2)>-dp )%% 1E-15
        Circ(centro)=coordenadas(i);
        centro=centro +1 ;
    end
end
%% eliminar del vector de puntos los valores que cruzan los circulos
for i=1:length(Puntos)
    for j=1: length(Circ)
        if(Puntos(i)<=Circ(j)+dp/2 && Puntos(i)>=Circ(j)-dp/2)
            Puntos(i)=0;
        end
    end
end
%% crear el vector con los puntos finales.
p=1;
for i=1: length (Puntos)
    if Puntos(i)== 0 && (Puntos(i+1)==0 || Puntos(i-1)==0)
    else
        PuntosF(p)=Puntos(i);
        p=p+1;
    end
end
PuntosF= PuntosF';

y=0; plot(PuntosF',y,'*k');
%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

for i=1:length (PuntosF) %% ubicarse en cada punto
    for j=1:length(coordenadas)%% sacar coordenadas de cada circulo
    respecto cada punto
        if( PuntosF(i)<0)
            Cxy(j,1,i)=coordenadas(j,1)+abs(PuntosF(i));
            Cxy(j,2,i)=coordenadas(j,2);
        end
        if( PuntosF(i)==0)
            Cxy(j,1,i)=coordenadas(j,1);
            Cxy(j,2,i)=coordenadas(j,2);
        end
        if( PuntosF(i)>0)
            Cxy(j,1,i)=PuntosF(i)-coordenadas(j,1);
            Cxy(j,2,i)=coordenadas(j,2);
        end
    end
end

%% calcular r

for i=1: length (coordenadas)
    for j=1:length (PuntosF)
        Cxy(i,3,j)= sqrt((Cxy(i,1,j))^2+(Cxy(i,2,j))^2);
    end
end

```

```
end
end

%%% calcular r/z
%z=0.5;
sigmaz= zeros(length (PuntosF),length (zp));
txz= zeros(length (PuntosF),length (zp));
for k=1:length (zp)
for i=1: length (coordenadas)
    for j=1:length (PuntosF)
        rz(i,1,j)=Cxy(i,3,j)/(zp(k)) ;
    end
end
end

%%% calcular P0

for i=1: length (coordenadas)
    for j=1:length (PuntosF)
        P0(i,1,j)=(3/(2*pi()))*(1/(1+(rz(i,1,j))^2))^(5/2) ;
    end
end

%%% calcular P0*P
POP=P0*P;

%%% Calcular sigmaz

for i=1:length (PuntosF)
    for j=1:length (coordenadas)
        sigmaz(i,k)= POP(j,1,i)+sigmaz(i,k);
    end
    sigmaz(i,k)=factor*sigmaz(i,k)/(zp(k)^2);
end

%%% Calcular Txz

for i=1:length (PuntosF)
    for j=1:length (coordenadas)
        txz(i,k)= (POP(j,1,i)*rz(j,1,i))+txz(i,k);
    end
    txz(i,k)=factor*txz(i,k)/(zp(k)^2);
end
end
```

Se presenta también el código del programa que extrapola los resultados obtenidos en laboratorio para brindar soluciones a nivel de campo:

```
##### Inicio#####
clc;
clear;
%% VARIABLES PARA RESULTADOS
Esfuezovertical = [];
Esfuerzocortante = [];
Diametroprofundidad=[];
%% Constantes

n = 50; k=0:n ; fi=2*pi*k/n; %% parametros para circulo
zp=[10; 100; 150; 200]; %% profundidades cm
factor=1;%%3.6333*dp-1.3333;
Diametros(:,1)= [0,0; 3.11,12.357; 5.778,15.1 ; 0,0];
Diametros(:,2)= [0,0; 1.742,6.9 ; 5.227,10.7 ; 11.324,12.7];
Diametros(:,3)= [0,0; 3.853,13.2 ; 7.707,14.11; 0,0];
Diametros(:,4)= [0,0; 1.778,10.8 ; 3.556,14.2 ; 5.333,17.5];

%% Varianbles ( se piden al usuario)
Ancho=200; %cm
Largo=200; %cm
Pexp=14;%% porcentaje de expansión

%% constantes Calculadas
A=Ancho*Largo; %% cm2 _( 2*2) area a perforar
da=sqrt(A) ;%%Diámetro del anillos cm

%% Inicio de calculo de coordenadas %%

for k=1:4

    if max(Diametros(:,2,k))>=Pexp %% verificar que diámetro extrae Pexp
        %% Encontrar de que diámetro se trata
        if k==1 dp=15; end
        if k==2 dp=20; end
        if k==3 dp=25; end
        if k==4 dp=30; end

        %% Calcular el diametro de la perforación y # perforaciones
        coor=0;%% variable para encontrar en que parte se encuentra la
        recta a interpolar
        for j=1:4 %% Encontrar en que posicion del vector diametros, se
        cumple Pexp
            if Diametros(j,2,k)>=Pexp && coor <1
                dv(k,1)=j;
                coor=1;
            end
        end
        %%
        if dv(k,1)>0
            ##### Encontrar el volumen extraido para abatir expansión
            Volextrp(k,1)= Diametros(dv(k,1)-1,1,k) + (Pexp-Diametros(dv(k,1)-
            1,2,k)) * ((Diametros(dv(k,1),1,k)-Diametros(dv(k,1)-
```

```

1,1,k))/((Diametros(dv(k,1),2,k)-Diametros(dv(k,1)-1,2,k)));%% está en
porcentaje (%)

VolumenT(k,1)= A*100; %% volumen del área, 100cm = capa activa
Volextrcm(k,1)= (VolumenT(k,1))*Volextrp(k,1)/100; %% volumen
extraído en cm3
Alturaperf(k,1)=200; %%Altura inicial de la perforación
Nperf(k,1)= 0.5; %% solo se establece para iniciar el ciclo while
while abs (Nperf(k,1)-ceil(Nperf(k,1)))>=0.1
    Alturaperf(k,1)=Alturaperf(k,1)-1;
    Volperf(k,1)= (pi()*(dp/2)^2)*Alturaperf(k,1);
    Nperf(k,1)= Volextrcm(k,1)/Volperf(k,1);
end
Perf =ceil(Nperf(k,1));%% Número de perforaciones a realizar
coo=1;%% variable para guardar el número de coordenadas
coordenadas = zeros(Perf,2); %% coordenadas de las perforaciones
respecto al origen

%%%%%%%% Inicio del programa %%%%%%%%%
figure,
if dp==15 P=967.536; end %%84.115 ; end %% kg
if dp==20 P=1720.064; end %%112.287 ; end
if dp==25 P=2687.601; end %%140.458; end
if dp==30 P=3870.102; end %%168.630 ; end
g=0;
if dp>=1 && Perf>50
    disp ('El número de perforaciones no es el correcto')
else
if Perf<=50 %% restingue el programa a 50 perforaciones
    %% graficar el circulo principal%%
    clear i
    clear j
    sq=[-(sqrt(A)/2)-(sqrt(A)/2)*i,(sqrt(A)/2)-
(sqrt(A)/2)*i,(sqrt(A)/2)+(sqrt(A)/2)*i,-(sqrt(A)/2)+(sqrt(A)/2)*i];
    hold on
    plot(real(sq),imag(sq),'bo','markersize',2,'markerfacecolor','b')
    sq=[sq,sq(1)]; %%para cerrar el cuadrado
    plot(real(sq),imag(sq),'b')
    grid on

    if Perf==1 %% si el numero de perforaciones es igual a 1 se
grafica perforación al origen
        px=0;
        py=0;
        coordenadas(coo,1)=[px];
        coordenadas(coo,2)=[py];
        coo=coo+1;
        x=px+dp*cos(fi)/2; y =py+dp*sin(fi)/2;
        plot(x,y,'g'); hold on
    end

    if Perf>=2 && Perf<=4 %% si el numero de perforaciones es igual
a 1 se grafica perforación al origen
        Angulo= (2*pi)/Perf;%% calcular el angulo en que se
graficarán los circulos
        for j=1:Perf

```

```
        px(j)=(da/4)* cos(g));
        py(j)=(da/4)* sin(g));
        coordenadas(coo,1)=[px(j)];
        coordenadas(coo,2)=[py(j)];
        coo=coo+1;
        x=px(j)+dp*cos(fi)/2; y =py(j)+dp*sin(fi)/2;
        plot(x,y,'g'); hold on
        g=g+Angulo;
    end
end

    if Perf>=5 && Perf<=9 %% si el numero de perforaciones es igual a
1 se grafica perforación al origen
        Angulo= (2*pi)/(Perf-1); %% calcular el angulo en que se
graficaran los circulos
        rad=((da/2)-(dp/2))/2+(dp/2);
        for j=1:Perf
            if j==1 %% si el numero de perforaciones es igual a 1 se
grafica perforación al origen
                px=0;
                py=0;
                coordenadas(coo,1)=[px];
                coordenadas(coo,2)=[py];
                coo=coo+1;
                x=px+dp*cos(fi)/2; y =py+dp*sin(fi)/2;
                plot(x,y,'g'); hold on
            else
                px(j)=(rad* cos(g));
                py(j)=(rad* sin(g));
                coordenadas(coo,1)=[px(j)];
                coordenadas(coo,2)=[py(j)];
                coo=coo+1;
                x=px(j)+dp*cos(fi)/2; y =py(j)+dp*sin(fi)/2;
                plot(x,y,'g'); hold on
                g=g+Angulo;
            end
        end
    end

    if Perf>=10 && Perf<=50
        for j=1:Perf

            if j==1 %% si el numero de perforaciones es igual a 1 se
grafica perforación al origen
                px=0;
                py=0;
                coordenadas(coo,1)=[px];
                coordenadas(coo,2)=[py];
                coo=coo+1;
                x=px+dp*cos(fi)/2; y =py+dp*sin(fi)/2;
                plot(x,y,'g'); hold on
            end

            if j>=2 && j<=9
```

```

        if j==2
            Angulo= (2*pi)/(8); %% calcular el angulo en que
se graficarán los círculos
            rad=((da/2)-(dp/2))/2+(dp/2);
        end
        px(j)=(rad* cos(g));
        py(j)=(rad* sin(g));
        coordenadas(coo,1)=[px(j)];
        coordenadas(coo,2)=[py(j)];
        coo=coo+1;
        x=px(j)+dp*cos(fi)/2; y =py(j)+dp*sin(fi)/2;
        plot(x,y,'g'); hold on
        g=g+Angulo;
    end

    if j>=10
        if j==10
            Angulo= 2*pi()/ (Perf-9);
            rad=1.7*(((da/2)-(dp/2))/5)+(dp/2);
            rad2=((da/2)-rad)/2+1.5*rad;
            g=40*(2*pi()/360);
        end
        px(j)=(rad2* cos(g));
        py(j)=(rad2* sin(g));
        coordenadas(coo,1)=[px(j)];
        coordenadas(coo,2)=[py(j)];
        coo=coo+1;
        x=px(j)+dp*cos(fi)/2; y =py(j)+dp*sin(fi)/2;
        plot(x,y,'g'); hold on
        g=g+Angulo;
    end
end
end
else
    disp ('El número de perforaciones no es el correcto')
end
end

%%
%% graficar linea critica
x= -da/2:1:da/2; y=0; plot(x,y,'m')
%% crear puntos para analisis desde -da/2 hasa da/2 cada 0.1mm
Puntos= -(da/2):1:(da/2); %%y=0; plot(Puntos,y,'*k');
%% localizar cuantos círculos existen sobre el eje critico
centro=1;
for i=1:Perf
    if(coordenadas(i,2)<dp && coordenadas(i,2)>-dp )%% 1E-15
        Circ(centro)=coordenadas(i);
        centro=centro +1 ;
    end
end

%% eliminar del vector de puntos los valores que cruzan los círculos
for i=1:length(Puntos)
    for j=1: length(Circ)
        if(Puntos(i)<=Circ(j)+dp/2 && Puntos(i)>=Circ(j)-dp/2)
            Puntos(i)=0;
        end
    end
end

```

```

        end
    end
end

%%% crear el vector con los puntos finales.
p=1;
for i=1: length (Puntos)
if Puntos(i)== 0 && (Puntos(i+1)==0 || Puntos(i-1)==0)
else
    PuntosF(p)=Puntos(i);
    p=p+1;
end
end

PuntosF= PuntosF';

y=0; plot(PuntosF',y, '*k');
%%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

for i=1:length (PuntosF) %% ubicarse en cada punto

    for j=1:length(coordenadas(:,2))%%% sacar coordenadas de cada circulo
    respecto cada punto
        if( PuntosF(i)<0)
            Cxy(j,1,i)=coordenadas(j,1)+abs(PuntosF(i));
            Cxy(j,2,i)=coordenadas(j,2);
        end
        if( PuntosF(i)==0)
            Cxy(j,1,i)=coordenadas(j,1);
            Cxy(j,2,i)=coordenadas(j,2);
        end
        if( PuntosF(i)>0)
            Cxy(j,1,i)=PuntosF(i)-coordenadas(j,1);
            Cxy(j,2,i)=coordenadas(j,2);
        end
    end
end

%%% calcular r

for i=1: length (coordenadas(:,2))
    for j=1:length (PuntosF)
        Cxy(i,3,j)= sqrt((Cxy(i,1,j))^2+(Cxy(i,2,j))^2);
    end
end

%%% calcular r/z
%z=0.5;
sigmaz= zeros(length (PuntosF),length (zp));
txz= zeros(length (PuntosF),length (zp));
for ki=1:length (zp)
for i=1: length (coordenadas(:,2))
    for j=1:length (PuntosF)

```

```

        rz(i,1,j)=Cxy(i,3,j)/(zp(ki)) ;
    end
end

%%% calcular P0

for i=1: length (coordenadas(:,2))
    for j=1:length (PuntosF)
        P0(i,1,j)=(3/(2*pi()))*(1/(1+(rz(i,1,j))^2))^(5/2) ;
    end
end

%%% calcular P0*P
P0P=P0*P;

%%% Calcular sigma_z

for i=1:length (PuntosF)
    for j=1:length (coordenadas(:,2))
        sigma_z(i,ki)= P0P(j,1,i)+sigma_z(i,ki);
    end
    sigma_z(i,ki)=factor*sigma_z(i,ki)/(zp(ki)^2);
end

%%% Calcular Txz

for i=1:length (PuntosF)
    for j=1:length (coordenadas(:,2))
        txz(i,ki)= (P0P(j,1,i)*rz(j,1,i))+txz(i,ki);
    end
    txz(i,ki)=factor*txz(i,ki)/(zp(ki)^2);
end

end

    end
    Esfuerzovertical = [Esfuerzovertical;0,0,0,0; sigma_z(:,:)];
    Esfuerzocortante = [Esfuerzocortante;0,0,0,0; txz(:,:)];
    Diametroprofundidad=
[Diametroprofundidad;0,0,0;dp,Perf,Alturaperf(k,1)];
    end

clear coordenadas
clear Circ
clear Puntos
clear PuntosF

end

```